



Università Politecnica delle Marche
Corso di Dottorato in Ingegneria Civile, Ambientale, Edile e Architettura
Curriculum in Ingegneria Civile, Ambientale, Edile e Architettura

Indagini sperimentali e analisi numeriche finalizzate alla progettazione di interventi di permeazione con nanosilice colloidale per la stabilizzazione delle sabbie costiere sotto edifici esistenti nella fascia costiera nord-adriatica.

Ph.D. Dissertation of:
Alessandro Merli

Advisor:
Prof. Ing. Fabrizio Gara

Curriculum supervisor:
Prof. Ing. Stefano Lenci

XXXI ciclo

Università Politecnica delle Marche
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile, Architettura
Via Brecce Bianche — 60131 - Ancona, Italy

Ringraziamenti

Alla fine di questa intensa e articolata attività vorrei porgere il mio primo ringraziamento al prof. Fabrizio Gara, per avermi aiutato a non perdere la retta via attraverso i meandri sperimentali di questo studio e all'Ing. Francesca Dezi per i suoi preziosi consigli e spunti di ricerca in campo sismico e geotecnico.

Un doveroso riconoscimento va al Comune di Rimini che, in persona del Sindaco e dei suoi funzionari, con grande sensibilità, entusiasmo e spirito collaborativo, hanno messo a disposizione i campi prova, offrendo il massimo supporto per le finalità di questa ricerca.

Un altro sentito ringraziamento va ad Ismgeo Srl, nella persona dell'Ing. Andrea Saccenti, per avermi supportato tecnicamente e con passione nelle diverse fasi sperimentali di laboratorio.

Non posso altresì dimenticare il contributo operativo prestato in campo da Intergeo Srl, dal dott. Geol Lorenzo del Maschio e dal Dott.Geol. Stefano Sanchi, mettendo a disposizione tutte le attrezzature necessarie, il loro tempo e l'esperta sapienza pratica per conseguire i migliori risultati.

Infine ma non per ultimo un ringraziamento speciale va alla mia famiglia, che ha contribuito a rendere possibile questa avventura e, soprattutto, a mia figlia Alizée, a cui ho sottratto tanto tempo prezioso ed a cui voglio dedicare questo lavoro.

Indice

Ringraziamenti	ii
Indice	iv
Elenco delle Figure	vii
Elenco delle Tabelle	18
Sommario	20
Capitolo 1.	22
Introduzione	22
1.1. Analisi delle problematiche	22
1.2. Obiettivi della tesi	29
1.3. Organizzazione del lavoro	30
Capitolo 2. Mitigazione degli effetti per liquefazione del terreno	32
2.1 Introduzione	32
2.2 Stato dell'arte sugli interventi di miglioramento del terreno per la mitigazione degli effetti della liquefazione	32
2.3 Trattamento dei terreni tramite tecniche di permeazione e stabilizzazione passiva con silice colloidale	43
Capitolo 3. Caratterizzazione dei depositi costieri	48
3.1. Introduzione	48
3.2. Caratteristiche dell'area costiera riminese	48
3.3. Geologia dell'area	49
3.4. Caratteristiche geotecniche rappresentative dell'areale in studio	52
3.5. Caratteristiche granulometriche e costitutive dei depositi sabbiosi marini	55
3.6. Discussione sui risultati	67
Capitolo 4. Caratteristiche di conducibilità idraulica dei depositi sabbiosi marini recenti	68
4.1. Generalità	68
4.2. Metodi diretti e indiretti per la stima delle caratteristiche di conducibilità idraulica dei depositi sabbiosi marini recenti	68
4.3. Caratteristiche di conducibilità idraulica dei depositi sabbiosi a scala territoriale ed in campo prova	86
4.4. Caratterizzazione indiretta della conducibilità idraulica del prisma sabbioso marino presso RNN e RNS	87
4.5. Stima diretta della conducibilità idraulica presso Campo Prova "Area 2"	91
4.6. Stime indirette e dirette di k	96
4.7. Considerazioni conclusive sulle stime di conducibilità idraulica	104
4.8. Modello di flusso preliminare	106
Capitolo 5. Caratterizzazione dinamica e ciclica dei terreni in campo prova	110
5.1. Generalità	110
5.2. Modello geologico	110
5.3. Caratteristiche dinamiche e profili caratteristici di V_s	114
Chapter 6.	148
Mitigazione dei fenomeni di liquefazione tramite permeazione con silice colloidale.	148
6.1 Generalità	148
6.2 Utilizzi della silice colloidale	148

6.3	Miscele stabilizzanti evolutive.....	150
6.4	Sintesi della silice colloidale.....	156
6.5	Caratteristiche del gel e modalità di gelificazione	156
6.5.1	Tempo di gelificazione (gel time).....	160
6.5.2	Caratteristiche di resistenza, conducibilità idraulica e durabilità.....	163
6.6	Misura e controllo della viscosità per miscele evolutive	167
6.7	Test di Viscosità - Dati sperimentali	169
6.7.1	Introduzione.....	169
6.7.2	Caratteristiche delle miscele utilizzate.....	170
6.7.3	Strumentazione utilizzata.....	173
6.7.3.1	Viscosimetro capillare	173
6.7.3.2	Viscosimetro rotazionale	174
6.7.4	Analisi dei risultati	175
6.7.5	Osservazioni qualitative.....	184
6.7.5.1	Variazioni di peso	184
6.7.5.2	Essiccazione e ritiro.....	185
6.7.5.3	Residuo solido	187
6.7.6	Discussione dei risultati	188
	Chapter 7. Pericolosità Sismica e Risposta Sismica di Sito	194
7.1	Generalità.....	194
7.2	Pericolosità sismica di base	196
7.2.1	Eventi sismici attesi	196
7.3	Accelerogrammi di input	210
7.3.1	Accelerogrammi da metodo probabilistico PSHA - NTC 2018.....	210
7.3.2	Accelerogrammi da metodo deterministico DSHA - Terremoto di scenario	216
7.4	Analisi di Risposta Sismica Locale con metodo lineare equivalente	228
7.4.1	Parametri d'impostazione del modello	230
7.4.2	Risultati elaborazione modello lineare equivalente	231
7.4.3	Discussione dei risultati	244
7.5	Verifiche a liquefazione preliminari tramite metodi semplificati CPT	245
7.5.1	Generalità.....	245
7.5.2	Analisi semplificata tramite metodo CPT.....	252
7.6	Analisi di Risposta Sismica Locale con metodo non lineare e in tensioni efficaci PWP (Pore Water Pressure)	259
7.6.1	Parametri d'impostazione del modello	261
7.6.2	Risultati elaborazione modello non lineare e PWP.....	262
7.6.3	Discussione dei risultati	271
	Capitolo 8. Trattamento delle sabbie e valutazioni preliminari di fattibilità.....	274
8.1	Generalità.....	274
8.2	Ricostituzione e trattamento dei campioni per prove geotecniche.....	274
8.3	Permeazione dei campioni per prove cicliche e di permeabilità	284
8.3.1	Ricostituzione dei campioni rappresentativi e permeazione	284
8.3.2	Prove di permeabilità in cella triassiale su campioni trattati.....	287
8.3.3	Comportamento a basse-medie deformazioni di campioni trattati/non trattati	288
8.3.4	Resistenza ciclica a liquefazione dei campioni ricostituiti trattati /non trattati	291

8.4	Analisi di RSL in tensioni efficaci con terreni migliorati e valutazioni sul relativo potenziale di liquefazione	295
Capitolo 9.	Conclusioni	302
Bibliografia.....		306
Appendice A. Dati Analisi di RSL.....		326
Parametri di scuotimento sismico		326

Elenco delle Figure

Figura 1-1 rappresentazione schematica dei fenomeni di innesco ed evoluzione della liquefazione in terreni omogenei sabbiosi.	23
Figura 1-2 – Modalità di risalita/espulsione dei fluidi in pressione con formazione di vulcanelli.	24
Figura 1-3 – Tipologia di manifestazioni superficiali della liquefazione (Report EERC, Seed et al., 2003).	25
Figura 1-10 - Tecniche di consolidamento dei terreni e delle rocce (Flora e Lirer, 2011). ..	26
Figura 2-1 Applicabilità dei metodi di trattamento in funzione delle caratteristiche granulometriche dei terreni (Mitchell, 2008).....	33
Figura 2-2 Schema realizzativo per interventi di sostituzione. National Design Guidelines for Ground Improvements of Soils prone to Liquefaction – <i>MODULE 5</i> (New Zealand) ..	34
Figura 2-3 a-b) Schema realizzativo per <i>dynamic compaction</i> e distribuzioni granulometriche compatibili; c-d) Schema realizzativo di <i>vibro-compaction</i> e distribuzioni granulometriche compatibili; e-f) schema realizzativo per <i>stone column</i> e <i>compaction grouting</i> . Tratti da National Design Guidelines for Ground Improvements of Soils prone to Liquefaction – <i>MODULE 5</i> (New Zealand) e <i>Guidance Repairing and re building houses affected by the Canterbury earthquakes</i> (New Zealand).	35
Figura 2-4. a) Vibrazioni prodotte con vari metodi di compattazione dinamica (Mosely e Kirsch 2004); b) Stralcio Tabella 1 DIN 4150-3 in relazione alla possibile insorgenza di problematiche di danneggiamento per vibrazioni di breve durata	36
Figura 2-5 Distribuzioni granulometriche ottimali per trattamenti tramite <i>Solidification Methods</i> . National Design Guidelines for Ground Improvements of Soils prone to Liquefaction – <i>MODULE 5</i> (New Zealand)	36
Figura 2-6 a) Schema di iniezione con tubo a valvole tradizionale (con utilizzo di packer) e sistema <i>TGM</i> (Trevi Multi Grouting); b) trattamento colonnare di miscelazione in sito con leganti cementizi tramite <i>deep soil mixing</i> (Idriss e Boulanger, 2008).....	37
Figura 2-7 a) Modalità generale di rinforzo del terreno con elementi strutturali disposti secondo struttura chiusa reticolare o con schema aperto a elementi isolati (pali) (National Design Guidelines for Ground Improvements of Soils prone to Liquefaction – <i>MODULE 5</i>); b) soluzione mista con reticolo di diaframmi e pali isolati (Towhata e Rasouli, 2013). ..	37
Figura 2-8 a) Drenaggio tramite inserimento di dreni prefabbricati (National Design Guidelines for Ground Improvements of Soils prone to Liquefaction – <i>MODULE 5</i>); b) desaturazione tramite abbassamento della falda con sistema di pompaggio (Towhata e Rasouli, 2013).....	38
Figura 2-9 Distribuzioni granulometriche idonee per trattamenti di permeazione tramite cementi e iniezioni chimiche (Mitchell, 2008).	43
Figura 2-10 a) Permeazione tramite schema-tipo di iniezione a griglia (Tornaghi, 1978); b) schema d'intervento con tecnica di stabilizzazione passiva (Gallagher, 2000); c) schema di intervento con iniezioni sub orizzontali attuato presso l'International Airport di Fukuoka (Rasouli et al., 2016)	44
Figura 3-1. (a) Mappa schematica dell'area studiata con rappresentazione delle prove in sito utilizzate, le tracce di sezione e la perimetrazione dei depositi marini costieri; (b) Tipica	

sezione geologica costiera (Veggiani, 1982); (c) Sezione geotecnica N2 lungo il tratto di Rimini Nord (<i>RNN</i>).	50
Figura 3-2. Vista panoramica del tratto costiero a cavallo del porto canale di Rimini	51
Figura 3-3. a) Tipica sequenza litotecnica costiera (Unità A-B-C) per le macroaree Rimini Nord (<i>RNN</i>) e Rimini Sud (<i>RNS</i>) in termini di resistenza alla punta q_c e indice I_c SBTn (Normalized Soil Behavior Type). b) Tipico andamento di q_c e rapporto di frizione (friction ratio) riscontrabile in <i>RNN</i> e <i>RNS</i>	53
Figura 3-4. Profilo medio, 25°, 50° e 75° percentile della distribuzione di q_c sovrimposti al dataset complessivo delle CPT analizzate per le aree <i>RNN</i> (a) e <i>RNS</i> (b).	54
Figura 3-5. Stralcio monitoraggio ARPA 2012 – Mappa del diametro medio	56
Figura 3-6. Diagramma andamento granulo mediano (Antoniazzi, 1976)	57
Figura 3-7. Campo di variabilità granulometrica della sabbia lungo la linea di spiaggia (tratto da Antoniazzi, 1976)	58
Figura 3-8. Profili caratteristici per la distribuzione granulometrica delle Unità A e B di <i>RNN</i> (a) e <i>RNS</i> (b).	60
Figura 3-9. Comparazione dei valori mediani (50° percentile) delle distribuzioni granulometriche rilevate presso <i>RNN</i> e <i>RNS</i>	60
Figura 3-10. Andamento planimetrico degli spessori dell'Unità A (a), Unità B (b) e del prisma sabbioso marino complessivo (c).	62
Figura 3-11. Sezioni caratteristiche del prisma sabbioso marino lungo la costa.	64
Figura 4-1. Diagramma aggiornato di SBT normalizzato (SBTn) con rappresentazione dei campi relativi all'indice di comportamento del terreno I_c (Robertson, 1990).	69
Figura 4-2. Diagramma di correlazione per la stima approssimativa di FC in funzione di I_c per suoli normal consolidati (Robertson & Fear, 1995).	70
Figura 4-3. Variazione dei valori di permeabilità in funzione della litologia e del relativo indice di comportamento $I_c - SBTn$ (Robertson, 2010).	71
Figura 4-4. a) Schema realizzativo della prova <i>TRX</i> ; b) fasi operative di preparazione ed elaborazione.	74
Figura 4-5. a) Schema realizzativo della prova <i>INF</i> in pozzetto superficiale; b) fase operativa entro apposita trincea in campo prova.	75
Figura 4-6. (a) Schema realizzativo della prova <i>Lefranc</i> ; b)-c) fasi operative in campo prova	78
Figura 4-7. a) Schema realizzativo di Slug Test in discesa e risalita; b)-c) schema geometrico della prova.	79
Fig. 4-8. a) Attrezzatura con set di bailers di diverse dimensioni e sensori barometrici; b) fasi operative in campo prova.	80
Figura 4-9 – Grafico tipo di ripristino livello-tempo per uno slug-test.	81
Figura 4-10. a) Esempio tipo con metodo grafico di risoluzione per linearizzazione di Cooper-Jacob; b) schema dispositivi di pompaggio e controllo in campo prova per prove di pompaggio di lunga durata.	84
Fig. 4-11. a) Ubicazione campo prova Area 2; b) inquadramento geologico generale con distribuzione indagini rappresentative per <i>RNN</i>	86
Figura 4-12. Diagramma <i>box and whiskers</i> della conducibilità idraulica k_s ottenuta tramite metodi indiretti nella zona <i>RNN</i>	88
Figura 4-13. Diagramma <i>box and whiskers</i> della conducibilità idraulica k_s ottenuta tramite metodi indiretti nella zona <i>RNS</i>	90

Figura 4-14. a) Ubicazione dei campi prova concessi in uso dal Comune di Rimini presso le località Viserbella e Torre Pedrera; b) Raffronto tra il profilo di resistenza alla punta medio q_c per <i>RNN</i> e quelli ottenuti da prove <i>CPT</i> in <i>Area 2</i>	92
Figura 4-15. Schema illustrativo delle indagini idrogeologiche e di campionamento presso <i>Area 2</i>	94
Figura 4-16. Stratigrafia superficiale sondaggio S1 in <i>Area 2</i>	95
Figura 4-17. Profili di k_s da prove <i>CPT</i> con metodo <i>Ic-SBT</i> di Robertson (2010) in <i>Area 2</i>	97
Figura 4-18. a)-c) Attrezzatura di controllo e fase di iniezione tracciante in piezometro presso <i>Area 2</i> ; b)-d) monitoraggio portate di pompaggio e misure piezometriche in campo prova.	98
Figura 4-19. Diagramma comparativo delle stime di conducibilità idraulica da prove indirette e dirette in campo prova per terreni dell'Unità A (a) e Unità B (b).	100
Figura 4-20. a) Schema campo prova per test di diluizione; b) disposizione delle attrezzature di pompaggio e sensori per il controllo in tempo reale.	101
Figura 4-21. a) Diagramma di sintesi della concentrazione assoluta vs tempo; b) Diagramma di sintesi concentrazione relativa vs tempo con rappresentazione della retta di tendenza.	103
Figura 4-22. Diagramma dell'andamento della conducibilità elettrica monitorato in corrispondenza di <i>Pz2</i> durante la prova <i>PDT</i>	104
Figura 4-23. Diagramma a dispersione per comparazione dei risultati ottenuti da stime indirette <i>PSD</i> per l'Unità B in relazione alla stima di k_h rappresentativo desumibile dal valor medio delle prove dirette eseguite in sito ($k_{h_medio} = 9.35E-05$ m/s).	106
Figura 4-24. Modello di flusso per sistema di iniezione/estrazione elaborato tramite MODFLOW; particolare ingrandito in pianta(a) e in sezione (b) con illustrazione delle isolinee di carico idraulico e dei percorsi di filtrazione attesi; c) discretizzazione griglia di calcolo.	108
Figura 5-1. Stralcio carta geologica R.E.R., scala 1:5000	111
Figura 5-2. Stralcio planimetria ubicazione sezioni geologiche profonde R.E.R.	112
Figura 5-3. Stralcio sezione profonda R.E.R. n. 149.	112
Figura 5-4. Stralcio sezione profonda R.E.R. lungo costa n. 059	113
Figura 5-5. Stralcio carta sismotettonica 2016 Regione Emilia Romagna	114
Un contatto stratigrafico di particolare interesse litologico ed idrogeologico è certamente rappresentato dall'interfaccia <i>AES-AEI</i> , in loco alla profondità di circa 170 – 180 m dal piano campagna <i>p.c.</i> , il quale separa la base del <i>Gruppo Acquifero A</i> dal sottostante sintema <i>AEI</i> (Gruppo Acquifero B), costituito da spessi ed interconnessi orizzonti ghiaiosi. Tali significative differenze litologiche possono riflettersi in un altrettanto significativa differenza di rigidezza e comportamento meccanico - sismico dei terreni. Questo interfaccia geologica, emerge anche dalla nuova Carta Sismotettonica 2016 (redatta dal Servizio Geologico della Regione Emilia Romagna e pubblicata nel 2017), in quanto evidenziata da un significativo riflettore sismico e, in zona, viene rilevata entro un range di profondità pari a 150 – 200 m da <i>p. c.</i> (vedi figura 5-5).	114
Figura 5-6. Sovrapposizione prove <i>CPTU/E</i> (a) e report sintetico prova <i>SDMT</i> (b) eseguite presso il campo prova <i>Area 2</i>	115
Figura 5-7. Schema prove geofisiche in foro e di superficie eseguite in campo prova.	116
Figura 5-8. Planimetria prove geofisiche in foro profonde di correlazione da database.	116

Figura 5-9. (a) Modulo punta sismica utilizzata per i test; (b) fase di energizzazione e registrazione segnale; (c) schema tipo prova true-interval; (d) stralcio elaborazione con rifasatura segnali per ciascun ritardo registrato.	117
Figura 5-10. Modalità di esecuzione ed elaborazione dati della prova MASW.....	120
Figura 5-11. (a) Schema geometrico esecutivo della prova; (b) acquisizione ed elaborazione dati; (c) martello e piastra di energizzazione.	120
Figura 5-12. Spettro sperimentale in onde di Rayleigh velocità di fase/frequenza.....	121
Figura 5-13. (a) Modalità di elaborazione dati; (b) raffronto curva di dispersione calcolata e sperimentale da picking.	123
Figura 5-14. Spettro sperimentale in onde di Rayleigh velocità di fase/frequenza.....	124
Figura 5-15. (a) Acquisizione ed elaborazione dati; (b) schema geometrico esecutivo della prova.	125
Figura 5-16. Curva di dispersione in onde di Rayleigh nel campo velocità di fase/frequenza	125
Figura 5-17. (a) Spettro sperimentale rapporto H/V con evidenziata la frequenza fondamentale di sito f_0 ; (b) diagramma con andamento delle componenti orizzontali e verticale Le frecce nere evidenziano i minimi locali della componente verticale, individuando le risonanze di natura stratigrafica, mentre le frecce rosse le zone caratterizzate da inversione di velocità.	128
Figura 5-18. (a) Profilo di V_s derivato da inversione congiunta ($INV\ cong$); (b) Particolare profilo di V_s per i primi 30 mt con discretizzazione del profilo ad alta risoluzione $SDMT$; (c) sovrapposizione profilo di V_s con profili $Down\ Hole$ e $Cross\ Hole$ di archivio.....	129
Figura 5-19. Coerenza fra modello sintetico (in onde di Rayleigh) e spettro sperimentale H/V	130
Figura 5-20. (a) Raffronto profilo di V_s (definito per analisi di RSL) con stralcio stratigrafia profonda da sezioni geologiche e sondaggi profondi; (b) raffronto funzione di trasferimento da analisi RSL lineare elastica e curva H/V da analisi $HVSR$ dati sperimentali con microtremiti.	131
Figura 5-21. (a) Variazione del modulo di taglio in relazione al livello deformativo di prove in sito (Mayne, 2001); (b) Livelli deformativi di riferimento per le diverse prove geognostiche e geofisiche eseguibili in sito ed in laboratorio (Ishihara, 2001);	132
Figura 5-22. (a) Curva iperbolica di interpolazione dei valori di G_0 ottenibili con $SDMT$ a diversi livelli deformativi (Amoroso et al., 2014); (b) range caratteristici di γ_{DMT} per la calibrazione e scelta delle curve $G/G_0-\gamma$ per i diversi tipi di terreno (Amoroso et al., 2012);	133
Figura 5-24. (a) Comparazione curve $G_{DMT}/G_0\ SDMT$ per Unità C con curve G/G_0 di archivio e letteratura; (b) Comparazione curve di archivio $D\%$ per Unità C con curve letteratura;.....	136
Figura 5-25 – Potenziale liquefacibilità su base granulometrica (Tsuchida H., 1970) delle unità A e B (a) a scala territoriale e (b) locale	140
Figura 5-26 – Prove triassiali cicliche non drenate su campioni rappresentativi isotropicamente consolidati (provino CI3-Ctxs1): (a) deformazione assiale ε_a /numero di cicli N ; (b) rapporto di sovrappressione interstiziale R_u/N ; (c) sovrappressione indotta Δu /numero di cicli	142

Figura 5-27 – Curve di resistenza a liquefazione (in termini di andamento di CSR_{lab} rispetto al numero di cicli necessari al raggiungimento della condizione di liquefazione iniziale) da prove triassiali cicliche non drenate su provini rappresentativi.	143
Figura 5-28 – Curve di resistenza a liquefazione (in termini di andamento di CSR_{field} rispetto al numero di cicli necessari al raggiungimento della condizione di liquefazione iniziale) per condizioni di taglio semplice.	143
Figura 5-29 – (a) Comparazione curve di resistenza ciclica $FC6-FC16$ nel piano $CRR-N$; (b) Comparazione curve $Ru - N/NL$ da regressione secondo il modello costitutivo di Chiaradonna et al. (2018).	145
Figura 6-1 a) Fluidi a comportamento Newtoniano, soluzioni pure ed evolutive; b) Fluidi a comportamento Binghamiano sospensioni stabili Tixotropiche (Tornaghi, 1978).	151
Figura 6-2 Schema di potenziale iniettabilità delle Unità A e B su base granulometrica e di conducibilità idraulica (Carol, 2003; Mitchell, 1981; Flora e Lirer, 2011).	153
Figura 6-3 Pressioni di iniezione in funzione del contenuto in fine F (Ozugalrel e Vipulanen, 2005).	154
Figura 6-4 Pressioni di iniezione in funzione della permeabilità del terreno alla miscela e della durata di iniezione, per iniezioni di raggio = 1 m e porosità efficace $n=0.3$, per terreni omogenei isotropi (a sx – caso B) e stratificati (a dx – caso C); (b) correlazione fra carico idraulico e permeabilità alla miscela secondo schemi di flusso per un raggio di propagazione $R=1$ m e tempo di iniezione $t=30'$ (Tornaghi, 1978).	155
Onde prevenire la gelificazione le soluzioni di silice colloidale sono spesso stabilizzate con soluzioni alcaline come l'idrossido di sodio. Gli alcali tendono a reagire con le particelle, creando una carica negativa sulla superficie delle stesse, inducendole a respingersi a vicenda. Gli ioni ossidrilici aggiunti dalla soluzione alcalina innescano processi di catalizzazione con la formazione dei gel, tuttavia a pH elevato la silice colloidale rimane stabile a causa dell'elevata carica superficiale (forza repulsiva) delle particelle.	157
Figura 6-6 Andamento tempi di gelificazione in funzione del pH, test eseguiti con LudoxSM30 diluito al 10% (Agapoulaki e Papadimitriou, 2015)	158
Figura 6-7 a) Rappresentazione bidimensionale delle differenze nelle modalità di formazione/accrescimento di gel e precipitati. b) Rappresentazione della formazione e sviluppo della struttura di un microgel (reticolo rappresentato dalle linee nere) a partire da un sol con incremento della progressivo della viscosità sino alla solidificazione finale (Iler, 1979).	159
Figura 6-8 a) Andamento tempi di gelificazione diagramma Dupont (C.T. Conlee, 2010); b) test eseguiti con LudoxSM30 diluito al 10% (Agapoulaki e Papadimitriou, 2015).	161
Figura 6-9 a) Metodo osservazionale di Sydansk (R.D. SYDANSK, SPE Reservoir Evaluation, 1990, 346-352); b) Grafico di comparazione fra curve di viscosità e stati di gelificazione (gel state) di Sydansk (Persoff, 1999)	162
Figura 6-10 a) Illustrazione schematica di “gel induction time” e “Gel Time” (Persoff et al. 1997); b) Illustrazione schematica sulla possibilità di iniezione con silice colloidale (J. Funehag, 2012)	163
Figura 6-11 a) Resistenza a compressione semplice e conducibilità idraulica di campioni trattati con Ludox SM a varie concentrazioni di diluizione (Persoff et al. 1997); evidenza sperimentale fra contenuto in silice % e resistenza alla penetrazione con pocket penetrometer (Hamderi e Gallagher, 2014).	165

Figura 6-12 a) Effetto dei carichi ciclici ripetuti sulla rigidità delle sabbie trattate; (b) resistenza di sabbie a vario grado di addensamento comparata con le medesime di Dr 40% trattate; (c) caratteristiche di resistenza e deformabilità (assiale/laterale) di sabbie trattate sottoposte a compressione monoassiale (Towhata, 2010).	166
Figura 6-13. Andamento della superficie specifica in relazione al diametro delle particelle	170
Figura 6-14. Set complessivo delle curve di viscosità testate; in rosso la curva target di Ludox SM30 con diluizione SiO_2 al 10%, $T=15^\circ$, $pH=6.9$, sale 0.2 N.	171
Figura 6-15. (a) Viscosimetro capillare utilizzato Cannon-Fenske tube size 75; (b) sistema di prova con utilizzo di vasca termica; (c) schema di funzionamento viscosimetro.	173
Figura 6-16. Viscosimetri rotazionali utilizzati nell'ambito dei test; (a) Mod. Brookfield RVV 6.3; (b) Rheomat 115.....	175
Figura 6-17. Comparazione di curve di viscosità eseguite sullo stesso materiale (Prodotto D: CS 10% wt – NaCl 0.2N – pH 6.00 – 15.0°) con i tre strumenti di misura a disposizione.	175
Figura 6-18. Comparazione curva SM30-CS 10% – NaCl 0.2N – pH 6.00 – 15° (in rosso) con le curve di viscosità realizzate da Vranna e Tika (2015) tramite viscosimetro Brookfield.....	177
Figura 6-20. Comparazione curve CS 10% – NaCl 0.3N – pH 6.09 a $T=15^\circ$ delle miscele A, B e C, rispettivamente con diametro medio crescente, forniti dalla stessa ditta produttrice.	178
Figura 6-21. Comparazione delle distribuzioni granulometriche relative a 2 campioni relativi alle miscele B (a) e C (b), analizzati tramite tecnica DLS.	179
Figura 6-22. Diagrammi comparativi fra miscela a diversa diluizione e medesimi parametri a contorno; miscela B (a), C (b) e D (c).....	180
Figura 6-23 Diagrammi comparativi delle miscele C (a) e D (b) alla medesima diluizione (CS 10% wt) facendo variare il contenuto in sale.	181
Figura 6-24. Diagrammi comparativi relativi alla miscela D testando le concentrazioni CS 10% (a) e CS 7.5% (b) a temperature di 15° e 21°.	182
Figura 6-25. Diagrammi comparativi relativi alla miscela D testando il comportamento delle concentrazioni CS 10% (a) e CS 7.5% (b) a pH 6.0 e 6.9; il comportamento della miscela C con CS 10% viene verificato con pH 6.9-9.21 (c).....	183
Figura 6-26. Modalità di conservazione dei campioni di gel.....	184
Figura 6-27. Diagrammi comparativi relativi alle perdite di peso della miscela D in ambiente ermetico, immerso ed a contatto con l'aria.	185
Figura 6-28. Ritiro per essiccamento della miscela D a contenuto salino 0.1N e 0.3N durante un periodo di osservazione di 18 gg.	185
Figura 6-29. Ritiro per essiccamento della miscela D a contenuto salino 0.1N durante il periodo di osservazione	186
Figura 6-30. Ritiro per essiccamento della miscela D a contenuto salino 0.3N durante il periodo di osservazione.	187
Figura 6-31. Essiccamento a 200° di campione di miscela D a concentrazione CS 7.5% e contenuto salino 0.1N.	188
Figura 6-32. Trend di comportamento generale di Ludox SM30 in funzione del pH, per concentrazione CS 5% (a) (Gallagher, 2000) e concentrazione CS 10% (b) (Agapoulaki e Papadimitiou, 2015).....	189

