



SAPIENZA
UNIVERSITÀ DI ROMA

**Facoltà di
Ingegneria**



Dipartimento di Idraulica Trasporti e Strade

*Scuola di Dottorato in
Ingegneria Civile e Architettura*

La tecnica del Soil Mixing per la cinturazione di siti contaminati

Dottorato di ricerca in Ingegneria Ambientale
XXII Ciclo

Coordinatore: Prof.ssa Maria Rosaria Boni

Tutor: Prof. Ing. Massimo Grisolia

Dottorando: Ignazio Paolo Marzano

Novembre 2009

Indice generale

1	INTRODUZIONE	1
1.1	INQUADRAMENTO GENERALE DELLA RICERCA.....	1
1.2	OBIETTIVI ED ARTICOLAZIONE DEL LAVORO SVOLTO	2
1.3	STRUTTURA DELLA TESI	3
2	SOIL MIXING – STATO DELL’ARTE	5
2.1	INTRODUZIONE	5
2.2	MODALITÀ E TECNOLOGIE ESECUTIVE	6
2.2.1	<i>Wet Mixing</i>	9
2.2.2	<i>Dry Mixing</i>	14
2.2.3	<i>Cutter Soil Mixing</i>	15
2.3	FATTORI CHE INFLUENZANO IL PROCESSO DI MISCELAZIONE E IL TRATTAMENTO	23
2.3.1	<i>Materiali e proprietà</i>	26
2.3.2	<i>Preparazione della miscela</i>	30
2.4	PROPRIETÀ DEI TERRENI STABILIZZATI	30
2.4.1	<i>Principi che regolano il consolidamento</i>	31
2.4.2	<i>Metodologie di studio in laboratorio</i>	33
2.4.3	<i>Differenze tra le caratteristiche meccaniche in sito e in laboratorio</i>	35
2.4.4	<i>Resistenza a compressione non confinata</i>	37
2.4.5	<i>Modulo di elasticità</i>	49
2.4.6	<i>Permeabilità</i>	50
2.5	VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI QA/QC	55
2.5.1	<i>Prove di laboratorio</i>	56
2.5.2	<i>Prove in sito</i>	58
2.6	DEGRADAZIONE FISICA E CHIMICA.....	63
2.6.1	<i>Meccanismi di degradazione fisica</i>	63
2.6.2	<i>Meccanismi di degradazione chimica</i>	67
3	STUDIO SPERIMENTALE: OBIETTIVI, MATERIALI E PROCEDURE ADOTTATE	71
3.1	INTRODUZIONE	71
3.1.1	<i>Glossario e Terminologia di laboratorio per il deep mixing</i>	71
3.2	PARTE PRIMA – ATTIVITÀ PRESSO L’UNIVERSITÀ DI CAMBRIDGE (UK)	73
3.2.1	<i>Obiettivi dello studio sperimentale</i>	73
3.2.2	<i>Programma dello studio sperimentale</i>	74
3.2.3	<i>Caratterizzazione dei materiali utilizzati</i>	79
3.2.4	<i>Confezionamento dei provini</i>	85
3.2.5	<i>Esecuzione delle prove</i>	92
3.3	PARTE SECONDA – ATTIVITÀ PRESSO LA SAPIENZA UNIVERSITÀ DI ROMA.....	98

3.3.1	<i>Inquadramento geologico del sito</i>	100
3.3.2	<i>Obiettivi dello studio sperimentale</i>	104
3.3.3	<i>Programma dello studio sperimentale</i>	104
3.3.4	<i>Caratterizzazione dei materiali utilizzati</i>	105
3.3.5	<i>Preparazione dei provini</i>	126
3.3.6	<i>Esecuzione delle prove</i>	132
4	RISULTATI ED ANALISI	140
4.1	INTRODUZIONE	140
4.2	STANDARDIZZAZIONE E UNIFICAZIONE PROCEDURE DI LABORATORIO	140
4.2.1	<i>Influenza delle modalità di confezionamento dei provini (TS1)</i>	141
4.2.2	<i>Influenza della temperatura di maturazione (TS2)</i>	145
4.2.3	<i>Influenza del tempo intercorrente tra l'inizio dell'idratazione del legante e la fine del confezionamento del provino (TS3)</i>	147
4.3	PROVE SU TERRENI ARTIFICIALI ETEROGENEI	150
4.3.1	<i>Resistenza a compressione non confinata</i>	151
4.3.2	<i>Modulo di elasticità secante E_{50}</i>	152
4.3.3	<i>Relazione tra resistenza e modulo secante</i>	154
4.3.4	<i>Permeabilità</i>	155
4.4	PROVE SU TERRENI REALI STRATIFICATI	157
4.4.1	<i>Resistenza a compressione non confinata</i>	158
4.4.2	<i>Modulo di elasticità secante E_{50}</i>	171
4.4.3	<i>Relazione tra resistenza e modulo secante</i>	173
4.4.4	<i>Permeabilità</i>	176
4.4.5	<i>Relazione tra resistenza e permeabilità</i>	184
4.5	APPLICAZIONE DI UN MODELLO MATEMATICO PREVISIONALE	186
4.5.1	<i>Il concetto dell'"invecchiamento accelerato"</i>	187
4.5.2	<i>Risultati sperimentali</i>	188
4.5.3	<i>Applicazione del modello numerico dell'"invecchiamento accelerato"</i>	189
5	CONCLUSIONI	193
5.1	INTRODUZIONE	193
5.2	STANDARDIZZAZIONE PROCEDURE DI LABORATORIO	194
5.3	TERRENI ARTIFICIALI ETEROGENEI	195
5.4	TERRENI REALI STRATIFICATI	196
5.5	RACCOMANDAZIONI PER FUTURE RICERCHE	198
	PRODOTTI DELLA RICERCA	200
	ATTIVITÀ FORMATIVA SVOLTA ALL'ESTERO	201
	BIBLIOGRAFIA	205

Indice delle figure

Figura 2.1 – Utensile storico.	5
Figura 2.2 – Sequenza d’installazione nel deep mixing (Massarsch e Topolnicki, 2005).	7
Figura 2.3 – Barriera in deep mixing.	8
Figura 2.4 – Differenti configurazioni per le colonne DM: (a) singola colonna, (b) colonne composte, (c) pannello, (d) griglia.	9
Figura 2.5 – Metodi Wet Deep Mixing in Giappone.	10
Figura 2.6 – Metodi Wet Deep Mixing negli U.S.A.	11
Figura 2.7 – Metodi Wet Deep Mixing in Europa.	12
Figura 2.8 – Wet Deep Mixing tramite strumenti di miscelazione rotanti verticali a formare pannelli rettangolari (Shimizu corporation).	13
Figura 2.9 – Wet Deep Mixing – tecnologie CSM.	13
Figura 2.10 – Wet Deep Mixing: Trench cutting Remixing Deep wall method (a) e Cut Mix-Injection method (b).	13
Figura 2.11 – Metodi Dry Deep Mixing.	14
Figura 2.12 – Tecnologie CSM: (a) Bauer; (b) Trevi; (c) Soletanche.	15
Figura 2.13 – (a) Corpo fresante e macchina operatrice con Kelly; (b) CSM sospeso.	16
Figura 2.14 – Schema in pianta del cantiere per la procedura con sistema bi-fase: esecuzione dello scavo.	16
Figura 2.15 – Schema in pianta del cantiere per la procedura con sistema bi-fase: lo spurgo denso viene rimosso meccanicamente e passato al vibrovaglio prima dell’invio al dissabbiatore.	17
Figura 2.16 – Schema in pianta del cantiere per la procedura con sistema mono-fase.	18
Figura 2.17 – Schema di formazione di una paratia continua con pannelli primari (P) e secondari (S).	18
Figura 2.18 – Sequenza tipica di costruzione di un diaframma.	19
Figura 2.19 – Pannelli CSM.	19
Figura 2.20 – Idrofresa: controllo della verticalità sul piano trasversale e longitudinale.	20
Figura 2.21 – Confronto CSM con DMM nell’esecuzione di paratie strutturali e muri di ritenuta.	22
Figura 2.22 – Effetto stabilizzante Seff e coefficiente di variazione V_{col} in funzione del numero di rotazione delle lame T (Larsson et al., 2005b and c).	26
Figura 2.23 – Sviluppo delle microstrutture durante l'idratazione del cemento Portland (Taylor, 1990).	28
Figura 2.24 – Andamento della permeabilità con il tempo di miscele cementizie auto indurenti per diaframmi convenzionali (Brandl, 1996).	29
Figura 2.25 – (a) Mixer e utensili di miscelazione (JGS 0821-2000); (b) Modello in scala di utensile per deep mixing; (c) Serie di lame per la miscelazione terreno-legante (Al-Tabbaa et al.1999 e Shen et al.2003).	33
Figura 2.26 – Rapporto UCS in sito e in laboratorio ottenuti in terreni Giapponesi (Porbaha et al., 2000).	35
Figura 2.27 – Permeabilità in funzione della resistenza di terreni stabilizzati (Åhnberg et al.2003).	36
Figura 2.28 – (a) Andamento dell’UCS per una serie di terreni Giapponesi stabilizzati con cemento (Kawasaki et al., 1981); (b) Effetto del tipo di terreno sull’UCS di terreni trattati (UCS valutata su campioni prelevati in sito subito dopo l’installazione della colonna)(Taki e Yang, 1991).	38

Figura 2.29 – Andamento con il tempo della resistenza a compressione di argille trattate con cemento (Endo, 1976).....	39
Figura 2.30 – (a) Relazione UCS-tempo per un'argilla di Londra con differenti proporzioni di calce e cemento (Sherwood 1993); (b) relazione UCS-tempo per un'argilla limosa e una sabbia uniforme stabilizzate con cemento e maturate a differenti temperature (Sherwood, 1968).....	40
Figura 2.31 – EuroSoilStab project (DGSSS, 2001), effetto del tempo sull'argilla di Kivikko, Finlandia. C= cemento, F= gesso Finnstabi, T= calce reidratata con almeno 50% di $\text{Ca}(\text{OH})_2$, L= calce (CaO) e K= scorie di altoforno dalla Finlandia.....	40
Figura 2.32 – Effetto della temperatura di maturazione sulla resistenza a compressione dell'argilla marina di Yokohama: (a) contenuto di cemento 20%; (b) contenuto di cemento 30%. (da Kawasaki et al., 1981).....	41
Figura 2.33 – Effetto del tipo di cemento sulla resistenza a compressione del terreno trattato, per due diversi contenuti di cemento; (a) terreno di Kanagawa, Tokyo, (b) terreno di Saga, isola Kyushu (Kawasaki et al., 1981).	42
Figura 2.34 – Resistenze misurate nel tempo in relazione a diversi leganti per (a) argilla di Löftabro e (b) argilla di Linköping (Åhnberg et al., 2003).	42
Figura 2.35 – Comportamento sforzo-deformazione 28 giorni di maturazione (Uddin et al., 1997).	43
Figura 2.36 – Effetto del contenuto di cemento sulla resistenza a compressione dell'argilla stabilizzata di Bangkok in termini di strenght development index (Uddin et al., 1997).....	43
Figura 2.37 – Effetto della quantità di legante sui valori UCS a 90 giorni dall'EuroSoilStab project (DGSSS, 2001); argilla di Kivikko, Finlandia. C= cemento, F= gesso Finnstabi, T= calce reidratata con almeno 50% di $\text{Ca}(\text{OH})_2$, L= calce (CaO) e K= scorie di altoforno dalla Finlandia.	44
Figura 2.38 – Effetto del contenuto d'acqua sulla miscelazione (Bergado e Lorenzo, 2005).	45
Figura 2.39 – Curve di resistenza per le miscele con argilla di Bangkok (Bergado e Lorenzo, 2005).....	46
Figura 2.40 – Variazione della deformazione a rottura con la resistenza a compressione non confinata per argille della baia di Tokyo stabilizzate con cemento (Endo, 1976).	47
Figura 2.41 – Relazione tra la deformazione assiale a rottura e il contenuto di cemento (Uddin et al., 1997).....	47
Figura 2.42 – Effetto della pressione di confinamento (Yu et al., 1997).....	48
Figura 2.43 – Risultati di prove triassiali drenate e non drenate con differenti pressioni di consolidazione (Åhnberg, 1996).	48
Figura 2.44 – Relazione tra il modulo secante e i valori UCS per (a) terreni Giapponesi (Saitoh et al., 1980) e (b) argilla blu di Boston (USA) (GeoTesting Express, 1996, riportato da O'Rourke et al., 1998).....	49
Figura 2.45 – Diminuzione della permeabilità (k) con il contenuto di cemento (a_w) e il contenuto d'acqua (w_a) per un'argilla marina (Terashi e Tanaka, 1983).	50
Figura 2.46 – Variazione della permeabilità con il contenuto di cemento per provini di laboratorio e in sito (Kawasaki et al. 1981).....	51
Figura 2.47 – Influenza del tempo di maturazione e del tipo e quantità di legante sulla permeabilità di argille stabilizzate (Brandl, 1999).....	51
Figura 2.48 – Permeabilità in relazione al tipo di legante usato per le argille di Linköping (Åhnberg, 2003).....	52
Figura 2.49 – Cambiamento della permeabilità in funzione della resistenza (Åhnberg, 2003).....	53
Figura 2.50 – Cambiamento iniziale della permeabilità rispetto al contenuto d'acqua (Åhnberg, 2003).....	54

Figura 2.51 – Sonda per prove su colonne di terreno trattato: (a) convenzionale; (b) reverse.	60
Figura 2.52 – Pressiometro.	61
Figura 2.53 – Metodi sismici.	62
Figura 2.54 – Estrazione ed esposizione di colonne.	62
Figura 2.55 – Relazioni tra la percentuale di massa persa e (a) il contenuto di cemento, e (b) la resistenza a 7 giorni (Shitata e Baghdadi, 2001).	66
Figura 2.56 – Effetto sulle miscele terreno-cemento dell'attacco dei solfati (Osman, 2007).	69
Figura 3.1 – Modalità di confezionamento dei provini.	75
Figura 3.2 – Componenti del terreno coesivo artificiale e legante (Cemento Portland).	77
Figura 3.3 – Componenti aggiuntivi per terreni granulari artificiali.	79
Figura 3.4 – Curva granulometrica della sabbia da costruzione.	80
Figura 3.5 – Rappresentazione dei limiti di Atterberg.	81
Figura 3.6 – (a) Plasimetro, (b) Diverse entità di penetrazione.	82
Figura 3.7 – Determinazione del limite liquido con Plasimetro.	83
Figura 3.8 – Carta di plasticità di Casagrande (argilla artificiale).	85
Figura 3.9 – Preparazione stampi.	86
Figura 3.10 – Provini durante la fase di maturazione in forno.	86
Figura 3.11 – Bilancia di precisione.	87
Figura 3.12 – (a) Mixer Kenwood; (b) Aggiunta di acqua; (c) Omogeneizzazione raggiunta.	88
Figura 3.13 – Mixer utilizzato per le miscele leganti.	89
Figura 3.14 – Preparazione miscele leganti.	89
Figura 3.15 – High Shear Mixer.	90
Figura 3.16 – Fasi della miscelazione con High Shear Mixer.	90
Figura 3.17 – (a) Rimozione manuale del terreno sulle lame; (b) Terreno miscelato con cemento.	91
Figura 3.18 – Strumenti per la compattazione.	91
Figura 3.19 – Confezionamento di provini mediante compattazione dinamica.	91
Figura 3.20 – Provini nei contenitori di maturazione; (a) terreni coesivi; (b) terreni granulari.	92
Figura 3.21 – (a),(b),(c),(d) Fasi di estrazione dei provini; (e), (f) Riposizionamento dei provini nel contenitore di maturazione.	92
Figura 3.22 – (a) Esecuzione prova ELL; (b) Rottura; (c) Sistema digitale di acquisizione dati.	94
Figura 3.23 – Esempio di curva sforzi-deformazioni: individuazione di q_u ed E_{50}	94
Figura 3.24 – (a) Penetrometro tascabile; (b) Scissometro tascabile.	95
Figura 3.25 – Penetrometro e Scissometro tascabile in azione.	95
Figura 3.26 – Correlazione tra misure effettuate con penetrometro e scissometro tascabili.	96
Figura 3.27 – Prove di permeabilità.	96
Figura 3.28 – Cella triassiale utilizzata per le prove di permeabilità.	97
Figura 3.29 – Preparazione della cella triassiale per la prova di permeabilità.	98
Figura 3.30 – Sequenze tipiche di formazioni torbiditiche.	99
Figura 3.31 – (a) Foto aerea della discarica di Malagrotta; (b) dettaglio dell'area da circondare ed ubicazione dei sondaggi geognostici.	100

Figura 3.32 – Profilo stratigrafico dell'area da cinturare con ubicazione dei terreni utilizzati nello studio sperimentale.	106
Figura 3.33 – Terreni utilizzati nello studio sperimentale (a: VI; b: VII; c: VIII; d: IX; e: X).....	106
Figura 3.34 – Setacciatura: (a) serie di setacci; (b) setacci con differenti aperture.	110
Figura 3.35 – (a) Densimetro scala 995÷1030, tipo 151H ASTM; (b) Densimetro scala 995÷1035, tipo 151H-62 ASTM; (c) definizione distanza percorsa dalle particelle e particolare su posizione menisco.....	111
Figura 3.36 – Bagno termostatico contenente tre cilindri graduati.....	113
Figura 3.37 – Lettura della densità.....	114
Figura 3.38 – Curve granulometriche relative ai 5 terreni analizzati.....	116
Figura 3.39 – Cucchiaino di Casagrande, utensile solcatore e set di spatole.....	117
Figura 3.40 – Diagramma tipo per la determinazione del limite liquido.....	117
Figura 3.41 – Determinazione del limite liquido: (a) solco aperto; (b) solco chiuso.....	118
Figura 3.42– Coppella ruvida e utensile solcatore.....	119
Figura 3.43 – Determinazione del peso specifico dei grani: (a) picnometri con campione di terreno; (b) picnometri con acqua distillata e materiale in sospensione; (c) picnometri con acqua distillata e materiale depositato.	122
Figura 3.44 – Carta di plasticità relativa ai terreni VI e X.....	125
Figura 3.45 – Attrezzatura per la miscelazione: (a, b) stampi; (c) grasso spray.	126
Figura 3.46 – Attrezzatura per la miscelazione: (a) mixer Kenwood KM400 Chef Classic 750W, dotato di scodella di miscelazione da 4,6 dm ³ ; (b) dettaglio dell'utensile miscelatore.	129
Figura 3.47 – Miscelazione: (a) introduzione della miscela cementizia; (b) terreno miscelato con il legante. ...	130
Figura 3.48 – Preparazione dei provini: (a) <i>rod</i> ; (b) compattazione tramite <i>rodding</i> ; (c) livellazione della superficie.	130
Figura 3.49 – Contenitori per la maturazione dei provini.....	131
Figura 3.50 – Fasi di estrazione dei provini.	131
Figura 3.51 – Riposizionamento dei provini nel contenitore per la maturazione.	132
Figura 3.52 – Prova ELL: (a, b) pressa utilizzata; (c) tipica superficie di rottura del provino.	133
Figura 3.53 – Prova di permeabilità: (a) pannello triassiale; (b) celle di carico.	133
Figura 3.54 – Base della cella con valvole.	134
Figura 3.55 – Attrezzatura per la prova di permeabilità: (a) plinto di testa e O-ring; (b) pietre porose; (c) membrane e O-ring.....	134
Figura 3.56 – Preparazione del provino per la prova di permeabilità: (a) inserimento del disco di carta filtro; (b) pietra porosa; (c) ulteriore disco di carta filtro; (d) provino; (e) plinto superiore e O-ring; (f) provino preparato.	135
Figura 3.57 – Preparazione della cella: (a) chiusura della cella; (b) introduzione di acqua; (c) introduzione dell'olio; (d) cella preparata; (e) volumometro.	136
Figura 3.58 – (a) Schema dell'apparecchiatura per la misura diretta della permeabilità nel corso della prova edometrica (Head, 1982); (b) cella edometrica e buretta; (c) particolare cella.....	138
Figura 4.1 – Peso nell'unità di volume vs. modalità di confezionamento.	141
Figura 4.2 – (a) Valori della resistenza a compressione non confinata a 28 giorni; (b) Valori medi di q_u	142

Figura 4.3 – Curve di resistenza in funzione del rapporto C_w/LL .	143
Figura 4.4 – Risultati in termini di E_{50} .	143
Figura 4.5 – Valori di q_u confrontati con quelli di E_{50} .	144
Figura 4.6 – Valori medi di q_u in funzione di quelli di E_{50} .	144
Figura 4.7 – Interpretazione dell' E_{50} per la Miscela 2.	145
Figura 4.8 – Miscela 1: Resistenza al taglio vs. tempo di maturazione per diverse temperature.	146
Figura 4.9 – Miscela 2: Resistenza al taglio vs. tempo di maturazione per diverse temperature.	146
Figura 4.10 – Miscela 3: Resistenza al taglio vs. tempo di maturazione per diverse temperature.	147
Figura 4.11 – A: Peso di volume in funzione del tempo di attesa per diversi contenuti di acqua.	148
Figura 4.12 – B: Peso di volume in funzione del tempo di attesa per diversi contenuti di acqua.	148
Figura 4.13 – A: q_u in funzione dei tempi di attesa.	149
Figura 4.14 – B: q_u in funzione dei tempi di attesa.	149
Figura 4.15 – A e B: q_u in funzione di E_{50} .	150
Figura 4.16 – Valori di q_u per le miscele investigate.	151
Figura 4.17 – Relazione tra la q_u dei terreni trattati e il loro contenuto di cemento.	151
Figura 4.18 – Relazione tra la q_u dei terreni trattati e il loro contenuto di argilla.	152
Figura 4.19 – Valori di E_{50} per le miscele investigate.	153
Figura 4.20 – Relazione tra la E_{50} dei terreni trattati e il loro contenuto di cemento.	153
Figura 4.21 – Relazione tra la E_{50} dei terreni trattati e il loro contenuto di argilla.	154
Figura 4.22 – Relazione tra E_{50} e q_u : a) terreni granulare; b) terreni coesivi.	154
Figura 4.23 – Valori di permeabilità per le miscele investigate.	155
Figura 4.24 – Relazione tra permeabilità e contenuto di cemento.	156
Figura 4.25 – Relazione tra permeabilità e contenuto di argilla.	157
Figura 4.26 – Determinazione della resistenza a compressione non confinata (q_u) e della deformazione a rottura (ϵ_r) dalle curve sforzi-deformazioni.	158
Figura 4.27 – Confronto tra le curve sforzi-deformazioni per due tipi di miscele.	159
Figura 4.28 – Curve sforzi-deformazioni per miscele con contenuto di cemento pari al 10% e maturate per 14 giorni.	160
Figura 4.29 – Andamento della resistenza a compressione non confinata a 28 giorni di maturazione con la percentuale di materiale a grana fina per tutti i tipi di terreno.	161
Figura 4.30 – Andamento della resistenza a compressione non confinata con il tempo di maturazione al variare del contenuto di cemento per il terreno IX.	164
Figura 4.31 – Andamento della resistenza a compressione non confinata con il tempo di maturazione per tutti i terreni trattati con un contenuto di cemento pari al 15 %.	164
Figura 4.32 – Andamento della resistenza a compressione non confinata in funzione del tempo e della temperatura di maturazione per la miscela 21 (terreno VI con 10% di cemento).	165
Figura 4.33 – Andamento della resistenza a compressione non confinata per il terreno VII in funzione del contenuto di cemento e del tempo di maturazione.	166
Figura 4.34 – Andamento della resistenza a compressione non confinata per tutti i terreni a 28 giorni di maturazione in funzione del contenuto di cemento.	167

Figura 4.35 – Curve sforzi-deformazioni al variare del contenuto d’acqua per la miscela 25 a 7 giorni di maturazione.	168
Figura 4.36 – Curve sforzi-deformazioni al variare del contenuto d’acqua per le miscela 28 a 28 giorni di maturazione.	169
Figura 4.37 – Andamento della resistenza in funzione del rapporto C_w/LL	169
Figura 4.38 – Effetto del contenuto d’acqua sul modulo secante E_{50}	170
Figura 4.39 – Effetto del contenuto d’acqua sulla deformazione a rottura.	170
Figura 4.40 – Estrapolazione del modulo d’elasticità secante relativo al 50% della resistenza massima dalle curve sforzi-deformazioni.	171
Figura 4.41 – Andamento del modulo secante E_{50} in funzione della percentuale di materiale a grana fina per un tempo di maturazione pari a 28 giorni.	172
Figura 4.42 – Andamento del modulo d’elasticità secante con il tempo di maturazione per il terreno IX.	172
Figura 4.43 – Andamento del modulo d’elasticità secante E_{50} per il terreno II in funzione del contenuto di cemento e del tempo di maturazione.	173
Figura 4.44 – Relazione tra il modulo d’elasticità secante e la resistenza a compressione non confinata per i terreni VI e X.	174
Figura 4.45 – Relazione tra il modulo d’elasticità secante e la resistenza a compressione non confinata per i terreni VII, VIII e IX.	175
Figura 4.46 – Relazione il tra modulo d’elasticità secante e la resistenza a compressione non confinata per i provini sottoposti a prova di permeabilità.	175
Figura 4.47 – Valori di conducibilità idraulica prima e dopo il trattamento per tutti i terreni (i valori dopo il trattamento si riferiscono a provini maturati per 28 giorni).	178
Figura 4.48 – Andamento della permeabilità a 28 giorni di maturazione per le miscele contenenti il 15% di cemento.	179
Figura 4.49 – Andamento della permeabilità con il tempo di maturazione.	180
Figura 4.50 – Andamento della permeabilità con il contenuto di cemento per il terreno IX a 28 giorni di maturazione.	182
Figura 4.51 – Andamento della permeabilità con il contenuto di cemento i terreni I, II e IX.	183
Figura 4.52 – Andamento della permeabilità in funzione della resistenza a compressione non confinata.	184
Figura 4.53 – Andamento della permeabilità con la resistenza a compressione non confinata per terreni reali e artificiali.	185
Figura 4.54 – Andamento della permeabilità con la resistenza a compressione non confinata per le tre famiglie di terreni analizzate.	186
Figura 4.55 – Resistenza al taglio vs tempo di maturazione per diverse temperature: a) miscela 1 terreno V, b) miscela 2 terreno V , c) miscela 3 terreno V e d) miscela 21 terreno VI.	189
Figura 4.56 – Resistenza al taglio in funzione del tempo di maturazione: a) curve reali; b) curve traslate; c) curve traslate ed interpolate.	190
Figura 4.57 – Fattore di spostamento in funzione della temperatura.	191
Figura 4.58 – Fattore si spostamento in funzione delle temperature accelerate e di servizio (terreno V).	191
Figura 4.59 – Fattore si spostamento in funzione delle temperature accelerate e di servizio (terreno VI).	192

Indice delle tabelle

Tabella 2.1 – Valori tipici dei parametri operativi per il metodo wet (Massarsch and Topolnicki, 2005).	10
Tabella 2.2 – Condizioni favorevoli e sfavorevoli per la produttività.	16
Tabella 2.3 – Proporzioni tipiche della miscela di iniezione.	21
Tabella 2.4 – Caratteristiche meccaniche.	21
Tabella 2.5 – Proprietà delle argille studiate (Larsson et al., 2005).	25
Tabella 2.6 – Differenti fasi dell'idratazione del cemento (Fam e Santamarina, 1995).	27
Tabella 2.7 – Valori tipici per terreni trattati con il Wet Deep Mixing (Bruce e Bruce 2003).	31
Tabella 2.8 – Standard di laboratorio esistenti per il confezionamento di provini e test relativi alle tecniche deep mixing.	34
Tabella 2.9 – Fattori che influenzano la resistenza del terreno trattato (Terashi, 1997).	37
Tabella 2.10 – Relazione tra modulo di elasticità e UCS per diversi terreni (Porbaha et al., 2000 e Coastal Development Institute of Tecnology, 2002).	50
Tabella 2.11 – Proprietà delle argille studiate da Åhnberg et al. (2003).	52
Tabella 3.1 – Glossario dei termini di laboratorio nella pratica DM.	72
Tabella 3.2 – Influenza delle modalità di confezionamento dei provini.	75
Tabella 3.3 – Influenza della temperatura di maturazione.	76
Tabella 3.4 – Influenza del tempo intercorrente tra l'inizio dell'idratazione del legante e la fine del confezionamento del provino.	77
Tabella 3.5 – Prove sui terreni alluvionali artificiali.	78
Tabella 3.6 – Composizione dei terreni.	78
Tabella 3.7 – Caratteristiche principali della Polwhite China clay.	79
Tabella 3.8 – Composizione chimica della farina di silicio usata come limo.	79
Tabella 3.9 – Composizione chimica del cemento e della bentonite sodica.	80
Tabella 3.10 – Dettaglio delle miscele terreno-legante.	81
Tabella 3.11 – Prove sui terreni alluvionali reali.	105
Tabella 3.12 – Variabili di ricerca considerate nel presente lavoro.	105
Tabella 3.13 – Descrizione geologica dei terreni studiati e quantità dei campioni disponibili.	107
Tabella 3.14 – Dettaglio delle miscele terreno reale-legante.	107
Tabella 3.15 – Quantità minime di terreno in relazione alla dimensione massima dei granuli.	108
Tabella 3.16 – Serie di setacci ASTM e relative aperture.	108
Tabella 3.17 – Percentuali granulometriche dei terreni analizzati.	115
Tabella 3.18 – Limiti di Atterberg e Indice di plasticità per i terreni analizzati.	120
Tabella 3.19 – Peso specifico per i terreni analizzati.	123
Tabella 3.20 – Classificazione AGI.	123
Tabella 3.21 – Classificazione dei terreni analizzati (secondo AGI).	124
Tabella 3.22 – Limite di liquidità, indice di plasticità e coefficiente di attività per i terreni VI e X.	125
Tabella 4.1 – Range di resistenza a compressione non confinata a 28 giorni per tutti i terreni studiati.	159

Tabella 4.2 – Percentuale di materiale a grana fina relativa ai terreni analizzati.....	161
Tabella 4.3 – Relazioni tra le resistenze a compressione non confinate relative a diversi periodi di maturazione individuate per tutte le miscele confezionate.....	162
Tabella 4.4 – Relazioni tra le resistenze a compressione non confinate relative a diversi periodi di maturazione, suddivise in base al contenuto di cemento.....	163
Tabella 4.5 – Valutazione dei fattori cemento (α) a partire dai contenuti di cemento (a_w) adottati.....	167
Tabella 4.6 – Caratteristiche della miscela cementizia e del terreni trattati con la tecnologia CSM.....	167
Tabella 4.7 – Modulo d’elasticità secante per tutti i terreni miscelati con diverso contenuto di cemento.....	173
Tabella 4.8 – Confronto tra la resistenza a compressione per i provini normali o sottoposti a prova di permeabilità (maturazione a 28 giorni con il 15% di cemento).....	176
Tabella 4.9 – Valori di permeabilità ricavati dallo studio sperimentale sui terreni reali.....	177
Tabella 4.10 – Relazioni tra la permeabilità a 7 e a 28 giorni per tutti i terreni.....	181
Tabella 4.11 – Valori di permeabilità e resistenza a compressione non confinata per terreni artificiali.....	182
Tabella 4.12 – Valori dei parametri α e β per le tre tipologie di terreno.....	183
Tabella 4.13 – Valori dei parametri α e β per le tre famiglie di terreni analizzate.....	186
Tabella 4.14 – Costanti A e B usate per l’interpolazione dei dati sperimentali.....	188

1 Introduzione

1.1 Inquadramento generale della ricerca

Il tema del risanamento ambientale e della bonifica di siti inquinati quali ad esempio discariche dismesse o ex siti industriali costituisce un complesso ed imprescindibile problema tecnico ambientale.

Anche se il quadro conoscitivo appare ancora incompleto, si registrano circa 15000 siti potenzialmente contaminati presenti sul territorio italiano (fonte APAT). Si tratta in molti casi di realtà che costituiscono una seria minaccia, sia potenziale che effettiva, per l'uomo e per le risorse ambientali interessate.

La normativa italiana ha individuato, in fasi successive, tra i siti che per tipologia e diffusione degli inquinanti si distinguono per una elevata pericolosità ambientale, 54 aree di interesse nazionale che necessitano di interventi di bonifica e/o messa in sicurezza urgenti. La disciplina normativa che regola tali attività è il Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 "Norme in materia ambientale" e i successivi regolamenti di applicazione ed attuazione.

Nei casi in cui gli interventi per la bonifica di un'area risultassero impraticabili (a causa dei rischi connessi alle operazioni di scavo e trasporto, ovvero il tipo o l'estensione della contaminazione siano tali da rendere la tecnologia inapplicabile o a costi troppo elevati), una possibile alternativa prevista dalla normativa consiste nella messa in sicurezza dell'area mediante una struttura di confinamento.

Le tecnologie di messa in sicurezza definite al Titolo IV del decreto vengono descritte come l'insieme degli interventi *“finalizzati alla rimozione e all'isolamento delle fonti inquinanti, e al contenimento della diffusione degli inquinanti per impedirne il contatto con l'uomo e con i recettori ambientali circostanti”*.

Attualmente sono disponibili, o in avanzata fase di sviluppo, numerose tecniche di intervento, che vanno dall'asportazione e conferimento in discarica controllata dei terreni contaminati, ai sofisticati sistemi di trattamento biologico, chimico-fisico e termico per l'estrazione e/o immobilizzazione degli elementi inquinanti. Tali tecnologie presentano vantaggi e svantaggi in relazione al tipo di contaminante trattato, all'estensione della contaminazione ed al livello di protezione richiesto.

Il confinamento dei siti contaminati mediante cinturazione con diaframmi verticali, rappresenta uno degli interventi più diffusi per contenere e delimitare flussi di sostanze inquinanti nel sottosuolo. Tra le varie tecnologie esecutive disponibili per la costruzione dei

diaframmi, la tecnica basata sulla miscelazione in situ (“*soil mixing*”) senza movimentazione e trasporto di materiale inquinato rappresenta, anche alla luce dei criteri di scelta degli interventi prescritti nell’Allegato 3 del Titolo IV del DLgs 152 del 2006, uno degli interventi più utili ed efficaci.

Lo sviluppo del Soil Mixing iniziò negli anni 60 in Svezia e Giappone come tecnologia di ground improvement. Da allora le applicazioni si sono diversificate, le attrezzature migliorate e i leganti modificati. Come risultato degli sforzi della ricerca e dell’accumulo di esperienze pratiche, il SM è diventato largamente accettato in molti paesi e la crescente attenzione per l’ambiente ha comportato l’utilizzo di tale tecnologia anche per bonificare o contenere aree contaminate.

1.2 Obiettivi ed articolazione del lavoro svolto

Lo scopo dell’attività di ricerca è quello di individuare criteri di ottimizzazione del trattamento di soil mixing in contesti stratigrafici complessi tipici della realtà Italiana (terreni stratificati a variabilità sia orizzontale che verticale e formazioni strutturalmente complesse) al fine di ottenere dei risultati il più possibile omogenei dal punto di vista delle caratteristiche fisiche e meccaniche.

Questo è stato ottenuto attraverso un estensivo programma di prove di laboratorio su campioni realizzati attraverso miscelazione meccanica dei terreni con diverse miscele cementizie.

Le fasi del lavoro sono state:

- partecipazione con l’Università di Cambridge (UK) ad una ricerca internazionale (“*International Collaborative Study – QA/QC for Deep Mixing*”) che ha visto come partecipanti svariate nazioni tra cui Inghilterra, U.S.A., Giappone, Svezia, Norvegia, Finlandia, Australia) al fine di standardizzare le procedure di laboratorio relative alla miscelazione, confezionamento e maturazione di provini nonché delle relative prove di investigazione delle loro proprietà meccaniche. Obiettivo questo particolarmente importante in rapporto ai controlli di qualità e collaudo degli interventi realizzati con tale tecnologia;
- valutazione dell’effetto del tempo di maturazione, tipo di miscela, rapporto tra quantità di miscela/materiale trattato e contenuto di acqua iniziale sulle caratteristiche fisiche e meccaniche di terreni coesivi “artificiali” (ricostruiti in laboratorio combinando opportunamente tra loro le diverse frazioni granulometriche);

- esame dell'effetto di diversi tipi di terreno ricostruiti in laboratorio (coesivi e granulari), della quantità e tipo di miscela legante sulle caratteristiche fisiche e meccaniche (resistenza, deformabilità e permeabilità) del materiale trattato con lo scopo di ottenere importanti indicazioni per un trattamento di SM su terreni reali;
- ottimizzazione delle tecniche di trattamento su terreni reali marcatamente eterogenei provenienti da sondaggi a carotaggio continuo effettuati in depositi alluvionali recenti;
- sviluppo di correlazioni tra le diverse caratteristiche fisiche e meccaniche dei provini di terreno trattato (ad esempio tra resistenza e permeabilità) anche con lo scopo di ottenere degli strumenti previsionali di comportamento attraverso l'applicazione di modelli matematici.

Il dottorato si è svolto in tre parti distinte:

- Ricerca bibliografica sullo stato dell'arte della tecnologia del soil mixing con particolare riguardo alla cinturazione di siti contaminati basata sulle più importanti pubblicazioni scientifiche e su contatti diretti con ricercatori del settore.
- Attività di laboratorio svolta all'estero presso l'Università di Cambridge (UK) su terreni artificiali con lo scopo di ottenere degli standard di laboratorio che fossero internazionalmente accettati ed in grado di garantire la qualità dei risultati ottenuti. In tale ambito sono stati anche effettuati i primi test per determinare l'effetto di alcuni parametri (tempo di maturazione, tipo di miscela, rapporto tra quantità di miscela/materiale trattato e contenuto di acqua iniziale) sulle caratteristiche meccaniche di diversi tipi di terreno ricostruiti in laboratorio.
- Attività di laboratorio svolta in Italia su terreni reali tipici di contesti stratigrafici complessi con lo scopo di estendere le conoscenze acquisite a casi tipici della realtà Italiana e di ottenere importanti indicazioni per l'ottimizzazione di un trattamento di soil mixing in tali contesti.

1.3 Struttura della tesi

La tesi è stata articolata in cinque capitoli. Nel capitolo 1 viene presentata una visione generale del problema, gli obiettivi della tesi e la relativa suddivisione del lavoro. Il capitolo 2 riporta lo stato dell'arte della tecnologia del soil mixing, i campi di applicazione, le proprietà dei terreni trattati e la loro durabilità nel tempo. Nel capitolo 3 invece sono descritte le attività sperimentali svolte, le proprietà dei materiali utilizzati e le procedure di prova adottate. Il

capitolo 4 descrive e discute in dettaglio i risultati ottenuti nelle diverse attività sperimentali. Viene quindi illustrata l'applicazione di un modello di comportamento previsionale per la stima a lungo termine delle caratteristiche meccaniche dei terreni trattati.

Infine nel capitolo 5 sono presentate le conclusioni del lavoro insieme ad una serie di raccomandazioni ed indirizzi per future ricerche ed una lista di utili riferimenti bibliografici.

2 Soil Mixing – Stato dell'arte

2.1 Introduzione

Le metodologie classiche per la costruzione di diaframmi a bassa permeabilità negli interventi di cinturazione di siti contaminati (diaframmi plastici), sono caratterizzate dalla produzione di un'ingente quantità di materiale di risulta che deve essere trattato a tutti gli effetti come un rifiuto, con un conseguente costo aggiuntivo sull'intera opera.

La metodologia del deep soil mixing, miscelando direttamente il terreno in situ con opportune quantità di legante rappresenta una tecnica efficace ed economicamente vantaggiosa (per tempi di produzione e quantità di materiale di risulta) per la realizzazione di una barriera impermeabile.

Secondo alcuni il principio del metodo ha origine negli Stati Uniti dove, nel 1954, una singola coclea è stata utilizzata per mescolare il legante con il terreno. Tuttavia, questa tecnologia, nella forma attuale, deriva dallo sviluppo maturato in Giappone ed in Svezia (**Figura 2.1**).



Figura 2.1 – Utensile storico.

Infatti, la tecnica del deep mixing è stata presentata per la prima volta in una conferenza internazionale nel 1975, con un progetto svedese ed uno giapponese. L'uso del metodo delle colonne di calce in Svezia iniziò nel 1967 ed era basato sulla miscelazione in situ del terreno con calce viva per formare colonne indurite.

Contemporaneamente alla sperimentazione svedese, la ricerca e lo sviluppo della miscelazione profonda avveniva anche in Giappone sin dal 1967 con prove di laboratorio (su modelli a scala ridotta) per la messa a punto di un metodo di stabilizzazione profonda delle argille marine. In Giappone inoltre, nel 1975, è stato introdotto il metodo “per via umida”, in

cui il legante viene premiscelato con acqua e successivamente iniettato nel terreno. Il deep mixing ha avuto molto successo in Giappone e dal 1980 il metodo ha visto un veloce sviluppo ed un gran numero di aziende hanno ideato ed ottimizzato propri processi di miscelazione, elaborando un’ampia varietà di tecniche. La principale distinzione riguarda il metodo di miscelazione:

- per via secca “**Dry Deep Mixing**”: il legante (granulare o in polvere) è introdotto miscelato con aria;
- per via umida “**Wet Deep Mixing**”: il legante (in genere cemento) è introdotto miscelato con acqua.

Le due alternative offrono vantaggi diversi, devono quindi essere valutate individualmente in relazione alle specifiche condizioni di sito. Oltre alla calce ed al cemento, possono essere impiegati altri agenti quali ad esempio gesso, fly ash, scorie d’alto forno, idrossialumina e cloridrato di potassio.

Le caratteristiche ottenibili dipendono soprattutto dal tipo di suolo di partenza, dalle variabili costruttive (principalmente il metodo di miscelazione), dai parametri operativi (principalmente velocità di penetrazione e di risalita, velocità di rotazione, numero di rotazione delle lame T, quantità di legante introdotta e fasi di iniezione) e dalle caratteristiche dell’agente legante. E’ necessario minimizzare e quantificare l’incertezza nella conoscenza dell’influenza di tali caratteristiche, tramite l’applicazione di procedure di QA/QC (assicurazione di qualità e controllo di qualità) durante la costruzione, che includano prove di laboratorio appropriate e test in sito.

I principi della progettazione geotecnica sono attualmente riportati nell’Eurocodice 7 ENV 1997-1 1993. Gli aspetti di progettazione relativi all’esecuzione del deep mixing sono descritti nelle nuove European Standard prEn 14679 “Execution of special geotechnical works – Deep Mixing”, in cui sono presenti i requisiti di costruzione e supervisione, tra cui il metodo di installazione, la scelta del legante, prove di laboratorio e in sito e i loro effetti sul comportamento finale della colonna di terreno trattato.

2.2 Modalità e tecnologie esecutive

Il deep mixing, ormai da decenni impiegato specialmente in Giappone, Stati Uniti e Nord Europa, come tecnica per il miglioramento dei terreni, ha subito, negli ultimi anni, degli sviluppi tecnologici tali da rendere la tecnica efficace nella produzione di diaframmi verticali. Questo è stato possibile grazie alle attrezzature che permettono la costruzione di colonne di

terreno trattato di diametro costante e la sovrapposizione di quest’ultime con la creazione di una barriera continua caratterizzata da una bassa conducibilità idraulica. La sovrapposizione delle colonne è fondamentale perché garantisce il mantenimento della tenuta idraulica.

La miscelazione meccanica del terreno avviene tramite l’impiego di alberi rotanti cavi, dotati di uno strumento di taglio all’estremità inferiore; l’asta al di sopra dello strumento è munita di pale o eliche miscelatrici che assicurino la corretta miscelazione tra il terreno e le miscele introdotte.

Gli alberi rotanti sono montati verticalmente su di un mezzo adatto (solitamente munito di ruote cingolate per poter lavorare sui diversi terreni) e possono essere in numero da uno a otto (tipicamente da due a quattro) per mezzo, in funzione del progetto, della variante del metodo usato e del fornitore.

Il trattamento (**Figura 2.2**), di solito, viene portato a termine in due fasi. Nella prima fase l’utensile viene fatto avanzare nel suolo fino ad arrivare alla profondità richiesta miscelando il terreno; nella seconda fase, invertendo la rotazione, si preleva lo strumento miscelatore. L’iniezione della malta, può avvenire durante la prima fase, la seconda o in entrambe, seguita dalla miscelazione della stessa con il terreno.

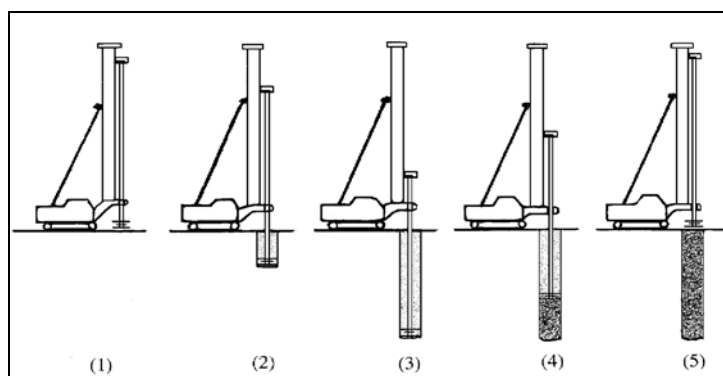


Figura 2.2 – Sequenza d’installazione nel deep mixing (Massarsch e Topolnicki, 2005).

1) lo strumento miscelatore è posizionato correttamente; 2) l’asta penetra fino alla profondità di trattamento desiderata, disgregando contemporaneamente il terreno; 3) l’asta viene recuperata ed il legante, in forma di polvere o di malta, viene iniettato nel terreno; 4) lo strumento miscelatore, ruotando, miscela il terreno con il legante; 5) completamento della colonna di terreno trattato.

Con alcuni tipi di utensili, l’inversione della rotazione, produce un’ulteriore compattazione. Inoltre, in alcuni casi, si possono effettuare dei cicli aggiuntivi di penetrazione e recupero per migliorare la disgregazione del suolo e la sua miscelazione col legante. Ciò può essere ottenuto anche modificando i parametri operativi, come la velocità di penetrazione e di rotazione, il numero di rotazione delle lame, la quantità di legante iniettato e la fase di iniezione.

Ripetendo la sequenza costruttiva (le infissioni adiacenti vengono, per sicurezza, parzialmente sovrapposte), è possibile ottenere una barriera continua, formata da una serie di colonne, il cui spessore varia da 50-90 (60-150)cm per profondità anche di 40 m (**Figura 2.2**). Il coefficiente di permeabilità è fortemente influenzato dal tipo di terreno: valori attorno a $1 \cdot 10^{-9} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ possono comunque essere raggiunti.



Figura 2.3 – Barriera in deep mixing.

In letteratura tecnica sono descritti in tutto ventiquattro differenti metodi, che possono essere schematizzati basandosi sulle seguenti caratteristiche operative fondamentali:

- Il metodo di introdurre l'agente legante nel terreno: in forma wet (ossia bagnata, pompato sotto forma di fango o miscela) o in forma dry (ossia asciutta, iniettato tramite l'ausilio di aria compressa). La classificazione è W (wet) o D (dry);
- Il metodo usato per penetrare il terreno e/o immettere l'agente di miscelazione: utilizzando solo metodi rotanti con il legante a pressioni relativamente basse, o utilizzando un metodo rotante combinato con getti di miscele ad alta pressione. La classificazione è perciò R (rotary) o J (jet assisted); (Nota: il jet-grouting convenzionale, che non si riferisce ad alcuna miscelazione meccanica rotante per formare la massa trattata, non è una tecnologia DMM);
- La posizione, o distanza verticale degli ugelli che immettono la miscela nel terreno: in alcuni sistemi, la miscela è immessa solamente alla estremità dell'asta (o entro un diametro di colonna da tale estremità), mentre in altri sistemi la miscelazione avviene per tutta la lunghezza (o per una porzione significativa) dell'asta. La classificazione è E (end) o S (shaft).

A partire da questa differenziazione preliminare in 3 classi, ognuna delle quali con due opzioni, è teoricamente possibile ottenere otto gruppi differenti.

Nella pratica ci sono solo 4 gruppi, dal momento che non esistono WJS e DRS e nessuna iniezione a pressione con legante asciutto è stata sviluppata (DJS e DJE).

Le tecniche usate sono:

- WRS: Wet, Rotary, Shaft mixing;
- WRE: Wet, Rotary, End mixing;
- WJE: Wet, Jet assisted, End mixing;
- DRE: Dry, Rotary, End mixing.

I metodi deep mixing possono essere utilizzati per produrre una gran varietà di strutture di suolo trattato sia in ambiente terrestre che marino (come riportato in **Figura 2.4**):

- Elementi singoli;
- File di elementi sovrapposti (muri o pannelli);
- Griglie;
- Blocchi.

I vari DMM possono essere efficacemente utilizzati per la cinturazione di siti contaminati al fine di contenere e delimitare flussi di sostanze inquinanti nel sottosuolo.

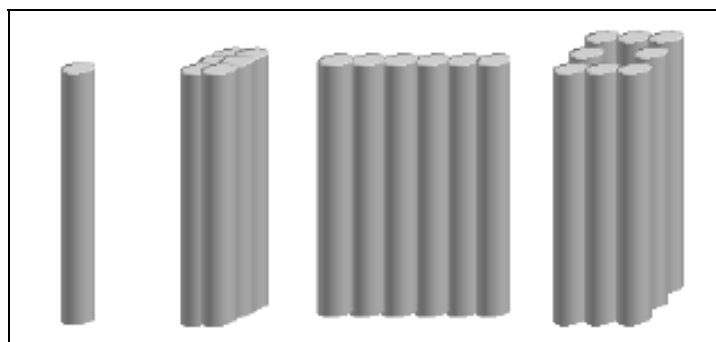


Figura 2.4 – Differenti configurazioni per le colonne DM: (a) singola colonna, (b) colonne composte, (c) pannello, (d) griglia.

2.2.1 Wet Mixing

La tecnica giapponese *Cement Deep Mixing* (CDM), o il metodo “Wet”, è stata sviluppata nella metà degli anni ’70 e rappresenta il più grande gruppo di tecniche Wet Mixing. Il Wet Deep Mixing è stato utilizzato in maniera estensiva in Giappone, particolarmente per i progetti in ambiente marino.

La tecnica di miscelazione per via umida consiste nella miscelazione in sito del terreno con una miscela di acqua e legante che può essere introdotta nel terreno in varie fasi del trattamento. Un approccio comune è quello di iniettare una parte della miscela durante la fase di penetrazione nel suolo. Quando lo strumento di miscelazione penetra provoca una disgregazione meccanica del terreno e allo stesso tempo lo smuove leggermente per facilitare l’incorporazione del legante. Il resto del legante è iniettato nella fase di risalita dello strumento. I valori tipici dei parametri operativi utilizzati per la realizzazione di interventi di deep mixing con il metodo wet in Europa e in Giappone sono riportati nella **Tabella 2.1**.

Tabella 2.1 – Valori tipici dei parametri operativi per il metodo wet (Massarsch and Topolnicki, 2005).

Macchina	Europa	Giappone	Giappone (off shore)
Velocità di penetrazione (m/min)	0.5 ÷ 1.5	1.0	1.0
Velocità di recupero (m/min)	3.0 ÷ 5.0	0.7 ÷ 1.0	1.0
Velocità di rotazione delle lame (riv/min)	25 ÷ 50	20 ÷ 40	20 ÷ 60
Quantità di legante iniettato (kg/m ³)	80 ÷ 450	70 ÷ 300	70 ÷ 300
Fase di iniezione	Penetrazione e/o recupero	Penetrazione e/o recupero	Penetrazione e/o recupero

La **Figura 2.5-a** mostra la *CDMLand4*, nella quale sono combinate 4 aste. Le dimensioni degli strumenti di miscelazione e dei macchinari sono aumentati col tempo per aumentare la velocità di costruzione. Il recente strumento di miscelazione del metodo *CDM-Column21* (Yoshida,2002) è equipaggiato con un largo numero di lame in una disposizione abbastanza complessa, **Figura 2.5-b**. In questo tipo di configurazione in cui le lame sono relativamente vicine tra loro, per evitare l’intasamento della miscela terreno-legante tra di esse, occorre dotare di opportuni accorgimenti tecnici lo strumento di miscelazione. In particolare andranno inserite in alternanza alle lame rotanti delle “pale antirotazione” ovvero degli opportuni contrasti fissi in grado di fornire la necessaria forza di taglio per evitare la solidarizzazione del materiale trattato con le lame. In questo modo le lame vengono costantemente liberate da possibili ostruzioni massimizzando il processo di miscelazione.



(a) CDM Land4



(b) CDM - Column21

Figura 2.5 – Metodi Wet Deep Mixing in Giappone.

Il Wet Deep Mixing è stato sviluppato negli U.S.A. nella metà degli anni '80. Gli strumenti di miscelazione erano in principio simili a quelli giapponesi, ma molte compagnie

americane hanno sviluppato dispositivi di miscelazione ad asta sia singola sia multipla, come illustrato in **Figura 2.6**.

Una descrizione degli strumenti di miscelazione, dei macchinari e delle procedure di esecuzione usate da Hayward Baker è attualmente presentata da Burke (2002).

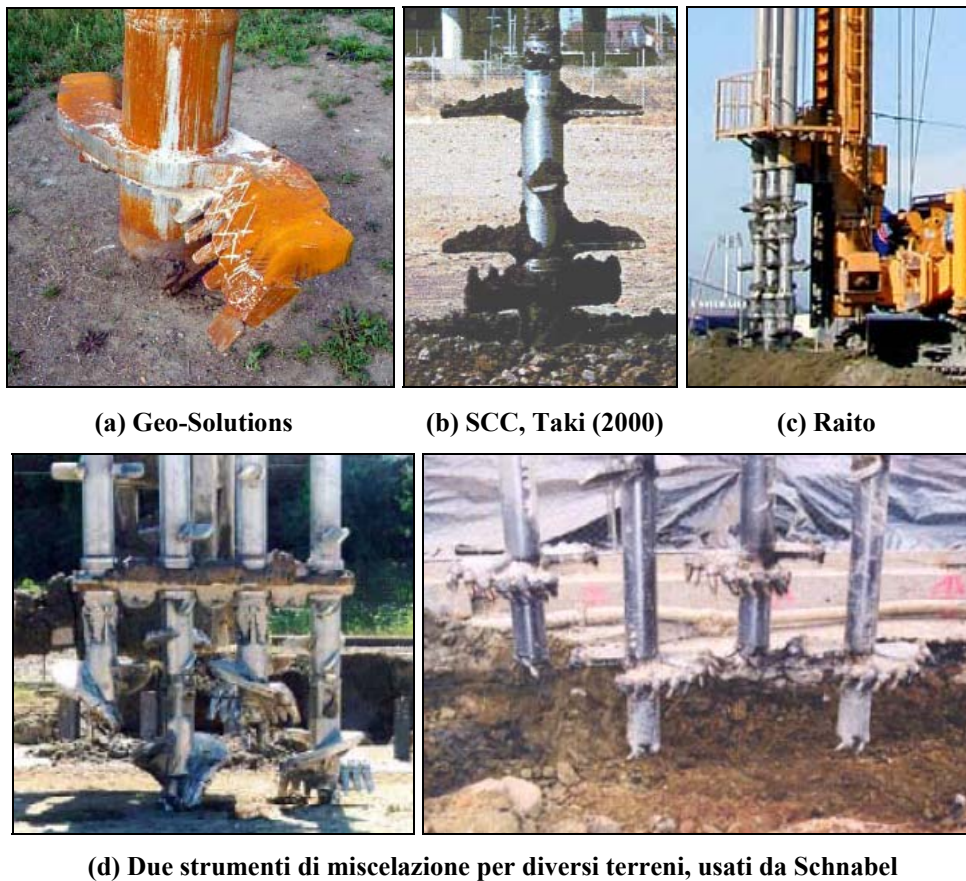


Figura 2.6 – Metodi Wet Deep Mixing negli U.S.A.

L'equipaggiamento per il deep mixing è stato inoltre sviluppato in Europa, in paesi come Germania, Francia, Inghilterra, Italia e Polonia (Stocker & Seidel, 2005; Harnan, 1993; Harnan & Iagolnitzer, 1994; Paviani & Pagotto, 1991; Pagliacci & Pagotto, 1994; Topolnicki, 2002,2003). Esempi di strumenti utilizzati in Europa sono forniti in **Figura 2.7**.

Il *metodo Colmix*, sviluppato da Bachy alla fine degli anni '80, prevede la miscelazione del suolo con un legante in forma asciutta o bagnata per mezzo di uno strumento elicoidale, tipo trivella. Il legante è iniettato nella fase di penetrazione. La miscelazione e la compattazione avvengono nella fase di risalita.

Il *metodo Trevimix* è stato sviluppato in Italia agli inizi degli anni '80, e utilizza leganti in forma sia asciutta sia bagnata.



(a) Colmix

(b) Keller, Polonia

(c) Keller, UK



(d) Tre strumenti di miscelazione per differenti terreni utilizzati da Trevi

Figura 2.7 – Metodi Wet Deep Mixing in Europa.

In Giappone è pratica comune installare colonne rettangolari. La tecnica utilizzata è stata sviluppata agli inizi degli anni '80 (Khono 1984).

Il principale obiettivo dell'utilizzo di colonne rettangolari è favorire la sovrapposizione rispetto alle colonne circolari. Due esempi di equipaggiamenti per questo scopo sono forniti in **Figura 2.8**.

Una tecnica piuttosto simile è stata sviluppata recentemente in Europa (Fiorotto et al., 2005), sotto il nome di *Cutter Soil Mixing (CSM)*, **Figura 2.9**.

Utilizza la tecnologia delle frese, ed estende l'utilizzo del DMM anche ai terreni più consistenti e alle rocce tenere.

Sono usualmente montate due unità taglienti, frese, a creare pannelli rettangolari. La lunghezza dei pannelli varia a seconda delle apparecchiature utilizzate (tipicamente 2,4 - 2,8 m), per una larghezza anch'essa dipendente dai macchinari impiegati (orientativamente tra 500 e i 1200 mm circa). I pannelli possono essere combinati in modo da formare differenti combinazioni, come file, griglie, blocchi, etc.

La tecnologia CSM è discussa in maggiore dettaglio nel §2.2.3.

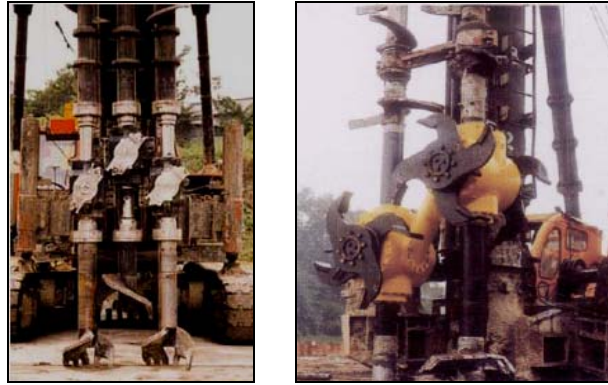


Figura 2.8 – Wet Deep Mixing tramite strumenti di miscelazione rotanti verticali a formare pannelli rettangolari (Shimizu corporation).



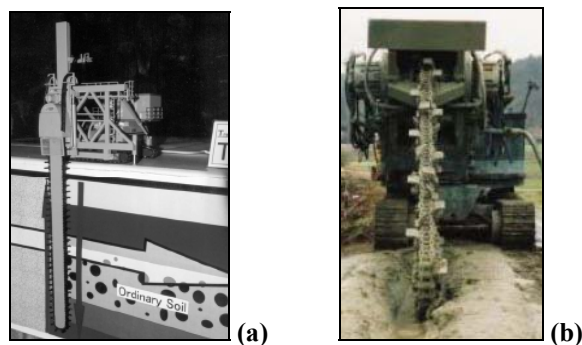
(a) CSM Bachy Soletanche

(b) CSM Bauer

Figura 2.9 – Wet Deep Mixing – tecnologie CSM.

Un metodo di miscelazione del terreno per eseguire setti continui nel sottosuolo sviluppato di recente è il *metodo TRD* (Trench cutting Remixing Deep wall method, Kamon 2000). È condotto con un dispositivo di motosega a catena tagliente, come illustrato in **Figura 2.10-a**. Un vantaggio, rispetto alle barriere colonnari è la sicura continuità del setto.

Attraverso il movimento della catena, la miscela intorno alla fresa forma vortici e avviene una miscelazione turbolenta. Una tecnica simile è stata sviluppata in Germania, con il nome di metodo *Cut-Mix-Injection*, in **Figura 2.10-b**. Tramite lo strumento tagliente a forma di sega si può creare un barriera verticale dello spessore di un metro.



(a)

(b)

Figura 2.10 – Wet Deep Mixing: Trench cutting Remixing Deep wall method (a) e Cut Mix-Injection method (b).

2.2.2 Dry Mixing

Il presupposto affinché possa avvenire la reazione di idratazione nel dry mixing è che il terreno sia immerso in falda o che comunque presenti un livello d’umidità sufficientemente elevato. Secondo le prEN 14679 (2005), le due tecniche principali sono quella Giapponese e quella Nordica.

In **Figura 2.11-a** è mostrato l’utensile miscelatore standard del metodo Dry Giapponese, basato sul principio che il legante è disperso lungo la sezione della colonna nella cavità formata dietro la pala dello strumento di miscelazione.

In Giappone, come standard, si adottano una coppia di aste e uno strumento miscelatore di diametro pari a 1 m. Il foro di uscita della miscela aria-legante è situato sull’estremità della lama tagliente.



(a) DDM Standard

(b) Strumento di miscelazione standard

(c) “Pinnborr”

Figura 2.11 – Metodi Dry Deep Mixing.

Il metodo Dry Mixing Nordico è stato introdotto nella metà degli anni ’70. Lo scopo nelle prime fasi di sviluppo era quello di ottenere un dispositivo con un’alta capacità di produzione. Lo strumento standard illustrato in **Figura 2.11-b** è quello che ha dato i migliori risultati per le argille soffici.

Sono comunque state sviluppate altre tipologie, come quella detta “Pinnborr”, mostrata in **Figura 2.11-c**.

Secondo Pagliacci e Pagotto (1994) le tecniche Wet Mixing sono spesso più semplici da utilizzare dal punto di vista meccanico e logistico rispetto a quelle Dry Mixing, particolarmente in zone con topografia problematica.

Inoltre, Huiden (1999) afferma che le procedure Wet Mixing producono una massa di terreno trattato più omogenea rispetto alle Dry Mixing, ciò a causa di una più lunga durata di miscelazione e al fatto che il cemento è premiscelato.

2.2.3 Cutter Soil Mixing

I Deep Mixing Methods (DMM), presentati al precedente paragrafo, sono utilizzati principalmente per il trattamento di terreni teneri (coesivi e non-coesivi).

Il metodo *Cutter Soil Mixing*, CSM, inquadrato all'interno dei metodi Wet Mixing, estende l'utilizzo dei DMM anche ai terreni più consistenti e alle rocce tenere.

Il CSM fornisce una soluzione rapida ed economica per la costruzione di diaframmi impermeabili e paratie; il posizionamento preciso e la verticalità della costruzione sono assicurati dal monitoraggio continuo in fase di penetrazione e risalita. L'equipaggiamento per il CSM (il cui principale componente è la testa fresante) è stato sviluppato in Europa, in paesi come Germania (Bauer), Italia (Trevi), Francia (Soletanche) (**Figura 2.12**).



(a)

(b)

(c)

Figura 2.12 – Tecnologie CSM: (a) Bauer; (b) Trevi; (c) Soletanche.

La tecnologia CSM fa uso di due set di ruote fresanti che girano su di un asse orizzontale; due sistemi di trasmissione sono connessi ad uno speciale supporto il quale, a sua volta, viene collegato e connesso ad un sistema di prolunga *kelly*. Il *kelly* è montato sul mast principale della macchina di scavo per mezzo di due slitte che guidano ed estraggono l'utensile e, se necessario, lo ruotano (**Figura 2.13-a**).

In alternativa al *kelly* può essere utilizzato il sistema sospeso a fune che permette di raggiungere profondità maggiori (**Figura 2.13-b**).

Durante la fase di discesa delle teste fresanti il terreno viene frantumato e disgregato dalle ruote mentre al contempo la miscela cementizia viene iniettata da un apposito ugello situato tra le teste stesse; durante la fase di estrazione la rotazione è regolata in maniera tale da mescolare il legante con il terreno e formare un pannello rettangolare.

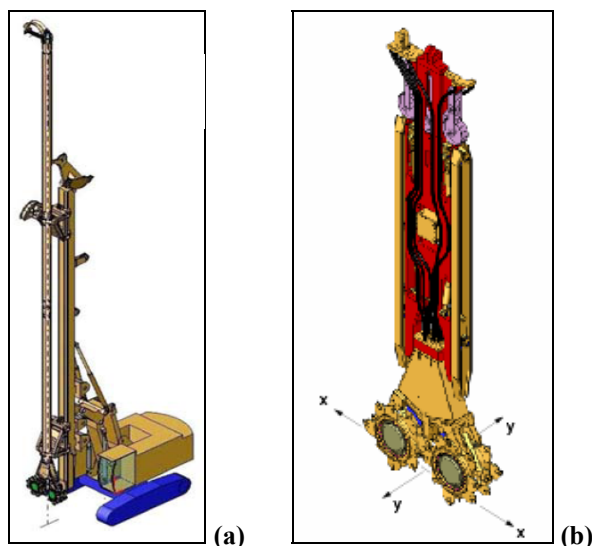


Figura 2.13 – (a) Corpo fresante e macchina operatrice con Kelly; (b) CSM sospeso.

La produttività è influenzata dalle condizioni riportate in **Tabella 2.2**:

Tabella 2.2 – Condizioni favorevoli e sfavorevoli per la produttività.

Parametri	Condizioni favorevoli	Condizioni sfavorevoli
Struttura del terreno	Struttura uniforme	Struttura stratificata
Tipo di terreno	Sabbie ghiaiose e limose sciolte o mediamente compatte	Terreni molto compatti, con ciottoli, altamente coesivi o organici (riduzione della resistenza)
Geometria	Tratti lunghi e dritti	Geometrie irregolari
Profondità	Maggiore di 10 m	Minori di 10 m (forte influenza dei tempi non produttivi (es.: spostamenti))

2.2.3.1 Sistema bi-fase

Durante la fase di penetrazione, il taglio, la miscelazione e la fluidificazione del terreno vengono eseguiti iniettando solamente un fango bentonitico (**Figura 2.14**).

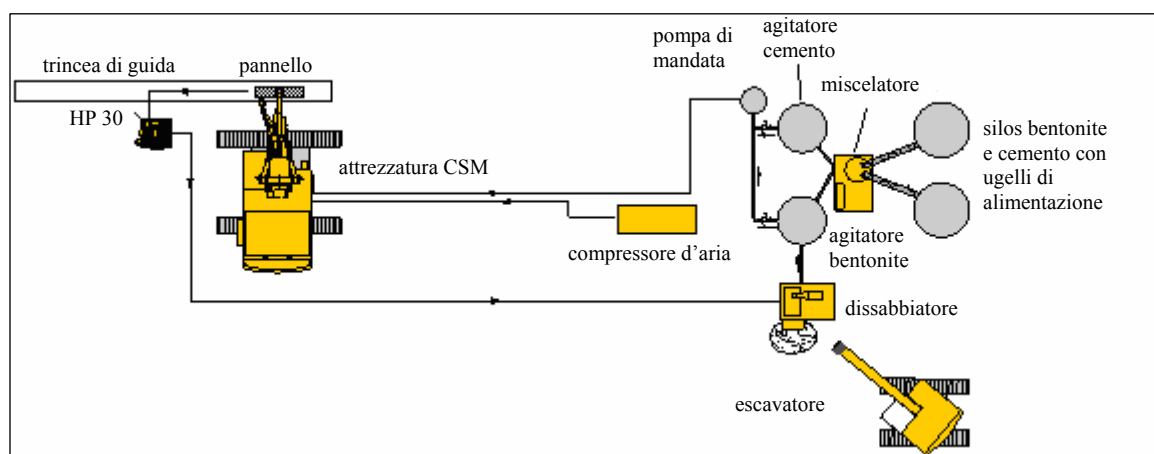


Figura 2.14 – Schema in pianta del cantiere per la procedura con sistema bi-fase: esecuzione dello scavo.

Lo spurgo che risulta può essere condotto ad un dissabbiatore dove sono separati i solidi dalla parte fluida che viene quindi rimessa in circolo.

Quando lo spurgo risulta troppo denso per essere pompato, lo stesso può essere rimosso meccanicamente e fatto passare attraverso un vibrovaglio dove si effettua una prima separazione; la parte liquida viene quindi fatta passare attraverso il dissabbiatore (**Figura 2.15**).

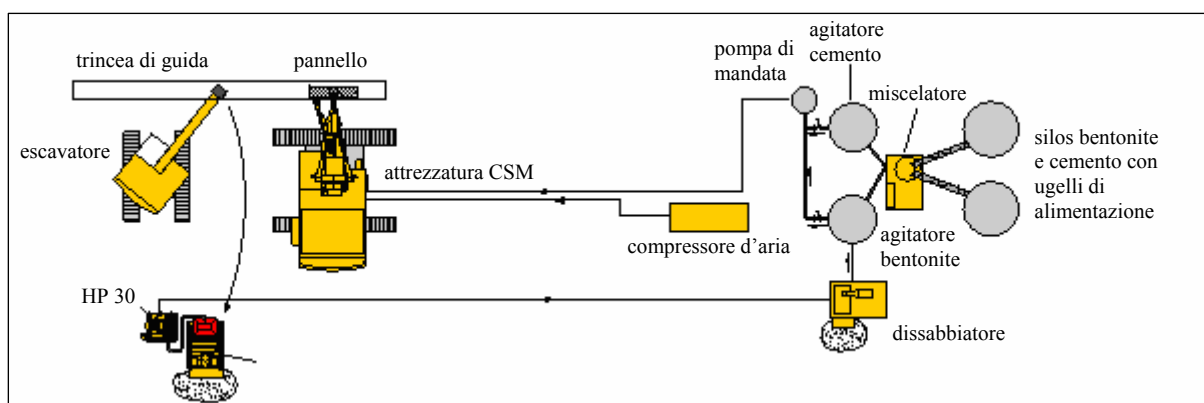


Figura 2.15 – Schema in pianta del cantiere per la procedura con sistema bi-fase: lo spurgo denso viene rimosso meccanicamente e passato al vibrovaglio prima dell'invio al dissabbiatore.

Al raggiungimento della profondità di progetto il fango bentonitico viene sostituito dalla miscela cementizia. Inizia quindi la fase di estrazione della macchina e la mescolazione del terreno con la miscela. La velocità di estrazione della macchina ed il volume di miscela iniettata sono regolati per garantire il giusto rapporto miscela cementizia/terreno.

I principali vantaggi del sistema bi-fase sono:

- Maggiore sicurezza quando si lavora ad elevate profondità o quando il lavoro viene interrotto;
- Minor consumo delle ruote fresanti e dei denti.

È il sistema preferito nei terreni difficili, alle profondità elevate e per i diaframmi plastici.

2.2.3.2 Sistema mono-fase

La miscela cementizia viene iniettata nel terreno in fase di penetrazione/taglio, e anche in fase di estrazione/miscelazione. Normalmente si inietta circa il 70% del totale della miscela in fase di penetrazione (**Figura 2.16**).

Lo spurgo è raccolto nel prescavo, può essere steso in cantiere per creare i piani di lavoro o viene convogliato in un pozzo di raccolta dove è lasciato indurire prima di essere rimosso.

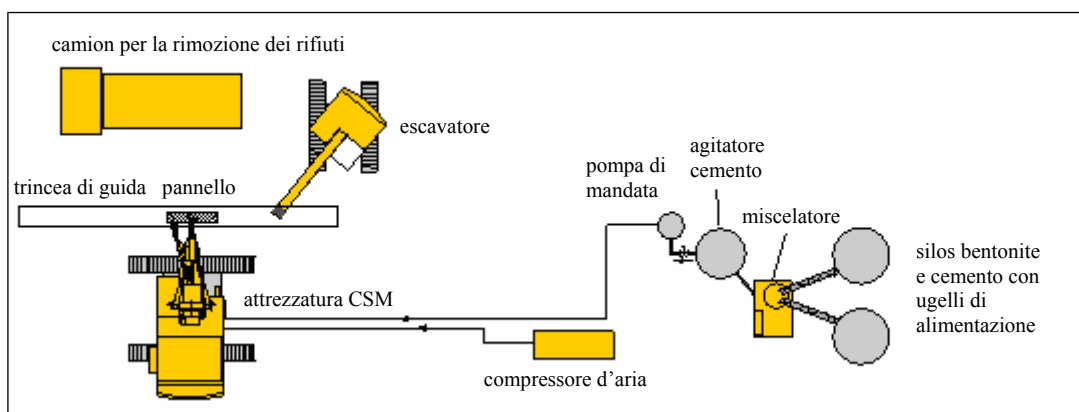


Figura 2.16 – Schema in pianta del cantiere per la procedura con sistema mono-fase.

Con questo sistema la velocità di estrazione è elevata in quanto la maggior parte della miscela cementizia è iniettata nel terreno nella fase di penetrazione e taglio.

I maggiori vantaggi del sistema mono-fase sono:

- Non servono impianti per dissabbiare;
- Alta velocità di estrazione;
- Maggiore produttività.

È il metodo preferito per terreni facili, per profondità < 20 m, e per la costruzione di paratie di sostegno.

2.2.3.3 Formazione di una paratia continua

Una paratia continua è in genere formata eseguendo una serie di pannelli primari che sono quindi intersecati da pannelli secondari di chiusura (**Figura 2.17**). Se i pannelli secondari sono eseguiti quando i primari sono ancora in uno stato fluido il metodo si chiama *fresh on fresh*. Con il metodo CSM però i pannelli secondari possono essere realizzati anche quando i primari sono già induriti (es. quando vi sono interruzioni nella continuità del lavoro).

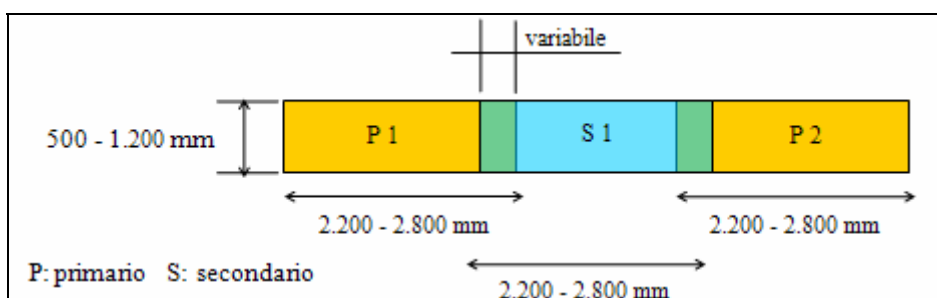


Figura 2.17 – Schema di formazione di una paratia continua con pannelli primari (P) e secondari (S).

Il metodo generalmente adottato è illustrato in **Figura 2.18**.

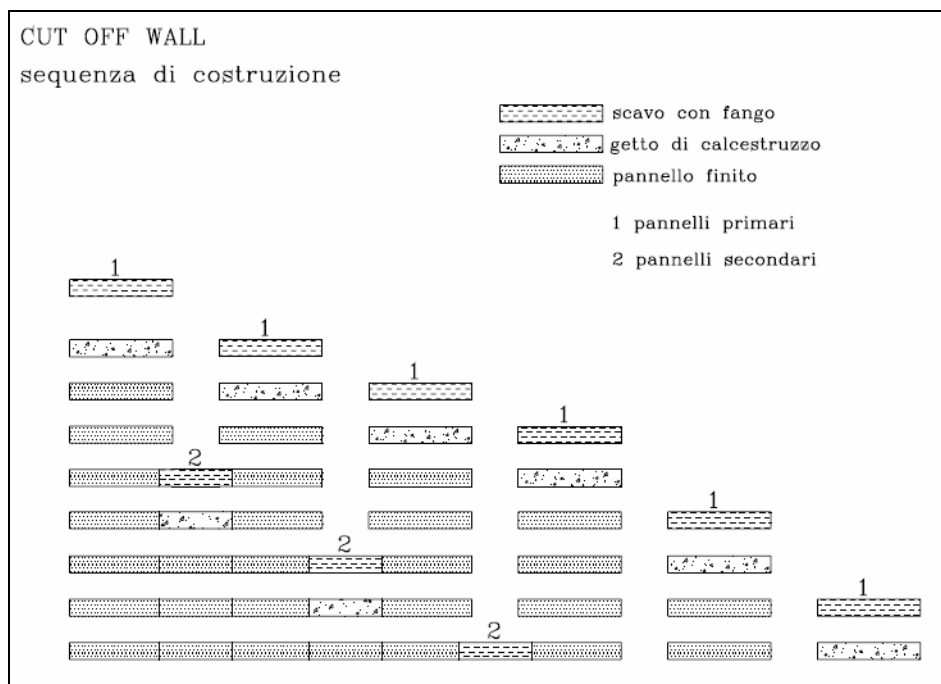


Figura 2.18 – Sequenza tipica di costruzione di un diaframma.