Figura 6-33. Trend di comportamento della miscela <i>D</i> per concentrazione <i>CS</i> pari al 5%.	190
Figura 6-34. Trend di comportamento sperimentali e stimati per la miscela <i>D</i> , in funzione della concentrazione salina e del <i>tempo di gel iniziale</i> .	191
Figura 7-1 Mappa dei siti italiani in cui sono stati registrati storicamente casi di liquefazione (Galli, 2000); cerchiata in rosso viene individuata la zona costiera romagnola.	194
Figura 7-2 Mappa areale della pericolosità di liquefazione sulla base della litologia e sovrapposta ai centri urbani (Facciorusso e Vannucchi, 2009).	195
Figura 7-3. Distribuzione temporale degli eventi sismici considerati.	198
Figura 7-4. Carte delle isosisme in cui le aree colorate dal rosso al verde corrispondono a parti di territorio colpite da effetti di severità decrescente. (Ferrari, 1986).	198
Figura 7-5. Risentimento sismico, magnitudo ed epicentri degli eventi sismici rappresentativi per la storia sismica riminese del dicembre 1786 da catalogo <i>CPTII5-DBMI15 (INGV)</i> .	199
Figura 7-6. Risentimento sismico, magnitudo ed epicentri degli eventi sismici rappresentativi per la storia sismica riminese del maggio 1916 da catalogo <i>CPTII5-DBMI15 (INGV)</i> .	200
Figura 7-7. Stralcio cartografico con distribuzione regionale degli eventi e delle sorgenti sismogenetiche individuali e composite <i>DISS 3</i> con individuazione delle sorgenti sismogenetiche composite <i>ITCS030</i> e <i>ITCS039</i> (a); ingrandimento con posizione del campo prova rispetto alle sorgenti sismogenetiche individuali <i>ITIS035</i> e <i>ITIS034</i> (b). ...	201
Figura 7-8. (a) Tratto orientale della sezione SW-NE Amedea-Terontola - Mte. Amiata realizzata Bally et al. [1986] da dati di pozzo e indagini di sismica a riflessione; Ipotesi relativa alla Sorgente sismogenetica <i>ITCS039</i> - Riminese “on-shore” (b) e Sorgente sismogenetica <i>ITCS030</i> - Riminese “off-shore” (c) proiettate su Sezione Amedea-M.te.Amiata, Basili, R., U. Fracassi and S. Mariano 2006.	202
Figura 7-9. Stralcio cartografia zonazione <i>ZS9 INGV</i> (a) e zonazione carta sismotettonica 2016 Emilia Romagna (b-c).	205
Figura 7-10. (a) Nodo <i>INGV</i> più vicino al sito d’indagine; (b) valori di <i>ag</i> previsti al nodo più vicino per diverse frequenze annuali di superamento (<i>INGV-SI</i>).	207
Figura 7-11. Risultati dell’analisi di disaggregazione per il nodo più vicino all’area in studio secondo le stime di pericolosità sismica del territorio nazionale e relative ad un periodo di ritorno di 475 (a) e 975 (b) anni (http://esse1-gis.mi.ingv.it/).	208
Figura 7-12. Correlazioni magnitudo-distanza per eventi di liquefazione (a) ed estratto dal catalogo degli eventi di liquefazione per i terremoti storici dell’area (b) da Galli (2000).	209
Figura 7-13. Parametri spettrali relativi alle coordinate di ubicazione del campo prova per categoria di suolo di tipo <i>A</i> .	211
Figura 7-14. Spettro target con ambiti di tolleranza e sovrapposizione spettri accelerogrammi singoli e spettro medio.	214
Figura 7-15. Accelerogrammi di input scalati linearmente all’accelerazione di ancoraggio.	215
Figura 7-16 - Schematizzazione dell’approccio deterministico per la valutazione della pericolosità sismica (adattata da PIANC, 2001).	217
Figura 7-17 -Parametri geometrici necessari all’applicazione delle relazioni <i>NGA-West2</i> .	219

Figura 7-19– Distanze dagli epicentri dei terremoti storici più recenti e documentati per l'area in studio secondo CPTI - DBMI 2015 su base DISS3.0.....	219
Figura 7-20 – Raffronto spettri elastici attesi simulati con modello NGA-West2 e Bindi et al. (2011) per i terremoti di scenario del dicembre 1786 (a) e maggio 1916 (b).	220
Figura 7-21 – Confronto tra i valori di T_m calibrati da Tropeano et al. (2017) su terremoti italiani e quelli ottenuti con la legge di attenuazione di Rathje et al. (2004) in funzione della distanza per magnitudo compresa tra 5.5. e 6.0.....	223
Figura 7-22 –Diagramma per la stima della durata significativa $D_{5.95}$ (Lee & Green, 2014)	224
Figura 7-23. Spettro target evento 1786 con ambiti di tolleranza e sovrapposizione spettri accelerogrammi singoli e spettro medio.	226
Figura 7-24. Spettro target evento 1916 con ambiti di tolleranza e sovrapposizione spettri accelerogrammi singoli e spettro medio.	227
Figura 7-25 – (a) Schema di analisi attraverso il dominio delle frequenze (figura rielaborata da D'Intinosante, 2012); (b) schema del processo di convergenza iterativo tramite le curve G/G_0 e $D\%$	229
Figura 7-23 –Diagramma illustrativo dell'approccio tramite metodi semplificati basati sullo stato tensionale.....	246
Figura 7-24 – Andamento del rapporto di pressione dei pori in funzione del FS_{liq} secondo Marcuson & Hynes (1990).	247
Figura 7-25– (a) Illustrazione con whisky box del grado di correlazione di IPL con gli effetti superficiali del terremoto di Loma Prieta 1989 (da Sonmez, 2003); (b) Distribuzione dei casi di liquefazione/non liquefazione in relazione ad IPL utilizzando la relazione di Robertson&Wride (da Lee et al., 2004).....	249
Figura 7-26 – (a) Distribuzione dei casi di liq/non liq. in NZ per lo studio di Maurer et al. (2013, 2014); (b) Raffronto dei valori soglia di IPL secondo diversi autori.....	249
Figura 7-27 – Schema per la valutazione delle manifestazioni superficiali per liquefazione (Crespellani et. al. 1988; Ishihara, 1985; Youd e Garri 1994, 1995).....	251
Figura 7-28 - Relazioni empiriche confrontate per la stima di FC in continuo nelle verifiche a liquefazione.....	253
Figura 7-29 - Confronto profili di FC per le prove CPTU1 e 2 tramite metodo $R&F95$ e $IB14$ (nella rappresentazione illustrato adottando $C_{FC}=0$), ove la desinenza indica il riferimento al numero della prova; nel diagramma viene riportata anche la posizione dei campioni e relativa misura di FC	254
Figura 7-30 - Confronto profili di CRR/CSR ed FSL per le prove CPTU1 (a) e CPTU2 (b) per lo scenario sismico di normativa allo SLV	255
Figura 7-31 - (a) Soglie di probabilità di innesco della liquefazione pari al 15%, 50%, 85% e innovativo MSF (b) secondo il metodo di $IB14$	256
Figura 7-32 - Profili di FSL ottenuti per gli eventi 1786 (a) e 1916 (b).	258
Figura 7-33 – Modello stratigrafico e profilo di V_s utilizzati nelle analisi NL e PWP	262
Figura 7-34 - Profili comparati di a_{max} e γ_{max} per i modelli EQL , NL e PWP (a-c); particolare degli ultimi 30 m superficiali (b-d).....	263
Figura 7-35 – Comparazione tra spettri superficiali in accelerazione (a) e rapporti spettrali (b) per le analisi EQL , NL e PWP	264
Figura 7-36 - Profili comparati di $Ru_{max} - \gamma_{max}\%$ per i modelli EQL , NL e PWP (a); particolare degli ultimi 30 m superficiali (b).	266

Figura 7-37 – Storie temporali comparate bedrock/superficie di accelerazione di MM0-HGN	267
Figura 7-38 – Andamento di Ru_{max} alla profondità -5.25 m trasposto sulla storia temporale dell'accelerazione (c) e delle deformazioni $\gamma(\%)$ (esageraz. x10) (d).....	268
Figura 7-40 – Zoom storie temporali bedrock/superficie di 000055xa (a); andamento di Ru_{max} alla profondità -5.25 m trasposto su storie temporali di accelerazione (b) e deformazioni $\gamma(\%)$ (c).....	269
Figura 7-41 – Accumulo e dissipazione di Ru nell'orizzonte di profondità -1.5 m da <i>p.c.</i> (accelerogramma MM0-HGN).	270
Figura 7-42 - Profili di resistenza ciclica stimati in CPTU1 e CPTU2 tramite metodo semplificato <i>IB14</i> (denominati <i>CRR7.5_1</i> e <i>CRR7.5_2</i>) comparati ai valori desumibili dalle prove <i>TRXC</i> per <i>FC6</i> (<i>CRR15_FC6</i>) ed <i>FC16</i> (<i>CRR15_FC16</i>) relativi ad un numero di cicli $N=15$	272
Figura 8-1 – (a-b) Test di correlazione fra resistenza a rottura (da prove <i>ELL</i> e pocket penetrometer) e contenuto in silice in test condotti da Hamderi e Gallagher (2014).....	274
Figura 8-2 (a) Test condotti da Rasouli et al (2016) su campioni a diverso contenuto in <i>FC</i> ed in silice; (b) relazione tra resistenza <i>ELL</i> e rapporto di pressione dei pori in campioni trattati con silice colloidale (adattato da PGM manual - part 3, <i>Coastal Development Institute of Technology</i> 2010); (c) relazione tra resistenza a rottura e contenuto in silice per diversi siti di intervento in Giappone (Rasouli, 2016); (d) relazione q_u /rapporto di resistenza ciclica di riferimento (PGM manual - part 3).	275
Figura 8-3 – Caratteristiche granulometriche del campione trattato per prove geotecniche a rottura monoassiale.....	276
Figura 8-4 - (a) Fase di preparazione dei provini di sabbia e gel direttamente in fustella per cella triassiale; (b) test di pluviazione in contenitori graduati per la stima dell'indice dei vuoti ottenibile in fase di ricostituzione.....	276
Figura 8-5 - (a-b) ricostituzione dei campioni in contenitori di vetro per l'esecuzione di prove con pocket penetrometer su sabbia trattata e gel puro.	277
Figura 8-6 - (a-b-c) Preparazione in cella triassiale del provino defustellato; (d) modalità tipica di rottura dei provini trattati.....	279
Figura 8-7 - (a) Resistenza a rottura nel tempo in relazione al contenuto in $SiO_2\%$ <i>CS</i> ; (b) variabilità della deformazione massima a rottura in funzione del tempo di maturazione e del contenuto in silice.	280
Figura 8-8 - (a) Resistenza a rottura in relazione al contenuto in silice delle miscele utilizzate per il trattamento; (b) curve tipiche carico/deformazione a 7 e 30 gg di maturazione per la miscela <i>C</i> con diluizione $CS= 7.5\%$	281
Figura 8-9 – Test di resistenza a rottura tramite pocket penetrometer su campioni di sabbia trattati (a) e di solo gel (b) a diversi stadi di maturazione (7 e 30 gg).	282
Figura 8-10 - (a-b) Test con pocket penetrometer a 7 gg di maturazione di sabbia + gel e solo gel.	282
Figura 8-11- (a-b) Test con pocket penetrometer a 30 gg di maturazione; (c) resistenza a rottura in funzione del contenuto contenuto in silice a vari stadi di maturazione.	283
Figura 8-13. Comparazione curve G/G_0 e $D\%$ di campioni non trattati/trattati <i>FC9r</i> e <i>FC9t</i>	290
Figura 8-14. Comparazione Comparazione curve G/G_0 e $D\%$ definite per le Unità A e B con curve di <i>CR</i> per il materiale trattato <i>FC9t</i>	291

Figura 8-15 – (a) Comparazione di dati e curve di resistenza ciclica di <i>FC9t</i> con <i>FC6-FC16</i> nel piano <i>CRR-N</i> per la definizione dei parametri costitutivi di Park e Ahn (2013) e Chiaradonna et al. (2018); (b) Comparazione curve <i>Ru – N/NL</i> da fitting secondo modello costitutivo di Chiaradonna et al. (2018).....	293
Figura 8.16 – Stratigrafia sismica di modello con terreni migliorati	295
Figura 8.17 – Comparazione spettri in accelerazione (<i>Sa</i>) per i modelli <i>EQL, NL, PWP</i> e <i>PWP_Tr</i> , quest'ultimo relativo ai terreni trattati.	296
Figura 8.18 – Comparazione spettri in accelerazione per i modelli <i>EQL, NL, PWP</i> e <i>PWP_Tr</i> , relativo ai terreni trattati.	296
Figura 8-19 – Comparazione delle storie temporali in accelerazione del segnale 000055xa ottenute in superficie per terreni naturali (000055xa_Superf) e trattati (000055xa_Superf_Tr).	297
Figura 8-20 – Comparazione delle storie temporali in accelerazione del segnale MM0-HGN ottenute in superficie per terreni naturali (MM0_Superf) e trattati (MM0_Superf_Tr).....	297
Figura 8.21 – (a) Profili comparati di γ_{max} per i modelli γ_{PWP} (terreno naturale) e γ_{PWP_Tr} per terreni migliorati; profili medi comparati del rapporto di pressione dei pori massimo stimato per terreni naturali (Ru_{max}) e trattati (Ru_{max_Tr}).	298
Figura 8-22 – Storie temporali delle deformazioni di taglio ottenute per terreni trattati e non trattati relative a 000055xa (a) e MM0-HGN (b) alla profondità di -5.25 m da <i>p.c.</i> ; sviluppo delle pressioni dei pori per terreni naturali (<i>Ru</i>) e trattati (<i>Ru_Tr</i>) ottenuti per il segnale MM0-HGN alla profondità di -5.25 m da <i>p.c.</i>	299
L'altro aspetto di rilievo riguarda l'innalzamento delle soglie deformative γ_v di innesco delle sovrappressioni Δu . Infatti a differenza di quanto riscontrato per le condizioni naturali, ove la generazione ed accumulo di Δu cominciava al superamento di soglie deformative massime (in singola ampiezza) pari a $\gamma_v \approx 0.04\%$, nel caso dei terreni trattati tali soglie vengono rilevate per valori molto più elevati, mediamente pari a $\gamma_v \approx 0.11\%$, secondo un incremento di circa il 275%. Ciò risulta ben evidente in figura 8-21b, ove tale limite diventa un fattore condizionante per la generazione ed accumulo delle sovrappressioni che, nel caso specifico, viene superata in occasione del solo picco di maggior ampiezza. Infatti gli unici due sismi di progetto che hanno comportato un modesto incremento di pressione dei pori sono risultati MM0-HGN e 000198xa, non a caso riferiti ad eventi di maggior magnitudo fra quelli selezionati (rispettivamente $M_w = 6.5$ e 6.9), contraddistinti da una elevata durata della fase forte del segnale; tutti gli altri sismi di progetto non hanno comportato alcun incremento di <i>Ru</i> (vedi figura 8-23). Non a caso il massimo incremento di <i>Ru</i> si registra solo nella fascia da circa -4m a -6 m di profondità ove tende a svilupparsi il maggior sforzo ciclico (vedi figura 8-23). Tutte le altre caratteristiche di comportamento dinamico del sottosuolo rimangono pressoché le medesime ottenute per il modello <i>PWP</i> relativo a terreni naturali, già illustrate ai Paragrafi 7.6.2 e 7.6.3. Alle valutazioni proprie sul modello vanno aggiunte le valutazioni circa la resistenza ciclica <i>CRR</i> sperimentalmente misurata su <i>FC9t</i> , per cui anche con sollecitazioni cicliche pari a $CSR=0.6$ il materiale non riesce a raggiungere sovrappressioni pari ad $Ru=0.95$ (innesco liquefazione) per meno di 30 cicli.	299
Figura 8-23 – Profili di Ru_{max} ottenuti per terreni trattati con miscela C.	300
Figura 8-24 – Profili di <i>CSR</i> ottenuti dalle analisi lineari equivalenti (<i>EQL</i>) sulla base dello scenario sismico di normativa DM2018.	301

Elenco delle Tabelle

Tabella 2-1. Schema riepilogativo delle varie tecniche di miglioramento adottabili per mitigare la liquefazione dei terreni in condizioni sismiche, tratto dalle <i>National Design Guidelines for Ground Improvements of Soils prone to Liquefaction – MODULE 5: Ground improvement of soils prone to liquefaction</i> (New Zealand) – seguono pag. 43 e 44	38
TABELLA 3-1 – Parametri rappresentativi dei depositi costieri presso le aree RNN.....	54
TABELLA 3-2 – Parametri rappresentativi dei depositi costieri presso le aree RNN.....	55
TABELLA 3-3 – Distribuzione granulometrica Unità A e B presso le aree RNN e RNS ..	59
TABELLA 4-1 Stime di permeabilità generica k (m/s) basate sul valore dell'indice di comportamento $I_c - SBTn$	70
TABELLA 4-2 – Correlazioni utilizzate per la stima di k_s da caratteristiche granulometriche (<i>PSD</i>).....	72
TABELLA 4-3 – Stima di k_s (m/s) per le Unità A e B presso la zona RNN tramite utilizzo di metodi <i>PSD</i> e <i>CPT</i>	87
TABELLA 4-4 – Stima di k_s (m/s) da caratteristiche granulometriche (<i>PSD</i>) e <i>CPT</i> per le Unità A e B presso la zona RNS.....	89
TABELLA 4-5 – Stratigrafia geotecnica superficiale	94
TABELLA 4-6 – Valori k_s (m/s) da stime indirette <i>PSD</i> per le Unità A e B presso il campo prova <i>Area 2</i>	97
TABELLA 4-7 – Valori k_s (m/s) da stime indirette <i>CPT</i> per le Unità A e B in campo prova.....	99
TABELLA 4-8 – Valori di k_v e k_h (m/s) da stime dirette per le Unità A e B in campo prova.....	99
TABELLA 4-9 – Valori rappresentativi di k_v e k_h (m/s) per le Unità A e B in campo prova	99
TABELLA 5-1 - Tabulato sintetico di elaborazione dati e relativo profilo.....	118
TABELLA 5-1 - Dati sperimentali e parametri di elaborazione <i>SDMT</i> per curve <i>G/G0</i> mediati secondo orizzonti di 1 m di spessore presso il campo prova <i>Area 2</i>	134
TABELLA 5-2 - Curve di decadimento/smorzamento per le unità sismostratigrafiche superficiali per analisi di calcolo lineari equivalenti tramite STRATA (Kottke et al., 2013)	137
TABELLA 5-3 - Curve di decadimento/smorzamento per le unità sismostratigrafiche profonde utilizzate in analisi di calcolo lineari equivalenti tramite codice STRATA.	138
TABELLA 5-4 - Parametri di modellazione delle unità sismostratigrafiche per analisi di calcolo non lineare tramite codice SCOSSA (Tropeano et Al., 2016).....	139
Tabella 5-5 – Dati sperimentali da prova TRX ciclica	142
Tabella 5-6 – Parametri di resistenza ciclica e del modello <i>PWP</i> per la stima di R_u	146
Tabella 6-1 – Caratteristiche chimico-fisiche dei prodotti utilizzati.....	170
Tabella 6-2 – Tempi di gel della miscel D con CS 10%-7.5%-5.0% misurati e stimati... ..	191
Tabella 7-1 – Stralcio database INGV “DBMI2015” – Storia sismica riminese	196
Tabella 7-2 – Dati e schede sintetiche delle sorgenti sismogenetiche ITIS034 e ITIS035	203
Tabella 7-3 – Segnali e relative caratteristiche selezionati per spettrocompatibilità	213

Tabella 7-4 - Parametri geometrici e di caratterizzazione necessari all'applicazione delle relazioni NGA-West2	218
Tabella 7-5 – Parametri per legge di attenuazione.....	221
Tabella 7-6 – Spettri di riferimento per gli eventi di scenario	222
Tabella 7-7 - Evento 25/12/1786 – sorgente ITIS035	225
Tabella 7-8 - Evento 17/05/1916 – sorgente ITIS034	225
Tabella 7-9 – Indicatori di pericolosità per liquefazione per lo scenario RSL-DM.....	256
Tabella 7-10 – Indicatori di pericolosità per liquefazione per lo scenario <i>RSL-1786</i>	259
Tabella 7-11 – Indicatori di pericolosità per liquefazione per lo scenario <i>RSL-1916</i>	259
Tabella 7-12 – a) Parametri modello PWP; b) parametri stratigrafia modello di calcolo..	261
Tabella 8-1 – Valori di addensamento per ricostituzione in acqua ed in miscela C	278
Tabella 8-2 – Report dati sintetici prove ELL su campioni trattati con miscela C a 7 e 30gg	278
Tabella 8-3 – Riepilogo valori medi di pocket penetrometer su campioni trattati a 7 e 30gg	284
Tabella 8-4 – Valori di permeabilità in cella triassiale di campioni ricostituiti al medesimo indice dei vuoti trattati e non trattati.....	288
Tabella 8-5 – Curve di degrado/damping per terreni trattati/non trattati.	289
Tabella 8-6 – Dati sperimentali da prova TRX ciclica condotta sui provini trattati	292
Tabella 8-7 – Parametri di resistenza ciclica e del modello PWP3 per sabbie trattate.	292

Sommario

In Italia e nel mondo negli ultimi anni, in virtù dei recenti episodi sismici (tra cui l'Emilia 2012 e la Nuova Zelanda) e dell'avanzamento delle ricerche in campo sismico, si è assistito ad una sempre maggiore attenzione nei confronti delle problematiche indotte dal fenomeno della liquefazione e delle sue conseguenze su terreni ed opere.

Tuttavia spesso, in contesti urbanizzati o nell'ambito di strutture/infrastrutture esistenti, quale è la costa nord-adriatica, le soluzioni di miglioramento applicabili in campo libero o tramite opere di sottofondazione profonde rimangono inapplicabili data la complessità del problema e, talvolta, l'impossibilità tecnica di intervenire nell'ambito del volume di interesse per la stabilità dell'opera stessa.

In letteratura vi sono elementi utili per considerare la permeazione con silice colloidale la tecnica attualmente più promettente per il miglioramento dei terreni sotto edifici esistenti; tuttavia è necessario approfondire la ricerca verso l'applicazione su terreni in condizioni naturali per ottimizzarne la funzionalità, la messa in opera e la sicurezza.

La progettazione di tali soluzioni in primo luogo rende necessaria un'approfondita conoscenza del mezzo poroso, onde poterlo permeare a bassa pressione senza alterare gli stati tensionali o innescare fenomeni erosivi e/o di rottura nei terreni di fondazione (talora lesivi della stabilità dell'opera stessa). D'altro canto è richiesta un'approfondita conoscenza dei fenomeni che conducono allo sviluppo dei fenomeni di liquefazione, al fine di individuare gli orizzonti maggiormente suscettibili al fenomeno e poter calibrare, all'occorrenza, la progettazione di miscele idonee agli standard prestazionali da raggiungere.

Quindi partendo da uno studio sul territorio di Rimini ed in campi prova messi a disposizione dall'Amministrazione locale, si è svolta un'approfondita caratterizzazione delle sabbie costiere al fine di definire i parametri chiave per l'applicazione di tale tecnica, nonché il relativo comportamento dinamico e ciclico.

Su alcune miscele si è condotto uno studio atto a definirne il comportamento reologico al variare dei componenti e delle condizioni chimico-fisiche al contorno, utile al controllo dei tempi di gelificazione. In laboratorio si sono poi eseguite prove di permeazione in scala ridotta su sabbie rappresentative e, dal relativo comportamento dinamico e ciclico, si sono sviluppati modelli di analisi di risposta sismica di sito in tensioni efficaci pre-post intervento, necessari a simulare il grado di miglioramento ottenibile sui terreni costieri di Rimini nell'ipotesi di eventi sismici caratteristici; le analisi condotte hanno evidenziato un elevato grado di miglioramento senza alterare significativamente il comportamento dinamico dei terreni.

Gli sviluppi futuri della ricerca saranno volti essenzialmente all'applicazione in sito ed alla calibrazione dei metodi di controllo/verifica del trattamento.

Parole chiave: Liquefazione, Conducibilità Idraulica, Silice Colloidale, Miscela Evolutive, Permeazione, Risposta Sismica Locale, Resistenza Ciclica, Caratterizzazione Dinamica, Analisi in Tensioni Efficaci.

Capitolo 1.

Introduzione

1.1. Analisi delle problematiche

In condizioni sismiche o, comunque, di carichi ciclici applicati rapidamente (es. onde marine), le elevate deformazioni indotte dello scheletro solido e/o la tendenza a comprimersi/addensarsi determinano l'insorgere di sovrappressioni nell'acqua (incomprimibile) circolante nei pori dei terreni incoerenti saturi, causando una commisurata riduzione della resistenza al taglio, sino ad annullarsi quasi completamente qualora il rapporto di pressione dei pori $Ru = \Delta u / \sigma' \approx 1$, ovvero quando la pressione dei pori diviene pari alla tensione efficace σ' .

La pressione interstiziale inizia a crescere quando lo sforzo ciclico determina il superamento di una soglia deformativa minima denominata soglia di deformazione volumetrica γ_v (generalmente pari a 0.01-0.03% in terreni sabbiosi), mentre la redistribuzione e dissipazione delle Δu andate accumulandosi dipenderà dalle capacità di drenaggio del deposito.

Il riequilibrio tensionale con dissipazione delle sovrappressioni sismicamente indotte potrà determinare svariate tipologie di manifestazioni superficiali (es. mulinelli e vulcanelli di sabbia, scivolamenti, oscillazioni e fenomeni di espansione laterale, ecc.) seguite da generali processi di riaddensamento e consolidazione dei terreni rammolliti, comportando cedimenti e, talora, fenomeni di subsidenza generalizzata delle aree interessate.

Durante l'esecuzione di prove cicliche di laboratorio, all'occorrenza necessarie a simulare il comportamento atteso alle profondità di interesse nei terreni naturali, si possono distinguere secondo Seed (1976):

LIQUEFAZIONE INIZIALE

quando $\Delta u \approx \sigma'_v$ (carico litostatico efficace \approx pressione di confinamento) senza implicare significative deformazioni;

LIQUEFAZIONE PARZIALE

quando lo sviluppo di deformazioni rimane limitato e, nel momento in cui si esauriscono gli sforzi di taglio applicati (statici e dinamici), le deformazioni si arrestano perché permane ancora una certa resistenza al taglio (liquefazione ciclica) o perché con i successivi cicli di carico il deposito mostra un comportamento dilatante; nelle sabbie dense infatti la deformazione tende a contrastare i processi di densificazione incrementando il volume dei pori, cosicché la pressione interstiziale risulta aumentare più lentamente, arrivando al massimo ad annullare la pressione efficace agente solo per brevi attimi, consentendo di recuperare velocemente la resistenza (mobilità ciclica);

LIQUEFAZIONE TOTALE

o di flusso, si verifica quando la deformazione indotta nel terreno diviene molto elevata (>20%), determinando una resistenza residua molto bassa ed il collasso della struttura del terreno, facendolo comportare in modo viscoso. Si può verificare soprattutto in sabbie sciolte a comportamento contraente o in presenza di carichi e/o sforzi di taglio statici preesistenti, in grado di far superare le resistenze residue (es. nel caso in cui i depositi liquefatti siano su versanti abbastanza acclivi). Difficilmente avviene in zone pianeggianti e con sabbie molto dense perché per collassare occorrerebbe mobilitare un livello molto alto di resistenza.

A seguito della dissipazione delle sovrappressioni e dell'arresto degli sforzi indotti si svilupperanno quindi, proporzionalmente, i relativi fenomeni di riconsolidazione e addensamento dei materiali interessati.

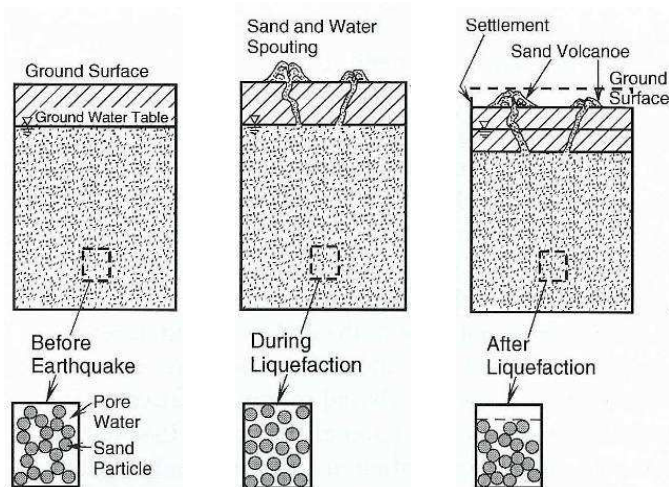


Figura 1-1 rappresentazione schematica dei fenomeni di innesco ed evoluzione della liquefazione in terreni omogenei sabbiosi.

La liquefazione è un fenomeno molto complesso, non solo meccanico, in cui il sistema idrogeologico viene fortemente messo in crisi (livelli e risalite freatiche/piezometriche anomali, locali cambiamenti nella temperatura/chimismo della acque, ecc.) e, nella sua dinamica di innesco ed evoluzione, i fattori principali che governano il fenomeno sono:

1. Caratteristiche del moto sismico
2. Pressione di confinamento
3. Granulometria, morfologia dei grani e mineralogia
4. Stato di addensamento
5. Contenuto in fine (*FC*), contatti intergranulari e indice di plasticità
6. Storia geologica ed età del deposito
7. Permeabilità e condizioni di drenaggio
8. Storia sismica
9. Stato tensionale ed eventuali fenomeni di interazione terreno/struttura.

In definitiva la liquefazione si presenta come un fenomeno caratterizzato da una rapida e significativa perdita di resistenza del suolo accompagnata da elevate pressioni interstiziali che, nelle sue manifestazioni più severe, può indurre rotture, spostamenti, deformazioni e cedimenti di grandi dimensioni, con conseguenti modifiche morfologiche, danni alle strutture, fluttuazione/galleggiamento di opere interrato e perdita di portanza dei terreni di fondazione (vedi figure 1-2 e 1-3).

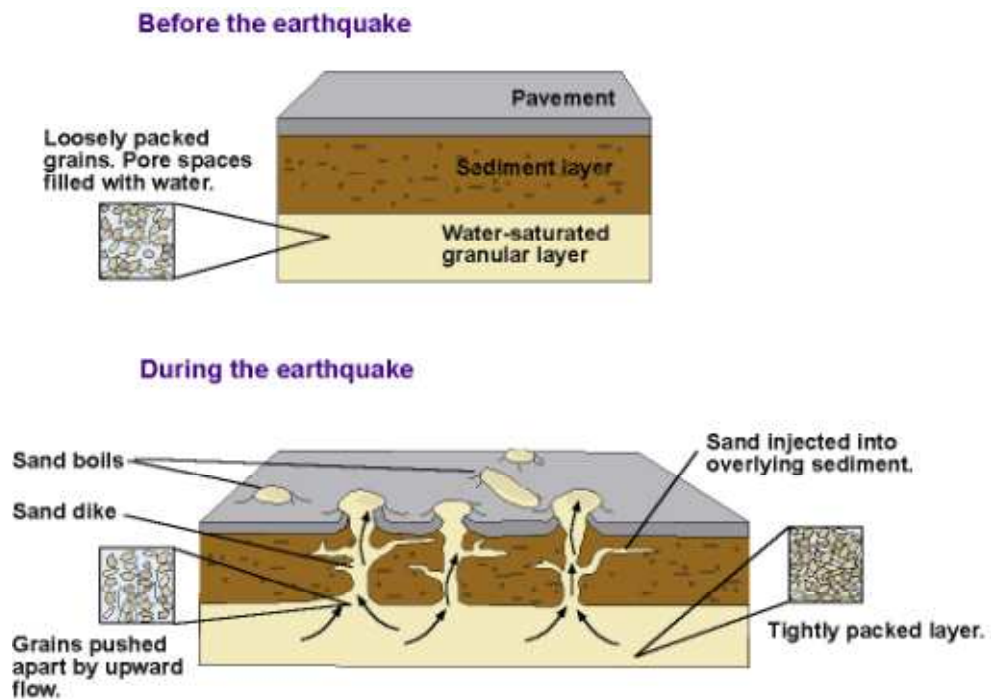


Figura 1-2 – Modalità di risalita/espulsione dei fluidi in pressione con formazione di vulcanelli.

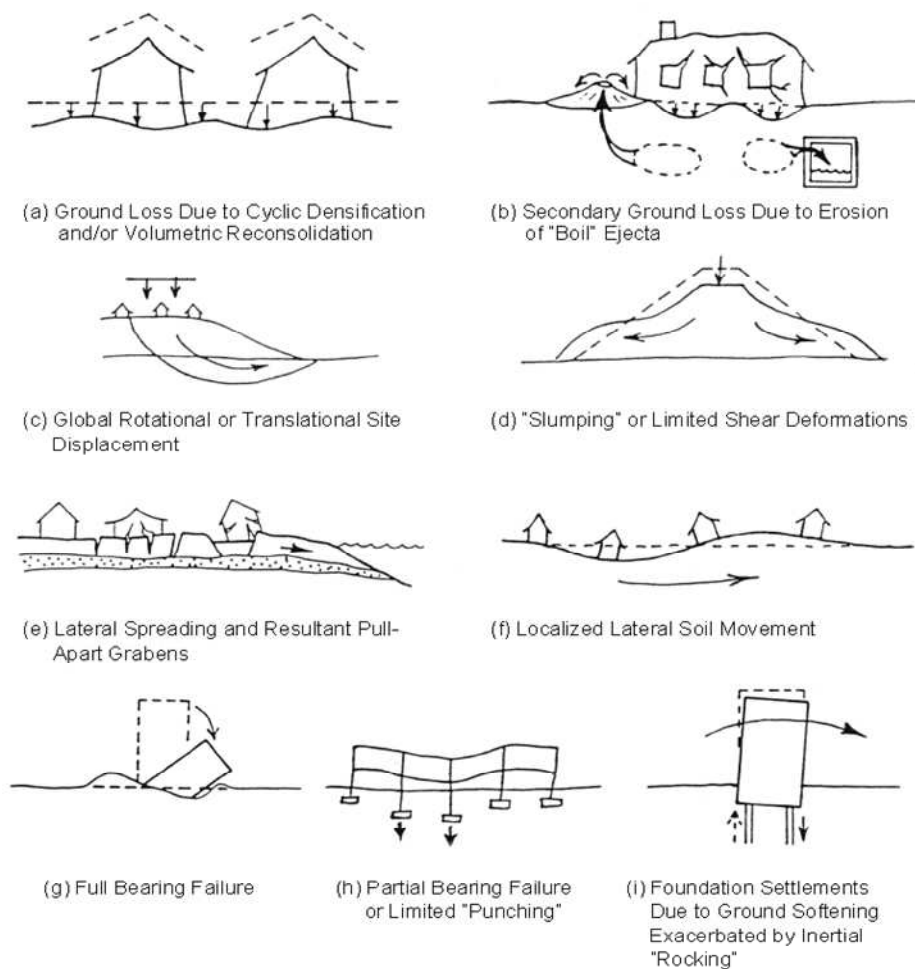


Figura 1-3 – Tipologia di manifestazioni superficiali della liquefazione (Report EERC, Seed et al., 2003).

Laddove vengano realizzate opere di nuova realizzazione la problematica può essere superabile attraverso un'adeguata progettazione delle opere di fondazione, in particolar modo inserendo coerentemente le opere stesse nel contesto di intervento e avvalendosi, all'occorrenza, di fondazioni profonde adeguatamente dimensionate alle azioni taglianti, che consentano di trasferire i carichi entro orizzonti stabili non suscettibili a tale fenomeno, limitando al massimo i cedimenti potenziali. Diversamente occorre poter intervenire sulle proprietà ed i fattori predisponenti dei terreni di fondazione al fine di prevenirne l'innescio e/o mitigarne gli effetti; ciò può essere conseguito generalmente migliorandone le caratteristiche geomeccaniche, di drenaggio/idrauliche e/o chimico/fisiche complessive. A tal proposito in Figura 1-10 si riportano gli interventi adottabili per il miglioramento e rinforzo del terreno, con particolare riferimento ai trattamenti agenti sullo stato e costituzione dei terreni, secondo uno schema illustrativo proposto da Flora e Lirer, 2011.

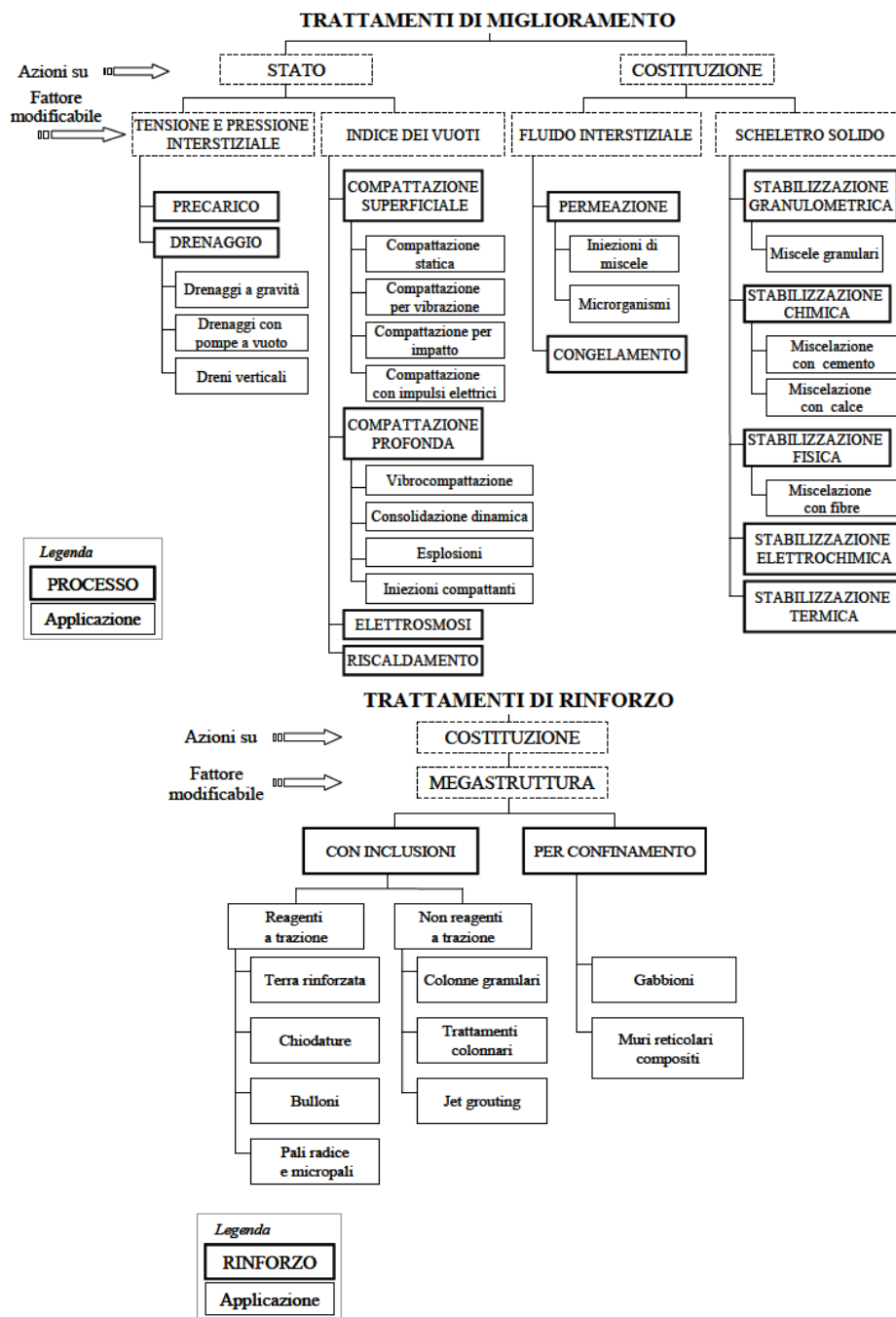


Figura 1-10 - Tecniche di consolidamento dei terreni e delle rocce (Flora e Lirer, 2011).

Le tecniche di intervento più largamente utilizzate, soprattutto per motivi di costo e/o per disponibilità tecnologica di mezzi e materiali, sono sostanzialmente finalizzate all'addensamento e drenaggio del terreno tramite metodi colonnari (es. vibroflottazione, colonne di ghiaia, compaction grouting, ecc.).

Tuttavia la problematica rimane spesso irrisolta qualora si debba intervenire per adeguare o migliorare sismicamente edifici/strutture esistenti, soprattutto in contesti fortemente urbanizzati (la cui necessità è a volte imprescindibile non solo in ordine alla sicurezza dell'intervento quanto anche per l'accesso a finanziamenti e/o contributi realizzativi). Infatti la quasi totalità delle tecniche sopra richiamate, oltre a presentare un'elevata invasività, prevede l'utilizzo di mezzi d'opera e di importanti aree di cantiere, oltre a determinare rumori, vibrazioni oltreché una sensibile alterazione degli stati tensionali e di drenaggio nei terreni di fondazione, con conseguenti effetti negativi sull'assetto e stabilità delle strutture stesse e/o quelle vicine. Quindi rimane ancora molto da fare per sviluppare soluzioni che possano avere un'applicazione vantaggiosa in termini tecnico/operativi, economici, di controllo e durabilità nel tempo.

Perseguendo l'obiettivo di minima invasività (senza alterare negativamente gli stati tensionali preesistenti) e con un basso impatto ambientale, risulta opportuno lavorare sugli aspetti costitutivi del terreno, ad esempio operando sui fluidi interstiziali. In tal caso, per quanto di conoscenza dello scrivente, molte soluzioni innovative risultano ancora di difficile ed incerta attuabilità (ad es. la stabilizzazione tramite l'utilizzo di microrganismi o batteri che inducono la precipitazione di calcite, trattamenti di desaturazione parziale *IPS*, ecc.), comportando significative difficoltà di controllo, collaudo, monitoraggio e durabilità nel tempo, ovvero tecnologicamente complesse e dai costi molto elevati (es. congelamento) (vedi ad es. ["Linee di indirizzo per interventi su edifici industriali monopiano colpiti dal terremoto della pianura padana emiliana del maggio 2012 non progettati con criteri antisismici: aspetti geotecnici"](#)).

A tal proposito l'unica tecnica che, allo stato dell'arte e dalle esperienze pregresse, si ritiene possa essere adottata efficacemente, è la permeazione tramite idonee miscele leganti. Il metodo è basato sull'iniezione a bassissima pressione di miscele leganti definite *evolutive*, sia secondo una griglia di iniezione ottimizzata (*permeation grouting*), con fori di iniezione verticali o sub orizzontali, ovvero sfruttando, all'occorrenza, anche un gradiente di flusso indotto artificialmente nelle acque di falda (*passive remediation*) (Gallagher e Mitchell, 2000, 2002).

Tale tecnica, sebbene condizionata dalle caratteristiche intrinseche dei terreni e dello sviluppo tecnologico delle miscele, è certamente una tecnica promettente, già in uso da anni per altre finalità quali consolidamenti ed impermeabilizzazioni di scavi in sotterraneo (sia in terre che in roccia), realizzazione di fondelli (tamponi di fondo) in scavi sotto falda, realizzazione di barriere impermeabili, attività di estrazione di idrocarburi, inertizzazione di inquinanti, ecc. Solo recentemente l'attenzione è stata posta anche ai fini di mitigazione delle problematiche per liquefazione, soprattutto per quanto riguarda opere ed infrastrutture civili e tecnologiche strategiche (porti, ponti, aeroporti, aree industriali ad alto rischio, edifici pubblici, ecc.); l'applicazione in tale campo è in veloce ed innovativo sviluppo, soprattutto nei paesi interessati da forti e frequenti terremoti (in primis Giappone, USA, Nuova Zelanda), volgendo sempre più l'attenzione sull'utilizzo della silice colloidale nanometrica.

La permeazione consiste in un processo di sostituzione dell'acqua gravifica presente nei pori intercomunicanti dei depositi incoerenti sabbioso-limosi, tramite trattamenti a bassa pressione, avendo cura di evitare fenomeni di idrofratturazione nella struttura del terreno.

La peculiarità del comportamento reologico di tali miscele, oltre all'estrema finezza delle particelle in dispersione, è quella di ottenere una viscosità iniziale molto bassa, prossima a quella dell'acqua, garantendo un comportamento sostanzialmente Newtoniano per un lasso di tempo variabile, regolabile all'esigenza in funzione di specifici parametri chimico-fisici e, all'occorrenza, anche per tempi molto lunghi (giorni-mesi); dopodiché il progressivo incremento di viscosità determinerà un irrigidimento con la gelificazione dei materiali (raggiungendo lo stato solido sotto forma di gel) all'interno dei pori, riducendo commisuratamente il volume di acqua gravifica libera all'interno degli stessi e conferendo altresì un'azione legante allo scheletro solido della matrice solida.

Ciò rende questi materiali capaci di filtrare e permeare in modo quanto più omogeneo i depositi incoerenti, consentendo il raggiungimento del grado di miglioramento geotecnico ed idraulico ricercato attraverso una specifica progettazione della miscela in funzione delle caratteristiche litologiche, mineralogiche, di porosità e conducibilità idraulica dei terreni da trattare.

Ai fini di mitigazione dei fenomeni di liquefazione del suolo diversi studi pregressi, tra cui ad es. P. M. Gallagher e J.K. Mitchell (2002), hanno evidenziato quanto la silice colloidale in dispersione acquosa, miscelata con un soluzione salina inorganica (es. *NaCl*), si dimostri essere un eccellente candidato per le applicazioni tramite permeazione (sia con metodi attivi che passivi), penetrando facilmente il mezzo poroso a basse pressioni di iniezione anche per distanze significative; tale dispersione, chimicamente inerte e sostanzialmente atossica, si rivela particolarmente indicata anche per l'elevata stabilità e durabilità nel tempo. Infatti sebbene a tale scopo possano essere utilizzati vari tipi di miscele chimiche già usate nel passato, molte di esse hanno diverse limitazioni dovute ad esempio a: caratteristiche granulometriche (es. cementi, micro cementi, bentoniti, ecc.), incerta capacità di filtrazione e stabilità volumetrica (bentoniti e minerali argillosi), incerta stabilità e durabilità (silicati di sodio), potenziale tossicità (resine) e difficoltà di controllo per tempi lunghi di gelificazione (tutte).

Considerati gli attuali prezzi di mercato delle dispersioni a base di silice colloidale, l'ottimizzazione dei costi di intervento dipenderà soprattutto dalla conoscenza dei terreni da trattare (mezzo poroso) congiuntamente ad un'attenta progettazione della miscela in funzione delle modalità di trattamento e del grado di miglioramento richiesto (*mix design*).

Quindi, sebbene per opere ordinarie tale tecnica possa risultare ancora economicamente non vantaggiosa, a meno di situazioni o necessità specifiche, il suo utilizzo per opere/infrastrutture strategiche diviene più diffuso in quanto i costi sono assolutamente confrontabili con altre tipologie di intervento, nonché di notevole durabilità e sicurezza ambientale.

Dati gli enormi vantaggi di tale metodo in termini di bassa invasività, sostenibilità ambientale, sicurezza e facilità di utilizzo in fase di lavorazione e durabilità, si auspica che con il tempo e lo sviluppo/calibrazione di tecnologie applicative, possa diventare di più ampio utilizzo anche per le opere civili ordinarie.

Per tale scopo si sottolinea l'imprescindibile importanza della conoscenza del mezzo poroso da attraversare/trattare ovvero dei suoi aspetti stratigrafici, idrogeologici, mineralogici e chimici, a scala non solo locale ma anche regionale, per comprenderne i processi costitutivi

e genetici e poter valutare il potenziale campo di utilizzo in ampi contesti ed in funzione dei terreni naturali presenti in sito.

Pertanto in questa tesi si è dapprima studiata approfonditamente l'area di interesse, identificabile con il tratto costiero nord-adriatico, raccogliendo e selezionando indagini dalle banche dati del Servizio Geologico Regionale, dal Comune di Rimini e da lavori privati, individuando poi aree rappresentative del contesto, su cui eseguire indagini di dettaglio inerenti i parametri chiave utili ai processi di permeazione. In particolare, in queste aree campione, sono state anche approntate indagini in sito ed in laboratorio utili alla calibrazione di modelli numerici di analisi di Risposta Sismica Locale (*RSL*) in tensioni efficaci, in grado di simulare il comportamento dinamico non lineare dei terreni sottoposti ad azioni sismiche e lo sviluppo/ridistribuzione delle sovrappressioni sismicamente indotte. Quindi a titolo di verifica di fattibilità e previa calibrazione basata su specifici dati sperimentali, tali verifiche sono state condotte sia in condizioni naturali che simulando gli effetti di un eventuale trattamento con silice colloidale nanometrica.

1.2. Obiettivi della tesi

Questa tesi è il risultato di un'indagine sperimentale finalizzata ad un'approfondita caratterizzazione dei depositi costieri riminesi e del loro potenziale di liquefazione in condizioni sismiche tramite metodi avanzati di analisi dinamica, cercando di individuare le soluzioni ed i materiali più adeguati per la mitigazione di tale fenomeno al di sotto di strutture/infrastrutture esistenti. A tale fine l'utilizzo di silice colloidale nanometrica tramite tecnica di permeazione è ritenuta dallo scrivente la soluzione attualmente maggiormente perseguibile e, sebbene nell'immediato possa comportare ancora costi significativi, può essere certamente ritenuta vantaggiosa ed efficace per opere strategiche (infrastrutture portuali, aeroporti, ponti, ecc.), auspicando che con il tempo ed il perfezionamento delle tecniche applicative, possa divenire economicamente vantaggiosa anche per un utilizzo su opere ordinarie.

Al proposito questo studio si propone di permeare e testare tali miscele su sabbie tipiche locali, esulando in qualche misura dalle esperienze sino ad ora condotte in bibliografia e generalmente riferite a sabbie standardizzate e cernite (es. Nevada, Monterey, Toyoura, Ticino, ecc).

Pertanto lo studio sperimentale persegue i seguenti obiettivi:

- Individuare tecniche ordinarie di intervento per la mitigazione di problematiche per liquefazione, sia per opere di nuova realizzazione che sotto strutture esistenti, così come reperibili da letteratura.
- Definire un inquadramento geologico e geotecnico dell'area costiera nord-adriatica, con particolare approfondimento sulle caratteristiche costitutive dei depositi costieri riminesi per mezzo di un'approfondita disamina delle indagini reperibili da database regionali, comunali e studi privati, consentendo una schematizzazione litostratigrafica rappresentativa.
- Attuare una caratterizzazione geotecnica e dinamica dei litotipi rappresentativi, attraverso prove di laboratorio dinamico, ciclico e indagini geofisiche in sito, finalizzata a definire i parametri chiave rappresentativi per la modellazione dinamica dei depositi costieri.

- Effettuare approfondimenti di indagine relativi ai parametri chiave per la messa a punto di interventi permeazione quali in particolare caratteristiche granulometriche e conducibilità idraulica dei depositi costieri.
- Individuare la tipologia di miscela idonea per la permeazione delle sabbie costiere romagnole con particolare riferimento a quelle dell'ambito riminese. Essa è stata selezionata a seguito di uno studio comparativo basato sul comportamento reologico e caratteristiche chimico-fisiche di diverse dispersioni a base di silice colloidale. Queste sono state selezionate partendo da un prodotto target già utilizzato allo scopo e ben conosciuto in letteratura per la sua capacità di permeazione, controllo ed adattabilità del tempo di gelificazione (*gel time*), durabilità, sicurezza, semplicità di utilizzo e sostenibilità ambientale.
- Definire le azioni sismiche attese in campo prova, rappresentativo del contesto territoriale, attraverso comparazione di metodi di analisi di risposta di sito monodimensionale di tipo lineare equivalente e non lineari, con stima del potenziale di liquefazione anche tramite analisi in tensioni efficaci, in grado di simulare lo sviluppo/ridistribuzione delle sovrappressioni interstiziali sismicamente indotte nel terreno.
- Effettuare una caratterizzazione geotecnica, dinamica e ciclica di campioni permeati in laboratorio utilizzando la miscela prescelta tramite permeazione a bassa pressione di campioni ricostituiti allo stesso stato di addensamento rilevato in sito, consentendo di valutare la fattibilità tecnica di intervento.
- Sviluppare analoghe analisi di calcolo post-intervento comparative, avvalendosi dei parametri di comportamento dinamico e ciclico dei campioni di sabbia trattati, al fine di verificare e simulare gli effetti attesi sul terreno a seguito del trattamento di permeazione ed il grado di miglioramento ottenibile in termini di resistenza ciclica ed in termini di sovrappressioni e cedimenti post sismici indotti.
- Fornire gli elementi utili per la progettazione di interventi di permeazione in vera grandezza e per le necessarie tecniche di controllo e validazione dei risultati, nonché porre solide basi conoscitive per studi futuri circa gli effetti inducibili nei fenomeni di interazione terreno-struttura in presenza di terreni migliorati tramite tecniche di permeazione con nanosilice colloidale in dispersione acquosa.

1.3. Organizzazione del lavoro

Nel presente capitolo, si è provveduto ad una disamina introduttiva delle problematiche generali, degli approcci attuabili, degli obiettivi perseguiti e delle indagini effettuate allo scopo.

Nel CAPITOLO 2 viene riportato lo stato dell'arte circa gli interventi di mitigazione e miglioramento del terreno adottabili per nuove opere o su strutture esistenti. Si richiamano altresì gli studi di riferimento per quanto riguarda le caratteristiche chimico-fisiche e reologiche delle miscele di nanosilice colloidale ed il loro utilizzo a fini ambientali, di impermeabilizzazione e stabilizzazione dei terreni, con particolare attenzione alle modalità e concentrazioni di utilizzo testate nell'ambito degli studi sperimentali condotti dal gruppo di ricerca condotto da P.M. Gallagher (Drexel University di Philadelphia).

Al CAPITOLO 3 viene riportato il programma di indagine relativo alla caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei depositi costieri sia a livello territoriale che locale (campo

prova), nonché alla definizione dei parametri geotecnici e granulometrici rappresentativi, valutando altresì la suscettibilità alla liquefazione dei vari litotipi attraverso metodi empirici qualitativi, basati sulla natura ed età del deposito e sulla sovrapposizione con i fusi granulometrici di suscettibilità alla liquefazione.

Il CAPITOLO 4 illustra le indagini in sito ed in laboratorio ed analisi eseguite per stimare le caratteristiche di conducibilità idraulica dei litotipi rappresentativi sia a livello territoriale che locale in campo prova; in considerazione degli elementi conoscitivi acquisiti presso il campo prova si è svolta una simulazione preliminare del modello di filtrazione per calibrazione di prove con traccianti o valutazioni preliminari utili ad interventi di permeazione tramite metodo di stabilizzazione passiva (con pozzi di iniezione/estrazione) utilizzando il codice di calcolo MODFLOW/MODPATH.

Il CAPITOLO 5 illustra la caratterizzazione dinamica (a basse-medie deformazioni) e ciclica (grandi deformazioni-liquefazione) dei depositi costieri sulla scorta sia di dati bibliografici che di indagini geofisiche in sito (in foro ed in array) e prove di laboratorio dinamico/ciclico, per un'approfondita stima del potenziale di liquefazione dei terreni in condizioni naturali.

Il CAPITOLO 6 riporta un breve confronto fra diversi prodotti testati a base di silice colloidale presenti sul mercato ed una loro caratterizzazione sotto il profilo granulometrico e reologico, con l'individuazione della miscela più idonea per i terreni in esame e per l'esecuzione dei successivi test di laboratorio.

Al CAPITOLO 7 vengono preliminarmente definite le condizioni di pericolosità sismica di base attese a livello territoriale e locale presso il campo prova, sia a livello normativo da disaggregazione che, in modo deterministico, tramite terremoti di scenario; quindi sulla scorta di tali dati e della caratterizzazione dinamica dei terreni vengono eseguite analisi per la definizione della risposta sismica di sito attraverso comparazione di metodi di analisi monodimensionale di tipo lineare equivalente, non lineari e con analisi in tensioni efficaci in grado di simulare lo sviluppo/retribuzione delle sovrappressioni sismicamente indotte nel terreno.