Lungo il tracciato del diaframma vengono ubicati riferimenti atti ad indicare la posizione dei singoli pannelli da eseguire. La distanza tra due pannelli primari deve risultare inferiore alle dimensioni della idrofresa per consentire ai pannelli secondari di sovrapporsi e di compenetrarsi parzialmente ai primari, in modo da permettere di raggiungere l'obiettivo della continuità del diaframma.



Figura 2.19 – Pannelli CSM.

La sovrapposizione dei pannelli secondari ai primari deve essere valutata in funzione della profondità del diaframma, del tipo di terreno e della possibile deviazione attesa; in genere si considera una sovrapposizione non inferiore allo 0,4% della profondità del pannello, e comunque non inferiore a 5 cm.

Per assicurare la continuità strutturale ed idraulica del diaframma, i singoli pannelli devono essere scavati in modo da risultare verticali, con una tolleranza non superiore allo 0,2% in entrambe le direzioni (parallela e perpendicolare all'asse del diaframma).

Per rispettare questi valori, il pannello viene scavato monitorando in maniera accurata e continua, in funzione della profondità, ogni deviazione dalla verticale in entrambe le direzioni, per consentire all'operatore di intervenire immediatamente e correggere ogni tendenza ad ulteriori deviazioni dalla verticale (**Figura 2.20**).

Una volta completato lo scavo di ogni pannello, l'effettiva geometria dello scavo può essere controllata per mezzo di un sistema ecometrico (tipo Koden), che consente di valutare sia la posizione spaziale del pannello (definendo anche le possibili rotazioni) sia la regolarità delle pareti di scavo del pannello.

Elementi di armatura, necessari per ragioni strutturali, possono essere infissi nei pannelli completati. Gli elementi tipici di armatura sono le putrelle o palancole in acciaio. Queste, fino a piccole profondità penetrano normalmente sotto il proprio peso, dopo possono essere infisse con l'ausilio di un piccolo vibratore.

La densità dell'armatura è calcolata secondo i carichi imposti e la resistenza caratteristica della miscela terreno/cemento.

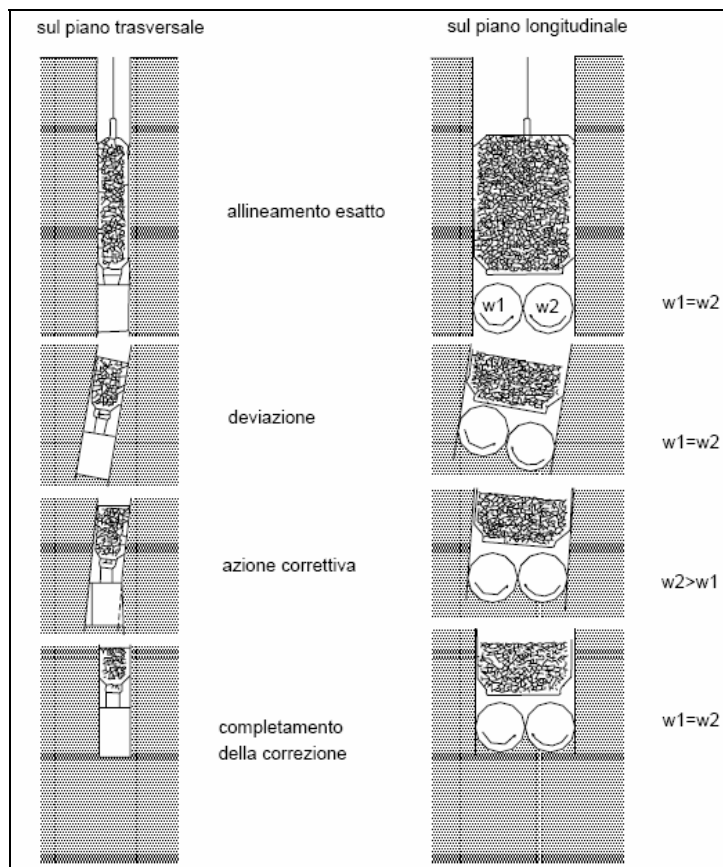


Figura 2.20 – Idrofresa: controllo della verticalità sul piano trasversale e longitudinale.

2.2.3.4 Miscela di iniezione

I componenti delle miscele cementizie normalmente utilizzate per la costruzione di paratie CSM sono: cemento, bentonite e acqua.

E' possibile inoltre utilizzare additivi o polimeri al posto della bentonite (alcuni di questi hanno dato buoni risultati), cementi di altoforno e altre miscele.

La miscela cementizia viene progettata secondo l'applicazione (diaframmi di tenuta o paratie di sostegno) e secondo le condizioni del terreno (granulometria, contenuto di fini, contenuto di materiale organico, peso specifico, SPT, porosità, livello di falda, composizione chimica del terreno e contenuto chimico dell'acqua di falda).

Le proporzioni della miscela vanno determinate in seguito a prove di laboratorio prima dell'inizio dei lavori.

In **Tabella 2.3** si riportano alcuni valori delle proporzioni dei componenti delle miscele di iniezione i quali possono essere utilizzati come riferimento.

Tabella 2.3 – Proporzioni tipiche della miscela di iniezione.

	Diaframmi plastici	Paratie di sostegno
Cemento	350 - 550 kg/m ³ miscela	1.000 – 1.200 kg/m ³ miscela
Bentonite	15 – 30 kg/m ³ miscela	15 – 30 kg/m ³ miscela
A/C	1,5 - 2,0	0,5 - 0,6

Le caratteristiche di resistenza, permeabilità e composizione del terreno trattato variano a seconda dei casi specifici e vengono determinate con prove in sito ed in laboratorio. Si riportano in **Tabella 2.4** i valori indicativi delle caratteristiche meccaniche ottenibili con la tecnologia CSM.

Tabella 2.4 – Caratteristiche meccaniche.

	Diaframmi plastici	Paratie di sostegno
Resistenza alla compressione	0,5 - 2 MPa	5 - 15 MPa
Permeabilità	circa 1×10^{-9} m/sec	-
Contenuto di cemento	100 - 200 kg/m ³ terreno	200 - 450 kg/m ³ terreno

2.2.3.5 Confronto CSM – Deep Mixing a rotazione

Rispetto alle realizzazioni deep mixing con tecniche rotary tradizionali, con il CSM si ottengono direttamente paratie e diaframmi strutturali di geometria regolare evitando gli elevati sfridi classici delle tecniche a rotazione.

I pannelli rettangolari, se comparati con una serie di colonne contigue o intersecanti, offrono un buon numero di vantaggi: sul piano strutturale, comparando la sezione rettangolare del pannello con una serie di colonne contigue o intersecanti di diametro equivalente allo spessore del pannello, constatiamo che la forma rettangolare è molto più efficiente; le aree di terreno trattato in compressione e tensione sono maggiori ed il braccio di leva dei pannelli rettangolari è superiore; questo implica un maggiore momento di resistenza.

Quando consideriamo un muro di colonne secanti, i diametri delle colonne devono essere più grandi dello spessore del pannello rettangolare per produrre una sezione di larghezza equivalente. Questo significa che quando usiamo la tecnica CSM tratteremo una quantità minore di terreno per ottenere lo stesso effetto; chiaramente questo significa risparmiare energia e materiale (**Figura 2.21**).

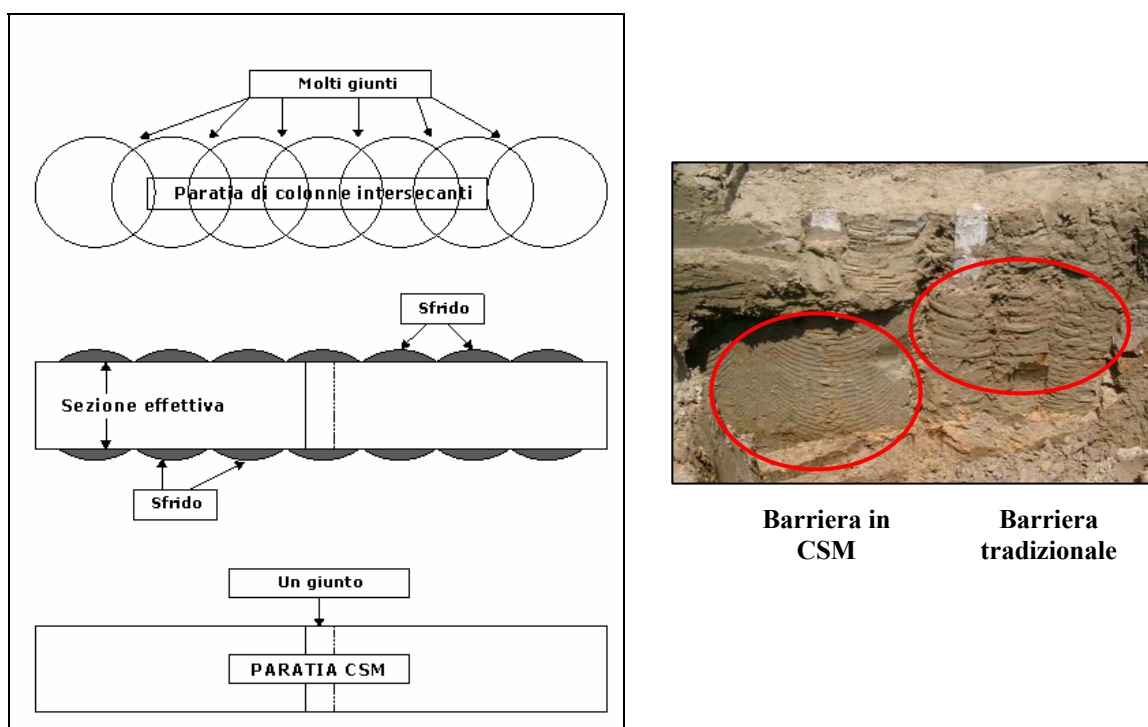


Figura 2.21 – Confronto CSM con DMM nell'esecuzione di paratie strutturali e muri di ritenuta.

Inoltre, riguardo i diaframmi idraulici nei quali è di fondamentale importanza la corretta realizzazione dei giunti ai fini della tenuta, la tecnologia CSM permette la realizzazione di elementi continui con adeguate sovrapposizioni dei pannelli senza particolari problemi.

Nei diaframmi di colonne intersecanti, invece, ottenere la continuità risulta più difficoltoso essendo maggiori il numero di giunzioni presenti a parità di estensione del diaframma.

Nel caso della costruzione di un diaframma di ritenuta, il singolo pannello in CSM è continuo per 2.400 mm (2.800 mm) della sua lunghezza, mentre un muro equivalente di pali secanti ha per lo meno tre giunzioni. Ovviamente il rischio di perdite attraverso un pannello costruito con la tecnica CSM è molto più limitato.

Un'altra possibilità del *Cutter Soil Mixing* è quella di permettere il posizionamento dei profilati di armatura nelle paratie strutturali, a seconda delle esigenze, sia al centro del pannello che in prossimità del bordo. Nei trattamenti rotary invece, i profilati trovano collocazione esclusivamente in asse alle colonne.

Quando è richiesta una resistenza addizionale al momento flettente il muro in CSM può essere rinforzato efficacemente attraverso l'inserimento di travi ad H o di gabbie; la forma rettangolare del pannello permette di ottimizzare la progettazione della struttura in acciaio da inserire nel pannello stesso.

Ci sono altri vantaggi che il metodo CSM e le macchine impiegate per attuarlo offrono quando comparate con le tradizionali eliche o pale rotanti, ad esempio: con il metodo CSM, le uniche parti in movimento sono le ruote fresanti, il che permette di montare all'interno del gruppo di trasmissione strumentazioni elettroniche che forniscono informazioni in tempo reale sulla situazione alla quota di scavo quali verticalità, deviazioni, sovrappressioni interstiziali generate nel terreno, ecc. ed, inoltre, poiché l'asta monoblocco non ruota, non sono presenti perdite di energia dovute all'attrito con il terreno trattato come nei tradizionali metodi DMM.

2.3 Fattori che influenzano il processo di miscelazione e il trattamento

Il processo di miscelazione nel deep mixing è molto complesso e comprende varie fasi. Lo scopo è diffondere il legante nel terreno in modo da creare le condizioni migliori affinché avvengano le reazioni chimiche di idratazione.

È importante quindi che la diffusione del legante sia il più possibile uniforme nel volume di materiale trattato, sia in direzione longitudinale che trasversale, al fine di ottenere ovunque le medesime caratteristiche.

La tecnica di installazione è essenziale per poter assicurare una miscelazione omogenea ed efficace in sito. Sono ancora pochi gli studi condotti sul processo, sui meccanismi di miscelazione e sulle tecniche di installazione. Vi sono due categorie di requisiti che riguardano i processi di installazione e i fattori che necessitano considerazione (secondo Larsson et al., 2005):

- a) Fattori che influenzano l'installazione che dovrebbero essere studiati simultaneamente:
 - Geometria dello strumento di miscelazione;
 - Tasso di risalita;
 - Velocità di rotazione;
 - Pressione d'alimentazione e quantità d'aria;
 - Diametro dell'ugello di fuoriuscita del legante;
 - Tipo di macchina e operatore;
 - Stato tensionale in sito durante l'installazione.
- b) Ulteriori fattori che influenzano il processo di miscelazione e che devono essere valutati:
 - Proprietà reologiche del terreno, sia trattato sia non trattato;
 - Tipo e quantità di legante;
 - Stato tensionale in sito durante la maturazione.

I fattori della categoria (b) sono stati studiati in laboratorio da molti ricercatori e saranno discussi più avanti in dettaglio. La conoscenza riguardo i fattori appartenenti alla categoria (a) è basata solo su prove di laboratorio e sono poche le prove in sito eseguite. Ancora non si conosce bene quale sia l'effetto del lavoro di miscelazione sul processo di miscelazione e sulla dispersione del legante nel terreno (ovvero sulle proprietà di resistenza e deformabilità del terreno stabilizzato).

Due campi prova sono stati eseguiti da Larsson et al. (2005) con lo scopo di studiare la tecnica di deep mixing di installazione di colonne usando calce-cemento. Sebbene si tratti di Dry Mixing, i risultati ottenuti possono comunque mettere in luce quali siano i fattori protagonisti del processo di miscelazione in sito. Entrambi i campi prova sono stati eseguiti in terreni stratificati costituiti principalmente da argille soffici (**Tabella 2.5**).

Tabella 2.5 – Proprietà delle argille studiate (Larsson et al., 2005).

	Strängnäs	Håby
Resistenza a taglio non drenata	13-26 kPa	16-45 kPa
Contenuto d’acqua	74-136%	38-70%
Limite di liquidità	72-144%	46-73%

Sulle colonne eseguite sono stati condotti test con il penetrometro portatile (una volta asportati 2,3 metri di terreno dalla superficie) 6-7 giorni dopo l’installazione. Il penetrometro usato era provvisto di una molla di diametro pari a 12mm, che veniva infissa bruscamente nel terreno per 30 mm. I risultati ottenuti sono stati valutati in termini di resistenza e coefficiente di variazione considerato come una misura dell’efficienza di miscelazione.

I parametri selezionati tra i vari fattori sono stati: (1) numero di lame di miscelazione, sino a 12; (2) strumento di miscelazione (Standard svedese o Pinnborr, **Figura 2.11**); (3) tasso di recupero di 15mm/giro e 30mm/giro; (4) velocità di rotazione di 80rpm e 160rpm; (5) diametro dell’ugello di immissione del legante pari a 22mm e 37mm; (6) pressione dell’aria nel serbatoio di 350kPa e 550kPa.

I risultati sono stati presentati in termini di effetto Stabilizzante: S_{eff} , definito come: $S_{eff} = \delta_{col}/\delta_{soil}$, dove δ_{col} e δ_{soil} sono rispettivamente le deformazioni medie di entrambe le colonne e del suolo limitrofo. δ_{col} e δ_{soil} sono valutate rispettivamente da 20 e da 5 test penetrometrici. Il coefficiente di variazione $V_{\delta_{col}}$, una misura della qualità della miscelazione, è calcolato come: $V_{\delta_{col}} = s_{\delta_{col}}/\delta_{col}$ dove $s_{\delta_{col}}$ è la deviazione standard.

È stato constatato che i parametri (4), (5) e (6) non hanno un sostanziale effetto su S_{eff} e $V_{\delta_{col}}$. Inoltre, non sono state trovate differenze significative nell’utilizzo dello strumento standard o del Pinnborr, ammesso che l’installazione sia eseguita con lo stesso numero di rotazione delle lame (il cui significato è descritto più avanti). Piccole differenze geometriche non hanno dunque rilevanza.

I fattori con maggiore influenza sulla dispersione del legante sono risultati essere il numero di lame e il tasso di recupero, che sono stati combinati all’interno del *numero di rotazione delle lame T*, (appurato che le lame abbiano geometria simile): indica il numero totale di lame miscelanti che passano in 1 m di movimento dell’asta ed è definito dall’equazione:

$$T = \sum M \cdot (N_d/V_d + N_u/V_u) \text{ (n/m)},$$

dove $\sum M$ = numero totale di lame miscelanti, N_d = velocità di rotazione delle lame durante la penetrazione (giri/min), V_d = velocità di penetrazione delle lame miscelanti

(m/min), N_u = velocità di rotazione delle lame durante il recupero e V_u = velocità di recupero delle lame miscelanti. Se l'iniezione avviene solo durante il recupero, allora N_d risulta pari a zero. Si riportano in **Figura 2.22** i risultati ottenuti.

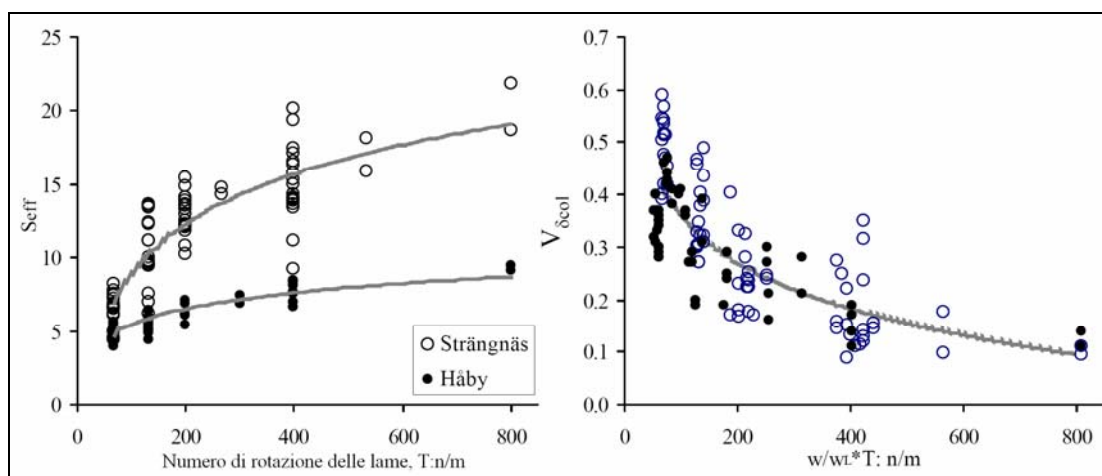


Figura 2.22 – Effetto stabilizzante $Seff$ e coefficiente di variazione $V_{\delta col}$ in funzione del numero di rotazione delle lame T (Larsson et al., 2005b and c).

Sebbene sia presente una certa dispersione nei dati, si può comunque ottenere una buona correlazione. La figura mostra come all'aumentare del numero di rotazione delle lame, aumenti l'efficienza di miscelazione e diminuisca il coefficiente di variazione. È comunque problematico prevedere la resistenza basandosi solo sul lavoro di miscelazione; può inoltre essere visto dalla figura l'effetto fondamentale delle proprietà mineralogiche e dell'iniziale contenuto d'acqua sull'efficienza di miscelazione raggiunta. La resistenza ottenuta nelle argille di Håby è risultata inaspettatamente inferiore rispetto quella raggiunta dalle argille di Strängnäs, nonostante il maggior valore iniziale di resistenza a taglio non drenata delle argille di Håby. Ciò è probabilmente dovuto all'effettivo grado di miscelazione.

2.3.1 Materiali e proprietà

I leganti più usati per il trattamento dei terreni sono il cemento e la calce. Sono stati utilizzati numerosi altri leganti, ma non sono stati studiati approfonditamente e ancora non si conoscono con esattezza le reazioni prodotte nella fase di stabilizzazione.

Anche la bentonite occupa un ruolo da protagonista in molte applicazioni, come già visto in precedenza, per le sue proprietà di aumentare la lavorabilità e ridurre la permeabilità. Si usano anche miscele cemento-bentonite, soprattutto in applicazioni di ingegneria geotecnica e ambientale. Secondo Jefferis (1981) essendo il cemento molto suscettibile ad attacchi chimici dovuti alla presenza di particolari tipi di inquinanti è buona norma utilizzare

in presenza di ambienti aggressivi delle miscele cemento-bentonite. Di seguito sono in breve descritte le proprietà e il comportamento del cemento e della bentonite.

2.3.1.1 Cemento

Il cemento è un materiale polverulento che, impastato con acqua, fornisce una massa plastica capace di far presa e indurire fortemente anche sott’acqua e in assenza di aria. Il processo di indurimento inoltre prosegue nel tempo.

Il cemento usato nella preparazione delle miscele deve essere conforme alle ASTM Designation C-150 “Requirements for Portland Type 1-11 Cement”.

L'indurimento iniziale è provocato dalla reazione tra acqua, gesso e l'alluminato di tricalcio, a formare una struttura cristallina di calcio-alluminio-idrato (CAH), ettringite (Aft) e monosolfato (Afm). Il successivo indurimento e lo sviluppo di forze interne di tensione deriva dalla più lenta reazione dell'acqua con il silicato di tricalcio, a formare una struttura amorfa chiamata calcio-silicato-idrato (CSH gel). In entrambi i casi le strutture avvolgono e legano i singoli granuli di materiale presenti. Un'ultima reazione produce il gel di silice (SiO₂). Tutte e tre le reazioni sviluppano calore.

Le caratteristiche fisiche e chimiche di queste tre fasi sono riportate più in dettaglio in **Tabella 2.6** (Fam e Santamarina, 1995), mentre in **Figura 2.23** si riporta schematicamente lo sviluppo delle microstrutture durante l'idratazione del cemento (Taylor, 1990).

Tabella 2.6 – Differenti fasi dell'idratazione del cemento (Fam e Santamarina, 1995).

Tempo	Caratteristiche chimiche
< 3 ore	La reazione rapida tra C ₃ A e solfato di calcio produce un film gel intorno alle particelle. Legami deboli si formano con la fase di alluminato. Si osserva un periodo di induzione, causato dalla formazione ritardata dei ponti C-S-H a causa dello strato protettivo attorno alle particelle di cemento. Si osserva un aumento nella concentrazione di Ca ²⁺ , K ⁺ , Na ⁺ , SO ₄ ²⁻ , Al ₂ O ₃ e OH ⁻ nel fluido presente nei vuoti.
3-24 ore	La reazione di C ₃ S porta alla rapida formazione di C-H e C-S-H. Si sviluppa un forte riscaldamento. C-S-H forma una sorta di guscio poroso intorno ai grani di cemento sull'ettringite, lasciando uno spazio nella superficie dei grani. Alla fine di questa fase, si è formata più ettringite risultante dalle rinnovate reazioni della fase di alluminato. Ciò può portare a una diminuzione di temperatura. Si osserva una diminuzione nella concentrazione di Ca ²⁺ e SO ₄ ²⁻ dovuta a una rinnovata crescita di ettringite.
24 ore	C-S-H inizia a depositarsi all'interno del guscio a causa della continua diminuzione nella permeabilità del guscio. L'ettringite si trasforma in monosolfato. Le reazioni diventano più lente quando lo spazio tra il guscio e il grano è riempito e la diffusione controlla il tasso di idratazione. In questa fase si possono trovare nel fluido presente nei vuoti solo K ⁺ , Na ⁺ e OH ⁻ . L'area specifica aumenta da 0.3-0.4 m ² /g per il cemento asciutto, a 100-200 m ² /g per impasti ben idratati.

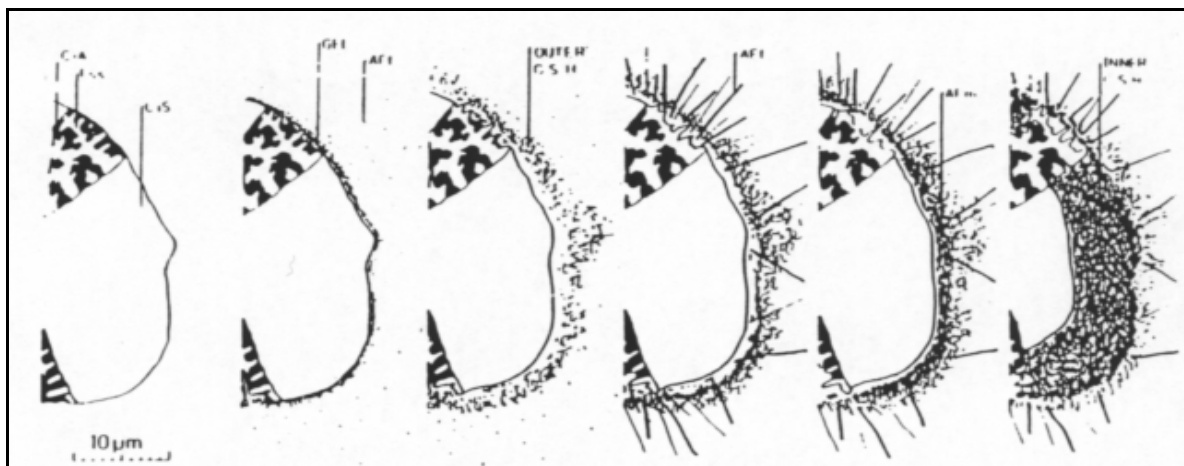


Figura 2.23 – Sviluppo delle microstrutture durante l'idratazione del cemento Portland (Taylor, 1990).

I diversi studiosi non sono in accordo su come il contenuto di cemento possa influenzare la permeabilità delle miscele cemento-bentonite. Secondo Jefferis (1981) un alto contenuto di cemento non provoca necessariamente il raggiungimento di minori permeabilità o una migliore durabilità. Ryan e Day (2002) hanno confermato questa teoria, affermando che un aggiunta di cemento Portland ad una barriera ha effetti negativi sulla permeabilità, che in genere aumenta con l'aumentare della quantità di cemento. Viceversa, Manassero et al.(1995) sostengono che qualunque aumento nel contenuto di solidi (cemento e/o bentonite) nella composizione della miscela porti a una diminuzione della permeabilità della miscela.

Il cemento deve essere adeguatamente protetto dall'umidità e dalle eventuali contaminazioni durante il trasporto e lo stoccaggio nel sito di lavoro.

2.3.1.2 Bentonite

La bentonite è un materiale costituito da un'argilla del gruppo delle smectiti, la montmorillonite. Il termine bentonite comprende categorie di prodotti differenziati da proprietà fisico-meccaniche e costi d'approvvigionamento, infatti si distinguono:

Argille naturali: costituite da silicati idrati d'alluminio e magnesio, da tracce di calce ed ossidi metallici sono caratterizzate da una capacità di rigonfiamento durante l'idratazione da 1 a 6 volte (in rapporto al volume apparente del solido).

Bentoniti naturali: sono argille smectitiche, in cui predomina la componente montmorillonite, che devono le loro spiccate proprietà colloidali in sospensione acquosa ad una struttura molecolare di tipo lamellare fortemente idratabile a causa della presenza del catione sodio che viene sostituito dall'acqua. Il rigonfiamento varia fra le 3 e le 18 volte. In natura se ne trovano di due tipi: la bentonite calcica (l'unica presente in Europa) che ha

proprietà colloidali modeste ed una capacità di rigonfiamento da 3 a 7 volte, e la bentonite sodica, (presente in quantità sfruttabili solo nel Wyoming, U.S.A.) che presenta un tasso d’idratazione che varia da 12 a 18.

Bentoniti artificiali: è possibile produrre artificialmente bentoniti con caratteristiche specifiche: bentoniti permutate che sono bentoniti calciche naturali trasformate artificialmente in bentoniti sodiche per addizione di carbonato di sodio prima dell’essiccazione (si ottiene un rigonfiamento da 10 a 15 volte), e bentoniti attivate che sono bentoniti permutate alle quali sono aggiunti dei polimeri per migliorare il rigonfiamento (ottenendo valori variabili fra 10 e 25).

Le proprietà della bentonite (montmorillonite), tra le quali l’elevata capacità di scambio ionico, l’espandibilità, la tixotropia, la plasticità e le proprietà impermeabilizzanti, sono dovute alla struttura propria del materiale, che è in grado di assorbire e rilasciare grandi quantità d’acqua con facilità e senza bisogno di grandi scambi di energia con l’ambiente. In conseguenza dell’ingresso dell’acqua il minerale si dilata, rigonfia, viceversa si ricompatta quando il fluido fuoriesce.

La bentonite può essere sia in polvere sia granulare. Deve essere conforme alle norme API standard 13° “API specifications for oil-well drilling fluid materials”.

Come detto in precedenza, la bentonite sodica rigonfia fino a 6 volte la bentonite calcica. Inoltre la bentonite sodica possiede una grande capacità assorbente, una natura tixotropica e una grande dispersibilità.

Brandl (1996) ha studiato l’andamento della permeabilità con il tempo utilizzando entrambi i tipi di bentonite ma diversi dosaggi (35 g/m³ per la sodica e 200 kg/m³ per la calcica) **Figura 2.24**.

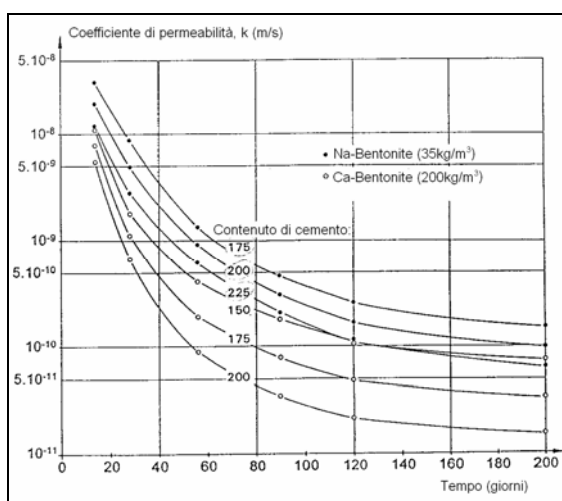


Figura 2.24 – Andamento della permeabilità con il tempo di miscele cementizie auto indurenti per diaframmi convenzionali (Brandl, 1996).

Secondo Manassero et al. (1995) la bentonite sodica è migliore della calcica al fine di ottenere basse permeabilità.

Sebbene la bentonite calcica abbia un minore potere di rigonfiamento (due volte il volume iniziale) e una permeabilità maggiore rispetto alla sodica, alcuni ricercatori hanno affermato che la bentonite calcica è più stabile della sodica qualora sia esposta a sostanze chimiche presenti nei fluidi permeanti.

I costituenti presenti in terreni contaminati o nelle discariche potrebbero causare una perdita di funzionalità della bentonite sodica, a causa della bassa valenza dei cationi. Fenomeni di ritiro possono portare alla formazione di fessure e ad un notevole aumento di permeabilità. A causa del suo alto potenziale di ritiro-rigonfiamento, la bentonite sodica è più suscettibile della calcica riguardo queste reazioni dannose.

Perciò, sebbene le miscele a base di bentonite calcica siano più permeabili all'acqua rispetto a quelle a base di bentonite sodica, risultano più resistenti all'aumento di permeabilità che si manifesta negli ambienti aggressivi.

2.3.2 Preparazione della miscela

Appare evidente come le proprietà della miscela, sia essa a base cementizia o bentonitica, siano fortemente influenzate dal modo in cui essa sia miscelata. Gli standard relativi alla preparazione specificano che a tale scopo devono essere utilizzati opportuni miscelatori (mixer a pale o ad alto potere tagliente).

Una miscela di alta qualità deve possedere le seguenti proprietà:

- Ogni particella di cemento è completamente bagnata (dall'azione ad alta velocità del miscelatore). I singoli grani sono separati senza raggrupparsi;
- Ciascun grano di cemento è circondato da un film d'acqua che attiva chimicamente ogni particella, assicurando l'idratazione necessaria per la resistenza e la durabilità;
- Il cemento è completamente miscelato con ogni altro costituente o additivo;
- La miscela (o il fango) è uniforme;

2.4 Proprietà dei terreni stabilizzati

Nel trattamento tramite deep mixing vi è in genere poco controllo sul prodotto finale. Sono variabili sia la proporzione sia la distribuzione dei costituenti. Bisogna tenere conto di ciò nella determinazione delle proprietà ingegneristiche e dei criteri di progettazione, nella

fase di campionamento, prova e valutazione dei risultati ottenuti, al fine di una più corretta progettazione.

Bisogna inoltre eseguire delle prove di laboratorio specifiche per ogni progetto per meglio capire gli effetti del trattamento a livello locale e individuare le proporzioni ottimali della miscela.

Sono stati svolti molti studi sulle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni stabilizzati (particolarmente argille), sulle interazioni tra terreno trattato e non, sui metodi di progettazione e di esecuzione e sul controllo di qualità (Kitazume et al., 2003).

Quando la miscela cementizia è mescolata con il terreno, si arriva a produrre un materiale che possiede migliori caratteristiche di resistenza, permeabilità e compressibilità rispetto al suolo di partenza, sebbene il peso dell'unità di volume totale possa risultare inferiore.

Le caratteristiche ottenute rispecchiano quelle del terreno nativo, della tecnica di deep mixing utilizzata, delle fasi operative e delle caratteristiche del legante.

Secondo Bruce e Bruce (2003) i valori tipici del terreno trattato sono tipicamente compresi nei range riportati in **Tabella 2.7**, che rivela che i terreni coesivi hanno bisogno di un maggiore quantità di cemento per fornire valori comparabili di resistenza rispetto a quelli granulari.

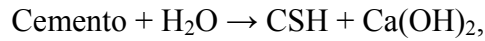
Tabella 2.7 – Valori tipici per terreni trattati con il Wet Deep Mixing (Bruce e Bruce 2003).

Proprietà	Range tipici
Resistenza a compressione non confinata (UCS) a 28 giorni (MPa)	0.5 - 5 in terreni granulari e 0.2 - 2 terreni coesivi
Rapporto UCS 28 giorni: 7 giorni	1.4 - 1.5 per limi e argille, 2 per sabbie
Rapporto UCS 60 giorni: 28 giorni	1.5, il rapporto 15anni:60giorni può essere > 3
Permeabilità (m/s)	1×10^{-6} - 1×10^{-9} (valori minori in caso di utilizzo di bentonite)
Modulo secante E_{50}	(350 - 1000) x UCS per campioni di laboratorio e (150 - 500) x UCS per campioni in sito
Resistenza a taglio (taglio diretto, no tensione assiale)	0.4 - 0.5 x UCS se UCS < 1 MPa, ma questo rapporto diminuisce gradualmente all'aumentare dell'UCS.
Resistenza a trazione	Tipicamente 0.08 - 0.14 x UCS

2.4.1 Principi che regolano il consolidamento

I componenti principali del cemento sono la Silice (SiO_2), l'ossido di calcio (CaO) e l'allumina (Al_2O_3).

Il cemento secco, immesso nel terreno da consolidare, assorbe l'umidità presente formando idrati di cemento e calce spenta:



dove: C = CaO; S = SiO₂; H = H₂O.

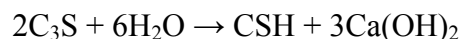
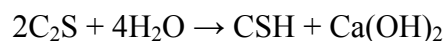
In seguito al processo di ionizzazione, la calce spenta si divide in ioni calcio ed in ioni ossidrili. Gli ioni calcio assorbiti dalla superficie delle particelle di terreno reagiscono con la silice e l’allumina (minerali argillosi) producendo silicati ed alluminati di calcio idrati. Tale processo è detto di “idratazione”.

2.4.1.1 Meccanismi di stabilizzazione dell’argilla

Quando una argilla viene mescolata con cemento, la plasticità del terreno diminuisce, la lavorabilità aumenta e la resistenza a compressione migliora.

Le reazioni che avvengono in presenza del cemento possono essere sintetizzate in due fasi. Durante le prime ore avvengono lo scambio ionico, la flocculazione e successivamente, le reazioni pozzolaniche e d’idratazione che implicano lo sviluppo della microstruttura all’interno della matrice del terreno. La seconda fase è caratterizzata dall’idratazione del cemento, dalla carbonatazione e dalla composizione di nuovi prodotti che legano le particelle adiacenti di cemento e portano alla formazione di una struttura rigida. Questa seconda fase è dipendente dal tempo.

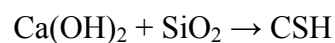
L’idratazione avviene quando l’acqua interstiziale dell’argilla entra a contatto con le particelle di cemento formando calcio-silicato-idrato (CSH), calcio-alluminio-idrato (CAH) e calce idratata (Ca(OH)₂); le reazioni d’idratazione sono le seguenti:



La formazione di CSH durante l’idratazione è il principale motivo dell’aumento di resistenza del suolo e rappresenta uno dei vantaggi che offre la stabilizzazione col cemento invece che con la calce.

Nella formazione di CSH e di (Ca(OH)₂), viene consumata una considerevole quantità di acqua; conseguentemente, il pH della soluzione raggiunge approssimativamente il valore di 12,5.

Le basi forti (alto pH) dissolvono il silicio e l’alluminio (che sono acidi) dai minerali argillosi per formare composti insolubili, SiO₂ e Al₂O₃. I composti di silicio e di alluminio formati reagiscono a loro volta con la calce idratata, nelle cosiddette reazioni pozzolaniche, per formare ancora CSH e CAH:



2.4.2 Metodologie di studio in laboratorio

In letteratura sono disponibili numerosi studi di laboratorio riguardanti la tecnologia del deep mixing riferita a diversi tipi di terreno e a molteplici applicazioni.

Una fase preventiva di studio in laboratorio, al fine di ottenere tramite opportune simulazioni i parametri di progetto ottimali, è infatti elemento essenziale nella progettazione di interventi con tale tecnologia.

Nonostante i considerevoli progressi ottenuti negli studi in laboratorio (Al-Taaba et al. 1999, JGS 2000, EuroSoilStab 2002, Shen et al. 2003, Jacobson et al. 2003), non sono riportati in letteratura e/o negli standard ASTM dei criteri uniformati relativi alle procedure di miscelazione, confezionamento, maturazione e prova dei provini di materiale trattato.

Sono di seguito riportate in maniera sintetica le procedure proposte da diversi gruppi di ricerca in varie parti del mondo (**Tabella 2.8**).

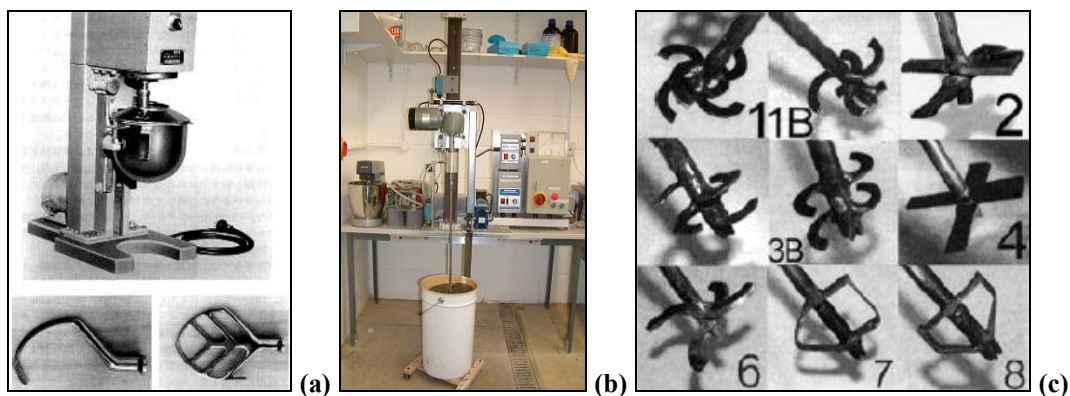


Figura 2.25 – (a) Mixer e utensili di miscelazione (JGS 0821-2000); (b) Modello in scala di utensile per deep mixing; (c) Serie di lame per la miscelazione terreno-legante (Al-Tabbaa et al.1999 e Shen et al.2003).

Terashi et al. (1977) hanno studiato l'effetto del tempo di miscelazione sulla resistenza a compressione non drenata variando la durata della miscelazione per produrre miscele stabilizzate di argilla con calce viva in un mixer di laboratorio.

È stato per l'occasione definito il 'rapporto di resistenza', come il rapporto tra la resistenza del terreno trattato preparato con un tempo di miscelazione arbitrario e la resistenza relativa a un tempo di miscelazione pari a 10 minuti.

Secondo gli autori, il rapporto di resistenza decresce fortemente quando il tempo di miscelazione è inferiore a 10 minuti, mentre per tempi superiori aumenta leggermente, presentando un comportamento asintotico.

Quindi Terashi et al. (1977) hanno suggerito come durata ottimale di miscelazione proprio un tempo di 10 minuti, utilizzato come tempo standard da diversi autori, e un opportuno miscelatore.

Tabella 2.8 – Standard di laboratorio esistenti per il confezionamento di provini e test relativi alle tecniche deep mixing.

Standard di preparazione	Campionamento in sito e conservazione	Stampi per la preparazione di provini	Tipo di mixer per il terreno	Procedura di confezionamento del provino	Condizioni di maturazione
Japanese Geotechnical Society, JGS 0821-2000, Sezione 7.2 .	Campionamento a parete sottile, immagazzinamento dei campioni con mantenimento del contenuto d'acqua originario.	La dimensione standard dello stampo è definita in modo da ottenere un provino di 5 cm di diametro e di 10 cm di altezza.	Mixer domestico per impastare con scodella di capienza da 5-30 dm ³ e utensile miscelatore ad uncino, capace di rotazioni planari di 120-300 rpm (Figura 2.25).	Durata della miscelazione: 10 minuti con miscelazione manuale occasionale; compattazione dinamica in 3 strati tramite <i>Rod</i> metallico di 5 mm di diametro per eliminare l'aria.	Estremità dei provini opportunamente sigillate; provini mantenuti a 20±3°C al 95% di umidità relativa.
EuroSoilStab, CT97-0351. (Progetto No. BE 96-3177).	Tubo, pistone o campionatori delfts, mantenuti alle condizioni di sito.	Tubi di plastica o cartone rivestito di plastica, di diametro 5 cm e altezza 10 cm, lubrificati con olio o cera nel lato interno.	Mixer per impastare o da cucina con una capacità e rpm sufficienti per tutti i tipi di terreno.	Durata della miscelazione: 5 minuti, variabile in base al tipo di terreno. Asta di 50mm con annesso stampo circolare di acciaio spesso 10mm e di 45 mm di diametro. Eventuale carico statico di 100kPa applicato 2 secondi per ogni strato.	Nessuna menzione all'umidità, provini mantenuti alla temperatura di 18-22°C opportunamente sigillati.
Al-Tabbaa et al. (1999) e Shen et al. (2003).	N/A.	Diametro di 50, 100 e 150 mm delle colonne di terreno miscelato, preparate in appositi contenitori accordo ai principi di installazione in sito dei macchinari di DM.	Velocità e rpm delle trivelle controllate da sensori. Equipaggiamento: dispositivi di iniezione, miscelazione e un pannello di controllo della pressione (Figura 2.25).	Pannello di controllo opera in relazione al tipo di terreno. La pressione di iniezione può essere aggiustata da pochi kPa sino a diverse centinaia di kPa. La pressione di consolidazione può essere simulata attraverso aria in pressione.	Provini mantenuti in camera a temperatura controllata per un periodo di maturazione specifico.
Jacobson et al. (2002), Virginia Tech e VDOT, Stati Uniti.	Campioni con esposizione minima all'aria e immagazzinamento a 20°C a 100% RH.	Diametro 50 mm, altezza 100 mm usando stampi in plastica che semplificano la fase di estrazione.	Impastatrice con utensile per l'impasto. Asse esterno rotante a 155 rpm e asse interno a 68 rpm per miscelare materiale sufficiente a formare 8 provini.	Durata della miscelazione: 5 minuti con miscelazione manuale intermittente. Strati spessi 25 mm negli stampi, compattando uniformemente 25 volte con un'asta d'ottone di 5 mm. Pressione di 100 kPa per 5-10 secondi usando un pistone d'alluminio di 48 mm.	Provini mantenuti a 20±3°C al 100% di umidità relativa per 7, 14, 28 e 56 giorni.

Un impiego sempre crescente delle tecniche DM ha permesso di capire quali siano comunque i fattori più influenti sulle prestazioni del trattamento, ossia: le caratteristiche e le condizioni del terreno, tipo di legante, e condizioni di miscelazione e maturazione.

2.4.3 Differenze tra le caratteristiche meccaniche in sito e in laboratorio

Di seguito sono brevemente presentati alcuni studi sulle differenze tra le caratteristiche meccaniche misurate in sito a trattamento finito e quelle ricavate su provini miscelati in laboratorio.

2.4.3.1 Resistenza

Vari fattori influenzano la resistenza finale dei terreni trattati in sito, tra i quali le tecniche esecutive, le condizioni ambientali e la dimensione dell'area trattata. Bisogna inoltre considerare la presenza di significanti eterogeneità nel terreno. Per quanto detto, la resistenza ottenuta in sito (misurata direttamente con prove in sito o in laboratorio su campioni prelevati) risulta spesso inferiore rispetto a quella trovata in laboratorio.

È molto importante poter effettuare una stima di quella che sarà la resistenza in sito a partire da quella di laboratorio, e questo è un tema affrontato in molti studi.

Per ricavare un parametro di resistenza si usa generalmente il test *UCS* (Unconfined Compressive Strength, ossia resistenza a compressione non confinata), corrispettivo della prova ad espansione laterale libera ELL.

In **Figura 2.26** sono illustrati diversi valori del rapporto q_{ul}/q_{ul} (ossia valori UCS in sito/UCS in laboratorio), che variano da 1/2 a 1/5, ottenuti per terreni Giapponesi (Porbaha et al., 2000). Tali stime si basano su un certo numero di progetti in Giappone, di cui non sono però state riportate le tipologie di terreno trattato.

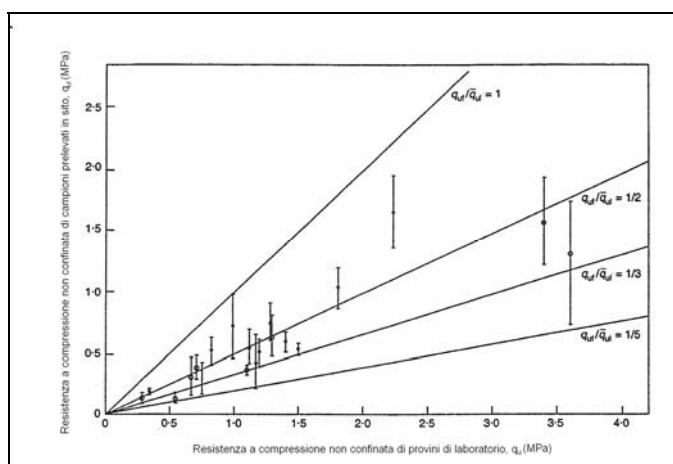


Figura 2.26 – Rapporto UCS in sito e in laboratorio ottenuti in terreni Giapponesi (Porbaha et al., 2000).

Terashi (2005) ha ottenuto delle correlazioni simili sempre per terreni argillosi sia per il Wet che per il Dry Mixing. Per entrambe le tecniche di miscelazione i valori del rapporto q_{uf}/q_{ul} sono compresi tra 1 e 1/3.

2.4.3.2 Permeabilità

Åhnberg et al. (2003) hanno eseguito degli studi estensivi sulla permeabilità di argille svedesi stabilizzate e in **Figura 2.27** è mostrato un confronto tra i valori di permeabilità ricavati in sito e in laboratorio relativamente a terreni stabilizzati con calce, calce-cemento e cemento.

La resistenza dei terreni stabilizzati è stata determinata in laboratorio tramite test UCS e in sito tramite test penetrometrici sulle colonne trattate.

La resistenza a taglio determinata in sito è stata convertita in resistenza a compressione tramite la relazione: $q_{uc} = 2c_u$ (ad eccezione della resistenza delle colonne di Mellösa, stimata tramite relazioni empiriche).

Come possibile vedere in figura, i valori di permeabilità ricavati in sito risultano maggiori rispetto a quelli di laboratorio, sebbene le differenze siano contenute.

Questo perché la permeabilità in sito è in genere influenzata negativamente da una distribuzione e miscelazione irregolare dei leganti e dallo sviluppo di microfratture e fessure nelle colonne; dopo il ritiro della sbarra di installazione possono inoltre presentarsi una zona più porosa o vuoti lasciati aperti al centro della colonna.

È stata riscontrata una differenza di ben 20 volte tra la permeabilità di campioni prelevati nella zona centrale e quelli presi a metà strada fra il centro e la periferia della colonna di calce-cemento (Bergwall e Falksund, 1996).

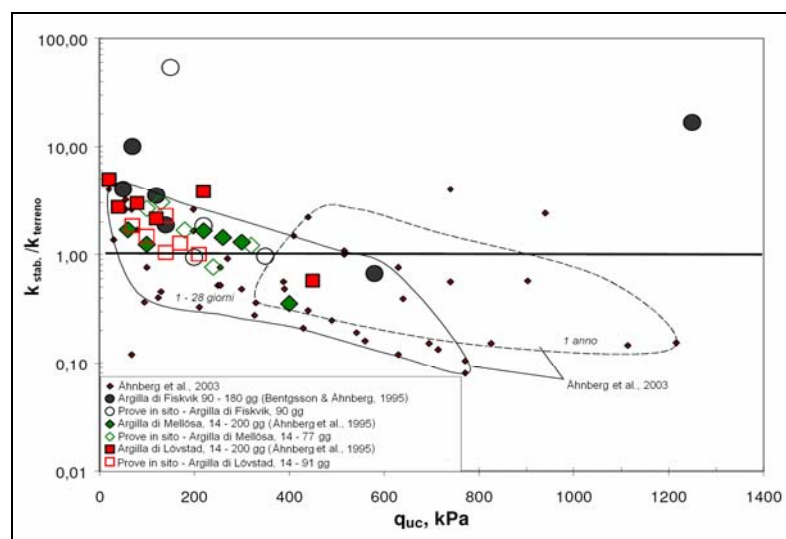


Figura 2.27 – Permeabilità in funzione della resistenza di terreni stabilizzati (Åhnberg et al.2003).

2.4.4 Resistenza a compressione non confinata

La resistenza di un terreno trattato dipende da numerosi fattori, come riassunto da Terashi (1997) (**Tabella 2.9**).

Secondo l'autore in laboratorio non si possono simulare i fattori III e IV della tabella, eccetto per la quantità di legante e il tempo di maturazione.

Perciò i dati di resistenza ottenuti durante le prove risultano poco attendibili, non essendo previsioni precise, e sono quindi usati solo come indicazioni sui valori ottenibili in situ. Una resistenza di campo verosimile può dunque essere valutata utilizzando relazioni empiriche stabilite da progetti precedenti, inquadrata in una corretta ottica ingegneristica (Bruce e Bruce, 2003).

Secondo vari autori (Kamon 1996; Kawasaki et al. 1996; Taki and Bell, 1998) la resistenza di campioni prelevati in situ è dal 20 all'80% di quella valutata in laboratorio (tipicamente nel range 50-70%) con una grande dispersione dei dati.

Tabella 2.9 – Fattori che influenzano la resistenza del terreno trattato (Terashi, 1997).

I	Caratteristiche dell'agente di indurimento	<ol style="list-style-type: none"> 1. Tipo dell'agente di indurimento; 2. Qualità; 3. Acqua e additivi di miscelazione.
II	Caratteristiche e condizioni del terreno (importante specialmente per le argille)	<ol style="list-style-type: none"> 1. Proprietà fisiche, chimiche e biologiche del suolo; 2. Contenuto organico; 3. Ph dell'acqua nei pori; 4. Contenuto d'acqua.
III	Condizioni di miscelazione	<ol style="list-style-type: none"> 1. Grado di miscelazione; 2. Durata della miscelazione/ri-miscelazione; 3. Qualità dell'agente di indurimento.
IV	Condizioni di maturazione	<ol style="list-style-type: none"> 1. Temperatura; 2. Tempo di maturazione; 3. Umidità; 4. Cicli di gelo/disgelo, imbibizione/essiccamento, etc.

Come già accennato in precedenza, la prova per la determinazione della resistenza a compressione non confinata UCS è il test più usato, sia per la sua semplicità sia per i bassi costi. Bisogna comunque tener conto dei limiti di tale prova soprattutto per quanto riguarda l'assenza di confinamento che non permette quindi di simulare le condizioni in situ.

Il valore dell' UCS dipende principalmente dal tipo e quantità di legante usato, dalle proprietà chimiche e geotecniche del terreno e dal tempo di maturazione.

Sono riportati nei paragrafi successivi gli studi effettuati da diversi autori riguardanti gli effetti sulla resistenza causati da: tipo di terreno, tempo e temperatura di maturazione, tipo e contenuto di legante, contenuto d'acqua.

2.4.4.1 Effetto del tipo di terreno

Porbaha et al. (2000) hanno mostrato come le proprietà del terreno trattato sono influenzate dalle proprietà fisiche e chimiche del terreno originario, come per esempio la granulometria, i limiti di Atterberg, il contenuto d'acqua iniziale, composizione dei minerali argillosi, quantità di silice e allumina solubili, capacità di scambio cationico, pH dell'acqua presente nei pori, contenuto organico. Per esempio una percentuale anche piccola di montmorillonite, a causa dell'alta capacità di scambio cationico, può fortemente influenzare le proprietà fisiche del terreno stabilizzato.

Kawasaki et al. (1981) hanno trovato che, per contenuti di cemento compresi tra 50 e 250 kg/m³, l'aumento di resistenza è direttamente proporzionale al contenuto di cemento; più alto sarà il valore di tale contenuto, maggiori saranno le differenze tra le varie resistenze ottenute in relazione al tipo di terreno (**Figura 2.28-a**). Comunque, non essendo riportati i tipi di terreno e le relative proprietà, non è possibile confrontare tali risultati con altri studi.

Secondo Taki e Yang (1991), il tipo di terreno è il fattore dominante che influenza la resistenza ottenibile a fine trattamento; in **Figura 2.28-b** è riportato l'effetto del tipo di terreno sulla resistenza in relazione ad un contenuto di cemento variabile da 200-450 kg/m³. In generale, i valori di resistenza ottenuti da argille e limi risultano inferiori a quelli individuati per le sabbie e ghiaie.

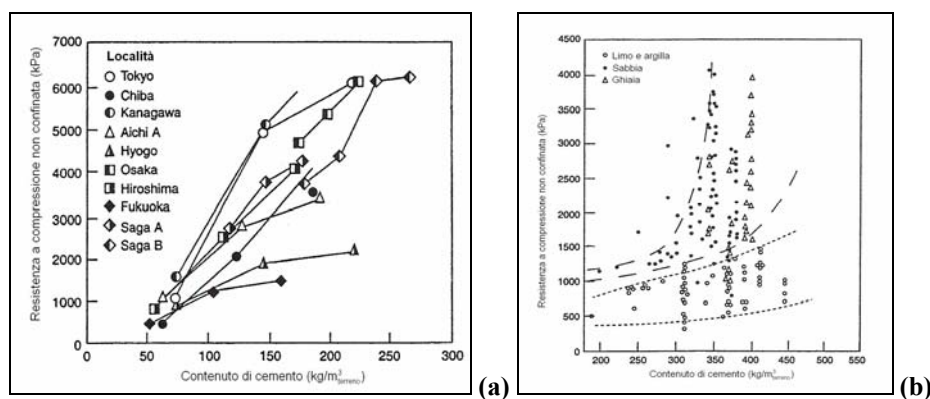


Figura 2.28 – (a) Andamento dell'UCS per una serie di terreni Giapponesi stabilizzati con cemento (Kawasaki et al., 1981); (b) Effetto del tipo di terreno sull'UCS di terreni trattati (UCS valutata su campioni prelevati in sito subito dopo l'installazione della colonna)(Taki e Yang, 1991).

Secondo quanto affermato da Sherwood (1993), i terreni argillosi richiedono generalmente un maggior contenuto di legante rispetto a quelli granulari, a causa della maggiore superficie specifica dei costituenti.

Åhnberg et al. (2003) hanno studiato gli effetti di differenti leganti sulla resistenza di tre diversi terreni Svedesi, due dei quali argillosi, le cui caratteristiche sono riportate in **Tabella 2.11**. La quantità di legante usata per ciascun terreno era di 100 kg/m^3 . I risultati ottenuti da tale studio mostrano che le proprietà mineralogiche dell'argilla giocano il ruolo principale nell'andamento della resistenza con il tempo, anche per la stessa tipologia e quantità di legante. I valori di resistenza ottenuti vanno da 200-1000 kPa, in un intervallo di maturazione sino ad un anno.

Risulta chiaro dagli studi menzionati che oltre al tipo di terreno vi sono molti fattori che influenzano le proprietà del suolo stabilizzato e spesso è difficile separare i diversi effetti.

2.4.4.2 Effetto del tempo e temperatura di maturazione

La resistenza dei terreni trattati con il cemento aumenta con il tempo, in maniera analoga a quanto succede per il calcestruzzo. In **Figura 2.29** è illustrato l'andamento col tempo dei valori UCS relativi a un'argilla marina stabilizzata con cemento Portland (Endo, 1976).

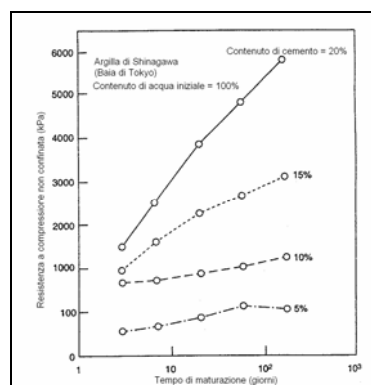


Figura 2.29 – Andamento con il tempo della resistenza a compressione di argille trattate con cemento (Endo, 1976).

Kawasaki et al. (1981) hanno trovato le seguenti relazioni per i valori UCS riferiti ad argille marine di Tokyo, stabilizzate con cemento Portland a differenti tempi di maturazione:

$$q_{u28} = (1,4-2)q_{u7} \quad ; \quad q_{u60} = 1,17q_{u28}$$

La Cement Deep Mixing Association of Japan (1994) propone le seguenti relazioni:

$$q_{u28} = (1,49-1,56)q_{u7} \quad ; \quad q_{u91} = (1,85-1,97)q_{u7} \quad ; \quad q_{u91} = (1,2-1,33)q_{u28}$$

dove q_{u7} , q_{u28} , q_{u60} e q_{u91} sono i valori UCS del terreno trattato dopo 7, 28, 60 e 91 giorni rispettivamente. Le relazioni riportate differiscono tra loro, sia per i diversi tipi di argille

testate sia per le diverse quantità di cemento usate per la stabilizzazione. È comunque possibile constatare come l’incremento di resistenza diminuisca con il tempo.

Sherwood (1993) ha osservato l’esistenza di una relazione approssimativamente lineare tra i valori UCS e il logaritmo del tempo per un’argilla di Londra stabilizzata con cemento (**Figura 2.30-a**). A titolo di esempio vengono di seguito riportate le relazioni ottenute per un contenuto di cemento pari all’1%:

$$q_{u28} = (1,05-1,64)q_{u7} \quad ; \quad q_{u90} = (1,05-1,38)q_{u28}$$

Per i terreni che non contengono argilla, la relazione tra i valori UCS e il logaritmo del tempo si mantiene per un lungo periodo. Quando sono presenti materiali argillosi o pozzolanici la relazione smette di essere lineare dopo i 28 giorni (Sherwood, 1968) (**Figura 2.30-b**).

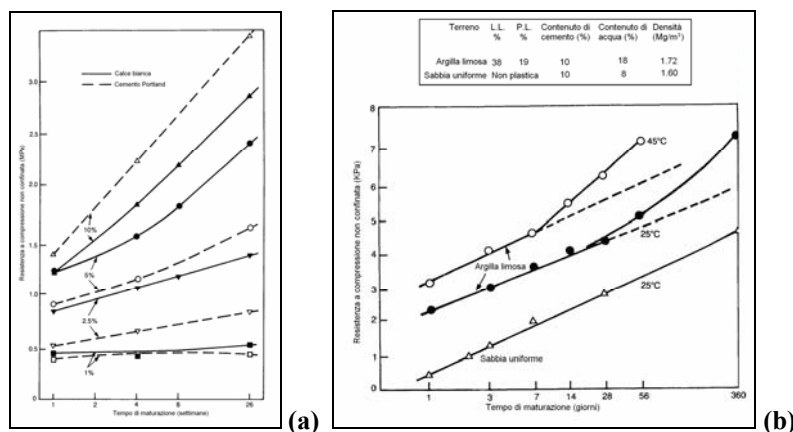


Figura 2.30 – (a) Relazione UCS-tempo per un’argilla di Londra con differenti proporzioni di calce e cemento (Sherwood 1993); (b) relazione UCS-tempo per un’argilla limosa e una sabbia uniforme stabilizzate con cemento e maturate a differenti temperature (Sherwood, 1968).

L’effetto del tempo di maturazione sull’argilla stabilizzata con diversi leganti è stato anche trattato nell’EurosoilStab project (DGSSS, 2001), di cui vengono riportati alcuni risultati in **Figura 2.31**. Le reazioni di stabilizzazione per i leganti contenenti calce, scorie di altoforno, gesso o fly ash continuano per diversi mesi e la resistenza valutata dopo un anno è risultata essere quasi tre volte maggiore rispetto a quella a 28 giorni.

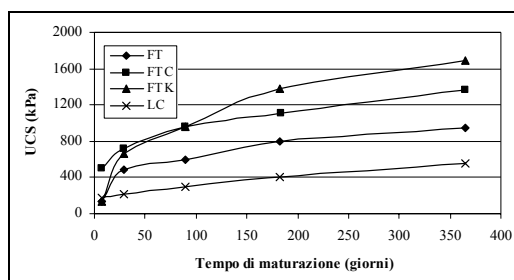


Figura 2.31 – EuroSoilStab project (DGSSS, 2001), effetto del tempo sull’argilla di Kivikko, Finlandia. C= cemento, F= gesso Finstabi, T= calce reidratata con almeno 50% di Ca(OH)₂, L= calce (CaO) e K= scorie di altoforno dalla Finlandia.

Åhnberg et al. (2003) hanno studiato l'effetto del tempo su due argille stabilizzate con diverse tipologie di legante, ed è possibile notare in **Figura 2.34** l'aumento della resistenza col tempo. Per i provini stabilizzati con cemento, sono risultate inoltre valide le seguenti relazioni:

$$q_{u28} = (1,43-2,5)q_{u7} \quad ; \quad q_{u90} = (1,2-1,4)q_{u28}.$$

Per quanto riguarda l'effetto della temperatura di maturazione in letteratura si possono trovare svariati studi effettuati nella maggior parte dei casi su terreni coesivi. Nelle figure seguenti vengono riportati i risultati di una ricerca effettuata sull'argilla marina del Porto di Yokohama (Kawasaki et al., 1981) (**Figura 2.32**). Il contenuto di cemento adottato era compreso tra 20-30% in peso mentre sono state utilizzate temperature di maturazione comprese fra 10 e 50°C. Come previsto un aumento della temperatura di maturazione si riflette in una accelerazione dei processi di idratazione e quindi nel tasso di incremento della resistenza del terreno trattato.

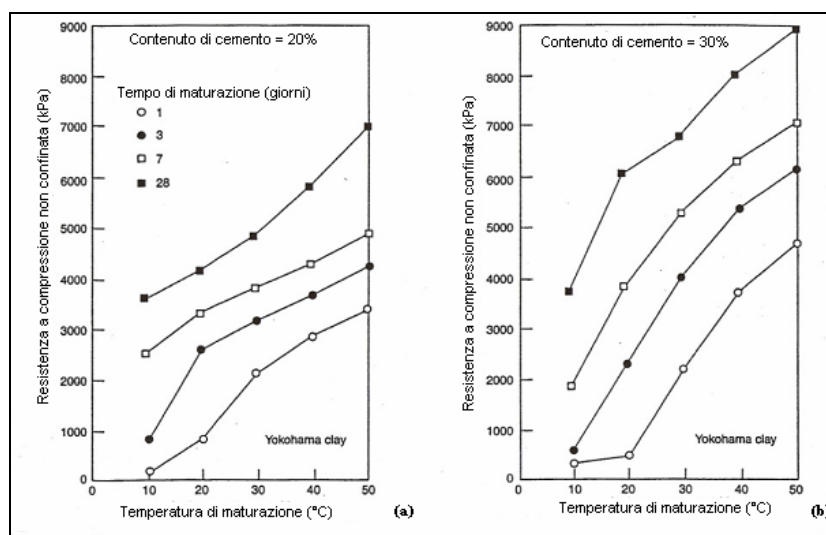


Figura 2.32 – Effetto della temperatura di maturazione sulla resistenza a compressione dell'argilla marina di Yokohama: (a) contenuto di cemento 20%; (b) contenuto di cemento 30%. (da Kawasaki et al., 1981).

2.4.4.3 Effetto del tipo di legante

Il tipo di legante (e gli eventuali additivi) ha diversi effetti sulla resistenza dei terreni trattati, a seconda delle diverse reazioni che possono manifestarsi. Kawasaki et al. (1981) hanno valutato l'effetto di diversi tipi di cemento su due diversi terreni in Giappone (**Figura 2.33**).

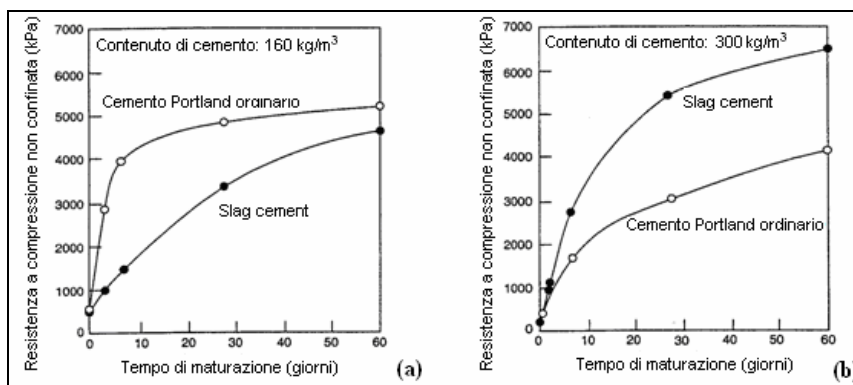


Figura 2.33 – Effetto del tipo di cemento sulla resistenza a compressione del terreno trattato, per due diversi contenuti di cemento; (a) terreno di Kanagawa, Tokyo, (b) terreno di Saga, isola Kyushu (Kawasaki et al.,1981).

Sempre riferendosi allo studio di Åhnberg et al. (2003), dalla **Figura 2.34** appare evidente l'iniziale rapido aumento della resistenza per i leganti a base cementizia. Per quanto riguarda la calce (l), essa presenta un incremento lineare di resistenza su un lungo periodo di tempo. Si può inoltre notare che: il legante cemento-fly ash (cf) porta ai minori valori di resistenza; l'utilizzo di scorie-calce (sl) porta a risultati molto diversi in relazione al tipo di terreno, in particolare porta ad un aumento considerevole di resistenza dopo tre mesi per l'argilla Loftabro.

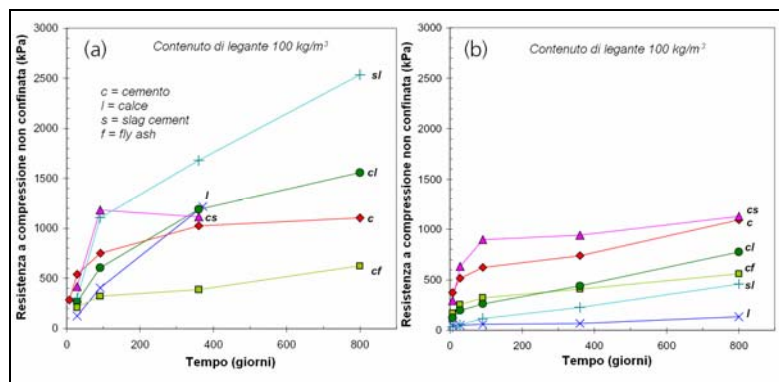


Figura 2.34 – Resistenze misurate nel tempo in relazione a diversi leganti per (a) argilla di Löftabro e (b) argilla di Linköping (Åhnberg et al., 2003).

Si può quindi concludere che il comportamento di una certa miscela di legante è strettamente legato al tipo di argilla e alle sue proprietà mineralogiche.

2.4.4.4 Effetto del contenuto di legante

La resistenza aumenta all'aumentare del contenuto di legante in stretta relazione con il tipo di terreno (come visto nei paragrafi precedenti). In **Figura 2.35** è illustrato l'effetto del contenuto di legante sul comportamento sforzo-deformazione a 28 giorni di argille soffici di

Bangkok trattate con cemento (Uddin et al., 1997). Il contenuto d'acqua iniziale dell'argilla di Bangkok è variabile tra 76-84%, il limite liquido è pari a 103% e il limite plastico è il 43%. La resistenza media dell'argilla non trattata è pari a 33 kPa. È stato usato cemento Portland tipo I, con un rapporto acqua cemento pari a 0,25. I diversi contenuti di cemento impiegati variano dal 5 al 40%. Come mostrato in **Figura 2.35**, un aumento del contenuto di cemento si riflette in un aumento dei valori di UCS.

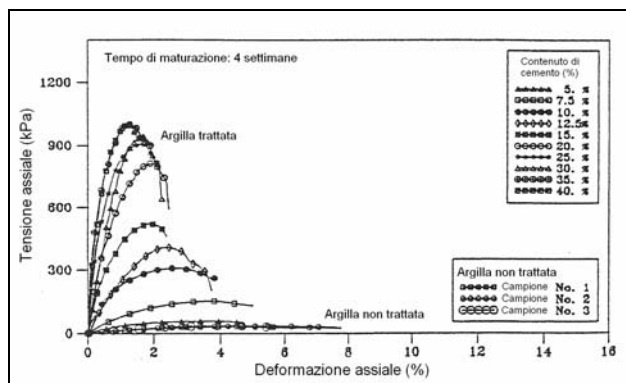


Figura 2.35 – Comportamento sforzo-deformazione 28 giorni di maturazione (Uddin et al., 1997).

La **Figura 2.36** illustra l'effetto del contenuto di cemento sullo 'Strength Development Index' (SDI; indice dell'aumento di resistenza) riferendosi all'argilla soffice di Bangkok (Uddin et al., 1997). L'SDI è pari al rapporto tra la differenza delle resistenze dei provini di terreno trattato e non trattato e la resistenza dei provini di terreno non trattato.

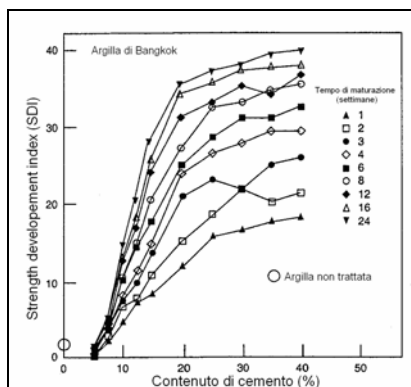


Figura 2.36 – Effetto del contenuto di cemento sulla resistenza a compressione dell'argilla stabilizzata di Bangkok in termini di strength development index (Uddin et al., 1997).

Per i provini stabilizzati con un contenuto di cemento pari al 5%, l'aumento di resistenza è risultato insignificante. Il maggior incremento nei valori di resistenza è stato ottenuto per un contenuto di cemento nel range dal 5 al 25%, come evidente dalla **Figura 2.36**. I contenuti di cemento pari a 10% e 20% corrispondono rispettivamente a una quantità di 200 kg/cm³ e 450 kg/cm³.

In **Figura 2.37** è illustrato l'effetto della quantità di legante sulla resistenza delle argille stabilizzate (DGSSS, 2001). È possibile constatare ancora una volta il verificarsi di un aumento di resistenza associato ad un aumento del contenuto di legante; tale aumento di resistenza è massimo per un contenuto di cemento compreso tra 150-210 kg/m³, quindi per valori minori rispetto a quelli individuati da Uddin et al. (1997). Appare evidente come un contenuto pari a 60kg/m³ non produca un miglioramento significativo per tutte le diverse combinazioni di leganti.

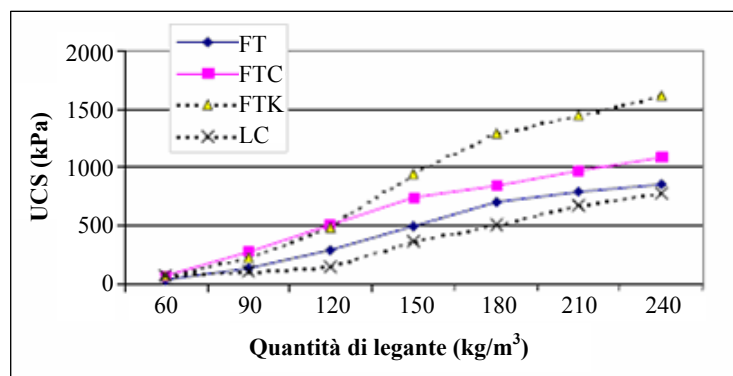


Figura 2.37 – Effetto della quantità di legante sui valori UCS a 90 giorni dall'EuroSoilStab project (DGSSS, 2001); argilla di Kivikko, Finlandia. C = cemento, F = gesso Finnstabi, T = calce reidratata con almeno 50% di Ca(OH)₂, L = calce (CaO) e K = scorie di altoforno dalla Finlandia.

2.4.4.5 Effetto del contenuto d'acqua

Dopo l'incorporazione della calce e/o del cemento, avviene la reazione d'idratazione che porta alla diminuzione del contenuto d'acqua originale del terreno ed all'aumento della resistenza non drenata. In base al tipo di legante impiegato, occorrerà una diversa quantità d'acqua per stabilizzare il terreno (ad esempio il cemento impiega l'80% dell'acqua necessaria alla calce per idratare).

Jacobson (2002) ha studiato l'effetto di diversi fattori sulla resistenza di provini cilindrici creati in laboratorio (diametro= 50 mm; altezza= 100 mm), tra cui il contenuto d'acqua iniziale. È stato utilizzato un terreno organico dotato di alta plasticità, miscelato con cemento e/o calce in diverse proporzioni. I provini, fatti maturare per diversi giorni (7, 14, 28, 56), sono stati poi sottoposti a prove di compressione non confinata. Dai risultati ottenuti è possibile constatare come all'aumentare del contenuto d'acqua iniziale diminuisca la resistenza.

Altri studi sono stati effettuati, riguardo le argille, per determinare il contenuto d'acqua che garantisca al terreno trattato le prestazioni ottimali in termini di resistenza. Infatti, nella miscelazione di un terreno coesivo con un legante cementizio, l'acqua è essenziale per il

processo di idratazione ed è il mezzo che assicura la dispersione degli ioni cementizi nei vuoti del terreno (Bergado e Lorenzo, 2005). Se si considera una certa quantità di argilla avente un contenuto d'acqua variabile ma miscelata con la medesima quantità di cemento, allora il terreno trattato conterrà la stessa quantità di prodotti cementizi ma avrà dei valori dell'indice dei vuoti diversi dopo la maturazione (**Figura 2.38**).

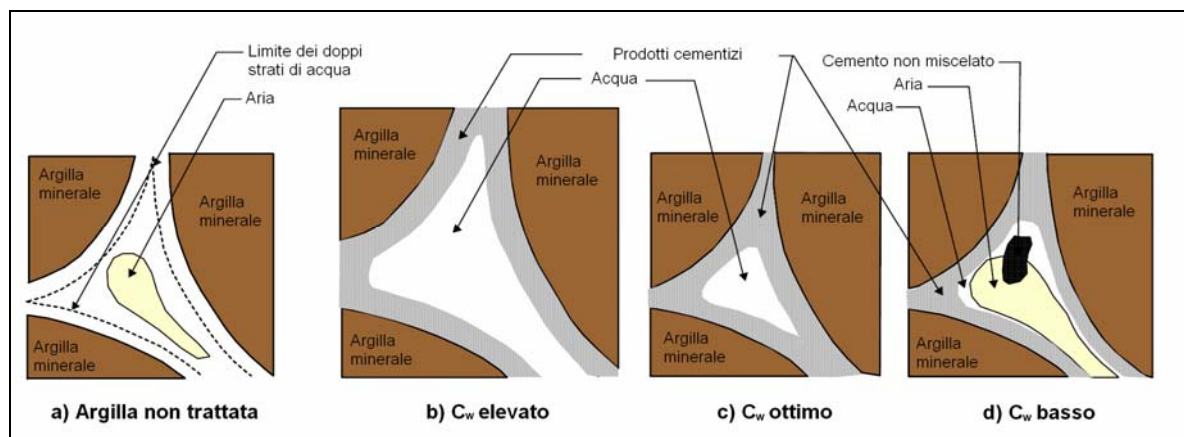


Figura 2.38 – Effetto del contenuto d'acqua sulla miscelazione (Bergado e Lorenzo, 2005).

Come è possibile vedere in **Figura 2.38-b**, se il contenuto d'acqua (C_w) è troppo alto, la miscela risultante sarà caratterizzata da una minor resistenza in quanto le particelle d'argilla tendono a perdere l'attrazione elettrostatica a causa dell'eccessiva presenza di acqua, diminuendo la capacità di essere legate dai prodotti cementizi. Se invece il contenuto d'acqua è troppo basso, la miscela risultante è ancora caratterizzata da una bassa resistenza. Un contenuto d'acqua può essere considerato troppo basso se è inferiore al limite liquido dell'argilla di partenza.

Quando il terreno non è saturo, l'aria occupa una parte dei vuoti riducendo la capacità di dispersione degli ioni cementizi e impedendo la completa miscelazione degli agenti cementanti (**Figura 2.38-d**).

Il contenuto d'acqua ottimale ($C_{w,opt}$) è definito come la quantità totale d'acqua della miscela terreno-cemento che raggiunge il massimo incremento di resistenza per un dato contenuto di cemento. In questo modo, le tre superfici di contatto delle particelle d'argilla sono tutte legate dai prodotti cementizi derivanti dall'idratazione o dalle reazioni pozzolaniche (**Figura 2.38-c**).

Bergado e Lorenzo (2005) hanno testato dei provini di argilla di Bangkok trattata con una malta cementizia il cui contenuto di cemento in peso rispetto al terreno era del 10 e del 15%. Quindi hanno analizzato l'andamento della resistenza a compressione non confinata,

valutata a 28 giorni, al variare del parametro *contenuto d'acqua totale di miscela*, definito come:

$$C_W = w^* + \frac{W}{C} (a_W)$$

dove:

- C_W = contenuto d'acqua totale, somma dell'acqua presente nell'argilla e nella miscela cementizia;
- w^* = contenuto iniziale d'acqua dell'argilla;
- w/c = rapporto acqua:cemento;
- a_W = contenuto di cemento prefissato.

I risultati ottenuti sono riportati in **Figura 2.39**. Per stabilire un confronto fra i dati ottenuti da diversi terreni di partenza, è messo in ascissa il rapporto tra contenuto d'acqua totale (C_W) e limite liquido (LL) dell'argilla.

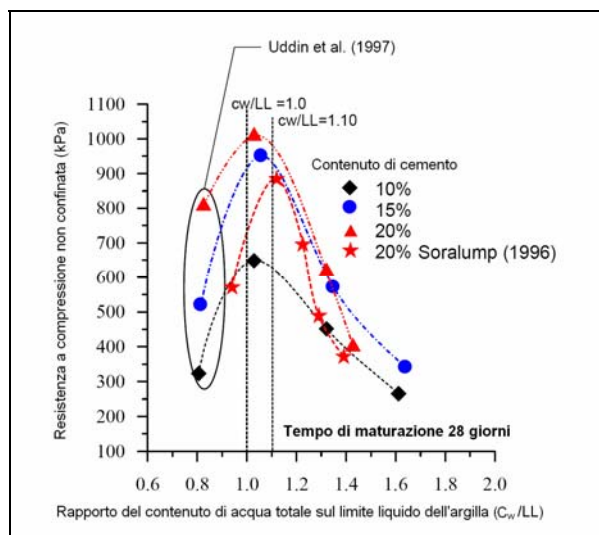


Figura 2.39 – Curve di resistenza per le miscele con argilla di Bangkok (Bergado e Lorenzo, 2005).

Il valore di resistenza massimo è individuato in corrispondenza di un contenuto d'acqua vicino al limite liquido ($C_{W,opt}$ compreso tra 1,0 e 1.1 LL).

L'approccio seguito da Bergado e Lorenzo presenta considerevoli riscontri dal punto di vista economico, evidenziando come si possano raggiungere incrementi di resistenza notevoli senza aumentare il contenuto di legante, e quindi a parità di costi. Tuttavia, ciò è vero solo per i depositi il cui contenuto naturale d'acqua sia inferiore al limite di liquidità, infatti diminuire la percentuale d'acqua di un terreno in situ comporta dei costi rilevanti.

2.4.4.6 Deformazione a rottura

La **Figura 2.40** mostra la relazione tra la deformazione assiale a rottura e i valori UCS per un'argilla marina di Tokyo (Endo, 1976). Per valori di UCS inferiori a 1 MPa, la deformazione a rottura varia tra 1 e 3%, mentre per valori più alti la deformazione rimane costante attorno all'1% a causa di un aumento nella rigidezza del terreno trattato.

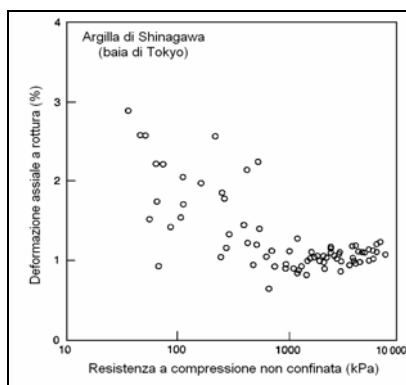


Figura 2.40 – Variazione della deformazione a rottura con la resistenza a compressione non confinata per argille della baia di Tokyo stabilizzate con cemento (Endo, 1976).

Sempre riferendosi allo studio di Uddin et al.(1997), è riportata in **Figura 2.41** la relazione tra la deformazione a rottura e il contenuto di cemento. Dopo 28 giorni la deformazione a rottura si riduce dal 4,1% all'1,18% per i provini stabilizzati con un contenuto di cemento variabile dal 5 al 40%. Oltre i 28 giorni la deformazione si abbassa ulteriormente sino a raggiungere il valore di 0,8% per tutti i valori di contenuto di cemento.

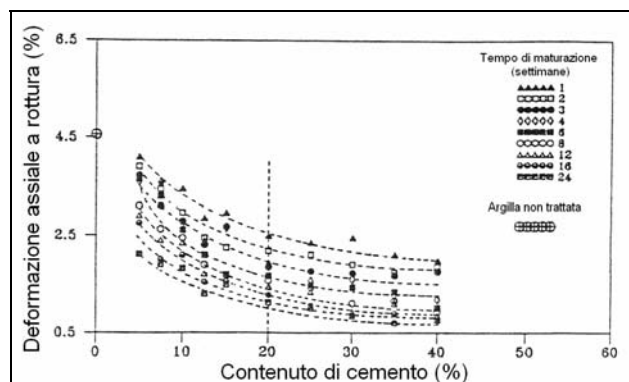


Figura 2.41 – Relazione tra la deformazione assiale a rottura e il contenuto di cemento (Uddin et al., 1997).

2.4.4.7 Effetto della pressione di confinamento

Yu et al. (1997) hanno dimostrato che se la pressione di confinamento aumenta da 0 a 1,2 MPa, la resistenza di argille trattate con cemento aumenta di alcuni ordini di grandezza (**Figura 2.42**). Anche le modalità di rottura vengono influenzate dal confinamento infatti, con

una moderata pressione la rottura è plastica e avviene per taglio, mentre in condizioni non confinate, la rottura è fragile e porta alla frantumazione del provino (Porbaha et al., 2000).

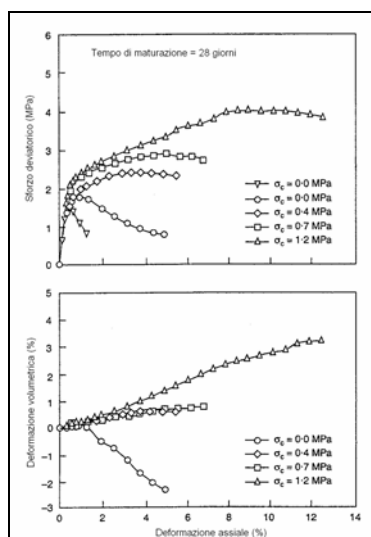


Figura 2.42 – Effetto della pressione di confinamento (Yu et al., 1997).

Åhnberg (1996) ha indagato il comportamento di argille trattate con cemento e calce sottoposte a rottura in condizioni triassiali. Lo studio ha evidenziato che il terreno coesivo trattato si comporta come un materiale sovraconsolidato con un comportamento dilatante e rottura fragile in condizioni drenate. Inoltre la deformazione a rottura aumenta all’aumentare della pressione di confinamento (Figura 2.43).

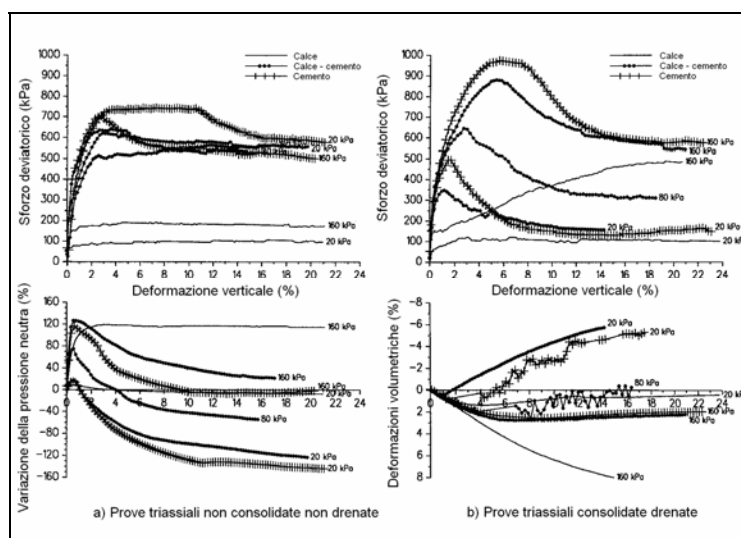


Figura 2.43 – Risultati di prove triassiali drenate e non drenate con differenti pressioni di consolidazione (Åhnberg, 1996).

Recentemente (2006), la stessa autrice ha paragonato i valori della resistenza a compressione non confinata con quelli ottenibili da prove triassiali. Confrontando i risultati di una prova triassiale con pressione di confinamento nulla e quelli di una prova ELL, Åhnberg

ha osservato che la prova ELL fornisce valori di resistenza maggiori rispetto alla cella triassiale. Una minore saturazione nel provino infatti, porta ad una pressione interstiziale minore e conseguentemente ad una resistenza maggiore. Le prove non drenate effettuate ad alte pressioni di confinamento hanno fornito risultati molto simili a quelli delle prove non confinate, potendo concludere che la prova ELL restituisce delle indicazioni affidabili sulle vere resistenze in condizioni non drenate della colonna sottoposta a confinamento.

2.4.5 Modulo di elasticità

A partire dai risultati relativi ad argille soffici di aree portuali in Giappone trattate con cemento Portland variabile tra il 5-15%, Saitoh et al. (1980) hanno ottenuto la seguente correlazione tra il modulo di elasticità E_{50} (secante al 50% della deformazione ultima) per l'argilla stabilizzata e i valori UCS (**Figura 2.44**):

$$350 \text{ UCS} < E_{50} < 1000 \text{ UCS}$$

La stessa relazione è stata confermata da Bruce e Bruce (2003).

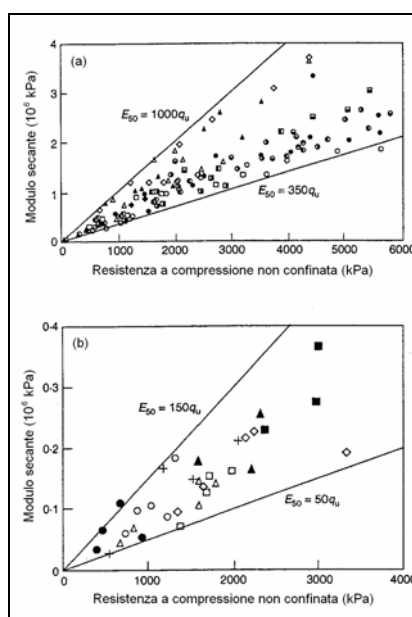


Figura 2.44 – Relazione tra il modulo secante e i valori UCS per (a) terreni Giapponesi (Saitoh et al., 1980) e (b) argilla blu di Boston (USA) (GeoTesting Express, 1996, riportato da O'Rourke et al., 1998).

O'Rourke et al. (1998) riportano una differente correlazione con valori più bassi relativi all'argilla blu di Boston stabilizzata con cemento (GeoTesting Express, 1996):

$$50 \text{ UCS} < E_{50} < 150 \text{ UCS}$$

Va notato che la relazione tra l' E_{50} e i valori UCS è una funzione del contenuto d'acqua dell'argilla originaria e della quantità di legante usata per la stabilizzazione.

In **Tabella 2.10** si riportano alcune relazioni trovate da differenti autori, non specificando però i tipi di terreni (Porbaha et al., 2000).

Tabella 2.10 – Relazione tra modulo di elasticità e UCS per diversi terreni (Porbaha et al., 2000 e Coastal Development Institute of Tecnology, 2002).

Relazioni	Riferimento
$350 \text{ UCS} < E_{50} < 1000 \text{ UCS}$	Saitoh et al. (1980)
$100 \text{ UCS} < E_{50} < 250 \text{ UCS}$	Futaki et al. (1996)
$140 \text{ UCS} < E_{50} < 500 \text{ UCS}$	Asano et al. (1996)
$50 \text{ UCS} < E_{50} < 150 \text{ UCS}$	GeoTesting Express (1996)
$150 \text{ UCS} < E_{50} < 400 \text{ UCS}$	Goh et al. (1999)
$75 \text{ UCS} < E_{50} < 1000 \text{ UCS}$	Terashi et al. (1977)

2.4.6 Permeabilità

La permeabilità di un terreno trattato è un aspetto principale della progettazione di diaframmi con funzione di barriera verticale. Nell'insieme non è univoco il pensiero sui cambiamenti della permeabilità di un terreno dopo la stabilizzazione. Comunque, per molti terreni si è registrata una diminuzione della permeabilità all'aumentare della quantità di legante utilizzata e al diminuire del contenuto d'acqua del terreno stabilizzato (Terashi e Tanaka, 1983; **Figura 2.45**).

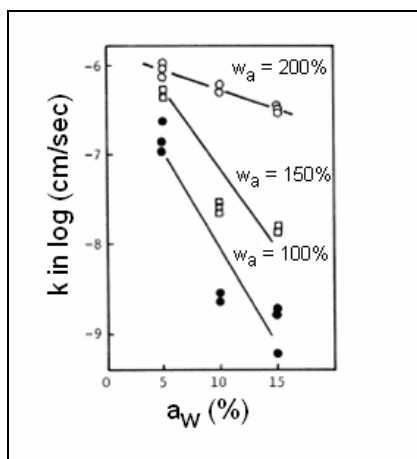


Figura 2.45 – Diminuzione della permeabilità (k) con il contenuto di cemento (a_w) e il contenuto d'acqua (w_a) per un'argilla marina (Terashi e Tanaka, 1983).

La **Figura 2.46** (Kawasaki et al., 1981) mostra l'effetto del contenuto di cemento sulla permeabilità del terreno trattato. All'aumentare del contenuto di cemento dal 10% al 20%, la permeabilità si riduce considerevolmente.

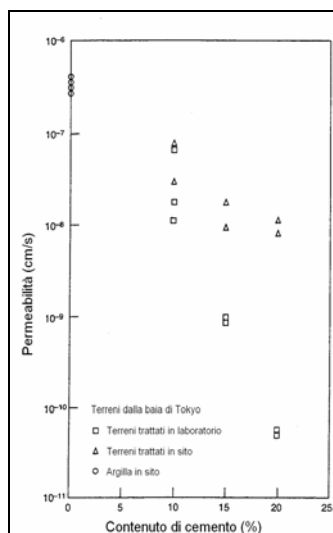


Figura 2.46 – Variazione della permeabilità con il contenuto di cemento per provini di laboratorio e in sito (Kawasaki et al. 1981).

In maniera similare, la **Figura 2.47** mostra una diminuzione della permeabilità all'aumentare del contenuto di cemento. Tale riduzione è pari a un ordine di grandezza quando il contenuto di cemento passa da 2,5% a 7,5%. Si è inoltre registrata una diminuzione della permeabilità nel tempo dopo la stabilizzazione fino a raggiungere valori minori di 10^{-11} m/s dopo un anno con un contenuto di cemento pari al 7,5% (Brandl, 1999).

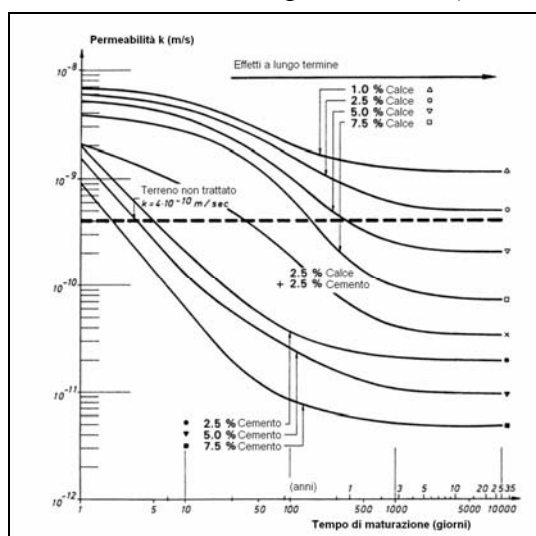


Figura 2.47 – Influenza del tempo di maturazione e del tipo e quantità di legante sulla permeabilità di argille stabilizzate (Brandl, 1999).

Åhnberg et al. (2003) hanno studiato la permeabilità di argille svedesi stabilizzate. Negli esperimenti sono stati considerati due tipi differenti di argille e un tipo di terreno organico, la gyttja. Nella **Tabella 2.11** sono riassunte le caratteristiche delle due diverse argille, che possiedono proprietà geotecniche piuttosto simili, pur provenendo da due differenti depositi geologici.

Tabella 2.11 – Proprietà delle argille studiate da Åhnberg et al. (2003).

	Argilla 1 Linköping	Argilla 2 Löftabro
Profondità (m)	3-6	2-5
Densità (t/m ³)	1.55	1.52
Peso specifico (t/m ³)	2.72	2.73
Limite plastico (%)	24	23
Contenuto d'acqua (%)	78	89
Limite liquido (%)	70	66
c _u (kPa)	15	8
Permeabilità (m/s)	5*10 ⁻¹⁰	1.1*10 ⁻⁹
Sensitività	20	25
Contenuto organico (%)	1.0	1.0
Contenuto argilla (%)	63	72
Contenuto Cloruri (%)	0.01	0.38
Contenuto Solfuri (%)	0.05	0.18
pH	7.7	8.7

Sono stati utilizzati leganti tradizionali, come cemento e calce viva, ma anche leganti basati su scorie di altoforno e fly ash. Sono state usate diverse quantità di legante, come 50 kg/m³ o 150 kg/m³, ma principalmente una quantità pari a 100 kg/m³. Le prove di permeabilità sono state effettuate sui provini sottoposti a una pressione di confinamento almeno pari a 20 kPa in permeametri a pareti flessibili.

La **Figura 2.48** mostra i valori di permeabilità individuati per le argille stabilizzate a 28 giorni. Come osservato da Åhnberg et al. (1995), la permeabilità dei provini stabilizzati mediante calce è nella maggior parte dei casi più alta di quelli stabilizzati tramite l'uso di leganti a base di cemento e anche di quella del terreno di partenza non trattato.

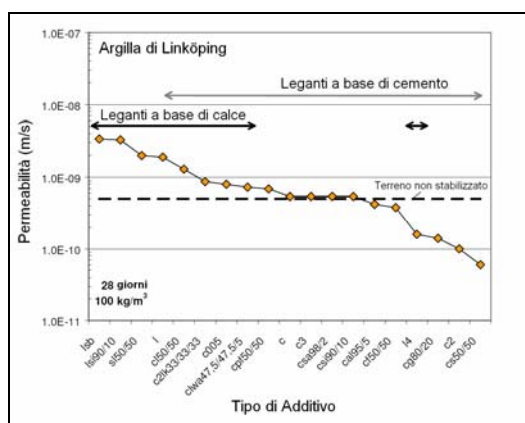


Figura 2.48 – Permeabilità in relazione al tipo di legante usato per le argille di Linköping (Åhnberg, 2003).

Nella stabilizzazione con cemento, il comportamento dovuto alle reazioni pozzolaniche con il terreno e alla idratazione del legante è governato dal “processo di cementazione”. Tale processo che porta alla flocculazione e al cambiamento di struttura del materiale ha inizio dopo le fasi iniziali di scambio ionico. Durante la maturazione quindi avviene una continua formazione di differenti prodotti dell'idratazione negli spazi liberi tra le

particelle del terreno che si riempiono con il passare del tempo. La velocità e la quantità dell’incremento dipenderanno dal tipo e dalla quantità di cemento immesso e dal tipo di terreno. Da quanto appena esposto si intuisce come la permeabilità sia funzione della resistenza a compressione non confinata del terreno stabilizzato.

Åhnberg (2003) (**Figura 2.27**) ha dimostrato che i terreni stabilizzati subiscono spesso un iniziale aumento di permeabilità subito dopo la stabilizzazione seguito da una diminuzione della permeabilità nel tempo. L’autrice ha inoltre notato che la diminuzione della permeabilità con l’aumento della resistenza è approssimativamente la stessa per i diversi tipi di terreno (prevalentemente argillosi) da lei studiati (**Figura 2.49-a**). Il rapporto tra la permeabilità del terreno stabilizzato rispetto a quella del terreno naturale può essere una funzione del cambiamento iniziale della conducibilità idraulica e della resistenza secondo la seguente formula:

$$\frac{k_{stab}}{k_{suolo}} \approx \frac{k_{stabi}}{k_{suolo}} \cdot e^{-0,004 q_{uc}}$$

dove:

- k_{stab} = permeabilità del terreno trattato;
- k_{stabi} = permeabilità iniziale del terreno trattato;
- k_{suolo} = permeabilità del terreno originale;
- q_{uc} = resistenza a compressione non confinata.

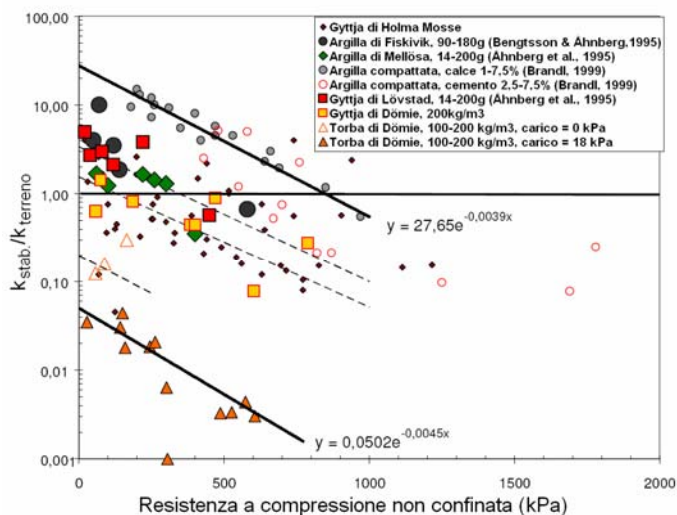


Figura 2.49 – Cambiamento della permeabilità in funzione della resistenza (Åhnberg, 2003).

Il cambiamento iniziale di permeabilità può essere correlato, a sua volta, alla variazione del contenuto d’acqua dopo la stabilizzazione (**Figura 2.50**) secondo la seguente relazione approssimativa:

$$\frac{k_{stab_i}}{k_{suolo}} \approx 0,043 \cdot e^{6 \cdot \frac{w}{w_0}}$$

dove:

- w = contenuto d'acqua del terreno stabilizzato;
- w_0 = contenuto d'acqua del terreno naturale.

Inserendo la seconda equazione nella prima si arriva alla relazione che lega la permeabilità del terreno stabilizzato a quella del terreno naturale attraverso il cambiamento del contenuto d'acqua:

$$\frac{k_{stab}}{k_{suolo}} \approx 0,043 \cdot e^{6 \cdot \frac{w}{w_0} - 0,004 q_{uc}}$$

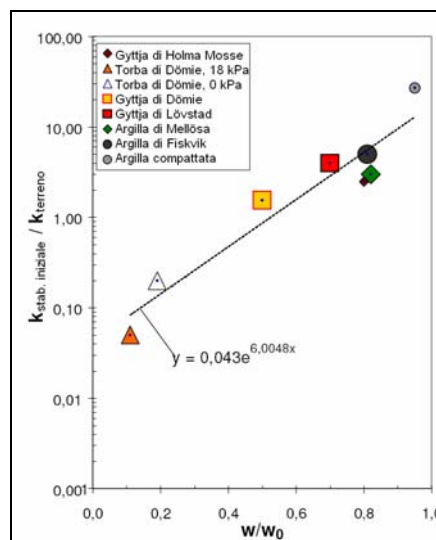


Figura 2.50 – Cambiamento iniziale della permeabilità rispetto al contenuto d'acqua (Åhnberg, 2003).

Si può concludere quindi che le argille stabilizzate evidenziano spesso un aumento iniziale della permeabilità dopo la stabilizzazione, seguito da una diminuzione della stessa col tempo. L'iniziale aumento è dovuto all'introduzione delle particelle di legante nel terreno e alla flocculazione delle particelle di terreno. Il cambiamento col tempo è invece dovuto alle diverse reazioni di cementazione.

2.5 Valutazione delle prestazioni QA/QC

Le attività di controllo della qualità possono essere suddivise nelle tre fasi principali, funzione dello stato di avanzamento delle lavorazioni, di seguito riportate:

Prima del trattamento

Una volta che il progetto è stato deciso, il programma di controllo della qualità dovrebbe essere costruito intorno ai principali obiettivi e, specialmente per le opere che includono un lavoro sul campo, dovrebbe essere incorporato nel piano di lavoro stesso. Perciò il controllo di qualità sul materiale d'approvvigionamento come i leganti, gli inerti e gli additivi, rappresenta un questione chiave. Anche lo stoccaggio e il deposito dei materiali deve essere opportunamente progettato.

Durante il trattamento

Le procedure per il controllo di qualità dovrebbero essere eseguite sul posto e i campioni andrebbero prelevati a differenti profondità e sottoposti a prove per assicurare il raggiungimento dei requisiti di progetto. È buona norma inoltre eseguire delle misure indirette circa la quantità di legante utilizzato, velocità di rotazione, di penetrazione e di recupero dell'utensile miscelatore. Anche altri fattori che sono una conseguenza del processo di trattamento andrebbero monitorati (ad esempio la qualità dell'aria per il dry deep mixing), vibrazioni, movimenti del suolo e pressione dell'acqua interstiziale.

In generale, il controllo sull'esecuzione dovrebbe includere i seguenti parametri operativi:

- velocità di penetrazione e recupero dell'utensile miscelatore;
- velocità di rotazione delle unità rotanti dello strumento;
- pressione dell'aria (nel caso del Dry Mxing);
- velocità d'iniezione del legante.

Dopo il trattamento

I controlli portati a termine dopo il trattamento sono principalmente indirizzati alla verifica degli obiettivi di qualità. Questa operazione è in genere eseguita tramite prove in laboratorio (su campioni indisturbati o prelevati a fresco) o prove in sito.

In caso di prelievo di campioni, ai fini del controllo di qualità, questi dovrebbero essere tutti delle stesse forme e dimensioni e preparati nel medesimo modo. Dovrebbero essere considerati fattori quali il luogo di prelievo, la frequenza di campionamento, il numero e la dimensione dei campioni.

2.5.1 Prove di laboratorio

Come esposto precedentemente, le prove in laboratorio non possono restituire dei valori reali delle proprietà meccaniche ed idrauliche del terreno a causa dei numerosi fattori e delle condizioni di sito non controllabili o simulabili contemporaneamente. Nonostante queste limitazioni, le prove in laboratorio sono uno strumento efficace, veloce ed economicamente vantaggioso per capire i meccanismi coinvolti nel processo di miscelazione e controllare, in una fase preliminare della progettazione, i parametri da studiare nei successivi campi prova.

Le prove di laboratorio sono effettuate su provini ricavati attraverso le seguenti metodologie:

- 1) Campioni miscelati in laboratorio (prima della costruzione): Offrono la possibilità di studiare la quantità e il tipo di legante, la combinazione legante/filler/additivo e il rapporto acqua/legante che sono richiesti per ottenere a seguito del trattamento gli obiettivi previsti.
- 2) Campioni prelevati freschi (durante la costruzione): Vengono prelevati alle profondità “critiche” attraverso adeguati campionatori in misura di uno al giorno ovvero uno ogni 500 m³ circa di terreno trattato prima della “presa” della miscela legante. I campioni vengono fatti maturare alla temperatura prescritta, in contenitori di forma e dimensione standardizzata. Le prove vengono effettuate dopo 7 e 28 giorni di maturazione. Naturalmente le condizioni di maturazione in situ ed in laboratorio sono differenti e questo influisce sulla velocità di incremento e sul valore della resistenza finale. Il processo può dare dei problemi relativi all’utensile di campionamento e all’omogeneità del terreno trattato.
- 3) Carotaggio (dopo la costruzione): il carotaggio del terreno trattato ed indurito, se condotto responsabilmente e con attenzione da operatori esperti, può fornire campioni rappresentativi per l’osservazione visuale e per prove di laboratorio.

È buona norma usare metodi di prova standard nelle applicazioni pratiche e utilizzare quelli non convenzionali per scopi di ricerca. Le prove di laboratorio possono essere classificate come segue.

Prove di percolazione

Le prove di percolazione sono effettuate per esaminare il trasferimento di massa da un solido ad un liquido (chiamato “percolante” prima del contatto col solido e “percolato” successivamente). La capacità di percolazione dipende dalle proprietà fisiche e chimiche del materiale contaminato e del percolante.

Le prove sono divise in base alle seguenti importanti proprietà:

- Preparazione del campione: dipende dalla forma del materiale e dal tipo di prova scelta.
- Composizione del percolante: il percolante (ad esempio acqua, acido etc.) deve essere selezionato in base all'applicazione.
- Modo e metodo di contatto: in base alla forma del provino ed alla prova di percolazione, alcune condizioni possono influenzare la velocità di trasferimento di massa, come metodo d'agitazione, velocità e direzione del flusso, tipo di miscelatore e contatto con l'atmosfera.
- Rapporto liquido/solido.
- Tempo di contatto: la durata della prova influenza la quantità di contaminante rilasciato.
- Temperatura: le prove sono generalmente effettuate a temperatura ambiente.
- Separazione solido/percolato: un'appropriata forma di separazione, come la centrifugazione e la filtrazione (usando membrane o filtri in fibra di vetro), può essere utilizzata per ottenere il percolato da analizzare.
- Analisi per il percolato: i parametri indicativi del percolato devono includere il pH, senza il quale è impossibile interpretare i risultati della prova. Bisogna inoltre porre attenzione alla preparazione ed allo stoccaggio del percolato.

Prove d'estrazione

Le prove d'estrazione sono le più comuni e possono essere classificate come segue:

- Prova d'estrazione in agitazione: la miscela può essere mantenuta in agitazione per conservarne l'omogeneità e per favorire il contatto tra il solido ed il percolante.
- Prova d'estrazione a sequenza chimica: percolanti con un'aggressività sempre maggiore possono essere usati per ottenere delle informazioni sul meccanismo d'immobilizzazione del contaminante.

Prove fisiche principali

Le prove fisiche sono utilizzate per prevedere il comportamento della miscela, i reagenti necessari e gli aumenti di volume nonché per confrontare il materiale trattato e non in termini di resistenza e durabilità.

La maggior parte delle prove fisiche sono state adottate o adattate dalle metodologie di prova per altri materiali come il calcestruzzo o il terreno. Le prove maggiormente usate sono le seguenti:

- Prova ad espansione laterale libera (ELL): fornisce la misura della resistenza a compressione non confinata (UCS) ovvero della capacità del materiale di resistere a sforzi meccanici assiali in assenza di confinamento. È legata all'avanzamento delle reazioni d'idratazione ed alla durabilità del materiale ed è, inoltre, una variabile chiave. È una delle prove più comuni che consiste in una compressione verticale del provino fino alla rottura. Esistono diversi standard di prova che variano principalmente rispetto alla dimensione e alla forma del provino. Dato che queste variabili influenzano molto il risultato, vanno riportate chiaramente. La misura della resistenza prima e dopo l'imbibizione del provino è importante per assicurare che sia in condizioni asciutte che bagnate il provino abbia le necessarie caratteristiche meccaniche e che non ci siano reazioni deleterie di rigonfiamento in presenza di abbondante acqua.
- Conducibilità idraulica: la conducibilità idraulica è la velocità con la quale l'acqua passa attraverso un materiale ed è una variabile chiave per la questione ambientale. Per la prova viene usato un provino saturo ed in pressione e si misura la quantità d'acqua filtrata in un determinato periodo di tempo.
- Resistenza alle condizioni ambientali: vengono effettuate delle prove di gelo/disgelo e di resistenza a cicli di umidificazione/essiccamento per esaminare la resistenza del materiale alle fluttuazioni di temperatura e di umidità. Inoltre al fine di verificare la durabilità delle miscele, in fase di progettazione sarebbe buona norma effettuare delle prove di compatibilità chimica con gli inquinanti presenti in sito.

2.5.2 Prove in situ

Il processo del miglioramento delle caratteristiche meccaniche ed idrauliche del terreno in situ è diverso da quello del terreno trattato in laboratorio. Queste differenze sono dovute all'energia, al processo e agli strumenti di miscelazione nonché al volume del terreno trattato, alla procedura di costruzione ed all'ambiente di maturazione. L'eterogeneità intrinseca del terreno ed il basso livello di miscelazione raggiungibile in situ rispetto alle condizioni controllate del laboratorio, portano a delle discrepanze nei risultati.

Molti fattori contribuiscono a queste differenze. I principali sono:

1. materiali:
 - a) variabilità del terreno (proprietà fisico-chimiche e condizioni geologiche ed idrogeologiche);
 - b) proprietà dei leganti (tipo, qualità e quantità);

2. costruzione:
 - a) condizioni di miscelazione (energia di miscelazione e rapporto acqua/legante);
 - b) tecniche d'installazione (dimensione e configurazione dell'utensile miscelatore, velocità di penetrazione e di recupero, metodo d'iniezione del legante, geometria);
3. controllo di qualità:
 - a) condizioni di maturazione (in termini di temperatura, tempo, umidità e pressione) e di campionamento (scelta del tipo di campionamento);
 - b) metodo di prova (scelta delle prove di laboratorio o in situ, condizioni di prova).

Effetto del calore d'idratazione

Il cambiamento di temperatura all'interno della massa di terreno trattato è diverso da quello che si verifica nei provini di laboratorio. In particolare il calore che si genera in situ è maggiore di quello che si origina nei provini in laboratorio influenzando in tal modo i processi d'idratazione.

Effetto della presenza dei giunti

I modelli costruttivi del terreno trattato comprendono colonne singole, unite o sovrapposte. In quest'ultimo caso le caratteristiche meccaniche della parte in comune alle colonne è diversa da quella corrispondente al centro della colonna.

Effetto del campionamento

La resistenza del terreno trattato viene stimata tramite delle prove di resistenza su campioni rappresentativi prelevati dal terreno in situ. Questa procedura è, però, sensibile allo strumento ed alla procedura di prelievo oltre che alla dimensione dei provini stessi. Le prove di laboratorio sono infatti influenzate dal disturbo che il materiale subisce durante la fase di campionamento. Prendere dei campioni indisturbati rappresentativi delle effettive condizioni in situ a miscela indurita è una operazione molto difficile e a volte addirittura non praticabile. Le prove di laboratorio forniscono inoltre dei valori solo in punti discreti e non possono evidenziare delle zone di debolezza locali lungo la colonna.

Le prove in situ sono applicate per stimare la qualità del terreno trattato con le stesse modalità di valutazione rispetto a quello naturale. Il modo più diretto per verificare l'efficacia di una particolare tecnica per il miglioramento del terreno è misurare le proprietà prima e dopo del trattamento. Nonostante il vantaggio di non avere limitazioni nel disturbo dovuto al campionamento delle prove di laboratorio, queste tecniche hanno i loro limiti.

Le prove in situ possono essere classificate in tre categorie:

1. prove geotecniche classiche o rivisitate;
2. prove geofisiche;
3. metodi non distruttivi.

2.5.2.1 Prove penetrometriche

Fin dai primi anni di sperimentazione si concluse che la prova di penetrazione statica non era adatta per la valutazione della qualità della produzione, a causa del piccolo volume di prova e della difficoltà di conoscere l'esatta posizione della sonda nella colonna. Negli anni '80, Torstensson sviluppò la sonda per colonne di calce e terreno (**Figura 2.51-a**) che è il metodo di prova di penetrazione su colonna più diffuso oggi. Un ulteriore sviluppo si ebbe con l'introduzione di una nuova prova chiamata "prova di penetrazione su colonna reverse": la forma della sonda fu mantenuta ma fu cambiata la direzione lungo la quale veniva effettuata la prova (**Figura 2.51-b**). In questa prova, la sonda, legata in superficie tramite una corda, viene posizionata sotto l'utensile miscelatore durante la fabbricazione della colonna. Quando si è pervenuti alla formazione della colonna, la sonda viene recuperata in superficie tramite la corda. In questo modo, la sonda si trova sempre al centro della colonna e viene assicurata la sua verticalità.

Alcune indagini hanno indicato comunque che la corda può disturbare il processo di miscelazione. Questo problema può però essere facilmente superato installando la sonda dopo la fabbricazione della colonna. In questo modo la prova risulta essere vantaggiosa rispetto alle usuali prove di penetrazione (SPT o CPT) dal momento che viene assicurata la verticalità durante l'esecuzione ed è possibile testare anche terreni caratterizzati da elevate resistenze.

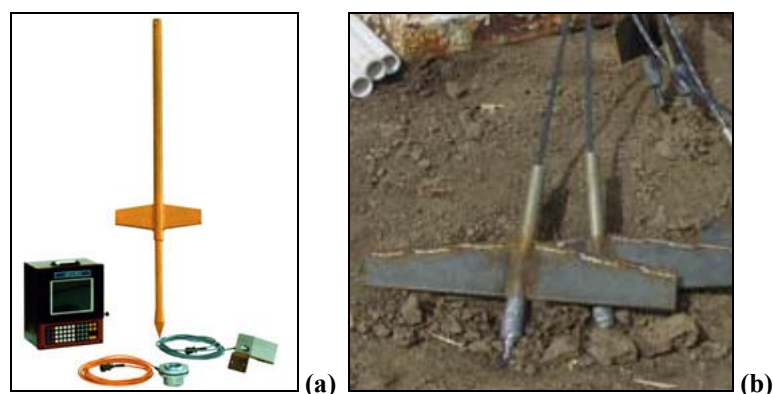


Figura 2.51 – Sonda per prove su colonne di terreno trattato: (a) convenzionale; (b) reverse.

2.5.2.2 Prova pressiométrica

Il pressiometro è uno strumento capace di indagare le proprietà meccaniche di colonne di terreno trattato a diversa profondità previo realizzazione di opportuni prefori. Il pressiometro elettronico fornisce la misura diretta delle deformazioni assiali e laterali durante la prova. Ci sono tre sensori di spostamento elettronici posizionati dentro la membrana che ne misurano gli spostamenti durante l'espansione (**Figura 2.52**).

I diagrammi pressione-spostamento forniscono i dati di resistenza della colonna e le tipologie di rottura del terreno trattato che possono tipicamente essere schematizzate come: rottura per trazione (se la pressione raggiunge un massimo per piccole deformazioni radiali), rottura per attrito (se la pressione aumenta anche quando la deformazione radiale ha raggiunto il 10%) e rottura per coesione (se la pressione rimane costante dopo il raggiungimento del 10% di deformazione radiale).



Figura 2.52 – Pressiometro.

2.5.2.3 Prove geofisiche

I metodi geofisici vengono utilizzati come uno strumento di controllo iniziale per una valutazione di massima e per ottimizzare il programma di controllo vero e proprio. I vantaggi delle prove geofisiche sono il grande volume di terreno investigato e la capacità di ripetere la prova sul medesimo materiale in momenti successivi. Lo svantaggio della prova sta nella correlazione tra le caratteristiche dinamiche valutabili con questi metodi (a piccole deformazioni quindi) e le proprietà geotecniche del terreno (mobilitate a medie e grandi deformazioni).

I metodi geofisici si dividono in tomografia sismica e resistività elettrica. I metodi sismici misurano la velocità delle onde sismiche emesse da una sorgente e registrate da alcuni ricevitori situati in dei fori scavati nelle colonne di terreno trattate (**Figura 2.53**). In modo simile la resistività elettrica fornisce delle immagini bidimensionali della struttura del terreno trattato intorno a un foro di sondaggio.

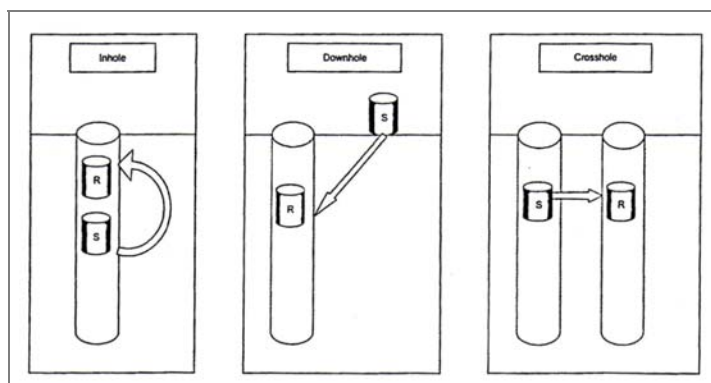


Figura 2.53 – Metodi sismici.

2.5.2.4 Metodi non distruttivi

Estrazione ed esposizione delle colonne

L'estrazione delle colonne rende possibile la valutazione dell'uniformità (o dell'omogeneità) lungo la profondità, il prelievo di campioni in diverse direzioni per le prove di laboratorio, il controllo della variazioni del diametro in diversi punti, l'esame della distribuzione del legante lungo la lunghezza e la sezione trasversale (**Figura 2.54**). Nonostante questi vantaggi, l'estrazione della colonna è relativamente costosa e quindi utilizzata principalmente per scopi di ricerca.



Figura 2.54 – Estrazione ed esposizione di colonne.

Controllo della verticalità e del diametro

Non esistono metodi semplici e standardizzati per valutare la verticalità ed il diametro delle colonne. Il diametro è normalmente controllato tramite l'estrazione di intere colonne. La verticalità può essere controllata misurando la posizione del centro della colonna in diverse fasi dell'esecuzione.

2.5.2.5 Campo prove

Il campo prove gioca un ruolo fondamentale nella progettazione di interventi di miscelazione profonda. Infatti, grazie ad una sua corretta esecuzione possono essere individuati tutta una serie di accorgimenti e di procedure operative in grado di garantire un migliore risultato dell'intervento.

Un importante aspetto del campo prove sta nel determinare i criteri per il controllo della realizzazione del deep mixing che includono:

- velocità di penetrazione ed estrazione;
- velocità di rotazione e coppia dell'utensile miscelatore;
- sovrapposizione delle colonne e portata di legante/miscela;
- pressione dell'aria (dry mixing).

Quando le colonne devono essere fondate su un substrato con caratteristiche meccaniche differenti da quelle del terreno trattato ovvero se si devono trattare terreni con caratteristiche meccaniche differenti che richiedono di agire sui parametri operativi per ottenere omogeneità nel trattamento, la coppia e/o la variazione della resistenza alla penetrazione possono essere misurati per stabilire valori di controllo per la fase esecutiva.

2.6 Degradazione fisica e chimica

Le prestazioni a lungo termine degli interventi realizzati tramite la tecnologia del deep mixing possono essere compromesse dalla presenza di “ambienti aggressivi” (condizioni climatiche avverse e/o presenza di particolari composti chimici). In questo contesto, di fondamentale importanza nella progettazione degli interventi e in particolare delle miscele leganti, risulta il concetto di “durabilità” (resistenza agli ambienti aggressivi) definita come la capacità del materiale di preservare le proprie caratteristiche fisico-meccaniche nel tempo.

I principali risultati dei pochi e frammentati studi presenti in letteratura sulla durabilità di terreni trattati con deep mixing sono di seguito riportati.

2.6.1 Meccanismi di degradazione fisica

I principali meccanismi di degradazione fisica dei terreni trattati con deep mixing possono essere ricondotti a cicli di gelo/disgelo e/o di imbibizione/essiccamento causati da condizioni climatiche avverse. Le conseguenze di tali cicli, non potendo essere colte pienamente da prove UCS o CBR (California Bearing Ratio), vengono indagate da specifiche

analisi di durabilità (che variano da paese a paese) su campioni di laboratorio (Sherwood, 1993).

Le specifiche americane (Associazione Cemento Portland, 1971), prevedono due distinte serie di test per la verifica della durabilità. Il primo test implica imbibizione ed essiccamento secondo la procedura standard ASTM D559-96. Tramite questo metodo è possibile calcolare le perdite di peso, i cambi di umidità e di volume (rigonfiamento e ritiro) prodotti da cicli ripetuti di imbibizione ed essiccamento su provini di terreno trattato (Sherwood, 1993). Il secondo test, nelle procedure simile al precedente, prevede invece l'applicazione di cicli di gelo e disgelo (ASTM D560-96). Williams (1986) afferma che sarebbe buona norma effettuare entrambe le serie di prove in quanto l'una coglie gli aspetti mancanti dell'altra dando una immagine più dettagliata dei fenomeni di degradazione fisica.

I test di durabilità sono usati per simulare le variazioni di umidità nei terreni nelle condizioni controllate di laboratorio (Sherwood, 1993). Il test di gelo/disgelo ha un ruolo primario nel processo ed è perciò utilizzato anche in luoghi dove naturalmente non avviene mai il congelamento. Questo perché utilizzando temperature più rigide si riescono a valutare le condizioni dei materiali a lungo termine in un lasso di tempo notevolmente inferiore (Sherwood, 1993).

2.6.1.1 Danni causati da cicli di gelo/disgelo nel calcestruzzo

Il deterioramento del calcestruzzo con i cicli di gelo/disgelo è legato al congelamento dell'acqua presente nei suoi pori che può aumentare di volume fino al 9% e dare origine a sollecitazioni che possono causare la rottura della matrice del calcestruzzo (Portland Cement Association, 2006). Sono state avanzate numerose ipotesi per spiegare i complicati meccanismi che portano al deterioramento del calcestruzzo se sottoposto a questi cicli. Le tre principali teorie in letteratura tecnica che riguardano i meccanismi di disgregazione del calcestruzzo sono:

1. Teoria della pressione idraulica (Powers, 1975): la cristallizzazione dell'acqua provoca un aumento di pressione nei pori. All'aumentare della pressione, la possibilità che l'acqua possa spostarsi verso zone a minor pressione diminuisce; un grano può quindi o fratturarsi o rompere il materiale circostante. La pressione idraulica può diminuire solo con il flusso dell'acqua verso zone interne dal momento che il ghiaccio sigilla la parte esterna.
2. Teoria della pressione osmotica (Powers, 1975): la tendenza ad eguagliare la pressione osmotica tra i pori contenenti acqua non ghiacciata e quelli più grandi contenenti

ghiaccio e ioni in soluzione, causa l'aumento della pressione nei pori più grandi fino al superamento della resistenza del materiale.

3. Teoria del meccanismo duale (Cady, 1969 e 1978): un aumento della pressione dell'acqua non ghiacciata, secondo quanto affermato da Powers (1975), è intensificato da un aumento del volume dell'acqua che è sottoposta all'adsorbimento durante il congelamento.

In queste teorie la permeabilità, il grado di saturazione e il tasso di adsorbimento sono proprietà fondamentali ed interconnesse. Le procedure standard proposte da Hewlett (1998), per tener conto dell'azione del gelo/disgelo nel calcestruzzo, suggeriscono di utilizzare miscele caratterizzate da un basso rapporto acqua/cemento o di aggiungere in sospensione delle piccole bolle d'aria nella miscela fresca.

2.6.1.2 *Danni causati da cicli di gelo/disgelo nelle argille*

Quando l'acqua libera presente nei pori ghiaccia, il suo volume aumenta di circa il 9% pertanto un terreno completamente saturo dovrebbe aumentare il suo volume del 9% della sua porosità, comportando cioè un notevole disturbo alla disposizione iniziale del terreno. Una volta scongelata l'acqua torna al suo volume originario dando vita ad un terreno più deformabile e meno resistente rispetto a quello iniziale.

L'acqua presente in un argilla mostra un abbassamento della temperatura di congelamento rispetto al liquido isolato (Mitchell and Soga, 2005), e ciò è dovuto alla presenza di sali disciolti in acqua. Kozłowski (2003a e b) ha riportato come l'acqua presente tra i piani sovrapposti di bentonite e caolino non congeli nemmeno a -10°C .

Si può affermare che gli effetti di cicli di gelo/disgelo sulle argille siano meno severi di quelli che avvengono per il calcestruzzo. Sono stati condotti molti studi riguardo l'effetto di cicli di gelo/disgelo sulle argille, in particolare nel contesto di un sistema di copertura di argilla compattata. Tali sistemi sono influenzati da diversi fattori, come le condizioni di congelamento, stato tensionale, metodo di preparazione dei campioni e tipo di argilla. Secondo lo studio di Othman et al. (1993), un'argilla compattata, con una permeabilità iniziale inferiore a 10^{-9}m/s , mostra un aumento di permeabilità pari a 2-3 ordini di grandezza in seguito a 3-5 cicli di gelo/disgelo.

Inoltre i cicli di gelo/disgelo influenzano negativamente le proprietà meccaniche delle argille come la resistenza a taglio, la coesione, l'angolo di attrito e il modulo dinamico (Wang et al., 2006; Klaveren, 1987; Aoyama et al., 1985; Simosen et al., 2002; Yong et al., 1985).

2.6.1.3 Danni causati da cicli di gelo/disgelo nei terreni trattati

Secondo Sherwood e Roe (1986) lo sforzo dovuto al congelamento si manifesta nelle argille stabilizzate solo nel caso in cui la temperatura rimanga sotto lo zero per diversi giorni. Se durante questi periodi di “freddo” l’acqua riesce a passare liberamente attraverso la zona di congelamento, essa ghiaccerà, andando a formare delle lenti di ghiaccio. Durante la formazione di tali lenti può essere attirata ulteriore acqua nella zona di congelamento, che ghiacciando, causa una espansione considerevole (Sherwood, 1993).

Secondo Sherwood (1993) è proprio l’acqua trasportata piuttosto che l’incremento in volume del 9% ad essere la maggiore causa dello sforzo dovuto al congelamento.

Nello studio condotto da Shihata e Baghdadi (2001) la resistenza a compressione non confinata è utilizzata come indicatore della durabilità di miscele terreno cemento. I terreni che sono stati studiati sono sabbiosi-ghiaiosi e limosi, e sono stati utilizzati tre contenuti di cemento (pari a 5, 7 e 9 %). In **Figura 2.55-a** è illustrata la variazione di perdita di massa del terreno trattato sottoposto a cicli di gelo/disgelo, al variare del contenuto di cemento. In **Figura 2.55-b** è illustrata la relazione tra la perdita di massa e la resistenza a compressione.

Secondo i risultati ottenuti da prove in situ, cicli di gelo/disgelo possono portare a una diminuzione della resistenza a compressione pari al 50% per terreni granulari stabilizzati (Janoo et al., 1999).

Bhattacharja et al. (2003), hanno paragonato e valutato le prestazioni di cemento e calce in termini di meccanismi di stabilizzazione, resistenza e durabilità, effetti di cicli di gelo/disgelo ed imbibizione/essiccamento sulla resistenza di argille stabilizzate con entrambi i leganti. Non sono state riscontrate differenze di prestazione tra i due leganti nei cicli di gelo/disgelo.

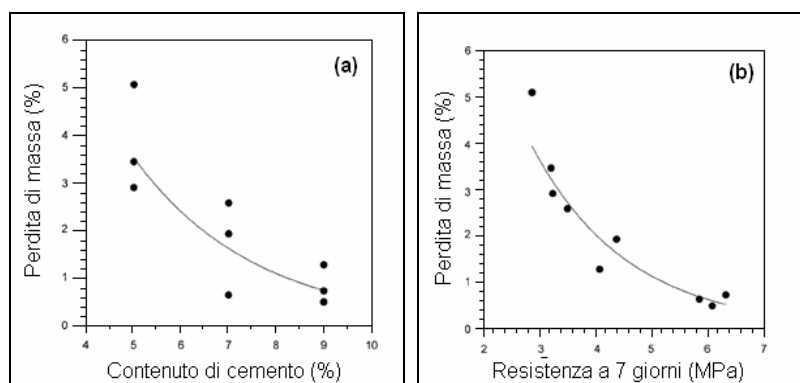


Figura 2.55 – Relazioni tra la percentuale di massa persa e (a) il contenuto di cemento, e (b) la resistenza a 7 giorni (Shitata e Baghdadi, 2001).

2.6.1.4 Danni causati da cicli di imbibizione/essiccamento

Le condizioni di imbibizione/essiccamento possono manifestarsi in sito ad esempio a seguito della fluttuazione della falda acquifera, a fenomeni di filtrazione delle acque piovane etc. Anche in questo caso l'effetto in termini di degradazione è più pronunciato se il processo è ciclico. Il numero degli studi disponibili in letteratura è molto limitato e nella maggior parte dei casi i risultati sono influenzati dalle metodologie utilizzate per l'essiccazione dei provini (prevalentemente in forno a 110°C). Studi in tale senso sono stati comunque portati a termine da Kawasaki et al. (1981) e Åhnberg et al. (1989).

2.6.2 Meccanismi di degradazione chimica

Sono stati effettuati diversi studi riguardanti la degradazione chimica di miscele leganti dovuta alla presenza di inquinanti. Tali studi risultano però ancora insufficienti rispetto alla grande varietà di combinazioni composti chimici/leganti. Di seguito vengono richiamati i meccanismi di degradazione chimica dovuti alla presenza di solfati e acidi.

2.6.2.1 Attacco da solfati: Calcestruzzo

L'aggressione da solfati nel calcestruzzo è caratterizzata da un'espansione del materiale che causa progressivamente la diminuzione di resistenza e rigidità, la formazione di fratture ed una eventuale disgregazione del materiale. Sebbene non sia una sola reazione ad essere la causa dell'espansione, è certo che la formazione di gesso ed ettringite è legata a questo problema. Più recentemente Paul (1994) ha associato anche la formazione di thaumasite all'attacco dei solfati.

In letteratura tecnica sono stati formulati i seguenti quattro tipi di aggressione da solfati, che possono agire indipendentemente o simultaneamente (Roy et al., 2003).

1. La formazione di ettringite che è causata dalla presenza degli ioni solfato.
2. La reazione tra una soluzione di solfato, come solfato di sodio (caratterizzato dalla sua alta solubilità in acqua), ed idrossido di calcio presente nel calcestruzzo provoca la formazione di gesso. Questa reazione può portare all'espansione.
3. La reazione tra silicato di calcio idrato (CSH), che è il maggior prodotto dell'idratazione del cemento, con gli ioni solfato produce gesso.
4. La formazione di thaumasite che è molto simile all'ettringite ma contiene silicio al posto dell'alluminio. La formazione di thaumasite richiede la presenza di silicato di calcio, ioni solfato, ioni carbonato ed un ambiente umido. Alcuni studi hanno anche evidenziato che la formazione di ettringite precede quella della thaumasite dal

momento che le fratture associate all'espansione garantiscono un mezzo per l'ingresso di anidride carbonica, che facilita la formazione di questo prodotto chimico.

Le reazioni tra i solfati e i composti idratati di silicio e alluminio comportano la formazione di prodotti che occupano un volume maggiore rispetto ai reagenti. Questo causa l'espansione e la disintegrazione del calcestruzzo. Queste reazioni però, non possono spiegare del tutto l'espansione perché il fenomeno che si osserva è molto più consistente di quello che ci si aspetterebbe se le reazioni ne fossero l'unica causa. Perciò bisogna anche includere altri fattori tra cui l'effetto osmotico e l'espansione secondaria dovuta alla distruzione della matrice cementizia.

L'andamento e la severità dell'aggressione dei solfati dipende da numerosi fattori (Paul, 1994) tra cui:

1. Condizioni d'esposizione – la concentrazione ed il tipo di solfato. In genere, il volume di calcestruzzo deteriorato aumenta con l'aumentare della concentrazione di solfati. Inoltre, il solfato di magnesio è molto più nocivo del solfato di sodio o di calcio a causa della sua maggiore solubilità.
2. Quantità d'acqua disponibile, la sua natura e le escursioni della falda.
3. Suscettibilità del cemento – tipo e contenuto di cemento, tipo di aggregato, rapporto acqua/cemento ed ambiente di maturazione.
4. Velocità del trasporto di solfato – permeabilità del calcestruzzo.

Si può affermare che l'apporto di ceneri volatili ha un effetto benefico sulla resistenza della miscela al solfato di sodio ma questa risulta essere meno resistente all'aggressione di soluzioni (solfato di sodio e di magnesio).

2.6.2.2 Attacco da solfati: Terreni trattati

Sherwood (1957) è stato il pioniere nell'indagare l'effetto dell'aggressione di solfati in miscele terreno-cemento. L'autore afferma che ci sono due modalità attraverso le quali i solfati possono aggredire una miscela terreno-cemento. La prima si verifica quando una falda contaminata da solfati entra in contatto con la miscela terreno-cemento dando luogo a reazioni chimiche che portano alla produzione di ettringite. La seconda invece ha luogo se è presente nella miscela terreno-cemento indurita una gran quantità di sali solubili in acqua. In questo caso sono possibili due alternative che portano entrambe, in caso di immersione della miscela in acqua, ad una riduzione delle sue caratteristiche meccaniche. Nella matrice solida di terreno stabilizzato cominceranno ad aumentare i vuoti causati dal dissolversi in acqua dei

sali solubili. Tali vuoti pieni d'acqua sono i responsabili della perdita delle caratteristiche meccaniche originali della miscela. Se invece i sali sono già in soluzione, si verrebbe a creare una pressione osmotica tra la elevata concentrazione di sali all'interno della miscela terreno-cemento e all'esterno, causando una probabile disgregazione del materiale trattato.

Sherwood (1957) ha studiato il comportamento di argille trattate con cemento e ha constatato che la severità dell'aggressione da solfati dipende dal contenuto d'argilla dei terreni. Infatti, egli ha suggerito che il deterioramento è dovuto principalmente alla reazione che coinvolge i minerali argillosi e che, la reazione tra il cemento ed i solfati (più lenta) è di minor importanza.

Cordon (1962) ha effettuato uno studio di laboratorio simile a quello di Sherwood utilizzando diversi tipi di cemento e tipologie di terreno. Le sue conclusioni possono essere sinteticamente riassunte in due punti. In primo luogo le miscele terreno-cemento sono vulnerabili agli attacchi dei solfati con una velocità di degradazione superiore a quella mostrata dal cemento. In secondo luogo, le miscele terreno-cemento che contenevano il maggior contenuto di argilla hanno mostrato la velocità di degradazione più elevata.

In maniera del tutto simile Hunter (1998) ha osservato una minore espansione in terreni contenenti una minor quantità di argilla seppur sottoposti a soluzioni con concentrazioni superiori di solfati.

Osman (2007) ha effettuato degli studi di laboratorio per vedere l'effetto dell'aggiunta di additivi alla miscela stabilizzante. Dallo studio appare evidente che gli effetti del deterioramento da solfati possono essere ridotti aumentando la quantità di legante nelle miscele. Dallo studio è stato inoltre evidenziato che sostituendo il 50% di cemento con della zeolite si è ottenuta una miscela con una notevole resistenza agli attacchi dei solfati.



Figura 2.56 – Effetto sulle miscele terreno-cemento dell'attacco dei solfati (Osman, 2007).

Si può infine affermare che le tecniche che prevedono l'uso cemento per il miglioramento dei terreni dovrebbero essere utilizzate con attenzione in ambiente ricchi di

solfati. Inoltre, l'impiego di additivi come le scorie d'altoforno o le ceneri volatili possono aiutare a limitare gli effetti dell'attacco dei solfati.

2.6.2.3 Attacco da Acido solforico

Tra gli acidi inorganici solo l'acido solforico è presente in natura nel terreno, a causa della degradazione ossidativa di alcuni minerali di zolfo. La complessità dell'analisi dei risultati ricavabili dall'espore campioni di calcestruzzo all'acido solforico risiede nell'effetto combinato della modalità dell'aggressione della soluzione acida e degli ioni solfato. Una combinazione di acido solforico e solfati porta ad un grado di deterioramento maggiore nel tempo rispetto ai soli solfati.

Generalmente, gli acidi danneggiano il calcestruzzo nonostante non producano complicate reazioni chimiche come quelle coinvolte nell'aggressione da solfati. Sostanzialmente gli acidi dissolvono i composti di cemento idratati e non, demolendo la loro struttura cristallina e lasciando un residuo incoerente (Hewlett, 1998). Nella maggior parte dei casi, la reazione chimica porta alla formazione di composti di calcio solubili in acqua che sono poi lisciviati. Per questo motivo, il cemento Portland è considerato il più suscettibile all'azione degli acidi dal momento che comprende una gran quantità di idrossido di calcio che viene rilasciato durante l'idratazione.

Si suppone che i cementi pozzolanici siano più resistenti all'aggressione da acidi in base al fatto che l'ossido di calcio è presente in una forma meno solubile. Inoltre, l'aggressione ad un elemento impermeabile di calcestruzzo può essere limitata, mentre possono verificarsi seri danni al calcestruzzo permeabile dove l'acido può essere in grado di penetrare più in profondità (Hewlett, 1998).

Il danneggiamento del calcestruzzo aumenta al diminuire del pH e nessun tipo di calcestruzzo, indipendentemente dalla sua composizione, può resistere ad una soluzione caratterizzata da un pH minore di 3. Comunque, anche le acque naturali (con un pH maggiore di 6,5) possono essere considerate un ambiente aggressivo se contengono bicarbonati. Qualsiasi acqua contenente ioni bicarbonato contiene anche diossido di carbonio libero in grado di aggredire il calcestruzzo ed altri prodotti cementizi.

3 Studio sperimentale: Obiettivi, materiali e procedure adottate

3.1 Introduzione

Lo studio sperimentale effettuato può essere schematicamente suddiviso in due parti principali che si distinguono essenzialmente per gli obiettivi preposti, per i materiali utilizzati e per i luoghi in cui si sono svolte.

La prima parte dello studio è stata eseguita infatti presso il laboratorio geotecnico del Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Cambridge (UK). Il lavoro di ricerca qui svolto ha avuto come obiettivo principale quello di portare avanti parte di uno studio internazionale per la standardizzazione e unificazione delle procedure di laboratorio legate alla miscelazione, confezionamento, maturazione e prova di provini di terreno trattato. In una seconda fase sono stati inoltre analizzati gli effetti di diversi tipi di terreno e miscele sulle caratteristiche meccaniche del materiale trattato al fine di poter ottenere un trattamento omogeneo in terreni stratificati. Prerogativa di questi studi è stato l'utilizzo di terreni "artificiali" ovvero ricostruiti in laboratorio miscelando le diverse frazioni granulometriche fino ad ottenere il materiale voluto.

La seconda parte invece è stata svolta in Italia presso il laboratorio geotecnico della Geoplanning s.r.l. (Roma). Dalla passata esperienza è stato possibile definire degli standard di laboratorio ottimali che uniti alle conoscenze acquisite hanno permesso di perseguire l'obiettivo di ottimizzare un intervento di deep mixing in terreni stratificati tipici della realtà Romana. Nel lavoro svolto sono stati utilizzati quindi dei terreni "reali" ovvero provenienti da sondaggi a carotaggio continuo effettuati ad ovest della città di Roma.

In generale per il trattamento dei terreni (artificiali e reali) sono state utilizzate delle miscele cementizie binarie (acqua/cemento) o ternarie (acqua/cemento/bentonite). I provini ottenuti sono stati, dopo prefissati tempi e condizioni di maturazione, sottoposti a prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) e a prove di permeabilità.

3.1.1 *Glossario e Terminologia di laboratorio per il deep mixing*

Come già detto, il Deep Mixing (DM) è una tecnologia affermata e conosciuta a livello internazionale. Proprio a causa dell'aumento dei campi di applicazione e delle nuove tecniche di installazione, vi è una larga variabilità nella terminologia e nella definizione dei

parametri che rappresentano lo stesso concetto o idea. Questa assenza di univocità nella nomenclatura è all'origine di confusione e problemi di comunicazione tra le diverse figure di professionisti e studiosi che gravitano attorno al mondo del DM (Filz et al., 2005). Tale diversità può essere attribuita ad una mancanza di procedure standard di laboratorio che simulino la miscelazione in sito. Perciò in questo paragrafo si tenta di connettere i diversi termini, che hanno alla base la stessa idea, usati comunemente nelle procedure di laboratorio e in sito (**Tabella 3.1**)(Japanese Geotechnical Society (2000), EuroSoilStab (2002), Lorenzo and Bergado (2004, 2005), Miura et al. (2001), Filz et al. (2005), Horpibulsuk et al. (2005), Matsuo et al. (1996), Yang et al. (2001), Francisco (2003) and O'Rourke et al. (2004).

Tabella 3.1 – Glossario dei termini di laboratorio nella pratica DM.

Riferimenti	Definizione	Note
Filz et al. (2005)	<i>Water to cement ratio of the slurry, w:c</i> : Peso dell'acqua nella miscela rispetto al peso del legante	$\frac{W_{w,slurry}}{W_c}$ adimensionale
	<i>Cement factor, α</i> : Peso del legante rispetto al volume del terreno da trattare	$\frac{W_c}{V_{soil}}$ (kg/m ³ o pcf)
	<i>Cement content, a_w</i> : Rapporto del peso del legante rispetto al peso asciutto del terreno da trattare	$\frac{W_c}{W_{soil}}$ (%)
	<i>Total water to cement ratio, $w_T:C$</i> : Rapporto dell'acqua totale della miscela rispetto al peso del legante	$\frac{W_{w,mix}}{W_c}$ adimensionale
Miura et al. (2001) e Horpibulsuk (2005)	<i>Clay water/cement ratio, w_c/C</i> : Rapporto del contenuto d'acqua iniziale dell'argilla (%) rispetto al contenuto di cemento (%)	$\left\{ \frac{w_{c1}}{C_1} \right\} = \left\{ \frac{w_{c2}}{C_2} \right\} = \text{Costante}$
	<i>Cement content, A_w</i> : Rapporto dei pesi asciutti di cemento e argilla	
Lorenzo et al. (2004) e Bergado et al. (2005)	<i>Optimum mixing clay water cement $C_{w,opt}$</i> : Contenuto d'acqua totale della miscela cemento-argilla-acqua che assicura la massima resistenza	$\Delta W_w = \frac{W_T(w^* - w_0)}{(1 + w_0)}$, dove: w* = contenuto d'acqua rimaneggiato w ₀ : contenuto d'acqua in sito $C_w = w^* + \frac{W}{C}(A_w)$, dove: W/C è il rapporto acqua cemento in peso della miscela
	<i>Weight of remolding water, ΔW_w</i> : quantità addizionale di acqua da aggiungere alla miscela cementizia per raggiungere il $C_{w,opt}$	
	<i>Total clay water content, C_w</i> : acqua presente nella miscela cementizia sommata all'acqua totale rimaneggiata	
	<i>After curing void ratio, e_{oi}</i> <i>After curing water content, w_i</i> <i>After curing specific gravity, G_{st}</i>	

3.2 Parte prima – Attività presso l’Università di Cambridge (UK)

Il lavoro di ricerca sperimentale sviluppato nel laboratorio Geotecnico del Dipartimento di Ingegneria dell’Università di Cambridge può essere suddiviso in due fasi principali.

La prima riguarda il lavoro fatto per uno studio internazionale per il controllo e garanzia di qualità di trattamenti effettuati con il deep mixing (“International Collaborative Study – QA/QC for Deep Mixing”) che ha visto impegnate diverse nazioni (Gran Bretagna, USA, Giappone, Svezia, Norvegia, Finlandia e Australia).

La seconda parte invece ha riguardato lo studio delle caratteristiche meccaniche e di permeabilità di terreni alluvionali artificiali (ovvero ricostruiti in laboratorio) tipici della realtà italiana dopo il trattamento di miscelazione meccanica.

Sono state effettuate più di 500 prove tra permeabilità e compressione ad espansione laterale libera su un ampio range di terreni, miscele leganti, tempi di riposo, modalità di confezionamento dei provini e caratteristiche di maturazione (tempo e temperatura).

3.2.1 Obiettivi dello studio sperimentale

La prima fase del lavoro di ricerca svolto presso l’Università di Cambridge ha riguardato il contributo all’*International Collaborative Study – QA/QC for Deep Mixing*.

Al fine di stabilire delle basi comuni per l’interpretazione dei risultati di prove di laboratorio ottenute in nazioni differenti e da enti differenti, è necessario conoscere l’entità delle differenze, in termini di caratteristiche meccaniche, di terreni testati secondo differenti procedure di miscelazione, modalità di confezionamento e di prova.

A questo scopo tre serie di analisi sono state previste e realizzate, in particolare:

Test Series 1 (TS1): Influenza delle modalità di confezionamento dei provini

Test Series 2 (TS2): Influenza della temperatura di maturazione

Test Series 3 (TS3): Influenza del tempo intercorrente tra l’inizio dell’idratazione del legante e la fine del confezionamento del provino

Il lavoro è consistito in una analisi di laboratorio dell’influenza dei tre parametri su esposti sulle caratteristiche meccaniche (resistenza al taglio non confinata q_u , e modulo secante E_{50}) di terreni stabilizzati con la tecnica del deep mixing.

La seconda fase invece ha riguardato lo studio delle caratteristiche meccaniche e di permeabilità di terreni alluvionali “artificiali” ovvero ricostruiti in laboratorio unendo frazioni granulometriche differenti per andare a simulare i terreni tipici della realtà Italiana.

E' stato scelto di effettuare una sperimentazione su questa tipologia di terreni simulando l'effetto del trattamento con deep mixing anche alla luce del fatto che la letteratura è povera di studi in tale direzione. Infatti, mentre sono numerosi i dati disponibili riguardo a terreni coesivi e/o torbosi trattati con DM, si ha una scarsità o a volte una completa assenza di studi fatti su terreni stratificati o formazioni geotecnicamente complesse. Interessanti quindi e di notevole pratica applicazione risultano le implicazioni derivanti da uno studio in tale ambito.

Lo scopo di queste prove è stato quello di investigare le relazioni esistenti tra i parametri del trattamento con deep mixing (ad esempio: tipo e quantità di miscela) e le caratteristiche meccaniche dei terreni analizzati.

3.2.2 Programma dello studio sperimentale

3.2.2.1 Fase 1

Il programma delle prove relativo al lavoro di ricerca svolto per l'*International Collaborative Study – QA/QC for Deep Mixing* può essere sinteticamente rappresentato in tre serie di analisi:

- *Test Series 1 (TS1): Influenza delle modalità di confezionamento dei provini*

In questa serie di test sono stati investigati gli effetti delle modalità di confezionamento dei provini sulle caratteristiche meccaniche di terreni miscelati meccanicamente. In particolare, quando la consistenza della miscela terreno-legante al momento del confezionamento del provino è liquida o facilmente liquefacibile attraverso tapping/knocking/vibrazioni, per la realizzazione dei provini sono applicabili tutti i sistemi e le procedure disponibili. Quando invece la consistenza diventa plastica e più dura, la tecnica del tapping o quella di versare semplicemente la miscela nello stampo non sono più praticabili e quindi devono essere utilizzate diverse metodologie di confezionamento.

Nel lavoro svolto, come sinteticamente riportato nella **Tabella 3.2** tre tipologie di confezionamento sono state adottate e studiate, in particolare:

- *Assenza di compattazione (NC)*, che semplicemente consiste nel riempire il contenitore in plastica per provini versando la miscela (se a comportamento liquido) o tramite l'utilizzo di una spatola in caso di più elevata consistenza.
- *Compattazione statica (SC)*, il confezionamento è stato realizzato riempiendo il contenitore in tre strati (ciascuno di altezza circa 30 mm). Ogni strato è stato sottoposto a compressione statica per un tempo di trenta secondi da uno speciale utensile (50 mm di diametro circa e 666 grammi di peso). Prima della

realizzazione dello strato successivo la superficie superiore del precedente è stata resa scabra tramite l'uso di una spatola.

- *Rodding/Compattazione dinamica (R/D)*, anche questa metodologia come la precedente prevede il confezionamento del provino in tre strati ma usando un'asta cilindrica di metallo (8mm di diametro) per la compactazione. Ogni strato infatti è stato compactato con trenta movimenti verticali punzonanti dell'asta.

Tabella 3.2 – Influenza delle modalità di confezionamento dei provini.

Confezionamento provini	Tempo di miscelazione terreno-legante (min)	Miscela legante (%)	Tempo di attesa prima di miscelare terreno e legante (min)	Tempo di attesa prima del confezionamento (min)	Temperatura di maturazione (°C)	Tempo di maturazione (giorni)	N° di Provini per caso
Senza Compattazione	10	10	0	0	20	28	5
Compattazione Statica	10	10	0	0	20	28	5
Rodding	10	10	0	0	20	28	5
Provini totali							15

Nella **Figura 3.1** sono presentate le tre metodologie su esposte che sono state utilizzate per il Test Series 1.

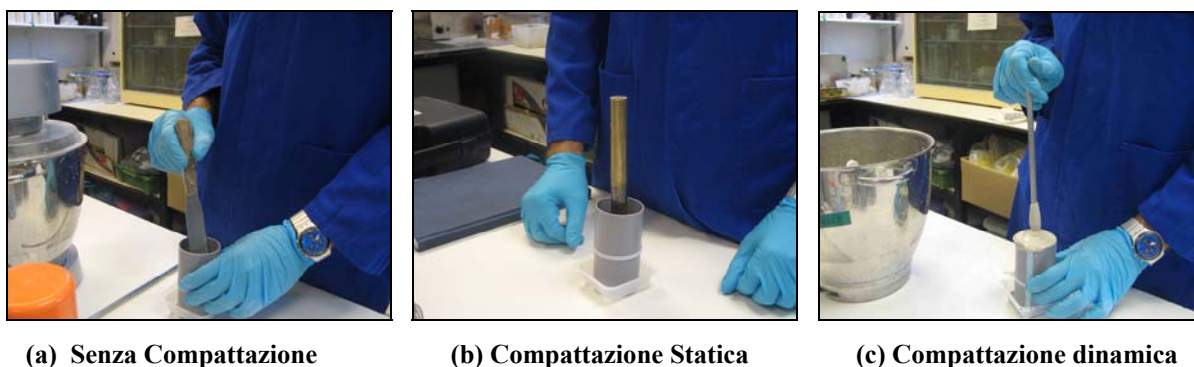


Figura 3.1 – Modalità di confezionamento dei provini.

- *Test Series 2 (TS2): Influenza della temperatura di maturazione*

L'influenza della temperatura di maturazione sui terreni trattati con la tecnologia del deep mixing risulta essere un elemento di rilevante importanza nelle applicazioni pratiche. È stato osservato che esiste una distinta differenza di temperatura di maturazione tra regioni con clima freddo e temperato. Inoltre nello stesso studio si è notato che nell'ambito delle regioni a clima temperato la massima differenza nella temperatura di maturazione risulta essere vicina ai 10°C circa.

L'obiettivo principale di questa serie di prove (TS2) è stato quello di esaminare l'influenza della temperatura sull'andamento della resistenza nel tempo.

La velocità delle reazioni chimiche (che determinano l'andamento della resistenza nel tempo) dipendente sia dalla temperatura che dal tempo di maturazione è spesso riferita al concetto di "maturità" (maturity). La maturità (in relazione alla resistenza) è influenzata anche dal tipo di terreno e dal tipo e quantità di legante utilizzato.

Al fine di ottenere una comprensione maggiore su questo fenomeno, è stato studiato l'effetto sulla resistenza di tre diverse condizioni termiche di maturazione. In particolare sono state utilizzate le temperature di 10°C (grazie all'utilizzo di una cella frigorifera), 20°C (direttamente in laboratorio dove la temperatura viene controllata e mantenuta sui 20°C come da standards) e 40°C (in forno tramite opportuni accorgimenti per evitare la disidratazione dei provini). Inoltre i provini sono stati testati anche durante il processo di maturazione a prefissati intervalli di tempo (in particolare 1, 3, 7, 14, 28, e 56 giorni) per seguire l'andamento della resistenza nel tempo per le diverse temperature analizzate. Anche per questa serie di test (TS2) la **Tabella 3.3** riporta schematicamente le prove effettuate per raggiungere gli obiettivi preposti.

Tabella 3.3 – Influenza della temperatura di maturazione.