Al CAPITOLO 8 vengono proposte le verifiche geotecniche di caratterizzazione a rottura in condizioni non drenate di sabbie locali trattate con miscele a varie diluizioni e tempi di maturazione, effettuando valutazioni preliminari di fattibilità e verificando, coerentemente ai dati di bibliografia, possibili modalità di controllo a posteriori del contenuto in silice di campioni trattati. Si sviluppano inoltre analisi di risposta sismica di sito in tensioni efficaci avvalendosi del modello costitutivo derivabile dai campioni di sabbia trattati, al fine di verificando e simulando gli effetti attesi sul terreno a seguito del trattamento di permeazione ed il grado di miglioramento ottenibile per condizioni dinamiche e cicliche.

Infine al CAPITOLO 9, sulla scorta delle evidenze sperimentali e della natura dei terreni, vengono riportate le conclusioni e gli sviluppi futuri utili alla progettazione di interventi di permeazione e delle eventuali tecniche di controllo attuabili.

Capitolo 2.

Mitigazione degli effetti per liquefazione del terreno

2.1 Introduzione

Il presente capitolo prenderà in considerazione le tecniche di intervento adottabili ai fini di miglioramento dei terreni incoerenti naturali per la mitigazione della suscettibilità a liquefazione in condizioni sismiche.

Le tecniche di consolidamento possono essere classificate in funzione dell'estensione dell'intervento (miglioramento se diffuso, rinforzo se localizzato) nonché dell'effetto indotto sullo *stato* del terreno trattato (per terreni incoerenti definibile in funzione del grado di addensamento e delle condizioni tensionali agenti) ovvero sulla sua *costituzione* (come l'insieme delle componenti fisico-chimiche che costituiscono il terreno consolidato).

Infine si porrà particolare attenzione alle tecniche di miglioramento per permeazione tramite miscele leganti, ritenuta la tecnica allo stato dell'arte maggiormente perseguibile per interventi sotto edifici esistenti e in contesti fortemente urbanizzati.

2.2 Stato dell'arte sugli interventi di miglioramento del terreno per la mitigazione degli effetti della liquefazione

Come accennato nell'introduzione le tecniche di consolidamento/miglioramento del terreno sono variamente applicabili in funzione del tipo di terreno (coerente/incoerente), delle sue caratteristiche chimico-fisiche e stato di addensamento, dell'assetto stratigrafico e, non da ultimo, della problematica geotecnica e realizzativa che si deve affrontare.

In tal senso un'adeguata indagine geologica e geotecnica assume un ruolo fondamentale per la determinazione dell'assetto dei terreni da trattare e le relative caratteristiche costitutive.

Affrontando la problematica della liquefazione in condizioni sismiche, si farà esplicito riferimento alle sole tecniche utili per migliorare il comportamento dei terreni prevalentemente incoerenti. In merito a ciò, a seguito dei recenti terremoti avvenuti in Nuova Zelanda, contraddistinti da vasti fenomeni di liquefazione che hanno interessato ampie zone turistiche e produttive, sono state recentemente emanate specifiche linee guida (National Design Guidelines for Ground Improvements of Soils prone to Liquefaction – *MODULE 5: Ground improvement of soils prone to liquefaction* e *MODULE 5a: Specification of ground improvement for residential properties in the Canterbury Region*).

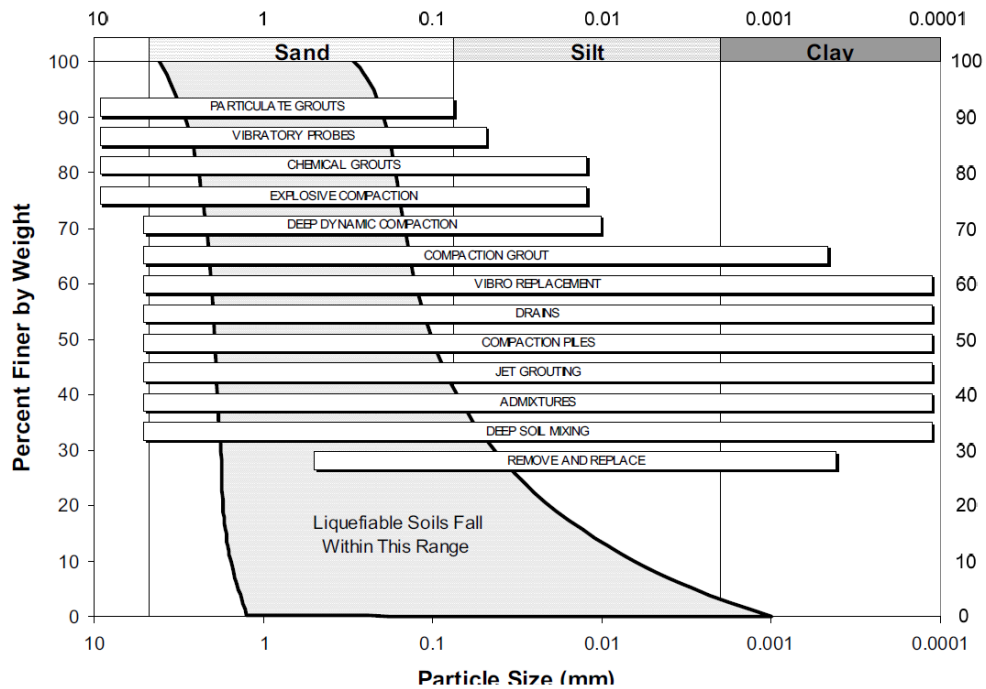


Figura 2-1 Applicabilità dei metodi di trattamento in funzione delle caratteristiche granulometriche dei terreni (Mitchell, 2008)

Queste linee guida contengono indicazioni sulle corrette modalità di applicazione dei vari metodi in base al contesto ed alle differenti situazioni operative.

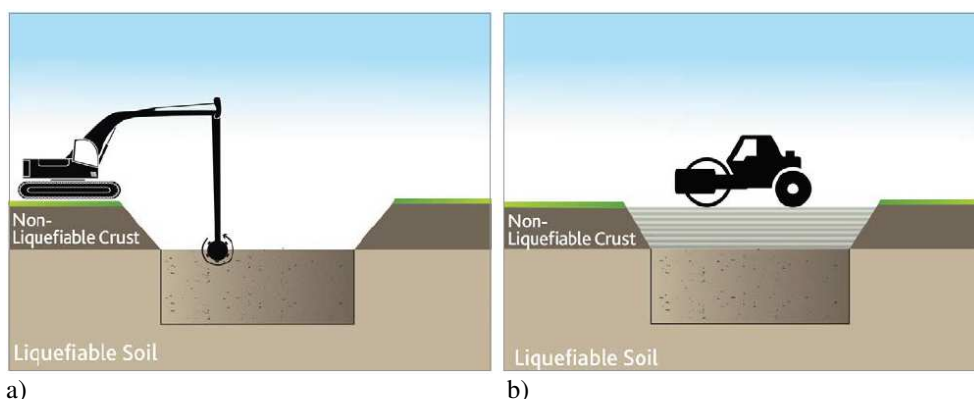
In linea generale si utilizzano 5 approcci tipologici di intervento, richiamati in seguito e illustrati sinteticamente in tabella 2-1) in funzione della distribuzione granulometrica:

- Sostituzione
- Addensamento
- Consolidamento/Cementazione
- Rinforzo
- Drenaggio

Talora è possibile utilizzare anche una combinazione congiunta di più metodi per il raggiungimento delle performance ricercate. Come rappresentato in Figura 2-1 l'applicabilità di ciascuna tecnica dipende in primo luogo dalla natura e composizione dei terreni (Mitchell, 2008).

Di seguito vengono illustrate le caratteristiche salienti di ciascun approccio:

SOSTITUZIONE (*Replacement Methods*): consiste nell'asportazione dei terreni in sito potenzialmente liquefacibili e nella loro sostituzione con materiali granulari addensati (es. ghiaie dense ben graduate) o terreni migliorati trattati con miscele cementizie. Date le modalità di intervento questa tecnica, quando attuabile, risulta opportuna per il trattamento di orizzonti liquefacibili superficiali e di ridotto spessore.



a)

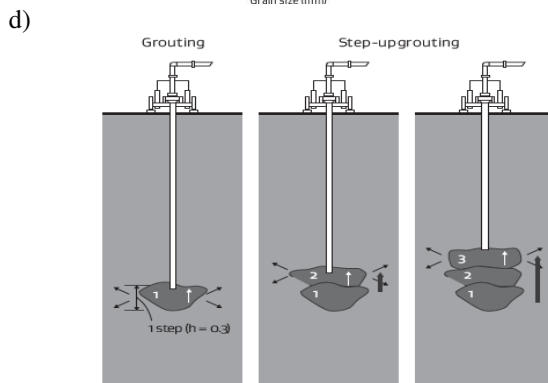
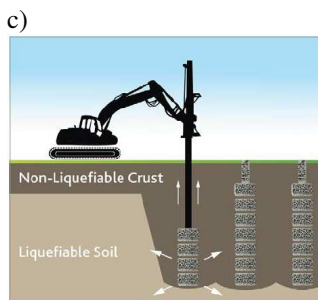
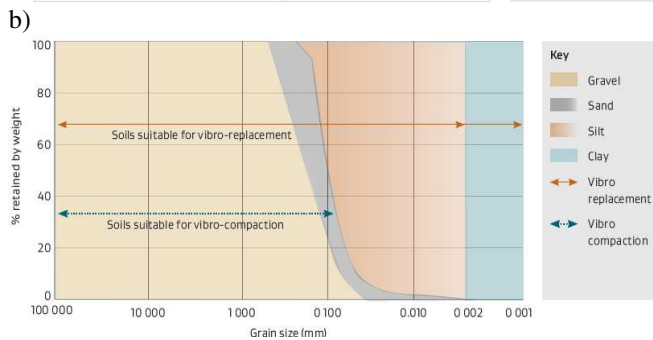
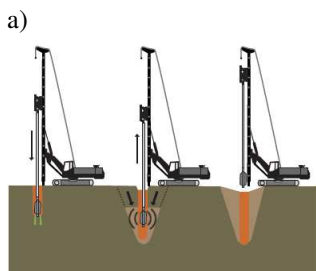
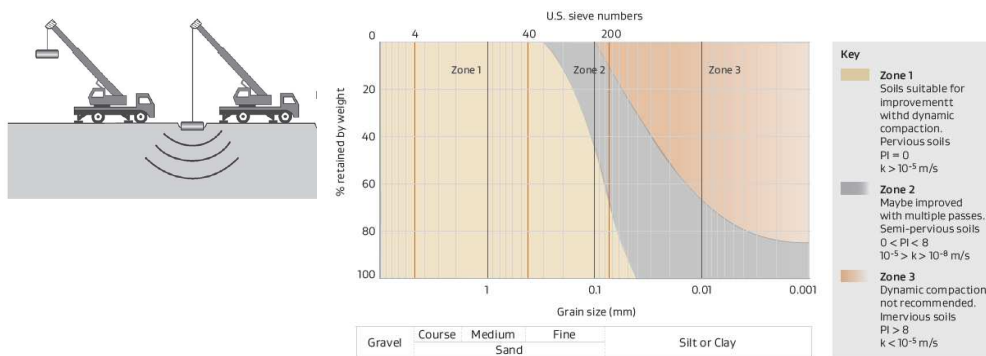
b)

Figura 2-2 Schema realizzativo per interventi di sostituzione. National Design Guidelines for Ground Improvements of Soils prone to Liquefaction – *MODULE 5* (New Zealand)

Le tipologie generalmente adottabili sono di seguito denominati *dense gravel replacement* e *stabilised soil replacement* (vedi Figura 2-2 a -b), le quali possono essere attuate anche congiuntamente.

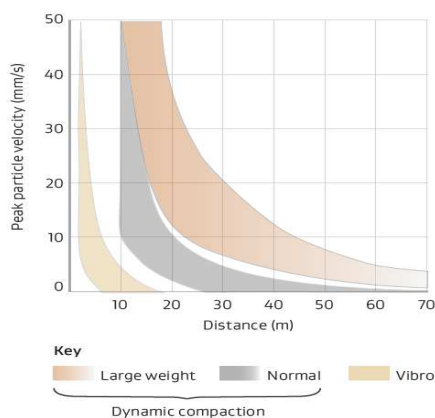
ADDENSAMENTO (*Densification Methods*): rappresenta il più diffuso meccanismo di miglioramento e comporta una modifica dello stato del terreno con riarrangiamento delle particelle secondo una configurazione a maggiore incastro (con riduzione dei vuoti) e densità. Ciò determina un generale incremento della resistenza al taglio, della rigidità e, di conseguenza, della resistenza nei confronti dell'innescamento e sviluppo dei fenomeni di liquefazione. Chiaramente il grado di addensamento ottenibile è condizionato dalla natura dei terreni (ottimale per sabbie ben cernite con basso contenuto in fine) e dalle profondità di intervento (generalmente fino 4-12 m in relazione alla tecnica di compattazione adottata). Le tecniche di compattazione possono essere diverse e vengono sinteticamente illustrate in tabella 2-1 a) e b). In Figure 2-3 a) e b), si riporta un esempio schematico dei metodi più utilizzati quali la compattazione dinamica (*dynamic compaction*), adatta per trattamenti estesi superficialmente ma di modesta profondità; diversamente per profondità maggiori vengono utilizzati trattamenti colonnari quali vibro compattazione e vibroflottazione (*vibro-compaction/vibro-replacement*), pali di ghiaia vibrati ed addensati (*stone column*) e iniezioni cementizie compattanti di tipo colonnare (*compaction grouting*) (vedi Figura 2-3 c,d,e,f).

Tali tecniche hanno generalmente lo svantaggio di non poter essere applicate efficacemente a terreni con significativo contenuto in fine ed in ambienti con spazi limitati e urbanizzati anche per via delle deformazioni indotte, dei forti rumori e vibrazioni prodotte durante le lavorazioni.



e) f)
 Figura 2-3 a-b) Schema realizzativo per *dynamic compaction* e distribuzioni granulometriche compatibili; c-d) Schema realizzativo di *vibro-compaction* e distribuzioni granulometriche compatibili; e-f) schema realizzativo per *stone column* e *compaction grouting*. Tratti da National Design Guidelines for Ground Improvements of Soils prone to Liquefaction – *MODULE 5* (New Zealand) e *Guidance Repairing and re building houses affected by the Canterbury earthquakes* (New Zealand).

Di seguito vengono evidenziate a titolo indicativo delle soglie caratteristiche indicative in funzione della tipologia di lavorazione e del possibile danneggiamento indotto.



Categoria	Tipi di strutture	Velocità di vibrazione in mm/s *			
		Misura alla fondazione			Misura al pavimento ultimo piano
		Campi di frequenza (Hz)			Frequenze diverse
1	Edifici utilizzati per scopi commerciali ed edifici industriali e simili	20	20-40	40-50	40
2	Edifici residenziali e simili	5	5-15	15-20	15
3	Strutture particolarmente sensibili alle vibrazioni, non rientranti nelle categorie precedenti e di grande valore intrinseco	3	3-8	8-10	8

* Si intende la massima delle tre componenti della velocità nel punto di misura.
 ** Per frequenze maggiori di 100 Hz possono applicarsi i valori riportati in questa colonna.
 ... se si rimane entro i valori indicativi della tabella 1 non si verificano, allo stato attuale della conoscenza, danni traducibili in una diminuzione del valore d'uso (cfr. par. 4.6) per cause riconducibili a vibrazioni..."

b)

Figura 2-4. a) Vibrazioni prodotte con vari metodi di compattazione dinamica (Mosely e Kirsch 2004); b) Stralcio Tabella 1 DIN 4150-3 in relazione alla possibile insorgenza di problematiche di danneggiamento per vibrazioni di breve durata

CONSOLIDAMENTO/CEMENTAZIONE (*Solidification Methods*): viene attuato tramite iniezione o miscelazione in sito di miscele leganti o cementizie o intasamento dei vuoti, riducendo il volume dei pori liberi e/o sviluppando un azione legante fra i grani dello scheletro solido. Tale modalità riduce lo sviluppo di sovrappressioni e, in varia misura, incrementa la resistenza e rigidezza del terreno trattato. Le tecniche di consolidamento sono generalmente più costose rispetto agli altri metodi, tuttavia consentono il trattamento di tutte le tipologie di terreno suscettibile alla liquefazione, inclusi silt a bassa plasticità e sino alle profondità necessarie. Presenta importanti vantaggi di affidabilità e sicurezza quando il volume di terreno liquefacibile viene trattato completamente, senza indurre rumori e vibrazioni, potendo essere così utilizzata per applicazioni al di sotto di strutture/edifici esistenti. Di seguito in Figura 2-5 si riportano gli ambiti granulometrici ottimali di applicazione ed un illustrazione di confronto (Figura 2-6 a, b) tra tecniche di iniezione (*permeation grouting*) e trattamenti di miscelazione colonnari (*deep soil mixing*)

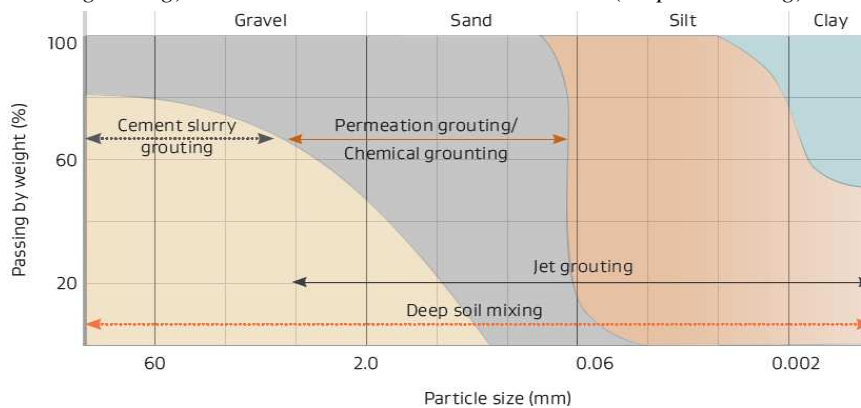
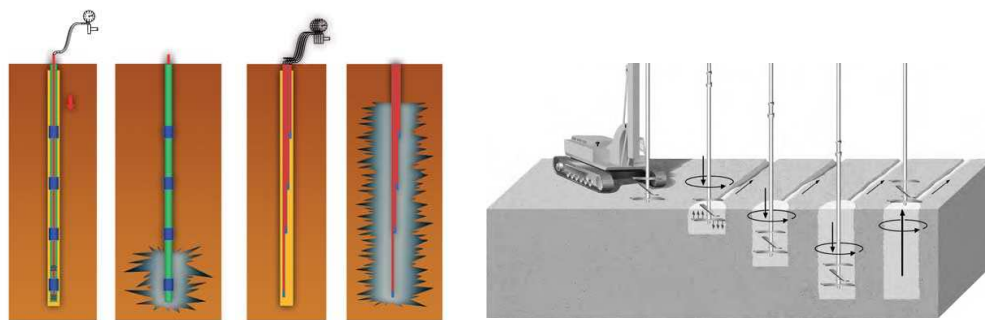


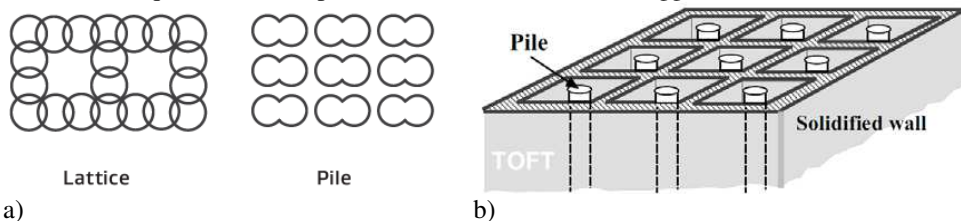
Figura 2-5 Distribuzioni granulometriche ottimali per trattamenti tramite *Solidification Methods*. National Design Guidelines for Ground Improvements of Soils prone to Liquefaction – *MODULE 5* (New Zealand)



a) Schema di iniezione con tubo a valvole tradizionale (con utilizzo di packer) e sistema *TGM* (Trevi Multi Grouting); b) trattamento colonnare di miscelazione in sito con leganti cementizi tramite *deep soil mixing* (Idriss e Boulanger, 2008).

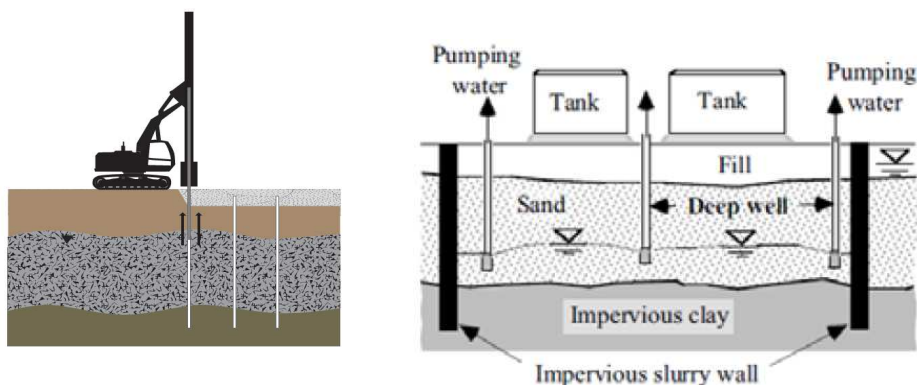
RINFORZO (*Reinforcement Methods*): quando il sisma induce elevate deformazioni nei terreni sabbiosi saturi, si innesca un'elevata sovrappressione interstiziale congiuntamente ad un degrado delle caratteristiche di resistenza e rigidità. Pertanto l'obiettivo principale degli interventi di rinforzo è quello di ridurre le deformazioni indotte nei terreni, limitando commisuratamente l'incremento delle sovrappressioni nei pori. La maggior resistenza offerta complessivamente (terreno-struttura) oltre ad attenuare le deformazioni indotte nel terreno contribuisce anche alla stabilità e riduzione dei cedimenti della struttura qualora si innesca la liquefazione.

Tipicamente consiste nella realizzazione di muri/diaframmi interrati, intersecantisi a formare un reticolo con celle di terreno intercluse e confinate (vedi Figura 2-7). Questi diaframmi possono essere realizzati tramite tecniche di consolidamento o interventi di tipo strutturale (setti in c.a. o sistemi di pali secanti). I vantaggi/svantaggi sono simili a quelli delle soluzioni per consolidamento, risultando generalmente meno dispendioso ma anche meno controllabile ed affidabile nell'abbattimento delle sovrappressioni interstiziali all'interno dei volumi di terreno intercluso. Palificate costituite da pali rigidi e isolati con disposizione secondo uno schema aperto a griglia, risultano generalmente più flessibili e non offrono lo stesso grado di confinamento ottenibile dai setti intersecanti; tuttavia, se i pali risultano sufficientemente estesi o incastrati in orizzonti competenti e non liquefacibili, può essere comunque utilizzabile per strutture/edifici modesti e leggeri.



a) Modalità generale di rinforzo del terreno con elementi strutturali disposti secondo struttura chiusa reticolare o con schema aperto a elementi isolati (pali) (National Design Guidelines for Ground Improvements of Soils prone to Liquefaction – *MODULE 5*); b) soluzione mista con reticolo di diaframmi e pali isolati (Towhata e Rasouli, 2013).

DRENAGGIO (*Drainage Methods*): gli interventi di drenaggio per la mitigazione dei potenziali effetti da liquefazione tipicamente sono volti a dissipare rapidamente le sovrappressioni indotte (generalmente tramite installazione di dreni verticali, inclinati od orizzontali a 1-2 m di distanza) o a ridurre l'incremento attraverso processi di desaturazione parziale, in grado di ridurre la quantità di acqua nei pori (con abbassamento permanente della falda o intrappolamento di gas) (vedi Figura 2-8). I dreni verticali possono essere installati con lavorazioni che comportano un livello di rumorosità e vibrazioni relativamente modesto se comparato con i metodi di addensamento ed a costi inferiori rispetto alle tecniche di consolidamento/cementazione. La spaziatura dei dreni risulta fortemente influenzata dalle caratteristiche di conducibilità idraulica dei terreni, parametro generalmente difficile da stimare con precisione, per cui la loro efficacia soffre di una affidabilità minore e, a seguito di un eventuale innesco della liquefazione, se realizzati tramite dispositivi prefabbricati, non sortiscono alcun effetto aggiuntivo di contenimento/rinforzo. Diversamente l'effetto drenante può essere accoppiato a quello consolidante attraverso la realizzazione di elementi colonnari di materiali a grana grossa fortemente addensati. Il drenaggio permanente invece può venir utilizzato quando il pompaggio non è necessario e l'acqua può essere facilmente smaltita. Se invece è necessario un pompaggio continuo, i costi di esercizio e di manutenzione risulterebbero notevoli e potendo altresì sussistere il rischio di guasto nelle scosse di assestamento qualora il sistema di estrazione venisse danneggiato a seguito della scossa iniziale.



a) Figura 2-8 a) Drenaggio tramite inserimento di dreni prefabbricati (National Design Guidelines for Ground Improvements of Soils prone to Liquefaction – *MODULE 5*); b) desaturazione tramite abbassamento della falda con sistema di pompaggio (Towhata e Rasouli, 2013).