Confezionamento provini	Tempo di miscelazione terreno-legante (min)	Miscela legante (%)	Tempo di attesa prima di miscelare terreno e legante (min)	Tempo di attesa prima del confezionamento (min)	Temperatura di maturazione (°C)	Tempo di maturazione (giorni)	N° di Provini per caso
Rodding	10	10	0	0	10	7, 14, 28, 56	3
Rodding	10	10	0	0	20	3, 7, 14, 28	3
Rodding	10	10	0	0	40	1, 3, 7, 14	3
Provini totali							33

- *Test Series 3 (TS3): Influenza del tempo intercorrente tra l'inizio dell'idratazione del legante e la fine del confezionamento del provino*

La correlazione tra le proprietà geotecniche e i "tempi di attesa" è molto importante. Infatti in sito quando si va ad eseguire materialmente il trattamento con deep mixing, è normale avere alcuni periodi di attesa dopo l'idratazione del cemento (o più in generale del legante) prima dell'inizio delle operazioni di mixing. Questo per svariati motivi tra cui il fatto che l'idratazione della miscela viene effettuata su una grande quantità che non viene utilizzata tutta in una volta, ad esempio per la realizzazione della prima colonna, ma andrà ad alimentare una serie di verticali. Oltre a questo, risulta molto importante studiare l'effetto del tempo di attesa dopo la miscelazione (ovvero della realizzazione delle colonne di terreno trattato) prima del campionamento a fresco di provini da testare in laboratorio. Questo è utile a dare delle linee guida per le operazioni di controllo di qualità dell'opera realizzata.

Lo scopo di questa serie di prove, i cui dettagli sono riportati in **Tabella 3.4**, è quello di investigare l'effetto del tempo di attesa: A) dalla preparazione (ovvero idratazione) del legante alle operazioni di mixing con il terreno; B) dalla fine delle operazioni di mixing alla realizzazione dei provini (campionamento in sito), sulla resistenza del terreno trattato.

Tabella 3.4 – Influenza del tempo intercorrente tra l'inizio dell'idratazione del legante e la fine del confezionamento del provino.

Confezionamento provini	Tempo di miscelazione terreno-legante (min)	Miscela legante (%)	Tempo di attesa prima di miscelare terreno e legante (min)	Tempo di attesa prima del confezionamento (min)	Temperatura di maturazione (°C)	Tempo di maturazione (giorni)	N° di Provini per caso
Rodding	10	10	0, 10, 20, 60	0	20	28	3
Rodding	10	10	0	0, 10, 20, 60	20	28	3
Provini totali							18

Per tutte le serie di prove su citate è stato deciso di usare come terreno una argilla artificiale (ovvero miscelata in laboratorio) composta dal 40% di caolino (argilla) e 60 % di farina di silicio (limo). Le prove sono state effettuate su tre tipi di terreno, diversi per contenuto di acqua iniziale, rispettivamente 50%, 40% e 33% (nel seguito denominati con le sigle Mix 1, 2 e 3, come da **Tabella 3.10**), al fine di compararne le prestazioni.

Come legante è stato utilizzato il cemento Portland (Lafarge, UK) in misura del 10% in peso e miscelato al terreno con un rapporto acqua cemento pari ad 1. Le caratteristiche dei materiali utilizzati sono riportate al §3.2.3.

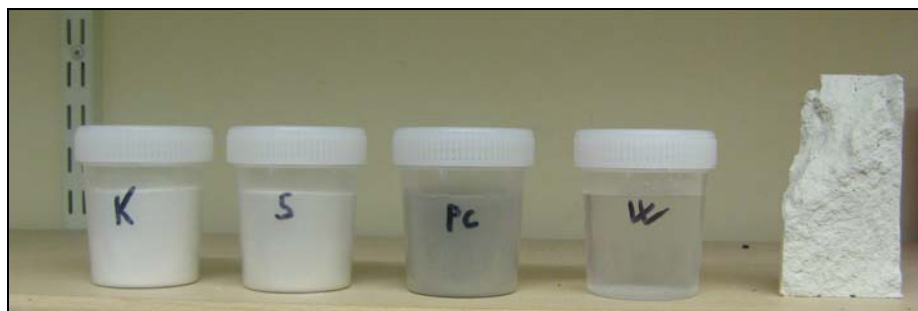


Figura 3.2 – Componenti del terreno coesivo artificiale e legante (Cemento Portland).

3.2.2.2 Fase 2

Il programma delle prove concernente lo studio delle caratteristiche meccaniche e di permeabilità di terreni alluvionali artificiali risulta essere meno articolato del precedente ma non per questo meno significativo dal punto di vista dei risultati ottenuti.

In particolare prendendo spunto dalle conoscenze acquisite negli studi precedenti è stato deciso di utilizzare come metodologia di confezionamento dei provini il rodding senza tempi di attesa e come tempo e temperatura di maturazione rispettivamente 28 giorni e 20°C. I

provini così realizzati sono stati poi successivamente sottoposti a prove di compressione ad espansione laterale libera e prove di permeabilità come riportato nella **Tabella 3.5**.

Tabella 3.5 – Prove sui terreni alluvionali artificiali.

Terreno	Contenuto di legante (%)	Rapporto acqua/cemento	Rapporto bentonite/cemento	N° di provini	
				ELL	Permeabilità
I	10	1	0	3	2
	20	1	0	3	2
	30	1	0	3	2
	30	0,5	0	3	2
	10	2	0,1/0,9	3	2
	10	2	0,2/0,8	3	2
	10	2	0,3/0,7	3	2
II	10	1	0	3	2
	20	1	0	3	2
	20	0,5	0	3	2
	30	1	0	3	2
III	66	1	0	3	2
IV	66	1	0	3	2
IV	33	1	0	3	2
IV	33	1	0	3	2
IV	66	1	0,1/1	3	2

Per le prove sopra citate è stato deciso di utilizzare quattro tipi di terreno, le cui caratteristiche sono schematicamente riportate nella **Tabella 3.6**.

Tabella 3.6 – Composizione dei terreni.

Terreno	Argilla (%)	Limo (%)	Sabbia (%)	Sharp sand (%)	Ghiaia (%)	Contenuto di acqua (%)
I	-	-	60	-	40	8
II	15	20	-	40	25	14
III	60	40	-	-	-	50
IV	100	-	-	-	-	50 and 100

Per questo tipo di terreni artificiali sono stati scelti dei contenuti di acqua iniziali compresi tra un minimo di 8% per il terreno *I* ad un massimo del 100% per il terreno *IV*. Come legante, anche qui è stato utilizzato cemento Portland ordinario e aggiunto al terreno miscelato con acqua in quantità variabile a seconda dei casi come riportato nella **Tabella 3.5**. Inoltre sono stati impiegati dei rapporti acqua/cemento compresi tra 0,5 e 2 e rapporti bentonite/cemento tra 0,1 e 0,9. Per i dettagli sulle caratteristiche dei materiali utilizzati si rimanda al §3.2.3.



Figura 3.3 – Componenti aggiuntivi per terreni granulari artificiali.

3.2.3 Caratterizzazione dei materiali utilizzati

Come precedentemente riportato, la prima fase del lavoro è stata svolta su terreni coesivi composti da argilla e limo.

In particolare è stato utilizzato come argilla un caolino di alta qualità (Polywhite China clay), frequentemente impiegata nei test di laboratorio le cui caratteristiche sono illustrate dalla **Tabella 3.7**.

Tabella 3.7 – Caratteristiche principali della Polwhite China clay.

Apparenza	Polvere bianca	
	300 mesh residue	0.05% max
	+10 microns	35% max
	2 microns	25% max
	Contenuto di acqua	1.5% max
	pH	5.0±0.5
	Gravità specifica	2.6
	Superficie specifica	8m ² /g
	Contenuto di sali solubili in acqua	0.15%
	Limite di Liquidità	51%
	Limite di Plasticità	30%
	Indice di Plasticità	21%
Analisi chimica - XRF	SiO ₂	50%
	Al ₂ O ₃	35%

Come limo è stata invece utilizzata una farina di silicio con le caratteristiche chimiche mostrate nella **Tabella 3.8**.

Tabella 3.8 – Composizione chimica della farina di silicio usata come limo.

Componenti	% in peso
SiO ₂	99.3
Al ₂ O ₃	0.34
Fe ₂ O ₃	0.08
CaO	<0.02
MgO	<0.05
K ₂ O	0.04
Na ₂ O	<0.05

Per quanto riguarda invece i materiali utilizzati per la modellazione di terreni alluvionali sono stati utilizzati oltre al caolino e alla farina di silicio una sabbia fina (frazione E da $150 \div 300\mu\text{m}$), una ghiaia (con top size di 10 mm) e una sabbia da costruzione (sharp sand la cui curva granulometrica è riportata in **Figura 3.4**) con D60 pari a 1,25 mm.

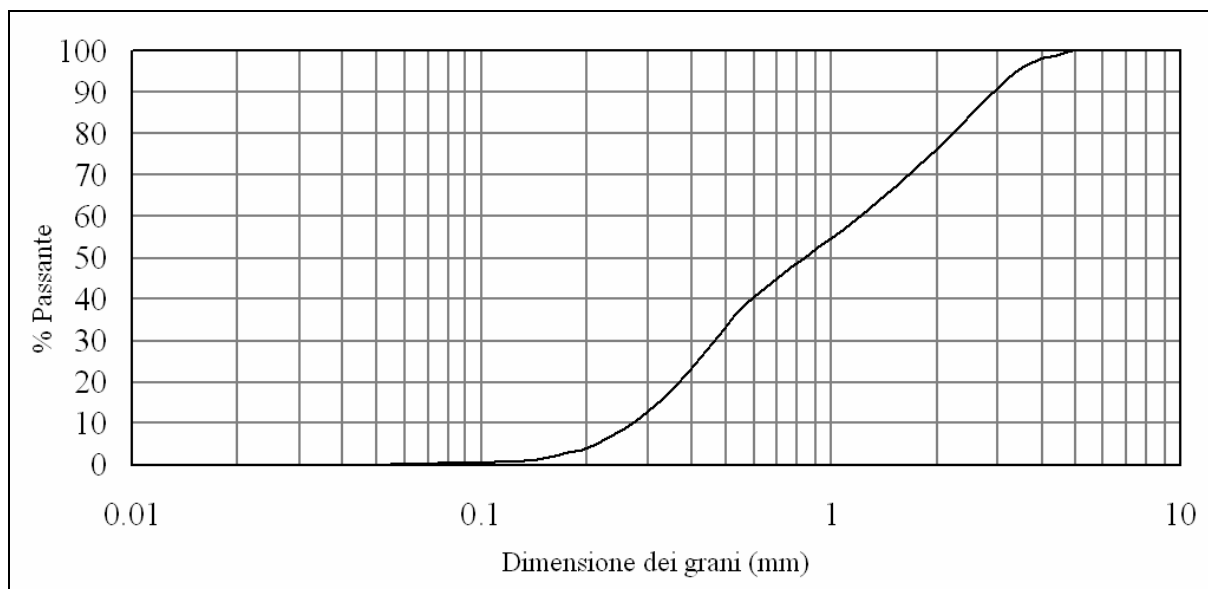


Figura 3.4 – Curva granulometrica della sabbia da costruzione.

Per la realizzazione delle miscele leganti sono stati utilizzati del cemento Portland (PC, conforme allo standard inglese BS 12) fornito dalla Lafarge e della bentonite sodica proveniente dal Wyoming, USA. La composizione chimica di tali materiali è riportata nella **Tabella 3.9**.

Tabella 3.9 – Composizione chimica del cemento e della bentonite sodica.

Componente	Bentonite sodica	Cemento
SiO ₂	63.6	20.0
Al ₂ O ₃	21.4	5.0
Fe ₂ O ₃	3.8	3.7
Na ₂ O	2.7	0.7
CaO	0.6	63.3
MgO	2.0	
K ₂ O	0.3	
SO ₃		3.0
LOI	5.5	

In particolare nella **Tabella 3.10** sono riportate sinteticamente le composizioni di tutti i terreni e delle miscele utilizzate.

Tabella 3.10 – Dettaglio delle miscele terreno-legante.

Miscela numero	Terreno	Contenuto di acqua iniziale %	Rapporto terreno/miscela	Componenti del terreno artificiale					Componenti della miscela		Acqua %
				Caolino %	Limo %	Sabbia %	Sharp sand %	Ghiaia %	Cemento %	Bentonite %	
1	V	50	10:1	24,2	36,4	-	-	-	4,5	-	34,8
2	V	40	10:1	26,0	39,0	-	-	-	4,5	-	30,5
3	V	33	10:1	27,3	41,0	-	-	-	4,5	-	27,1
4	I	8	10:1	-	-	50,5	-	33,7	4,0	-	11,3
5	I	8	5:1	-	-	46,3	-	30,9	8,0	-	14,5
6	I	8	3,3:1	-	-	42,7	-	28,5	11,0	-	17,2
7	I	8	3,3:1	-	-	42,7	-	28,5	13,0	-	13,4
8	I	8	10:1	-	-	50,5	-	33,7	2,07	0,03	12,8
9	I	8	10:1	-	-	50,5	-	33,7	2,04	0,06	12,8
10	I	8	10:1	-	-	50,5	-	33,7	2,01	0,09	12,8
11	II	14	10:1	12,0	15,9	-	31,9	19,9	4,0	-	15,7
12	II	14	5:1	11,0	14,6	-	29,2	18,3	8,0	-	18,6
13	II	14	3,3:1	10,1	13,5	-	27,0	16,9	11,0	-	21,0
14	II	14	10:1	11,2	14,9	-	29,9	18,7	10,0	-	15,4
15	III	50	1,5:1	24,0	16,0	-	-	-	20,0	-	40,0
16	IV	50	1,5:1	40,0	-	-	-	-	20,0	-	40,0
17	IV	50	3:1	50,0	-	-	-	-	12,5	-	37,5
18	IV	100	3:1	37,5	-	-	-	-	12,5	-	50,0
19	IV	50	1,5:1	40,0	-	-	-	-	18,0	2,0	40,0

3.2.3.1 Determinazione dei Limiti di Atterberg dell'argilla artificiale

Le dimensioni delle particelle componenti un terreno, non danno alcuna informazione sulle caratteristiche dei minerali argillosi che nel caso dei materiali coesivi rivestono una importanza rilevante e ne influenzano il comportamento fisico-meccanico.

I limiti di consistenza, introdotti dall'agronomo svedese A. Atterberg nel 1911, si basano sul concetto che un terreno argilloso può esistere in quattro stati, in funzione del suo contenuto d'acqua, come riassunto in **Figura 3.5**.

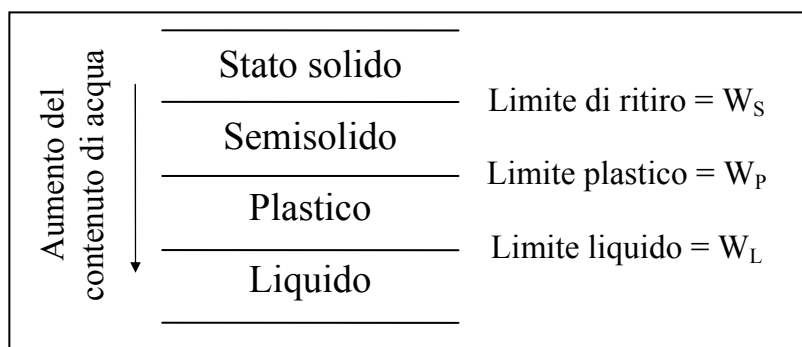


Figura 3.5 – Rappresentazione dei limiti di Atterberg.

I contenuti d'acqua corrispondenti ai limiti di separazione tra due stati contigui sono appunto i Limiti di Atterberg:

Limite liquido: minimo contenuto d'acqua per il quale il terreno scorre per effetto di una piccola pressione (dell'ordine di 2-3 kPa) e si comporta come un fluido viscoso.

Limite plastico: minimo contenuto d'acqua per il quale il terreno può essere deformato plasticamente senza frantumarsi.

Limite di ritiro: contenuto d'acqua al di sotto del quale il terreno non subisce più riduzione di volume se viene essiccato.

➤ **Determinazione del limite liquido con il Plasimetro (Cono Svedese)**

La metodologia di prova prevede una fase di preparazione in cui si effettua la miscelazione del terreno con una prefissata quantità di acqua fino ad ottenere un impasto omogeneo e senza grumi. Successivamente il terreno viene inserito in un apposito contenitore in ottone (55 mm di diametro e 40 mm di altezza) con una opportuna procedura al fine di evitare la presenza di bolle di aria intrappolate nel terreno. Il cono utilizzato (apertura di 30°, altezza di 35 mm e massa di 80 grammi) viene posto in sospensione al di sopra del contenitore in ottone appena in contatto con il terreno in esso contenuto e al centro del contenitore **Figura 3.6**. A questo punto si azzerava l'indicatore del micrometro posto immediatamente al di sopra del dispositivo di sgancio del cono per misurarne l'entità della penetrazione. Successivamente si fa partire la prova mantenendo premuto per circa 5 secondi il dispositivo di sgancio.

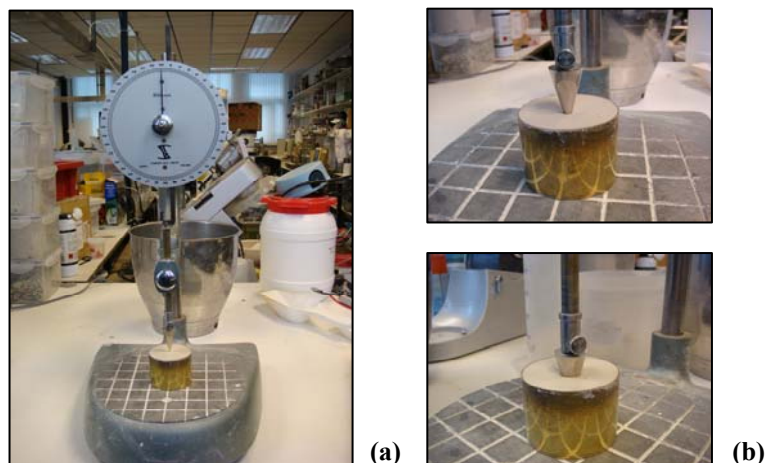


Figura 3.6 – (a) Plasimetro, (b) Diverse entità di penetrazione.

L'entità della penetrazione (in mm), apprezzata tramite la lettura del micrometro, risulta essere proporzionale alla consistenza del terreno indagato. Per ogni contenuto di acqua analizzato la lettura va intesa come la media su tre prove (per ogni prova naturalmente il terreno va rimosso dal contenitore, reinserito e livellato). Inoltre, per conoscere esattamente il contenuto di acqua del terreno indagato alla fine della prova un campione rappresentativo di

materiale è stato prelevato, messo in opportuni contenitori, pesato, inserito in forno a 110°C per almeno 24 ore e pesato nuovamente.

Inserendo i risultati su di un grafico (**Figura 3.7**) e tracciando la retta interpolante i punti sperimentali il limite liquido è individuato dal contenuto di acqua corrispondente ad una lettura di 20 mm al micrometro.

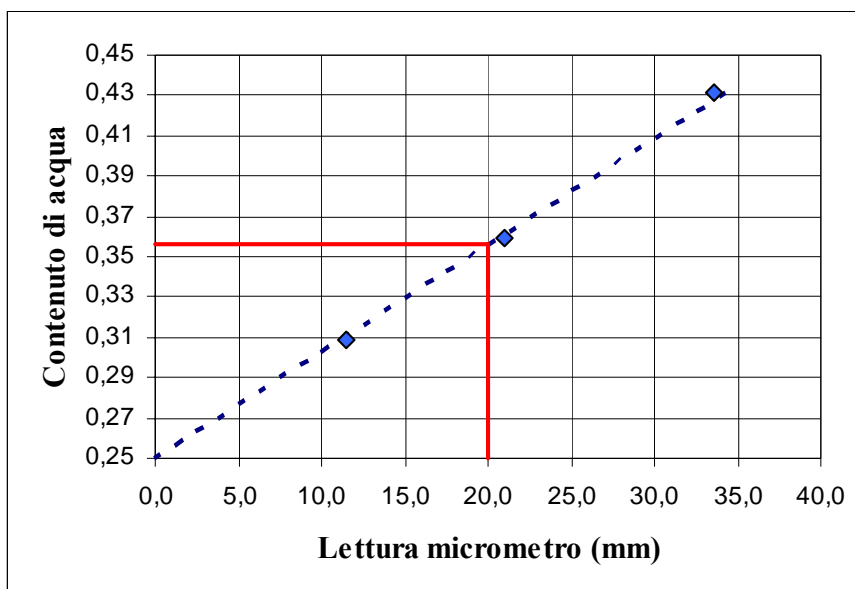


Figura 3.7 – Determinazione del limite liquido con Plasimetro.

Questo apparato è stato usato anche per la stima della consistenza del terreno trattato prima della realizzazione dei provini, appena dopo la miscelazione.

➤ **Determinazione del limite plastico**

Il limite plastico è definito come il contenuto d'acqua per il quale un bastoncino di materiale, plasmato più volte manualmente fino a portarlo al diametro di 3 mm, tende formare le prime screpolature fino ad arrivare a disgregarsi e a sbriciolarsi a causa della riduzione di umidità.

Le modalità esecutive dipendono sostanzialmente dall'esperienza e dalla pratica dell'operatore, in quanto la strumentazione di prova è sostanzialmente costituita dalla mano di quest'ultimo, dalla quantità di materiale utilizzato per plasmare i bastoncini, dalla pressione e dalla velocità di rotolamento esercitate.

La preparazione del campione è analoga a quanto descritto precedentemente per il limite liquido. Con il materiale così ottenuto è stata plasmata una palla tra le palme delle mani. Se questa viene plasmata facilmente, e non compaiono fessure sulla sua superficie,

significa che il contenuto d'acqua è ancora elevato e occorre continuare a sfregare il campione di terreno fra le palme delle mani, in modo che il calore stesso di queste riduca l'umidità e compaiano le prime fessure superficiali; al contrario, se tale palla non può essere plasmata perché tende a disgregarsi immediatamente, significa che occorre aggiungere acqua e rimescolare il materiale come indicato per la determinazione del limite liquido.

La palla di materiale, del peso di circa 20 g, è stata divisa in due campioni, su ciascuno dei quali è stata effettuata la determinazione del limite plastico in maniera indipendente.

Il primo campione è stato suddiviso in quattro parti di peso pressoché uguale; ciascuno di questi campioncini è stato plasmato in modo da ottenere un bastoncino del diametro di circa 6 mm. Ciascun bastoncino è stato poi sistemato sul piano di marmo e sfregato continuamente avanti e indietro con i polpastrelli delle dita, fino a portarlo al diametro di 3 mm. Se ciascun bastoncino, portato al diametro di 3 mm, non ha presentato fessure o fratture, è stato nuovamente riplasmato a forma di piccola palla, portato al diametro di 6 mm e poi a quello di 3 mm come descritto in precedenza. Tali operazioni sono state eseguite fino a che sono cominciate a presentarsi fessure e i bastoncini hanno iniziato a sbriciolarsi. Al momento in cui si sono presentate le fessure, i bastoncini sono stati posti nel contenitore per la successiva pesatura; si è quindi passato al secondo campione messo da parte e sono state ripetute le operazioni sopra descritte. I due contenitori sono stati posti in forno a 110°C per almeno 24 ore e successivamente pesati.

È stato così determinato il contenuto d'acqua sui due bastoncini plasmati e dalla media aritmetica dei due contenuti d'acqua è stato individuato il limite plastico. Se i due contenuti d'acqua hanno presentato differenze per più dello 0,5%, la prova è stata ripetuta.

3.2.3.2 Risultati ottenuti

Le argille artificiali sottoposte ai test, ottenute miscelando opportunamente un 40% di caolino con un 60 % di farina di silicio, presentano un Limite Plastico (w_p) di 20,0% e un Limite Liquido (w_L) di 35,6% (misurato attraverso il plasmetro).

Una volta valutati il limite liquido e il limite plastico è stato determinato l'indice di plasticità, definito come: $I_p = w_L - w_p$ e i risultati sono stati inseriti nella carta di plasticità di Casagrande di **Figura 3.8**.

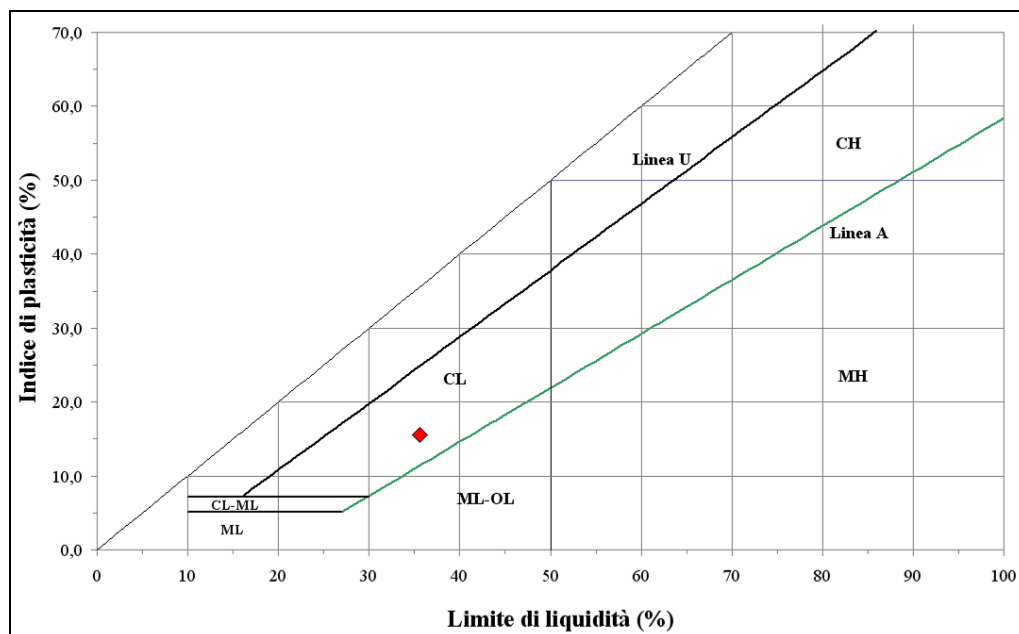


Figura 3.8 – Carta di plasticità di Casagrande (argilla artificiale).

3.2.4 Confezionamento dei provini

È stato deciso di realizzare provini cilindrici di 50 mm di diametro a 100 mm di altezza in accordo con quanto adottato dalla maggior parte dei laboratori a livello internazionale per prove in laboratorio concernenti il deep mixing e come consigliato dal JGS T 0821-2000 della Associazione Geotecnica Giapponese.

3.2.4.1 Preparazione degli stampi

Gli stampi adottati sono dei cilindri in PVC del diametro interno di 50 mm e di altezza pari a 100 mm. Per facilitare le operazioni di estrazione dei provini, su tutti gli stampi è stato eseguito un taglio longitudinale successivamente assicurato tramite una fascetta da elettricista (**Figura 3.9**). Una delle estremità di ogni stampo è stata poi posta su di un piattino di plastica e successivamente sigillata tramite un'opportuna dose di grasso siliconico facendo attenzione alla pulizia degli eventuali residui di grasso che eventualmente si trovassero all'interno dello stampo.

A ciascun contenitore è stata poi assegnata un'etichetta con riportati la data e le caratteristiche della miscela impiegata. Prima dell'utilizzo inoltre ogni stampo è stato ingrassato utilizzando del grasso spray al fine di limitare al massimo gli effetti di disturbo (distorsioni, distacco dal provino di lenti di materiale ecc.) dovuti alle operazioni di estrazione di miscele particolarmente delicate.



Figura 3.9 – Preparazione stampi.

3.2.4.2 Preparazione dei contenitori per la maturazione

Sono stati predisposti dei contenitori stagni sul fondo dei quali è stato disposto uno strato d'acqua di circa 3 cm, per assicurare un'umidità costante pari a circa il 98% durante tutto il periodo di maturazione. Nel caso di maturazione in forno, ad una temperatura di 40°C particolari accorgimenti sono stati adottati per evitare la perdita di acqua dai provini. In particolare questi sono stati maturati senza essere rimossi dagli stampi e con la faccia esposta coperta da una pellicola in plastica assicurata mediante elastici in gomma.



Figura 3.10 – Provini durante la fase di maturazione in forno.

3.2.4.3 Preparazione dei materiali da utilizzare

Il primo passo per la preparazione dei provini è quello di stabilire le quantità di materiali da utilizzare. Tale obiettivo è stato raggiunto calcolando il volume del singolo stampo e moltiplicandolo per un peso di volume stimato del terreno trattato ed opportunamente maggiorato per tenere in conto della quota parte di materiale perso durante le operazioni di confezionamento (es. materiale che resta vicino agli strumenti di miscelazione, di compattazione ecc.). A questo punto tramite semplici relazioni matematiche è stato possibile ricavare le quantità di terreno e della miscela da utilizzare a partire dal loro rapporto in peso. A loro volta tramite il contenuto di acqua iniziale dei terreni e i rapporti acqua/cemento e cemento/bentonite è stato possibile ricavare le quantità di ciascun componente per la realizzazione di un provino. Tale valore è stato successivamente moltiplicato per il numero di provini che di volta in volta si desiderava confezionare. Al fine di eliminare problemi di disomogeneità dovuti a miscele differenti, per indagare una singola condizione (cfr. §3.2.2) è stato deciso di miscelare tutti i provini necessari in un'unica soluzione. A titolo di esempio nel caso in cui si è voluto valutare l'effetto del tipo di compattazione sulla resistenza non confinata, è stata miscelata una quantità di materiale necessario alla realizzazione di 15 provini ovvero 5 per ogni tipo di compattazione. In questo modo sono stati evitati problemi di varia natura ad esempio errori di pesatura che potrebbero portare a dei risultati non completamente rappresentativi.

Per la pesa dei materiali è stato utilizzato il bilancino di precisione mostrato in **Figura 3.11**.

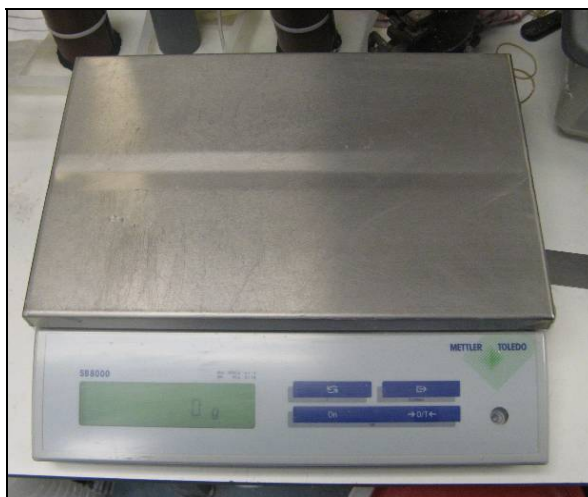


Figura 3.11 – Bilancia di precisione.

3.2.4.4 Preparazione del terreno

Le quantità precedentemente determinate dei componenti del terreno artificiale (inclusa la quantità di acqua) sono state aggiunte nella scodella di miscelazione da 4,6 dm³ del mixer da cucina Kenwood KM500 Chef Classic 1200W (**Figura 3.12**). La scodella così riempita di terreno e di acqua è stata infine inserita nel mixer provvisto di un utensile miscelatore con lame disposte a forma di *k*, ed in seguito è stata avviata la miscelazione (per approssimativamente 5 minuti) sino al raggiungimento di un impasto omogeneo tra componenti del terreno e acqua.



Figura 3.12 – (a) Mixer Kenwood; (b) Aggiunta di acqua; (c) Omogeneizzazione raggiunta.

3.2.4.5 Preparazione delle miscele leganti

Per la preparazione delle miscele leganti è stato utilizzato il mixer da cucina in **Figura 3.13**. Questo mixer è molto efficiente nel caso in cui le quantità da miscelare sono basse ed è di gran lunga preferibile a quello utilizzato per i terreni perché ha due lame miscelatrici che

ruotano in senso opposto l'una rispetto all'altra e inoltre una scodella che presenta una rotazione in senso antiorario durante la miscelazione (**Figura 3.14 b**).



Figura 3.13 – Mixer utilizzato per le miscele leganti.

La quantità necessaria di cemento è stata di volta in volta pesata all'interno della scodella del mixer dopodiché una volta posizionata e aggiunta acqua in base al rapporto acqua/cemento desiderato si è iniziata la miscelazione che è stata spinta fino al raggiungimento di un impasto omogeneo.

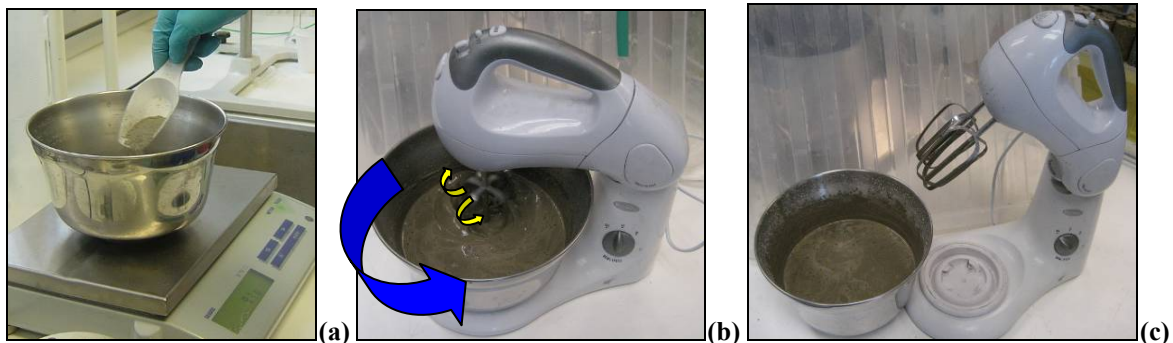


Figura 3.14 – Preparazione miscele leganti.

Nel caso in cui nella miscela legante sia previsto l'uso di bentonite, al fine di garantirne la corretta idratazione prima della miscelazione con il terreno, sono stati utilizzati un mixer e una procedura differenti dai precedenti.

In **Figura 3.15** è riportato il mixer ad alto potere tagliante (High shear mixer) utilizzato per l'idratazione della bentonite mentre in **Figura 3.16** è schematizzata la differente procedura di miscelazione utilizzata .

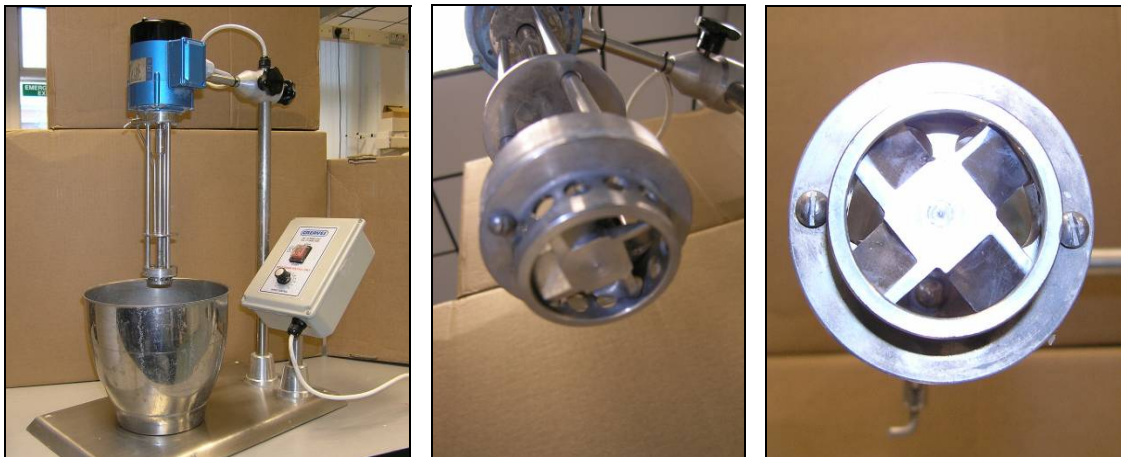


Figura 3.15 – High Shear Mixer.

La miscelazione comincia infatti con acqua, ovvero si inserisce nell'apposito contenitore tutta l'acqua necessaria all'idratazione della bentonite, poi si accende il mixer e successivamente si aggiunge la bentonite in polvere e si effettua la miscelazione per un tempo opportuno (almeno 10 min).



Figura 3.16 – Fasi della miscelazione con High Shear Mixer.

3.2.4.6 Miscelazione terreno-legante

Una volta omogeneizzato il terreno presente nella scodella del mixer così come descritto in precedenza, è stata versata la miscela cementizia preparata.

Successivamente il mixer è stato acceso, alla velocità di 120 rpm (minima); la durata totale della miscelazione è stabilita pari a 10 minuti, suddivisi in tre intervalli di tempo di 3 minuti e 20 secondi. Al termine di ciascun intervallo si è provveduto a rimuovere il materiale aderente alle pareti del contenitore e alle pale del mixer per aggiungerlo al resto del materiale (**Figura 3.17-a**), al fine di favorire una miscelazione il più possibile omogenea (**Figura 3.17-b**).

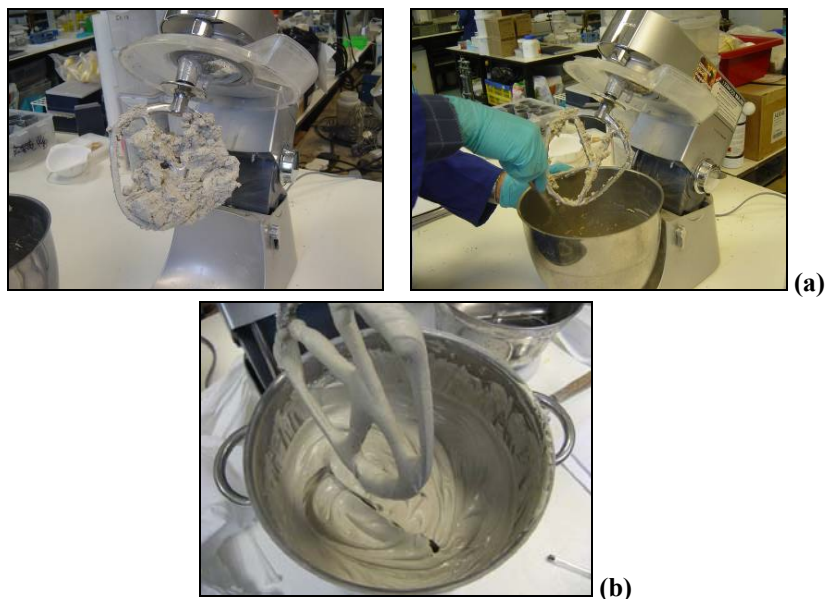


Figura 3.17 – (a) Rimozione manuale del terreno sulle lame; (b) Terreno miscelato con cemento.

3.2.4.7 Disposizione del terreno trattato all'interno degli stampi

Tralasciando il caso di assenza di compattazione in cui il terreno è stato inserito negli stampi in un'unica soluzione, sia per la compattazione statica che per quella dinamica tale operazione è stata eseguita mediante la realizzazione successiva di tre strati. Per ogni strato è stata eseguita la procedura di compattazione prevista (così come descritto al §3.2.2.1). In **Figura 3.18** sono riportati gli strumenti utilizzati per il confezionamento dei provini.



Figura 3.18 – Strumenti per la compattazione.

A titolo esemplificativo la **Figura 3.19** illustra la prima e l'ultima fase del confezionamento mediante compattazione dinamica.



Figura 3.19 – Confezionamento di provini mediante compattazione dinamica.

Il provini così confezionati sono stati successivamente disposti all'interno di contenitori di maturazione opportunamente preparati (**Figura 3.20**).



Figura 3.20 – Provini nei contenitori di maturazione; (a) terreni coesivi; (b) terreni granulari.

3.2.4.8 Estrazione dei provini dagli stampi

Dopo un periodo iniziale di tempo che può variare dai tre ai sette giorni (in relazione alla consistenza della miscela terreno-cemento e alle condizioni di maturazione), i provini sono stati tolti dagli stampi (**Figura 3.21-a,b,c,d**); in seguito, sono stati riposizionati nei contenitori dove hanno continuato la fase di maturazione (**Figura 3.21-e,f**).

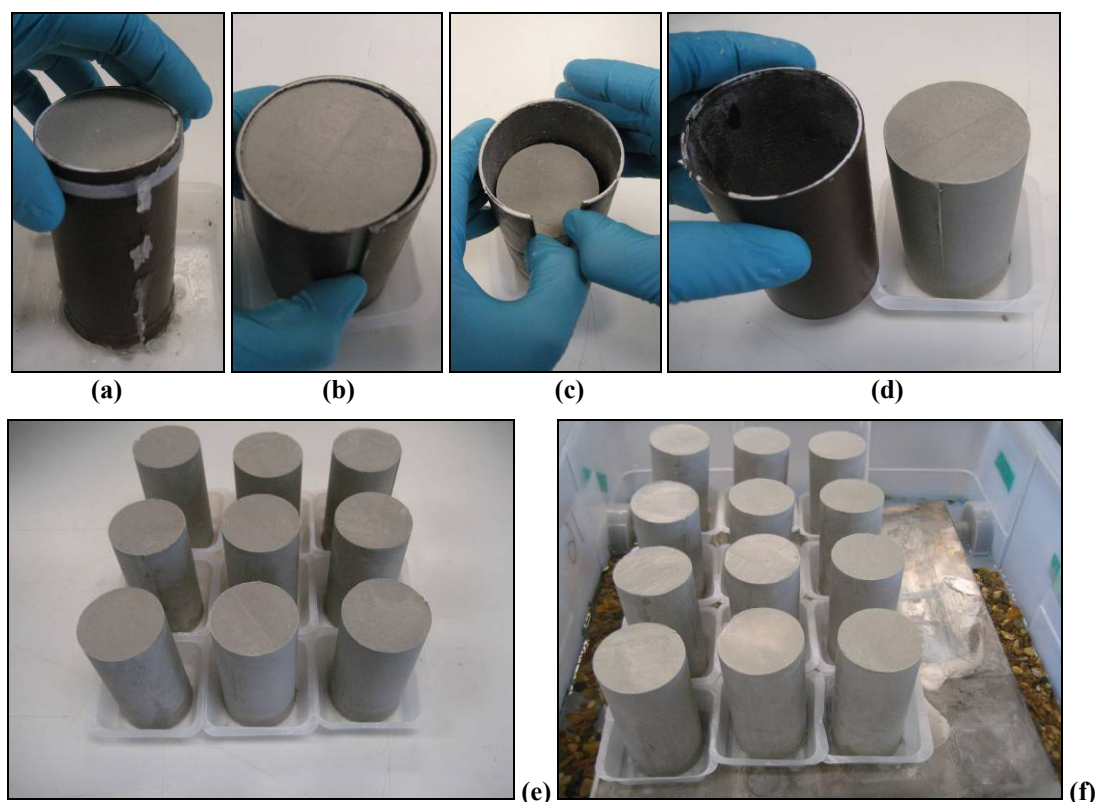


Figura 3.21 – (a),(b),(c),(d) Fasi di estrazione dei provini; (e), (f) Riposizionamento dei provini nel contenitore di maturazione.

3.2.5 Esecuzione delle prove

Una volta terminata la fase di maturazione, i provini sono stati prelevati per essere sottoposti alle prove di compressione ELL (Espansione Laterale Libera) o di permeabilità.

Prima delle prove sono stati misurati il diametro, l'altezza ed il peso dei provini per calcolarne il peso di volume (γ). Il diametro è stato calcolato utilizzando un calibro e mediando i valori misurati su due direzioni ortogonali in tre altezze diverse (**Figura 5.10-a**); l'altezza è invece data dalla media delle misure su tre piani ortogonali al provino e distanti 120° ognuno (**Figura 5.10-b**).

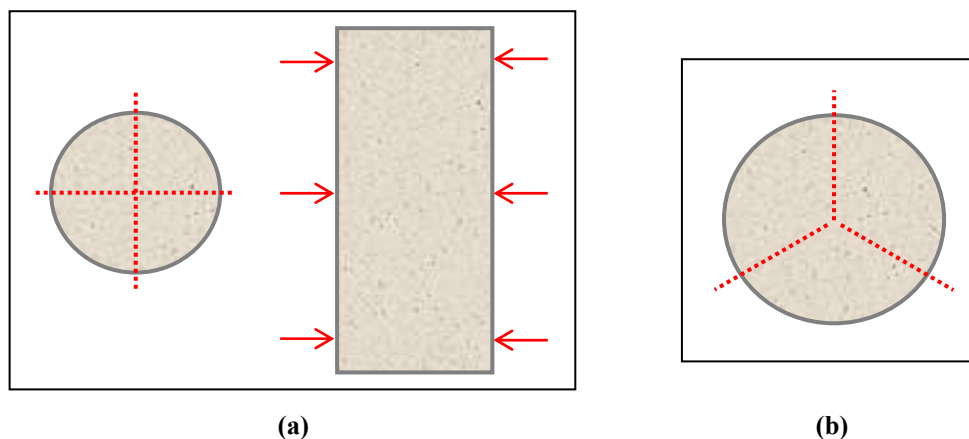


Figura 5.10 – Misure sui provini: (a) determinazione del diametro; (b) determinazione dell'altezza (b).

Prima di iniziare le prove i provini sono stati sottoposti, se necessario, ad una operazione di “trimming” (per rendere orizzontali e parallele le facce superiori ed inferiori).

3.2.5.1 Prove di compressione ad espansione laterale libera

La prova ad espansione laterale libera (ELL) è molto diffusa perché permette di ricavare importanti indicazioni sulla resistenza e la rigidità di provini (generalmente cilindrici) con costi e tempi contenuti. Si tratta di una prova di compressione non confinata che prevede l'applicazione di un carico verticale attraverso una pressa.

Le prove sono state effettuate in accordo alla norma ASTM D 1633 utilizzando una pressa uniassiale automatica (**Figura 3.22**) con un sistema di registrazione dati automatico interfacciato su di un computer di servizio sul quale seguire il comportamento del provino dalla situazione di riposo a quella di rottura.

Le prove sono state eseguite con un tasso di compressione pari a 1,14 mm/min e terminate quando il valore della resistenza residua post rottura fosse sufficientemente ridotto (ovvero fino a che si fosse ottenuto un grafico con chiaro valore della resistenza a rottura).

Dopo le prove, parti rappresentative dei provini sottoposti a rottura sono state prese, catalogate e pesate per poi essere sottoposte alla determinazione del contenuto di acqua.

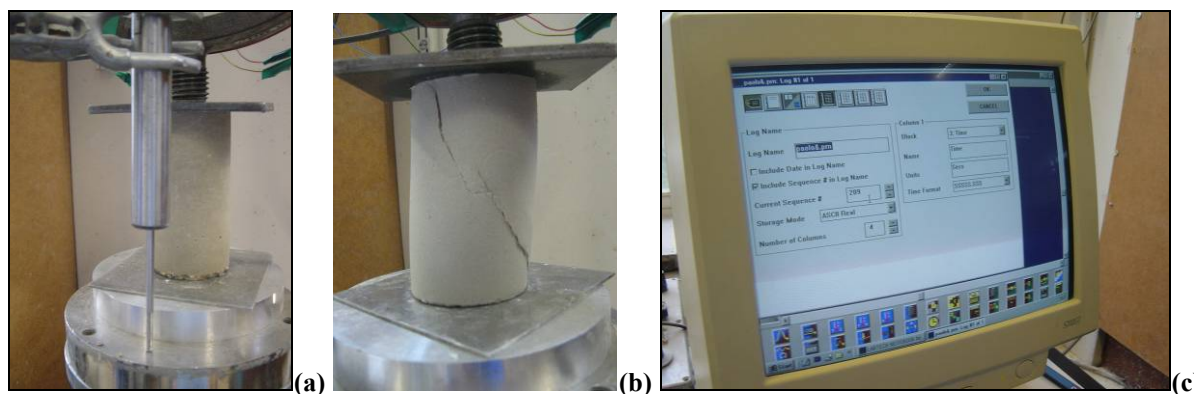


Figura 3.22 – (a) Esecuzione prova ELL; (b) Rottura; (c) Sistema digitale di acquisizione dati.

Dalle curve sforzi-deformazioni è stato successivamente possibile calcolare la tensione massima a rottura (UCS Unconfined Compressive Strength) q_u e il modulo secante E_{50} individuato in corrispondenza del valore di resistenza pari al 50% della q_u (Figura 3.23).

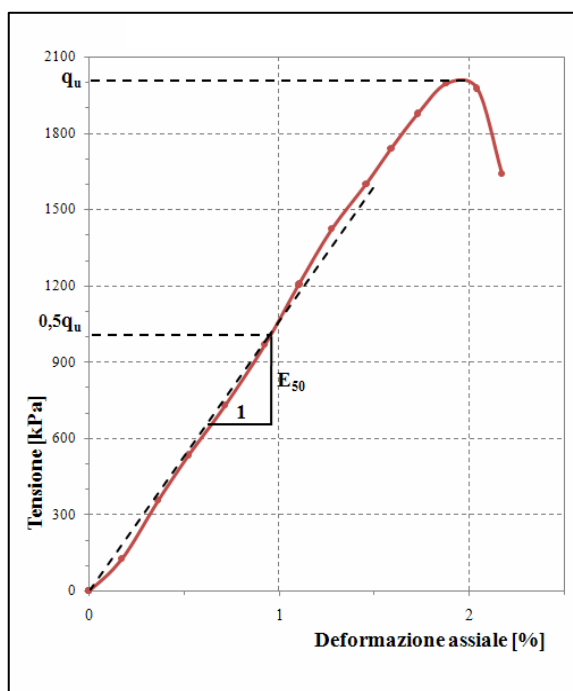


Figura 3.23 – Esempio di curva sforzi-deformazioni: individuazione di q_u ed E_{50} .

3.2.5.2 Penetrometro e Scissometro tascabili

Questi due apparecchi cosiddetti “tascabili” sono stati utilizzati per la determinazione delle caratteristiche meccaniche di resistenza (in particolare per la stima della resistenza al taglio non confinata) di alcuni dei campioni risultati troppo soffici (ovvero con una consistenza non adeguata) per poter essere studiati con l’apparecchiatura per prove ELL precedentemente descritta.

I due apparecchi utilizzati rispecchiano gli standards internazionali e sono mostrati nella **Figura 3.24**.

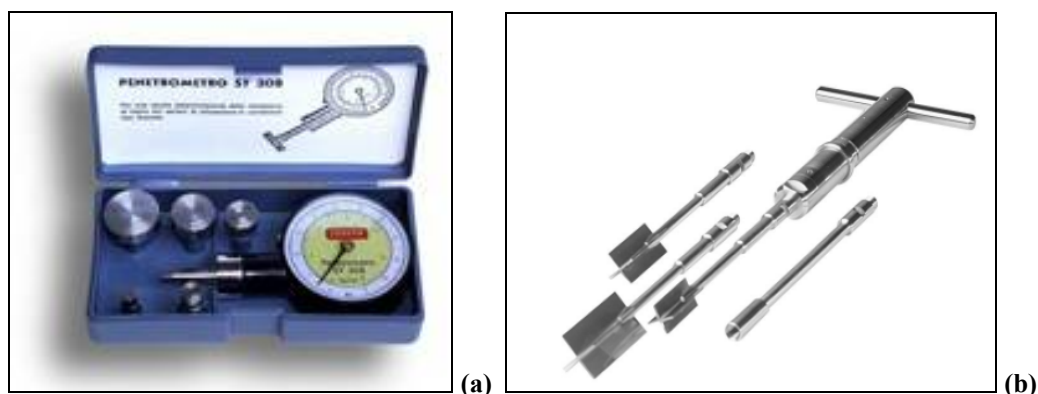


Figura 3.24 – (a) Penetrometro tascabile; (b) Scissometro tascabile.

Sul singolo provino sono state effettuate mediamente due letture con scissometro tascabile (in testa ed in coda) e sei letture con il penetrometro tascabile (sul disco centrale inalterato rimanente).

I dati così ottenuti sono stati poi correlati con quelli ricavati dalle prove ad espansione laterale libera previo una operazione di taratura realizzata su provini appositamente preparati (su cui sono state effettuate sia prove con le apparecchiature tascabili che ELL).



Figura 3.25 – Penetrometro e Scissometro tascabile in azione.

In particolare si è riscontrato che il penetrometro tascabile fornisce per il tipo di terreno trattato analizzato dei valori di resistenza superiori a quelli forniti dallo scissometro. Inoltre dall'analisi dei risultati eseguiti su sei provini risulta evidente come le differenze fra le due misurazioni non siano costanti ma come invece lo sia la media. Il valore medio delle due letture risulta infatti non solo essere costante per diversi provini ma risulta anche essere approssimabile a quello ricavato da prove di compressione ad espansione laterale libera.

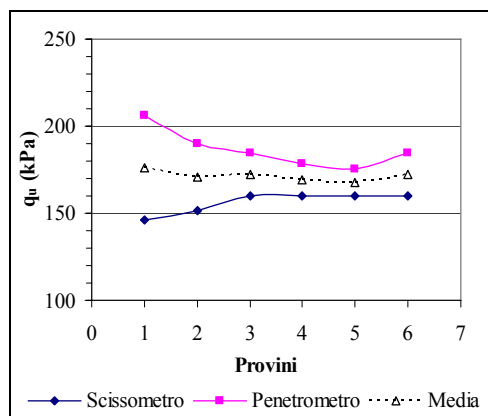


Figura 3.26 – Correlazione tra misure effettuate con pernetrometro e scissometro tascabili.

3.2.5.3 Prove di Permeabilità

Le prove di permeabilità, le più delicate ed interessanti della sperimentazione, sono state eseguite in cella triassiale tramite un sistema innovativo in Italia.

Questo sistema differisce infatti dalle ben note prove a carico costante o variabile in quanto prevede esecuzione di prove a portata costante. Questa prerogativa permette di effettuare prove di permeabilità in minor tempo e con il minimo flusso possibile.

Il sistema è formato da una cella triassiale nel quale viene posto il provino, da una pompa peristaltica che fornisce la portata costante, da un trasduttore di pressione e da un sistema di acquisizione dati semiautomatico.

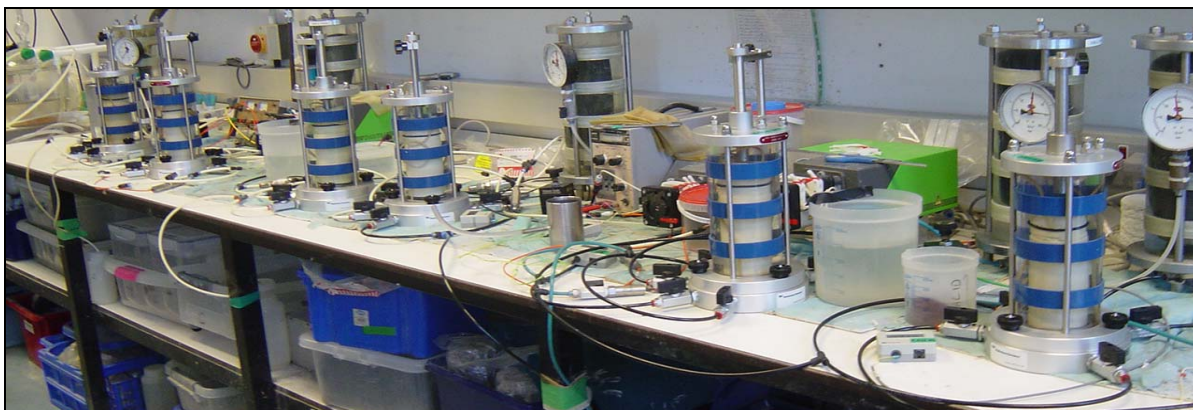


Figura 3.27 – Prove di permeabilità.

Attraverso una semplice relazione matematica è possibile ricavare il valore del coefficiente di permeabilità dalla conoscenza della pressione di filtrazione (fornita dal trasduttore), dal tempo di filtrazione, dal volume filtrato e dalle dimensioni geometriche medie del campione sottoposto alla prova:

$$k = \frac{V_w \gamma_w h}{t S P_w}$$

dove k è il coefficiente di permeabilità, V_w , P_w e γ_w sono rispettivamente il volume di acqua raccolto, la pressione di filtrazione e il peso dell'unità di volume dell'acqua, h e S sono invece l'altezza e la sezione del provino mentre t è il tempo (in secondi) nel quale è stato raccolto il volume V_w .

Le prove sono state eseguite in parallelo ovvero sono stati testati simultaneamente con due differenti permeametri (settati con pressione di confinamento e portata uguali) due provini con le stesse caratteristiche di composizione, tempo e temperatura di maturazione. Questo per avere una ridondanza di risultati e per essere sicuri dell'attendibilità dei valori di permeabilità ottenuti.

Le celle triassiali utilizzate per le prove di permeabilità (**Figura 3.28**) sono caratterizzate da sei ingressi/uscite: due per la pressione di cella, due per il flusso in entrata proveniente dalla pompa peristaltica e due per il flusso in uscita (raccolto in opportuni contenitori di tara nota).

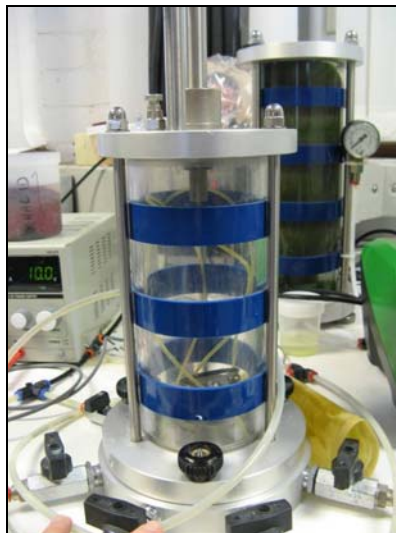


Figura 3.28 – Cella triassiale utilizzata per le prove di permeabilità.

Come primo passo per la realizzazione delle prove sono state disaerate le pietre porose in acqua distillata per almeno 24 h. Le celle sono state assemblate posizionando sul plinto di base un disco di carta filtro, una pietra porosa, ancora un disco filtro e successivamente il provino. Tale configurazione di filtri pietra porosa è stata anche adottata per il plinto di testa. Il provino è stato inserito in 2 strati di guaina di lattice attraverso l'utilizzo di appositi tendiguaina e serrato ai plinti tramite opportuni anelli (O-ring) in gomma. Tale procedura e i materiali utilizzati sono schematicamente rappresentati nella **Figura 3.29**.

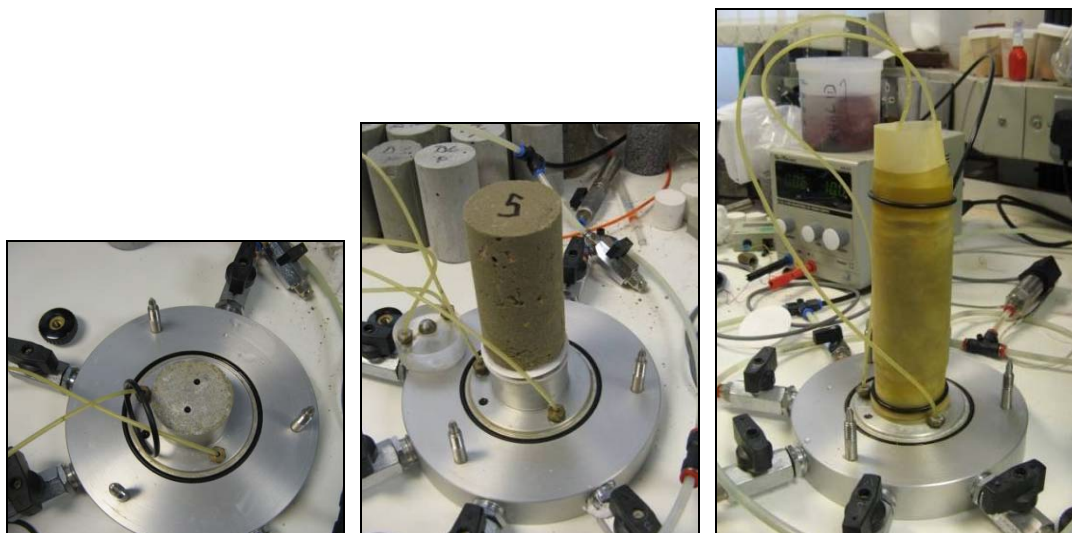


Figura 3.29 – Preparazione della cella triassiale per la prova di permeabilità.

Una volta montato il provino la cella è stata opportunamente chiusa anche grazie all'aiuto del grasso siliconico per evitare ogni tipo di perdita. Successivamente la cella è stata riempita e sottoposta alla pressione di 300 kPa (pressione che è stata mantenuta per tutta la durata della prova). Il sistema è stato così lasciato sotto tale pressione per dodici ore circa per dar luogo allo smaltimento di eventuali sovrappressioni neutre nonché verificare l'assenza di eventuali perdite. A questo punto si è dato inizio alla prova attivando la pompa peristaltica e imponendo un flusso dal basso verso l'alto. L'andamento delle pressioni di flusso è stato costantemente monitorato nel tempo da appositi trasduttori di pressione collegati ad "easy log" con lettura ogni 5 minuti per assicurarsi che la pressione di filtrazione fosse sufficientemente inferiore alla pressione di cella ed evitare quindi che il flusso passasse tra membrana e provino. Una volta stabilizzata la pressione di filtrazione si è fatto partire il cronometro in modo tale da poter calcolare un valore di permeabilità non appena la quantità di acqua raccolta fosse sufficientemente elevata.

La prova di permeabilità è stata considerata ultimata dopo aver ottenuto tre valori del coefficiente di permeabilità (in media dai quattro ai sei giorni) ovvero dopo aver misurato per tre volte l'acqua fluita nei contenitori di raccolta.

3.3 Parte seconda – Attività presso la Sapienza Università di Roma

La seconda parte degli studi sperimentali svolti hanno affrontato il problema dell'ottimizzazione della miscela e dei parametri operativi da utilizzare nel trattamento con deep mixing di terreni stratificati o di formazioni strutturalmente complesse e sono stati svolti

presso il laboratorio geotecnico della Geoplanning s.r.l. (Roma). L'attività di ricerca è servita anche come supporto al progetto esecutivo di una vasca di ampliamento della discarica di Malagrotta ubicata ad ovest della città di Roma. Nel progetto è infatti prevista, oltre alle misure standard di impermeabilizzazione dei manti di fondo e di copertura, un'ulteriore cinturazione del sito di stoccaggio dei rifiuti tramite la tecnica del Cutter Soil Mixing.

Il CSM come introdotto nel capitolo 2 estende l'utilizzo della tecnica del deep mixing anche al caso di terreni consistenti ed alle rocce tenere che, durante il trattamento, vengono preventivamente disgregate e quindi impastate ed inglobate nella miscela cementizia. Nel caso molto frequente di "formazioni strutturalmente complesse", caratterizzate dalla alternanza di livelli di terreni di consistenza anche molto diversa, la efficacia della lavorazione, in termini di continuità ed omogeneità di caratteristiche del terreno trattato, dipende dalle particolarità esecutive che devono essere preventivamente adattate ai caratteri dei diversi strati di terreno attraversato. In generale può essere ammesso che, nella prima fase di lavorazione, la preliminare disgregazione degli strati a consistenza lapidea va a costituire un impasto con il materiale a grana fina che dovrà successivamente essere inglobato dalla miscela cementizia. Il trattamento di miscelazione e cementazione dovrà così riguardare il conglomerato che si è venuto a creare, la cui composizione dipenderà dalla frequenza e consistenza dei diversi strati di materiali presenti nel tratto di formazione interessato. Facendo riferimento ad alcune sequenze tipiche di formazioni torbiditiche tra livelli arenacei (A) e pelitici (P) (A.G.I. 1979, **Figura 3.30**), è anche possibile simulare in laboratorio la composizione media del materiale che dovrà essere trattato con miscela acqua cemento, attribuendo ai campioni da trattare diverse composizioni granulometriche iniziali funzione della composizione del materiale e dell'azione meccanica operata.

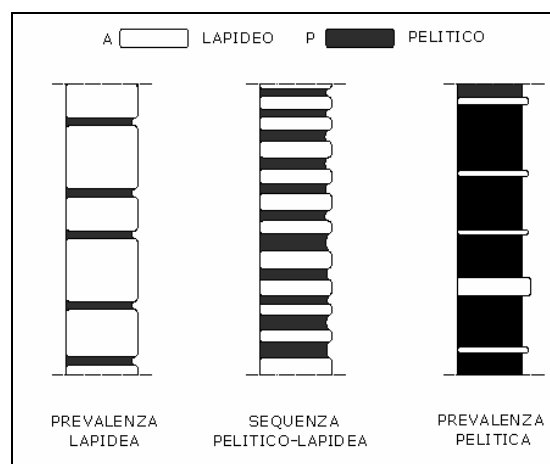


Figura 3.30 – Sequenze tipiche di formazioni torbiditiche.

Di seguito viene riportata una foto aerea della discarica che mette in evidenza la cinturazione esistente costituita da un diaframma plastico e la nuova zona da cinturare mediante deep mixing (**Figura 3.31-a**). Le prove sono state effettuate in laboratorio direttamente su campioni provenienti da sondaggi a carotaggio continuo la cui ubicazione è presentata in **Figura 3.31-b**.

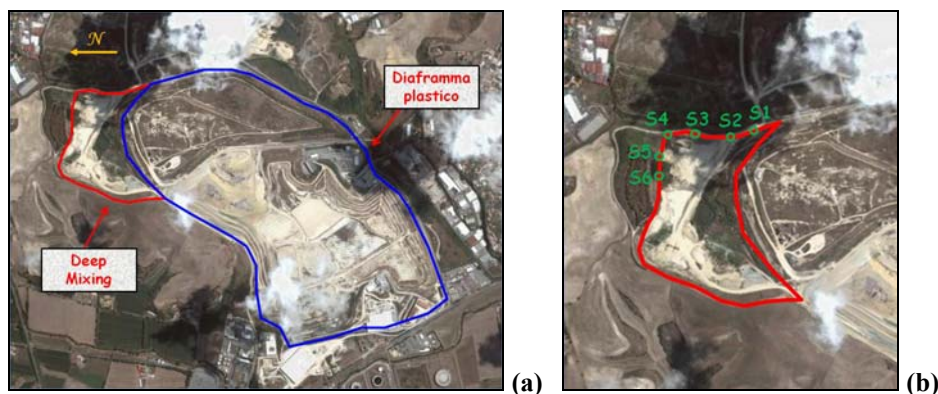


Figura 3.31 – (a) Foto aerea della discarica di Malagrotta; (b) dettaglio dell'area da cinturare ed ubicazione dei sondaggi geognostici.

3.3.1 Inquadramento geologico del sito

L'area in esame è ubicata ad Ovest della città di Roma ad una quota compresa tra i 32 ed i 50 m s.l.m. L'area si presenta a morfologia collinare con rilievi non molto elevati e versanti, mediamente, non molto acclivi incisi da un reticolo idrografico abbastanza accentuato avente una direzione generale N-S.

Il corso d'acqua principale è il Fosso di Galeria affluente in destra idrografica del Tevere. Il Fosso Galeria è considerato dall'Autorità di Bacino ad alto rischio idraulico, specialmente nella parte terminale del suo corso.

La zona di Malagrotta si caratterizza per la presenza di una serie sedimentaria sabbio-ghiaiosa sottoposta ad una successione vulcanica piroclastica ricollegabile al vulcanismo sabatino. La serie sabbio-ghiaiosa è stata sin dall'antichità oggetto di scavo per la produzione di inerti.

In particolare, la successione dei terreni dal più recente al più antico è la seguente:

- Alluvioni recenti. Depositi alluvionali di riempimento delle incisioni dei corsi d'acqua, sono costituiti da terreni prevalentemente limo-argillosi con livelli organici e di spessore variabile e crescente man mano che ci si avvicina al Tevere. Generalmente compressibili ed a caratteristiche tecniche mediamente scadenti, localmente peggiorate dalla presenza della falda subaffiorante.

- Vulcaniti. Sono depositi derivanti dall'attività vulcanica dell'apparato sabatino e si possono dividere in tre grandi gruppi: piroclastiti stratificate da semicoerenti ad incoerenti, depositi piroclastici di colore marrone caratterizzati dalla presenza di una matrice cineritica e numerosi inclusi scoriacei e, infine, depositi piroclastici stratificati in livelli di vario spessore con frequenti intercalazioni di livelli scoriacei e pomicei. Le caratteristiche tecniche di questi terreni sono mediamente buone.
- Terreni sedimentari pre-vulcanici. Depositati alluvionali o fluvio-lacustri costituiti da alternanze di ghiaie, sabbie, limi ed argille e depositi marini prevalentemente argillosi. Le caratteristiche tecniche di questi terreni sono funzione della specifica litologia e dello spessore, ma in generale possono essere considerati mediocri.

Oltre alle suddette categorie di terreni, le stratigrafie hanno evidenziato una coltre variabile di terreni di riporto ed il basamento impermeabile costituito da argille limose di origine marina.

➤ **Terreni di riporto**

Oggi, la coltre di detriti antropici che ricopre la città di Roma e l'area limitrofa può talvolta superare i 20 m di spessore. Da un punto di vista tessiturale, i terreni antropici sono costituiti dai materiali più eterogenei ed eterometrici, cioè da ciottoli, frammenti tufacei e di edifici delle più svariate età e tipologie immersi in una matrice più fina formata da terreni vulcanici e/o sedimentari rimaneggiati.

Il grado di compattazione e le caratteristiche geotecniche dei riporti antropici sono assai variabili, a seconda della loro natura ed età. A questi materiali si accompagnano ed intercalano i depositi delle alluvioni storiche, e ne risulta quindi un insieme estremamente eterogeneo e talvolta difficilmente riconoscibile rispetto ad altri sedimenti.

La peculiarità dei terreni antropici risiede nel fatto che essi sono prodotti dalle azioni di mescolanza e riporto e a differenza dei terreni naturali sono influenzati nella loro composizione in maniera molto più determinante dall'azione umana piuttosto che dagli agenti naturali.

Nella zona interessata, i terreni di riporto possono dividersi in due gruppi: nella parte alta, per spessori di circa 2-4 m, si rinvengono sabbie grossolane da gialle ad ocre a luoghi limose, con inclusi clastici come ghiaie e ciottoli eterometrici (da 0,5 a 4-5 cm di diametro) ed eterogenei; mentre la parte inferiore è costituita prevalentemente da sabbie e ghiaie talora alternate a piccoli livelli (10-20 cm) sabbiosi avana-marroni mediamente consistenti.

➤ **Alluvioni attuali**

Sono formate da terreni eterogenei con granulometria che vanno dalle argille alle ghiaie, in lenti e strati con successioni e rapporti stratigrafici complessi e diversi da punto a punto. Un carattere comune è la presenza, nella parte alta dei depositi, di argille e limi argillosi con evidenti inclusi clastici, con colorazioni che vanno dal verde al grigio scuro.

➤ **Depositi fluvio-lacustri**

Prevalentemente rappresentati da granulometrie grossolane (sabbie e ghiaie), con intercalazioni di litotipi coesivi (limi ed argille); questa formazione ha spessori variabili da 30 a 50 m e forma i rilievi collinari intorno alla discarica. Tali depositi fanno parte del cosiddetto primo ciclo del Paleotevere e costituiscono l'Unità di Ponte Galeria, attribuibile al periodo "Galeriano" del Pleistocene medio. Nell'area della discarica di Malagrotta, questi terreni, caratterizzati da ghiaie eterometriche e sabbie da grossolane a medie con intercalazioni limo-argillose, si riscontrano in tutti i sondaggi che hanno attraversato la parte basale di detta serie, cioè quella più ricca in sabbie e ghiaie per lo più sciolte, poiché in falda.

Caratteristica dei depositi alluvionali è l'eterogeneità e le variazioni di composizione sia in senso verticale sia nello sviluppo orizzontale imputabili principalmente a variazioni del regime di flusso delle acque e l'assenza di regolarità nell'estensione conseguente a mutamenti nell'alveo.

I terreni olocenici che caratterizzano l'alveo del Tevere si sono depositati dopo l'apice della glaciazione wurmiana (18.000 anni fa), periodo nel quale la regressione del livello marino determinò una fase erosiva importante, in corrispondenza della quale il Tevere ha approfondito il suo letto fino alla quota di -50 m s.l.m., incidendo profondamente le argille plioceniche. Dopo il picco del freddo wurmiano, il livello del mare iniziò a risalire molto velocemente, a causa del repentino aumento della temperatura. La risalita del livello del mare indusse il progressivo innalzamento di quota del corso del Tevere e il suo colmamento da parte di depositi alluvionali olocenici caratterizzati da un livello basale di ghiaia e costituiti soprattutto da sedimenti limoso-argillosi e limoso-sabbiosi con frequenti livelli torbosi. Si forma così l'estesa piana alluvionale sulla quale si è sviluppata gran parte della città.

➤ **Depositi marini di "base" (serie Monte delle Picche)**

A diretto contatto con i terreni sovrastanti si ha il basamento profondo marino che nell'area in esame affiora ad una quota media di circa 20 m s.l.m. In quest'area è presente il cosiddetto Basamento alterato che, come in altre zone limitrofe, è rappresentato da un

orizzonte superficiale, a diretto contatto verso l'alto con i terreni alluvionali o della serie di Ponte Galeria, e verso il basso con le argille grigio-azzurre di Monte delle Piche che rappresentano il Basamento profondo.

L'orizzonte alterato è costituito da argille limose o sabbiose che presentano, a volte, dei piccoli livelletti di ghiaie e si presenta più o meno ossidato (colorazione grigio-verdastra con fiamme di color ruggine); con l'aumentare della profondità, il contenuto in sabbia e lo stato di ossidazione diminuiscono sfumando lentamente ad argille limose grigio-azzurre con piccole intercalazioni sabbiose grigie.

I depositi marini del Pliocene e del Pleistocene inferiore sono costituite da argille marnose molto consistenti con frequenti intercalazioni di sabbie molto addensate: per il suo elevato spessore (circa 800 m) e per la sua bassa permeabilità ($k < 10^{-8}$ m/s) è considerato il substrato impermeabile dell'intera area romana.

Questi materiali possono essere classificati come argille consistenti sovraconsolidate con carichi di sovraconsolidazione dell'ordine di 1 MPa, in genere non sempre correlabili con il massimo spessore presunto delle coperture: anomalia legata a serie di cicli di carico e scarico collegati ad oscillazioni del livello del mare. L'uniformità di composizione e di caratteristiche strutturali insieme alle buone caratteristiche meccaniche intrinseche dei materiali intatti, escludendo la presenza di coltri di materiale alterato e degradato, sono tali da rendere il complesso delle argille plio-pleistoceniche, in corrispondenza di ampie pianure costiere e deltizie e di terrazzi fluviali, un sicuro e affidabile livello di riferimento sul modello geotecnico complessivo. La maggior parte dei complessi problemi di fondazione su depositi recenti, di composizione e caratteristiche scadenti, vengono risolti trasferendo i carichi direttamente a tale substrato attraverso fondazioni profonde.

Questo primo ciclo marino è seguito da altri due cicli marini che testimoniano il lento sollevamento che ha interessato l'area tirrenica. I sedimenti di questi cicli sono rappresentati dalle sabbie e dalle argille dell'Unità di Monte Mario dalle argille di ambiente infra-litorale dell'Unità di Monte delle Piche. L'emersione dell'area romana determina la formazione di un ambiente fluvio-lacustre e fluvio-palustre caratterizzato dalla presenza di un importante corso d'acqua ("Paleotevere") cui è dovuta la deposizione di estesi e potenti banchi di sedimenti alluvionali. Tale corso d'acqua ha subito nel tempo deviazioni dell'asse principale e spostamenti della foce. Tali modifiche sono dovute, inizialmente, alla tettonica che ha dislocato il substrato plio-pleistocenico e, successivamente, alle variazioni del livello del mare legate alle glaciazioni del Quaternario.

3.3.2 *Obiettivi dello studio sperimentale*

Il trattamento di deep mixing è stato simulato in laboratorio attraverso la miscelazione del terreno con delle miscele binarie acqua/cemento da adoperare in fase esecutiva. Obiettivo dello studio sperimentale è quello di ottimizzare la miscela con lo scopo di raggiungere, in tutte le unità litologiche incontrate, i requisiti minimi di resistenza e permeabilità.

Per quanto riguarda la conducibilità idraulica, l'obiettivo è quello di ottenere un valore a 28 giorni di maturazione pari a 10^{-9} m/s come imposto dalla normativa vigente. Il valore minimo della resistenza a compressione (deducibile da prove ELL) non viene fissato dalla normativa ma deve essere un compromesso tra la deformabilità della barriera, essenziale per impedirne la fessurazione, e la capacità di resistere ai movimenti del terreno circostante che potrebbero mettere in crisi la stabilità dell'opera. Per il progetto in questione, si è stabilito di raggiungere a 28 giorni di maturazione, un valore minimo di resistenza a compressione per tutti i terreni trattati di circa 200 kPa. Tale valore è quello che tipicamente viene scelto per interventi di deep mixing di questo tipo.

3.3.3 *Programma dello studio sperimentale*

L'andamento delle proprietà di permeabilità e resistenza nei terreni trattati con il deep mixing mostra una forte dipendenza da vari fattori, come riportato nel capitolo 2 sullo stato dell'arte.

Proprio basandosi sulla letteratura precedentemente esposta, sono state prese in considerazione come variabili:

- *il tipo di terreno;*
- *il tempo di maturazione;*
- *il contenuto di legante;*
- *il contenuto d'acqua totale;*
- *la temperatura di maturazione.*

Per raggiungere le prestazioni ottimali nell'utilizzo in sito della tecnologia CSM, è necessario capire chiaramente il comportamento dei terreni trattati in termini di permeabilità e resistenza per diverse combinazioni di queste variabili.

Di conseguenza, le prestazioni del terreno trattato in laboratorio sono state ottimizzate per arrivare al progetto della miscela finale che risulti essere la migliore per l'implementazione nel sito reale di lavoro.

Tabella 3.11 – Prove sui terreni alluvionali reali.

Terreno	Contenuto di legante (%)	Rapporto acqua/cemento	Rapporto bentonite/cemento	N° di provini	
				ELL	Permeabilità
VI	5	1	0	3	0
	10	1	0	3	0
	15	1	0	3	2
VII	5	1	0	3	0
	10	1	0	3	0
	15	1	0	3	2
VIII	5	1	0	3	0
	10	1	0	3	0
	15	1	0	3	2
IX	5	1	0	3	2
	10	1	0	3	2
	15	1	0	3	2
X	5	1	0	3	0
	10	1	0	3	0
	15	1	0	3	2

In **Tabella 3.12** sono presentati i range delle variabili studiate nel presente lavoro.

Tabella 3.12 – Variabili di ricerca considerate nel presente lavoro.

Descrizione della variabile	Range
Tipo di terreno	5 [Limo argilloso sabbioso ghiaioso; sabbia e ghiaia argillosa limosa; sabbia ghiaiosa limosa argillosa; sabbia e ghiaia limosa argillosa; limo e argilla]
Tempo di maturazione	6 [1; 3; 7; 14; 28; 56 giorni]
Dosaggio legante	3 [5%, 10%, 15 %]
Contenuto d'acqua totale	7 [25, 31, 45 %; 32, 40, 51, 60 %]
Temperatura di maturazione	3 [10°; 20°; 40°]

3.3.4 Caratterizzazione dei materiali utilizzati

I sondaggi a carotaggio continuo, realizzati in corrispondenza della zona da sottoporre a cinturazione (ubicazione in **Figura 3.31-b**), hanno interessato tutta una serie di litotipi (le cui caratteristiche sono riportate al §3.3.1) fino a raggiungere un substrato impermeabile di argille plioceniche. Di seguito viene riportato il profilo stratigrafico che è stato possibile realizzare grazie ai dati dei sei sondaggi disponibili (**Figura 3.32**).

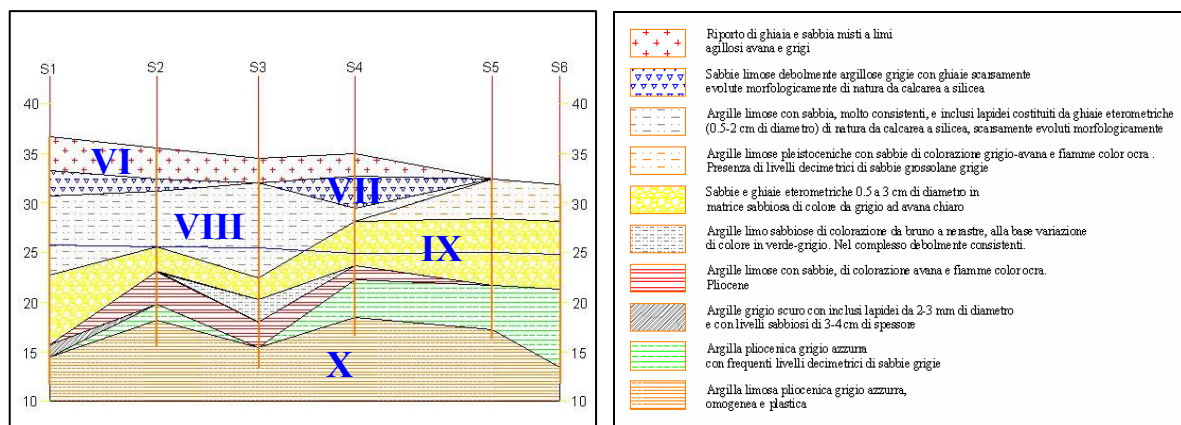


Figura 3.32 – Profilo stratigrafico dell’area da circuire con ubicazione dei terreni utilizzati nello studio sperimentale.

Le cinque tipologie di terreno analizzate ed impiegate per l’ottimizzazione del trattamento (**Figura 3.32** e **Figura 3.33**), oltre a rappresentare in buona parte le unità litologiche del sottosuolo, ne riproducono la reale eterogeneità.

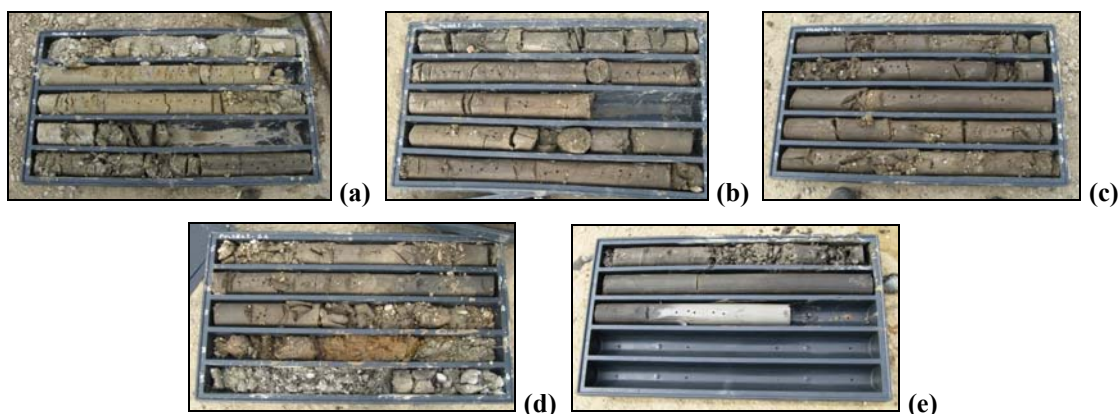


Figura 3.33 – Terreni utilizzati nello studio sperimentale (a: VI; b: VII; c: VIII; d: IX; e: X).

La **Tabella 3.13** riporta la descrizione geologica e le quantità prelevate disponibili per le analisi e le prove successive.

Per la realizzazione delle miscele leganti è stato utilizzato del cemento Portland composito tipo II-A LL, classe 32,5 R¹ fornito dalla CementirItalia S.p.A.

¹ Classe 32,5R: Resistenza a Compressione iniziale a 2giorni ≥ 10 ; resistenza a compressione standard a 28 giorni $\geq 32,5 \leq 52,5$. I numeri rappresentano la resistenza a compressione, espressa in MPa, che devono avere provini cubici preparati in modo standardizzato con rapporto w/c = 0,5 e rapporto sabbia/cemento = 3. La lettera R indica che il cemento possiede una elevata resistenza iniziale.

Tabella 3.13 – Descrizione geologica dei terreni studiati e quantità dei campioni disponibili.

Terreno	Descrizione geologica	Quantità (kg)
VI	Riporto di limi argillosi avana grigi misti a ghiaia e sabbia.	33
VII	Sabbie e ghiaie eterometriche da 0,5 a 3 cm di diametro in matrice sabbiosa di colore da grigio ad avana chiaro.	22
VIII	Argille limose con sabbia, molto consistenti, e inclusi lapidei costituiti da ghiaie eterometriche (da 0,5 a 2cm di diametro), di natura da calcarea a silicea, scarsamente evoluti morfologicamente.	34
IX	Sabbie e ghiaie eterometriche da 0,5 a 3 cm di diametro in matrice sabbiosa di colore da grigio ad avana chiaro.	23
X	Argilla pliocenica azzurra con frequenti livelli decimetrici di sabbie grigie.	30

In particolare nella **Tabella 3.14** sono riportate sinteticamente le composizioni di tutti i terreni e delle miscele utilizzate.

Tabella 3.14 – Dettaglio delle miscele terreno reale-legante.

Miscela numero	Terreno	Contenuto di acqua iniziale %	Rapporto terreno/miscela	Componenti del terreno reale				Componenti della miscela		Acqua %
				Argilla %	Limo %	Sabbia %	Ghiaia %	Cemento %	Bentonite %	
20	VI	30	13:1	17	24	17	13	3,6	-	25,0
21	VI	30	6,5:1	16	23	16	12	6,7	-	26,7
22	VI	30	4,3:1	15	21	15	11	9,4	-	28,1
23	VII	30	13:1	16	9	27	19	3,6	-	25,0
24	VII	30	6,5:1	15	8	25	18	6,7	-	26,7
25	VII	30	4,3:1	14	8	24	17	9,4	-	28,1
26	VIII	51	15,1:1	11	12	25	14	3,1	-	34,8
27	VIII	51	7,6:1	11	12	23	13	5,8	-	35,7
28	VIII	51	5:1	10	11	22	12	8,3	-	36,5
29	IX	8	10,8:1	11	12	34	28	4,2	-	11,0
30	IX	8	5,4:1	10	11	31	26	7,8	-	14,1
31	IX	8	3,6:1	9	10	29	24	10,9	-	16,7
32	X	60	16:1	21	38	-	-	2,9	-	38,2
33	X	60	8,1:1	20	35	-	-	5,5	-	39,2
34	X	60	5,4:1	19	33	-	-	7,8	-	40,1

3.3.4.1 Analisi granulometrica

L'obiettivo dell'analisi granulometrica è quello di raggruppare, in diverse classi di grandezza, le particelle costituenti il terreno, e di determinare successivamente le percentuali in peso di ciascuna classe, riferendole al peso secco del campione iniziale.

Il significato più importante delle curve granulometriche è quello di permettere, insieme ad altri dati caratteristici, di classificare i terreni e prevederne il comportamento meccanico e idraulico.

Naturalmente, per avere significato, il campione analizzato deve essere statisticamente rappresentativo del terreno in esame. Di seguito (**Tabella 3.15**) sono indicate le quantità minime di terreno da utilizzare in relazione alla dimensione massima dei granuli che lo costituiscono (in percentuale pari a circa il 10%).

Tabella 3.15 – Quantità minime di terreno in relazione alla dimensione massima dei granuli.

Dimensione massima granulo (mm)	Massa provino (g)
2	115
9,5	500
19	1000
25,4	2000
38,1	3000
50,8	4000
76,2	5000

La procedura più semplice per effettuare un'analisi granulometrica è costituita dalla vagliatura per mezzo di una serie di setacci (ASTM D422), di apertura via via decrescente (**Tabella 3.16**), che vengono sovrapposti e fatti vibrare, in modo da separare i granuli in frazioni di dimensioni pressoché uguali, ciascuna trattenuta al corrispondente setaccio.

Tabella 3.16 – Serie di setacci ASTM e relative aperture.

Serie ASTM	Apertura mm	Serie ASTM	Apertura mm	Serie ASTM	Apertura mm
4''	100.000	3/4''	19.000	N20	0.850
3''	75.000	5/8''	16.000	N40	0.425
2.5''	63.000	1/2''	12.500	N60	0.250
2''	50.000	3/8''	9.500	N80	0.180
	40.000	N4	4.750	N100	0.150
1.5''	38.100	N10	2.000	N140	0.106
1''	25.000	N18	1.000	N200	0.075

La distribuzione dei granuli di dimensioni inferiori a 0,075 mm viene effettuata con metodi indiretti, basati sui tempi di sedimentazione delle particelle in acqua distillata. In questo modo si possono identificare elementi di dimensioni minime dell'ordine di 1 μm .

Nel caso di terreni contenenti sia frazioni grossolane sia frazioni fini, la procedura prevede di separarli in due classi di grandezza, mediante il setaccio a maglia più fitta (n° 200 ASTM), e di procedere ad analizzarle separatamente mediante analisi per setacciatura (sul trattenuto) e tramite il metodo del densimetro (sul passante); in questo caso si parla di *granulometria disgiunta*.

Le informazioni ottenute dall'analisi granulometrica vengono presentate sotto forma di curve, dove, ad ogni diametro del setaccio considerato, viene indicata la percentuale in peso, rispetto al campione secco iniziale, della frazione più fina (passante) o della più grossolana (trattenuto).

Allo scopo di visualizzare più facilmente la distribuzione del materiale e tenendo conto dell'ampiezza delle dimensioni considerate (da 100 mm a 0,5 μm circa), i diametri delle particelle sono rappresentati in scala logaritmica.

I terreni considerati nello studio sono stati analizzati tramite la granulometria disgiunta, eccezion fatta per il terreno tipo X. Per questo terreno, essendo prevalentemente costituito da particelle fini (limo e argilla), si è proceduto con l'analisi congiunta, cioè è stata effettuata l'analisi granulometrica per sedimentazione su un campione di terreno non vagliato al setaccio n° 200. Successivamente, il campione è stato setacciato per evidenziare la presenza di particelle grossolane.

➤ *Analisi granulometrica per setacciatura*

Dai quattro tipi di terreno (VI, VII, VIII e IX) sono stati prelevati dei campioni rappresentativi in base alla dimensione massima delle particelle (cfr. **Tabella 3.15**). I campioni sono stati essiccati in forno a 110°C, pesati e disposti in delle bacinelle con una soluzione di acqua ossigenata (H_2O_2 20 volumi) per favorire l'eliminazione della parte organica e la separazione delle particelle fini da quelle grossolane. Dopo un periodo di tempo necessario alla separazione delle particelle, i campioni sono stati vagliati attraverso il setaccio n° 200 separandoli così, in parte trattenuta e passante. Il materiale passante è stato fatto sedimentare ed essiccato in forno per poi essere utilizzato nell'analisi granulometrica della parte a grana fina, come illustrato in seguito, e nella determinazione del peso specifico dei grani (cfr. §3.3.4.3). L'analisi per setacciatura è stata, quindi, effettuata sul materiale trattenuto dopo l'essiccazione in forno a 110°C e la pesatura.

Componendo la serie di setacci (con l'apertura delle maglie decrescente dall'alto verso il basso) è stato possibile vagliare il materiale e valutare le frazioni trattenute ai singoli setacci (**Figura 3.34-a, b e c**). Dopo la vagliatura è importante verificare che la somma dei pesi trattenuti ai singoli setacci e quello del passante all'ultimo setaccio, trattenuto nel contenitore di fondo, sia pari al peso determinato precedentemente; una perdita superiore al 2% è considerata eccessiva e la prova dovrebbe essere ripetuta.

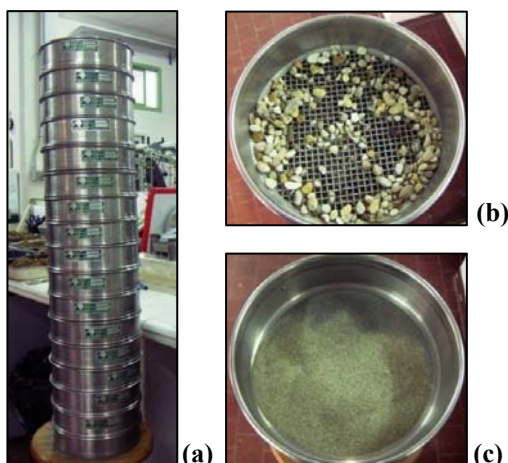


Figura 3.34 – Setacciatura: (a) serie di setacci; (b) setacci con differenti aperture.

Nel corso della prova sono stati determinati:

- m_1 = peso totale del campione essiccato;
- m_2 = peso della frazione trattenuta al setaccio n° 200;
- m_3 = peso della frazione passante al setaccio n° 200.

La percentuale parziale trattenuta a ciascun setaccio è stata calcolata con la seguente espressione:

$$\frac{\text{peso trattenuto al singolo setaccio}}{m_1} \cdot 100$$

Per la presentazione della curva granulometrica, è stata calcolata la somma delle percentuali trattenute ai vari setacci a cui sono stati successivamente aggiunti i valori delle percentuali relative al passante, determinate tramite il metodo del densimetro (come illustrato successivamente).

La determinazione di m_2 e m_3 ha solo significato di controllo della buona conduzione della prova.

➤ **Analisi granulometrica della frazione a grana fina tramite il metodo del densimetro**

La prova permette di determinare la distribuzione granulometrica del terreno le cui particelle presentano un diametro inferiore a 0,075 mm. Le dimensioni dei grani vengono determinate indirettamente, misurandone il tempo di sedimentazione all'interno di un cilindro, contenente una dispersione delle particelle stesse in acqua distillata.

Per il calcolo del diametro del singolo granulo si fa riferimento alla legge di Stokes (1880), la quale permette di determinare il diametro di una sfera (alla quale viene quindi

approssimata ogni particella) avente peso specifico noto, della quale sia conosciuta la velocità di caduta V (in cm/s), all'interno di un liquido di peso specifico e viscosità noti:

$$D = \sqrt{\frac{1800 \cdot \eta_L}{\gamma_s - \gamma_L} \cdot V}$$

dove:

- D = diametro della sfera [mm];
- η_L = viscosità dinamica del fluido [g·s/cm²];
- γ_s = peso specifico della particella [g/cm³];
- γ_L = densità del liquido [g/cm³].

La prova consiste dunque nel misurare la velocità di caduta delle particelle, vale a dire il tempo che la singola particella impiega per percorrere una determinata distanza. Le letture di tale distanza vengono effettuate mediante un *densimetro* (**Figura 3.35**) che viene introdotto nel cilindro contenente le particelle in esame.

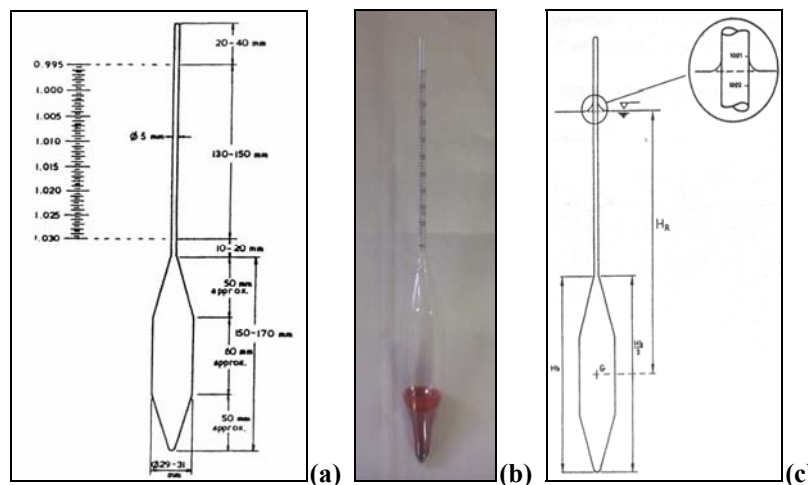


Figura 3.35 – (a) Densimetro scala 995÷1030, tipo 151H ASTM; (b) Densimetro scala 995÷1035, tipo 151H-62 ASTM; (c) definizione distanza percorsa dalle particelle e particolare su posizione menisco.

Il densimetro è costituito da uno stelo e da un bulbo di vetro a sezione circolare, perfettamente assialsimmetrico, in modo da poter galleggiare sempre in posizione verticale, per qualsiasi posizione del baricentro rispetto al pelo libero.

La lettura effettuata allo stelo del densimetro non corrisponde esattamente al pelo libero della superficie dell'acqua all'interno del cilindro, ma alla posizione del menisco; poiché in fase di prova, a causa della presenza del fango, la lettura deve essere effettuata necessariamente in corrispondenza del menisco, occorre determinare un termine correttivo,

indicato con C_M , per trasformare la lettura al menisco R in lettura al pelo libero R' : $R' = R + C_M$.

Il densimetro va opportunamente tarato; tale operazione preliminare ha la funzione di determinare le caratteristiche geometriche del densimetro (volume e altezza del bulbo, sezione del cilindro di sedimentazione, letture allo stelo del densimetro), in modo da stabilire la correlazione tra la lettura effettuata sulla scala graduata in corrispondenza del pelo libero dell'acqua e la distanza percorsa dalle particelle di terreno dalla superficie dell'acqua al baricentro del densimetro stesso.

Dalle tarature effettuate sono note:

V_B = volume del bulbo;

H_B = altezza del bulbo;

S_C = sezione del cilindro di sedimentazione;

H_1 = distanza dalla singola lettura alla base dello stelo;

R = lettura al densimetro.

La distanza calcolata dalla lettura R , corrispondente al tratto compreso tra il pelo libero della miscela acqua-terreno e il baricentro del densimetro, è data dalla seguente espressione:

$$H_R = H_1 + \frac{1}{2} \cdot \left(H_B - \frac{V_B}{S_C} \right)$$

dove:

- H_R = distanza percorsa dalle particelle di terreno nel corso della fase di sedimentazione;
- V_B/S_C termine correttivo che tiene conto del fatto che, introducendo il densimetro nel cilindro, il pelo libero dell'acqua si solleva di una quantità pari a V_B/S_C .

Bisogna in seguito diagrammare H_R in funzione di R , in modo da ottenere un'espressione numerica $H_R = f(R)$:

$$H_R = a + b \cdot R$$

La correlazione che si ottiene è infatti rappresentata da una retta, caratterizzata dai parametri a e b .

Il densimetro utilizzato è tarato in modo tale che la lettura in acqua distillata sia pari a $1,000 \text{ g/cm}^3$ alla temperatura di 20°C ; occorre pertanto determinare appropriati coefficienti correttivi del dispersivo e della temperatura, in modo che le letture di densità effettuate

vengano riferite alla soluzione di acqua distillata e terreno, alla temperatura di 20°C. Infatti, in realtà, la sedimentazione avviene in una soluzione di acqua distillata ed esametafosfato di sodio avente la funzione di antiflocculante, per evitare le aggregazioni delle singole particelle di argilla, per effetto delle cariche elettriche superficiali, che porterebbero ad un'immediata sedimentazione con una valutazione errata della loro dimensione. Inoltre, la prova può essere effettuata in bagno termostatico a temperature diverse da 20°C.

L'analisi per sedimentazione della parte a grana fina è stata effettuata per tutti i tipi di terreno impiegati nello studio. Per il terreno X, inoltre, si è proceduto alla vagliatura al setaccio n° 200 del materiale impiegato nell'analisi. Il materiale trattenuto, però, è risultato essere lo 0,32% rispetto alla quantità totale del campione, quindi si è assunto che il terreno fosse costituito solo da limo e argilla.

L'analisi per sedimentazione viene effettuata su un campione di 50 g prelevato dal materiale passante al setaccio n° 200 precedentemente essiccato in forno a 110°C. Il campione è stato introdotto all'interno di un cilindro graduato insieme a 125 ml di soluzione di esametafosfato di sodio, preparato miscelando 20 g del composto in 500 ml di acqua distillata. Il materiale è stato lasciato saturare per almeno 16 ore in modo tale da disperdere le particelle di argilla. Successivamente, si è portato a volume il cilindro fino a 1000 cm³ aggiungendo acqua distillata. I cilindri, uno per ogni tipo di terreno, sono stati trasferiti nel bagno termostatico, insieme ad un ulteriore cilindro contenente 100 ml di soluzione di esametafosfato di sodio e 900 ml di acqua distillata, nel quale sono state effettuate le letture per la correzione del disperdente (**Figura 3.36**).

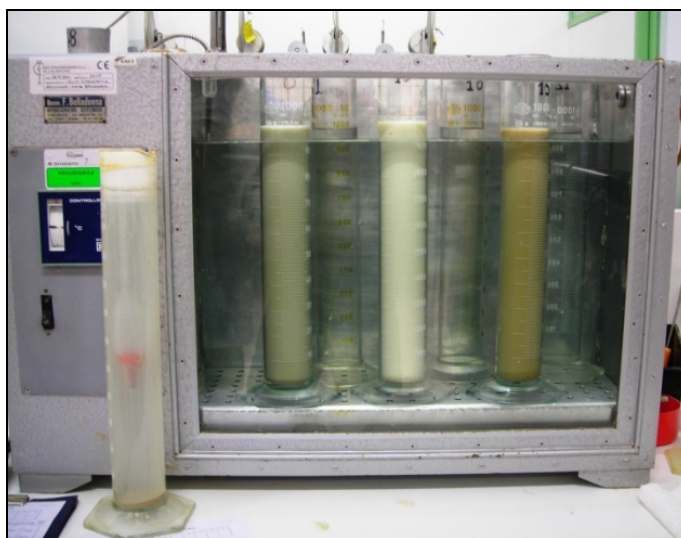


Figura 3.36 – Bagno termostatico contenente tre cilindri graduati.

Terminata la fase di preparazione dei cilindri e, dopo aver atteso un tempo sufficiente alla creazione di una temperatura uniforme tra l'interno dei cilindri ed il bagno termostatico, il materiale è stato agitato in modo da creare una turbolenza sufficiente a riportare le particelle in sospensione. Dopo la fase di agitazione, si è proceduto alla lettura, tramite il densimetro, della densità in ogni cilindro in determinati intervalli di tempo: 0, 30, 60, 330, 990, 4500, 7200, 18000, 86400 s dopo l'inizio della dispersione manuale. La lettura nel cilindro contenente il disperdente è stata effettuata a 0, 5 e 24 h dalla partenza della prova.

Il densimetro deve essere inserito 15-20 s prima di ciascuna lettura, controllando che lo stelo sia sempre pulito in modo che a contatto con la miscela dia origine a un menisco chiaramente visibile (**Figura 3.37-a e b**).

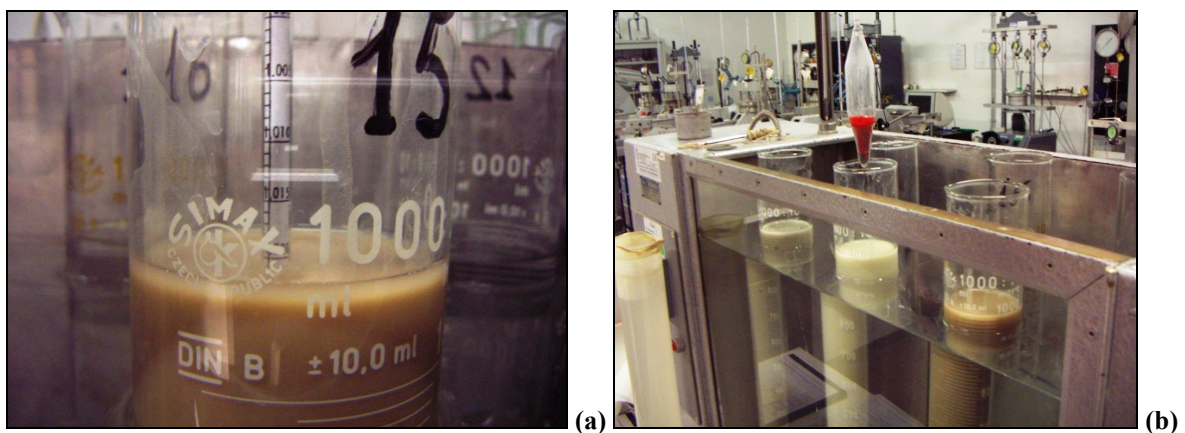


Figura 3.37 – Lettura della densità.

Nel corso della prova sono stati misurati:

- R = lettura di densità effettuata in corrispondenza del menisco;
- δ_t = intervallo di tempo, espresso in min, misurato a partire dall'inizio della fase di sedimentazione;
- T = temperatura in °C relativa all'istante di misura della densità.

Dalle tarature sono note:

- C_M = correzione del menisco;
- C_D = correzione del disperdente;
- C_T = correzione della temperatura, espressa da una legge lineare funzione di T ;
- H_R = percorso di sedimentazione delle particelle, espresso in cm, funzione lineare della lettura R' .

Il calcolo del diametro (mm) è stato effettuato adottando la legge di Stokes espressa come segue:

$$D = \sqrt{\frac{1800 \cdot \eta_L}{\gamma_S - \gamma_L}} \cdot \sqrt{\frac{H_R}{\delta_t \cdot 60}}$$

dove:

- $\eta_L = \frac{1,81 \cdot 10^{-5}}{1 + 0,34T + 0,00022T^2} \left[g \cdot \frac{s}{cm^2} \right]$ (Poiseuille, 1840);
- γ_S = peso specifico delle particelle di terreno [g/cm^3];
- γ_L = densità dell'acqua distillata [g/cm^3].
- δ_t = tempo [min] misurato a partire dall'inizio della prova, corrispondente alla lettura H_R .

La percentuale di terreno avente diametro inferiore al valore D (vale a dire la percentuale di particelle passanti all'ideale setaccio di apertura pari al diametro calcolato D) è data dalla seguente espressione:

$$\% = (R + C_M + C_D + C_T) \cdot \frac{100}{P_S} \cdot \frac{\gamma_S}{\gamma_S - \gamma_L}$$

dove P_S è il peso secco del materiale utilizzato nella prova (50 g).

La percentuale così determinata è stata, poi, moltiplicata per la frazione che in fase di setacciatura è risultata passante al setaccio n° 200.

Di seguito sono riportate le percentuali di ghiaia, sabbia, limo e argilla (**Tabella 3.17**) insieme alle curve granulometriche ottenute attraverso l'analisi per setacciatura e tramite sedimentazione relative alle cinque tipologie di terreno trattate (**Figura 3.38**).

Tabella 3.17 – Percentuali granulometriche dei terreni analizzati.

Terreno	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
VI	18	24	34	24
VII	27	38	12	23
VIII	22	40	20	18
IX	33	40	14	13
X	/	/	64	36

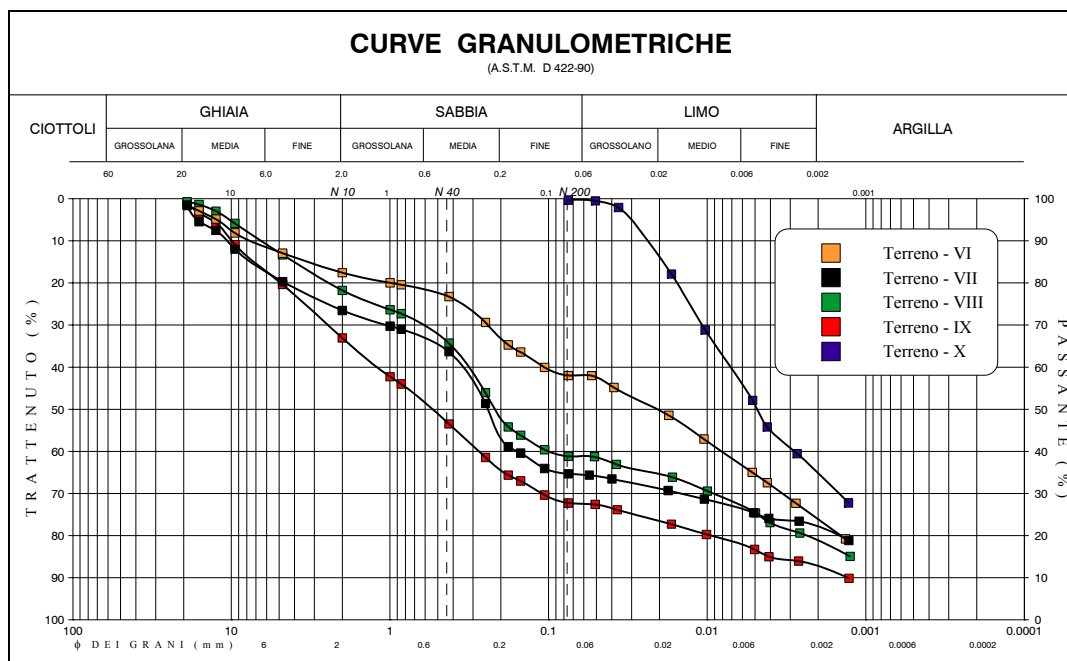


Figura 3.38 – Curve granulometriche relative ai 5 terreni analizzati.

La classificazione dei terreni è invece illustrata nel §3.3.4.4.

3.3.4.2 Determinazione dei limiti di Atterberg

L’analisi granulometrica permette di ottenere valutazioni quantitative per quanto riguarda le dimensioni delle particelle componenti un terreno, ma non dà alcuna informazione sulle caratteristiche dei minerali argillosi che nel caso dei materiali coesivi rivestono una importanza rilevante e ne influenzano il comportamento fisico-meccanico.

➤ Limite liquido

La definizione del limite liquido viene formulata nei seguenti termini:
 contenuto d’acqua per il quale un campione posto in una coppa di ottone di dimensioni normalizzate (apparecchio di Casagrande), suddiviso in due parti da un apposito utensile solcatore e fatto rimbalzare da un’altezza costante di 10 mm per 25 volte, determina la chiusura del solco per una lunghezza di 13 mm.

È stato dimostrato che mettendo in diagramma il contenuto d’acqua, espresso in scala aritmetica, in funzione del numero dei colpi, espresso in scala logaritmica, si può assumere una relazione lineare (per un numero di colpi compreso all’incirca tra 15 e 35). La prova si effettua pertanto sottoponendo il campione ad un contenuto d’acqua variabile e determinando, per diverse condizioni di umidità, il corrispondente numero di colpi. Tracciando una retta di

regressione lineare che intercetti i punti ottenuti dalla prova si estrapola il contenuto d'acqua corrispondente a 25 colpi. Tale valore espresso in percentuale e arrotondato all'unità rappresenta il limite liquido.

Le caratteristiche geometriche dell'apparecchio di Casagrande e dell'utensile solcatore e il diagramma tipo per la determinazione del limite liquido sono illustrate di seguito (**Figura 3.39** e **Figura 3.40**).

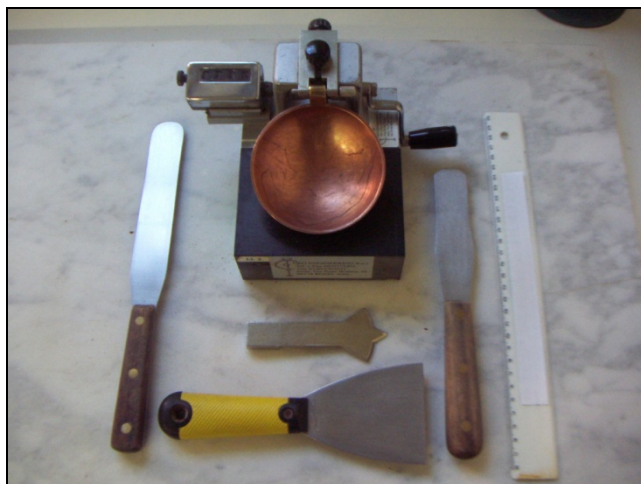


Figura 3.39 – Cucchiaino di Casagrande, utensile solcatore e set di spatole.

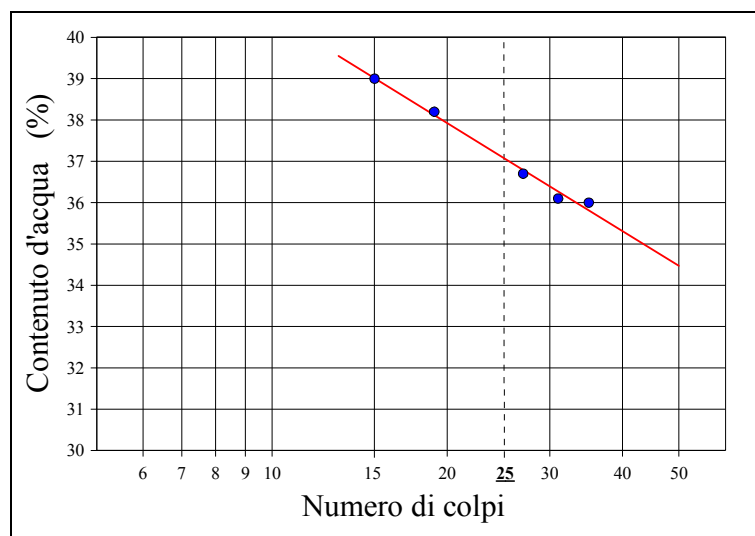


Figura 3.40 – Diagramma tipo per la determinazione del limite liquido.

La norme ASTM D 4318 specificano in maniera dettagliata le caratteristiche geometriche del cucchiaino di Casagrande e dell'attrezzo formatore per l'esecuzione del solco, il cui profilo è stato studiato sia per definire la sezione del solco sia per controllare lo spessore del campione di materiale sistemato nella coppa.

Per ogni tipologia di terreno si è prelevato un campione rappresentativo che è stato disposto in una bacinella con una soluzione di acqua ossigenata (H_2O_2 20 volumi) per favorire la separazione delle particelle fini da quelle grossolane, come per l'analisi granulometrica (cfr. §3.3.4.1). Dall'intero campione è stata prelevata una quantità sufficientemente rappresentativa, tale da ottenere circa 250 g di materiale passante al setaccio n° 40. Dopo la vagliatura, il materiale passante è stato lasciato depositare in modo da facilitare l'eliminazione dell'acqua superflua; si è ridotto quindi il contenuto d'acqua del materiale favorendo l'evaporazione all'aria. Il terreno, al raggiungimento delle condizioni di umidità prossime al limite liquido, è stato prelevato e rimescolato continuamente tramite una spatola apposita fino a conseguire una massa uniforme. In seguito, è stata sistemata e spalmata nella coppa una piccola quantità di materiale, mantenendo la spatola orizzontale a contatto con il bordo superiore della coppa nel punto più basso, fino ad ottenere una superficie piana pressoché liscia e priva di bolle d'aria. Successivamente attraverso l'utensile solcatore si è eseguito un solco verticale continuo all'interno del materiale, dall'alto verso il basso, fino a raggiungere il bordo della coppa nel suo punto più basso (**Figura 3.41-a**). Il solco, infine, è stato chiuso per una lunghezza di 13 mm attraverso la rotazione della manovella (2 giri/s) che permette alla coppa di cadere sulla base da un'altezza di 10 mm (**Figura 3.41-b**). Dopo la chiusura del solco, si è preso nota del numero dei colpi ed è stata prelevata dalla coppa una certa quantità di materiale (30-40 g) ed effettuata la pesata.

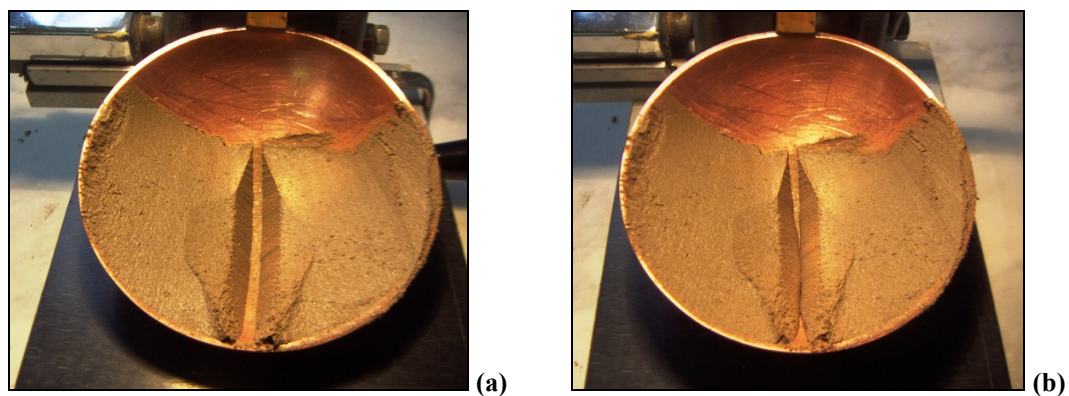


Figura 3.41 – Determinazione del limite liquido: (a) solco aperto; (b) solco chiuso.

In base al numero di colpi ottenuti in precedenza (superiore o inferiore a 25) si decide se aggiungere acqua distillata o lasciare ad asciugare il materiale, per ripetere la prova con un diverso contenuto d'acqua. Si ripete quindi la procedura precedente dopo aver lavato accuratamente (e asciugato) la coppa, l'utensile solcatore e le spatole.

Dopo avere effettuato almeno tre prove, con un numero di colpi compreso tra 15 e 35, i contenitori con il materiale prelevato dalla coppa durante la prova, sono stati sistemati in forno per 12 ore e successivamente pesati, in modo da calcolare il contenuto d'acqua.

Per i materiali più sabbiosi può accadere che il campione contenuto nella coppa tenda a scivolare per effetto dei colpi. In questi casi l'uso di una coppella a fondo ruvido e di un apposito utensile solcatore (**Figura 3.42**), prevista da alcune norme, dovrebbe impedire questo tipo di comportamento. La coppella ruvida è stata utilizzata, per esempio, nella determinazione del limite liquido del terreno IX. In altri casi, se si osserva che per qualsiasi contenuto d'acqua il numero dei colpi risulta sempre inferiore a 25, il materiale va definito come non plastico e il limite non è determinabile (ND).

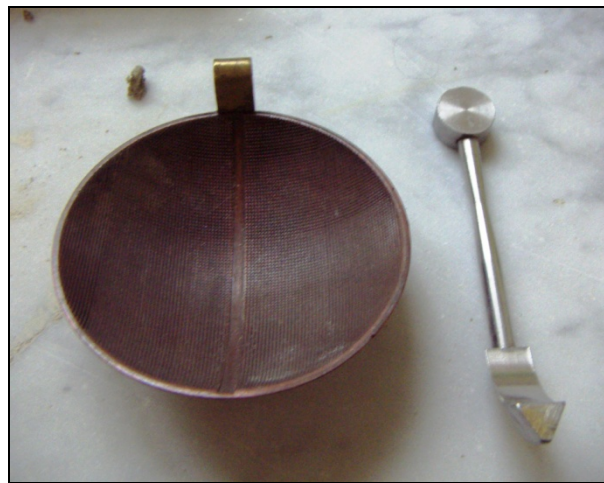


Figura 3.42– Coppella ruvida e utensile solcatore.

Da ogni campione prelevato nel corso della prova è stato possibile determinare il contenuto d'acqua attraverso la seguente relazione:

$$w = \frac{(P_U + P_T) - (P_S + P_T)}{(P_S + P_T) - P_T}$$

dove:

- P_U = peso del campione umido;
- P_S = peso del campione secco;
- P_T = peso della tara del contenitore.

➤ Limite plastico

Per la determinazione del limite plastico si è proceduto in maniera analoga a quanto descritto al §3.2.3.1.

➤ Risultati

Una volta valutati il limite liquido e il limite plastico è stato determinato l'indice di plasticità, definito come: $I_p = w_L - w_p$. I risultati ottenuti per ciascun tipo di terreno sono sinteticamente riportati nella **Tabella 3.18** i risultati ottenuti per i terreni oggetto di studio.

Tabella 3.18 – Limiti di Atterberg e Indice di plasticità per i terreni analizzati.

Terreno	Limite liquido (%)	Limite plastico (%)	Indice di plasticità
VI	37	19	18
VII	37	16	21
VIII	49	21	28
IX	14	ND	ND
X	38	19	19

3.3.4.3 Determinazione del peso specifico dei grani

Il peso specifico di un terreno può essere definito come il valore medio del peso unitario delle particelle granulari che lo compongono. La sua determinazione permette di calcolare le seguenti grandezze caratteristiche:

porosità	$n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$
indice dei vuoti	$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$
grado di saturazione	$S = \frac{\gamma_s \cdot \gamma_d}{\gamma_s - \gamma_d} \cdot W$

dove:

- γ_d = peso di volume unitario del terreno essiccato [g/cm^3];
- γ_s = peso specifico delle particelle granulari [g/cm^3];
- W = contenuto d'acqua del terreno [%].

Il peso specifico dei grani interviene inoltre nelle formule utilizzate per la definizione della curva granulometrica mediante sedimentazione (cfr. §3.3.4.1).

In generale, il peso specifico di qualsiasi sostanza è definito come il peso unitario del materiale stesso riferito alla densità dell'acqua alla temperatura di 4°C:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_{mat}}{\gamma_w a 4^\circ C}$$

Considerando quindi due volumi, rispettivamente di acqua distillata e di particelle solide, uguali a V_0 , si ha:

$$\gamma_s = \frac{\frac{P_s}{V_0}}{\frac{P_w}{V_0}} = \frac{P_s}{P_w}$$

dove:

- P_s = peso delle particelle solide;
- P_w = peso dell'acqua a 4°C.

Il volume di una certa quantità di granuli di terreno (di peso noto) può essere ottenuto adottando una procedura basata sul principio di Archimede. Si ottiene il volume delle particelle come differenza tra due pesate: delle particelle essiccate e delle particelle saturate e immerse in acqua (pesata idrostatica).

Come si è osservato, il peso specifico viene riferito alla densità dell'acqua a 4°C. In effetti, tenendo conto che nel caso dei terreni le temperature di prova sono molto più elevate, le normative consentono di fare riferimento alla densità dell'acqua alla temperatura di 20°C, commettendo un errore inferiore allo 0,3%, che può essere trascurato.

La determinazione del peso specifico è stata effettuata sulla frazione a grana fina, passante al setaccio n° 200, ed è stata condotta in conformità alle norme ASTM D 854.

L'attrezzatura necessaria consiste in un set di picnometri tarati, comprensivi di tappo in vetro smerigliato, della capacità di 100 cm³. Ogni tappo è dotato di foro centrale per favorire l'espulsione dell'aria e dell'acqua in eccesso.

Per ogni tipologia di terreno è stato ricavato il peso specifico dei grani utilizzando due determinazioni per poi ottenere il valore di riferimento tramite media con una deviazione standard minore di 0,021.

Dopo aver essiccato in forno per 24 ore alla temperatura di 110°C il campione passante al setaccio n° 200, sono stati prelevati due campioni da 15 g ognuno. Sono stati

successivamente pesati i picnometri, insieme ai tappi, sia vuoti che con il campione (**Figura 3.43-a**).

In seguito, è stata introdotta nei picnometri una certa quantità di acqua distillata e disareata necessaria a sciogliere il campione che è stato poi lasciato saturare per almeno 12 ore. La seconda parte della prova prevede il riempimento del picnometro con acqua distillata fino quasi all'orlo (**Figura 3.43-b**) e la disareazione tramite pompa a vuoto per circa un'ora. Successivamente, i picnometri sono stati fatti riposare fino alla completa deposizione del materiale sul fondo (**Figura 3.43-c**). Il tempo necessario alla sedimentazione varia in funzione del tipo di materiale: per le sabbie sono sufficienti 2-3 ore mentre per le argille sono necessarie 24-48 ore.

Dopo la sedimentazione del materiale, i picnometri sono stati chiusi con l'apposito tappo, asciugando completamente la superficie esterna dall'acqua fuoriuscita; quindi sono stati pesati ed è stata misurata la temperatura dell'acqua tramite l'apposito termometro.

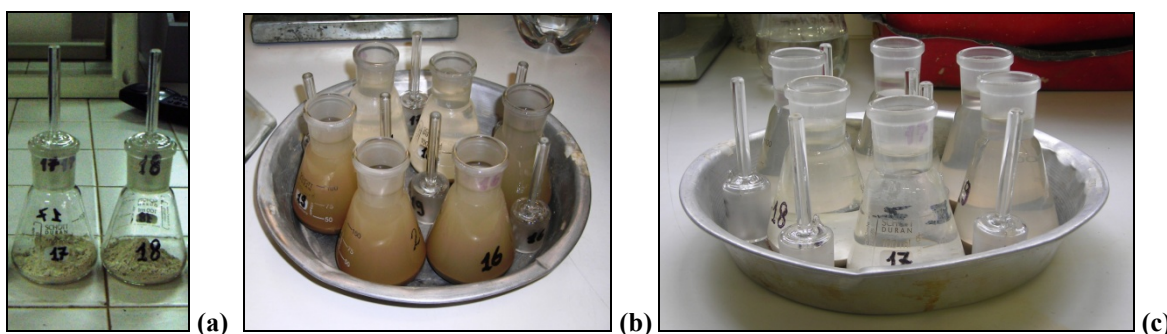


Figura 3.43 – Determinazione del peso specifico dei grani: (a) picnometri con campione di terreno; (b) picnometri con acqua distillata e materiale in sospensione; (c) picnometri con acqua distillata e materiale depositato.

Nel corso della prova sono stati determinati:

- P_1 : peso del picnometro vuoto completo di tappo;
- P_2 : peso del picnometro completo di tappo, contenente il campione secco;
- P_3 : peso del picnometro completo di tappo, pieno di acqua distillata e contenente il campione saturato alla temperatura T ;
- P_4 : peso del picnometro alla temperatura T , completo di tappo e pieno di acqua distillata, ottenuto dalla curva di taratura.

Il peso specifico dei grani, riferito al peso unitario dell'acqua distillata misurata alla temperatura T , è dato da:

$$(\gamma_s)_T = \frac{(P_2 - P_1)}{[P_4 + (P_2 - P_1)] - P_2}$$

Poiché il peso specifico dei grani viene generalmente riferito alla temperatura di 20°C, si ha:

$$\gamma_s = (\gamma_s)_T \cdot K$$

dove K è ottenuto dividendo la densità dell'acqua alla temperatura T per la densità dell'acqua a 20°C.

I risultati ottenuti per le cinque tipologie di terreno sono i seguenti (**Tabella 3.19**).

Tabella 3.19 – Peso specifico per i terreni analizzati.

Terreno	Peso specifico (KN/m³)
VI	25,55
VII	24,89
VIII	26,76
IX	26,52
X	26,56

3.3.4.4 Classificazione

I sistemi di classificazione sono dei metodi standard utilizzati per identificare le caratteristiche generali di un terreno sulla base di informazioni facilmente desumibili dalle prove fisiche. Alcuni sistemi di classificazione si basano pertanto principalmente sulla composizione granulometrica. Ad esempio, la classificazione AGI dell'Associazione Geotecnica Italiana prevede la seguente denominazione relativa ad un terreno con due o più componenti (**Tabella 3.20**):

Tabella 3.20 – Classificazione AGI.

Percentuale del passante in peso	Denominazione
Frazione prevalente	Individua il nome del terreno
25 ÷ 50 %con....
10 ÷ 25 %oso/a
5 ÷ 10 %	Debolmenteoso/a
< 5 %	Si trascura

Secondo la classificazione AGI e in base alle percentuali caratteristiche ricavate tramite le analisi granulometriche i terreni analizzati sono stati così denominati (**Tabella 3.21**):

Tabella 3.21 – Classificazione dei terreni analizzati (secondo AGI).

Terreno	Denominazione
VI	limo argilloso sabbioso ghiaioso
VII	sabbia con ghiaia argillosa limosa
VIII	sabbia ghiaiosa limosa argillosa
IX	sabbia con ghiaia limosa argillosa
X	limo con argilla

Una classificazione basata esclusivamente sulla granulometria può talvolta essere sufficiente per i terreni grossolani con percentuale di materiale a grana fina inferiore al 10-15%, quali sabbie e ghiaie pulite. Per i terreni costituiti da un'elevata percentuale di limo ed argilla, assume invece notevole importanza la presenza di minerali argillosi che, come è noto, ne influenzano le caratteristiche fisiche e meccaniche. Per questo motivo, altri sistemi si avvalgono, per la classificazione del materiale a grana fina, delle caratteristiche di plasticità. Queste caratteristiche possono essere desunte da alcuni indici legati ai limiti di consistenza.

L'indice di plasticità ad esempio indica il campo di contenuto d'acqua all'interno del quale il terreno è allo stato plastico. I limiti di Atterberg, e quindi l'indice di plasticità, dipendono dalla percentuale di argilla che, granulometricamente, corrisponde alla percentuale di materiale inferiore ai 2 μm . Da questo punto di vista si fa riferimento al coefficiente di attività:

$$A = \frac{I_P}{\% < 2 \mu\text{m}}$$

in base al quale le terre possono essere così divise:

- terre inattive $A < 0,75$;
- terre mediamente attive $0,75 < A < 1,25$;
- terre attive $A > 1,25$.

Il sistema di classificazione USCS (Unified Soil Classification System), sviluppato da Casagrande e adottato negli Stati Uniti, oltre ad essere anche riportato in Italia nella Raccomandazioni AGI, prevede la suddivisione delle terre a grana grossa in base alla granulometria e delle terre a grana fina in base alle caratteristiche di plasticità. In questo sistema, si hanno terre a grana fina quando la percentuale di passante al setaccio n° 200 è superiore al 50%. Le terre a grana fina vengono a loro volta suddivise in funzione del limite di liquidità e dell'indice di plasticità. Per questo scopo è stata adottata la carta di plasticità di Casagrande, un diagramma in cui viene collocato il punto rappresentativo del terreno (in

ascissa il limite di liquidità e in ordinata l'indice di plasticità). In base all'area in cui ricade il punto si possono avere: limi (*M*) quando il punto rappresentativo ricade sotto la linea A o argille (*C*) se il punto ricade sopra. Si hanno terre organiche (*O*) quando il rapporto tra il limite di liquidità eseguito sul terreno essiccato in forno ed il limite di liquidità sul terreno naturale è minore di 0,75. Con il limite di liquidità inferiore al 50% si hanno terre a bassa plasticità (*L*), se è superiore si hanno terre ad alta plasticità (*H*). La linea *U* costituisce il limite superiore del limite di liquidità e dell'indice di plasticità; vicino a questa linea ricadono argille molto attive come la bentonite.

I terreni analizzati che sono caratterizzati da una percentuale di materiale a grana fina (passante al setaccio n° 200) superiore al 50%, sono il terreno VI e X. Di seguito vengono riportati i valori degli indici necessari alla classificazione dei due tipi di suolo (**Tabella 3.22**) e la carta di plasticità (**Figura 3.44**).

Tabella 3.22 – Limite di liquidità, indice di plasticità e coefficiente di attività per i terreni VI e X.

Terreno	w_L [%]	I_p [%]	A
VI	37	18	0,75
X	38	19	0,53

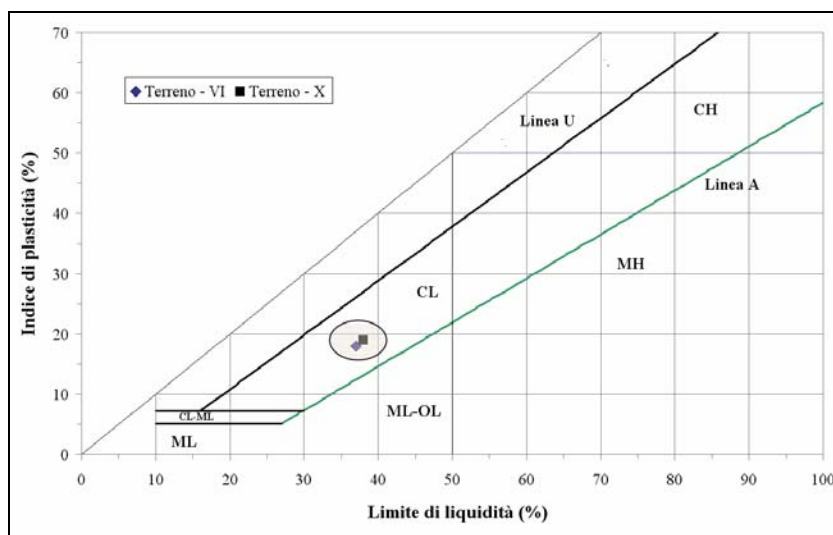


Figura 3.44 – Carta di plasticità relativa ai terreni VI e X.

Dai dati riportati si può ricavare che la parte fine dei terreni VI e X è classificata come argilla a bassa plasticità mediamente attiva (per il terreno VI) e inattiva (per il terreno X).

3.3.5 Preparazione dei provini

Anche in questo caso sono stati realizzati provini cilindrici di 50 mm di diametro e 100 mm di altezza in accordo con quanto adottato dalla maggior parte dei laboratori a livello internazionale anche con lo scopo di confrontare in maniera diretta i risultati ottenuti.

Il confezionamento dei provini può essere suddiviso in alcune fasi che verranno descritte successivamente.

3.3.5.1 Preparazione degli stampi

Gli stampi adottati sono dei cilindri in PVC di diametro interno pari a 50 mm ed altezza 100 mm (**Figura 3.45 a e b**). Per facilitare l'estrazione del provino e limitare quanto più possibile il disturbo dello stesso, è stato eseguito un taglio longitudinale sullo stampo, successivamente sigillato tramite nastro isolante o teflon. Un'estremità dello stampo è stata sigillata con tappi di plastica, nastro isolante e silicone. Le fasi di preparazione degli stampi sono molto importanti e devono essere effettuate nella maniera quanto più meticolosa possibile dal momento che eventuali perdite d'acqua possono portare a misure falsate del contenuto d'acqua dei provini. Ultimata la preparazione dei provini, assegnando un'etichetta contenente data della miscelazione, sigla della miscela e numero identificativo del provino, si è proceduto ad ingrassare le pareti interne dello stampo tramite del grasso spray (disossidante secco DS-010 E) per evitare che la miscela, soprattutto se caratterizzata da un basso contenuto d'acqua, aderisca allo stampo durante l'estrazione del provino (**Figura 3.45-c**).

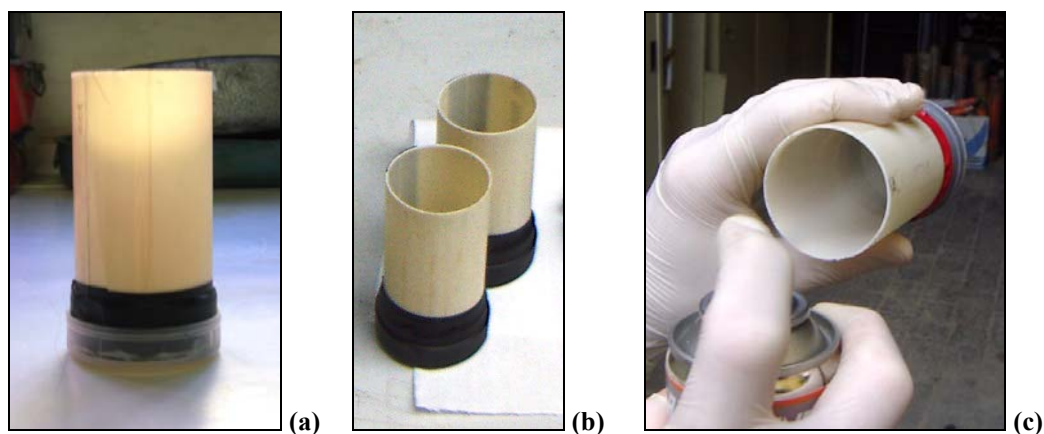


Figura 3.45 – Attrezzatura per la miscelazione: (a, b) stampi; (c) grasso spray.

3.3.5.2 Preparazione dei contenitori per la maturazione

La preparazione dei contenitori per lo stoccaggio e la maturazione dei provini è avvenuta in maniera sostanzialmente analoga a quanto già descritto nel §3.2.4.2.

3.3.5.3 Preparazione dei materiali da utilizzare

Come primo passo, analogamente a quanto precedentemente visto sono state calcolate le esatte quantità di terreno, legante ed acqua necessarie alla miscelazione.

➤ **Quantità di terreno**

Per determinare la quantità di terreno necessaria si fa riferimento al peso dell'unità di volume. Il peso di volume asciutto è dato da:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + w_n}$$

dove:

- γ_b = peso dell'unità di volume del terreno [kN/m³];
- w_n = contenuto d'acqua naturale.

Nel caso in cui le precedenti informazioni non siano note, si può porre per il peso di volume del terreno asciutto il valore di 16 kN/m³, dal momento che il terreno viene destrutturato durante il processo di miscelazione.

La quantità di terreno asciutto necessaria è, quindi, ricavabile tramite la seguente equazione:

$$W_s = \gamma_d \cdot V \cdot N \cdot \eta$$

dove:

- γ_d = peso di volume del terreno asciutto [kN/m³];
- V = volume del provino [m³];
- N = numero dei provini da miscelare;
- η = coefficiente di sicurezza maggiore di 1 che tiene conto delle eventuali perdite di materiale durante la preparazione.

➤ **Quantità di legante**

Il contenuto di legante (A_W in %) è definito come il rapporto tra i pesi asciutti del legante e del terreno, mentre il dosaggio di legante (α in kg/m³) è definito come il peso asciutto di legante richiesto per stabilizzare 1 m³ di terreno in sito. La relazione tra i due parametri è la seguente:

$$\alpha = \frac{a_W \cdot \gamma_b}{100 \cdot (1 + w_n)}$$

dove:

- a_w = contenuto di legante [%];
- γ_b = peso dell'unità di volume del terreno [kN/m^3];
- w_n = contenuto naturale d'acqua.

La quantità di legante necessaria è data da:

$$W_b = a_w \cdot W_s$$

dove:

- a_w = contenuto di legante [%];
- W_s = quantità di terreno asciutto.

➤ **Contenuto d'acqua**

Il contenuto totale d'acqua del provino è dato dalla somma della quantità presente nel terreno (ricavabile dal contenuto naturale d'acqua) e di quella presente nella miscela (ricavabile dal rapporto acqua/cemento).

$$C_w = W_w + W_{slurry}$$

dove:

- W_w = quantità d'acqua presente nel terreno;
- W_{slurry} = quantità d'acqua presente nella miscela.

A loro volta, queste componenti possono essere ricavate come segue:

$$W_w = w_n \cdot W_s$$

$$W_{slurry} = \frac{W}{C} \cdot W_b$$

dove:

- w_n = contenuto naturale d'acqua;
- W_s = quantità di terreno asciutto;
- W/C = rapporto acqua/cemento (fissato = 1);
- W_b = quantità di legante.

3.3.5.4 Preparazione del terreno

Il campione di terreno necessario è stato vagliato al setaccio n° 3/8" ASTM (apertura delle maglie: 9,51 mm) e successivamente essiccato in forno a 110°C. In seguito, viene pesata, nella scodella del mixer, la quantità necessaria alla preparazione del numero prefissato di provini, come precedentemente descritto.

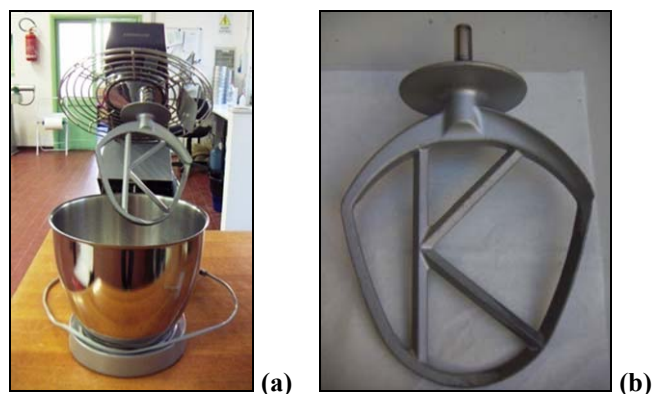


Figura 3.46 – Attrezzatura per la miscelazione: (a) mixer Kenwood KM400 Chef Classic 750W, dotato di scodella di miscelazione da 4,6 dm³; (b) dettaglio dell'utensile miscelatore.

Il terreno asciutto è stato in generale miscelato con la quantità necessaria d'acqua per raggiungere il contenuto naturale presente in sito.

Per il terreno VIII non è stato fissato un contenuto d'acqua ma la percentuale è stata variata per stimarne l'effetto sulle proprietà del terreno trattato (le prove di permeabilità sul terreno VIII sono state effettuate per un valore di C_W/w_L pari a 1,04); allo stesso modo, per il terreno VII il contenuto d'acqua definito in tabella vale solo per i provini realizzati per la valutazione dell'effetto del contenuto di cemento e del tempo di maturazione.

La fase di miscelazione del terreno con l'acqua è molto importante perché è necessario ottenere un sistema omogeneo. Perciò, il tempo e l'energia di miscelazione (regolata in funzione dei giri al minuto [rpm] dell'utensile) variano in base alle caratteristiche del terreno da trattare. Ad esempio, il terreno X (argilla pliocenica) è stato sottoposto ad un tempo e un'energia di miscelazione maggiori rispetto al terreno IX (sabbie e ghiaie).

3.3.5.5 Preparazione delle miscele leganti

La miscela cementizia che è stata utilizzata come legante prevede un rapporto acqua/cemento di 1:1 in peso. Per la realizzazione della miscela, il cemento Portland composito tipo II-LL, è stato miscelato manualmente con la necessaria quantità d'acqua in un contenitore circolare, fino al raggiungimento di un composto omogeneo e privo di grumi.

3.3.5.6 Miscelazione terreno-legante

La miscela legante è stata successivamente aggiunta al terreno omogeneizzato (**Figura 3.47-a**) nella scodella del mixer. Il tempo e l'energia della miscelazione sono stati fissati per tutti i provini, in particolare è stata stabilita una velocità di 125 rpm (minima) ed una durata di 10 min, suddivisa in tre intervalli di 3 min e 20 s ciascuno al termine dei quali si è provveduto

a distaccare il materiale non miscelato aderente alle pareti del mixer e ad aggiungerlo al resto del composto per favorire una miscelazione quanto più omogenea possibile (**Figura 3.47-b**).

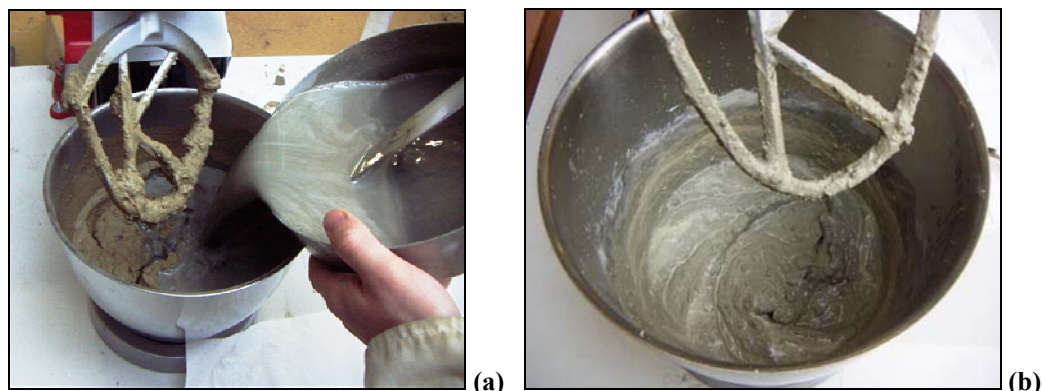


Figura 3.47 – Miscelazione: (a) introduzione della miscela cementizia; (b) terreno miscelato con il legante.

3.3.5.7 Disposizione del terreno trattato all'interno degli stampi

Con la miscela appena confezionata sono stati riempiti gli stampi precedentemente preparati. La procedura di confezionamento prevede la disposizione del materiale nello stampo in tre fasi. In ogni fase il contenitore è stato riempito per un'altezza di circa 3 cm ed è stata eseguita una compattazione dinamica di 30 battute (*rodding*) attraverso un'asta metallica liscia dello spessore di 8 mm (*rod*) che, compenetrando nello strato precedentemente disposto, favorisce l'eliminazione di bolle d'aria per rendere il provino omogeneo (**Figura 3.48–a e b**). Nelle fasi successive alla prima il *rodding* è stato eseguito evitando di compenetrare anche gli strati precedenti. Alla fine del terzo strato, la superficie del provino è stata livellata attraverso un'apposita spatola (**Figura 3.48-c**).

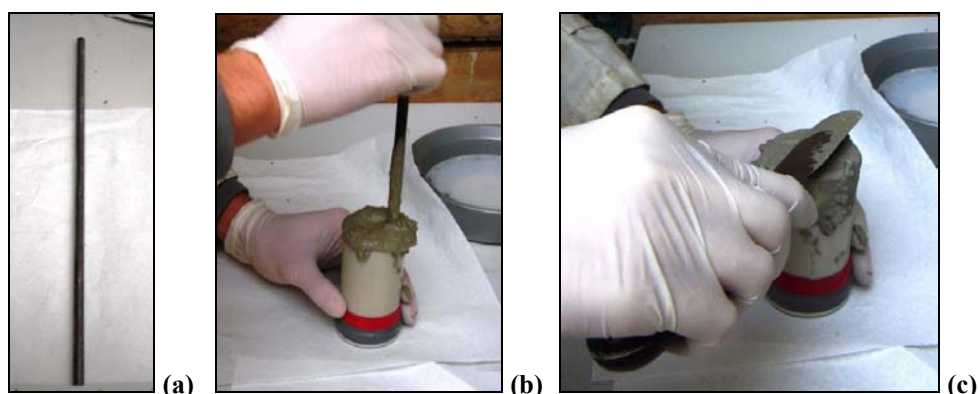


Figura 3.48 – Preparazione dei provini: (a) rod; (b) compattazione tramite *rodding*; (c) livellazione della superficie.

La compattazione del materiale tramite *rodding* può non essere possibile qualora la miscela risulti troppo viscosa, come nel caso di terreni caratterizzati da un basso contenuto d'acqua. In questo caso, il riempimento del contenitore è stato eseguito tramite un regolo rigido metallico delle dimensioni di 24 x 2,5 x 0,2 cm e del peso di 173 g. Inclinando il regolo

di 45° il materiale è stato costipato all'interno dello stampo, favorendo l'espulsione di aria (in maniera analoga alla procedura adottata per riempire il contenitore cilindrico nella prova per la determinazione del limite liquido e della resistenza al taglio non drenata di terreni coesivi con penetrometro svedese, fall cone).

I provini così confezionati sono stati posati in appositi contenitori preposti per la conservazione durante la fase di maturazione (**Figura 3.49**).



Figura 3.49 – Contenitori per la maturazione dei provini.

3.3.5.8 Estrazione dei provini dagli stampi

Dopo un iniziale periodo di maturazione (variabile in base al contenuto d'acqua della miscela dai 3 ai 7 giorni), i provini sono stati estratti dagli stampi (**Figura 3.50-a, b, c e d**) e successivamente riposti negli appositi contenitori per continuare la fase di maturazione (**Figura 3.51**) per il periodo necessario.

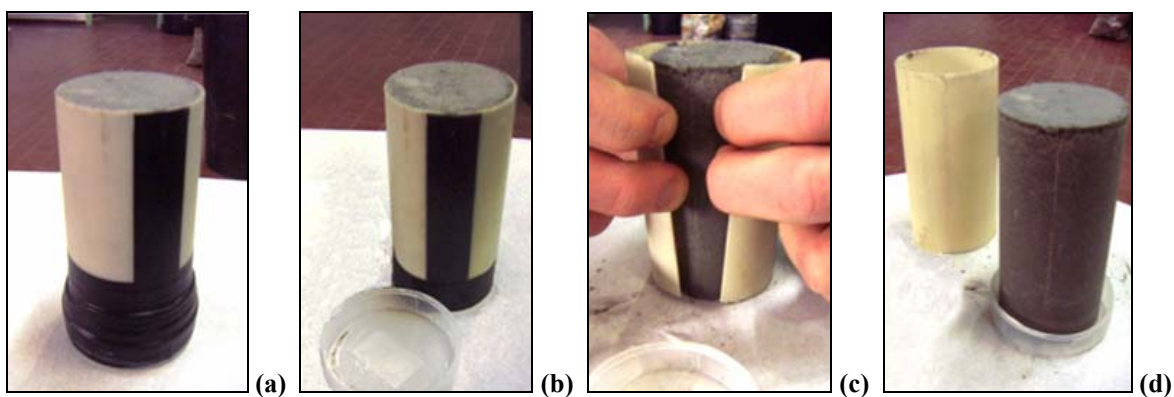


Figura 3.50 – Fasi di estrazione dei provini.



Figura 3.51 – Riposizionamento dei provini nel contenitore per la maturazione.

3.3.6 Esecuzione delle prove

Dopo prefissati tempi di maturazione i provini sono stati, come esposto al §3.2.5, adeguatamente misurati e pesati al fine di pervenire al loro peso nell'unità di volume. I provini sono stati poi sottoposti, previo operazioni di trimming, a prove ELL e di permeabilità. Infine, trattandosi di terreni reali, si è effettuato anche un set di prove di permeabilità in cella edometrica sul terreno X, ovvero il substrato impermeabile di base, in assenza di trattamento.

3.3.6.1 Prove di compressione ad espansione laterale libera

La metodologia di prova è analoga a quella descritta nel §3.2.5.1 ma effettuata con un apparecchiatura leggermente differente.

L'attrezzatura di prova consiste in una pressa dotata di anello dinamometrico e comparatore (**Figura 3.52-a e b**), un comparatore verticale per la misura degli spostamenti e due piastre circolari (una di base ed una di carico) della stessa dimensione del diametro del provino (per evitare il manifestarsi di tensioni di confinamento che possano invalidare la prova).

Nel corso della prova, effettuata con una velocità di deformazione imposta pari a 1,0 mm/min, sono state effettuate le letture manuali del carico e degli spostamenti ogni 10 secondi fino alla rottura del provino. La prova si ritiene conclusa al sopraggiungere di una delle seguenti condizioni:

1. La lettura del carico indicata sull'anello diminuisce in modo evidente.
2. La deformazione supera il 20% dell'altezza iniziale del provino.

Terminata la prova, è stato estratto il provino per analizzare la superficie di rottura (**Figura 3.52-c**).

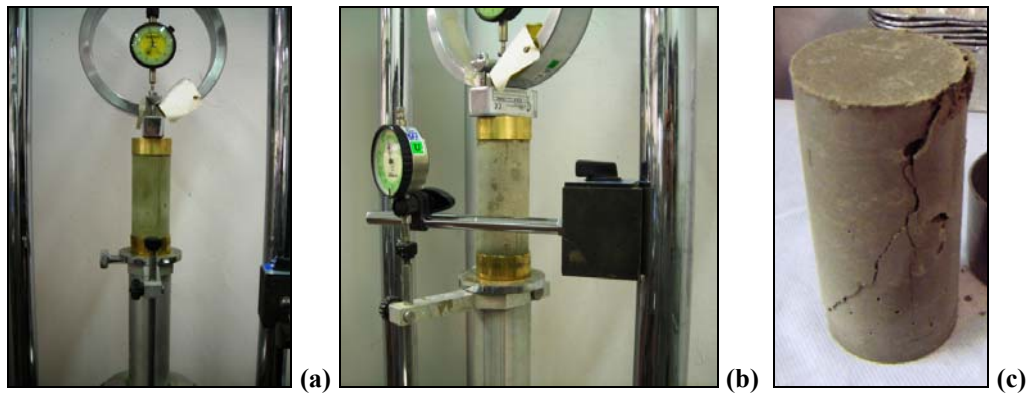


Figura 3.52 – Prova ELL: (a, b) pressa utilizzata; (c) tipica superficie di rottura del provino.

Inoltre, al termine delle prove è stato determinato il contenuto d'acqua del provino prelevando una parte rappresentativa dello stesso e pesandola prima e dopo l'essiccazione in forno a 110°C.

3.3.6.2 Prove di Permeabilità

Le prove di permeabilità sono state effettuate in cella triassiale e a carico costante utilizzando come liquido permeante acqua distillata. Nella prova si è misurato il flusso d'acqua passante nel provino in un determinato intervallo di tempo.

L'attrezzatura necessaria alla prova è costituita da:

- Pannello triassiale “Belladonna”, comprensivo di dispositivi per la regolazione delle pressioni, di burette volumetriche di lettura e di serbatoio d'acqua esterno, con annesse celle di carico (**Figura 3.53-a e b**).

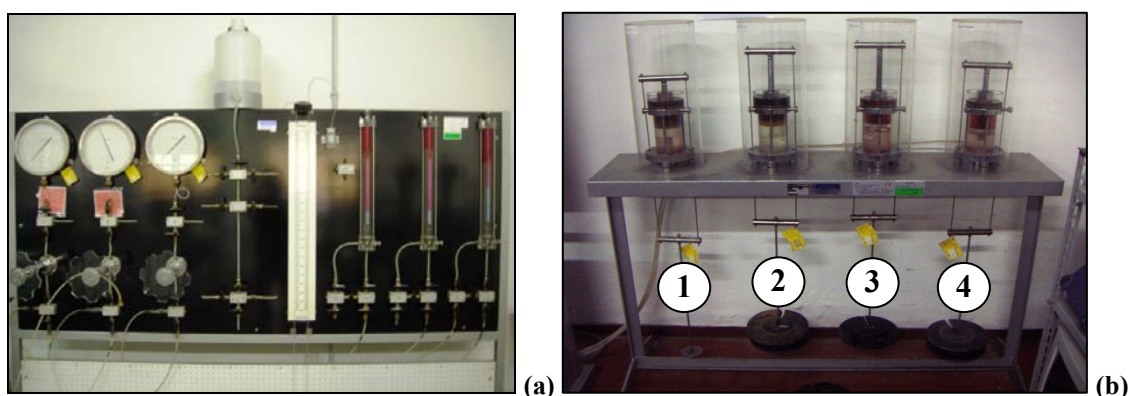


Figura 3.53 – Prova di permeabilità: (a) pannello triassiale; (b) celle di carico.

- Cella triassiale avente la funzione di contenere il provino, di permettere l'applicazione di una pressione isotropa e di realizzare la saturazione attraverso appositi circuiti di drenaggio. Alla base della cella sono presenti quattro valvole (**Figura 3.54**):

- valvola (A) collegata all'interno della camera triassiale, per il riempimento della cella stessa e per l'applicazione della pressione idraulica;
- valvola (B) collegata al plinto di base;
- valvola (C) collegata tramite apposito tubicino alla testa del provino per il drenaggio superiore;
- valvola (D) e valvola (E) collegate al plinto di base, per il drenaggio inferiore e la misura della pressione interstiziale mediante trasduttore elettronico;

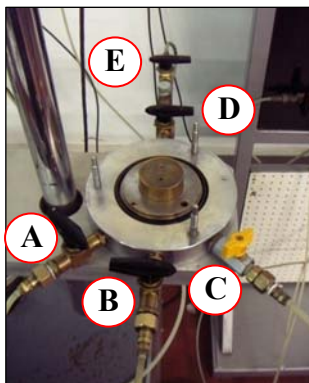


Figura 3.54 – Base della cella con valvole.