Tabella 2-1. Schema riepilogativo delle varie tecniche di miglioramento adottabili per mitigare la liquefazione dei terreni in condizioni sismiche, tratto dalle *National Design Guidelines for Ground Improvements of Soils prone to Liquefaction – MODULE 5: Ground improvement of soils prone to liquefaction* (New Zealand) – seguono pag. 43 e 44

Tabella 2-1

TECHNIQUE	DESCRIPTION	SOIL CONDITIONS	TREATABLE DEPTH (M)	ADVANTAGES	LIMITATIONS	RELATIVE COSTS
REPLACEMENT						
Dense gravel replacement	Excavation of liquefiable soils and replacement with dense gravel	All soils	2-6 m	<ul style="list-style-type: none"> - Uses conventional construction equipment and methods - High confidence in level of treatment - Can treat the excavated soil and return to excavation (no cut to waste or fill import) - High confidence in level of treatment 	<ul style="list-style-type: none"> - De-watering and temporary shoring may be necessary - Subsidence of neighbouring properties associated with de-watering - Moderate vibration and noise with compaction of replacement materials 	Low
Stabilised soil replacement	Excavation of liquefiable soils and replacement with stabilised soil	All soils	2-6 m			Low to moderate
DENSIFICATION METHODS						
Dynamic compaction	Compaction of soils by repeated dropping of a 5-20 t tamper from a crane in a 2-6 m grid	Gravels, sand and silty sand	4-7 m	<ul style="list-style-type: none"> - Fast and economic - Moderate experience in NZ, extensive experience overseas. Proven effectiveness in earthquakes - Easily verifiable 	<ul style="list-style-type: none"> - High vibration and noise, not suitable in built up areas - Clearance for crane - Full scale trial typically required to confirm effectiveness and refine the design 	Low
Dynamic replacement	Construction of 2-3 m diameter gravel piers in a 6-12 m grid with dynamic compaction equipment	Sands, silty sands and silt	4-7 m			Low
Impact roller compaction	Compaction of near surface soils with a square sided high energy roller pulled behind a tractor	Gravels sands and silty sand	2-4 m	<ul style="list-style-type: none"> - Fast and economic - Easily verifiable 	<ul style="list-style-type: none"> - Specialist equipment required - Limited depth of improvement, especially for sites with interbedded layers of silt - High vibration, not suitable in built up areas 	Moderate
Vibro-compaction	Densification by vibration with a vibrofloat hung from a crane in a 1.8-3.0 m square or triangular grid	Gravelly sand, sand and silt with minor silt	6-25 m +	<ul style="list-style-type: none"> - Secondary benefits of increased lateral stress - High level of construction quality control available - Can treat to large depths - Easily verifiable, proven effectiveness in earthquakes 	<ul style="list-style-type: none"> - Requires specialist equipment - Moderate vibration, not suitable near existing structures during construction - Containment and treatment of sediment produced - Clearance for crane 	Moderate
Vibro-replacement	Construction of dense granular columns using a vibrofloat in a 1.8-3.0 m square or triangular grid	Gravelly sand, sands, silty sand, silt	6-25 m +	<ul style="list-style-type: none"> - Secondary benefits of reinforcement, drainage and increased lateral stress - High level of construction quality control available - Extensive experience in NZ and overseas - Proven effectiveness in earthquakes - Can treat to large depths - Easily verifiable - Secondary benefits of reinforcement, drainage and increased lateral stress - Extensive experience in NZ and overseas. Proven effectiveness in earthquakes - Can be constructed using conventional equipment - Dry method, less sediment to manage compared to wet vibro-replacement 	<ul style="list-style-type: none"> - Requires specialist equipment - Moderate vibration, not suitable near existing structures during construction - Containment and treatment of sediment produced during construction - Clearance for crane - Not suitable for soils containing cobbles, boulders or other large inclusions - Moderate vibration, not suitable near existing structures - Clearance for equipment 	Moderate
Granular compaction piles	Densification by vibration and displacement with gravel to form columns in a 1.5-2.5 m grid	Sands, silty sand, silt	Up to 16 m			Moderate
Displacement auger piles	Construction of granular or concrete columns in a 1.5-2.5 m grid with a displacement auger	Sands, silty sand, silt	Up to 16 m	<ul style="list-style-type: none"> - Secondary benefits of reinforcement, drainage (for granular columns) and increased lateral stress - Low vibration construction - Can be used near existing structures when allowance is made for heave around columns 	<ul style="list-style-type: none"> - Requires specialist equipment - Not as effective at compacting sands as compaction piles - Clearance for equipment 	Moderate
Driven compaction piles	Densification by displacement and vibration with driven (timber or precast concrete) piles in a 1.2-1.6 m grid	Sands, sand with some silt	Up to 16 m	<ul style="list-style-type: none"> - Secondary benefits of increased lateral stress. Some reinforcement possible but typically low friction between pile and soil limits reinforcement effects 	<ul style="list-style-type: none"> - Heave of ground near improvement piles - Moderate vibration and noise, not suitable immediately adjacent existing structures 	Moderate
Compaction grouting	Highly viscous grout acts as radial hydraulic jack when pumped in under high pressure	Sands and silty sand	25 m	<ul style="list-style-type: none"> - Low vibration, compact plant, can be used to treat soil beneath existing structures 	<ul style="list-style-type: none"> - Not suitable for treatment at shallow depths where there are low confining pressures. 	Moderate

a)

TECHNIQUE	DESCRIPTION	SOIL CONDITIONS	TREATABLE DEPTH (M)	ADVANTAGES	LIMITATIONS	RELATIVE COSTS
Resin injection	Densification from injection of rapidly expanding resin	Sands and silty sands	10 m	<ul style="list-style-type: none"> Low vibration, compact plant, can be used to treat soil beneath existing structures Secondary benefit of increased lateral stresses when soils are over consolidated Low vibration Simple technology Can treat large areas at great depths 	<ul style="list-style-type: none"> Limited experience and capability in New Zealand Space for surcharge batters Settlement of area near surcharge 	Moderate
Surcharging	Consolidation under the weight of the surcharge fill	All soils	Dependent on ground conditions and width of surcharge	<ul style="list-style-type: none"> Secondary benefit of increased lateral stresses when soils are over consolidated Low vibration Simple technology Can treat large areas at great depths 	<ul style="list-style-type: none"> Space for surcharge batters Settlement of area near surcharge 	Moderate
Blasting	Charges installed in a triangular grid with 3-8 m spacing at multiple depths. Shock waves and vibrations cause limited liquefaction, displacement, remoulding and settlement to higher density	Saturated gravely sand and sands	25 m +	<ul style="list-style-type: none"> Simple technology Can treat large areas at great depths 	<ul style="list-style-type: none"> Limited to deep depths and green field sites away from the built environment due to vibration and noise during treatment 	Moderate to high
SOLIDIFICATION METHODS						
Mass stabilisation	Lime, cement or bitumen introduced through rotating in-place mixer	Sands, silty sands, silt	2-6 m	<ul style="list-style-type: none"> Low vibration and noise compared to other methods Suitable for sites with interbedded cohesionless and cohesive soils or soils with higher fines that do not respond to tamping or vibration 	<ul style="list-style-type: none"> Specialist equipment required. Results depend on degree of mixing and compaction achieved. Not suitable for soils with boulders, cobbles, interbedded dense gravel layers. May not be suitable for soils with organics 	Moderate to high
Deep soil mixing	Lime, cement or bitumen introduced through vertical rotating augers or proprietary mixers to form stabilised columns	Sands, silty sands, silt	2-20 m	<ul style="list-style-type: none"> Low vibration and noise compared to other methods Suitable for sites with interbedded cohesionless and cohesive soils or soils with higher fines that do not respond to tamping or vibration 	<ul style="list-style-type: none"> Specialist equipment required Brittle elements (individually) Not suitable for soils with boulders, cobbles, interbedded dense gravel layers. May not be suitable for soils with organics 	High
Jet grouting	High-speed jets at depth excavate, inject and mix a stabiliser with soil to form columns or panels	Sands, silty sands, silt	2-25 m+	<ul style="list-style-type: none"> Low vibration, compact plant, can be used to treat soil beneath existing structures Suitable for sites with interbedded cohesionless and cohesive soils or soils with higher fines that do not respond to tamping or vibration 	<ul style="list-style-type: none"> Specialist equipment required Brittle elements (individually) Not suitable for soils with boulders, cobbles or other inclusions that could mask jets May not be suitable for soils with organics 	High
Permeation grouting	Low viscosity cement or chemical grout pumped into the ground in a grid pattern. The grout permeates through the soil filling the pores with cement, and/or other reagents	Medium silts and coarser	20 m +	<ul style="list-style-type: none"> No excess porewater pressures generated. Can localise treatment to selected layers. Low vibration, compact plant, can be used to treat soil beneath existing structures Produces no spoil 	<ul style="list-style-type: none"> Inherbedded fine soils can hamper dispersion of grout. Most suited to homogeneous permeable sands Can be difficult to contain in high permeability layers, risk of contamination of nearby waterways 	High
REINFORCEMENT METHOD						
Lattice walls	Formation of a grid of intersecting walls with a 5-7 m grid spacing using either contiguous piles, jet grout, or deep soil mixing (DSM). Shear strain in the soil between the walls is reduced to prevent liquefaction	Depends on construction technique	4-25 m +	<ul style="list-style-type: none"> Lattice contains soils even if they liquefy Can be more cost effective than complete stabilisation If constructed with jet grout, can be used to treat soils beneath existing structures Treatment zone may not need to extend beyond the structure footprint. 	<ul style="list-style-type: none"> Depends on construction technique (see above) Unreinforced walls are susceptible to brittle failure but less than individual columnar elements 	Moderate to high
Open grid of stiff columns	Formation of a grid of individual columns with a 1.5-2.5 m grid spacing using either timber or concrete piles, jet grout or DSM	Depends on construction technique	4-25 m +	<ul style="list-style-type: none"> Provides some mitigation to differential subsidence even if the soils do liquefy assuming the tips of the columns are in a non-liquefiable competent layer 	<ul style="list-style-type: none"> Depends on construction technique (see above) Unreinforced columns are susceptible to brittle failure Treatment zone needs to extend beyond the perimeter 	Moderate to high
DRAINAGE METHODS						
Permanent dewatering	Lowering of the water table by gravity drainage or pumping	Gravely sand, sands and silty sand	2-8 m	<ul style="list-style-type: none"> Can be a simple and low cost method to treat large areas if permanent dewatering can be achieved by gravity drainage 	<ul style="list-style-type: none"> Cost of running and maintaining pumps Risk of pump failure Subsidence associated with the increase in effective stress 	High
Vertical prefabricated drains	Relief of excess pore water pressure to prevent liquefaction. Drains can be prefabricated or constructed from gravel/sand	Gravely sand and sand	5-25 m +	<ul style="list-style-type: none"> Simple, low vibration construction techniques, can be a relatively cheap to construct 	<ul style="list-style-type: none"> Effective design requires very good knowledge of the ground conditions and permeability If ingested, the effects of liquefaction are not greatly reduced 	Moderate to high

b)

Riguardo all'utilizzo di dreni prefabbricati a tutela della stabilità di edifici esistenti Rasouli, Towhata et al. (2018) valutano positivamente l'efficacia nei confronti della liquefazione ed i relativi effetti deformativi, simulando una serie di schemi realizzativi tramite dreni verticali perimetrali ed inclinati al di sotto del sedime esistente, al fine di ottimizzarne la disposizione ed efficacia.

Invece Paramasivam et al. (2018) e Kirkwood e Dashti (2018), in seguito ad osservazioni su case history reali nonché a modellazioni numeriche ed in centrifuga, pongono molta attenzione circa l'utilizzo di dreni prefabbricati nelle strategie di tutela di strutture esistenti, soprattutto in ambito urbano, in quanto la capacità di consolidare i terreni e dissipare le sovrappressioni da un lato opera a favore della sicurezza nei confronti della liquefazione, mentre dall'altro determina una differente risposta sismica di sito, potendo comportare un sensibile incremento di domanda sismica (cui devono sopperire tali strutture) e nei modi di vibrare portando, a volte, a fenomeni di risonanza inaspettati; inoltre in particolari circostanze e di prossimità con altri fabbricati, le modalità di interazione terreno-struttura e l'alterazione indotta nel moto sismico possono altresì influenzare negativamente la stabilità e prestazioni delle strutture vicine.

In aggiunta a questi metodi ormai generalmente utilizzati e di uso consolidato, recentemente sono stati proposti ulteriori metodi alternativi innovativi denominati *passivi* i quali, per quanto di conoscenza dello scrivente, non sono ancora stati testati in casi applicativi reali, richiedendo quindi ancora una lunga fase di test sperimentali in campo e laboratorio per validarne la controllabilità, efficacia, durabilità, nonché gli aspetti ambientali e di ecosostenibilità; peraltro andranno messe a punto anche le idonee tecniche di posa in opera e per il controllo dell'uniformità del trattamento. Tali tecniche, di complessa calibrazione in sito, agiscono prevalentemente sulle caratteristiche chimico-fisiche del deposito attraverso 2 approcci principali:

1. *MICP* (microbe-induced carbonate precipitation): consistente nella permeazione/miscelazione del terreno avvalendosi di specifici microorganismi indigeni in grado di sviluppare reazioni chimiche con precipitazione di carbonato di calcio all'interno dei pori del terreno; tale modalità determina una pseudo cementazione dei grani, aumentando globalmente la rigidità e la resistenza al taglio del materiale finale. Tuttavia a livello chimico tutto il processo presenta da un lato potenziali inconvenienti per sviluppo e/o rilascio di sostanze chimiche residuali comportanti un certo grado di contaminazione, dall'altro non se conosce a fondo il possibile impatto ambientale.
2. *IPS* (induced partial saturation): La parziale saturazione (*IPS*) può essere indotta in terreni sotto falda mediante tre tecniche recentemente sviluppate negli Stati Uniti e in Giappone: la prima prevede la generazione di gas all'interno dell'acqua di falda attraverso processi di elettro-osmosi; la seconda consiste nell'insufflaggio di gas direttamente nel terreno saturo; la terza prevede l'iniezione di miscele contenenti soluzioni chimiche in grado di generare minuscole bollicine di gas all'interno dei pori tra i grani di sabbia. In questo modo un terreno saturo diventa parzialmente saturo, quindi più resistente ai carichi ciclici generando minori sovrappressioni dell'acqua interstiziale in caso di sisma.

Altre ricerche recenti inoltre studiano la possibilità di utilizzo dei minerali argillosi o laponite per trattare i terreni nei confronti della liquefazione. Tuttavia anche questa tecnica, per quanto di conoscenza dello scrivente, ancora non risulta applicata a casi reali e richiede molta attenzione potendo presentare limitazioni per via delle dimensioni delle particelle in relazione alla granulometria dei terreni nonché al possibile effetto rigonfiante, potenzialmente alterante le caratteristiche geotecniche dei materiali.

In ultimo, allo scopo, è certamente possibile attuare interventi di permeazione tramite miscele leganti tra cui ad esempio microcementi e silicati di sodio, tuttavia questi materiali presentano importanti limitazioni. I microcementi per essere iniettati a bassa pressione necessitano di caratteristiche di permeabilità e granulometria del mezzo poroso idonee, mentre i silicati di sodio, secondo gli studi di Yonekura e Miwa (1993), Karol (1990) e Wang (1995) non risultano avere caratteristiche di durabilità e stabilità che possano garantire interventi permanenti in un ampio range di condizioni chimico-fisiche.

La permeazione tramite resine va attentamente valutata in funzione delle caratteristiche fisico-chimiche e reologiche delle miscele (viscosità, controllo tempi di presa, ecc.), ma anche per le possibili controindicazioni di tipo ambientale e potenziale tossicità nelle fasi di lavorazione nonché per gli elevati costi.

Pertanto nella selezione dei vari metodi all'occorrenza adottabili andranno presi in considerazione i seguenti elementi di valutazione:

- La natura e assetto dei terreni interessati.
- Le prestazioni richieste dal sistema di miglioramento del terreno, la sua durabilità, affidabilità e resilienza nel contesto generale del sistema struttura – fondazione - terreno migliorato - terreno naturale.
- L'efficacia di ciascun metodo in funzione della natura e caratteristiche dei terreni in sito e le prestazioni attese.
- Aspetti operativi e logistici (disponibilità di spazi operativi di cantiere, accesso all'area, vicinanza ad altre strutture/infrastrutture, ecc.).
- Vincoli/limitazioni di costruzione/lavorazione (rumore, vibrazioni, contaminazione/inquinamento, risorse e disponibilità di impianti e manodopera specializzata).
- Verificabilità e capacità di controllo del trattamento in sito.
- Impatto e sostenibilità ambientale (ad es. modifiche del regime delle acque o effetti dei cedimenti indotti da sistemi di drenaggio nei confronti degli edifici vicini, ecc.)
- Costi
- Grado di sicurezza e performance ottenibili

In ogni caso, anche qualora il terreno subisse liquefazione su una vasta area ed una notevole profondità, il volume di terreno in fondazione che richiede un miglioramento è limitabile alla zona che controlla la stabilità e le prestazioni della struttura

Fatte queste premesse, alla luce della disamina di vantaggi/svantaggi e costi caratteristici di ciascuna tecnica, si ritiene che allo stato delle conoscenze attuali e dei casi applicativi reali, l'unica tecnica di intervento che consenta il maggior grado di sicurezza con il minor disturbo ambientale (rumori, vibrazioni, alterazione degli stati tensionali, deformazioni,

inquinamento, ecc.) sia quella per permeazione tramite silice colloidale, rendendola particolarmente controllabile ed applicabile anche per il miglioramento di terreni al di sotto di edifici/infrastrutture esistenti.

2.3 Trattamento dei terreni tramite tecniche di permeazione e stabilizzazione passiva con silice colloidale

Per eseguire iniezioni/trattamenti a bassissima pressione entro terreni incoerenti medio-fini, sono necessarie miscele leganti a elevata capacità di penetrazione e bassa viscosità, quali le miscele chimiche, facendo in questa sede particolare riferimento a resine organiche e silice colloidale nanometrica in dispersione acquosa. Gli ambiti ottimali per la permeazione risultano essere proprio tutte le sabbie e parte dei limi (Figura 2-9).

Tuttavia la silice colloidale viene ritenuta dallo scrivente maggiormente vantaggiosa per ovvie questioni di tipo ambientale, per l'ampio range dei tempi di gelificazione nonché per la semplicità e sicurezza di lavorazione. Infatti la miscela finale risulta un composto di particelle silicatiche (SiO_2) di dimensioni nanometriche disperse in acqua, miscelate in vario rapporto con una semplice soluzione salina inorganica (generalmente acqua e $NaCl$).

Le tecniche di permeazione e di stabilizzazione passiva sono tecniche innovative e poco invasive in cui un materiale stabilizzante viene iniettato a bassissima pressione secondo uno schema di iniezione a maglia regolare (triangolare, quadrata, quinconce, settonce, ecc.) (Figura 2.10a), oppure tramite un sistema di iniezione-estrazione in cui i dispositivi di iniezione ed estrazione a bassa portata vengono disposti alle estremità o, comunque, secondo interassi significativi nel sito da trattare, sfruttando basse pressioni di iniezione congiuntamente ad un gradiente indotto artificialmente nella falda superficiale (Figura 2.10b). Grazie al recente sviluppo tecnologico, avvalendosi di macchinari in grado di effettuare e controllare perforazioni sub orizzontali (*CCD*, controlled curved drilling machine), è possibile altresì trattare i terreni sotto strutture esistenti tramite schemi di iniezione sub orizzontali; in particolare le soluzioni di stabilizzazione presentate in fig. 2-10 b) e c) consentono l'esecuzione di trattamenti senza dover sospendere le attività e funzioni svolte presso le strutture sovrastanti (es. aeroporti, ospedali, scuole, strutture di protezione civile, caserme, ecc.).

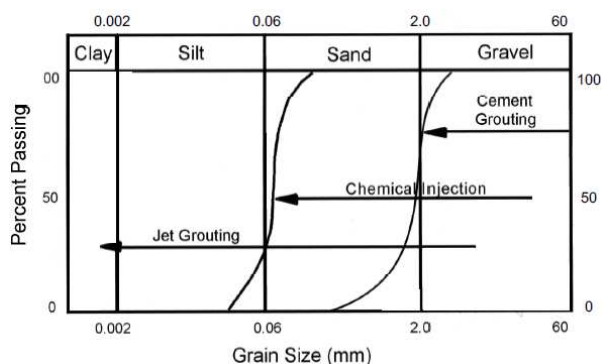
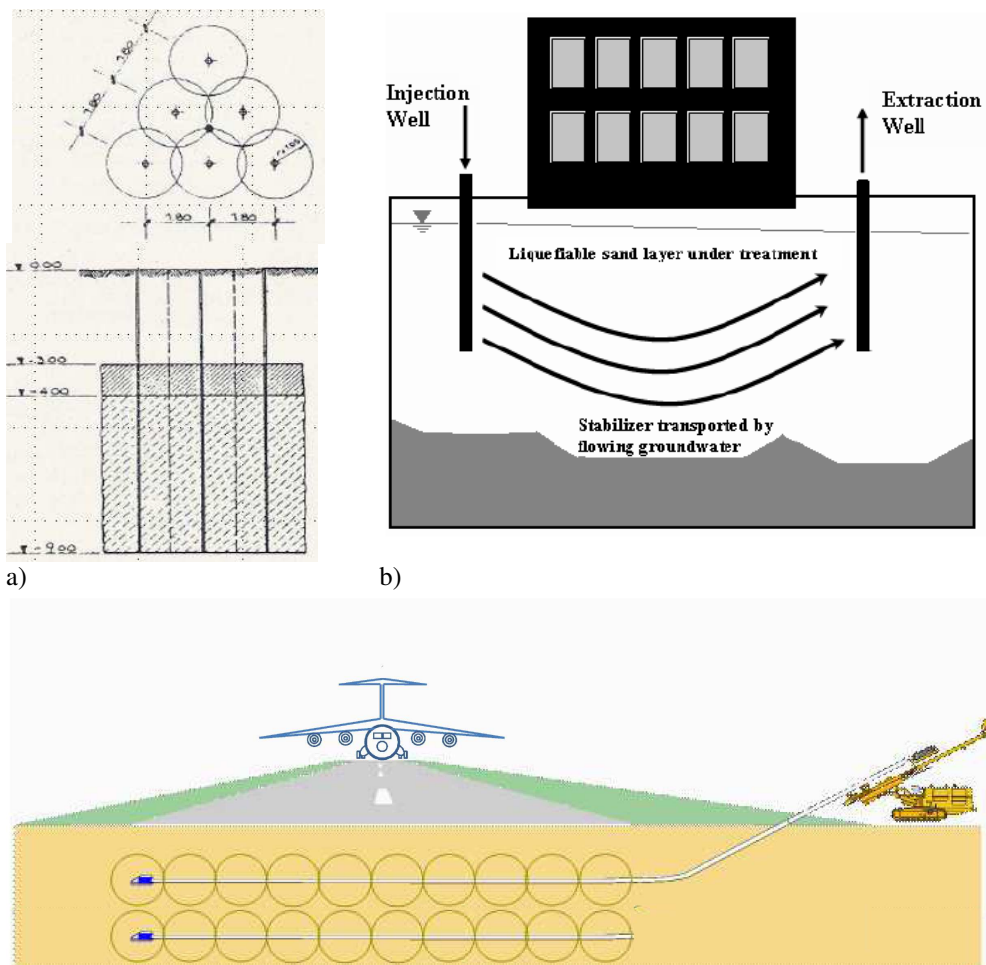


Figura 2-9 Distribuzioni granulometriche idonee per trattamenti di permeazione tramite cementi e iniezioni chimiche (Mitchell, 2008).



a) Permeazione tramite schema-tipo di iniezione a griglia (Tornaghi, 1978); b) schema d'intervento con tecnica di stabilizzazione passiva (Gallagher, 2000); c) schema di intervento con iniezioni sub orizzontali attuato presso l'International Airport di Fukuoka (Rasouli et al., 2016) .

Per quanto riguarda i sistemi di stabilizzazione passiva le prime esperienze condotte su volumi significativi di terreno vengono presentate da Noll et al. (1992), il quale ha eseguito dei test in una vasca di dimensioni 12 x 6 x 4 piedi, con metodo passivo al fine di verificare la qualità di trattamento e calibrare un modello di filtrazione tramite il codice Modflow-MT3D (risultato sufficientemente predittivo). Di seguito nel 1993 lo stesso autore compie un ulteriore test in vera grandezza con pozzi di iniezione/estrazione posti ad una interdistanza di 10 piedi, secondo uno schema esagonale ed adottando dei tempi di gel pari a circa 40 ore; a seguito di un controllo del deposito trattato in sito e con georadar si è

appurata l'efficacia e omogeneità del trattamento; si è rilevata tuttavia qualche modesta discrepanza fra comportamento reale e modello numerico di simulazione, imputabile all'evolvere della viscosità e delle portate di iniezione nel tempo.

Recentemente il maggior contributo apportato nei confronti di tale tecnica di trattamento passivo è certamente attribuibile al gruppo di ricerca condotto da P.M. Gallagher. In tale ambito di ricerca hanno appurato l'efficacia della nanosilice colloidale ai fini di mitigazione per problemi di liquefazione sfruttando valori di concentrazione fino al 4-5% in peso e validando il codice di calcolo UTCHEM sia attraverso prove di laboratorio, in canne di lunghezza variabile (da 1 a 10 mt) (Lin, 2006; Gallagher e Lin, 2009), che attraverso prove in vera grandezza in un cassone di circa 3 mt di lato (Hamderi, 2010; Hamderi e Gallagher, 2013, 2015), testandone l'efficacia anche in campo prova, sia con schema di iniezione a griglia che con metodo passivo (Conlee C.T., 2010; Gallagher et al., 2007). Parallelamente Conlee C.T. (2010) ha anche condotto prove con modelli in centrifuga trattando i materiali con concentrazioni di silice colloidale (CS) variabili da 9% a 4%, verificandone il comportamento ed il grado di miglioramento ottenibile.

Tutti i test (sia nel cassone che in campo), per ovviare ai problemi imputabili a portate di iniezione, fenomeni di deposizione/affondamento, di diluizione eccessiva e difficoltà di gelificazione, sono stati eseguiti con concentrazioni iniziali variabili da 6 a 9% in peso di SiO₂.

In particolare il campo prova messo a punto da Gallagher et Al. (2007), finalizzato ad un trattamento con tecniche passive (pozzi di iniezione-estrazione), risultava costituito da uno pozzo di estrazione centrale e pozzi di iniezione periferici disposti secondo uno schema circolare, con un raggio di circa 4.5 mt; il controllo e l'efficacia del trattamento sono stati attuati rispettivamente tramite prove penetrometriche *SCPT* (con relativi profili di *V_s*) e l'esecuzione di blast-test con innesco della liquefazione tramite esplosioni controllate, monitorando le sovrappressioni indotte entro una serie di piezometri installati all'interno del campo prova; congiuntamente si sono rilevati anche i cedimenti post sismici. Nonostante fosse stato trattato solo un modesto spessore di sabbie (pari a 2 m), dal confronto con il comportamento dei terreni non permeati ne è emerso un chiaro miglioramento in termini di sovrappressioni e cedimenti post sismici indotti (ridotti di circa il 40%); rimane invece meno apprezzabile il controllo del grado di miglioramento tramite le classiche prove *CPT* e la misura della rigidità in onde *V_s* (quantomeno in foro singolo). La concentrazione finale nei terreni trattati è stata desunta da analisi condotte su campioni di miscela prelevati periodicamente durante le varie fasi dal pozzo di estrazione, facendoli essiccare e stimandone il contenuto solido residuale. Hamderi (2010) conducendo accurati test di permeazione nel box in vera grandezza ha sostanzialmente validato il modello di filtrazione calibrando adeguatamente il codice UTCHEM, consentendo di osservare, in corso di permeazione, la relazione diretta tra conducibilità elettrica e concentrazione di silice (proporzionale alla quantità di sale utilizzato) alla stregua di un vero e proprio tracciante utilizzabile in corso d'opera. Inoltre lo stesso autore mette a punto un metodologia empirica per la stima delle concentrazioni finali di silice nei campioni di terreno trattato, correlandola con la sua resistenza a compressione semplice e/o con corrispondenti valori di pocket penetrometer. Quest'ultima metodologia viene ripresa anche da Rasouli et al. (2016) per stimare il contenuto finale di silice in campioni trattati, permeando terreni sabbiosi tramite iniezioni suborizzontali con silice colloidale all'8% di concentrazione. Il consolidamento di parte della pista e di infrastrutture aeroportuali

dell'Aeroporto Internazionale di Fukuoka, è stato infatti collaudato stimando il contenuto di silice da un set di campioni rappresentativi sottoposti a prove di resistenza a compressione monoassiale ad espansione laterale libera e prove triassiali non consolidate non drenate, mettendo in relazione l'aumento di resistenza al contenuto di silice, previa apposita calibrazione di taratura. Inoltre per la validazione dell'intervento si riprendono specifiche linee guida del *Japanese Standard JGS 0541-2009* e del *Technical manual for permeation grouting method* (2010) redatto dal Coastal Development Institute of Technology di Tokyo; quest'ultimo in particolare suggerisce come i requisiti di sicurezza nei confronti della liquefazione vengano sicuramente raggiunti qualora il materiale trattato arrivi a presentare una resistenza alla compressione semplice non confinata $UCS \geq 100$ kN/m². Il medesimo autore sperimenta inoltre ulteriori tecniche finalizzate al controllo del quantitativo finale di silice nel terreno: l'utilizzo di un indicatore al rosso di metilene e misure spettrometriche ad assorbimento atomico su campioni appositamente trattati con idrossido di potassio; tuttavia la prima modalità fornisce solo una stima qualitativa e osservazionale della presenza di silice (senza fornirne quantità e informazioni circa la resistenza), mentre la seconda risulta di difficile correlabilità con i dati di resistenza a rottura per via dell'elevata variabilità delle proprietà chimico-fisico-mineralogiche dei suoli naturali.

Capitolo 3.

Caratterizzazione dei depositi costieri

3.1. Introduzione

Ai fini dell'applicabilità delle tecniche di permeazione, soprattutto nel valutarne la possibilità di utilizzo nell'ambito di contesti territoriali ampi, risulta di fondamentale importanza la conoscenza delle caratteristiche geologiche e costitutive dei depositi da trattare e, a tal fine, è stato condotto uno studio sia a piccola scala, relativo all'intero tratto costiero di Rimini che di dettaglio, approfondendo specifici parametri geotecnici e idrogeologici in corrispondenza di campi prova rappresentativi dell'intero contesto a nord della foce del Fiume Marecchia.

L'estesa campagna di indagine, finalizzata a definire le caratteristiche costitutive dei terreni costieri è, quindi, volta alla stima della conducibilità idraulica, congiuntamente alla loro variabilità areale, entrambi fattori di fondamentale interesse per l'efficace permeazione del mezzo poroso.

I depositi sabbiosi costieri generalmente sono contraddistinti da una significativa omogeneità e continuità laterale congiuntamente alla presenza di una falda freatica perenne controllata dal livello di base marino; tale caratteristica li rende particolarmente sensibili nei confronti di pericoli ambientali quali ingressione di acque saline, potenziale contaminazione, diffusione di inquinanti nonché suscettibili alla liquefazione in condizioni sismiche. Buona parte di queste problematiche viene fortemente condizionata dalla conducibilità idraulica satura (k_{sat}) del mezzo poroso, a sua volta dipendente da diversi fattori litostratigrafici, sedimentari e tessiturali ancorché potenzialmente caratterizzata da una spiccata direzionalità (verticale e orizzontale) e variabilità spaziale. In particolare i simboli k_h e k_v vengono generalmente utilizzati per distinguere la componente orizzontale da quella verticale ricordando che, in terreni a modesta anisotropia e orientazione dei granuli, la prima risulta tipicamente maggiore di circa 1-2 ordini di grandezza ($k_h \geq 2-20 k_v$) (Lambe & Whitman, 1997; Custodio E. & Llamas M.R., 1996).