- Plinto di base e di testa, dello stesso diametro del provino. Il plinto superiore (**Figura 3.55-a**) è dotato di un foro per il collegamento alla linea di drenaggio tramite un tubicino flessibile e indeformabile, per impedire al provino variazioni di volume non controllabili;
- Pietre porose di diametro pari a quello del provino, caratterizzate da una permeabilità di circa 10^{-4} m/s, superiore a quella del campione (**Figura 3.55-b**);
- Carta filtro per ricavare dei dischi dello stesso diametro del provino;
- Membrane in lattice di gomma naturale di diametro non inferiore al 95% di quello del provino; la tenuta idraulica della membrana intorno al campione viene realizzata attraverso 4 appositi anelli di gomma, O-ring, sufficientemente rigidi, di diametro compreso tra l'80 e il 90% di quello del provino (**Figura 3.55-c**).

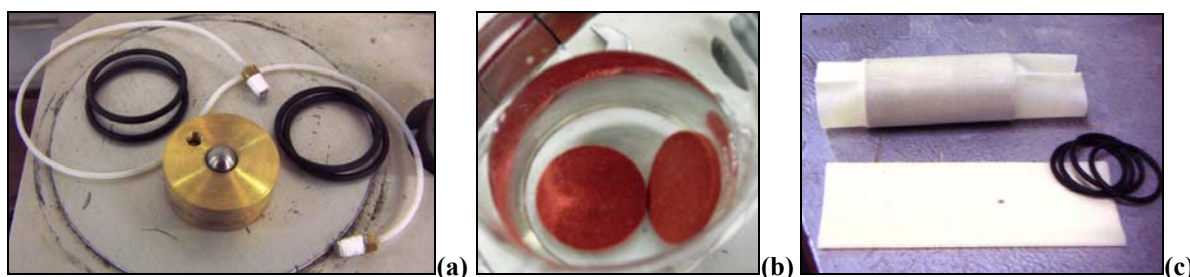


Figura 3.55 – Attrezzatura per la prova di permeabilità: (a) plinto di testa e O-ring; (b) pietre porose; (c) membrane e O-ring.

Prima di effettuare la prova è necessario disaerare le pietre porose in un beaker contenente acqua distillata per un periodo minimo di 24 ore con lo scopo di espellere eventuali bolle d'aria. Completata la disaerazione, sono stati immersi nello stesso beaker i dischi di carta filtro realizzati precedentemente.

Successivamente sono stati saturati tutti i circuiti collegati alla cella triassiale e quindi, dopo aver posizionato il plinto inferiore sulla base della cella, sono state collegate le quattro celle di carico alle valvole presenti sulla base. In particolare, la cella n° 1 alla valvola B, la cella n° 2 alla valvola A, la cella n° 3 alla valvola C, la cella n° 4 alla valvola D (**Figura 3.53-b** e **Figura 3.54**). Per la saturazione è stata fatta circolare dell'acqua prima a pressione atmosferica e poi a pressione di 2 bar per far fuoriuscire l'aria presente nei circuiti.

Le valvole D ed E permettono di instaurare la pressione di saturazione (Back Pressure) che dà origine al flusso dal basso verso l'alto del provino. La valvola A consente il riempimento della cella e l'applicazione di una pressione isotropa. La valvola C è collegata, attraverso un tubicino alla testa del provino e permette il drenaggio dell'acqua di filtrazione che ha attraversato il campione. Infine, la valvola B è stata collegata solo temporaneamente per permettere la saturazione del plinto di base. In questa fase è molto importante assicurarsi che le guarnizioni che collegano il plinto superiore al tubicino di drenaggio non perdano.

La preparazione del provino prevede la determinazione del diametro, dell'altezza e del peso, seguendo le procedure descritte precedentemente (cfr. §3.2.5). In seguito il provino è stato avvolto in due membrane di lattice, evitando di creare delle grinze, con la funzione di impedire un contatto diretto con l'acqua della cella.

Successivamente sono stati inseriti sul plinto inferiore in quest'ordine: un disco di carta filtro, una pietra porosa, un ulteriore disco di carta filtro ed il provino (**Figura 3.56-a, b, c e d**), cercando di intrappolare la minor quantità possibile di aria.

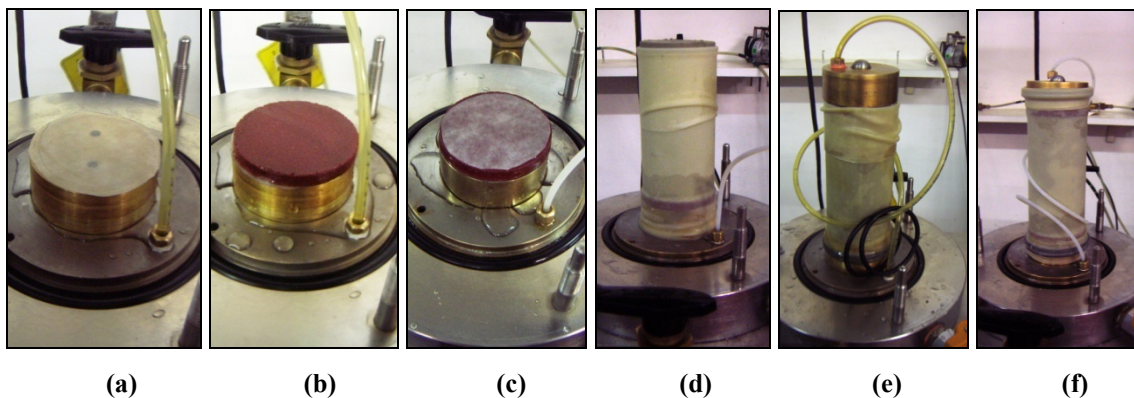


Figura 3.56 – Preparazione del provino per la prova di permeabilità: (a) inserimento del disco di carta filtro; (b) pietra porosa; (c) ulteriore disco di carta filtro; (d) provino; (e) plinto superiore e O-ring; (f) provino preparato.

La carta filtro ha la funzione di impedire l'intasamento dei dischi porosi da parte dei granuli di terreno del campione. Quindi, sono stati posizionati gli O-ring sul plinto di base, poi sul provino sono stati disposti un disco di carta filtro, la pietra porosa, un altro disco di carta filtro ed il plinto di testa. Infine, tendendo la membrana sul plinto superiore, sono stati posizionati gli O-ring (**Figura 3.56-e,f**).

Dopo aver disposto e preparato il provino, la cella triassiale è stata chiusa utilizzando contemporaneamente le tre viti situate sulla base inferiore. La cella è stata successivamente riempita d'acqua aprendo la valvola A (**Figura 3.57 a e b**). Prima che il livello dell'acqua raggiungesse la sommità della cella, è stato immesso dell'olio (40 mm) per assicurare la perfetta tenuta delle guarnizioni (**Figura 3.57 c**).

La prova consiste nel generare un flusso d'acqua all'interno del provino dal basso verso l'alto e misurare, in un certo intervallo di tempo, la quantità d'acqua permeata. Per far ciò, è stata applicata una differenza di pressione tra la base e la testa del provino (2 bar alla base ed 1 alla testa); inoltre, affinché il flusso d'acqua non si disperda all'interno della cella ma interessi solo il campione, è stata assicurata una pressione di cella maggiore di quelle applicate al provino (4 bar).

Il flusso d'acqua viene misurato attraverso un volumometro collocato nel pannello di controllo (**Figura 3.57 e**), perciò, prima dell'inizio della prova è importante prendere nota del valore iniziale segnato dal volumometro. Nell'esecuzione della prova non è stata prevista una fase di saturazione, quindi, è necessario attendere un certo intervallo di tempo (minimo 24 ore) per garantire la saturazione del provino e poter effettuare delle letture significative.

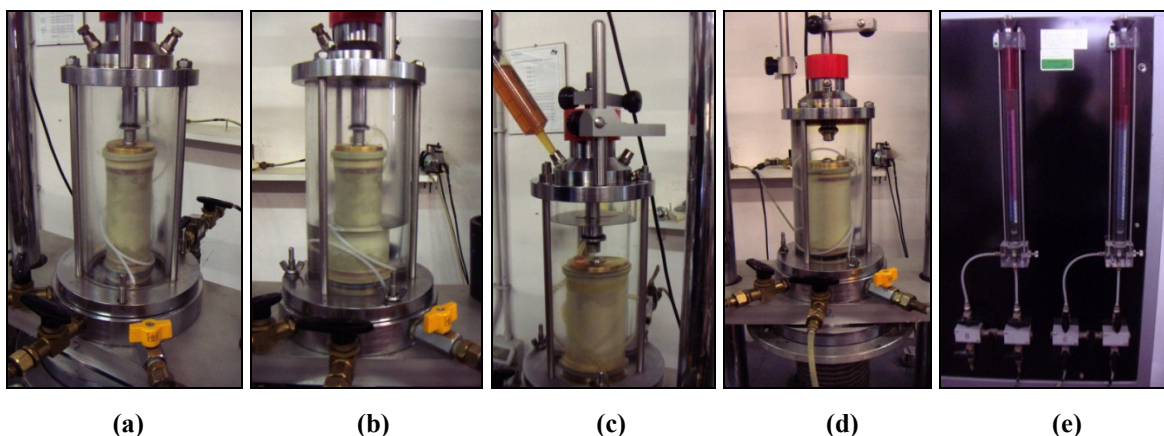


Figura 3.57 – Preparazione della cella: (a) chiusura della cella; (b) introduzione di acqua; (c) introduzione dell'olio; (d) cella preparata; (e) volumetro.

Per il calcolo del coefficiente di permeabilità, si ipotizza che durante la prova il provino sia attraversato da un flusso idraulico di tipo laminare.

In queste condizioni, si può applicare la legge di Darcy (1856):

$$v = k \cdot i$$

dove:

- v = velocità media del flusso;
- k = coefficiente di permeabilità;
- i = carico idraulico.

Dai dati della prova è possibile ricavare la velocità del flusso come segue:

$$v = \frac{\Delta V}{A \cdot \Delta t}$$

dove:

- ΔV = variazione di volume acquisita [cm^3];
- A = sezione del provino [cm^2];
- Δt = intervallo di tempo acquisito [s].

Il carico idraulico è invece dato dalla differenza tra la pressione di testa e quella alla base del provino.

➤ Prova di permeabilità diretta in cella edometrica

Nella progettazione di una cinturazione è fondamentale determinare l'immorsamento del diaframma nello strato impermeabile di base. Per questo motivo è molto utile conoscere il valore della conducibilità idraulica del substrato (argilla pliocenica, terreno X). In particolare, è stata eseguita una prova di permeabilità diretta in cella edometrica su un campione indisturbato di argilla.

La cella edometrica utilizzata per questa prova si differenzia leggermente dal modello standard per la presenza di un ingresso praticato all'interno della cella, collegato alla pietra porosa di base, che permette l'inserimento di una buretta esterna (**Figura 3.58 a**). La cella comprende inoltre un O-ring di tenuta, sistemato esternamente all'anello che contiene il provino, tra pietra porosa e piastra superiore di centraggio, e un foro di uscita superiore per il mantenimento del livello idraulico.

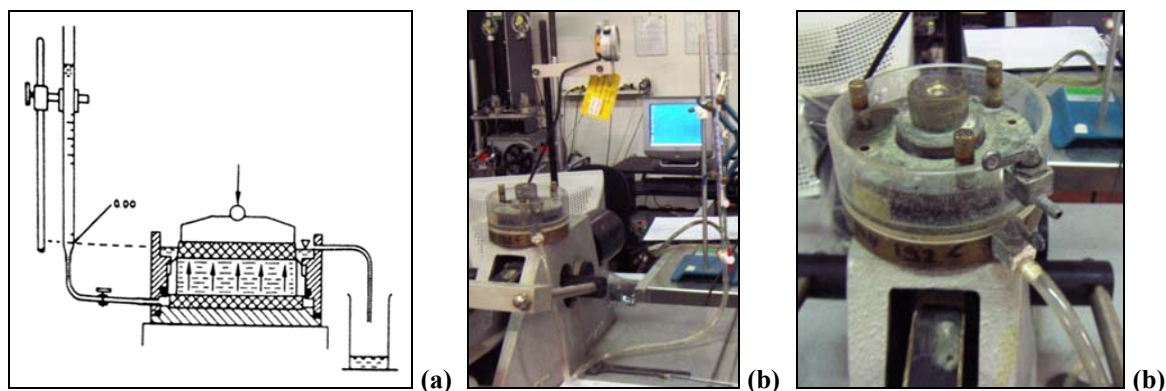


Figura 3.58 – (a) Schema dell'apparecchiatura per la misura diretta della permeabilità nel corso della prova edometrica (Head, 1982); (b) cella edometrica e buretta; (c) particolare cella.

L'attrezzatura viene poi completata da una o più burette (di sezione variabile solitamente da $0,5$ a 5 cm^2) in grado di permettere un battente idraulico dell'ordine di 50 cm (Figura 3.58 b). Le burette sono corredate da una scala millimetrata (graduata in lunghezza e non in volume), crescente dal basso verso l'alto. Le burette vengono fissate verticalmente e collegate attraverso un tubicino di materiale trasparente e un rubinetto all'ingresso della cella edometrica (Figura 3.58 c).

La procedura di prova e di preparazione del provino sono le medesime della prova edometrica convenzionale (secondo la norma ASTM D 2435 e ASTM D 4186); la differenza presente nell'esecuzione della prova di permeabilità consiste nella preparazione della cella edometrica prima dell'inserimento del provino.

Infatti, dopo la preparazione del provino, è stata regolata la posizione della buretta graduata in modo che la lettura dello zero coincida con il livello del foro di scarico. In seguito, dopo aver riempito la buretta di acqua distillata, aprendo il rubinetto di collegamento si è permesso all'acqua di defluire alla pietra porosa inferiore. Dopo aver saturato completamente il circuito di base, ed aver ripristinato il livello d'acqua nella buretta, è stato chiuso il rubinetto ed eliminato l'eccesso d'acqua dalla pietra porosa inferiore. Quindi, è stato sistemato il provino ed applicati i gradini di carico come previsto dalla prova edometrica convenzionale.

Per ogni gradino di carico applicato può essere eseguita la misura del coefficiente di permeabilità, una volta verificato che il processo di consolidazione sia concluso. L'importanza di tale controllo dipende dal fatto che il gradiente idraulico determinato dal processo di consolidazione potrebbe interferire con il flusso idraulico e portare a valutazioni errate della permeabilità.

Per effettuare la prova è stata aggiunta una sufficiente quantità d'acqua distillata, in modo che il carico risulti dell'ordine di 50 cm ; è stato aperto il rubinetto e preso nota

dell'orario di inizio prova. Seguendo una progressione geometrica (1 min, 2, 4, 8, etc.) sono stati rilevati i livelli dell'acqua nella buretta.

Il calcolo della permeabilità può essere eseguito attraverso la seguente equazione:

$$k = (H_0 - \delta H) \cdot \frac{a_b}{A_s} \cdot \frac{\ln L_0}{L_1} \cdot \frac{1}{t_1 - t_0} \cdot 10^{-2}$$

dove:

- H_0 = altezza iniziale del provino [cm];
- δH = cedimento del provino [cm];
- a_b = sezione della buretta graduata;
- A_s = sezione del provino;
- L_0 = lettura iniziale effettuata alla buretta graduata;
- L_1 = lettura successiva effettuata all'istante t_1 ;
- t_0 = istante iniziale corrispondente alla lettura L_0 [s];
- t_1 = istante successivo corrispondente alla lettura L_1 [s];
- k = coefficiente di permeabilità [m/s].

Dalla prova è stato ricavato un valore di conducibilità idraulica del substrato impermeabile pari a $6,13 \cdot 10^{-11}$ m/s.

4 Risultati ed analisi

4.1 Introduzione

In questo capitolo sono riportati in maniera critica i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite sui diversi terreni trattati e sono inoltre discussi gli effetti sulle caratteristiche meccaniche (resistenza, deformabilità e permeabilità) delle variabili di processo considerate (cfr. **cap. 3**).

Come riportato nel capitolo precedente lo studio sperimentale può essere suddiviso in tre sezioni sostanziali: la prima riguardante lo studio internazionale sulla standardizzazione e unificazione delle procedure di laboratorio, la seconda volta alla valutazione degli effetti di alcune variabili di processo sulle caratteristiche meccaniche di terreni artificiali eterogenei (ricostruiti in laboratorio) e la terza, effettuata su terreni reali (provenienti da sondaggi a carotaggio continuo), inerente all'ottimizzazione di un trattamento di deep mixing in una formazione complessa dal punto di vista stratigrafico.

I risultati dello studio sperimentale sono stati quindi suddivisi in quattro paragrafi principali al fine di analizzare separatamente i risultati delle tre sezioni su descritte e di presentare in un paragrafo finale di sintesi le considerazioni e le analisi ricavate da una sovrapposizione dei risultati ottenuti nelle diverse fasi della ricerca.

4.2 Standardizzazione e unificazione procedure di laboratorio

In questo paragrafo vengono presentati i risultati della campagna di indagini di laboratorio, parte di una ricerca internazionale (cfr. **cap. 3** e i cui risultati globali sono stati esposti e pubblicati nel convegno internazionale sul deep mixing svolto nel maggio 2009 in Giappone), effettuata con lo scopo di stabilire delle basi comuni sulle procedure di laboratorio per la miscelazione, confezionamento, maturazione e prova di provini di terreno trattato. A tale scopo sono state realizzate tre serie di prove denominate nel seguito TS1, TS2 e TS3 riguardanti rispettivamente l'influenza sulle caratteristiche meccaniche delle modalità di confezionamento dei provini, della temperatura di maturazione e del tempo intercorrente tra l'inizio dell'idratazione del legante e la fine del confezionamento del provino.

4.2.1 Influenza delle modalità di confezionamento dei provini (TS1)

Per questa serie di prove, è stata investigata l'influenza di tre metodologie diverse di confezionamento dei provini (in seguito chiamate: senza compattazione, compattazione statica e compattazione dinamica o Rodding) sulle caratteristiche finali del terreno trattato.

In particolare, tale obiettivo è stato raggiunto lasciando invariati tutti gli altri parametri operativi.

4.2.1.1 Peso nell'unità di volume

La **Figura 4.1** mostra come il peso nell'unità di volume dipenda sia dal contenuto di acqua iniziale (che va da un minimo di 33% per la Miscela 3 ad un massimo di 50% per la Miscela 1) che dalla procedura di confezionamento.

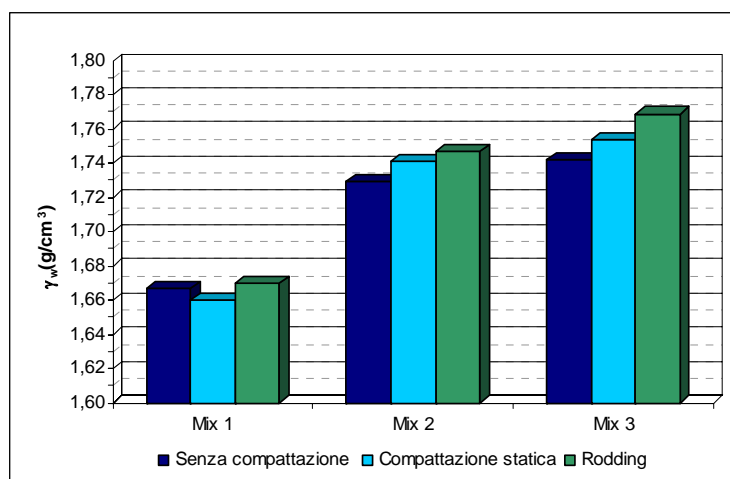


Figura 4.1 – Peso nell'unità di volume vs. modalità di confezionamento.

E' possibile osservare che per il più alto contenuto di acqua iniziale adoperato (Miscela 1) i valori del peso di volume non risultano relazionati alle modalità di realizzazione dei provini e il loro valor medio misurato risulta essere di circa $1,67 \text{ g/cm}^3$.

Comunque, quando la consistenza del terreno trattato cresce, il peso di volume dei provini diventa marcatamente funzione della procedura di confezionamento e in particolare aumenta passando dalla assenza di compattazione alla compattazione dinamica.

4.2.1.2 Resistenza a compressione non confinata

La **Figura 4.2 a e b** mostra l'influenza delle modalità di confezionamento sulla resistenza a compressione non confinata per terreni con contenuti di acqua iniziali differenti.

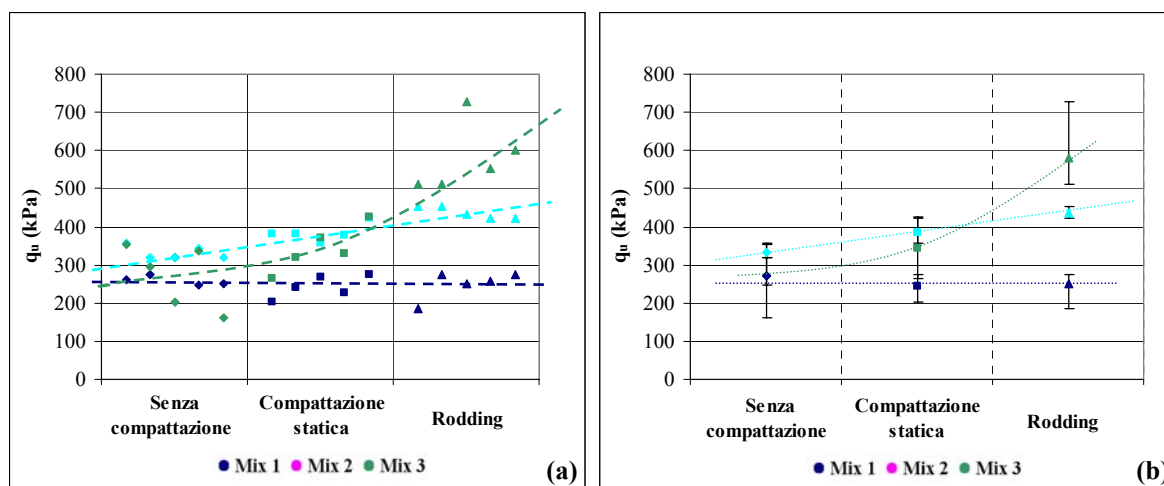


Figura 4.2 – (a) Valori della resistenza a compressione non confinata a 28 giorni; (b) Valori medi di q_u .

In particolare, per il contenuto di acqua più elevato (Miscela 1), non sono state riscontrate sostanziali differenze nelle procedure utilizzate in termini di resistenza a compressione non confinata a 28 gg. Comunque dai risultati appare che al decrescere del contenuto di acqua iniziale, il valore di q_u aumenta passando dalla assenza di compattazione alla compattazione dinamica (Rodding).

Dai grafici (**Figura 4.2 a e b**) si nota inoltre che per il contenuto di acqua della Miscela 2 (intermedio a quello delle Miscele 1 e 3), l'incremento di resistenza è lineare mentre per il contenuto di acqua della Miscela 3 il q_u risulta avere un andamento esponenziale.

Un altro punto interessante è che il contenuto di acqua della Miscela 2 (40 %) presenta il minor scarto dei dati sperimentali per ciascuna procedura utilizzata.

Dai risultati ottenuti appare anche evidente (per una stessa metodologia di confezionamento) un aumento generale delle caratteristiche meccaniche del terreno trattato quando il contenuto di acqua iniziale dell'argilla decresce. Questo aspetto è stato approfondito ed ulteriormente investigato anche alla luce degli studi fatti da Bergado e Lorenzo (2005) fino a ottenere un andamento della resistenza dell'argilla trattata del tutto simile a quanto osservato su argille reali. Dalla **Figura 4.3** è possibile notare quanto i due autori hanno rilevato e come i dati misurati nel presente studio risultano consistenti con quelli di letteratura. Questo fatto può avere conseguenze importanti dal punto di vista economico in quanto, portando il contenuto di acqua iniziale al valore ottimale, è possibile ottenere le prestazioni richieste con un considerevole risparmio delle quantità di legante impiegate. Tale risultato validato in

letteratura per le argille ha portato ad uno studio del tutto innovativo al fine di trovare curve simili per terreni complessi a comportamento granulare (cfr. § 4.4.1.5).

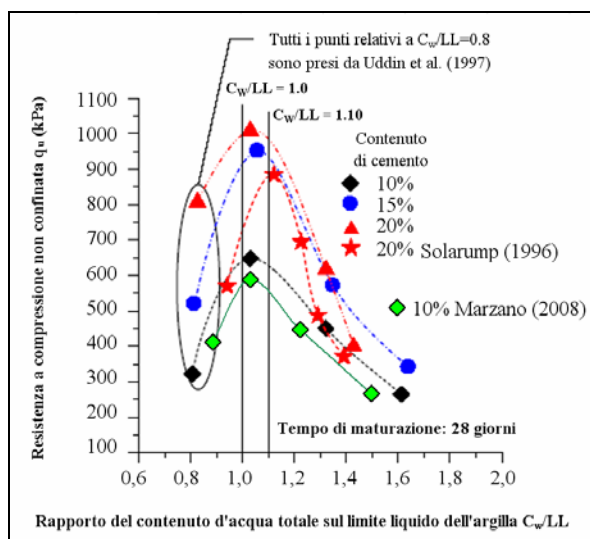


Figura 4.3 – Curve di resistenza in funzione del rapporto C_w/LL .

Nel grafico di **Figura 4.3**, C_w rappresenta il contenuto di acqua totale comprensivo dell'acqua dell'argilla e del legante mentre LL rappresenta il limite liquido del terreno.

4.2.1.3 Modulo di elasticità secante E_{50}

I valori del modulo secante E_{50} dei provini testati sono mostrati nella **Figura 4.4**.

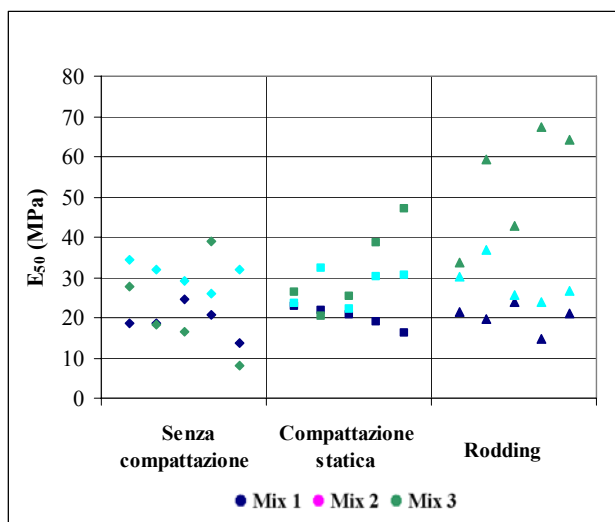


Figura 4.4 – Risultati in termini di E_{50} .

I contenuti iniziali di acqua relativi alle Miscele 1 e 2 sono caratterizzati da un E_{50} che non appare essere funzione delle modalità di confezionamento adottate. Comunque per il contenuto di acqua della Miscela 3 è possibile osservare un incremento di E_{50} passando dalla modalità senza compattazione a quella di compattazione dinamica. Inoltre dalla **Figura 4.5** è

possibile notare come il modulo abbia un andamento simile a quello della resistenza a compressione non confinata.

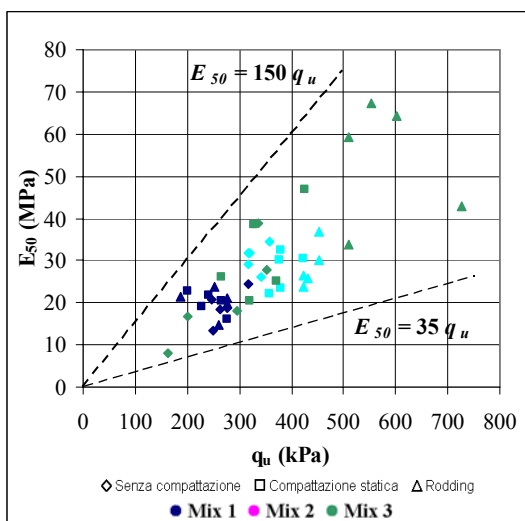


Figura 4.5 – Valori di q_u confrontati con quelli di E_{50} .

L' E_{50} dei terreni stabilizzati con la tecnologia del deep mixing è stato riscontrato essere generalmente proporzionale al valore di q_u . Per diversi tipi di argille nonché tipologie e quantità di miscele utilizzate sono state stabilite sperimentalmente da diversi autori, alcune relazioni matematiche tra resistenza e deformabilità. I risultati ottenuti dalle prove effettuate nel presente studio sono riportati nella **Figura 4.5** (che mostra la relazione tra q_u e E_{50}) e risultano ancora una volta consistenti con quanto proposto da altri autori ed in particolare O'Rourke et al.(1998): $35 q_u < E_{50} < 150 q_u$.

La **Figura 4.6** mostra meglio l'andamento dell' E_{50} con il contenuto di acqua iniziale e il tipo di compattazione.

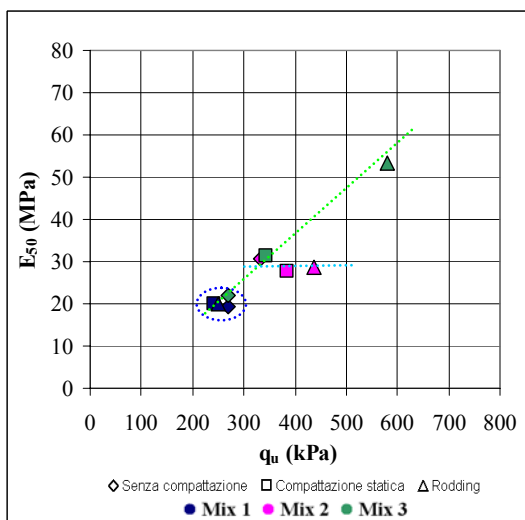


Figura 4.6 – Valori medi di q_u in funzione di quelli di E_{50} .

Risulta interessante che per il contenuto di acqua del 40% (Miscela 2) c'è un incremento del valore di resistenza a compressione non confinata pur rimanendo invariato il valore del modulo secante. La **Figura 4.7** mostra tre curve rappresentative sforzi-deformazioni che spiegano tale risultato apparentemente anomalo mostrando che i tratti iniziali delle curve hanno pendenze particolarmente simili.

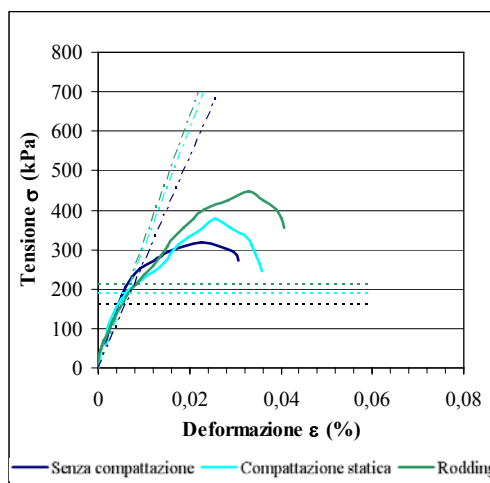


Figura 4.7 – Interpretazione dell' E_{50} per la Miscela 2.

4.2.2 Influenza della temperatura di maturazione (TS2)

L'influenza della temperatura di maturazione è stata investigata mantenendo costanti i parametri di mixing e di confezionamento dei provini (come anticipato nella **Tabella 3.3**) e utilizzando tre differenti temperature di maturazione. Per ciascun caso, come anticipato precedentemente, sono state adottate soluzioni particolari al fine di assicurare un ambiente di maturazione che non comporti variazioni in termini di umidità (per tutta la durata della maturazione e per le diverse temperature adottate).

In particolare i provini sono stati maturati alle temperature di 10, 20 e 40°C e testati dopo prefissati numeri di giorni (i provini sono stati testati ad una temperatura ambiente di 20 gradi ma appena rimossi dagli ambienti di maturazione).

4.2.2.1 Peso nell'unità di volume

In maniera analoga a quanto fatto nella prima serie di prove (TS1) il peso di volume dei provini è stato misurato immediatamente prima delle prove di rottura ad espansione laterale libera. È stato osservato che il valore medio del peso di volume risulta pari a 1,70 g/cm³, 1,75 g/cm³ e 1,78 g/cm³ rispettivamente per i contenuti iniziali di acqua delle Miscele 1, 2 e 3.

Inoltre è stato sperimentalmente osservato che il valore del peso di volume non dipende ne dal tempo e ne dalla temperatura di maturazione. I valori misurati inoltre risultano del tutto simili a quelli ottenuti nel *TS1* per equivalenti modalità di confezionamento dei provini e contenuto di acqua iniziale.

4.2.2.2 *Resistenza a compressione non confinata*

Per questa serie di prove (*TS2*) si è reso necessario utilizzare un penetrometro (*P.P.*) e uno scissometro (*H.V.*) tascabili per la determinazione della resistenza al taglio (q_u) dei provini che per caratteristiche di maturazione sono risultati troppo poco consistenti per essere sottoposti a prove ELL con l'apparecchiatura a disposizione. Come anticipato, una procedura di calibrazione è stata effettuata per poter comparare direttamente i dati così ottenuti con quelli ricavati dalle classiche e più affidabili prove di rottura ELL.

I valori medi di resistenza al taglio misurati sono mostrati nelle tre figure che seguono, ciascuna corrispondente ad un contenuto di acqua iniziale del terreno trattato.

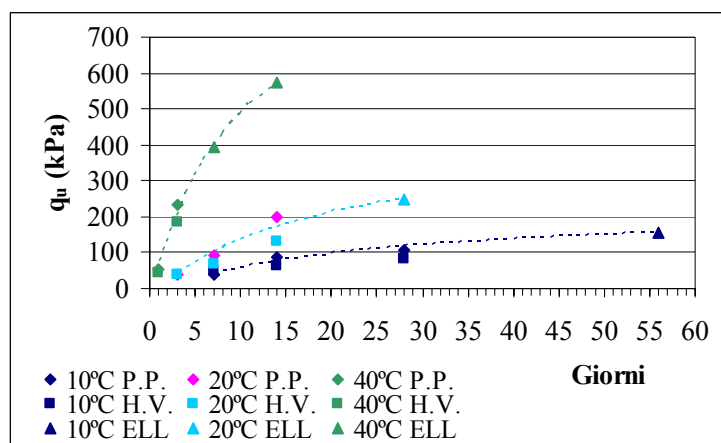


Figura 4.8 – Miscela 1: Resistenza al taglio vs. tempo di maturazione per diverse temperature.

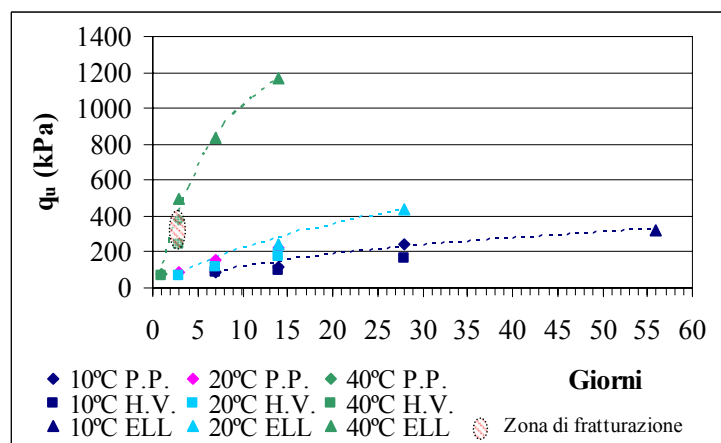


Figura 4.9 – Miscela 2: Resistenza al taglio vs. tempo di maturazione per diverse temperature.

La **Figura 4.9** mostra una zona evidenziata in cui i dati ottenuti con il penetrometro (P.P.) e con lo scissometro (H.V.) tascabili non forniscono risultati attendibili. Questo perché è stato osservato che durante le operazioni di prova i provini tendevano a fratturarsi e a sgottare in prossimità degli apparecchi.

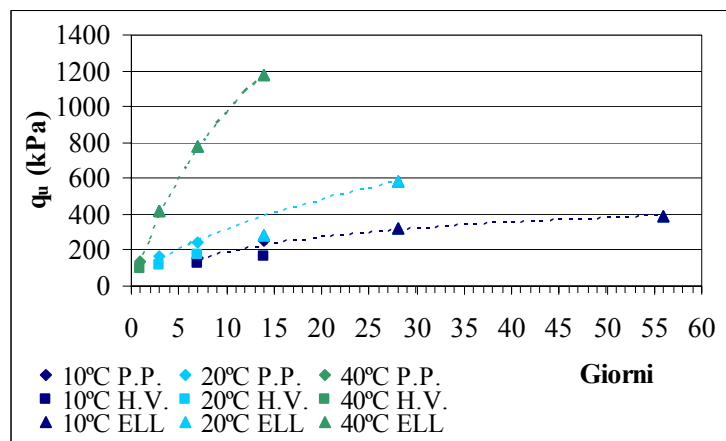


Figura 4.10 – Miscela 3: Resistenza al taglio vs. tempo di maturazione per diverse temperature.

Le interpolazioni dei valori della resistenza al taglio (linee tratteggiate) ottenute da prove differenti mostrano chiaramente che la q_u dei provini aumenta sia con la temperatura di maturazione che con il tempo di maturazione. Il più grande incremento di tale parametro è stato osservato per la temperatura di 40°C per ciascun contenuto di acqua iniziale analizzato.

4.2.3 *Influenza del tempo intercorrente tra l'inizio dell'idratazione del legante e la fine del confezionamento del provino (TS3)*

Questa serie di prove è stata suddivisa in due sottoserie: **(A)** influenza del tempo di attesa dalla idratazione del cemento alle operazioni di mixing con il terreno e **(B)** influenza del tempo di attesa dalla fine delle operazioni di mixing alla realizzazione dei provini. Per ogni sottoserie **(A e B)** i parametri di confezionamento e maturazione dei provini sono stati lasciati costanti come sinteticamente riportato nella **Tabella 3.4**, mentre sono stati utilizzati come tempi di attesa 10, 20, e 60 minuti.

4.2.3.1 *Peso nell'unità di volume*

Le due figure seguenti mostrano che in ciascuna delle sottoserie analizzate (sia **A** che **B**) il peso di volume dei provini non risulta essere funzione dei periodi di attesa. Come dai risultati delle altre serie di test analizzate (TS1 e TS2) è possibile osservare che i valori del

peso di volume aumentano generalmente al diminuire del contenuto di acqua iniziale del terreno trattato ovvero sono caratterizzati da una proporzionalità inversa con esso.

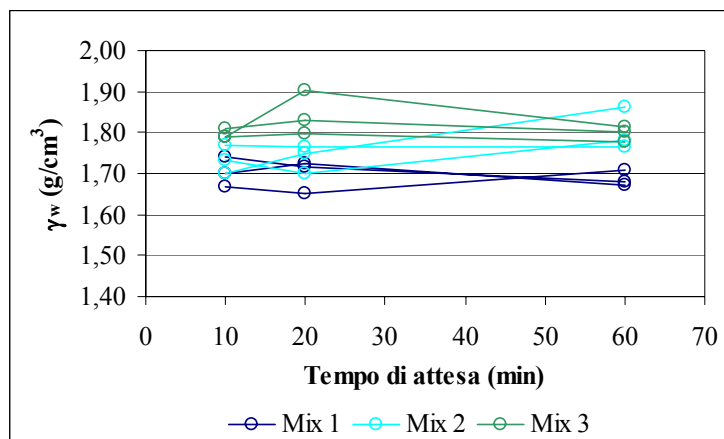


Figura 4.11 – A: Peso di volume in funzione del tempo di attesa per diversi contenuti di acqua.

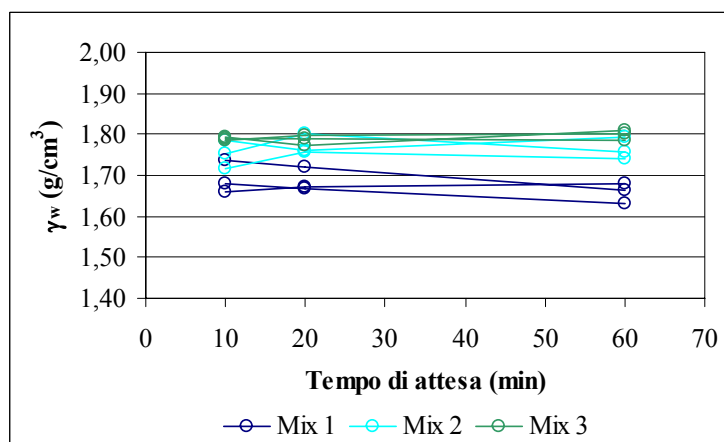


Figura 4.12 – B: Peso di volume in funzione del tempo di attesa per diversi contenuti di acqua.

Dalle **Figura 4.11** e **Figura 4.12** si nota inoltre che i valori registrati del peso di volume sono in linea o del tutto simili a quanto riscontrato nelle prove effettuate nelle serie TS1 e TS2.

4.2.3.2 Resistenza a compressione non confinata

Come per il peso di volume anche i valori di resistenza al taglio non confinata q_u sembrano non essere dipendenti dai tempi di attesa per entrambe le sottoserie **A** e **B**.

Come evidente dalla **Figura 4.13** e **Figura 4.14**, i valori appaiono infatti abbastanza vicini gli uni con gli altri con dei range di scostamento dalla media trascurabili eccetto che per un caso.

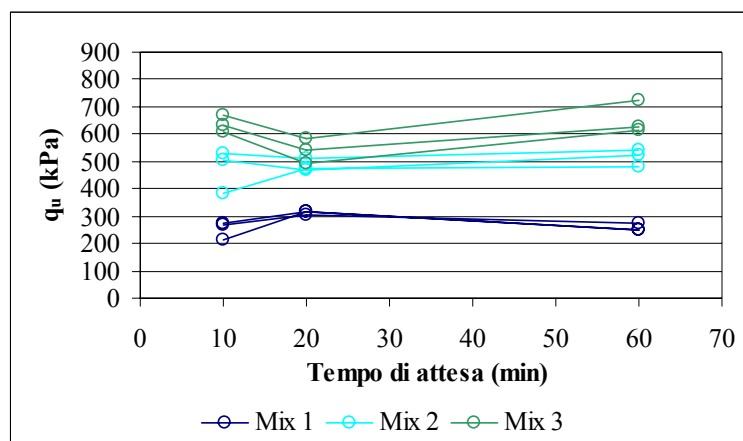


Figura 4.13 – A: q_u in funzione dei tempi di attesa.

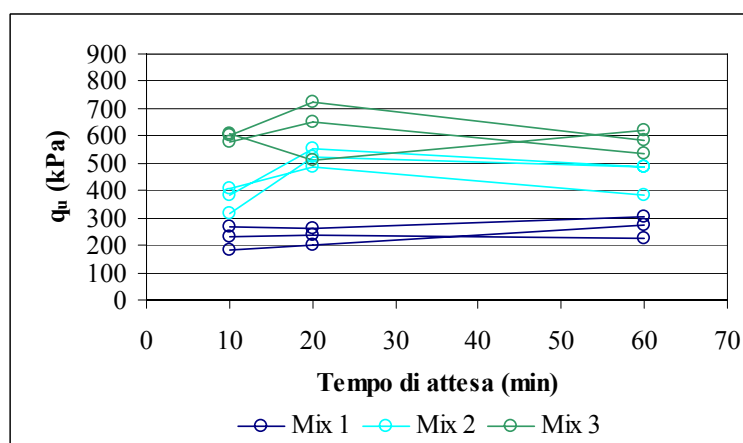


Figura 4.14 – B: q_u in funzione dei tempi di attesa.

Anche per questa serie di prove è stato possibile osservare che i valori della resistenza al taglio non confinata aumentano quando il contenuto di acqua iniziale del terreno trattato diminuisce. E' inoltre importante notare che i valori medi della resistenza q_u ottenuti con le sottoserie **A** e **B** non variano sostanzialmente al variare dei tempi di attesa per uno stesso contenuto di acqua iniziale.

4.2.3.3 Modulo di elasticità secante E_{50}

Generalmente sono stati riscontrati valori del modulo di resistenza secante E_{50} proporzionali a quelli di resistenza non confinata q_u per entrambe le sottoserie **A** e **B**.

Inoltre, è possibile notare che praticamente i valori di E_{50} non risultano essere proporzionali ai tempi di attesa ma solo al contenuto di acqua iniziale del terreno.

Per entrambe le sottoserie *A* e *B* la relazione tra q_u e E_{50} è risultata essere ancora una volta consistente con quanto proposto da O'Rourke et al. (1998) come mostrato dalla **Figura 4.15**.

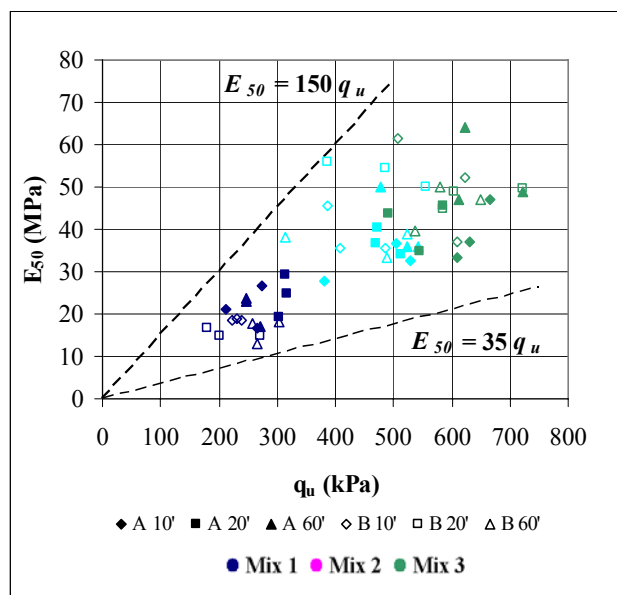


Figura 4.15 – A e B: q_u in funzione di E_{50} .

4.3 Prove su terreni artificiali eterogenei

Scopo del trattamento di deep mixing nell'esecuzione di un diaframma impermeabile è quello di raggiungere un buon grado finale di omogeneità, in termini di caratteristiche meccaniche, per tutti i terreni coinvolti.

Nel caso specifico di depositi eterogenei, è necessario valutare la risposta dei singoli terreni per evidenziare l'eventuale presenza di uno o più strati problematici, per i quali bisogna prestare maggiore attenzione in fase di lavorazione, in modo che siano assicurate le caratteristiche minime di progetto. A tale scopo sono state ricostruite in laboratorio quattro tipologie di terreno (da sabbie e ghiaie pulite ad argilla) per simulare il più possibile le eventuali caratteristiche di disomogeneità di depositi reali.

I risultati ottenuti dallo studio sperimentale sono riportati di seguito in tre sezioni separate per mostrare gli effetti del tipo di terreno, dei costituenti e della quantità della miscela legante sulla resistenza (ricavata da prove ELL), rigidezza E_{50} e permeabilità. In ogni paragrafo sono presentate utili indicazioni per la scelta dei parametri operativi di un trattamento di deep mixing in presenza di terreni eterogenei.

4.3.1 Resistenza a compressione non confinata

La **Figura 4.16** mostra i valori medi di q_u per le miscele studiate mentre la **Figura 4.17** e la **Figura 4.18** mostrano la relazione tra la resistenza a compressione non confinata con il contenuto di cemento e il contenuto di argilla rispettivamente.

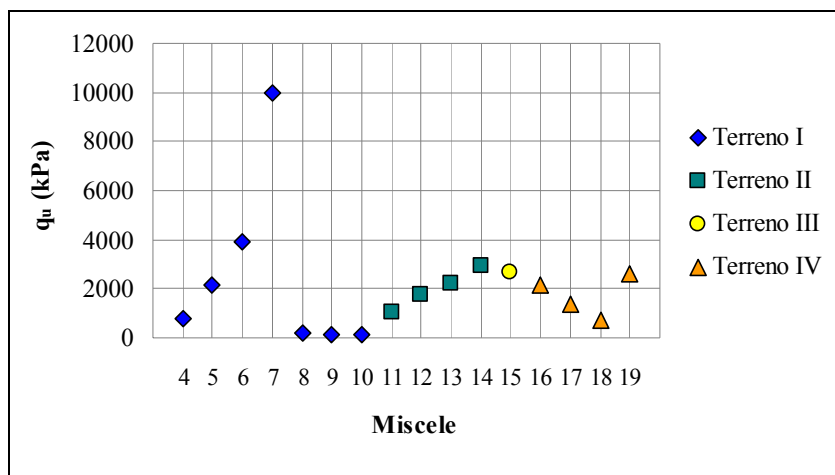


Figura 4.16 – Valori di q_u per le miscele investigate.

La **Figura 4.16** mostra chiaramente come possa essere ottenuta una ampia dispersione dei valori di resistenza nel caso in cui si abbia a che fare con diverse tipologie di terreno e contenuti di cemento.

Dalla **Figura 4.17** appare chiaro che un incremento nel contenuto di cemento si ripercuote in un aumento della resistenza a compressione non confinata per tutti i tipi di terreno analizzato. Sempre da questa figura risulta di particolare interesse notare come la velocità di incremento della resistenza del terreno I (puramente granulare) risulti essere più grande di quella del terreno II. Stesso discorso vale anche se si comparano la velocità del terreno II rispetto a quella del terreno IV.

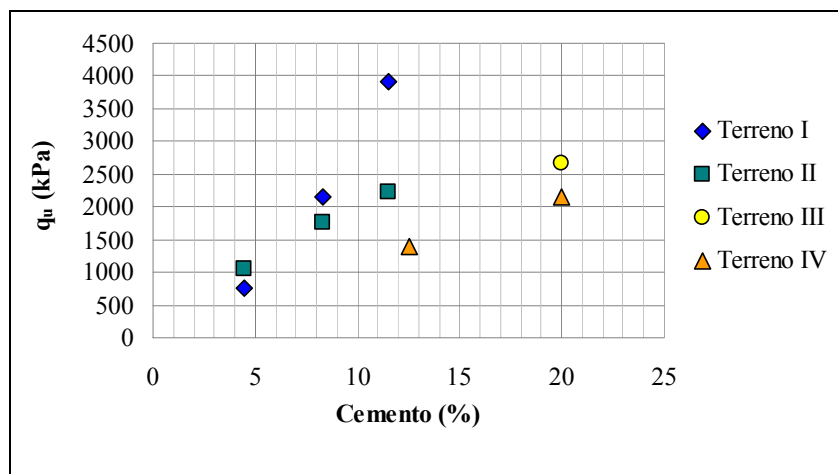


Figura 4.17 – Relazione tra la q_u dei terreni trattati e il loro contenuto di cemento.

La **Figura 4.18** mostra chiaramente che i valori di q_u sono inversamente proporzionali al contenuto di argilla. Comparando infatti i risultati delle miscele 6, 13 e 17 (tutti caratterizzati da un contenuto di cemento più o meno analogo e di circa 12%) è possibile notare come il tipo di terreno influenza significativamente la resistenza del materiale trattato. Questo fattore dovrebbe quindi essere preso in considerazione nel caso di dover effettuare un trattamento di deep mixing in terreni stratificati. Infatti se l'obiettivo del trattamento fosse quello di ottenere una resistenza omogenea lungo la verticale pari a 2000 kPa occorrerebbe, per raggiungere il valore di progetto usare un contenuto di cemento di 8%, 12%, e 20% per i terreni I, II e IV rispettivamente. Un più alto contenuto di cemento dovrebbe inoltre essere utilizzato nei punti di passaggio da uno strato ad un altro.

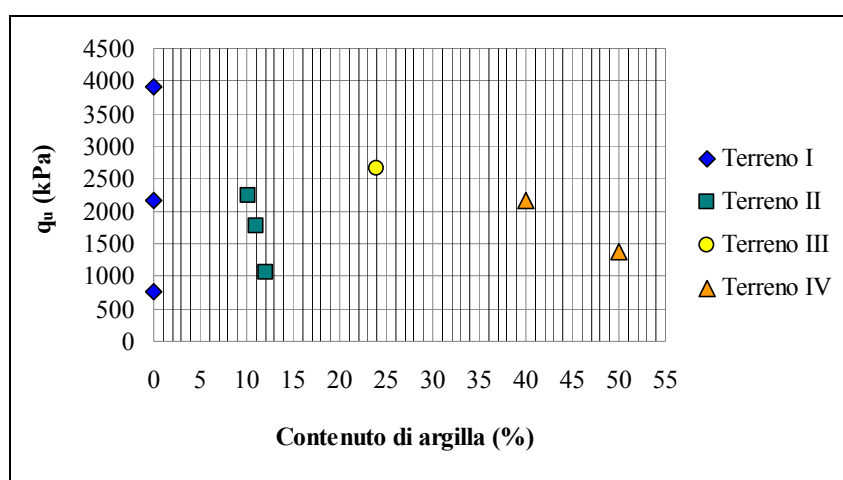


Figura 4.18 – Relazione tra la q_u dei terreni trattati e il loro contenuto di argilla.

I risultati mostrano inoltre che il rapporto acqua:cemento ha un impatto notevole sugli effetti del trattamento in termini di resistenza. Infatti comparando le miscele 6 e 7 (terreno I) e le miscele 11 e 14 (terreno II) è evidente che diminuendo il rapporto acqua:cemento da 1:1 a 0,5:1 (mantenendo costante il rapporto terreno:miscela) i valori di resistenza q_u misurati aumentano notevolmente. Questo risultato risulta essere in armonia con quanto riscontrato nello studio fatto sui terreni coesivi riportato al § 4.2.

4.3.2 Modulo di elasticità secante E_{50}

Anche in questo paragrafo i risultati vengono sinteticamente rappresentati mediante l'utilizzo di tre grafici, analoghi in forma a quelli del paragrafo precedente ma diversi in contenuto. In particolare la **Figura 4.19** mostra i valori medi di E_{50} ricavati dall'interpretazione delle curve sforzi deformazioni mentre la **Figura 4.20** e la **Figura 4.21**

mostrano rispettivamente gli effetti del contenuto di cemento e di argilla sul modulo di elasticità del terreno trattato.

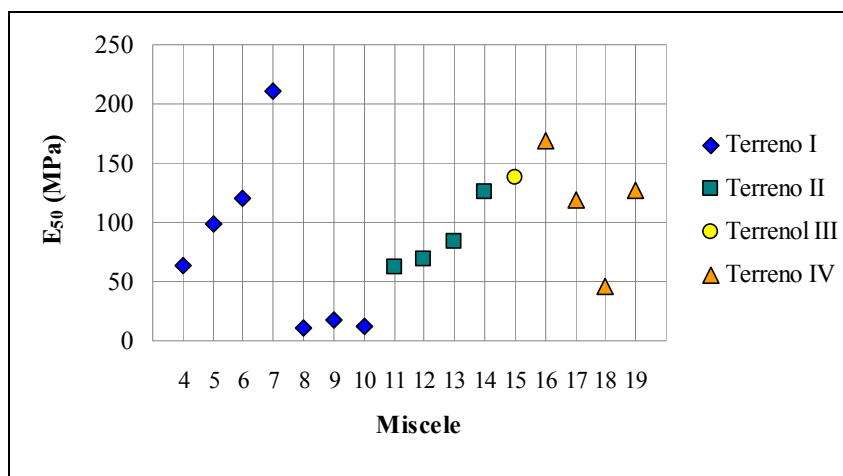


Figura 4.19 – Valori di E_{50} per le miscele investigate.

In maniera simile a quanto osservato per i valori di q_u , i valori di E_{50} sono sensibilmente influenzati dal tipo di terreno e dai contenuti di cemento e argilla.

Risulta evidente dalla **Figura 4.20** che la rigidezza è direttamente proporzionale al contenuto di cemento per i terreni I, II e IV.

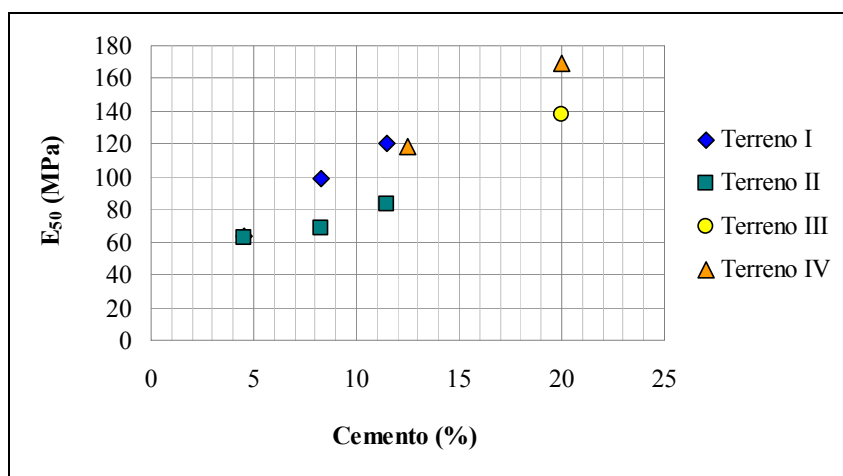


Figura 4.20 – Relazione tra la E_{50} dei terreni trattati e il loro contenuto di cemento.

Comparando inoltre i risultati dei terreni I e II è chiaro come il terreno I con un più alto contenuto di ghiaia ha mostrato generalmente valori di E_{50} maggiori rispetto a quelli del terreno II con percentuale inferiore di ghiaia e un più alto contenuto di materiale a grana fina.

Si è osservato inoltre che i valori del modulo risultati dalle prove sul terreno IV (argilla pura) sono inaspettatamente più alti di quelli dei terreni I e II. Questo risultato

apparentemente contrastante con gli altri può essere semplicemente spiegato dall'utilizzo di un più elevato contenuto di cemento nelle miscele.

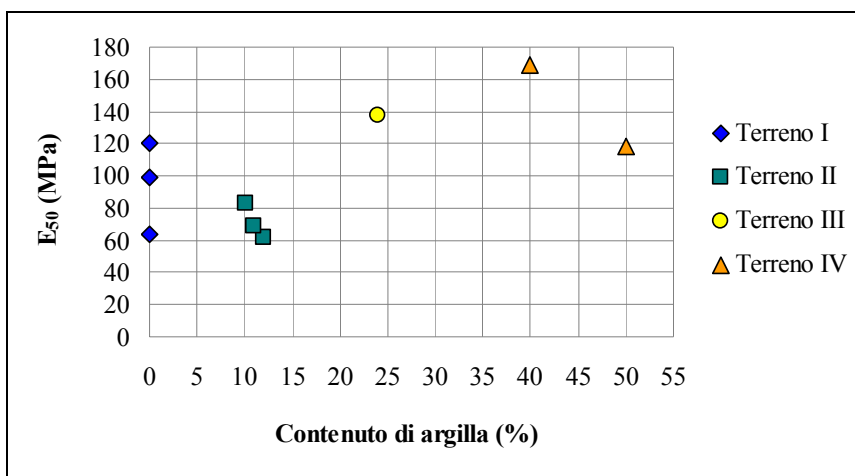


Figura 4.21 – Relazione tra la E_{50} dei terreni trattati e il loro contenuto di argilla.

Comparando le Miscele 6 e 7, possono essere apprezzati gli effetti del rapporto acqua:cemento sul modulo E_{50} del materiale stabilizzato. In particolare in maniera analoga a quanto già discusso per la resistenza q_u , una diminuzione di tale rapporto si riflette in un notevole incremento della rigidità.

4.3.3 Relazione tra resistenza e modulo secante

Il valore del modulo E_{50} del terreno trattato anche in questa serie di esperimenti è risultato proporzionale ai valori della resistenza a compressione ad espansione laterale libera.

I risultati ottenuti dallo studio sono sinteticamente riportati nella **Figura 4.22**.

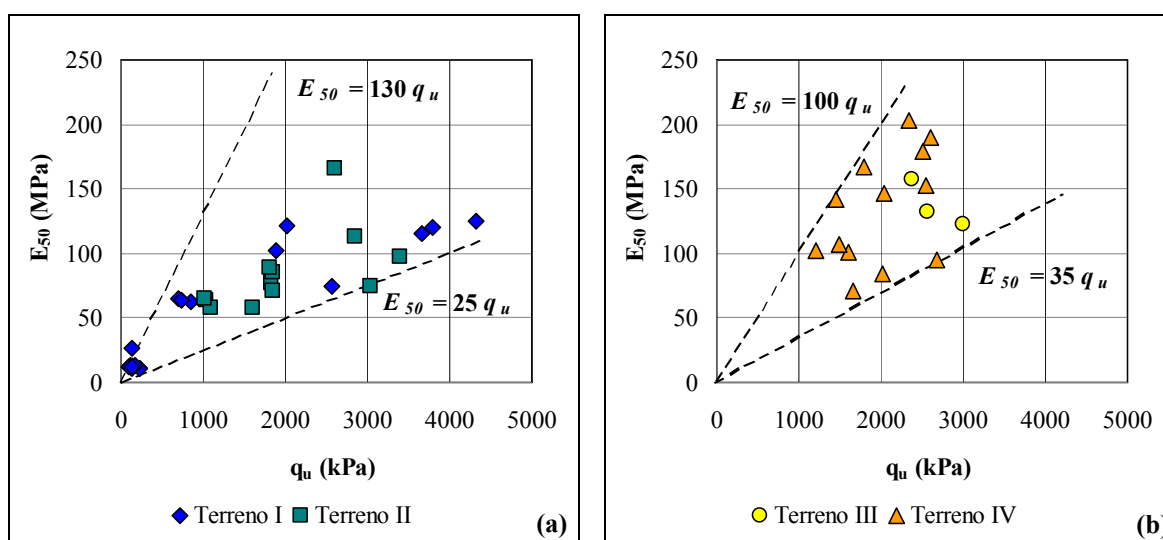


Figura 4.22 – Relazione tra E_{50} e q_u : a) terreni granulare; b) terreni coesivi.

Graficamente sono state ricavate le seguenti relazioni:

$$25 q_u < E_{50} < 130 q_u \text{ per i terreni I e II (granulari);}$$

$$35 q_u < E_{50} < 100 q_u \text{ per i terreni III e IV (coesivi);}$$

in cui per i terreni granulari è stato ottenuto un intervallo di variazione del rapporto $E_{50} : q_u$ più ampio rispetto a quello ottenuto per i terreni coesivi.

4.3.4 Permeabilità

I valori medi di permeabilità misurati per ciascuna miscela analizzata sono sinteticamente riportati nella **Figura 4.23** mentre come fatto nei paragrafi precedenti nella **Figura 4.24** e **Figura 4.25** sono riportati rispettivamente gli effetti del contenuto di cemento e di argilla.

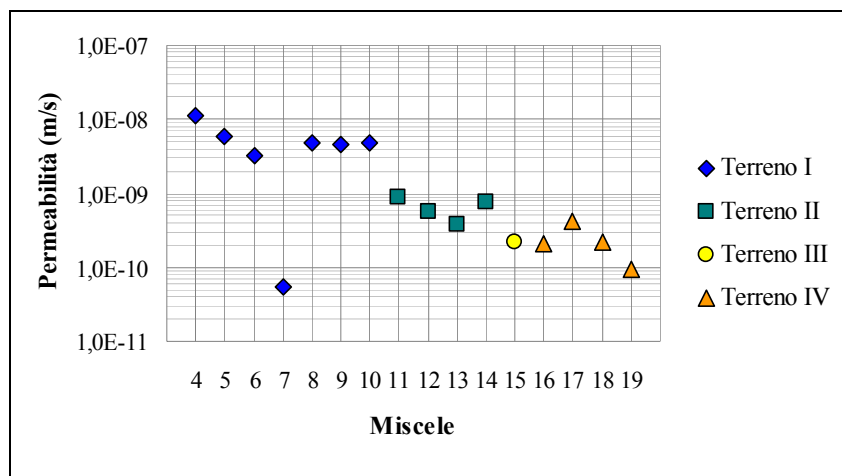


Figura 4.23 – Valori di permeabilità per le miscele investigate.

In particolare la **Figura 4.24** mostra che un incremento del contenuto di cemento comporta una riduzione della permeabilità del terreno trattato e nella scala semilogaritmica riportata risulta evidente come tale relazione risulti essere lineare. Appare inoltre chiaro, sempre dalla stessa figura, che il tasso di diminuzione della permeabilità all'aumentare della percentuale di cemento risulta essere per il terreno I più alto che per i terreni II e IV.

Dalla **Figura 4.24** risulta anche chiaramente come il terreno I (sabbia con ghiaia) presenti dei valori di permeabilità di circa un ordine di grandezza superiori a quelli registrati per il terreno II (contenente un 35% di limo e argilla). Appare quindi evidente come il tipo di terreno possa influenzare grandemente i valori di permeabilità del materiale trattato e che la presenza di limo e argilla comporta, a parità di altre condizioni, valori di conducibilità idraulica inferiori.

Analogamente a quanto visto per il modulo E_{50} e la resistenza q_u la permeabilità risulta essere influenzata dal rapporto acqua:cemento. In particolare, dal confronto fra le miscele 6 e 7, appare evidente una riduzione della permeabilità di due ordini di grandezza dovuta alla riduzione del rapporto acqua:cemento.

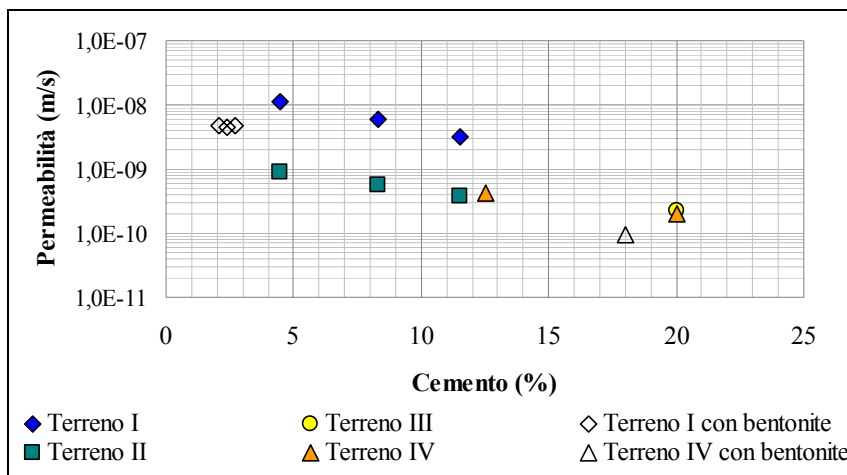


Figura 4.24 – Relazione tra permeabilità e contenuto di cemento.

Per studiare l'effetto sulla permeabilità dell'aggiunta di bentonite, i risultati ottenuti per le miscele 8, 9 e 10 (chiamati nella **Figura 4.24** come terreno "I con bentonite") sono stati confrontati con quelli ottenuti per le miscele 4, 5 e 6 (terreno I) trattati solamente con cemento. Appare evidente come la presenza di bentonite nella miscela comporta il raggiungimento di valori inferiori di permeabilità anche utilizzando quantità inferiori di cemento. Questo fatto potrebbe avere una grande rilevanza in applicazioni pratiche che richiedano per qualche ragione l'utilizzo di bentonite.

Inoltre, dalla **Figura 4.23** comparando i risultati delle miscele 8, 9 e 10 non si osservano sostanziali variazioni in termini di permeabilità. Tale fatto è senz'altro dovuto alla troppo piccola differenza di dosaggio di bentonite tra una miscela ed un'altra.

Considerazioni del tutto analoghe possono essere fatte se si comparano, nella **Figura 4.24**, i valori della permeabilità ottenuti per il terreno IV (argilla) con il terreno "IV con bentonite" (miscela 19).

Nel caso sia richiesto un coefficiente di permeabilità non superiore a 10^{-8} m/s, come generalmente avviene in ambito internazionale (in Italia il limite di legge è 10^{-9} m/s) per un controllo permanente della falda acquifera (ad esempio contenimento di siti contaminati per prevenire la dispersione degli inquinanti in falda), la **Figura 4.24** mostra come un valore del genere sia ottenibile adottando una quantità di cemento pari a circa 10% per il terreno I e circa 5% per gli altri. Questo può essere ottenuto modificando, in fase di realizzazione del

trattamento, la portata di miscela legante e/o la velocità di penetrazione (o risalita) del monitor. In caso di trattamento con la tecnica del Cutter Soil Mixing, dove l'uso di bentonite è richiesto dal processo, la permeabilità di progetto può essere ottenuta con una sensibile diminuzione della quantità di cemento impiegata.

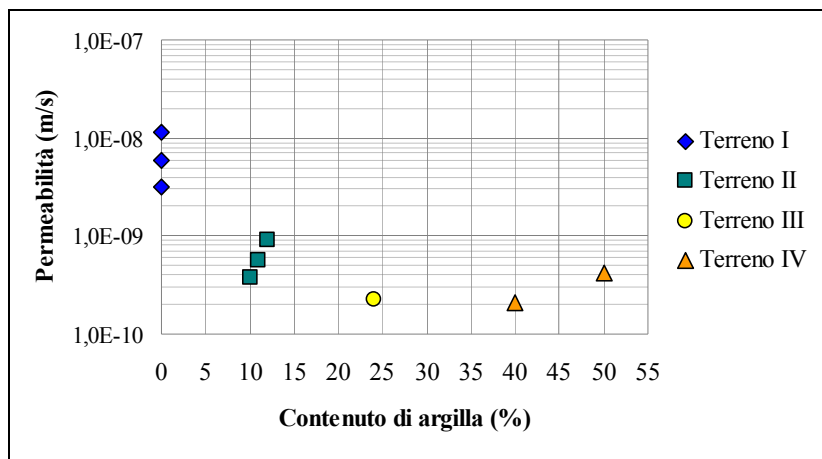


Figura 4.25 – Relazione tra permeabilità e contenuto di argilla.

4.4 Prove su terreni reali stratificati

La realizzazione di barriere impermeabili nel sottosuolo tramite la tecnica del Deep Mixing in presenza di terreni stratificati e/o di formazioni strutturalmente complesse, presuppone un attento e metodico studio di laboratorio per l'ottimizzazione della miscela e dei parametri operativi del trattamento. Come anticipato in precedenza, l'attività di ricerca svolta presso il laboratorio della Geoplanning s.r.l. (Roma) è servita tra le altre cose anche come supporto alla progettazione esecutiva della cinturazione tramite CSM di una vasca di ampliamento della discarica di Malagrotta (Roma).

I risultati hanno permesso di determinare la composizione della miscela per consentire il raggiungimento dei requisiti di permeabilità e resistenza in tutte le unità litologiche incontrate e individuare quali parametri del processo esecutivo del deep mixing influenzino le proprietà dei terreni trattati.

In depositi stratificati eterogenei, sia dal punto di vista geologico che geotecnico, è inevitabile la presenza di uno o più strati "deboli", che presentino cioè, delle caratteristiche post-trattamento non adeguate agli standard richiesti. Per questo motivo, durante la miscelazione di questi strati e in corrispondenza della transizione tra uno strato e l'altro, si può optare per un'erogazione maggiore di legante, un tempo ed un'energia di miscelazione maggiori o cicli di trattamento aggiuntivi. La soluzione migliore, naturalmente, non è univoca ma va decisa in un'ottica di valutazione costi/benefici.

Di seguito si riporta l'effetto delle variabili di studio sull'andamento delle caratteristiche di resistenza, rigidità e permeabilità dei terreni trattati. In particolare, è stato studiato l'effetto del tipo di terreno, del tempo e della temperatura di maturazione, del contenuto di legante e del contenuto d'acqua sulla resistenza a compressione non confinata, mentre, per quanto riguarda il modulo E_{50} e la permeabilità, sono stati analizzati gli effetti del tipo di terreno, tempo di maturazione e contenuto di legante.

4.4.1 Resistenza a compressione non confinata

La resistenza a compressione non confinata è una proprietà fondamentale nella progettazione di un diaframma verticale in quanto deve essere un compromesso tra la deformabilità della barriera, essenziale per impedirne la fessurazione, e la capacità di resistere ai movimenti del terreno circostante che potrebbero mettere in crisi la stabilità dell'opera.

Come evidenziato in precedenza, questa caratteristica meccanica è influenzata da numerosi fattori che sono stati esaminati nel presente studio per ottimizzare l'efficienza del trattamento lungo tutta la profondità di progetto.

I valori di resistenza a compressione non confinata sono stati ricavati dalle curve sforzi-deformazioni (**Figura 4.26**) e sono compresi in un intervallo molto ampio (circa 0,1÷2,8 MPa) perché corrispondono a miscele caratterizzate da diverse tipologie di terreno e differenti contenuti di legante.

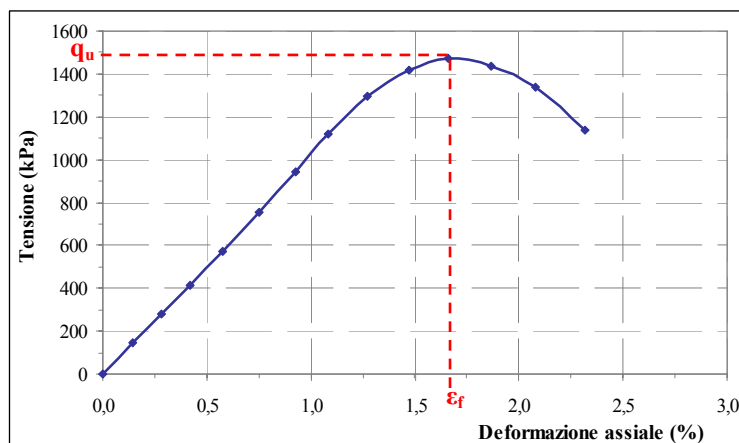


Figura 4.26 – Determinazione della resistenza a compressione non confinata (q_u) e della deformazione a rottura (ε_f) dalle curve sforzi-deformazioni.

I valori di q_u ottenuti a 28 giorni per tutti i tipi di terreno trattati sono riportati in **Tabella 4.1** in relazione al contenuto di cemento.

Tabella 4.1 – Range di resistenza a compressione non confinata a 28 giorni per tutti i terreni studiati.

a_w (%)	Resistenza a compressione a 28 giorni per tutti i terreni trattati q_u (kPa)		
	min	med	max
5	96	570	891
10	202	1005	1574
15	311	1758	2721

La deformazione assiale a rottura, per tutte le miscele è risultata compresa tra 0,9% e 2,4% con un valore medio di 1,5%.

Dalle curve sforzi-deformazioni si può ricavare anche il tipo di rottura, fragile o duttile, del provino. In particolare tutti i terreni hanno evidenziato un comportamento a rottura di tipo fragile, in cui è cioè evidente il raggiungimento di un valore di picco della resistenza ed una successiva diminuzione di quest'ultima all'aumentare della deformazione. Solo per il terreno X (argilla pliocenica) la rottura è risultata di tipo duttile, cioè la resistenza, dopo un iniziale aumento in funzione della deformazione assiale si attesta su un valore di soglia fino alla rottura del provino. A titolo di esempio, vengono riportate (**Figura 4.27**) le curve sforzi-deformazioni relative alle miscele 30 e 33 (terreno IX e X) contenenti il 10% di cemento e maturate per 14 giorni. È evidente, oltre al diverso tipo di rottura, una notevole differenza nel valore della resistenza dovuto al differente tipo di terreno trattato.

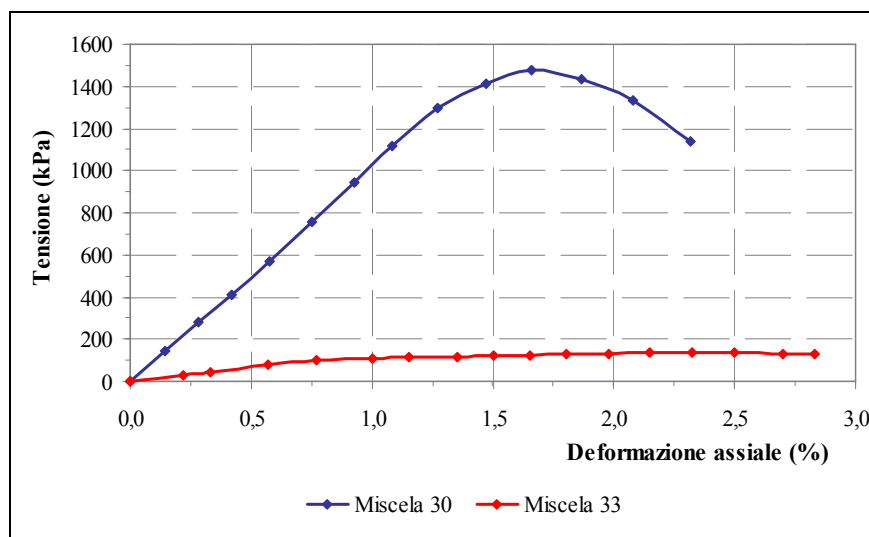


Figura 4.27 – Confronto tra le curve sforzi-deformazioni per due tipi di miscele.