3.2. Caratteristiche dell'area costiera riminese

Le caratteristiche costitutive generali della costa riminese, così come quelle particolari in corrispondenza del campo prova in località Viserbella (Rimini Nord), sono state studiate attraverso una vasta campagna di indagine costituita da prove e sondaggi reperiti sia presso archivi regionali e comunali che prove private e di nuova specifica realizzazione per gli scopi dello studio. In particolare le caratteristiche di conducibilità idraulica a livello areale

del tratto costiero sono state definite sulla base di correlazioni empiriche indirette, basate sull'indice di comportamento del terreno I_c (soil behavior index), derivabile da prove CPT tramite formulazione di Robertson (1990-2009), sia da specifiche formulazioni basate sulle caratteristiche granulometriche.

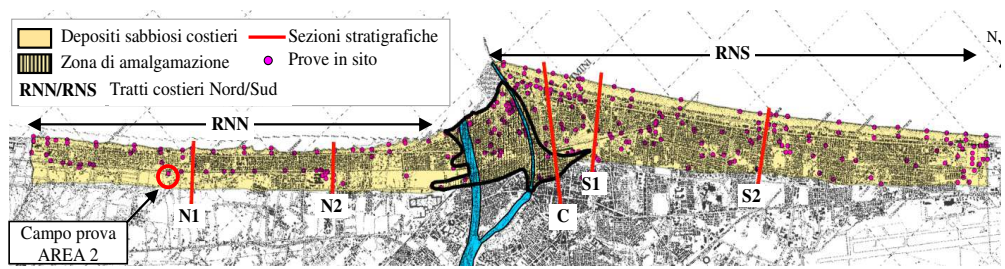
3.3. Geologia dell'area

La morfologia dell'areale costiero limitrofo alla foce del Fiume Marecchia risulta generalmente subpianeggiante ad eccezione di una blanda scarpata, con altezza variabile da 1 a 8 m, che si estende ad una distanza di 500-1500 m a sud ovest della linea di costa, la cui massima distanza si rileva in corrispondenza della zona centrale, nell'intorno della foce del Marecchia e del Torrente AUSA (Dall'Aglio et al, 2017).

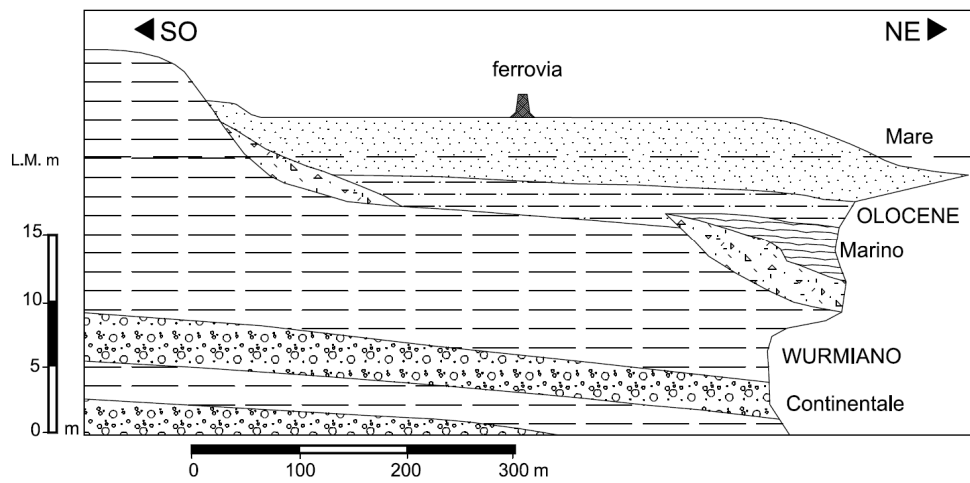
Questo debole rilievo è stato modellato dall'azione erosiva del mare durante le varie oscillazioni del livello marino, con particolare riferimento alla massima ingressione marina verificatasi circa 5000 anni fa (Veggiani, 1982); di seguito, l'apporto sedimentario fluviale e l'azione ridistributrice delle correnti marine, congiuntamente al susseguirsi delle oscillazioni eustatiche oloceniche, hanno determinato l'accrescimento del prisma sedimentario costiero sino alla configurazione attuale (vedi figura 3-1 a,b,c).

Lo sviluppo lineare antropico del tratto costiero, caratterizzato unicamente da dolci prominenze in corrispondenza delle foci fluviali, consente un'azione piuttosto regolare da parte delle correnti litorali con la formazione di una fascia sabbiosa estesa. Quest'ultima risulta in realtà fortemente antropizzata con la massiccia presenza di fabbricati ad uso turistico-ricettivo e non che, in non pochi casi, si spingono fino al limite della zona di azione del moto ondoso di tempesta. Pertanto al giorno d'oggi diverse unità morfologiche del paesaggio costiero quali cordoni e dune sabbiose sono sostanzialmente scomparse, lasciando spazio ad estese aree urbanizzate e ad un diffuso appiattimento degli arenili a seguito dell'intensa attività edilizia e turistico-balneare (vedi Figura 3-2).

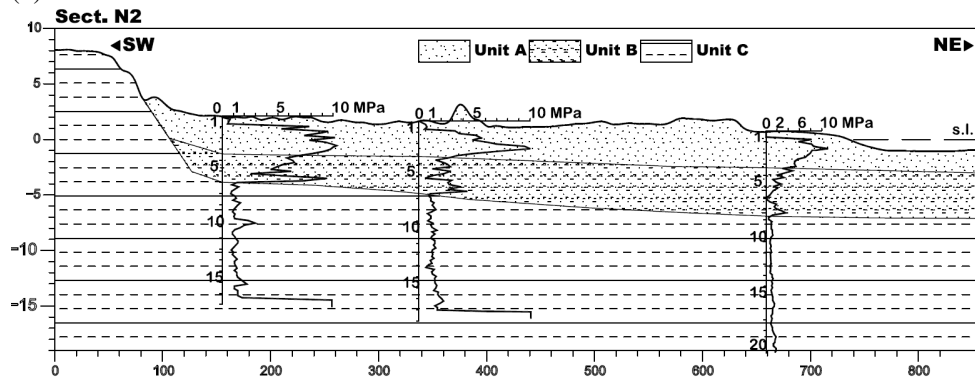
L'estensione lineare del tratto costiero consente un'azione piuttosto regolare da parte delle correnti litorali e la formazione di una fascia sabbiosa estesa anche a distanza dalle foci fluviali, le quali costituiscono le fonti di alimentazione principali per lo sviluppo del sistema deposizionale litorale. La profondità dell'arenile è regolata dall'azione delle correnti marine che determinano zone di deposizione e d'erosione, dalla migrazione delle foci nel tempo, dalla presenza di manufatti trasversali quali porti, moli e scogliere antropiche che modificano il regolare sviluppo delle correnti stesse, infine dalla presenza di manufatti longitudinali che condizionano la deposizione soprattutto a seguito di mareggiate.



(a)



(b)



(c)

Figura 3-1. (a) Mappa schematica dell'area studiata con rappresentazione delle prove in sito utilizzate, le tracce di sezione e la perimetrazione dei depositi marini costieri; (b) Tipica sezione geologica costiera (Veggiani, 1982); (c) Sezione geotecnica N2 lungo il tratto di Rimini Nord (RNN).



Figura 3-2. Vista panoramica del tratto costiero a cavallo del porto canale di Rimini

Come illustrato nelle sezioni di Figura 3-1b e 3-1c, rappresentative del tratto costiero di Rimini Nord (di seguito chiamato *RNN*, mentre il settore a sud del portocanale verrà denominato *RNS*), i depositi che costituiscono il tipico prisma sabbioso marino sono generalmente suddivisi secondo 2 unità geotecniche caratteristiche: un'unità sabbiosa più superficiale, corrispondente all'unità geologica AES8a (Unità di Modena), di seguito denominata Unità A, costituita da sabbie medio-fini cernite sedimentatesi in ambienti ad elevata energia deposizionale (prevalenti ambienti litorali di spiaggia) e una seconda unità sottostante, costituita da alternanze di sabbie cernite e sabbie limose con occasionali livelletti limo argillosi, denominata B; essa corrisponde alla parte sommitale di origine marina del Subsistema di Ravenna (AES8), formatesi in conseguenza di una rielaborazione talora incompleta dei sedimenti di apporto alluvionale da parte del moto ondoso, in situazioni tipiche di ambienti a bassa energia quali retrospiaggia e/o lagunari. Infine al letto dei depositi sabbiosi marini, sede dell'acquifero freatico superficiale, troviamo una terza unità litotecnica, denominata C, di origine alluvionale anch'essa facente parte del Subsistema AES8, costituita da prevalenti depositi limo-argillosi, con occasionali intercalazioni ghiaioso-sabbiose secondo orizzonti disposti su più livelli; talvolta il tetto di tale Unità è caratterizzato dalla presenza di orizzonti ghiaiosi metrici, geometricamente riconducibili a depositi localizzati di paleoalveo e/o barra di foce.

Tuttavia talvolta questo assetto stratigrafico generale presenta significative anomalie nell'areale compreso fra l'attuale foce del Fiume Marecchia ed il Portocanale di Rimini, dovute alle ripetute diversioni fluviali succedutesi storicamente nonché al susseguirsi fenomeni di esondazione, rotte d'argine e/o alla deposizione di depositi grossolani in corrispondenza di strutture di palo canale e/o di barra di foce. In tale zona si riscontra una vera e propria amalgamazione di facies deposizionali marine intercalate a depositi fluviali localizzati, conseguenza dell'interazione delle dinamiche fluviali con lo sviluppo ed avanzamento della linea di costa. Quest'area, stratigraficamente irregolare e di transizione, viene individuata in Figura 3-1a) e separa le zone litologicamente omogenee presenti a nord e sud, rispettivamente *RNN* e *RNS*. Il livello di falda freatica, sostanzialmente controllato

dal livello base corrispondente al livello marino, risulta generalmente abbastanza costante e viene rilevato, a meno di assetti morfologici particolari, ad una quota di circa -0.8/1.0 m dal piano campagna (a volte influenzato per brevi periodi anche da importanti fenomeni mareali e/o di mareggiata).

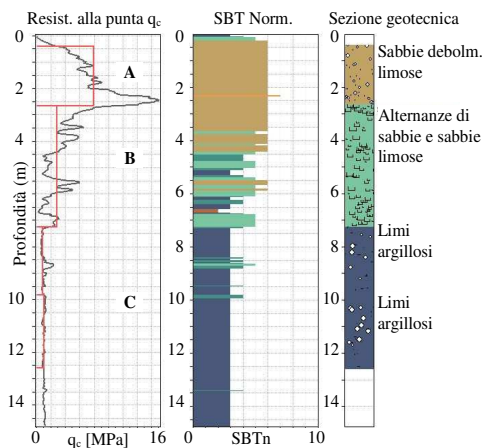
3.4. Caratteristiche geotecniche rappresentative dell'areale in studio

La caratterizzazione geotecnica dell'areale costiero riminese è stata sviluppata su una serie significativa di prove in sito (prove penetrometriche CPT, sondaggi a carotaggio continuo e pozzi) e di laboratorio, reperite dal database del Servizio Geologico della Regione Emilia Romagna disponibile anche su Web-Gis (https://applicazioni.regione.emilia-romagna.it/cartografia_sgss/user/viewer.jsp?service=geologia), nonché sulla scorta di altri database comunali (Piano Strutturale Comunale, piani urbanistici e lavori pubblici del Comune di Rimini) e privati consentendo, al termine della selezione, l'analisi di 298 prove in sito distribuite secondo una maglia quanto più possibile omogenea e regolare. Al proposito è stato possibile definire profili rappresentativi della resistenza alla punta q_c , ottenuti dall'elaborazione di 106 prove CPT (con punta meccanica, elettrica e piezocono) ritenute particolarmente significative e rappresentative di ciascun intorno areale (di cui n. 47 distribuite lungo il tratto *RNN* e n. 59 lungo *RNS*) e le caratteristiche granulometriche delle due principali unità geotecniche (A e B) costituenti il cuneo sabbioso marino così come sinteticamente descritte ed illustrate in modo comparativo in Figura 3-3 e Tabelle 3-1 e 3-2.

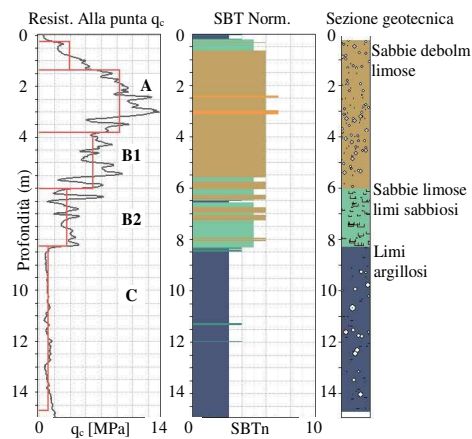
In Figura 3-4 tali unità vengono caratterizzate in termini di q_c secondo andamenti caratteristici definibili statisticamente tramite profili rappresentativi del valor medio atteso nonché dei percentili significativi per la distribuzione di dati, fra cui il 25° e 75° percentile quali valori limite inferiore e superiore utili per valutazioni specifiche a scala areale. Tali profili consentono una facile lettura dei trend di resistenza, litologici e di comportamento geomeccanico con la profondità, facendo apprezzare altresì la modesta variabilità dei depositi superficiali all'interno dell'intera area sia in termini di caratteristiche costitutive che di comportamento geomeccanico.

In Tabella 3-1 e 3-2, oltre ad una descrizione sintetica si riportano alcuni parametri rappresentativi dei depositi costieri rispettivamente presso le aree *RNN* e *RNS*.

Rimini Nord (RNN)

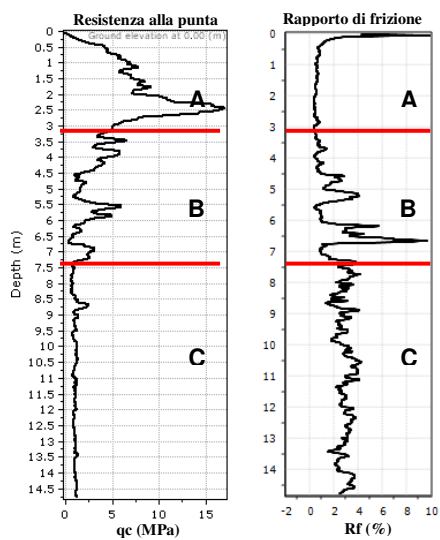


Rimini Sud (RNS)

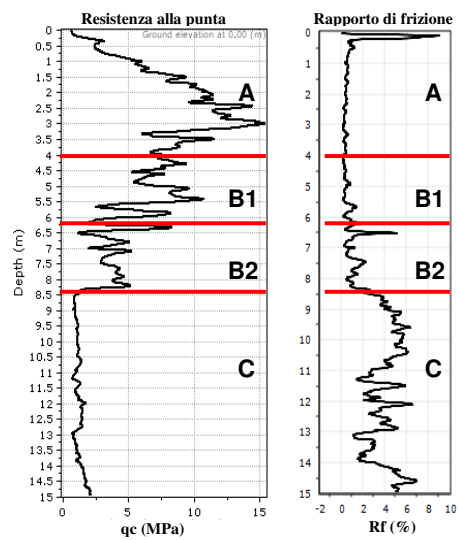


a)

Rimini Nord (RNN)



Rimini Sud (RNS)



b)

Figura 3-3. a) Tipica sequenza litotecnica costiera (Unità A-B-C) per le macroaree Rimini Nord (RNN) e Rimini Sud (RNS) in termini di resistenza alla punta q_c e indice I_c SBTn (Normalized Soil Behavior Type). b) Tipico andamento di q_c e rapporto di frizione (friction ratio) riscontrabile in RNN e RNS.

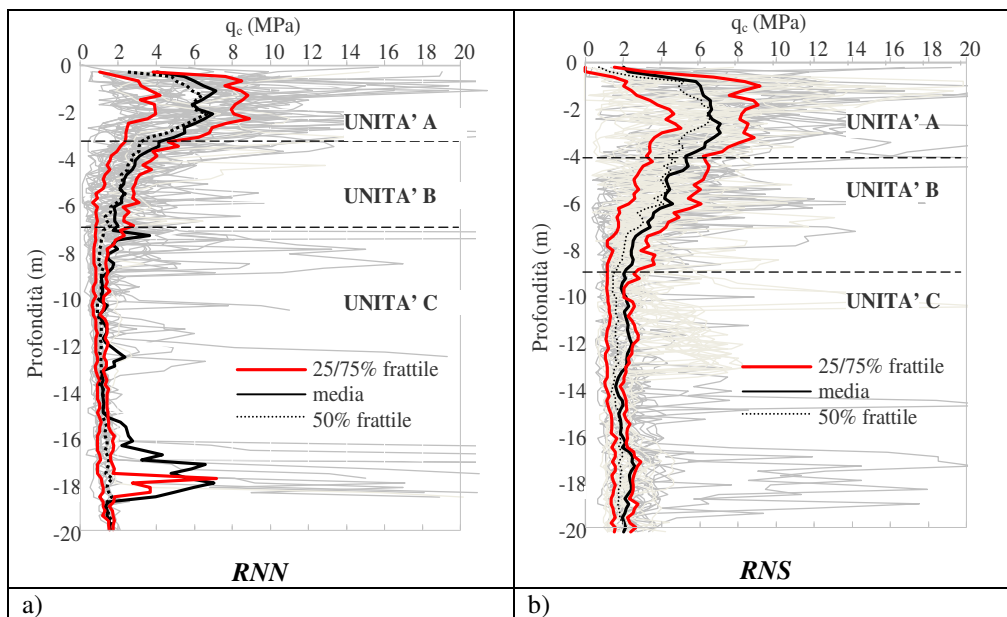


Figura 3-4. Profilo medio, 25°, 50° e 75° percentile della distribuzione di q_c sovrimposti al dataset complessivo delle CPT analizzate per le aree RNN (a) e RNS (b).

TABELLA 3-1 – Parametri rappresentativi dei depositi costieri presso le aree RNN

Rimini Nord (RNN)	
Unità A	
Sabbie ben cernite di medio-elevato addensamento	
Spessore (media)	2.5÷3.5 m
q_c	> 5.0 MPa
FC	2÷7%
Unità B	
Sabbie cernite sciolte al tetto; più in profondità alternanze di sabbie cernite e sabbie limose con occasionali livelletti limo argillosi; alla base dell'unità occasionali orizzonti metrici di argille compressibili/organiche o di sabbie ghiaiose	
Spessore (media)	3.0÷4.0 m
q_c	1.5÷5.0 MPa
FC	8÷16% (occasionalmente 20÷25%)
Unit C	
Depositi alluvionali prevalentemente limo-argillosi	

TABELLA 3-2 – Parametri rappresentativi dei depositi costieri presso le aree *RNS*

Rimini Sud (<i>RNS</i>)	
Unità A	
Prevalenti sabbie ben cernite di medio-elevato addensamento	
Spessore (media)	2.0÷4.5 m
q_c	> 6.0 MPa
FC	4÷15%
Unità B	
Al tetto sabbie siltose mediamente addensate (B_1); sottostanti alternanze di sabbie debolmente siltose con sottili livelli di silt e talora argilla (B_2); alla base dell'unità occasionali orizzonti metrici di argille compressibili/organiche o di sabbie ghiaiose (e/o con depositi conchigliari)	
Spessore (media)	4.0÷8.0 m
q_c	2.0÷6.0 MPa
FC	9÷25% (occasionalmente 30÷35%)
Unità C	
Depositi alluvionali prevalentemente limo-argillosi	

3.5. Caratteristiche granulometriche e costitutive dei depositi sabbiosi marini

Le caratteristiche granulometriche delle sabbie più superficiali appartenenti all'Unità A risultano coerenti con i valori riscontrati nell'ambito di precedenti campagne di indagine lungo la costa Romagnola (Antoniazzi, 1976; Aguzzi et al., 2016). Le spiagge dell'intero tratto costiero studiato risultano rappresentate infatti da prevalenti sabbie medio-fini, con media dei diametri mediani $d_{50} \approx 0.22$ e 0.21 mm (d_{50} = diametro delle particelle passanti corrispondente al 50% in peso) rispettivamente presso le zone *RNN* e *RNS*. Il d_{50} lungo la costa romagnola generalmente presenta una tendenza a decrescere leggermente procedendo da Sud verso Nord (vedi stralcio monitoraggio ARPA 2012 e andamento granulo mediano Antoniazzi, 1976 in figure 3-5-, 3-6, 3-7) e, in particolare, questa diminuzione si riscontra più marcatamente nei tratti immediatamente a nord dei moli di Cesenatico (da 217 a 132 μ m), Uso (da 196 a 174 μ m), Riccione (da 243 a 171 μ m) e Cattolica (da 2000 μ m del tratto di falesia fra Gabicce e Pesaro sino a 226 μ m); diversamente la situazione risulta localmente invertita solo attorno ai moli di Cervia, Rimini e Pesaro per via dell'apporto sedimentario dei Fiumi locali (rispettivamente Savio, Marecchia e Foglia) che sfociano immediatamente a nord di tali moli.

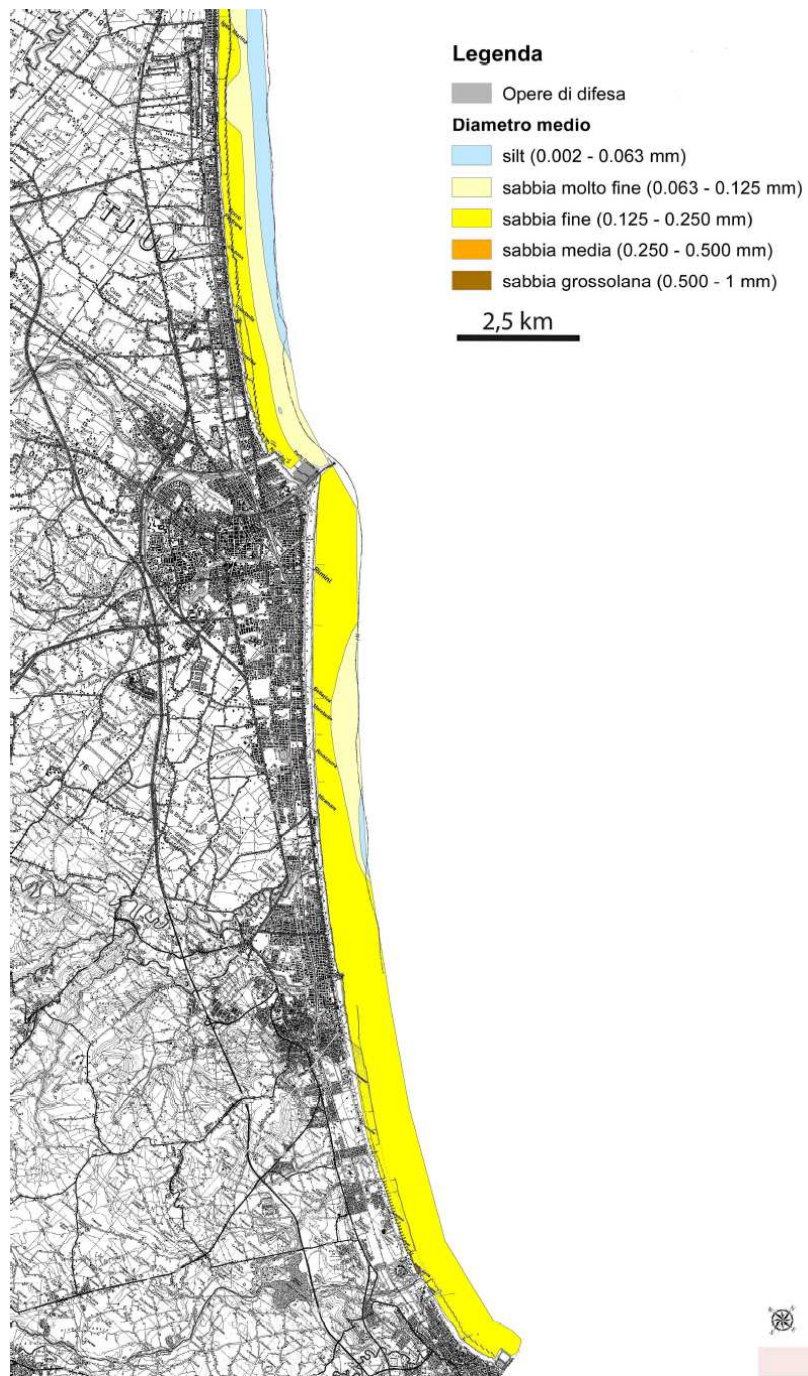


Figura 3-5. Stralcio monitoraggio ARPA 2012 – Mappa del diametro medio

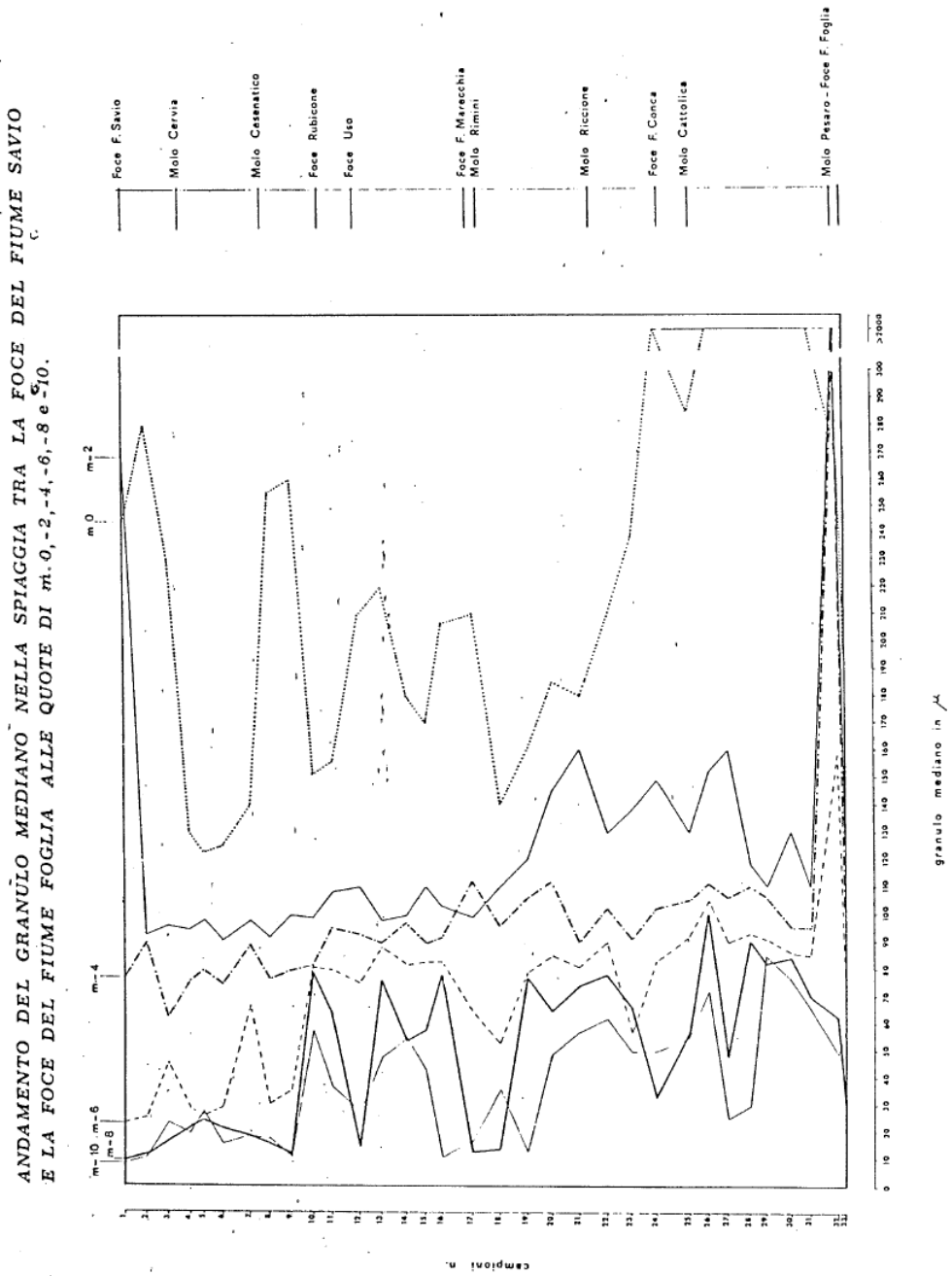


Figura 3-6. Diagramma andamento granulo mediano (Antoniazzi, 1976)

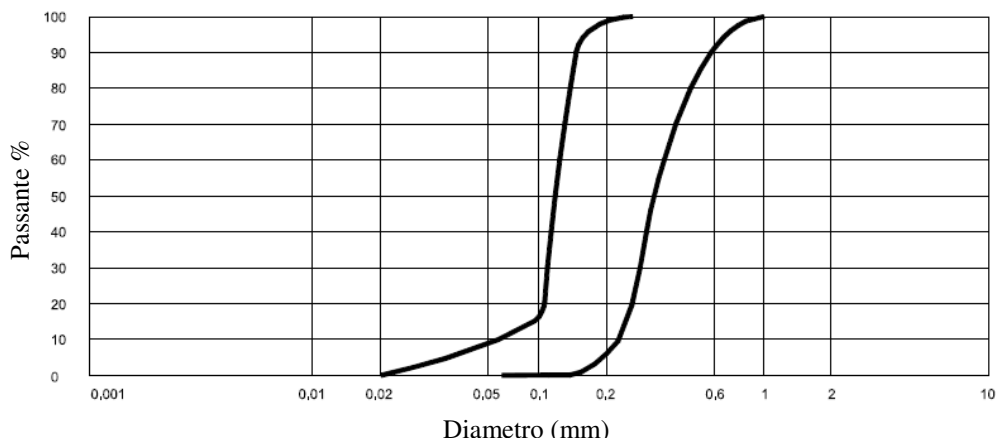


Figura 3-7. Campo di variabilità granulometrica della sabbia lungo la linea di spiaggia (tratto da Antoniazzi, 1976)

Le sabbie depositate dal Marecchia inoltre risultano ricche in minerali carbonatici, soprattutto di natura terrigena, per via dell'abbondante componente calcarea delle rocce presenti nel bacino imbrifero, raggiungendo valori massimi sino al 64% fra le foci dell'Uso e Marecchia (Gazzi et al., 1973). Nei campioni prelevati a varie profondità presso il campo prova *Area 2*, a Viserbella di Rimini, si sono rilevati valori di CaCO_3 variabili fra 61 e 54% rispettivamente per l'Unità A e B.

A livello morfometrico le sabbie costiere romagnole possono essere definite come *sub arrotondate* in termini sia di sfericità che di rugosità, con fattore di forma pari a circa 0.7 (comunicazione personale di I. Rodella PhD - Università di Ferrara).

L'analisi delle distribuzioni granulometriche è stata condotta tramite n. 79 campioni prelevati in corrispondenza di prove CPT e sondaggi ritenuti particolarmente rappresentativi (di cui n. 40 relativi a *RNN* e n. 39 per *RNS*). La Tabella 3-3, unitamente ai valori medi e mediani (50° percentile) di vari parametri granulometrici, illustra anche il 25° e 75° percentile delle distribuzioni relative alle Unità geotecniche studiate (A e B); in particolare quelli afferenti all'Unità A vengono descritti come *25_A*, *50_A* e *75_A*, mentre per l'unità B come *25_B*, *50_B*, *75_B*. Per completezza in Tabella 3-2 vengono riportati anche i valori medi, rispettivamente denominati *Ave_A* e *Ave_B*.

Parallelamente in Figura 3-8 è altresì possibile definire i profili/ambiti delle distribuzioni rappresentative per entrambe le unità, in cui i valori mediani vengono individuati da una curva con tratto continuo, colorata rispettivamente in blu e rosso, accompagnata dai corrispondenti limiti inferiori (1° quartile) e superiori (3° quartile) (con linea tratteggiata).

In Figura 3-9 si presenta una comparazione fra i valori mediani di distribuzione granulometrica propri dell'Unità A (linee nere) e dell'Unità B (linee rosse) per *RNN* e *RNS*. È possibile quindi apprezzare lievi differenze fra i due tratti costieri per cui, soprattutto le sabbie dell'Unità B, in *RNN* e *RNS* evidenziano valori medi di *d50* rispettivamente pari a 0.19 mm e 0.16 mm, presentando in *RNS* un minor grado di cernita ed un maggior contenuto in fine *FC*. Anche l'Unità A presso *RNS* presenta generalmente un minor granulo mediano e maggiore contenuto in fine (vedi Tabella 3-3 e Figura 3-8, 3-9).

TABELLA 3-3 – Distribuzione granulometrica Unità A e B presso le aree RNN e RNS

RNN										
Percentile	<i>FC</i>	<i>e</i> ₀	<i>D</i> _{eff}	<i>d</i> ₅	<i>d</i> ₁₀	<i>d</i> ₅₀	<i>d</i> ₆₀	<i>d</i> ₉₀	<i>d</i> ₉₅	<i>U</i> _c
25_A	1.78	0.82	0.19	0.06	0.10	0.21	0.23	0.30	0.40	1.61
50_A	4.10	0.83	0.21	0.08	0.13	0.23	0.25	0.38	0.40	1.87
75_A	6.64	0.83	0.22	0.15	0.17	0.25	0.28	0.38	0.41	2.30
Ave_A	4.89	0.82	0.19	0.10	0.13	0.22	0.25	0.36	0.41	1.99
25_B	7.30	0.73	0.10	0.03	0.06	0.15	0.17	0.32	0.36	2.34
50_B	9.30	0.79	0.13	0.05	0.08	0.18	0.21	0.36	0.39	3.05
75_B	14.85	0.80	0.15	0.06	0.08	0.21	0.25	0.38	0.40	3.72
Ave_B	11.73	0.77	0.12	0.04	0.07	0.19	0.21	0.34	0.38	8.06

RNS										
Percentile	<i>FC</i>	<i>e</i> ₀	<i>D</i> _{eff}	<i>d</i> ₅	<i>d</i> ₁₀	<i>d</i> ₅₀	<i>d</i> ₆₀	<i>d</i> ₉₀	<i>d</i> ₉₅	<i>U</i> _c
25_A	4.38	0.76	0.10	0.02	0.04	0.19	0.21	0.36	0.39	2.50
50_A	7.96	0.79	0.15	0.05	0.09	0.21	0.25	0.38	0.40	2.78
75_A	15.53	0.79	0.17	0.08	0.09	0.21	0.25	0.38	0.40	6.34
Ave_A	10.23	0.78	0.138	0.047	0.073	0.21	0.23	0.36	0.59	5.75
25_B	9.00	0.62	0.04	0.01	0.03	0.12	0.14	0.25	0.30	2.46
50_B	14.30	0.87	0.09	0.02	0.06	0.14	0.16	0.29	0.35	3.00
75_B	25.12	0.92	0.15	0.05	0.09	0.17	0.20	0.36	0.39	6.67
Ave_B	16.40	0.80	0.107	0.029	0.059	0.16	0.19	0.44	1.90	6.79

FC – Contenuto in fine (particelle con diametro ≤ 0.075 mm)

*e*₀ – Indice dei vuoti

*d*₅ / *d*₁₀ / *d*₅₀ / *d*₆₀ / *d*₉₀ / *d*₉₅ – Dimensione delle particelle per la quale x% di materiale è più fine

*U*_c – Coefficiente di uniformità

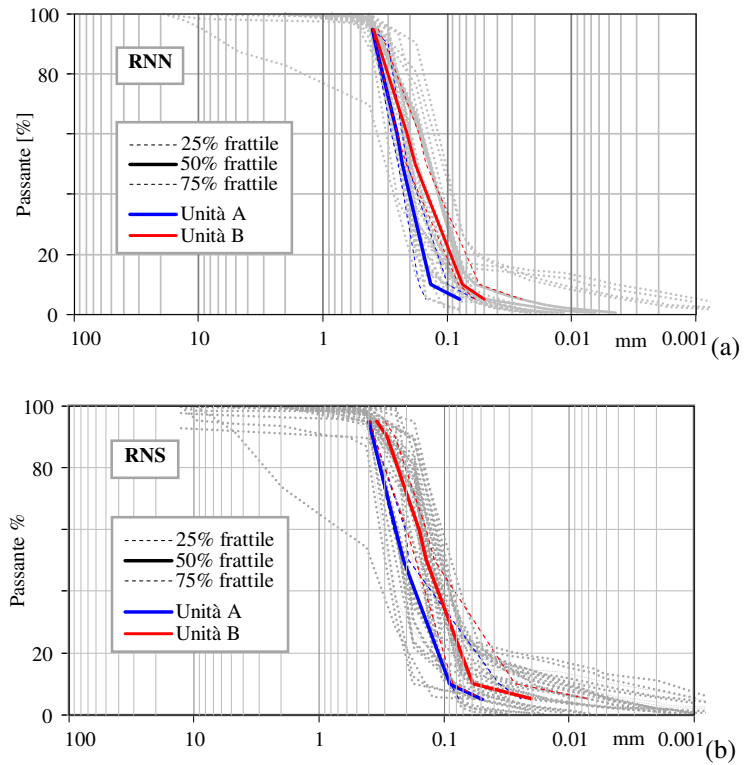


Figura 3-8. Profili caratteristici per la distribuzione granulometrica delle Unità A e B di *RNN* (a) e *RNS* (b).

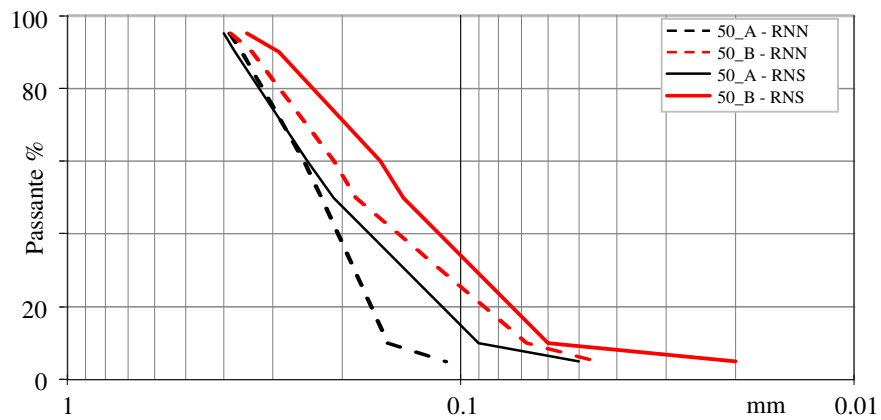


Figura 3-9. Comparazione dei valori medi (50° percentile) delle distribuzioni granulometriche rilevate presso *RNN* e *RNS*.

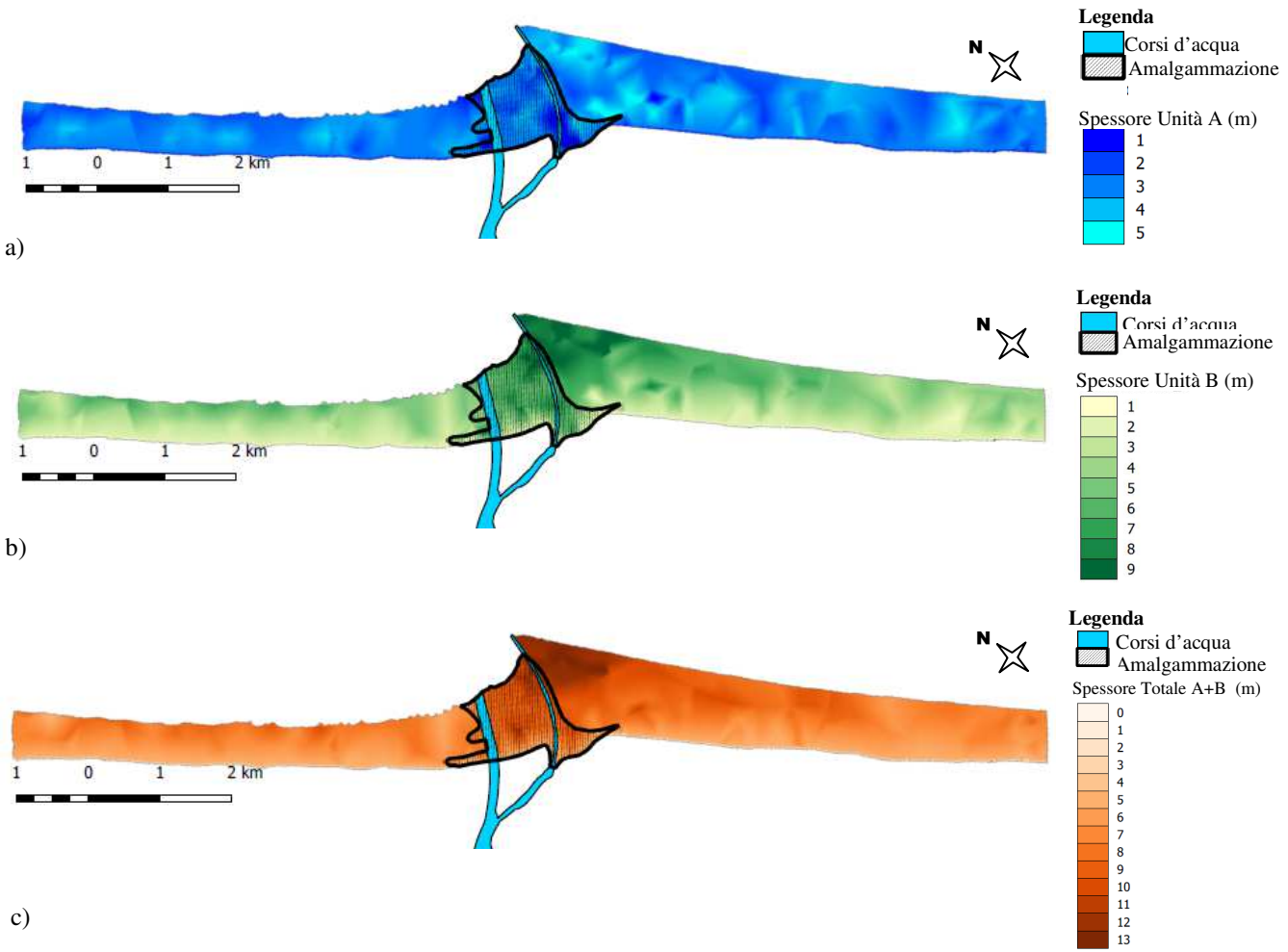
Pertanto, complessivamente, l'Unità A risulta costituita da sabbie ben cernite con uno spessore abbastanza costante, fatta eccezione per circoscritti ambiti in cui si è esplicito un rimaneggiamento dei depositi ad opera di corsi d'acqua locali o interventi antropici in zone urbanizzate. In ogni caso presso RNS l'Unità A tipicamente esibisce un *FC* mediamente superiore rispetto ad RNN (10.2% contro il 4.9%). Inoltre, sempre presso RNS, sebbene le sabbie dell'Unità B abbiano generalmente un maggior *FC* (16.4 % contro 11.7% in RNN), esse presentano maggiori spessori, resistenza alla punta e, di conseguenza, addensamento; ciò probabilmente potrebbe essere imputabile a processi sedimentari leggermente differenti, ad un maggior carico litostatico (addebitabile allo spessore complessivo attuale) e/o grado di sovraconsolidazione. Un aspetto caratteristico per il riconoscimento delle Unità A e B nell'interpretazione delle prove CPT è fornito, oltre che dai trend di resistenza alla punta, dall'andamento della resistenza laterale la quale, nell'Unità A, risulta essere generalmente più alta (minor rapporto di frizione), regolare e costante (vedi Figura 3-3).

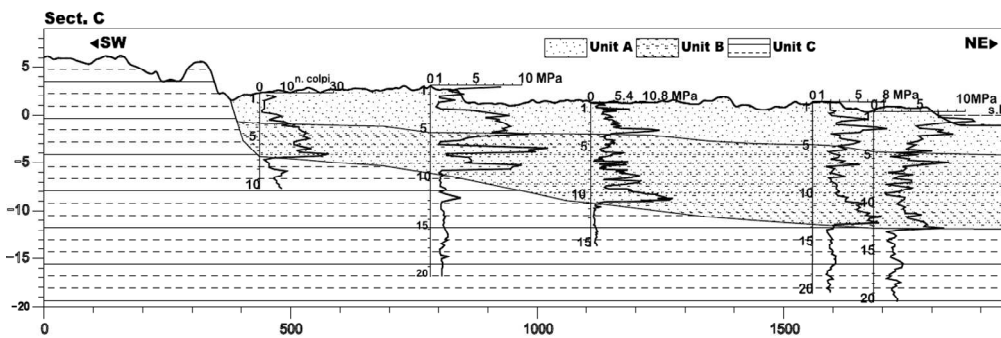
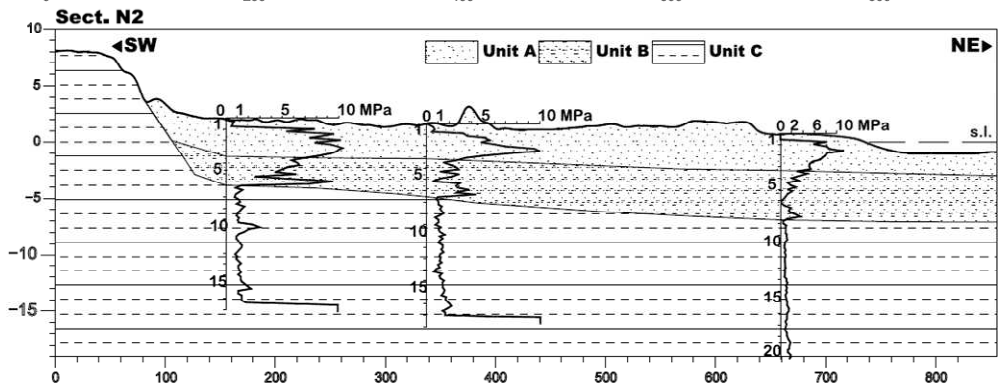
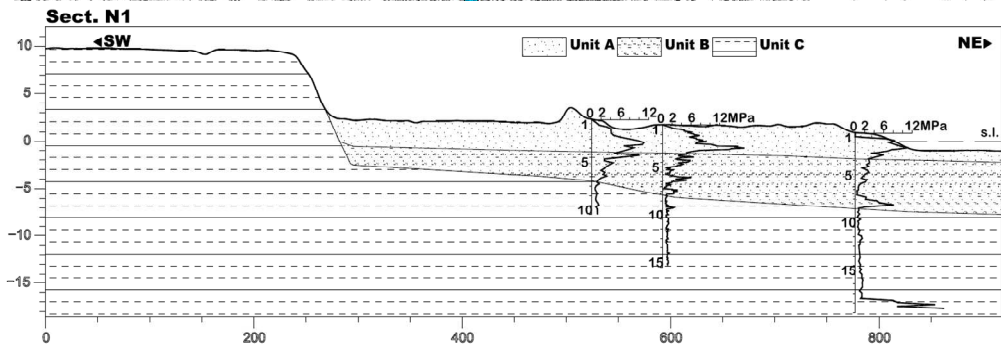
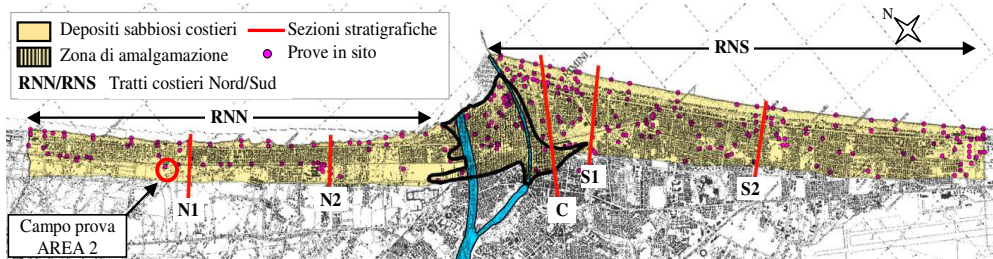
Lo spessore complessivo del cuneo sabbioso marino risulta generalmente maggiore in prossimità della linea di costa, andando leggermente assottigliandosi verso l'entroterra sino alla chiusura, ad alto angolo, conto la scarpata della paleofalesia costituita da depositi alluvionali limo-argillosi. Dove la scarpata non è più chiaramente visibile (ad es. nelle aree urbanizzate o nel centro storico di Rimini) il limite della massima ingressione marina (con depositi sabbiosi litorali recenti) è stato definito in base alla presenza di un dolce gradino morfologico, generalmente sempre individuabile a quote comprese tra 2.6-3.0 m s.l.m. (su base cartografica C.T.R. Regione Emilia Romagna), nonché in base alla maglia di sondaggi di archivio circostanti, facendo riferimento anche ad ulteriori elementi conoscitivi quali:

- dati e ricostruzioni storiche reperiti presso il Museo di Rimini;
- pubblicazioni storico-archeologiche (Dall'Aglio et al., 2017);
- informazioni personali di storici ed archeologi riminesi;
- utilizzo di informazioni cartografiche storiche desunte dal Catasto Calindri (realizzato negli anni 1774-1835 d.c.).

Inoltre il maggior spessore del prisma sabbioso (cumulativo delle Unità A e B) viene raggiunto in corrispondenza della zona compresa circa tra il Portocanale e la foce del Torrente Ausa, ove risulta complessivamente pari a 11-13 m, mentre allontanandosi lungo la costa tali spessori vanno riducendosi sino a 7-9 m (vedi Figure 3-10 e 3-11). Quindi, tramite elaborazione GIS con software Qgis 5.18, si sono ricostruite le superfici di contatto stratigrafico principale tra le Unità A, B e C mettendole in relazione con il modello digitale del terreno; i risultati dell'elaborazione vengono illustrati in Figura 3-10, ove viene ricostruita la distribuzione planimetrica degli spessori del prisma sabbioso marino. La Figura 3-11 illustra invece una serie di sezioni geotecniche caratteristiche sviluppate lungo costa, trasversalmente alla linea di riva, da cui è possibile evincere i trend distintivi per l'andamento degli spessori delle unità stratigrafiche in direzione terra - mare.

Figure 3-10: Andamento planimetrico degli spessori dell'Unità A (a), Unità B (b) e del prisma sabbioso marino complessivo (c).





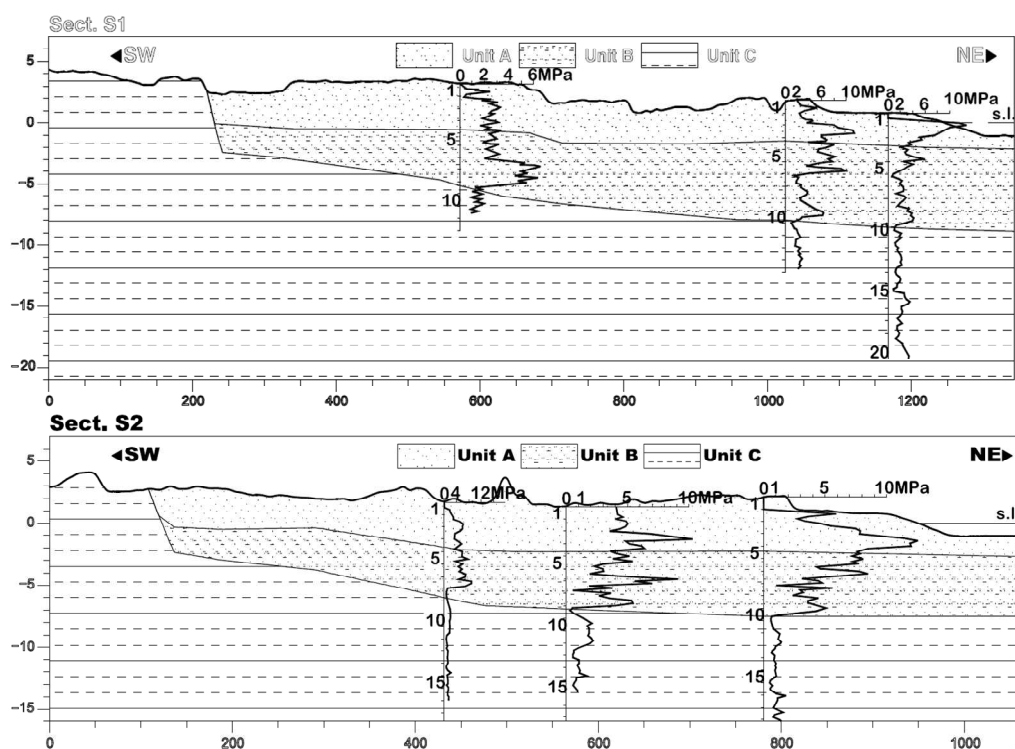


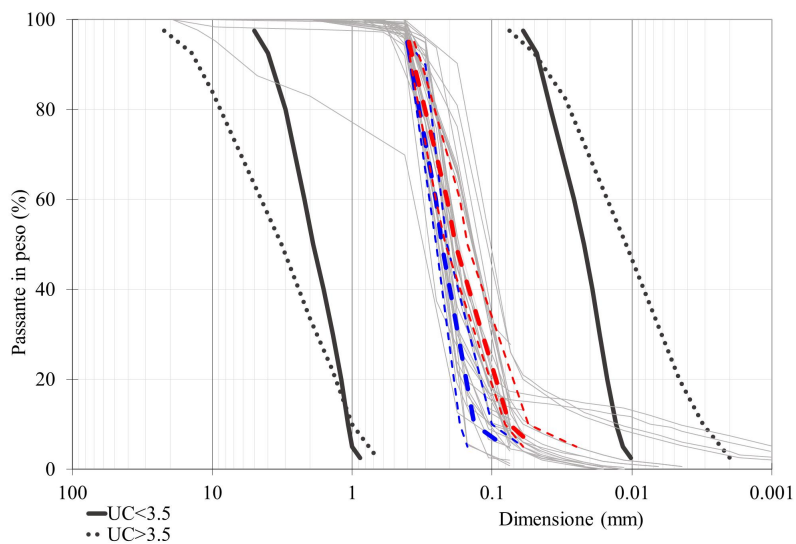
Figura 3-11. Sezioni caratteristiche del prisma sabbioso marino lungo la costa.

In merito alla stima qualitativa di suscettibilità a liquefazione su base granulometrica, in figura n. 3-12a e 3-12b con i colore blu e rosso vengono rappresentate le distribuzioni granulometriche di entrambe le Unità A e B, evidenziando con il tratteggio il 25°-75° percentile e con il tratto continuo il 50° percentile; al proposito si rileva come esse ricadano quasi sempre interamente all'interno dei fusi granulometrici di suscettibilità proposti da Tsuchida (1970), sia per $U_c < 3.5$ che per $U_c > 3.5$, recepiti sia nella normativa regionale per la microzonazione sismica che in quella tecnica nazionale per le costruzioni (NTC 2018).

Ad ulteriore riprova, in via preliminare, è altresì opportuno riportare ulteriori valutazioni basate sul criterio geologico di Youd e Perkins 1978, tramite il quale è possibile valutare la propensione a liquefare in funzione della natura ed età del deposito. L'autore evidenzia come i terreni incoerenti geologicamente *recenti* (alcune migliaia di anni), anche a parità di caratteristiche granulometriche, siano sensibilmente più suscettibili di quelli più antichi in quanto questi ultimi possono contare sul positivo contributo di fenomeni stabilizzanti di invecchiamento e pseudo-cementazione (vedi Figura 3-13).

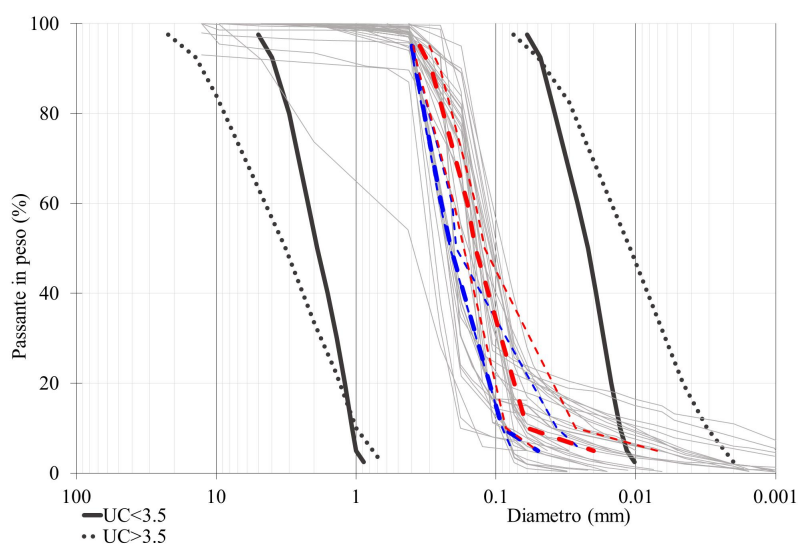
L'età geologica, congiuntamente all'uniformità e continuità stratigrafica dell'intero ambito costiero, fa sì che la problematica debba essere necessariamente approfondita in sede di progettazione delle opere anche sotto il profilo di comportamento dinamico e ciclico, sia con metodi semplificati che, all'occorrenza, tramite metodi dinamici avanzati in tensioni efficaci che possano tenere in debito conto il comportamento non lineare e l'insorgenza delle sovrappressioni interstiziali ciclicamente indotte.

**FUSI GRANULOMETRICI DI SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE
- TRATTO RNN -**



a)

**FUSI GRANULOMETRICI DI SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE
- TRATTO RNS -**



b)

Figura 3-12. Fusi granulometrici di suscettibilità alla liquefazione (Tsuchida, 1970 – NTC 2018) per le zone RNN (a) e RNS (b).