La normativa disponibile sui diaframmi con funzione di barriera verticale non stabilisce un valore minimo di resistenza, che quindi andrà deciso caso per caso, in funzione

del progetto specifico. In questo studio è stato fissato un valore minimo verosimile di resistenza pari a 200 kPa (valore per altro utilizzato in molti progetti di deep mixing).

4.4.1.1 Effetto del tipo di terreno

Dalla letteratura e dalle su citate esperienze di laboratorio è noto come la resistenza del terreno trattato sia fortemente dipendente dal tipo di terreno. Infatti, l'effetto della stabilizzazione è variabile in funzione della granulometria, dei limiti di consistenza, della percentuale di materiale a grana fina (passante al setaccio n° 200 ASTM, cioè la frazione di limo e argilla), del contenuto d'acqua iniziale e della composizione dei minerali argillosi.

La resistenza, in particolare, dipende dalla quantità di inerti presenti nel terreno (percentuale di sabbia e ghiaia), che legando con il cemento portano alla formazione di uno scheletro rigido. Dai risultati dello studio sui terreni artificiali (cfr. § 4.3) è apparso ad esempio che, per stabilizzare ed ottenere la medesima resistenza in terreni coesivi o granulari, è necessaria una quantità maggiore di legante per i primi piuttosto che per i secondi. Questo risultato è stato verificato anche nello studio eseguito sui terreni reali. Si è infatti ricavato che, a parità di contenuto e tipo di legante e tempo di maturazione, la resistenza varia fortemente con il tipo di terreno. A titolo di esempio, si riportano (**Figura 4.28**) le curve sforzi-deformazioni relative ai provini di miscele contenenti il 10% di cemento e maturate per 14 giorni.

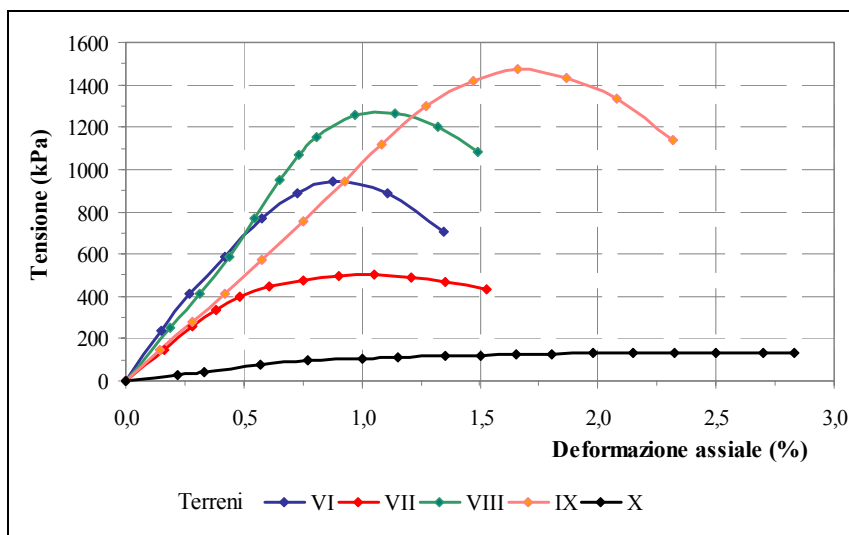


Figura 4.28 – Curve sforzi-deformazioni per miscele con contenuto di cemento pari al 10% e maturate per 14 giorni.

Si può notare come sia la resistenza di picco che la deformazione a rottura variano in funzione del tipo di terreno.

Esistono numerosi parametri per caratterizzare le varie tipologie di terreno, ad esempio la granulometria, la percentuale di argilla e i limiti di consistenza. Nel presente studio è stato utilizzato come parametro indicatore la percentuale di materiale a grana fina, cioè il passante al setaccio n° 200 ASTM (frazione limosa e argillosa). Di seguito (**Tabella 4.2**) vengono riportati i valori di riferimento per i terreni analizzati nello studio.

Tabella 4.2 – Percentuale di materiale a grana fina relativa ai terreni analizzati.

Terreni	Passante al setaccio n° 200 (%)
VI	58
VII	35
VIII	38
IX	27
X	100

Dai dati ricavati dalle prove ELL è stato possibile determinare la resistenza a compressione non confinata a 28 giorni di maturazione, per i tre diversi contenuti di cemento, in funzione della percentuale di materiale a grana fina relativa ai cinque terreni analizzati (**Figura 4.29**).

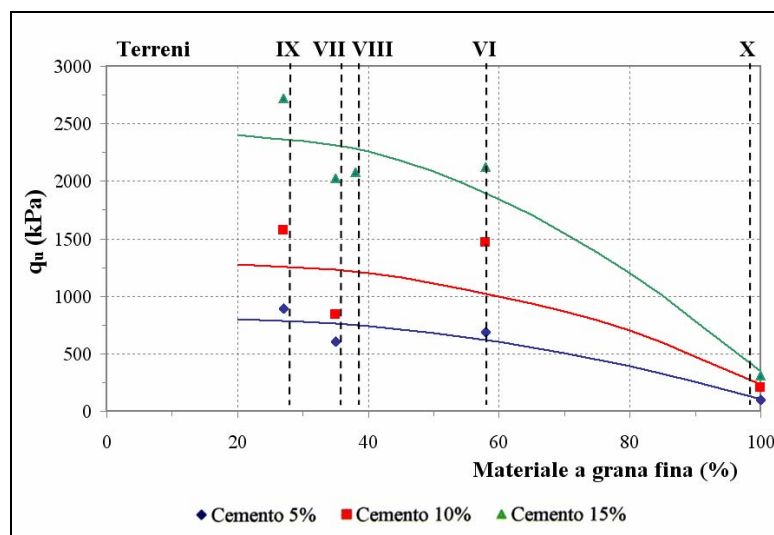


Figura 4.29 – Andamento della resistenza a compressione non confinata a 28 giorni di maturazione con la percentuale di materiale a grana fina per tutti i tipi di terreno.

L'andamento riscontrato suggerisce un decadimento della resistenza all'aumentare del contenuto di materiale a grana fina. Questo comportamento rimane inalterato per tutte le miscele con diversa percentuale di cemento. La percentuale di limo ed argilla, perciò, peggiora le caratteristiche meccaniche della miscela, in termini di resistenza.

Risulta quindi evidente, considerando che una medesima combinazione di leganti e tempo di maturazione porta a risultati differenti in diverse tipologie di terreno, l'importanza dell'ottimizzazione della miscela per il raggiungimento dei requisiti di progetto in tutte le unità litologiche presenti in un sottosuolo stratificato. Inoltre, è evidente come la caratterizzazione preliminare del sottosuolo gioca un ruolo fondamentale poiché terreni caratterizzati da granulometrie differenti raggiungono un livello di resistenza marcatamente diverso dopo il trattamento.

4.4.1.2 Effetto del tempo di maturazione

La resistenza dei terreni trattati con il cemento aumenta con il tempo, in maniera analoga a quanto succede per il calcestruzzo.

Per i terreni analizzati sono state individuate diverse relazioni che legano le diverse resistenze ricavate a vari tempi di maturazione.

I risultati ottenuti sono riportati nelle tabelle seguenti (**Tabella 4.3**, **Tabella 4.4**) dove q_{u7} , q_{u14} , q_{u28} e q_{u56} sono i valori di resistenza a compressione non confinata del terreno trattato dopo 7, 14, 28 e 56 giorni rispettivamente.

In **Tabella 4.3** sono riportate le relazioni trovate (in termini di valori minimo, medio e massimo) sia per i diversi tipi di terreni testati sia per le diverse quantità di cemento usate per la stabilizzazione. Le relazioni ricavate a 56 giorni si riferiscono solamente alle miscele di terreno con un contenuto di cemento pari al 15%. È interessante notare come i range riportati presentino una ridotta variabilità, e come l'incremento di resistenza diminuisca con il tempo. Inoltre è possibile constatare (sempre dalla **Tabella 4.3**) come, mediamente, la resistenza ottenuta a 28 giorni sia quasi due volte quella valutata a 7 giorni.

Tabella 4.3 – Relazioni tra le resistenze a compressione non confinate relative a diversi periodi di maturazione individuate per tutte le miscele confezionate.

	Riepilogo globale			
	min	media	max	
$q_{u14} =$	1,07	1,44	1,72	q_{u7}
$q_{u28} =$	1,16	1,83	2,49	q_{u7}
$q_{u28} =$	1,00	1,31	1,76	q_{u14}
$q_{u56} =$	1,63	2,64	3,54	q_{u7}
$q_{u56} =$	1,19	1,91	2,81	q_{u14}
$q_{u56} =$	1,02	1,29	1,59	q_{u28}

Nelle **Tabella 4.4** si riportano invece i valori di resistenza suddivisi in base alla quantità di cemento (espressa in percentuale) utilizzata nelle miscele.

Tabella 4.4 – Relazioni tra le resistenze a compressione non confinate relative a diversi periodi di maturazione, suddivise in base al contenuto di cemento.

Miscela 5%				
	min	media	max	
$q_{u14} =$	1,31	1,34	1,37	q_{u7}
$q_{u28} =$	1,22	1,56	2,03	q_{u7}
$q_{u28} =$	1,00	1,17	1,55	q_{u14}
Miscela 10%				
	min	media	max	
$q_{u14} =$	1,34	1,40	1,45	q_{u7}
$q_{u28} =$	1,46	1,91	2,15	q_{u7}
$q_{u28} =$	1,04	1,37	1,60	q_{u14}
Miscela 15%				
	min	media	max	
$q_{u14} =$	1,07	1,39	1,72	q_{u7}
$q_{u28} =$	1,16	1,85	2,41	q_{u7}
$q_{u28} =$	1,08	1,31	1,76	q_{u14}

È possibile notare come i valori relativi alle miscele con contenuto di cemento pari al 10 e 15 % siano piuttosto simili tra loro in termini di valori medi, e nettamente maggiori rispetto a quelli riferiti al contenuto del 5%.

In **Figura 4.30** si riporta un andamento tipico della resistenza al variare del tempo di maturazione, per differenti contenuti di cemento, relativo al terreno IX. Come illustrato, e già riportato nelle tabelle precedenti, è possibile constatare un incremento di resistenza maggiore tra 7 e 14 giorni rispetto a quello ottenuto tra 14 e 28 o tra 28 e 56 giorni. Appare inoltre chiaro dalla figura come il miglioramento in termini di resistenza sia minimale nel caso dell'utilizzo di un contenuto di cemento pari al 5 % rispetto a contenuti maggiori, e come la resistenza massima ottenibile a fine trattamento sia funzione della quantità di cemento.

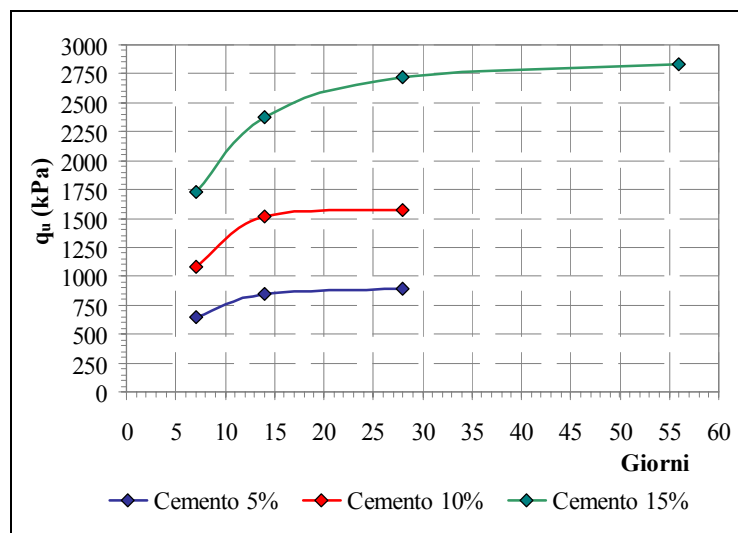


Figura 4.30 – Andamento della resistenza a compressione non confinata con il tempo di maturazione al variare del contenuto di cemento per il terreno IX.

Si riporta infine in **Figura 4.31**, un grafico riassuntivo dell’andamento della resistenza con il tempo di maturazione per diversi terreni trattati con un contenuto di legante pari al 15%. È possibile notare come, pur partendo da valori iniziali di resistenza a 7 giorni diversi, per quattro dei cinque terreni si arrivi a dei valori molto simili relativamente a 56 giorni di maturazione. Unica eccezione il terreno X (terreno coesivo con il 100 % di materiale a grana fina), per il quale il valore di resistenza ottenuto, pari a 495,72 kPa, è molto più basso degli altri terreni (risultando però accettabilmente superiore al limite stabilito, pari a 200 kPa).

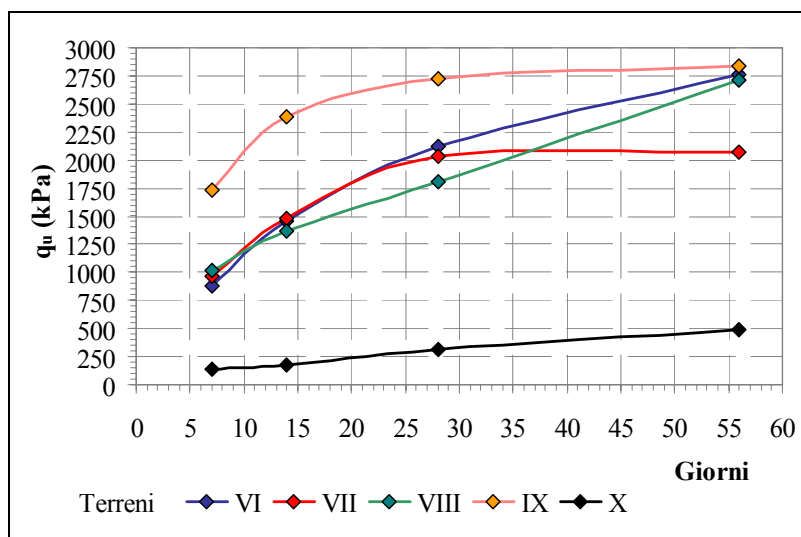


Figura 4.31 – Andamento della resistenza a compressione non confinata con il tempo di maturazione per tutti i terreni trattati con un contenuto di cemento pari al 15 %.

Si nota come il terreno VII abbia valori finali di resistenza minori rispetto al terreno VI, nonostante la maggiore percentuale di fini di quest’ultimo. Questo è probabilmente dovuto all’elevato contenuto d’acqua iniziale del terreno VII, pari al 30%, che si è dimostrato

essere la causa principale della minor resistenza attesa. Andando a diminuire tale contenuto d'acqua, ovvero passando al 16%, sono stati ottenuti valori di resistenza a 7 giorni nettamente maggiori (come riportato al § 4.4.1.5), tuttavia non è stato possibile effettuare le prove ad altri tempi di maturazione a causa della mancanza di materiale.

4.4.1.3 Effetto della temperatura di maturazione

La resistenza a compressione dei materiali cementizi è funzione del grado d'idratazione della miscela che aumenta, oltre che col tempo, anche con la temperatura.

In particolare è stato analizzato l'effetto della temperatura sulla resistenza a compressione non confinata per la miscela 21, cioè prefissando il tipo di terreno (VI) ed il contenuto di cemento (10%). I provini, confezionati seguendo il medesimo procedimento e maturati a tre diverse temperature, sono stati testati a differenti tempi di maturazione attraverso delle prove ELL. In particolare, i provini sono maturati in camera umida a 10°C per 7, 14, 28 e 56 giorni, a temperatura ambiente di 20°C per 3, 7, 14 e 28 giorni ed in forno a 40°C per 1, 3, 7 e 14 giorni.

I risultati (**Figura 4.32**) hanno dimostrato come la resistenza aumenti all'aumentare del tempo e della temperatura di maturazione. Inoltre, questi due fattori (temperatura e tempo) sono strettamente correlati poiché, al raddoppiare della temperatura il tempo necessario al raggiungimento del medesimo livello di resistenza si dimezza.

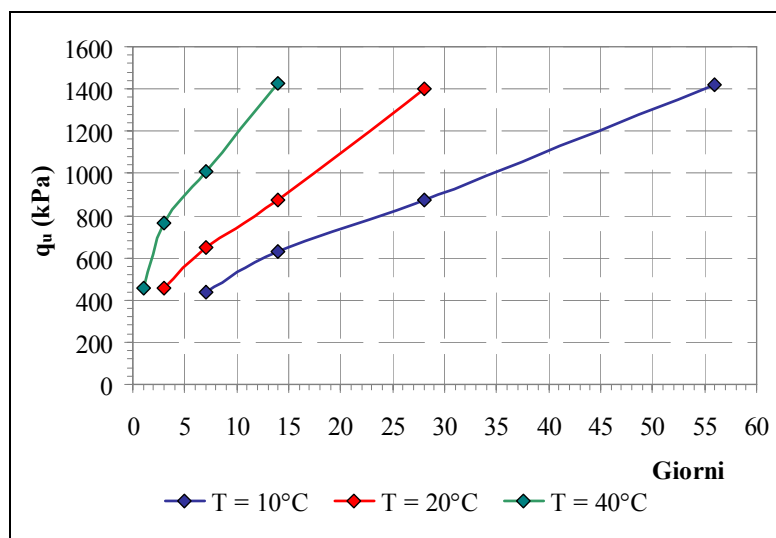


Figura 4.32 – Andamento della resistenza a compressione non confinata in funzione del tempo e della temperatura di maturazione per la miscela 21 (terreno VI con 10% di cemento).

4.4.1.4 Effetto del contenuto di cemento

Al fine di pervenire all'effetto sulla resistenza dei terreni trattati del contenuto di cemento (Portland composito tipo II-LL, classe 32,5 R), sono stati utilizzati tre diversi dosaggi di legante rispettivamente pari a 5, 10 e 15% rispetto al peso secco del terreno.

Dai risultati, come ci si aspettava, è emerso per tutte le miscele un aumento della resistenza con l'aumentare del contenuto di cemento, sebbene il beneficio sia differente per i diversi tipi di terreno.

Di seguito (**Figura 4.33**) si riporta, a titolo di esempio, l'andamento della resistenza a compressione non confinata, per differenti contenuti di cemento e tempi di maturazione, relativo al terreno VII.

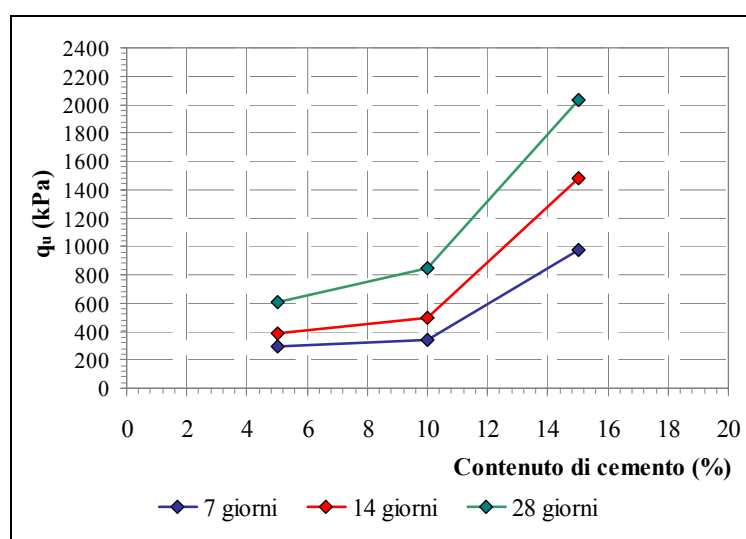


Figura 4.33 – Andamento della resistenza a compressione non confinata per il terreno VII in funzione del contenuto di cemento e del tempo di maturazione.

Inoltre, come menzionato in precedenza, i valori di resistenza raggiungibili nelle diverse unità litologiche utilizzando il medesimo contenuto di legante sono molto differenti e in particolare funzione della tipologia di terreno trattato.

La **Figura 4.34** riporta l'andamento della resistenza a compressione non confinata per tutti i tipi di terreno al variare del contenuto di cemento per un tempo di maturazione di 28 giorni (per il terreno VIII sono state confezionate solo miscele con il 15% di cemento).

Per assicurare una resistenza di 200 kPa a 28 giorni di maturazione in tutti i terreni trattati è necessario quindi un contenuto di cemento pari al 15% sul peso secco del terreno.

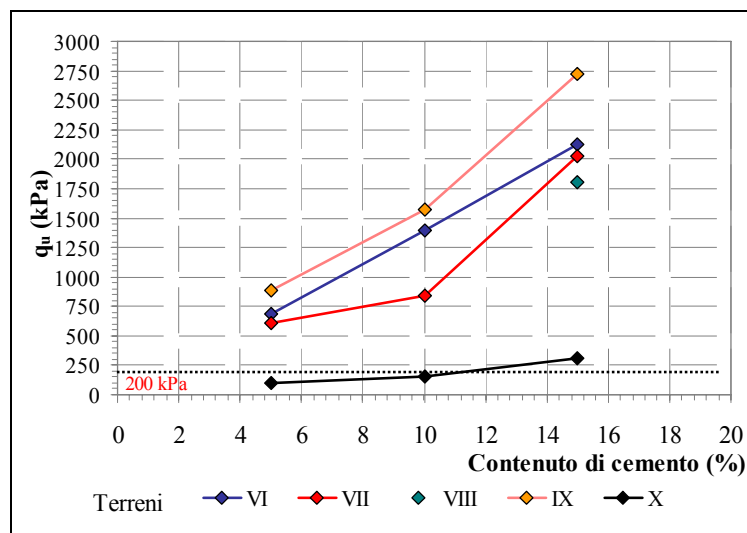


Figura 4.34 – Andamento della resistenza a compressione non confinata per tutti i terreni a 28 giorni di maturazione in funzione del contenuto di cemento.

Inoltre, per confrontare il trattamento in laboratorio con quello reale in sito, è utile passare dalla percentuale di cemento (a_w) al fattore cemento (α) espresso in kg di legante su m^3 di terreno trattato. Per i terreni oggetto di studio, trattandosi di terreni destrutturati tramite miscelazione meccanica, è possibile considerare un peso dell'unità di volume pari a: γ_t [kg/m^3] = 16 kN/ m^3 .

I valori del fattore cemento α , ricavati a partire da γ_t e dai diversi contenuti di cemento adottati, sono riportati in **Tabella 4.5**.

Tabella 4.5 – Valutazione dei fattori cemento (α) a partire dai contenuti di cemento (a_w) adottati.

a_w (%)	=	α (kg/m^3)
5	=	80
10	=	160
15	=	240

In **Tabella 4.6** si riportano i valori adottati nel presente studio per il rapporto acqua/cemento della miscela cementizia e del contenuto di cemento nonché della resistenza a compressione non confinata ottenuta, confrontati con i valori tipici riportati in letteratura.

Tabella 4.6 – Caratteristiche della miscela cementizia e dei terreni trattati con la tecnologia CSM.

Diaframmi plastici	Valori tipici CSM	Valori studio sperimentale
Rapporto A/C	0,6 - 2	1
Contenuto di cemento	100 - 200 kg/m^3 terreno	80 ; 160 ; 240 kg/m^3 terreno
Resistenza alla compressione	0,5 - 2 MPa	0,1 – 2,8 MPa

4.4.1.5 Effetto del contenuto d'acqua

Come evidenziato precedentemente la resistenza a compressione del terreno trattato risulta essere funzione del contenuto d'acqua della miscela. I risultati ottenuti sui terreni coesivi (cfr. § 4.2.1.2) hanno dimostrato l'esistenza di un contenuto d'acqua ottimo che garantisce il raggiungimento della resistenza massima per una determinata percentuale di legante.

Nel presente studio è stato analizzato anche l'effetto sulla resistenza del contenuto d'acqua nelle miscele 25 e 28 (terreni VII e VIII rispettivamente). Ovvero sono stati prefissati il tipo di terreno e la percentuale di cemento, per verificare l'esistenza di un contenuto d'acqua ottimo anche in terreni granulari, cosa del tutto innovativa in letteratura.

La resistenza a compressione non confinata è stata valutata in funzione del fattore C_w/LL (cfr. cap. 2, § 2.4.4.5) dove C_w indica il contenuto totale d'acqua della miscela (somma dell'acqua presente nel terreno e nella miscela cementizia) e LL rappresenta il limite liquido della frazione fina del terreno. Per il terreno VII ($LL = 37\%$) sono state eseguite prove ad espansione laterale libera a 7 giorni, mentre per il terreno VIII ($LL = 49\%$) le prove sono state effettuate anche a 14 e 28 giorni di maturazione.

Dalle curve sforzi-deformazioni è possibile constatare l'esistenza di un contenuto d'acqua ottimo ($C_{w,opt}$) in corrispondenza del quale il terreno esibisce le migliori caratteristiche di resistenza relative ad un contenuto di legante e tempo di maturazione prefissati. Vengono riportati di seguito le curve relative a 7 giorni di maturazione per il terreno VII (Figura 4.35) e 28 giorni per il terreno VIII (Figura 4.36).

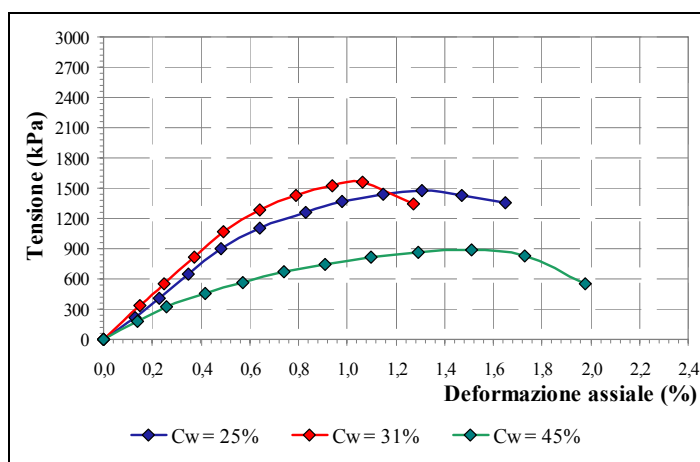


Figura 4.35 – Curve sforzi-deformazioni al variare del contenuto d'acqua per la miscela 25 a 7 giorni di maturazione.

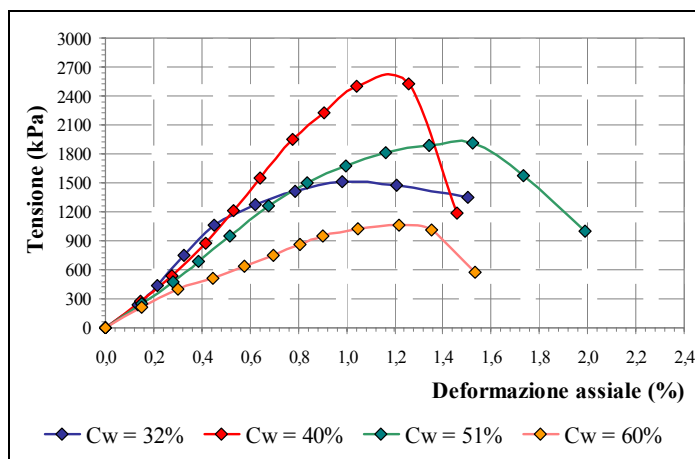


Figura 4.36 – Curve sforzi-deformazioni al variare del contenuto d’acqua per le miscela 28 a 28 giorni di maturazione.

Per confrontare i risultati con lo studio di Bergado e Lorenzo (2005), i dati relativi alla resistenza sono stati riportati in funzione del fattore C_w/LL (Figura 4.37).

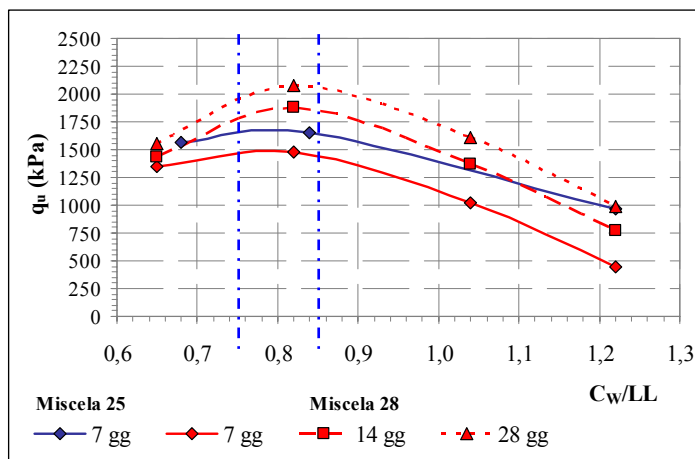


Figura 4.37 – Andamento della resistenza in funzione del rapporto C_w/LL .

Come si evince dal grafico, la resistenza massima delle miscele 25 e 28 è contenuta nell’intervallo $0,75 \div 0,85 C_w/LL$. Questa considerazione vale per entrambi i terreni e per i differenti tempi di maturazione, mantenendo un contenuto di cemento costante. I risultati ottenuti dagli autori precedentemente menzionati hanno confermato, invece, come il massimo della resistenza si otteneva per valori di C_w/LL compresi tra 1,0 e 1,1 LL.

Quindi, diminuendo la frazione a grana fina del terreno, il contenuto d’acqua ottimo diminuisce. Inoltre, è possibile notare che per la miscela 28 (a 28 giorni di maturazione), diminuendo il contenuto d’acqua dal 60% al 40%, la resistenza raddoppia. Questo è un risultato molto significativo pensando agli eventuali riscontri pratici legati a questioni di tipo economico. Difatti, la semplice variazione della percentuale d’acqua presente nel terreno in situ, porta a notevoli incrementi di resistenza, mantenendo costante la quantità di legante e,

quindi, riducendo i costi dell'intero progetto. Tuttavia, questa considerazione è valida qualora il terreno presenti un contenuto naturale d'acqua minore dell'ottimo, dal momento che la diminuzione della percentuale d'acqua del terreno in situ rappresenta un'operazione molto costosa che può compromettere l'efficacia dell'intera operazione.

Inoltre, è evidente, ancora una volta, come la tipologia di terreno trattato influenzi notevolmente le proprietà meccaniche post-trattamento e i parametri esecutivi del processo.

Dalle curve sforzi-deformazioni è stato possibile ricavare ulteriori considerazioni riguardo l'effetto del contenuto d'acqua sulle caratteristiche meccaniche. Infatti, analizzando l'andamento del modulo secante E_{50} (relativo al 50% della resistenza massima) in funzione del contenuto d'acqua, è possibile notare come la rigidità del provino rispecchi l'andamento della resistenza a compressione (**Figura 4.38**). Inoltre è possibile osservare dalla **Figura 4.39**, la presenza di un minimo nell'andamento della deformazione a rottura in corrispondenza del contenuto d'acqua ottimo.

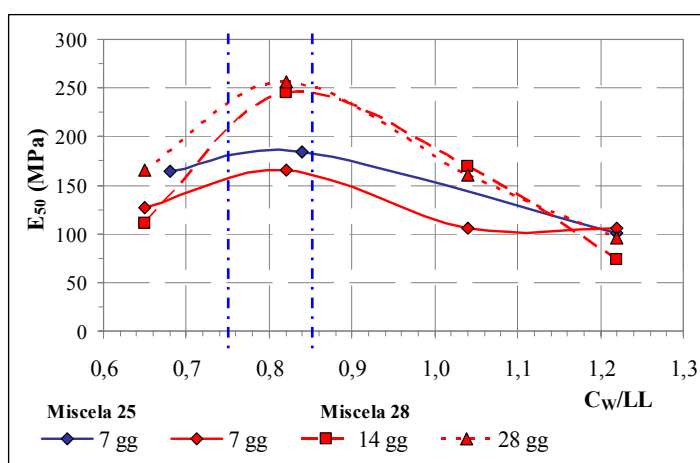


Figura 4.38 – Effetto del contenuto d'acqua sul modulo secante E_{50} .

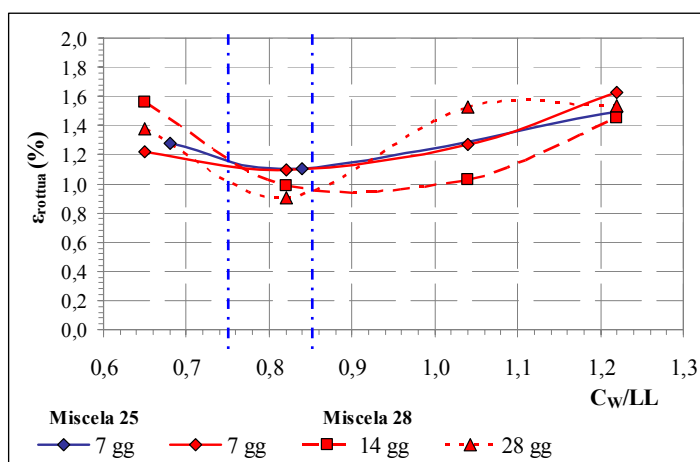


Figura 4.39 – Effetto del contenuto d'acqua sulla deformazione a rottura.

4.4.2 Modulo di elasticità secante E_{50}

Il comportamento meccanico dei terreni trattati è stato esaminato anche in termini di rigidità. In particolare è stato analizzato l'andamento del modulo d'elasticità secante relativo al 50% della resistenza massima. Dalle curve sforzi-deformazioni ricavate dalle prove ELL è stato possibile estrapolare il modulo d'elasticità secante come mostrato dalla **Figura 4.40**.

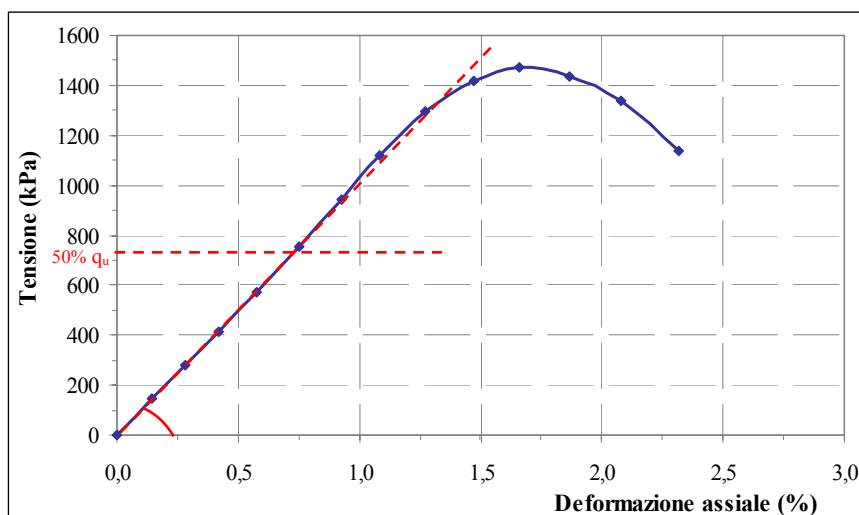


Figura 4.40 – Estrapolazione del modulo d'elasticità secante relativo al 50% della resistenza massima dalle curve sforzi-deformazioni.

Così come la resistenza, anche la rigidità dei provini è influenzata da numerosi fattori tra cui il tipo di terreno, il tempo di maturazione e il contenuto di cemento, che verranno analizzati di seguito.

4.4.2.1 Effetto del tipo di terreno

Per differenziare le varie tipologie di terreno trattato è stata utilizzata, analogamente a quanto fatto per la resistenza, la percentuale di materiale a grana fina (passante al setaccio n° 200 ASTM). Di seguito si riporta l'andamento del modulo secante E_{50} in funzione di questo parametro per tutti i terreni e i contenuti di cemento per un tempo di maturazione pari a 28 giorni (**Figura 4.41**).

L'andamento del modulo, analogo a quello della resistenza anche se caratterizzato da una dispersione dei dati maggiore, indica una progressiva perdita di rigidità della miscela con l'aumentare della frazione a grana fina.

Le due principali proprietà meccaniche, resistenza e rigidità, sono perciò influenzate dal tipo di terreno che risulta essere un fattore determinante nei trattamenti di deep mixing.

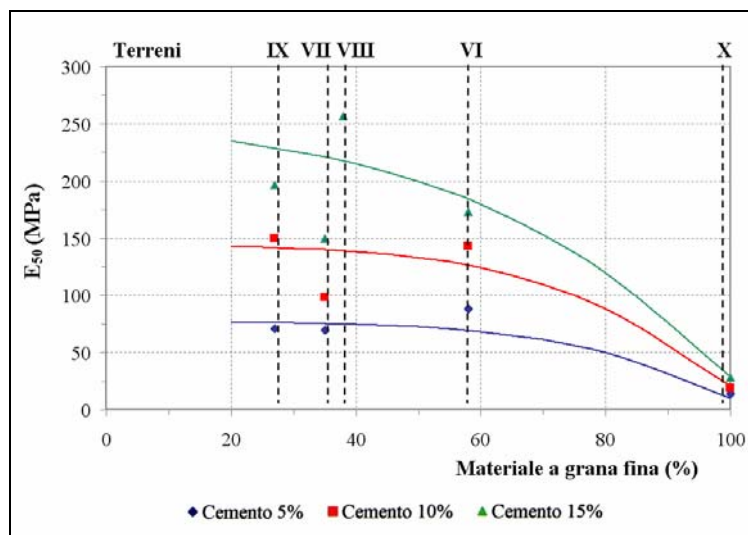


Figura 4.41 – Andamento del modulo secante E_{50} in funzione della percentuale di materiale a grana fina per un tempo di maturazione pari a 28 giorni.

4.4.2.2 Effetto del tempo di maturazione

La rigidità dei provini, come nel caso della resistenza, aumenta con il tempo di maturazione a causa del progredire delle reazioni d'idratazione del cemento.

Nel presente studio, l'effetto del tempo di maturazione è stato riscontrato in quasi tutti i provini analizzati. A titolo di esempio si riporta l'andamento del modulo d'elasticità secante relativo al terreno IX per tutti i contenuti di cemento ed i tempi di maturazione analizzati (Figura 4.42).

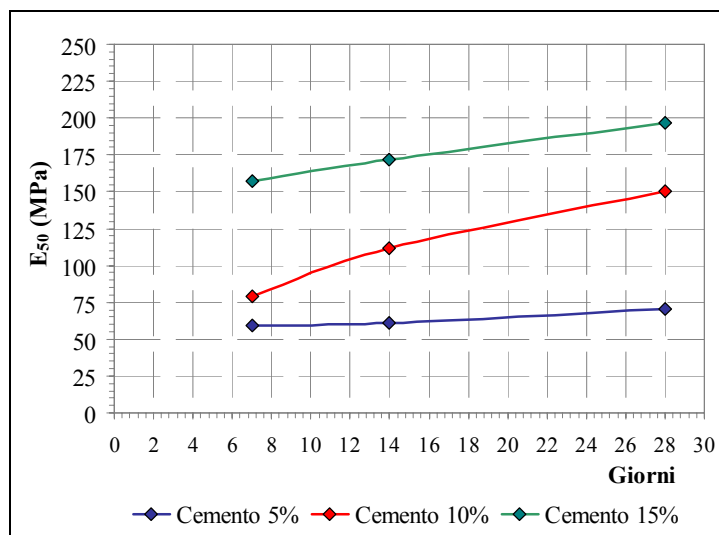


Figura 4.42 – Andamento del modulo d'elasticità secante con il tempo di maturazione per il terreno IX.

4.4.2.3 Effetto del contenuto di cemento

La rigidità del terreno trattato aumenta, oltre che con il tempo di maturazione, anche con il contenuto di cemento. Questo perché, una quantità maggiore di prodotti cementizi, lega

maggiormente le particelle di terreno, incrementando la rigidità finale. Di seguito (**Tabella 4.7**) si riportano i valori minimi, medi e massimi del modulo di elasticità in funzione del contenuto di cemento per tutti i terreni trattati e per tutti i tempi di maturazione analizzati.

Tabella 4.7 – Modulo d'elasticità secante per tutti i terreni miscelati con diverso contenuto di cemento.

Cemento (%)	Modulo secante E_{50} (MPa)		
	min	med	max
5	13,86	60,01	87,97
10	18,45	102,21	150,00
15	28,33	143,48	196,61

La **Figura 4.43** riporta a titolo di esempio, l'andamento del modulo in funzione del tempo di maturazione e dei dosaggi di cemento per il terreno VII.

Dal grafico si nota come i valori medi del modulo aumentino all'aumentare del contenuto di cemento e del tempo di maturazione, anche se con una dispersione puntuale non trascurabile.

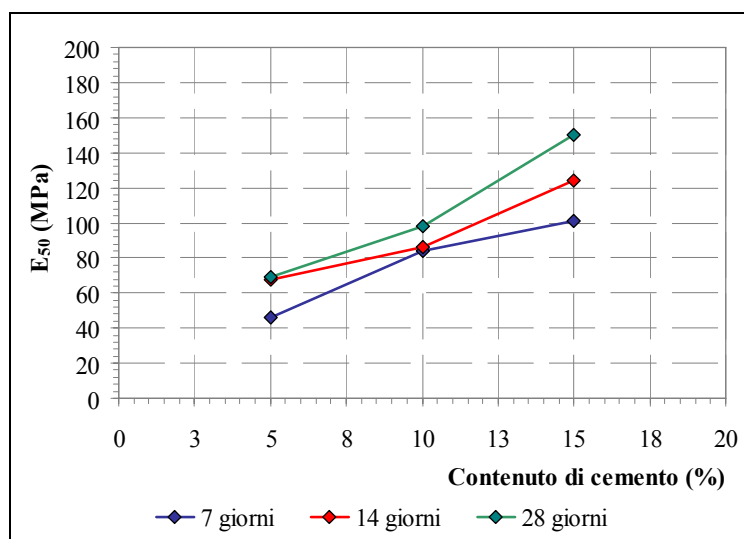


Figura 4.43 – Andamento del modulo d'elasticità secante E_{50} per il terreno II in funzione del contenuto di cemento e del tempo di maturazione.

4.4.3 Relazione tra resistenza e modulo secante

Le due proprietà meccaniche principali, resistenza e rigidità, sono influenzate dai medesimi fattori. In letteratura, molti autori hanno cercato di estrapolare delle relazioni che potessero legare le suddette caratteristiche meccaniche per provini di miscele terreno-cemento.

Nel presente lavoro è stato possibile estrapolare una relazione sperimentale tra il modulo d'elasticità secante e la resistenza a compressione non confinata.

Le relazioni tra modulo e resistenza variano in funzione del tipo di terreno. In particolare, per i terreni VI e X, caratterizzati da una considerevole frazione a grana fina, la relazione estrapolata è risultata essere la seguente (**Figura 4.44**):

$$70 q_u < E_{50} < 200 q_u$$

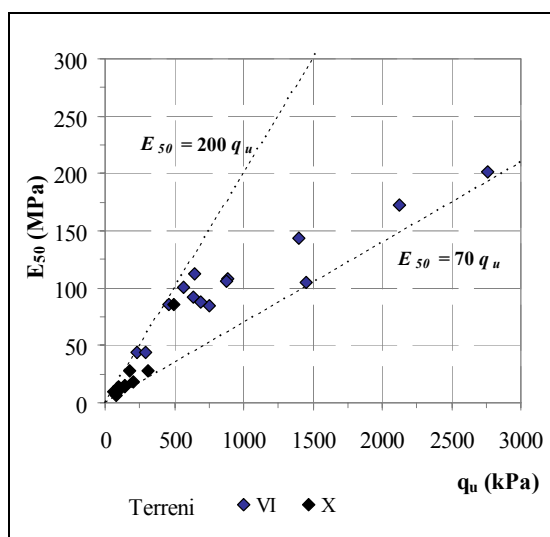


Figura 4.44 – Relazione tra il modulo d'elasticità secante e la resistenza a compressione non confinata per i terreni VI e X.

L'intervallo determinato è molto simile a quello riscontrato da O'Rourke et al. (1998) ricavato per le argille blu di Boston trattate con cemento.

In particolare, gli autori hanno individuato un modulo d'elasticità compreso tra 50 e 150 q_u . La differenza tra i range può risiedere nei diversi tipi di terreno trattato dal momento che quelli analizzati nel presente studio contengono comunque una certa percentuale di materiale grossolano (fatta eccezione per l'argilla pliocenica).

Per i terreni VII, VIII e IX, con frazione di materiale fine inferiore al 35%, la relazione estrapolata è la seguente (**Figura 4.45**):

$$60 q_u < E_{50} < 250 q_u$$

L'intervallo ricavato è più ampio del precedente così come già riscontrato per i terreni artificiali ricostruiti in laboratorio (cfr. § 4.3.3).

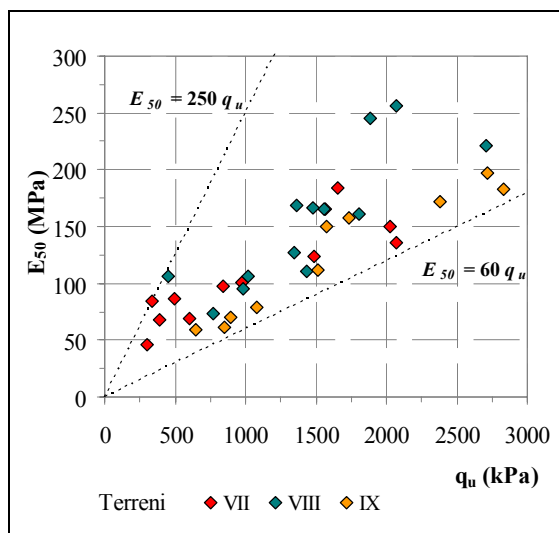


Figura 4.45 – Relazione tra il modulo d’elasticità secante e la resistenza a compressione non confinata per i terreni VII, VIII e IX.

Da questi risultati si può constatare come, ancora una volta, le proprietà meccaniche siano fortemente influenzate dal tipo di terreno che può rispondere in maniera differente ad uno stesso tipo di trattamento. Per ottenere una barriera dalle caratteristiche omogenee in un sottosuolo stratificato, è necessario, quindi operare sui parametri operativi come il tasso d’iniezione, la pressione di mandata, la quantità di legante, il tempo o l’energia di miscelazione.

I provini impiegati per la determinazione della permeabilità sono stati sottoposti, alla fine della prova, a test di compressione non confinata per la determinazione della resistenza e del modulo secante. I risultati hanno evidenziato una relazione tra il modulo d’elasticità secante e la resistenza differente (Figura 4.46):

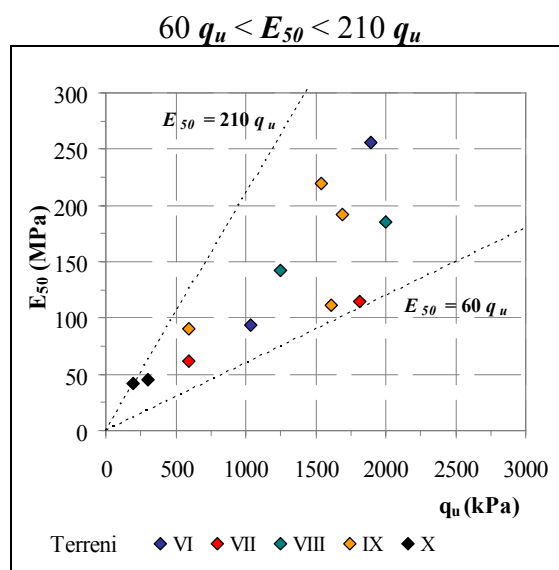


Figura 4.46 – Relazione tra il modulo d’elasticità secante e la resistenza a compressione non confinata per i provini sottoposti a prova di permeabilità.

Si può quindi dedurre, che le proprietà meccaniche cambiano a causa della filtrazione e della saturazione del provino durante la prova di permeabilità.

In particolare, le proprietà meccaniche peggiorano (come si evince dal confronto tra la resistenza a compressione non confinata relativa a 28 giorni per miscele con dosaggio di cemento del 15%) se si confrontano i risultati ottenuti sui provini “normali” e su quelli sottoposti a prova di permeabilità (**Tabella 4.8**).

Tabella 4.8 – Confronto tra la resistenza a compressione per i provini normali o sottoposti a prova di permeabilità (maturazione a 28 giorni con il 15% di cemento).

Terreno	q_u (kPa)	q_u provini sottoposti a prova di permeabilità (kPa)	Differenza (%)
VI	2123	1891	10,92
VII	2029	1812	10,68
VIII	2074	1998	3,70
IX	2721	1607	40,94
X	311	297	4,38

Ancora una volta, il decadimento della resistenza dipende dal tipo di terreno e in particolare tale fenomeno risulta essere molto importante per la miscela terreno-cemento che presenta la maggiore permeabilità (cfr. § 4.4.4).

4.4.4 Permeabilità

La conducibilità idraulica del terreno trattato è uno degli aspetti principali nella progettazione di un diaframma verticale. In ogni unità litologica incontrata la permeabilità deve essere minore o uguale del limite imposto dalla normativa pari a 10^{-9} m/s.

Nel presente studio è stato possibile effettuare complessivamente 24 prove di permeabilità in cella triassiale su miscele composte con i cinque terreni analizzati (VI ÷ X). In particolare, per valutare l’andamento della permeabilità nel tempo, sono state eseguite prove a 7 e a 28 giorni di maturazione per le miscele con il 15% di cemento, mentre, per il terreno IX, che è risultato essere il più permeabile, sono stati ricavati valori di permeabilità relativi a 28 giorni anche per un contenuto di cemento del 5 e del 10%.

Oltre alle prove in cella triassiale sui provini miscelati e confezionati in laboratorio, è stata effettuata anche una prova di permeabilità diretta in cella edometrica per valutare la conducibilità idraulica dell’argilla pliocenica non trattata (terreno X), che rappresenta il substrato impermeabile. I risultati ottenuti sono stati utilizzati per la determinazione della composizione della miscela che possa garantire il raggiungimento dei requisiti di permeabilità

per tutta la profondità di progetto. Di seguito (**Tabella 4.9**) vengono riportati i valori di permeabilità ricavati dalle prove per le differenti miscele.

Tabella 4.9 – Valori di permeabilità ricavati dallo studio sperimentale sui terreni reali.

Miscela	Terreno	Tempo di maturazione (giorni)	Permeabilità (m/s)
22	VI	7	$1,27 \cdot 10^{-10}$
22	VI	28	$2,30 \cdot 10^{-11}$
25	VII	7	$2,39 \cdot 10^{-9}$
25	VII	28	$4,11 \cdot 10^{-10}$
28	VIII	7	$2,10 \cdot 10^{-10}$
28	VIII	28	$9,61 \cdot 10^{-11}$
31	IX	7	$1,59 \cdot 10^{-9}$
29	IX	28	$3,04 \cdot 10^{-9}$
30	IX	28	$1,71 \cdot 10^{-9}$
31	IX	28	$8,92 \cdot 10^{-10}$
-	X (non trattato)	-	$6,13 \cdot 10^{-11}$
34	X	7	$5,20 \cdot 10^{-10}$
34	X	28	$3,12 \cdot 10^{-10}$

Inoltre, è stato evidenziato l'andamento della permeabilità in funzione di diversi fattori quali il tipo di terreno, il tempo di maturazione ed il contenuto di cemento, analogamente a quanto già esposto per la resistenza a compressione non confinata ed il modulo d'elasticità secante E_{50} .

4.4.4.1 Effetto del tipo di terreno

Anche la permeabilità, analogamente alle proprietà meccaniche esposte precedentemente, è fortemente influenzata dal tipo di terreno trattato. Dai dati ottenuti è evidente come il trattamento non abbia portato a risultati univoci per tutti i terreni in termini di miglioramento della permeabilità.

Confrontando i valori di permeabilità dei terreni prima e dopo il trattamento (**Figura 4.47**) è evidente come quasi tutti, anche se in maniera differente, presentino un miglioramento delle proprietà idrauliche.

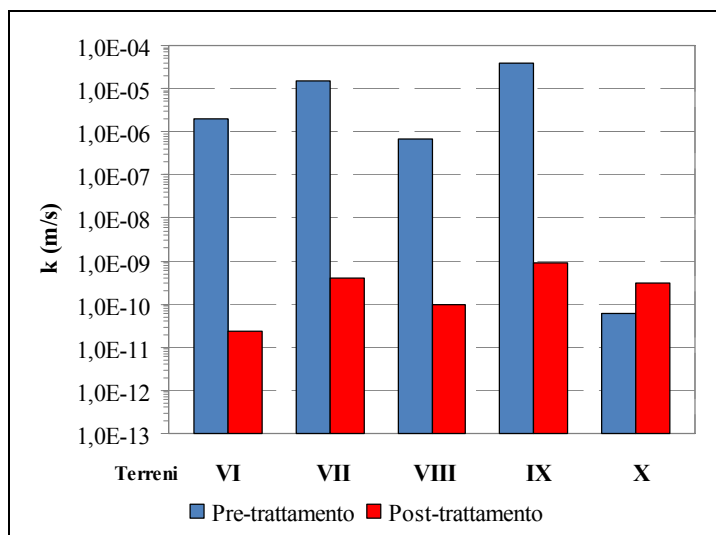


Figura 4.47 – Valori di conducibilità idraulica prima e dopo il trattamento per tutti i terreni (i valori dopo il trattamento si riferiscono a provini maturati per 28 giorni).

I valori di permeabilità maggiori sono stati ottenuti per il terreno IX, che per un contenuto di cemento massimo pari al 15% ha mostrato una permeabilità pari a $8,92 \cdot 10^{-10}$ m/s; tale valore risulta inferiore a quello stabilito dalla normativa, ma bisogna considerare che è stato ricavato da una prova di laboratorio, sicuramente affetta da meno incertezza e da risultati migliori rispetto a quelli ricavabili dal trattamento reale in sito.

Il terreno IX va quindi considerato come lo strato ‘debole’, e tale conclusione è da tener ben presente in fase di trattamento per ottenere un risultato accettabile in tutti gli strati trattati. Pertanto nell’attraversamento dello strato si provvederà a variare i parametri operativi per assicurare una permeabilità minore.

Per quanto riguarda i terreni VI, VII e VIII sono stati ottenuti con il trattamento buoni valori di permeabilità, sufficientemente inferiori al limite imposto dalla normativa.

Infine, per quanto riguarda il terreno X, è stato riscontrato un aumento della permeabilità di quasi un ordine di grandezza in seguito al trattamento, passando da un valore iniziale di $6,13 \cdot 10^{-11}$ m/s a un valore minimo a 28 giorni pari a $3,12 \cdot 10^{-10}$ m/s. Questo perché il terreno X, caratterizzato come limo argilloso, una volta destrutturato con la miscelazione meccanica, non riesce a migliorare ne tantomeno ristabilire le condizioni iniziali, probabilmente a causa di una bassa energia o di un insufficiente tempo di miscelazione, facendo sì che il trattamento si riveli peggiorativo. Per questo motivo, proprio in corrispondenza dell’attraversamento del substrato impermeabile, è opportuno calibrare attentamente i parametri esecutivi del trattamento di deep mixing al fine di ottimizzarne

l'efficacia. In questo caso, comunque, i valori di permeabilità ottenuti risultano accettabilmente inferiori al limite imposto dalla normativa.

Questo risultato assume notevole rilievo dal momento che l'immorsamento del diaframma potrebbe portare a delle conseguenze negative non previste in sede progettuale. Una diminuzione della permeabilità, difatti, causerebbe la formazione di una via preferenziale per il passaggio degli inquinanti, rendendo vano l'intero trattamento.

Analogamente a quanto esposto in precedenza, anche per la permeabilità è stato preso come fattore per differenziare i vari tipi di terreno, la percentuale di materiale a grana fina (passante al setaccio n° 200 ASTM). Il contenuto di fini è un parametro che influisce in modo determinante sulla conducibilità idraulica dal momento che teoricamente, all'aumentare della percentuale di materiale fino, diminuiscono i vuoti accessibili all'acqua e diminuisce perciò, la permeabilità.

I valori di permeabilità relativi ai cinque terreni sono stati riportati nella (**Figura 4.48**) in funzione del contenuto di fini corrispondente ad ogni tipologia di suolo. In particolare, i punti sperimentali si riferiscono ai valori di permeabilità misurati a 28 giorni di maturazione su provini contenenti il 15% di cemento.

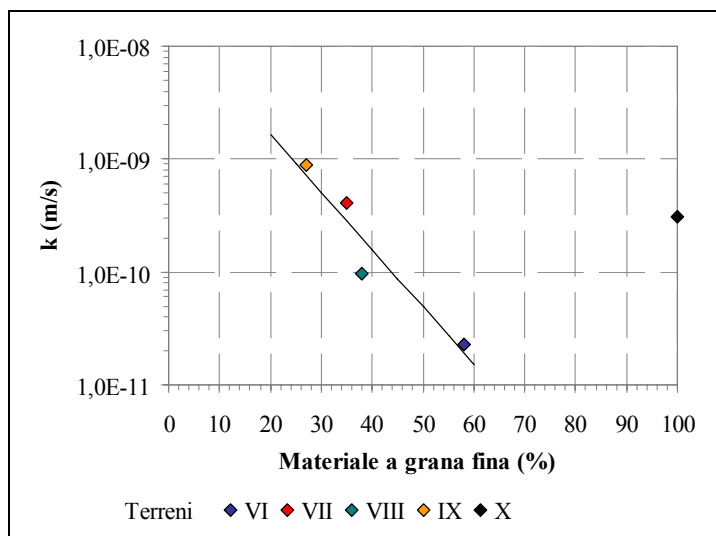


Figura 4.48 – Andamento della permeabilità a 28 giorni di maturazione per le miscele contenenti il 15% di cemento.

La disposizione dei punti sperimentali suggerisce un andamento apparentemente lineare (dato che l'asse delle ordinate è in scala logaritmica). Inoltre, il terreno X, composto solo da limo e argilla, presenta un valore di permeabilità superiore rispetto a quello che si potrebbe aspettare dall'andamento generale. Ulteriori studi sono necessari per determinare il

contenuto di materiale a grana fina superato il quale il trattamento può risultare peggiorativo delle condizioni iniziali in situ.

4.4.4.2 Effetto del tempo di maturazione

La permeabilità delle miscele terreno-cemento diminuisce con il tempo di maturazione poiché la formazione dei prodotti cementizi crea nuovi legami tra le particelle di terreno e riduce i vuoti disponibili al passaggio dell'acqua.

In **Figura 4.49** viene riportato l'andamento della conducibilità idraulica in funzione del tempo di maturazione per le miscele contenenti il 15% di cemento (nella legenda sono riportati i numeri delle miscele e tra parentesi il tipo di terreno). Per il terreno IX, risultato il più permeabile, sono riportati anche i valori di conducibilità idraulica per le miscele composte con il 5% ed il 10% di cemento (miscele 29 e 30). Inoltre, i valori sono rappresentati in riferimento alla permeabilità del substrato argilloso non trattato (terreno X). Per il terreno VIII i dati si riferiscono ad un contenuto d'acqua iniziale del 51% (miscela 28).

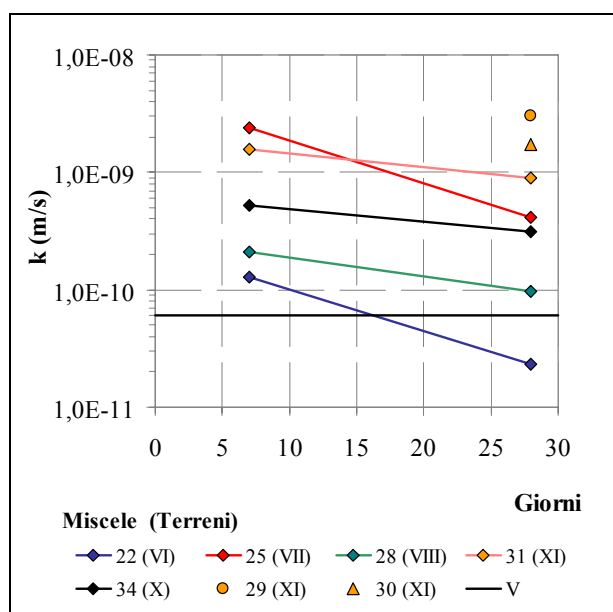


Figura 4.49 – Andamento della permeabilità con il tempo di maturazione.

Dalla figura è evidente come la permeabilità, per tutte le miscele, diminuisce con il tempo di maturazione. In particolare, la diminuzione di conducibilità idraulica da 7 a 28 giorni per tutti i terreni è risultata essere in media di 3,39 volte, con un minimo di 1,78 volte per il terreno X (miscela 34) e un massimo di 5,82 volte relativamente al terreno VII (miscela 25) come riportato nella **Tabella 4.10**.

Tabella 4.10 – Relazioni tra la permeabilità a 7 e a 28 giorni per tutti i terreni.

Permeabilità a 7 giorni (m/s)	min	med	max	Permeabilità a 28 giorni (m/s)
$k_7 =$	1,78	3,39	5,82	k_{28}

Dalla **Figura 4.49** si nota inoltre che i valori maggiori di permeabilità si riferiscono al terreno IX sul quale sono state effettuate delle prove anche con quantità minori di cemento (5% e 10%) ottenendo però valori maggiori del limite imposto dalla normativa (10^{-9} m/s). Anche la conducibilità idraulica della miscela 31 (terreno IX con 15% di cemento) è troppo vicina al limite ($8,92 \cdot 10^{-10}$ m/s) e, ricordando che nelle prove di laboratorio si ottengono generalmente valori di permeabilità inferiori in alcuni casi anche di un ordine di grandezza di quelli ricavabili in situ, si può dedurre che il 15% di cemento è insufficiente a garantire, in tutti gli strati, i requisiti di permeabilità imposti. Perciò è necessario, affinché si possa ottenere un trattamento il più possibile omogeneo in termini di resistenza e permeabilità per tutta la profondità di progetto, modificare la composizione della miscela (per esempio introducendo una certa quantità di bentonite) oppure variare i parametri esecutivi del trattamento (come la velocità di penetrazione e recupero o il tempo e l'energia di miscelazione) nello strato più permeabile.

I valori degli altri terreni (VI, VIII e X, miscele 22, 28 e 34 rispettivamente) risultano invece inferiori al limite di normativa, anche se come già anticipato, il substrato impermeabile di base (terreno X) subisce un peggioramento della permeabilità a seguito del trattamento.

4.4.4.3 Effetto del contenuto di cemento

Anche per i terreni reali si osserva una diminuzione della conducibilità idraulica all'aumentare della percentuale di legante.

Con i dati relativi al terreno IX (miscele 29, 30 e 31) è stato possibile analizzare l'andamento della permeabilità in funzione del contenuto di cemento, in particolare i dati si riferiscono alle miscele contenenti una percentuale di 5, 10 e 15% di legante, maturate per 28 giorni.

Nella **Figura 4.50** si riportano i valori di permeabilità misurati in funzione del dosaggio di cemento, interpolati tramite una retta esponenziale a due parametri del tipo:

$$y = a \cdot e^{-\beta x}$$

dove x è il contenuto di legante, y la permeabilità e α e β due coefficienti.

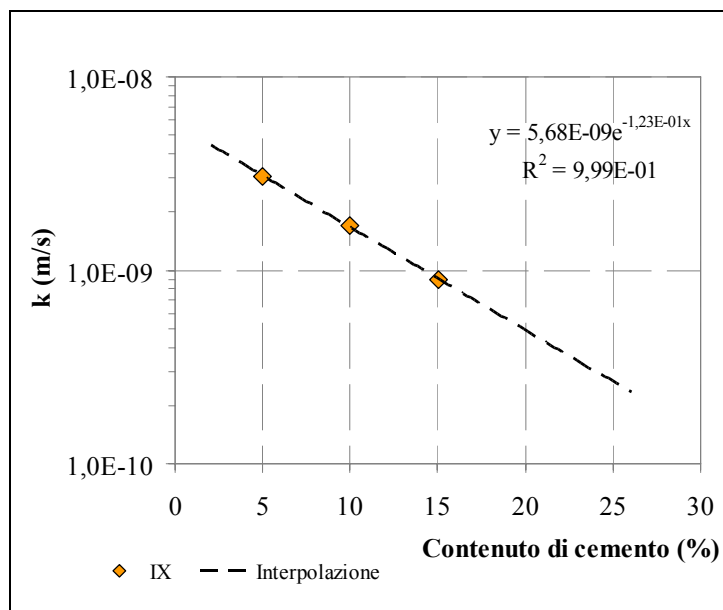


Figura 4.50 – Andamento della permeabilità con il contenuto di cemento per il terreno IX a 28 giorni di maturazione.

L'andamento ottenuto conferma quelli ricavati per i terreni artificiali in cui la permeabilità diminuisce all'aumentare della percentuale di cemento. Inoltre, utilizzando l'equazione esponenziale interpolante, è evidente anche graficamente come un contenuto di legante maggiore del 20% può fornire un valore di permeabilità che rientra nei limiti imposti dalla normativa vigente. Quindi, aumentare la percentuale di legante nello strato “debole” attraverso un tempo di miscelazione maggiore, può essere un'ulteriore soluzione per il raggiungimento di un trattamento omogeneo.

I dati ricavati dallo studio sperimentale sui terreni reali sono stati confrontati con quelli ottenuti su quelli artificiali ricostruiti in laboratorio. La **Tabella 4.11** riporta sinteticamente i valori delle caratteristiche meccaniche ottenute per i terreni granulari artificiali (cfr. § 4.3).

Tabella 4.11 – Valori di permeabilità e resistenza a compressione non confinata per terreni artificiali.

Miscela numero	Terreno	Cemento (%)	Permeabilità (m/s)	Resistenza a compressione non confinata (kPa)
4	I	4,5	$1,13 \cdot 10^{-8}$	758
5	I	8,3	$5,92 \cdot 10^{-9}$	2153
6	I	11,5	$3,18 \cdot 10^{-9}$	3921
11	II	4,5	$8,92 \cdot 10^{-10}$	1055
12	II	8,3	$5,68 \cdot 10^{-10}$	1763
13	II	11,5	$3,82 \cdot 10^{-10}$	2231

La **Figura 4.51**, ottenuta inserendo i dati ricavati sui terreni I e II nella **Figura 4.50**, mostra che il decadimento della conducibilità idraulica all'aumentare del dosaggio di cemento risulta essere funzione del tipo di terreno.

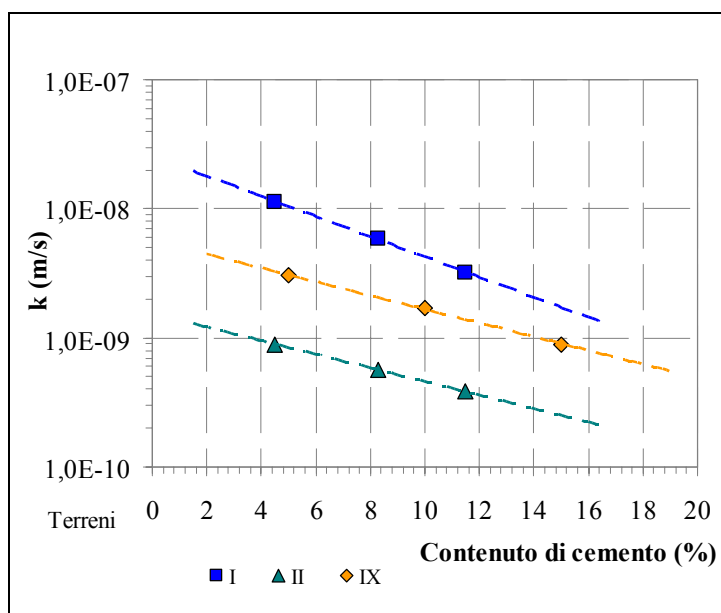


Figura 4.51 – Andamento della permeabilità con il contenuto di cemento i terreni I, II e IX.

Si nota, ad esempio, che i punti relativi al terreno I sono caratterizzati da una pendenza maggiore forse dovuta al fatto che il terreno I sia costituito esclusivamente da sabbia e ghiaia, senza una frazione di materiale a grana fina. È possibile inoltre constatare, sia dalla **Figura 4.51**, sia dai valori riportati in tabella, la somiglianza negli andamenti del terreno IX e del terreno II, caratterizzati da percentuali simili delle varie frazioni granulometriche.

Tutti i punti sono ben interpolati da rette esponenziali della medesima tipologia. I parametri α e β dell'equazione, quindi, variano in base al tipo di terreno: il parametro α individua la posizione dei punti nel grafico, il parametro β individua la pendenza della retta che è maggiore quanto più il valore β è alto. Ancora una volta quindi, viene sottolineata l'importanza di una accurata caratterizzazione del terreno da trattare, fattore determinante nella valutazione delle proprietà meccaniche ed idrauliche ottenibili a fine trattamento.

Nella **Tabella 4.12** si riportano i valori dei coefficienti α e β della legge esponenziale per i diversi tipi di terreno.

Tabella 4.12 – Valori dei parametri α e β per le tre tipologie di terreno.

Terreno	α	β
I	$2,58 \cdot 10^{-8}$	$-1,81 \cdot 10^{-1}$
II	$1,54 \cdot 10^{-9}$	$-1,21 \cdot 10^{-1}$
IX	$5,68 \cdot 10^{-9}$	$-1,23 \cdot 10^{-1}$

4.4.5 Relazione tra resistenza e permeabilità

Come per il modulo secante E_{50} , anche per la permeabilità è stato possibile determinare una relazione che la legasse alla resistenza a compressione non confinata. I risultati dimostrano che i punti si dispongono in due zone ben precise, in funzione della granulometria (**Figura 4.52**).

Infatti i terreni VII e IX, caratterizzati da una percentuale di materiale grossolano (ghiaia e sabbia) maggiore, si dispongono nella zona superiore del grafico contraddistinti da valori di permeabilità e resistenza più alti rispetto ai terreni VI, VIII e X.

Inoltre, per una stessa tipologia di terreno, è possibile constatare come all'aumentare della resistenza, la permeabilità diminuisca.

Attraverso una legge esponenziale a due parametri è stato possibile interpolare i punti sperimentali e ricavare una relazione in grado di legare le proprietà meccaniche a quelle idrauliche, ovvero la resistenza alla permeabilità.

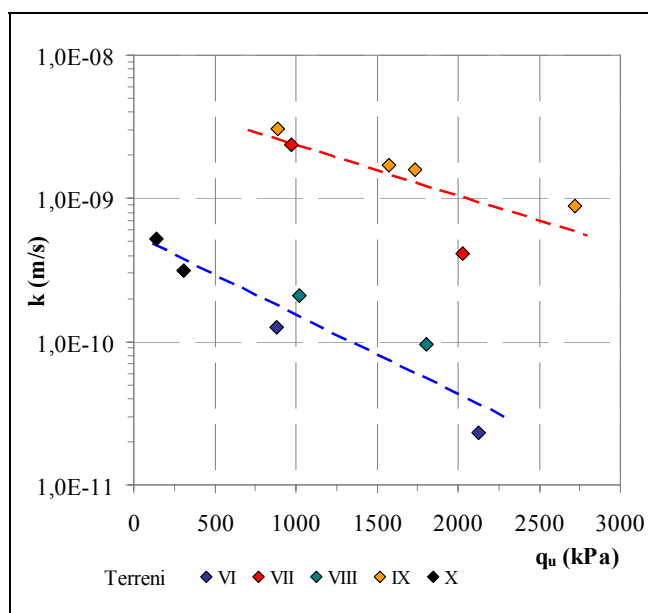


Figura 4.52 – Andamento della permeabilità in funzione della resistenza a compressione non confinata.

I risultati ottenuti sono stati successivamente inseriti in uno stesso grafico con quelli ricavati sui terreni artificiali (riportati sinteticamente nella **Tabella 4.12**), consentendo di interpolare tutti i risultati con una legge esponenziale analoga a quella presentata nel § 4.4.4.3.

Anche in questo caso, lo stesso tipo di regressione interpola bene i punti sperimentali, dimostrando come sia possibile rappresentare l'andamento della permeabilità in funzione della resistenza con una legge esponenziale a due parametri strettamente dipendenti dal tipo di terreno.

Infatti, i sette terreni si dispongono in tre zone abbastanza distinte (**Figura 4.53**) associabili a tre “famiglie”:

- la prima (**A**), relativa al solo terreno I (costituito da sabbia e ghiaia pulite) è caratterizzata da più alti valori di conducibilità idraulica (fino a 10^{-8} m/s) e resistenza (fino a 4 MPa);
- la seconda (**B**), in cui rientrano i terreni granulari con una percentuale di materiale a grana fina non trascurabile (fino al 35%), presenta valori intermedi di permeabilità e resistenza, e include i terreni VII, IX e II;
- la terza (**C**), che racchiude i terreni VI, VIII e X, è caratterizzata da più bassi valori di permeabilità e resistenza, proprietà tipiche di terreni con un’alta percentuale di materiale a grana fina.

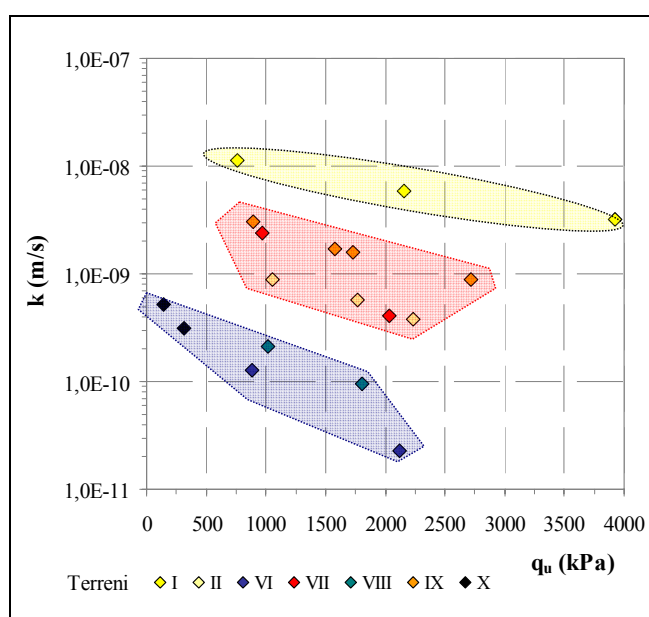


Figura 4.53 – Andamento della permeabilità con la resistenza a compressione non confinata per terreni reali e artificiali.

Infine, è possibile considerare un’unica legge esponenziale per ogni famiglia di terreni. In questo modo, i parametri α e β dipendono unicamente dal tipo di terreno ed è possibile avere una indicazione della conducibilità idraulica di una miscela conoscendo la resistenza a compressione non confinata e la composizione del terreno di partenza.

Di seguito si riportano le interpolazioni relative alle tre famiglie di terreni (**Figura 4.54**) ed i valori dei parametri α e β delle leggi esponenziali (**Tabella 4.13**).

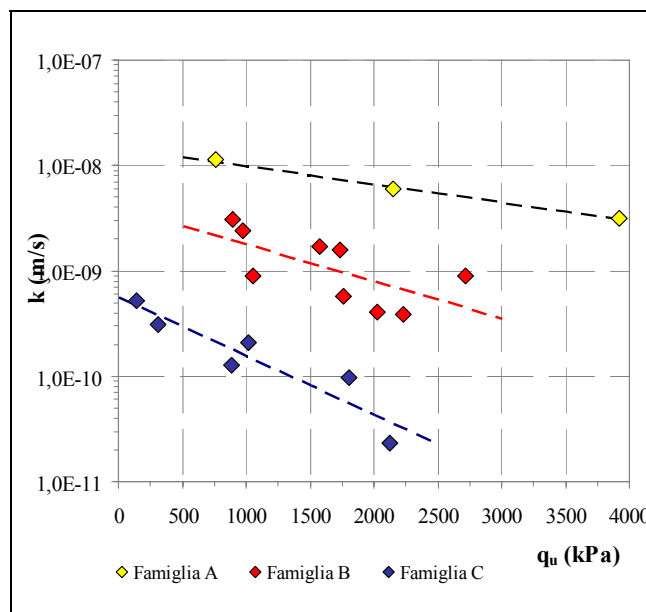


Figura 4.54 – Andamento della permeabilità con la resistenza a compressione non confinata per le tre famiglie di terreni analizzate.

Appare chiaro, dai dati riportati, come la pendenza delle rette aumenti all’aumentare della percentuale di materiale a grana fine del terreno.

Tabella 4.13 – Valori dei parametri α e β per le tre famiglie di terreni analizzate.

Famiglia	Terreni	α	β
A	Frazione a grana fina assente	$1,47 \cdot 10^{-8}$	$-3,97 \cdot 10^{-4}$
B	Frazione a grana fina < 35%	$3,98 \cdot 10^{-9}$	$-8,08 \cdot 10^{-4}$
C	Frazione a grana fina > 35%	$5,57 \cdot 10^{-10}$	$-1,28 \cdot 10^{-3}$

4.5 Applicazione di un modello matematico previsionale

Le proprietà meccaniche dei terreni stabilizzati con cemento mediante la tecnica del “deep mixing” variano con il tempo a seguito del procedere del processo di idratazione del cemento che a sua volta dipende dalle condizioni ambientali nel quale esso avviene ed in particolare dalla temperatura (Porbaha et al, 2000).

La previsione delle modalità con il quale il processo evolve può evidentemente avere pratico significato in molte applicazioni.

La velocità del processo di maturazione delle miscela può essere accelerata aumentando la temperatura dell’ambiente nel quale essa avviene secondo un processo di ”invecchiamento

accelerato” (Fuessle and Taylor, 1999). Utilizzando il concetto di energia di attivazione della reazione o di maturazione delle miscela (Carino, 1984), la temperatura ed il tempo di maturazione possono essere correlati in modo biunivoco secondo la nota equazione di Arrhenius. In tal modo la variazione di resistenza ottenuta a temperatura di maturazione artificialmente elevata può essere rapportata a quella che si otterrà nel tempo alla temperatura propria del terreno trattato Chitambira et al (2007).

4.5.1 Il concetto dell’”invecchiamento accelerato”

Come noto la resistenza di una miscela cementizia dipende dal grado di idratazione che, a parità di altre condizioni, tende ad aumentare con il tempo e con la temperatura secondo una “funzione di maturazione” regolata dalle condizioni di variazioni temperatura-tempo ($t-T$) in relazione ad una temperatura di riferimento (T_o) (Carino & Lew 2001).

Tale processo consente di anticipare la maturazione delle miscela agendo sulla temperatura dell’ambiente inducendo così un processo di “invecchiamento accelerato” del cemento e delle miscele terreno-cemento (Clare & Pollard 1954, Sherwood 1993). Utilizzando la teoria di Arrhenius per la descrizione della velocità delle reazioni chimiche (Brown & Lemay 1988), è stato possibile mettere in correlazione la temperatura di maturazione ed il tempo in un processo regolato dal trasferimento della “energia di attivazione”. L’equazione di Arrhenius (Eq. 4.1) consente in particolare di controllare la velocità del processo di maturazione del cemento determinando una correlazione tra la temperatura e una costante di velocità k di aumento della la resistenza del materiale.

$$k = A \cdot \exp\left\{-\frac{E_a}{RT}\right\} \quad (4.1)$$

Dove A = costante, T = temperatura assoluta (K), R = la costante universale dei gas (8.3144 J/K mol) e E_a (J/mol) = energia di attivazione.

Tale concetto è stato utilizzato per fare delle previsioni sull’aumento della resistenza nel tempo di una miscela terreno cemento tenendo conto delle effettive condizioni ambientali di temperatura, partendo da correlazioni resistenza-tempo ottenute in laboratorio in tempi brevi mantenendo un valore elevato della temperatura di maturazione.

Rappresentando in tal modo il $\ln k$ contro $1/T$, è possibile ottenere per ogni temperatura di maturazione di interesse (T), il tempo di maturazione t , al quale far corrispondere un tempo equivalente (t_e) da riferire alla effettiva temperatura scelta come segue (Eq. 4.2):

$$t_e = t \cdot \exp\left\{-\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_o}\right)\right\} \quad (4.2)$$

Il rapporto t_e/t rappresenta un fattore matematico di spostamento (a_T) per mezzo del quale i risultati ottenuti alla generica temperatura T devono essere traslati al fine di ottenere i risultati ottenuti alla temperatura di prova.

Il tempo equivalente t_e rappresenta in altri termini il tempo richiesto, alla temperatura di riferimento T_o , per ottenere lo stesso comportamento ottenuto dopo un tempo t ad una temperatura T mantenuta artificialmente più elevata.

Per l'utilizzazione dell'equazione di Arrhenius occorre peraltro accettare che tutte le reazioni chimiche e i meccanismi di trasporto che avvengono durante l'idratazione del cemento siano influenzati in eguale misura dall'incremento di temperatura.

4.5.2 Risultati sperimentali

I valori misurati medi della resistenza a taglio sono mostrati nella **Figura 4.55 a, b, c e d** per le miscele 1, 2, 3 e 21 rispettivamente con i corrispondenti valori della temperatura e dei tempi di maturazione. I punti sperimentali sono stati interpolati con la seguente equazione esponenziale:

$$q_u(t) = q_u(t_0) \exp\left[A\left(1 - \left(\frac{t_0}{t}\right)^B\right)\right] \quad (4.3)$$

dove $q_u(t)$ = resistenza al taglio in funzione del tempo, $q_u(t_0)$ = resistenza al taglio al tempo di maturazione di riferimento, t = tempo, e A, B = costanti ottenute per ogni temperatura dalle analisi di regressione (**Tabella 4.14**).

Tabella 4.14 – Costanti A e B usate per l'interpolazione dei dati sperimentali.

Miscela numero	Terreno	Temperatura (°C)	Costanti	
			A	B
1	V	10	0.70	0.5
		20	0.85	0.4
		40	0.89	0.3
2	V	10	1.53	0.3
		20	2.97	0.2
		40	0.52	0.7
3	V	10	0.55	0.5
		20	5.65	0.1
		40	1.90	0.3
21	VI	10	1,32	0,3
		20	2,69	0,2
		40	1,78	0,2

L'interpolazione dei valori di q_u ottenuti con prove differenti mostra, come era lecito attendersi, che la resistenza al taglio dei provini aumenta sia con la temperatura che con il tempo di maturazione ed in modo inversamente proporzionale al valore del contenuto d'acqua iniziale. L'incremento più elevato è stato generalmente ottenuto per la curva a 40°C per ogni miscela analizzata. Per il terreno artificiale V l'incremento di temperatura da 10°C a 20°C produce come effetto un aumento della resistenza al taglio pari a due volte quella precedente (in pratica la q_u raddoppia) mentre la stessa incrementa di 3-4 volte quando si incrementa la temperatura da 20°C a 40°C.

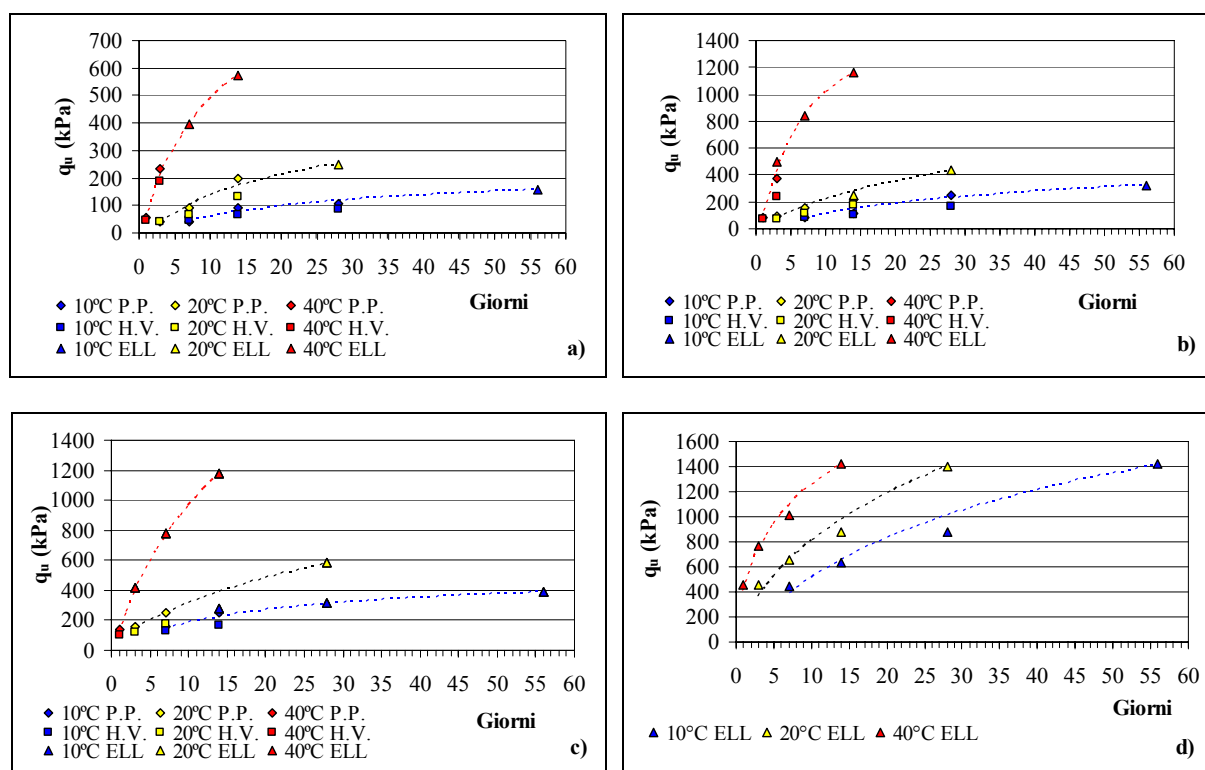


Figura 4.55 – Resistenza al taglio vs tempo di maturazione per diverse temperature: a) miscela 1 terreno V, b) miscela 2 terreno V, c) miscela 3 terreno V e d) miscela 21 terreno VI.

4.5.3 Applicazione del modello numerico dell'“invecchiamento accelerato”

I risultati ottenuti dalle prove ELL a 10°C, 20°C e 40°C sono stati usati per ottenere un “tempo equivalente” (t_e) corrispondente al comportamento al tempo reale.

La procedura per la determinazione del tempo equivalente prevede di tracciare i risultati delle prove di resistenza su di un grafico bi-logaritmico (Figura 4.56 a). I risultati ottenuti a 10°C sono stati usati come valori di riferimento. Così, facendo riferimento ai dati relativi alla miscela 2 (argilla artificiale V), traslando i risultati ottenuti a 20°C verso destra fino ad

incontrare quelli della curva a 10°C si ricava il “fattore di spostamento” (a_t) corrispondente a 20°C.

Procedendo in modo analogo per i dati riguardanti la temperatura di maturazione di 40°C si ottiene un diverso fattore di spostamento. Le tre curve sovrapposte corrispondenti alle tre temperature utilizzate ora formano una curva omogenea (**Figura 4.56 b**) che è stata interpolata con l’equazione seguente (**Figura 4.56 c**):

$$\ln(UCS) = a\{1 - \exp[-b \ln(age)]\} \quad (4)$$

dove a e b sono due costanti.

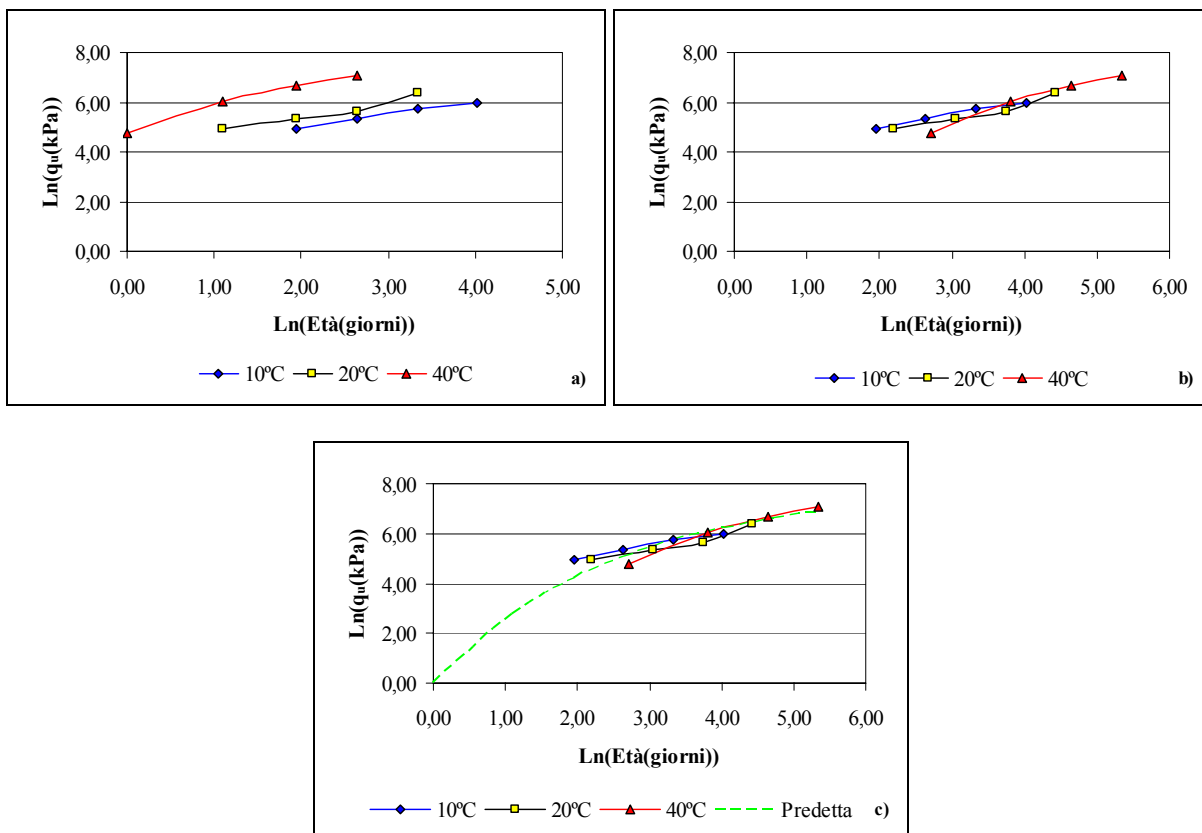


Figura 4.56 – Resistenza al taglio in funzione del tempo di maturazione: a) curve reali; b) curve traslate; c) curve traslate ed interpolate.

Tracciando in un grafico i risultati del fattore di spostamento con $(1/T-1/T_0)$ si ottiene una linea retta il cui coefficiente angolare è proporzionale all’energia di attivazione apparente (E_a) secondo l’equazione 2 (**Figura 4.57**).

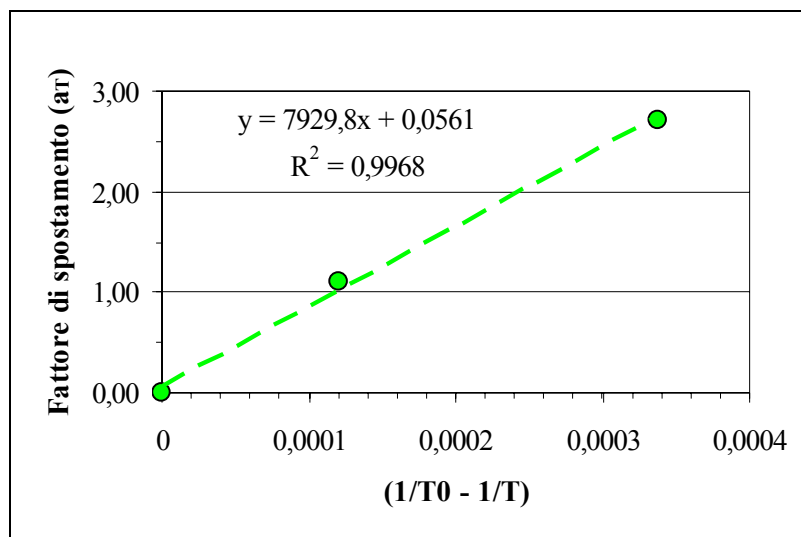


Figura 4.57 – Fattore di spostamento in funzione della temperatura.

Una volta stimata la E_a , le linee che rappresentano il fattore di spostamento per qualunque temperatura di esposizione (in situ) possono essere disegnate come mostrato a titolo esemplificativo dalla **Figura 4.58** utilizzando l'equazione 2. Per esempio, se la temperatura del suolo è pari a 10°C (temperatura di servizio), una prova accelerata eseguita a 60°C darebbe un fattore di spostamento pari a 81,6 (**Figura 4.58**).

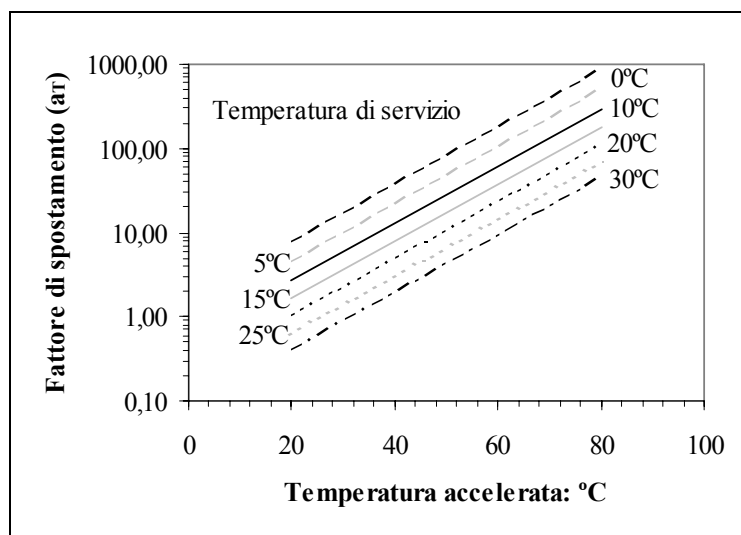


Figura 4.58 – Fattore di spostamento in funzione delle temperature accelerate e di servizio (terreno V).

Questo implica ad esempio che la resistenza ottenuta in laboratorio dopo un tempo di maturazione pari a trenta giorni corrisponderebbe a quella ottenuta in situ dopo 6,7 anni circa. Un comportamento a lungo termine di 7,2 mesi circa è stato predetto per la miscela 2

utilizzando i dati di provini maturati per 14 giorni a 40°C. Con analogha procedura sono state fatte le previsioni di maturazione della miscela per gli altri tipi di terreni testati.

In particolare la **Figura 4.59** mostra il grafico previsionale, risultato dell'applicazione del modello dell'invecchiamento accelerato, ottenuto per il terreno VI (miscela 21).

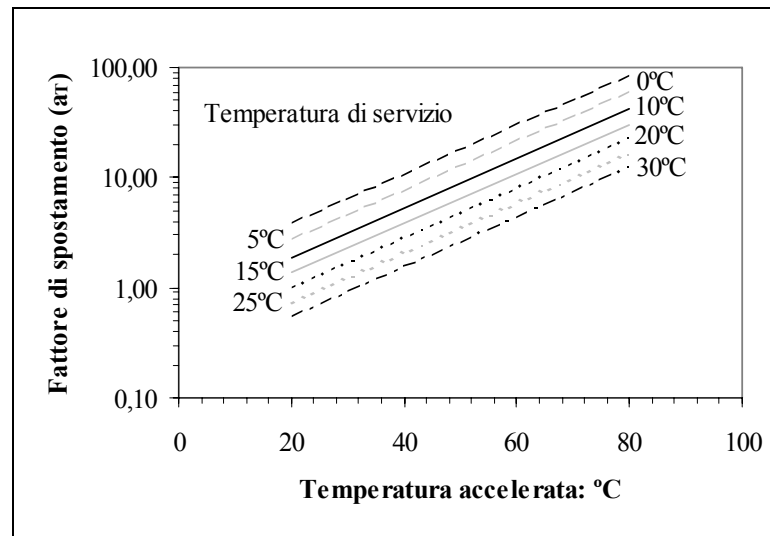


Figura 4.59 – Fattore di spostamento in funzione delle temperature accelerate e di servizio (terreno VI).

5 Conclusioni

5.1 Introduzione

Il principale obiettivo della ricerca è stato quello di individuare dei criteri di ottimizzazione del trattamento di soil mixing in contesti stratigrafici complessi tipici della realtà Italiana al fine di ottenere dei trattamenti il più possibile omogenei dal punto di vista delle caratteristiche fisiche e meccaniche.

Al fine di ottenere dei risultati validi ed internazionalmente riconosciuti è stato ritenuto opportuno partecipare, in collaborazione con l'Università di Cambridge (UK), ad una ricerca internazionale svolta da diversi paesi (tra cui Inghilterra, USA, Giappone e Svezia) per la standardizzazione delle procedure di laboratorio relative alla miscelazione, confezionamento, maturazione e prova di provini di terreno trattato.

Successivamente è stata svolta una seconda campagna di laboratorio su terreni artificiali (sia coesivi che granulari ricostruiti in laboratorio) combinando tra loro diverse frazioni granulometriche con lo scopo di ottenere importanti indicazioni per un trattamento di deep mixing su terreni reali. In particolare sono stati studiati gli effetti sulle caratteristiche meccaniche del tipo di terreno, del contenuto d'acqua, della quantità e del tipo di miscela legante, dei tempi e delle temperature di maturazione.

Infine per ottimizzare le tecniche di installazione, al fine di ottenere dei trattamenti con caratteristiche omogenee in contesti stratigrafici complessi è stata svolta una campagna di laboratorio su terreni reali provenienti da sondaggi a carotaggio continuo effettuati nei pressi della città di Roma.

Le proprietà meccaniche indagate, (resistenza a compressione non confinata, modulo secante e permeabilità), sono state poi utilizzate per sviluppare originali correlazioni e all'interno di modelli matematici anche con lo scopo di ottenere strumenti previsionali di comportamento a lungo termine.

I risultati ottenuti hanno permesso di fare delle riflessioni utili ed efficaci per il dimensionamento di interventi di cinturazione mediante la tecnica del soil mixing in contesti stratigrafici complessi.

Sulla base dello stato dell'arte disponibile in letteratura e sui risultati delle prove condotte in questo studio si è pervenuto alle seguenti conclusioni e raccomandazioni.

5.2 Standardizzazione procedure di laboratorio

Il lavoro svolto ha dato la possibilità di fare importanti riflessioni e arrivare a valide conclusioni riguardo l'influenza dei tre parametri analizzati nelle diverse serie di prove (TS1: modalità di confezionamento dei provini; TS2: temperatura di maturazione; TS3: tempo intercorrente tra l'inizio dell'idratazione del legante e la fine del confezionamento del provino) sulle caratteristiche meccaniche di argille ricostruite in laboratorio e stabilizzate con la tecnologia del soil mixing.

In generale è stato osservato che sia i valori della resistenza a compressione non confinata che del modulo secante (E_{50}) risultano essere funzione del contenuto di acqua iniziale del terreno prima di essere sottoposto alle operazioni di mixing. In particolare le proprietà meccaniche del terreno trattato, a parità di altre condizioni, presentano un generale incremento al diminuire del contenuto di acqua in una relazione di proporzionalità inversa.

Le TS1 (influenza delle modalità di confezionamento dei provini) hanno mostrato che i valori della resistenza dipendono sia dalle modalità di confezionamento dei provini e sia dal contenuto di acqua iniziale. In particolare, per elevati contenuti di acqua iniziali le procedure di confezionamento utilizzate non hanno alcuna influenza sui valori misurati di resistenza non confinata, mentre diventano rilevanti quando la consistenza del terreno trattato aumenta (ovvero quando il contenuto di acqua iniziale diminuisce). Dalle prove effettuate appare evidente come la compattazione dinamica (Rodding) è risultata essere la procedura di compattazione migliore sia dal punto di vista delle caratteristiche meccaniche misurate che dal punto di vista della omogeneità e assenza quasi totale di bolle di aria nel materiale trattato. Con tale tecnica si riducono infatti i range di variabilità delle caratteristiche meccaniche ottenute da provini di terreno miscelati e confezionati in laboratorio.

Nonostante l'utilizzo di tre differenti metodi per la determinazione della resistenza al taglio (prove ELL, penetrometro e scissometro tascabili), il lavoro sperimentale effettuato nelle TS2 (influenza della temperatura di maturazione) ha portato ad importanti e originali risultati. È interessante notare che basse temperature di maturazione danno per stessi tempi di maturazione valori di resistenza al taglio più bassi. Al fine di ottenere le stesse caratteristiche meccaniche è stato necessario aspettare un tempo funzione della temperatura di maturazione. Tali risultati dimostrano come sia importante controllare e mantenere il più possibile costante la temperatura di maturazione in laboratorio, convenzionalmente scelta pari a 20°C. Infine da questa serie di prove è scaturita l'idea dell'applicazione del modello numerico previsionale dell'invecchiamento accelerato i cui risultati sono esposti al capitolo 4 § 4.5.

I risultati sperimentali derivanti dalle TS3 (influenza del tempo intercorrente tra l'inizio dell'idratazione del legante e la fine del confezionamento del provino) hanno mostrato che le proprietà meccaniche dei terreni trattati non sono funzione degli investigati tempi di attesa dalla preparazione del legante alle operazioni di mixing con il terreno (A) e dalla fine delle operazioni di mixing alla realizzazione dei provini (B). Questo risultato riveste una importanza fondamentale nelle attività di laboratorio di preparazione dei provini. Il confezionamento di un provino infatti richiede un tempo di circa 3÷4 minuti ad operatori esperti. Questo fa sì che nel caso di miscelazione contemporanea di 15 provini, il tempo che intercorre dalla fine della miscelazione alla fine del confezionamento dell'ultimo provino è di circa 60 minuti. Una prima importante implicazione risulta quindi essere quella di non avere restrittivi limiti temporali per il confezionamento potendo così miscelare quantità più elevate di terreno ed effettuare le operazioni di confezionamento senza fretta. Una seconda implicazione dei risultati ottenuti riguarda il trattamento in sito di soil mixing in relazione ai tempi di attesa (ad esempio il tempo che intercorre tra l'inizio e la fine della realizzazione di un pannello), a volte non trascurabili, che la miscela subisce prima di essere utilizzata per le lavorazioni.

5.3 Terreni artificiali eterogenei

Lo studio effettuato sui terreni "artificiali" (ricostituiti in laboratorio) ha dato la possibilità di ottenere importanti informazioni e indizi su come raggiungere, attraverso un trattamento di soil mixing, prestazioni medie affidabili anche in terreni stratificati con caratteristiche meccaniche e fisiche differenti.

In particolare è stato visto come la velocità di incremento delle caratteristiche meccaniche (aumento della resistenza e diminuzione della permeabilità) con il contenuto di cemento sia inversamente proporzionale al contenuto di materiale a grana fina del terreno da trattare. Inoltre è stato osservato come l'aggiunta di bentonite nelle miscele stabilizzanti permetta di ottenere dei valori di permeabilità inferiori a parità di cemento impiegato (con l'effetto però di riduzione della resistenza) pervenendo ad importanti considerazioni sulle quantità e sui dosaggi opportuni da utilizzare.

Dallo studio è inoltre emerso come caratteristiche geotecniche omogenee in termini di resistenza a compressione non confinata e permeabilità possono essere ottenute in terreni stratificati modificando i parametri operativi del trattamento in funzione dello strato attraversato.

I risultati suggeriscono importanti ed utili indicazioni per indirizzare le tecniche di controllo dei trattamenti di soil mixing in formazioni geotecnicamente complesse costituendo una guida preliminare da adattare alle diverse tecniche costruttive in sito.

Attraverso lo studio dell'effetto della temperatura di maturazione di alcuni dei terreni artificiali (quelli coesivi) è stata possibile l'applicazione del modello numerico dell'invecchiamento accelerato basato sull'equazione di Arrhenius. Tale modello ha fornito risultati significativi per prevedere mediante prove di laboratorio l'andamento del progressivo aumento delle resistenze di terreni trattati con la tecnica del soil mixing nelle diverse condizioni ambientali. La coerenza e la congruità dei valori ottenuti nelle diverse condizioni di prova conferma la validità dell'approccio che potrà essere adottato in altre applicazioni e possibilmente verificato e tarato attraverso prove su terreni trattati e campionati in sito.

5.4 Terreni reali stratificati

I risultati delle prove effettuate su terreni stratificati marcatamente eterogenei hanno fornito importanti informazioni per il raggiungimento di un trattamento omogeneo che garantisca il rispetto dei valori minimi delle caratteristiche meccaniche in tutte le unità litologiche incontrate.

Attraverso i dati ricavati dalle prove sperimentali è stato indagato l'effetto di numerosi fattori quali il tempo e la temperatura di maturazione, il tipo di terreno, il dosaggio del legante ed il contenuto d'acqua della miscela, sulla resistenza, rigidità e conducibilità idraulica di provini costituiti da miscele terreno-cemento.

Dai risultati ottenuti è stato possibile confermare che in generale la resistenza post trattamento è fortemente dipendente dal tipo di terreno (all'aumentare del contenuto di materiale a grana fina, limo e argilla, la resistenza subisce un decadimento) e subisce un incremento nel tempo a causa dei processi di idratazione del cemento. Anche la temperatura di maturazione gioca un ruolo molto importante in quanto influenza la velocità delle reazioni di idratazione. Attraverso l'analisi di diverse temperature di maturazione, anche per questo tipo di terreni è stato possibile applicare con successo e per la prima volta a terreni reali granulari il modello previsionale dell'invecchiamento accelerato per la stima delle caratteristiche meccaniche a lungo termine del terreno trattato. È stato infatti possibile fare delle previsioni sull'aumento della resistenza nel tempo della miscela terreno – cemento tenendo conto delle effettive condizioni ambientali di temperatura in sito, partendo da

correlazioni resistenza - tempo ottenute in laboratorio in tempi brevi adottando un valore elevato della temperatura di maturazione.

Attraverso le analisi sull'effetto del contenuto di acqua si è pervenuti alla conclusione dell'esistenza di un valore ottimo di tale parametro anch'esso fortemente dipendente dal tipo di terreno. In particolare per il terreni coesivi sono stati confermati i valori riportati in letteratura mentre per i terreni granulari è stato trovato un innovativo ed originale intervallo di contenuti di acqua all'interno del quale le prestazioni ottenute vengono massimizzate. Questo è un risultato molto significativo pensando agli eventuali riscontri pratici legati a questioni anche di tipo economico. Difatti, la semplice variazione della percentuale d'acqua presente nel terreno in situ (qualora facilmente praticabile), porta a notevoli incrementi di resistenza a parità di quantità di legante e, quindi ad una riduzione dei costi dell'intero progetto.

L'andamento della rigidità delle miscele, analizzato tramite il modulo d'elasticità secante relativo al 50% della resistenza massima, è risultato simile a quello della resistenza. Infatti, i prodotti cementizi che si sviluppano nel corso delle reazioni di idratazione portano alla formazione di nuovi legami tra le particelle di terreno incrementando sia la resistenza che la rigidità dei provini. In particolare per i terreni coesivi è stata ricavata una correlazione tra il modulo secante e la resistenza non confinata in accordo con quanto riscontrato da O'Rourke et al. (1998) per l'argilla blu di Boston stabilizzata con cemento, mentre per i terreni granulari i range ottenuti sono leggermente più ampi.

Infine attraverso prove di permeabilità in cella triassiale è stato possibile valutare l'andamento della conducibilità idraulica in funzione di diversi fattori. In particolare i risultati mostrano come la permeabilità di tutte le miscele diminuisce con il tempo di maturazione ed il contenuto di cemento perché i prodotti cementizi derivanti dal processo di idratazione riducono i vuoti disponibili al passaggio dell'acqua. Inoltre, come per la resistenza e la rigidità, anche le proprietà idrauliche sono fortemente influenzate dal tipo di terreno. Infatti, a parità di contenuto di legante e tempo di maturazione, se la percentuale di materiale a grana fina aumenta, la permeabilità diminuisce. Un risultato importante riguarda il comportamento del substrato argilloso prima e dopo il trattamento. Contrariamente agli altri tipi di terreno, infatti, la permeabilità aumenta dopo la miscelazione con il cemento. Questa considerazione assume notevole rilievo dal momento che l'immorsamento del diaframma potrebbe portare a delle conseguenze negative non previste in sede progettuale. Un aumento della permeabilità, difatti, causerebbe la formazione di una via preferenziale per il passaggio degli inquinanti, rendendo vano l'intero trattamento. Particolare attenzione andrà quindi posta ai parametri

operativi in prossimità di tale strato verificando in fase progettuale tramite opportuni studi di laboratorio e campi prova le assunzioni di progetto.

Anche sui provini sottoposti a misure di permeabilità sono state eseguite prove di compressione ELL e dai dati ricavati appare evidente come le proprietà meccaniche di rigidità e resistenza del provino decadano a causa del fenomeno della filtrazione che avviene durante le procedure di misura.

Dalle prove effettuate è stato possibile ottenere una miscela ottimale nonché tutta una serie di indicazioni sui parametri e modalità esecutive per la realizzazione del trattamento nella complessa situazione stratigrafica di partenza. Sebbene per tutti i terreni siano stati raggiunti valori di permeabilità ampiamente inferiori ai limiti imposti dalla normativa, il valore di conducibilità idraulica relativo al terreno più permeabile risulta essere troppo vicino a tale limite. Considerando inoltre che in laboratorio generalmente si ottengono dei valori di permeabilità inferiori anche di un ordine di grandezza rispetto a quelli riscontrabili in situ, è da ritenere opportuno modificare efficacemente i parametri esecutivi del trattamento come il tempo e l'energia di miscelazione, la velocità di penetrazione e recupero del monitor o la quantità di cemento erogato. Alternativamente può essere previsto un cambiamento della composizione della miscela ad esempio introducendo una opportuna quantità di bentonite.

Concludendo, si può affermare che il metodo del soil mixing costituisce una tecnica innovativa di basso impatto ambientale ed alto rendimento se eseguita nel controllo dei parametri del processo. Inoltre, nel caso di terreni eterogenei, un trattamento omogeneo e, quindi, efficace dal punto di vista ambientale è subordinato al rispetto di procedure riguardanti il dosaggio dei componenti e i tempi di maturazione. Infine, dal momento che le proprietà meccaniche ed idrauliche sono fortemente influenzate dal tipo di terreno è indispensabile, per il raggiungimento di risultati accettabili, un programma sperimentale preliminare in laboratorio (previa una ricostruzione stratigrafica significativa del territorio) e l'esecuzione di un campo prova in situ a scala reale.

5.5 Raccomandazioni per future ricerche

La ricerca presentata nel lavoro, in maniera del tutto originale focalizzata sui terreni complessi, può essere approfondita ed ampliata in diversi modi.

I principali campi delle possibili future ricerche sempre nell'ambito di tali terreni includono:

- Studio comparativo tra i risultati ottenuti in laboratorio e quelli in sito a seguito di campi prova a vera grandezza al fine di ottenere indicazioni importanti su come pianificare al meglio le operazioni progettuali di laboratorio;
- Realizzare delle linee guida per il monitoraggio e controllo di qualità di trattamenti di soil mixing in terreni complessi, migliorando le indicazioni esistenti per situazioni semplici, in modo tale da assicurare che il terreno trattato abbia una maggiore e più consistente qualità;
- Studio degli effetti a breve e lungo termine, sulla degradazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni trattati, di contaminanti organici ed inorganici anche in combinazione con le possibili condizioni ambientali (es. temperatura);
- Sperimentazione di nuovi leganti specialmente quelli che possono rappresentare delle sfide tecniche o delle realtà commerciali;
- Messa a punto di un sistema di misura della permeabilità in sito, dando luogo ad un innovativo sistema di monitoraggio e controllo della qualità per barriere verticali di contenimento realizzate con la tecnica del soil mixing;
- Utilizzo di prove triassiali per la misura delle caratteristiche meccaniche dei provini trattati al fine di mostrare gli effetti del confinamento su resistenza e deformabilità.

Prodotti della ricerca

- Grisolia M. and Marzano I.P., (2007). “Aspetti progettuali e monitoraggio di una cinturazione realizzata con il deep mixing”. Proc. dell’incontro annuale ricercatori di geotecnica (IARG), Salerno, Italia.
- Grisolia M. and Marzano I.P., (2008). “Influenza del tempo e della temperatura di maturazione sulla resistenza di argille trattate con la tecnologia del deep mixing”. Proc. dell’incontro annuale ricercatori di geotecnica (IARG), Roma, Italia.
- Grisolia M. and Marzano I.P., (2009). “Tecnologie innovative per la cinturazione di siti contaminati”. Proc. convegno su Innovazione e Ricerca nell’ambito dell’ingegneria geotecnica ambientale, Roma, Italia.
- Grisolia M., Marzano I.P., De Lentinis D., Leder E., (2009). “Cutter Soil Mixing nelle formazioni strutturalmente complesse”. Proc. dell’incontro annuale ricercatori di geotecnica (IARG), Catania, Italia.
- Grisolia M., Marzano I.P., De Lentinis D., Leder E., (2010). “Performance of CSM stabilised soils in geotechnically complex formations”. Proc. Geotechnical Challenges in Megacities, Moscow Russia.
- Marzano I.P., Al-Tabbaa A., Grisolia M., (2008), Influence of curing temperature on the strength of cement-stabilised artificial clays“. Proc. 2nd International Workshop on Geotechnics of Soft Soils, Glasgow (UK).
- Marzano I.P., Al-Tabbaa A., Grisolia M., (2009), Influence of moulding procedure, curing temperature and mixing time on the strength of cement stabilised artificial clays. Proc. International Symposium on Deep Mixing & Admixture Stabilization, Okinawa, Japan.
- Marzano I.P., Osman A. A-M., Grisolia M., Al-Tabbaa A., (2009), Mechanical performance of different stabilised soils for application in stratified ground. Proc. XVII ISSMGE conference, Alexandria, Egypt.

Attività formativa svolta all'estero presso l'Università di Cambridge (UK)

Geotechnical engineering II

Prof. M. Bolton e Prof. R.J.Mair

- **Topic 1: Basics: Soil Stress-strain, 3D Stresses & strains and their invariants**

Prof. M. Bolton

- Stress/strain invariants and soil behaviour (Lecture 1)
- Direct shear, simple shear and triaxial test (Lecture 2)

- **Topic 2: The Cam Clay model**

Prof. M. Bolton

- Shearing of soils: work and dissipation, yield surface and normality (Lecture 3)
- Critical states, normal compression, and yield (Lecture 4)
- Understanding drained and undrained shearing using Cam-clay model (Lecture 5)
- Stress-strain relationship (Lecture 6)

- **Topic 3: In situ stresses, stress paths, and pressuremeter testing**

Prof. R. J. Mair

- Stress history dictates in situ lateral earth pressure (Lecture 7)
- Stress paths for retaining walls and foundations (Lecture 8)
- Stress paths and triaxial tests (Lecture 9)
- The pressuremeter test (Lecture 10)
- Inferring soil stiffness and strength from a pressuremeter test (Lecture 11)
- Application of pressuremeter data to tunnel design and construction (Lecture 12)

- **Topic 4: Avoiding catastrophic soil failures**

Prof. M. Bolton

- Deterioration of overconsolidated clays – delayed failure of slopes (Lecture 13)
- Quick clay flowslides – origins and avoidance (Lecture 14)
- Slope stability analysis (Lecture 15 & 16)

Ground engineering I

Prof. R.J.Mair e Prof. K. Soga

▪ **Topic A: Underground Construction**

Prof R. J. Mair

- Design and construction of deep excavations and retaining structures in different ground conditions (stability, serviceability and ground movements)
- Design and construction of bored tunnels in different ground conditions (stability and ground movements)
- Use of the Observational Method in Design
- Effects of ground movements on buildings and structures
- Building damage due to excavation-induced movements
- Protective measures and instrumentation

▪ **Topic B: Ground Improvement**

Prof. K. Soga

- Densification: compaction methods, dynamic compaction
- Drainage: pre-loading, sand drains, wick drains – design techniques
- Soil reinforcement: geotextiles, soil nailing, reinforced soil – design techniques
- Grouting: compensation, permeation, compaction, jet grouting

Foundation engineering

Dr. I. Thusyanthan

▪ **Topic 1: Foundations Design**

- Foundation types
- Loading conditions
- Allowable deformations
- Relevant soil behaviour and soil models
- Selection of design soil properties

▪ **Topic 2: Shallow Foundations**

- Strength: Undrained failure of strip footings: Vertical (V), Horizontal (H) and Moment (M) capacity
- Strength: Drained failure of strip footings: V-H-M capacity, superposition of surcharge and self-weight effects
- Effects of footing shape and embedment, and soil heterogeneity
- Stiffness: Elastic settlement of shallow foundations: drained and undrained
- Stiffness: Settlement of shallow foundations on non-linear soil

▪ **Topic 3: Deep Foundations**

- Deep foundation types and construction methods; piles, caissons, drop-anchors
- Pile strength: Axial and lateral capacity

- Pile stiffness: Axial and lateral deformations
- Piles: load testing, influence of installation method on performance
- Pile groups: mutual influence, block behaviour, differential settlement
- Offshore solutions: caissons, anchors: installation methods and capacity

Engineering for sustainable development

Prof. P. Guthrie

▪ **Topic 1: Introduction to sustainable development**

- Course Overview
- Sustainable Development – the issues and the debate
- The social dimension
- The environmental dimension
- What is ‘enough’?
- Challenges to change

▪ **Topic 2. Energy and climate change**

- Global Energy availability and use
- Impacts of energy production and use
- Climate Change
- Efficiency and renewables – technologies and options
- Sustainable Energy – barriers and solutions

▪ **Topic 3. Water**

- Global water availability and use
- Impact – environmental, social, economic
- Solution technologies
- Case History
- Challenges and summary – sustainable water?

▪ **Topic 4. Engineers and Sustainable Development**

- The engineer’s role
- Technology and social needs
- Understanding and valuing the environment
- Environmental ethics – and the precautionary principle
- The challenges of leading sustainable development

▪ **Topic 5. Industrial Sustainability**

- Materials and resources impacts
- Waste – the hierarchy
- New thinkers on waste
- Solutions – examples/Case History
- Challenges, Barriers and Incentives

▪ **Topic 6. Impact, indicators and consultation**

- Impacts and conflicts - reminder
- Indicators for sustainability
- Consultation and decision-making
- Case History - Loch Katrine Scheme, Scotland
- Challenges

▪ **Topic 7. Changing to sustainability**

- Summary of the course
- Changing organisations- power analysis and change drivers
- Top-down + Bottom-up change
- Inventing your future - personal effectiveness
- Ending

Bibliografia

- A.G.I. (1979), "Some Italian experiences on the mechanical characterization of structurally complex formations". Proceedings of the 4th International Congress ISRM (Montreux) 1, 827–846.
- Adbel-Aziz, T., Abdel-Rahman, M. and Fam, M. (1997). "Hydraulic Conductivity of Cement-Bentonite Mixtures: An experimental Study." Masters Thesis, Cairo University, Egypt.
- Åhnberg, H. (1996). "Stress Dependent Parameters of Cement and Lime Stabilised Soils." Proceedings of the 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems: IS Tokyo, Grouting and Deep Mixing, Tokyo, Vol. 1, pp. 387-392.
- Åhnberg, H. (2003). "Measured Permeabilities in Stabilized Swedish Soils." Proceedings of 3rd International Conference on Grouting and Ground Treatment, New Orleans, ASCE Special Publication, Vol. 1, pp. 622-633.
- Åhnberg, H. (2004). "Effects of Back-Pressure and Rate of Strain in Triaxial Testing of some Stabilised Swedish Soils." Geotechnical Testing Journal, Vol. 27, No. 3, pp. 250-259.
- Åhnberg, H. (2006). "Consolidation Stress Effects on the Strength of Stabilised Swedish Soils." Ground Improvement, Thomas Telford, Vol. 10, No. 1, pp. 1-13.
- Åhnberg, H. (2006). "Strength of Stabilised Soils: A Laboratory Study on Clays and Organic Soils Stabilised with Different Types of Binders." Doctoral Thesis, Department of Construction Sciences, Lund University.
- Åhnberg, H., Bengtsson, P-E. and Holm, G. (1989). "Prediction of Strength of Lime Columns." Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro.
- Åhnberg, H. and Johansson, S. (2005). "Increase in Strength with Time in Soils Stabilised with Different Types of Binder in Relation to the Type and Amount of Reaction Products." Proceedings of the International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Deep Mixing'05, Stockholm, Sweden, May 23 – 25, pp. 195-202.

- Al-Tabbaa, A. (2003). "Soil Mixing in the UK 1991-2001: State of Practice Report." *Journal of Ground Improvement*, Thomas Telford, Vol. 7, No. 3, pp. 117-126.
- Al-Tabbaa, A., Al-Tabbaa, A.M.B. and Ayotamuno, U.M. (1999). "Laboratory-Scale Dry Soil Mixing of a Sand." *Proceedings of the Dry Mixing Methods for Deep Soil Stabilisation*. Brendenberg H., Holm G. and Broms B. (eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 1082. pp. 73-80.
- Al-Tabbaa A., Ayotamuno M. J., Martin R. J. (2000), Soil mixing of stratified contaminated sands. *Journal of hazardous materials B72*, Elsevier, pp. 53-75.
- Al-Tabbaa, A and Evans, C. W. (1999). "Laboratory-scale soil mixing of a contaminated site." *Journal of Ground Improvement*, Vol. 3, No. 3, pp. 119-134.
- Al-Tabbaa, A. and Evans, C. (2003). "Deep Soil Mixing in the UK: Geoenvironmental Research and Recent Applications" *Journal of Land Contamination and Reclamation*, EPP Publications, Vol. 11, No. 1, pp. 1-14.
- Al-Tabbaa, A. and Stegemann, J.A. (eds) (2005). "Stabilisation/Solidification Treatment and Remediation, Advances in S/S for Waste and Contaminated Land." Taylor & Francis Group, London, UK.
- Al-Tabbaa A., Perera A. S. R. (2002), State of practice report – UK stabilization/solidification treatment and remediation - Part I-VII. Dipartimento di Ingegneria, Università di Cambridge, Cambridge, UK.
- Allam, M. and Sridharan, S. (1981). "Effect of Wetting and Drying on Shear Strength." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 107, No. 4, pp. 421-438.
- Aoyama, K., Ogawa, S. and Fukuda, M. (1985). "Temperature Dependencies of Mechanical Properties of Soils Subjected to Freezing and Thawing." In: Kinoshita, S., Fukuda, M. (Eds.), *Proceedings of the 4th International Symposium on Ground Freezing*, August, Sapporo, Japan. A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands, pp. 217-222.
- ASTM, American Society for Testing of Materials, Test Method D 2166-00, 2(000). Standard method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil.

- ASTM, American Society for Testing of Materials, Test Method D1633-00 (2002). Standard method for compressive strength of moulded soil-cement cylinders. 04.08(I): 161 – 164.
- ASTM, American Society for Testing of Materials, Test Method D2435- 04 Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. 04.08(I).
- ASTM, American Society for Testing of Materials, Test Method D4186 - 06 Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Saturated Cohesive Soils Using Controlled-Strain Loading. 04.08(I).
- ASTM, American Society for Testing of Materials, Test Method D422 - 63(2007) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils.
- ASTM, American Society for Testing of Materials, Test Method D4318 - 05 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. 04.08(I).
- ASTM, American Society for Testing of Materials, Test Method D4718 - 87(2007) Standard Practice for Correction of Unit Weight and Water Content for Soils Containing Oversize Particles.
- ASTM, American Society for Testing of Materials, Test Method D854 - 06 Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. 04.08(I).
- Ayotamuno J. M. (1998), Contaminant transport and immobilisation in heterogeneous sands. Tesi di dottorato, Università di Birmingham, Birmingham, UK.
- Barnett, S.J. Soutsos, M.N. Millard, S.G. Bungey, J.H. 2006. Strength development of mortars containing ground granulated blast-furnace slag: Effect of curing temperature and determination of apparent activation energies. *Cement and Concrete Research*, Volume 36, Issue 3, 434-440.
- Beeldens, A., Monteny, J., Vincke, E., De Belie, N., Van Gemert, D., and Verstraete, W., (2002). “Biogenic Sulphuric Acid Corrosion: A Microscopic Investigation.” *Proceedings of the International Conference on Concrete in Extreme Conditions*, University of Dundee, Scotland, UK, 9-11 September, pp. 169-178.
- Bell, F. (1993). “Engineering Treatment of Soils.” Spon: London, pp. 302.

- Benson, C., Olson, M. and Bosscher, P., (1995). "Winter Effects on Hydraulic Conductivity of Compacted Clay" *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, No. 1, pp. 69-79.
- Benson, C. and Othman, M. (1993). "Hydraulic Conductivity of Compacted Clay Frozen and Thawed In Situ." *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 2, pp. 276- 294.
- Bergado, D., Anderson, L., Miura, N. and Balasubramaniam, A. (1996). "Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environments." ASCE publication, pp. 427.
- Bergado D. T., Lorenzo G. A. (2005), Economical Mixing Method for Cement Deep Mixing. Innovation in Grouting and Soil Improvement, Procedure della conferenza Geo-Frontiers 2005, Austin, USA, 24-26 Gennaio 2005.
- Bhattacharja, S., Bhatta, J. I. and Todres, A. (2003). "Stabilisation of Clay Soils by Portland Cement or Lime: A Critical Review of Literature." PCA R&D Serial No. 2066, Portland Cement Association, Skokie, Illinois USA, pp. 60.
- Brandl, H. (1996). "Slurry Barrier Walls for Waste Containment and Contaminated Land." *Proceedings of the 2nd International Congress on Environmental Geotechnics*, Osaka, Japan, Nov. 5-8, (Ed. Masashi Kamon), Balkema, Rotterdam, Vol. 1, pp. 459-466.
- Brandl, H. (1999). "Long-Term Behaviour of Soils Stabilised with Lime and With Cement." *Proceedings of Geotechnics for Developing Africa*, Durban, pp. 219-232 (cited in Åhnberg, 2003).
- BRE (1994) Digest 395, "Slurry Trench Cut-off Walls to Contain Contamination." pp. 8.
- Brown, P., Hooton, R. and Clark, B. (2004). "Microstructural Changes in Concretes with Sulphate Exposure." *Cement and Concrete Composites*, Vol. 26, No. 8, pp. 993-999.
- Brown, T.L. and LeMay, H.R. 1988. *Chemistry: The Central Science*, Englewood Cliffs, NJ, Prentice Hall.
- Bruce, D. (1996). "The Return of Deep Soil Mixing." *Civil Engineering - ASCE*, Vol. 66, No. 12, December, pp. 44-46.

- Bruce, D. and Bruce M., (2003). "The Practitioner's Guide to Deep Mixing" Proceedings of the Third International Conference on Grouting and Ground Treatment, New Orleans, ASCE Special Publication, Vol. 1, pp. 474-488.
- Bruce, D., Bruce, M. and DiMillio, A. (1999). "Dry Mix Methods: A Brief Overview of International Practice." Proceedings of the Dry Mixing Methods for Deep Soil Stabilisation. Brendenberg, H., Holm, G. and Broms, B. (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 15-25.
- Bruce D. A., Cali P. R., State of Practice Report – Session 3: "Design of Deep Mixing Applications".
- Cady, P. (1969). *Journal of Materials*, 4, 294 (cited in Rusin, 1990).
- Cady, P. (1978). *ACI Journal*, 75, 269 (cited in Rusin, 1990).
- Carino, N. J. 1984. The maturity method: Theory and Application. *Journal of Cement, concrete and Aggregates*, ASTM, 6(2), 61-73.
- Carino, N. J. and Lew, H. S. 2001. The Maturity method: From theory to application. Proceedings of the 2001 Structures Congress & Exposition, Washington D. C. ASCE: 19-30.
- Catalano, N. (1998). "Trevimix." Presented at the University of Wisconsin Milwaukee Short Course on Deep Mixing Methods, August 27-28, Milwaukee, WI, pp. 9 (cited in Bruce et al., 1999).
- Cement Deep mixing Association of Japan (1994). Publication of CDM Association of Japan, Tokyo, pp. 1-94 (in Japanese) (cited in Porbaha, 2000).
- Chew, S. H., Kamruzzaman A. H. M. and Lee F. H. (2004). "Physicochemical and Engineering Behaviour of Cement Treated Clays." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 7, pp. 696-706.
- Chitambira, B. Al-Tabbaa, A. Perera, A.S.R. and Yu, X.D. 2007. The activation energy of stabilised/solidified contaminated soils. *Journal of Hazardous Materials*, Volume 141, Issue 2, 422-429
- Clare K.E. and Pollard, A.E. 1954. The effect of curing temperature on the compressive strength of soil-cement mixtures, *Geotechnique*, 4: 97-107.

- Coastal Development Institute of Technology (CDIT), (2002). "The Deep Mixing Method: Principle, Design and Construction." A.A. Balkema Publishers, Lisse, Abingdon, Exton (PA), Tokyo, pp. 123.
- Cordon, W. (1962). "Resistance of Soil Cement Exposed to Sulphates." Highway Research Board Bulletin, Vol. 309, No. 1962, Washington, DC (cited in Roy et al, 2003).
- Dal Cin G. (2007). "http://www.dalcin.com/eng/schede_tecniche/bentonite_AG1W.pdf." Accesso al sito Web, 27 Febbraio 2008.
- Decreto Legislativo n° 152 del 3 aprile 2006, Norme in materia ambientale.
- De Silva M. S., O'Riordan N. J., Parry L. N. (2001), Trials for the construction of a cement solidified retaining structure in a domestic landfill site using deep soil mixing. *Engineering Geology* 60, Elsevier, pp. 49-60.
- DGSSS, EuroSoilStab, (2001). "Design Guide Soft Soil Stabilization." Development of Design and Construction Methods to Stabilize Soft Organic Soils. CT97-0351. Project No.: BE 96-3177 pp. 94.
- DJM Association, (1996). Technical information. Federal Highway Administration. (1999a). "Introduction to the Deep Mixing Methods as Used in Geotechnical Applications." Vol.1. Prepared by ECO Geosystems, L.P (cited in Bruce et al., 1999).
- Druss, D. L. (2003). "Guidelines for Design and Installation of Soil-Cement Stabilization." Proceedings of the Third International Conference on Grouting and Ground Treatment, New Orleans, ASCE Special Publication, Vol. 1, pp. 527-538.
- Endo, M. (1976). "Recent Development in Dredged Material Stabilization and Deep Chemical Mixing in Japan." Soils and Site Improvement, University of California, Berkeley, Lifelong Learning Seminar (cited in Porbaha, 2000).
- ENV 1997-1, Eurocode 7: Geotechnical Design –Part 1: General Rules. CEN.

- Eriksson, H., Gunther, J. and Ruin, M. (2005). "MDM Combines the Advantages of Dry and Wet Mixing." Proceedings of the International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Deep Mixing'05, Stockholm, Sweden, May 23 – 25, pp. 509-520.
- Evans, C.W. (1998). "Studies Related to the In-Situ Treatment of Contaminated Ground Using Soil Mix Technology." PhD thesis, The University of Birmingham.
- Fam, M., and Santamarina, C. J. (1995). "Study of Clay–Cement Slurries with Mechanical and Electromagnetic Waves." *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No.5, pp. 365-373.
- Fattuhi, N. and Hughes, P., (1988). "Ordinary Portland Cement Mixes with Selected Admixtures Subjected to Sulphuric Acid Attack." *ACI Mater. J.*, Vol. 85, No. 6, pp. 512-518.
- Fuessle R., and Taylor M. 1999. Accelerated Aging of stabilized hazardous wastes. Report No. RR-82, Waste Management Research Centre.
- Futaki, M., Nakano, K. and Hagino, Y. (1996). "Design Strength of Soil Cement Columns as Foundation Ground for Structures." *Grouting and Deep Mixing Conference*, Tokyo, pp. 481-484 (cited in Porbaha et al., 2000).
- Garvin, S. L. and Hayles, C. S. (1999), "The Chemical Compatibility of Cement–Bentonite Cut-off Wall Material." *Construction and Building Materials*, Vol. 13, No. 6, pp. 329-341.
- Garvin, S. L., Paul, V. and Tedd, P. (1994). "Research into the Performance of Cement-Bentonite Cut-off Walls in the UK." Proceedings of the 2nd International Symposium on Contamination in Eastern and Central Europe, Budapest, Hungary, pp. 414-416.
- GeoTesting Express (1996). Geotechnical Tests on Soil Cement Mix for Central Artery/Tunnel project. GeoTesting Express, final report to Bechtel/Parsons Brinckerhoff (cited in Porbaha et al., 2000).
- Gleason, M. H., Daniel, D. E. and Eykholt, G. R., (1997). "Calcium and Sodium Bentonite for Hydraulic Containment Applications." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 5, pp. 438-445.
- Goh, T., Tan, T., Yong, K. and Lai, Y. (1999). "Stiffness of Singapore Marine Clays Improved by Cement Mixing." Proceedings of the 11th ARC-SMGE, Seoul, 333-336 (cited in Porbaha et al., 2000).

- Golden Associates Innovative Applications (GAIA) Inc., (RemTech Ottobre 2007), Environmental and Geotechnical Applications of Cutter Soil Mixing. Relazione illustrativa.
- Granata R. (Giugno 2002), Messa in sicurezza permanente. Seminario di aggiornamento “la bonifica delle vecchie discariche”, 9pp. Padova, Italia.
- Hansbo, S. and Massarsch, K. (2005). “Standardisation of Deep Mixing Methods.” Proceedings of the International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Deep Mixing’05, Stockholm, Sweden, May 23 – 25, pp. 3-10.
- Hayashi, H., Nishikawa, J., T., Ohishi, K., Terashi, M. (2003). “Field Observation of Long Term Strength of Cement Treated Soil.” Proceedings of the Third International Conference on Grouting and Ground Treatment, New Orleans, ASCE Special Publication, Vol. 1, 598-609.
- Hernandez, F. (2006). “Ground Improvement of Organic Soils Using Deep Soil Mixing.” PhD Thesis, Department of Engineering, University of Cambridge, UK.
- Hewayde, E., Nehdi, M., Allouche, E. and Nakhla, G., (2007). “Effect of Mixture Design Parameters and Wetting-Drying Cycles on Resistance of Concrete to Sulphuric Acid.” Journals of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 19, No. 2, pp. 155-163.
- Hill, J., Byars, E., Sharp, J., Lynsdale, C., Cripps, J. and Zhou, Q. (2003). “An Experimental Study of Combined Acid and Sulphate Attack of Concrete.” Cement and Concrete Composites, Vol. 25, No. 8, pp. 997-1003.
- Huiden, E.J. (1999). “Soil Stabilization for Embedment of Botlek Railway Tunnel in the Netherlands.” Proceedings of the Dry Mixing Methods for Deep Soil Stabilisation. Brendenberg H., Holm G. and Broms B., Eds, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 1082, pp. 45-49.
- Janoo, V., Firicano, A., Barna, L. and Orchino, S. (1999). “Field Testing of Stabilised Soil.” Journal of Cold Regions Engineering, ASCE, Vol. 13, No. 1, pp. 37-53.
- Japanese Geotechnical Society, (2000). “Practise for Making and Curing Non-compacted stabilised Soil Specimens.” JGS T 821-1990 (in Japanese) (cited in Coastal Development Institute of Technology, 2002).

- Jefferis, S. A. (1981). "Bentonite–Cement Slurries for Hydraulic Cut- offs." Proceeding of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ISSMFE Vol. 1, pp. 435-440.
- Jefferis, S. A. (1982). "Effects of Mixing on Bentonite Slurries and Grouts." Proceeding of Conference on Grouting in Geotechnical Engineering, W.H. Barker, ed., ASCE, New York, N.Y., pp. 62-76.
- Kawasaki, T., Suzuki, Y. and Suzuki, Y. (1981). "On the Deep Mixing Chemical Mixing Method Using Cement Hardening Agent." Takenaka, Technical Research Report 26, pp. 13-42 (cited in Porbaha, 2000).
- Keller Ground Engineering (2001). Soil Mixing Information Sheets.
- Kitazume, M., Nakamura, T., Terashi, M., Ohishi, K., (2003). "Laboratory Tests on Long Term Strength of Cement Treated Soil" Proceedings of the Third International Conference on Grouting and Ground Treatment, New Orleans, ASCE Special Publication, Vol. 1, pp. 586-597.
- Klaveren, V. R. (1987). "Hydraulic Erosion Resistance of Thawing Soil." PhD Dissertation, Department of Agriculture Engineering, Washington State University, Pullman, Washington (cited in Wang et al., 2006).
- Konrad, J. and Samson, M. 2000. "Influence of Freezing Temperature on Hydraulic Conductivity of Silty Clay" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 2, pp. 180-187.
- Kozlowki, T. (2003a). "A Comprehensive Method of Determining the Soil Unfrozen Water Curves. 1. Application of the Term of Convolution." Cold Regions Science and Technology, Vol. 36, No. 1-3, pp. 71-79.
- Kozlowki, T. (2003b). "A Comprehensive Method of Determining the Soil Unfrozen Water Curves. 2. Stages of the Phase Change Process in Frozen Soil-Water system." Cold Regions Science and Technology, Vol. 36, No. 1-3, pp. 81-92.
- Lam, C. (2000). "Model Testing of Novel Mix-In-Place Piles." Fourth Year Undergraduate Projects, University of Cambridge, UK.

- Larsson S. (2003), *Mixing Processes for Ground Improvement by Deep Mixing*. Tesi di dottorato in Ingegneria civile, Royal Institute of Technology, Stoccolma, Svezia.
- Larsson S. (2005), *State of Practice Report – Execution, monitoring and quality control*. Deep Mixing '05, volume 2.
- Larsson, S., Dahlström, M. and Nilsson, B. (2005 a). “Uniformity of Lime-Cement Columns for Deep Mixing: A field study.” *Journal of Ground Improvement*, Thomas Telford, Vol. 9, No. 1, January, pp. 1-15.
- Larsson, S., Dahlström, M. and Nilsson, B. (2005 b). “A Complementary Field Study on the Uniformity of Lime-Cement Columns for Deep Mixing.” *Journal of Ground Improvement*, Thomas Telford, Vol. 9, No. 2, April, pp. 67-77.
- Larsson, S. and Kosche, S. (2005). “A Laboratory Study on the Transition Zone Surrounding Lime-Cement Columns.” *Proceedings of the International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances*, Deep Mixing'05, Stockholm, Sweden, May 23 – 25, pp. 111-118.
- Larsson, S. and Nilsson, B. (2005 c). “Findings of the Work on Influencing Factors on the Installation Process for Lime-Cement Columns.” *Proceedings of the International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances*, Deep Mixing'05, Stockholm, Sweden, May 23 – 25, pp. 561-569.
- Larsson, S., Stille, H. and Olsson, L. (2005 d). “On Horizontal Variability in Lime-Cement Columns in Deep Mixing.” *Geotechnique*, Vol. 55, No. 1, pp. 33-44.
- Lightman, S. (2002). “Model Testing of Soil-Mixed Composite Piles in Layered Soils.” *Fourth Year Undergraduate Projects*, University of Cambridge, UK.
- Lin, L. and Benson, C. (2000). “Effect of Wet-Dry Cycling on Swelling and Hydraulic Conductivity of GCLs.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 1, pp. 40-49.
- Manassero, M., Fratolocchi, E., Pasqualinni, E., Spanna C., and Verga F. (1995). “Containment with Vertical Cut-off Walls.” *Proceedings of Geoenvironment 2000 ASCE*, Geotechnical special publications 46, New Orleans pp. 1142-1172.

- Massarsch, K. and Topolnicki, M. (2005). "Regional Report: European Practise of Soil Mixing Technology." Proceedings of the International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Deep Mixing'05, Stockholm, Sweden, May 23 – 25, pp. R19-R45.
- Mårten J., Johansson S.-E. (2002), The Function of Different Binding Agents in Deep Stabilization. Report n° 9, Svensk Djupstabilisering, Swedish Deep Stabilization Research Centre.
- Massarsch K., Topolnicki M. (2005), Regional Report: European Practise of Soil Mixing Technology. Procedure della conferenza internazionale del Deep Mixing – Best Practice e recenti scoperte, Deep Mixing '05, Stoccolma, Svezia, 23-25 maggio 2005, pp. R19-R45.
- Mathieu F., Borel S., Lefebvre L., (2006), CSM: An Innovative Solution For Mixed In Situ Retaining Walls, Cut-Off Walls And Soil Improvement. Relazione illustrativa.
- May Gurney Technical services, 2001. Company Information Sheets.
- McGinn, A.J. and O'Rourke, T.D., (2003). "Performance of Deep Mixing Methods at Fort Point Channel." Report to: Massachusetts Turnpike Authority Federal Highway Administration Bechtel/Parsons Brinkerhoff, April.
- Mitchell, J. K. (1976). "Fundamentals of Soil Behaviour" John Wiley and sons, New York, USA.
- Mitchell, J. (1981). "Soil Improvement: State-of-the-art Report." Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Stockholm, Sweden, pp. 509-565.
- Mitchell J. (1986), Practical Problems from Surprising Soil Behaviour. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 112, n° 3, pp. 259-289.
- Mitchell, J. K., and El Jack, S. A., (1966). "The Fabric of Soil–Cement and Its Formation." Clays and Clay Minerals, Vol. 14, No. 1, pp. 297-305.
- Mitchell, J. K. and Soga, K. (2005). "Fundamentals of Soil Behaviour" John Wiley and sons, New York, USA.
- O'Rourke, T.D. and McGinn, A.J. (2006). "Lessons Learned fro Ground Movements and Soil Stabilisation from the Boston Central Artery." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 132:8, pp. 966-989.

- O'Rourke, T.D., McGinn, A.J., Dewsnap, J. and Stewart, H.E. (1998). "Case History of an Excavation Stabilized by Deep Mixing Methods." Proceedings of Sessions of Geo-Congress 98, Design and Construction of Earth Retaining Systems, Geotechnical Special Publication No. 83. ASCE, Finno, R.J., Hashash, Y., Ho, C.L. and Sweeney, B.P., Eds., pp. 41-62.
- Osman, A. 2007. Durability and mechanical properties of deep-mixed clays, PhD Thesis, University of Cambridge, UK
- Othman, M., Benson, C., Chamberlain, E. and Zimmie, T. (1993). "Laboratory Testing to Evaluate Changes in Hydraulic Conductivity of Compacted Clays Caused by Freeze/Thaw: State of the Art." Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soils, ASTM STP 1142, Daniel and Trautwein, eds., ASTM West Conshohocken, pp. 227-254.
- Pagliacci, F. and Pagotto, G. (1994). "Soil Improvement through Mechanical Deep Mixing Treatment in Thailand." Proceedings of the 5th Deep Foundation Institute Conference, Bruges, Belgium, June, pp. 5.11-5.17 (cited in Bruce et al., 1999).
- Paul, V. (1994). "Performance of building materials in contaminated land." Building Research Establishment, Garston, Watford, UK.
- Perera, A.S.R. (2005). "The Role of Accelerated Carbonation on the Ageing of Cement-Based Stabilised/Solidified Contaminated Materials." PhD Thesis, Department of Engineering, University of Cambridge, UK.
- Perera A. S. M., Al-Tabbaa A., Reid J. M., Johnson D. (2004), State of practice report – UK stabilization/solidification treatment and remediation: binders & technologies – Part V, Long-term performance and environmental impact. Department of Engineering, University of Cambridge, UK.
- Perraki, T., Kakali, G., and Kontoleon, F. (2003). "The Effect of Natural Zeolites on the Early Hydration of Portland Cement." Microporous and Mesoporous Materials, Vol. 61, Issues 1-3, pp. 205-212.
- Perret, J. (1977). "Contribution à l'Etude de la Stabilisation des Sols Fins par la Chaux : Etude Globale du Phénomène et Applications." Doctoral thesis, Institut National des Sciences Appliqués, Rennes, France (cited in Locat et al, 1990).

- Philip, L., Anderson, D. and Pieter, H. (1966). "Some Thermodynamic Relationships for Soils at or Below the Freezing Point. I: Freezing Point Depression and Heat Capacity." Cold Regions Research and Engineering Lab, Hanover, NH.
- Poon, C., Lam, L., Kou, S., and Lin Z. (1999). "A Study on the Hydration Rate of Natural Zeolite Blended Cement Pastes." *Construction and Building Materials*, Vol. 13, No. 8, pp. 427-432.
- Porbaha, A. (1998). "State of the Art in Deep Mixing Technology, Part I: Basic Concepts and Overview." *Ground Improvement*, 2, pp. 81-92.
- Porbaha A., Tanaka H., Kobayashi M. (1998). *State of the Art in Deep Mixing Technology. Part II: Applications.* *Ground Improvement*, vol. 2, pp. 125-139.
- Porbaha, A., Shibuya, S. and Kishida, T. (2000). "State of the Art in Deep Mixing Technology. Part III: Geomaterial Characterization." *Ground Improvement*, 3, pp. 91-110.
- Porbaha, A., Weatherby, D., Macnab, A., Lambrechts, J., Burke, G., Yang, D. and Puppala, A. (2005). "Regional Report: North America Practise of Deep Mixing Technology." *Proceedings of the International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Deep Mixing'05, Stockholm, Sweden, May 23 – 25, pp. R47-R73.*
- Portland Cement Association (1971). "Soil-Cement Laboratory Handbook." Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
- Portland Cement Association Website (2006). "http://www.cement.org/tech/cct_dur_freeze-thaw.asp."
- Powers, T. (1975). "Freezing Effects in Concrete. In: *Durability of Concrete.* " Detroit, USA: American Concrete Institution, ACI SP- 47:1-11 (cited in Rusin, 1991).
- prEN 14679.2004. *Execution of Special Geotechnical Works – Deep Mixing.* AFNOR/CEN TC 288: 2004-04. TC 288 WI 011. 50 p.
- Quirk, J. P. and Schofield, R. K. (1955). "The Effect of Electrolyte Concentration and Soil Permeability." *Journal of Soil Science*, Vol. 6, No. 2, pp. 163-178.
- Rajasekaran, G. (2005). "Sulphate Attack and Ettringite Formation in the Lime and Cement Stabilised Marine Clays." *Ocean Engineering*, Vol. 32, No 8-9, pp. 1133-1159.

- Raviolo P. L. (1993), *Il laboratorio geotecnico*. Controls, Milano.
- Reschke, A. (1998). "The Development of Colloidal Mixer Based CRF Systems." Presented at MINEFILL '98, Brisbane, Australia, Rev. August.
- Roy, A., Wang, L., Seals, R., and Metcalf, J. (2003). "Stabilization Techniques for Reactive Aggregate in Soil-Cement Base Course." Louisiana Transportation Research Centre, Rep. No. 366, Baton Rouge, La.
- Rusin, Z. (1991). "A Mechanism of Expansion of Concrete Aggregate Due to Frost Action." *Cement and Concrete Research*, Vol. 21, pp. 614-624.
- Ryan, C. R. and Day S. R. (2002). "Soil-Cement-Bentonite Walls." *Conference Proceeding on Deep Foundations: An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance*, pp. 713-727.
- Saitoh, S. (1988). "Experimental Study of Engineering Properties of Cement Improved Ground by the Deep Mixing Method." Ph.D. Thesis, Nihon University (in Japanese) (cited Kitazume, 2003).
- Saitoh, S., Kawasaki, T., Niina, S., Babaski, R. and Miyata, T. (1980). "Research of DMM Using Cementitious Agents (Part 10): Engineering Properties of Treated Soils." *Proceedings of the 15th National Conference of the JSSMFE, Tokyo, 717-720* (in Japanese) (cited in Porbaha, 2000).
- Saitoh, S., Suzuki, Y. and Shirai, K. (1985). "Hardening of Soil Improvement by Deep Mixing Method." *Proceedings of 11th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, Finland*, pp. 947-950.
- Schaefer, V. (1997). "Ground Improvement, Ground Reinforcement, Ground-Treatment – Developments" *American Society of Civil Engineers, New York, Geotechnical Special Publication 69*, (cited in Druss, 2003).
- Sherwood, P. (1957). "The Stabilisation with Cement of Weathered and Sulphate-Bearing Clays." *Géotechnique*, Vol. 7, No. 4, pp. 179-191.

- Sherwood, P. (1958). "Effect of Sulphates on Cement-Stabilised Clay." Highway Research Board Bulletin, Vol. 193, No. 1958, National Research Council, Washington, DC, pp. 45-54 (cited in Roy et al, 2003).
- Sherwood, P. (1968). "The Properties of Cement-Stabilised Materials." RRL Report LR205, Road Research Laboratory, Crowthorne.
- Sherwood, P. (1993). "Soil Stabilization with Cement and Lime." Transport Research Laboratory, Department of Transport, London pp. 153.
- Sherwood P. and Roe, P. (1986). "Winter Air Temperatures in Relation to Frost Damage in Roads." TRRL Research Report 45. Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne.
- Shihata, S. and Baghdadi, Z., (2001). "Simplified Method to Assess Freeze/Thaw Durability of Soil Cement" Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 13, No. 4, pp. 243-247.
- Sideris, K. and Savva, A. (2002), "Resistance of Plain and Blended Cements Under Different Sulphate Environments." Proceedings of the International Conference, University of Dundee, Scotland, UK, 9-11 September, pp. 73-82.
- Spooner, P., Wetzel, R., Spooner, C., Furman, C., Tokarski, E., Hunt, G., Hodge, V. and Robinson, T. (1984). "Slurry Trench Construction for Pollution Migration Control", EPA Report EPA/540/2-84/001.
- Suzuki, Y. (1985). "Deep Chemical Mixing Method Using Cement as Hardening Agent." Recent Development in Ground Improvement Techniques, AS. Balasubramaniam, S. Chandra, and D.T. Bergado, Eds., A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 299-340 (cited in McGinn and O'Rourke, 2003).
- Takenaka Civil Engineering (1995). "Deep Chemical Mixing Method Using Cement as Hardening Agent." Published by Takenaka Corporation and included in Haley and Aldrich, 1995b (cited in McGinn and O'Rourke, 2003).
- Taki O. (2003), Strength properties of soil cement produced by Deep Mixing. Grouting and ground treatment ASCE, Geotechnical Special publication No. 120, pp. 646-657.

- Taki A., Bell R. A. (1997), Booklet on soil-cement pile/column. SCC Technology Inc.
- Taki, O. and Yang, D. (1991). "Soil Cement Mixed Wall Technique." Geotechnical Engineering Congress. American Society of Civil Engineers, New York, Special Publication 27, pp. 258-309 (cited in Porbaha, 2000).
- Taylor, H.F. (1990). "Cement Chemistry Academic Press." London, England.
- Terashi, M. (1997). "Deep Mixing Method – Brief State-of-the-Art." 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4 pp. 2475-2478 (cited in Bruce and Bruce, 2003 and Coastal Development Institute of Technology, 2002).
- Terashi, M. (2003). "The State of Practice in Deep Mixing Methods." Proceedings of the Third International Conference on Grouting and Ground Treatment, New Orleans, ASCE Special Publication, Vol. 1, pp. 25-49.
- Terashi, M. (2005). "Keynote Lecture: Design of Deep Mixing in Infrastructure Applications." Proceedings of the International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Deep Mixing'05, Stockholm, Sweden, May 23 – 25, pp. K25-K45.
- Terashi M., Kitazume M., (2002) The deep mixing method: principle, design and construction
- Terashi, M. Okumura, T. and Mitsumoto, T. (1977). "Fundamental Properties of Lime Treated Soil (1st report)." Report of the Port and Harbour Research Institute, 16(1):3-28 (in Japanese) (cited in Coastal Development Institute of Technology, 2002).
- Terashi M., Tanaka H. (1983), Settlement analysis for deep mixing methods. Procedure dell'ottava conferenza europea sull'Ingegneria delle fondazioni e Meccanica dei terreni, Helsinki, Finlandia, pp. 955-960.
- Terashi, M., Tanaka, H., Mitsumoto, T., Homma, S. and Ohashi, T. (1983). "Fundamental Properties of Lime and Cement Treated Soils (3rd Report)." Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 22, No.1, pp. 69-96 (in Japanese) (cited in Kitazume et al, 2003).
- Trevi Group, Technological Department (Novembre 2001), Soil Improvement – Mechanical Mixing. Relazione illustrativa. R.I.06.26.

- Trevi Group, Servizio Progettazione Ricerca & Sviluppo (Giugno 2006), Diaphragm Walls – Scavo di diaframmi con Idrofresa. Relazione illustrativa. R.I.03.13.
- Trevi Group, (Giugno 2006), Cutter Turbojet (CTjet). Specifiche tecniche esecutive.
- Uddin, K., Balasubramaniam, A. and Bergado, D. (1997). “Engineering Behaviour of Cement-Treated Bangkok Soft Clay.” *Geotechnical Engineering (Bangkok)*, Vol. 28 No. 1, pp. 89-119.
- U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (Marzo 2000), An Introduction to the Deep Soil Mixing Methods as Used in Geotechnical Applications. Pubblicazione n° FHWA-RD-99-138.
- Wang, D., Ma, W., Niu, Y., Chang, X. and Wen, Z. (2006). “Effect of Cyclic Freezing and Thawing on Mechanical Properties of Qinghai-Tibet clay.” *Cold Regions Science and Technology*, Vol. 48, No. 1, pp. 34-43.
- Williams, R. (1986). “Cement-Treated Pavements: Materials, Design and Construction.” Elsevier Publishers, London, UK.
- Yang, Z., Weiss, W. and Olek, J., 2006. “Water Transport in Concrete Damaged by Tensile Loading and Freeze-Thaw Cycling” *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 18, No. 3, pp. 424-434.
- Yong, R., Boonsinsuk, P. and Yin C. (1985). “Alteration of Soil Behaviour after Cyclic Freezing and Thawing.” In: Kinosita, S., Fukuda, M. (Eds.), *Proceedings of the 4th International Symposium on Ground Freezing*, August, Sapporo, Japan. A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands, pp. 187-195.
- Yoshizawa H., Okumura R., Hosya Y., Sumi M., Yamada T. (1997), JGS TC Report: Factors affecting the quality of treated soil during execution of DMM. *Procedure del IS-Tokyo 1996*, seconda conferenza internazionale sul Grouting e Ground Improvement Geosystems, Tokyo, Giappone, vol. 2, pp. 931-937.
- Yu, Y., Pu, J. and Ugai, K. (1997). “Study of Mechanical Properties of Soil Cement Mixture for a Cut-off Wall.” *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 4, pp. 93-103.

Zhang, J. Cusson, D. Mitchell, L. Hoogeveen, T. and Margeson, J. 2005. The Maturity approach for predicting different properties of high-performance concrete. 7th International Symposium on the Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Washington D.C., 135-154