Tipo di deposito	Probabilità di liquefazione di depositi sedimentari durante terremoti Strong Motion			
	< 500 anni	Olocene	Pleistocene	Pre-Pleistocene
a) Depositi continentali				
Canale fluviale	Molto alta	Alta	Bassa	Molto bassa
Pianura di esondazione	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Pianura e conoidi alluvionali	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Spianate e terrazzi marini		Bassa	Bassa	Molto bassa
Deltaici	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Lacustri	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Dune	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Loess	Alta	Alta	Alta	Sconosciuta
Terreni residuali	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
b) Zone costiere				
Deltaici	Molto alta	Alta	Bassa	Molto bassa
Di estuario	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Di spiaggia	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Lagunari	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
c) Riempimenti artificiali				
Non compattati	Molto alta			
Compattati	Bassa			

Figura 3-13. Criterio geologico di verifica della suscettibilità alla liquefazione secondo Youd e Perkins (1978).

3.6. Discussione sui risultati

Sulla scorta delle informazioni storico-bibliografiche e del database di prove in sito e di laboratorio utilizzato per la ricostruzione del modello litostratigrafico costiero è possibile evidenziare quanto segue:

- i depositi marini costieri presentano una considerevole omogeneità e continuità laterale lungo tutto il tratto studiato, risultando parzialmente rielaborati ed intercalati a facies alluvionali prettamente in corrispondenza della zona centrale a cavallo dell'areale compreso tra la foce del Deviatore Marecchia ed il Portocanale di Rimini (per questo qui identificata come *zona di amalgamazione*);
- i massimi spessori, profondità ed estensione dei depositi sabbiosi marini si rilevano nell'intorno dell'area tra il Portocanale ed il Torrente Ausa;
- il prisma costiero, a meno di circoscritte anomalie locali determinate dall'azione di rimaneggiamento da parte di corsi d'acqua locali o per attività antropiche, risulta suddividibile in due unità geotecniche principali e rappresentative, denominate A e B poggianti su depositi alluvionali prevalentemente limo-argillosi.
- L'unità A, superficiale, appartenente al Subsintema AES8a, è costituita da sabbie medio-fini generalmente ben cernite con medio-elevato addensamento, mentre la sottostante Unità B è costituita da alternanze di sabbie più cernite e sabbie limose con occasionali livelletti limo argillosi e/o conchigliari
- i depositi costieri che si estendono a nord e a sud della zona di amalgamazione (rispettivamente denominati *RNN* e *RNS*) risultano sostanzialmente simili eccetto che per lievi differenze negli spessori, parametri dimensionali di distribuzione granulometrica e di resistenza alla penetrazione;
- in base alle caratteristiche tessiturali le lievi differenze tra *RNN* e *RNS* (più spiccate nell'ambito dell'Unità B) sono tali per cui presso *RNS* i diametri granulometrici caratteristici risultano lievemente inferiori, mentre coefficiente di uniformità, spessori, resistenza alla punta ed *FC* appaiono moderatamente superiori;
- in relazione alle caratteristiche granulometriche, età e genesi sedimentaria, le sabbie costiere di entrambe le Unità A e B risultano suscettibili a liquefazione in condizioni sismiche

Quindi nel merito specifico delle problematiche collegate alla liquefazione delle sabbie in condizioni sismiche l'età geologica dei depositi marini costieri, congiuntamente alle caratteristiche costitutive, all'uniformità e continuità stratigrafica dell'intero ambito litorale, fanno sì che in sede di progettazione di opere il comportamento dinamico e ciclico di tali terreni debba essere adeguatamente approfondito; ciò potrà essere conseguito sia con metodi semplificati che, all'occorrenza, tramite metodi dinamici avanzati in tensioni efficaci, in grado di cogliere più accuratamente il comportamento deformativo in campo non lineare e l'insorgenza delle sovrappressioni interstiziali ciclicamente indotte.

Capitolo 4.

Caratteristiche di conducibilità idraulica dei depositi sabbiosi marini recenti

4.1. Generalità

In analogia alla parte di analisi territoriale condotta al capitolo precedente, tramite una serie di metodi speditivi basati su prove *CPT* e su parametri di distribuzione granulometrica (di seguito denominati *PSD*), a scala territoriale è possibile stimare anche le caratteristiche di permeabilità delle Unità litostratigrafiche A e B lungo i tratti settentrionale e meridionale della costa di Rimini (*RNN* e *RNS*).

Tali valori sono altresì stati verificati puntualmente eseguendo specifici approfondimenti di indagine in campo prova, appositamente individuato e denominato *AREA 2*, ritenuto particolarmente rappresentativo per tutto il contesto di *RNN*.

4.2. Metodi diretti e indiretti per la stima delle caratteristiche di conducibilità idraulica dei depositi sabbiosi marini recenti

Diversi sono i metodi consolidati per determinare sia in modo generico la conducibilità idraulica di terreni saturi (k_{sat} oppure k_s) quanto, in caso di terreni eterogenei e stratificati, la conducibilità idraulica nelle sue componenti orizzontale k_h e verticale k_v ; va considerato che k_h è tipicamente maggiore di k_v di almeno un ordine di grandezza per via dell'orientazione dei grani e mutuo incastro (Custodio E. & Llamas M.R., 1996) ed è tale per cui, anche in terreni a basso grado di anisotropia, facilmente $k_h \geq 2 \div 20 k_v$. Tuttavia, data la grande varietà di situazioni, terreni e fluidi interstiziali, non esiste una metodologia standard o univoca di riferimento per determinare tali valori in modo assoluto, risultando necessario adottare metodi idonei in funzione delle problematiche di filtrazione da studiare.

METODI *CPT*

La conducibilità idraulica generica per terreni saturi k_s può essere stimata in via preliminare tramite una serie correlazioni empiriche tra cui quelle basate su parametri derivabili da prove *CPT* quali ad esempio la resistenza alla punta q_c , il rapporto di frizione R_f , l'indice di comportamento I_c riferito ai grafici di classificazione *SBT* (Soil Behavior Type) di Robertson et al. (1986) e quello normalizzato *SBT_n* di Lunne et al. (1997). Robertson (2010) propone una relazione tra permeabilità generica k e classificazione *SBT_n* - I_c , utilizzando valori derivati da *CPT* (Robertson, 2009) secondo la relazione:

$$I_c = [(3.47 - \log Qtn)^2 + (\log Fr + 1.22)^2]^{0.5} \quad (4-1)$$

ove:

$$Qtn = [(qt - \sigma v)/pa] (pa/\sigma'vo)^n$$

$$Fr = [(fs/(qt - \sigma vo)] 100\%$$

qt = resistenza totale alla punta corretta

fs = resistenza di frizione laterale

σvo = tensione totale in sito

$\sigma'vo$ = tensione effettiva in sito

$(qt - \sigma v)/pa$ = resistenza alla punta adimensionalizzata

$(pa/\sigma'vo)^n$ = fattore di normalizzazione delle tensioni

n = esponente di tensione che varia con SBT

pa = pressione atmosferiche nelle stesse unità di qt , σv and $\sigma'vo$

Zhang (2002) e Roberston (2009), in funzione delle variazioni litologiche e, quindi, di comportamento $SBTn-Ic$, suggeriscono di calcolare in modo iterativo l'esponente n secondo la seguente formulazione:

$$n = 0.381 (I_c) + 0.05 (\sigma'vo/pa) - 0.15 \quad \text{con } n \leq 1.0 \quad (4-2)$$

l'esponente n indica la dipendenza della resistenza misurata dallo stato tensionale (profondità) e varia tra 0.5 e 1. Nelle argille $n=1$ perché qt cresce circa linearmente con lo stato tensionale, mentre nelle sabbie generalmente $n=0.5$ perché qt cresce con la radice dello stato tensionale (funzione non lineare).

Gli ambiti di I_c per ogni zona $SBTn$ sono rappresentati in Tabella 4-1. Invece la figura n. 4-1 sottostante, mostra il diagramma $SBTn$ aggiornato di Robertson (1990) in termini di $Qtn-Fr$ con la rappresentazione dei nuovi limiti di I_c . Nella pratica l'indice I_c risulta applicabile in modo affidabile solo per i terreni ricadenti negli ambiti delle regioni $SBTn$ da 2 a 7.

Indice di comportamento I_c

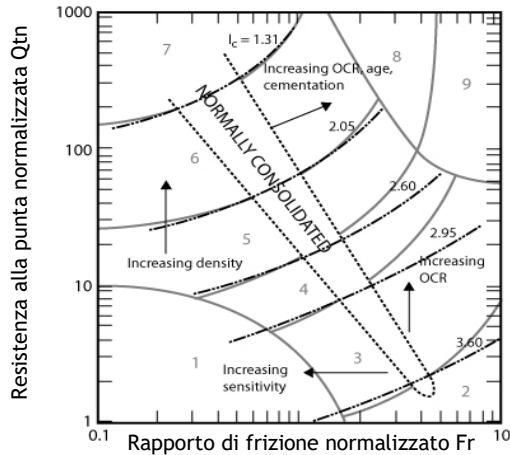


Figura 4-1. Diagramma aggiornato di SBT normalizzato (SBTn) con rappresentazione dei campi relativi all'indice di comportamento del terreno I_c (Robertson, 1990).

Inoltre avvalendosi del parametro I_c è possibile, altresì, ottenere una stima approssimativa e preliminare del contenuto in fine FC del terreno attraverso la relazione di Robertson e Fear (1995), come diagrammata in figura 4-2:

$$FC\% = 1.75I_c^{3.25} - 3.7 \quad (4-3)$$

con

$FC\%=0$ per $I_c < 1.26$

$FC\%=100$ per $I_c > 3.5$

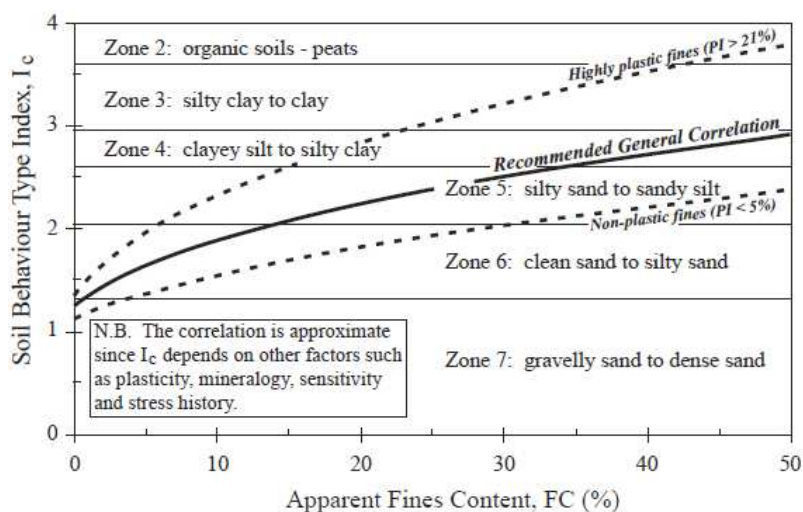


Figura 4-2. Diagramma di correlazione per la stima approssimativa di FC in funzione di I_c per suoli normal consolidati (Robertson & Fear, 1995).

TABELLA 4-1 Stime di permeabilità generica k (m/s) basate sul valore dell'indice di comportamento I_c - $SBTn$.

SBTn Zone	SBTn	Range of k (m/s)	SBTn I_c
1	Sensitive fine-grained	3×10^{-10} to 3×10^{-8}	NA
2	Organic soils - clay	1×10^{-10} to 1×10^{-8}	$I_c > 3.60$
3	Clay	1×10^{-10} to 1×10^{-9}	$2.95 < I_c < 3.60$
4	Silt mixture	3×10^{-9} to 1×10^{-7}	$2.60 < I_c < 2.95$
5	Sand mixture	1×10^{-7} to 1×10^{-5}	$2.05 < I_c < 2.60$
6	Sand	1×10^{-5} to 1×10^{-3}	$1.31 < I_c < 2.05$
7	Dense sand to gravelly sand	1×10^{-3} to 1	$I_c < 1.31$
8	*Very dense/ stiff soil	1×10^{-8} to 1×10^{-3}	NA
9	*Very stiff fine-grained soil	1×10^{-9} to 1×10^{-7}	NA

*Overconsolidated and/or cemented

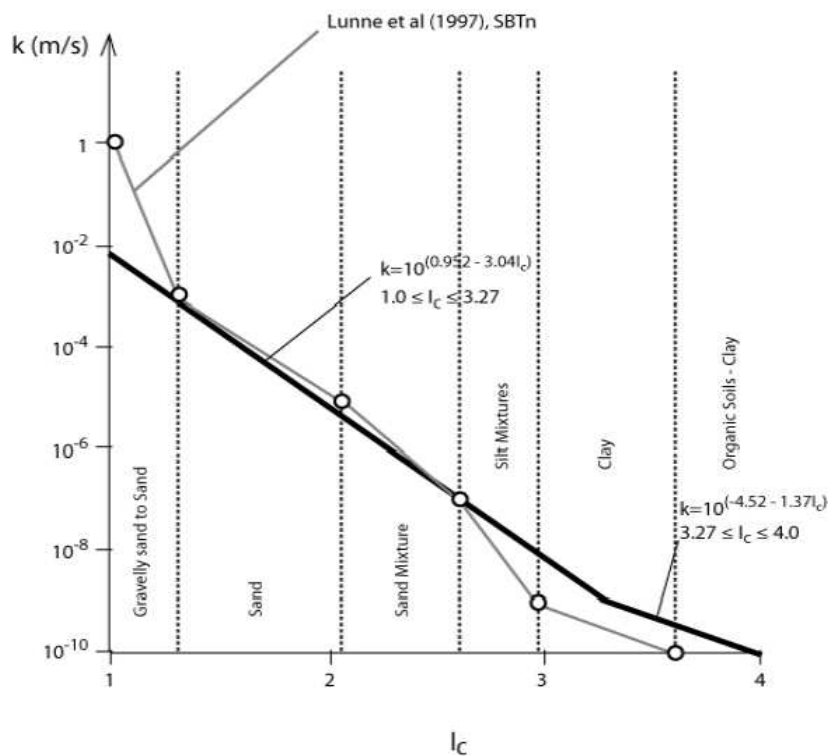


Figura 4-3. Variazione dei valori di permeabilità in funzione della litologia e del relativo indice di comportamento I_c - $SBTn$ (Robertson, 2010).

Pertanto la formulazione proposta da Robertson (2010) risulta:

$$k_s = 10^{(0.952 - 3.04I_c)} \text{ (m/s) per } 1.0 < I_c < 3.27 \quad (4-4)$$

$$k_s = 10^{(-4.52 - 1.37I_c)} \text{ (m/s) per } 3.27 < I_c < 4.0 \quad (4-5)$$

Queste correlazioni, di seguito denominate metodi *CPT*, sono calibrate prevalentemente su prove di laboratorio con campioni ricostituiti, verosimilmente caratterizzati da un'orientazione dei grani casuale o, comunque, poco accentratata e certamente differente da quella riscontrabile nei terreni naturali in posto; pertanto, in assenza di specifiche verifiche e approfondimenti con altri metodi di indagine diretta, i valori di permeabilità ottenibili non possono essere direttamente associati a determinate componenti, rappresentando quindi la stima approssimata di una generica conducibilità idraulica satura k_s utile, tuttavia, per valutazioni preliminari e per la definizione degli andamenti e variabilità con la profondità. Alternativamente, come descritto in Robertson (2010), la stima da *CPT* può essere raffinata conducendo, ove possibile, prove di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte nel terreno saturo durante l'esecuzione di prove *CPTu* (con piezocono).

TABELLA 4-2 – Correlazioni utilizzate per la stima di k_s da caratteristiche granulometriche (*PSD*).

N.	Metodo	Formulazione
1	Hazen	$K = C_H d_{10}^2$
2	KC Carrier	$K = 1.99 \times 10^6 \times (1/S_0^2) \times [e^3 / (1+e)]$
3	Schlichter	$K = 0.0771 \times d_{10}^2 / F$
4	Kruger	$K = 240 \times [n / (1-n)^2] \times d_{eff}^2$
5	Chapuis	$K = 2.4622 \times [e^3 / (1+e) \times d_{10}^2]^{0.7825}$
6	Kenney	$K = (C) d_5^2$
7	Beyer	$K = 6 \times 10^{-4} \times g / \nu \times \log(500/U_c) d_{10}^2$

C_H – Coefficiente empirico di Hazen (1892, 1911)

C – Coefficiente empirico di Kenney (1984) variabile fra 0.05 e 1

F – Coefficiente empirico di Schlichter (1899) dipendente dalla porosità

S_0 – Superficie specifica delle particelle

ν – Viscosità del fluido permeante

g – accelerazione di gravità

e_0 – Indice dei vuoti

n – Porosità, quando non misurata direttamente stimabile tramite la formulazione di Istomina (1957)

d_5 ; d_{10} – Dimensione delle particelle per la quale $x\%$ di materiale è più fine

d_{eff} – Diametro efficace delle particelle calcolato con formulazione di Kruger (D.M. Detmer, 1995)

U_c – Coefficiente di uniformità = d_{60} / d_{10}

METODI *PSD*

Alternativamente esistono una serie di formulazioni indirette per la valutazione di k_s a partire da parametri della distribuzione granulometrica, di seguito denominati metodi *PSD* (Vedi TABELLA 4-2).

Alcune relazioni sono correlate a specifici valori dimensionali dei grani (Hazen, 1892; Andersson et al., 1984; Kenney et al., 1984; Beyer, 1964), mentre altre fanno riferimento all'indice dei vuoti e o alla porosità n (Schlichter, 1899; Kruger, 1919; Chapuis, 2004); altre infine richiedono informazioni sulla viscosità dinamica del fluido, il diametro effettivo d_{eff} e fattori di forma atti a stimare la superficie specifica S_0 dei grani come ad es. il metodo proposto da Kozeny-Carman (Kozeny, 1927; Carman, 1938-1956), successivamente rivisitato da Carrier (2003) e qui denominato *KC Carrier* (vedi Tabella 4-2). Queste relazioni risultano particolarmente appropriate per terreni incoerenti, specialmente per sabbie medio-fini ben cernite ($U_c < 12 \div 20$), mentre hanno una scarsa applicabilità per terreni argillosi, con elevato contenuto in fine o terreni grossolani (con $d > 3$ mm).

Le misure di laboratorio svolte per la validazione di queste correlazioni indirette forniscono propriamente un valore di conducibilità idraulica verticale, soprattutto se il campione è indisturbato; tuttavia poiché gran parte dei test di calibrazione vengono generalmente eseguiti su campioni ricostituiti, perdendo la struttura originaria del terreno naturale, i valori di conducibilità idraulica ottenuti possono essere considerati valori generici k_s , senza

tener conto dell'anisotropia di comportamento del terreno e dei reali percorsi naturali di filtrazione.

Una stima più puntuale e sito specifica della conducibilità idraulica può essere ottenuta tramite misure dirette su piccoli volumi di terreno, sia in laboratorio (su campioni indisturbati) che in sito (prove in pozzetto superficiale o infiltrometro), o su medi-grandi volumi con test in sito entro fori di sondaggio, piezometri o prove di pompaggio.

In ogni caso va posta molta attenzione alle condizioni di esecuzione dei test poiché possono influenzare sensibilmente i risultati; va tenuto inoltre in debito conto quale componente di permeabilità sia possibile ottenere in funzione del metodo adottato, delle condizioni di filtrazione e delle condizioni di prova (es. i fattori di forma della tasca di filtrazione nelle prove in foro tipo Lefranc o i valori di portata nelle prove di pompaggio).

TEST DI PERMEABILITA' IN LABORATORIO – METODO TRX

In laboratorio geotecnico ordinario può essere ottenuta una misura di k_v tramite l'esecuzione di un congruo numero di prove di permeabilità in cella triassiale TRX sia a carico costante che variabile su provini preferibilmente indisturbati (vedi Figura n. 4-4).

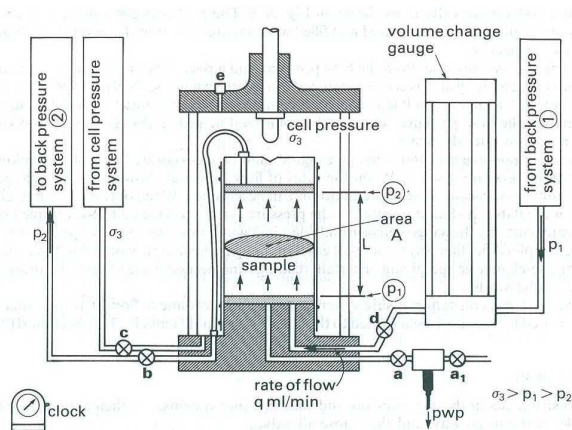
Tale prova è stata eseguita a carico controllato ad una pressione di confinamento confrontabile a quella della profondità di prelievo, in conformità alle indicazioni della normativa ASTM D 2435 e D5084/97.

Il metodo più largamente adottato consiste nell'utilizzare due linee di back-pressure per creare un gradiente idraulico ascendente o discendente a carico costante. La misura del flusso idraulico può essere realizzata con una o due burette di variazione di volume. La preparazione del provino viene effettuata allo stesso modo descritto dalla prova triassiale, con la mancanza delle strisce laterali che comporterebbero una errata valutazione della permeabilità. Si utilizzano entrambe le linee di drenaggio (superiore e inferiore), applicando contemporanei gradini di back-pressure. Per evitare l'insorgere di gradienti idraulici non controllati all'interno del provino, le fasi di saturazione e di consolidazione dovrebbero essere realizzate con una sola fonte di back-pressure fatta pervenire ad entrambe le linee di drenaggio attraverso un raccordo a T.

Terminata le fasi di saturazione e consolidazione si regolano i valori di back-pressure, in modo da impostare il gradiente idraulico desiderato (la back-pressure più bassa dovrà essere pari al valore adottato in fase di consolidazione) e si esclude la valvola dal raccordo a T, in modo da creare il flusso (ascendente o discendente) all'interno del provino.

Ad istanti prefissati si prende nota delle variazioni di volume all'ingresso e all'uscita del provino. Quando il flusso risulta costante, si fa partire il contasecondi e ad intervalli regolari si prende nota delle variazioni di volume in entrata ed in uscita procedendo, quindi, alla costruzione del diagramma della velocità di flusso ed al calcolo del coefficiente di permeabilità k_v , espresso in cm/sec o m/s.

Bassi valori di coefficiente di permeabilità indicherebbero una generale impermeabilità del terreno almeno sul breve termine. Tuttavia, per le modalità esecutive, la misura della permeabilità è esclusivamente verticale e, a differenza di quelle in sito (in foro di sondaggio/pozzo), tali prove tendono a fornire valori spesso inferiori anche di più di un ordine di grandezza.



Sezione provino (A) (cm ²)	11,341	
Altezza provino (cm)	7,6	
Gradiente idraulico (i)	5,365	
Pressione cella (CP)	20 Kpa	
Back pressure (BP)	4 Kpa	
Velocità di flusso (cm ³ /min)	q	
Volume (cm ³)	Tempo (min)	K = m/sec
25,14	3,3	2,087E-05
18,07	2,67	1,854E-05
19,41	2,55	2,085E-05
18,72	2,8	1,831E-05
23,88	3,18	2,057E-05
17,52	2,58	1,860E-05
17,49	3	1,597E-05

a) Figura 4-4. a) Schema realizzativo della prova TRX; b) fasi operative di preparazione ed elaborazione.

In natura si assiste sempre ad una significativa anisotropia di comportamento, condizionata anche dalla presenza di fessure, percorsi idrici preferenziali, ecc. che normalmente permettono un più rapido passaggio dell'acqua rispetto alle condizioni teoriche ricostruite in laboratorio o rappresentate dal piccolo provino. Il percorso dei filetti idrici in laboratorio viene forzato verticalmente, mentre la migrazione idrica naturale in sito si manifesta prevalentemente secondo una componente orizzontale, sfrutta l'orientamento preferenziale che i granuli del terreno ereditano dal processo di sedimentazione.

Nel nostro caso, infatti, i valori ottenuti dalla prova in cella triassiale su campioni indisturbati (fustellati direttamente in trincea) appartenenti alla sola Unità A, evidenziano comunque una apprezzabile anisotropia tra k_h e k_v , portando a misurare valori di k_v inferiori di circa 1 ordine di grandezza rispetto alla conducibilità idraulica k_h stimata con altri metodi diretti.

Inoltre, attraverso il drenaggio libero dell'acqua gravifica circolante nei provini, è possibile determinare la porosità specifica dei litotipi analizzati, ovvero il volume dei pori interconnessi entro cui può scorrere l'acqua gravifica.

In accordo con la normativa ASTM D2435 e D5084/97, i parametri con i quali è stata condotta la prova sono i seguenti:

- Sezione Provino (A): 11,341 cm²
- Altezza provino (H): 7,6 cm
- Gradiente idraulico (i): 5,365
- Pressione cella (CP): 20 kPa
- Back pressure (BP): 4 kPa

Formula di calcolo:

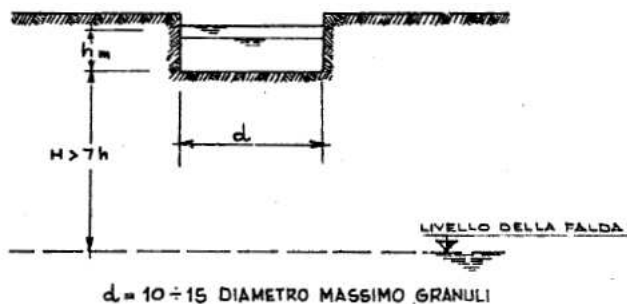
$$k = \frac{q}{6 \cdot 10^3 \cdot A \cdot i} \quad (\text{m/s}) \quad (4-6)$$

Il giudizio finale dovrà quindi tener conto di una serie di potenziali limitazioni: il grado di disturbo del campione, l'impossibilità di simulare l'anisotropia delle condizioni di filtrazione naturale, infine il modesto volume del provino che non può riprodurre la macrostruttura del deposito (es. la presenza di lenti a diversa permeabilità, eventuali inclusioni organiche, fessurazioni e vuoti causati da essiccamento e/o alterazione, ecc.), ovvero la difficoltà di replicare le caratteristiche di filtrazione di suoli interdigitati e/o stratificati. Per tale ragione i test di laboratorio sono stati condotti parallelamente ed in affiancamento ad altre misure dirette in sito.

TEST DI PERMEABILITA' IN SITO SU PICCOLI VOLUMI - METODI *INF* - *LFB*

In sito possono essere condotti agevolmente test di permeabilità, interessanti piccolo/modesti volumi di terreno, tramite prove di filtrazione in pozzetto superficiale (all'occorrenza anche dentro cavi di sbanco o trincee) secondo le indicazioni contenute nelle Linee Guida AGI 1977 o, in modo simile, tramite infiltrometro con anello semplice. Tali metodi, nel seguito denominati *INF*, consentono di valutare il tasso di infiltrazione nel terreno all'interno di uno specifico dispositivo a geometria e volume noti (pozzetto o anello metallico), adottando all'occorrenza portate costanti o variabili (vedi Figura n. 4-5).

Nel caso specifico la prova, assimilabile a quella con infiltrometro ad anello singolo, è consistita nell'infissione nel terreno di un anello a pareti sottili, sia con addizione di acqua sino a mantenere un livello costante all'interno del contenitore che a livello variabile, lasciandolo calare dopo averlo riempito; pertanto, sia la portata necessaria a mantenere il livello che il tempo necessario al suo abbassamento, sono funzione della conducibilità idraulica.



a) b)
Figura 4-5. a) Schema realizzativo della prova *INF* in pozzetto superficiale; b) fase operativa entro apposita trincea in campo prova.

In entrambi i casi, poiché il flusso è confinato lateralmente dalle pareti dell'anello (eccetto che all'estremità inferiore ove il flusso tende ad espandersi lievemente), il test consente di determinare una conducibilità idraulica prevalentemente verticale, con il limite esecutivo per cui tale prova può essere eseguita solo in prossimità della superficie topografica, di un fondo scavo o di trincea.

Le formulazioni all'occorrenza adottabili per le due tipologie di misura sono:

Pozzetto circolare e carico costante:

$$k = \frac{q}{d \cdot h} \cdot \frac{1}{\pi} \quad (4-7)$$

Pozzetto circolare e carico variabile:

$$k = \frac{d}{32} \cdot \frac{h_2 - h_1}{t_2 - t_1} \cdot \frac{1}{\pi} \quad (4-8)$$

ove

q = portata assorbita a livello costante

$$h_m = \text{altezza media dell'acqua nel pozzetto} \Rightarrow h_m > \frac{1}{4}d$$

d = diametro del pozzetto cilindrico

$t_2 - t_1$ = intervallo di tempo

$h_2 - h_1$ = variazione del livello dell'acqua nell'intervallo $t_2 - t_1$

Tali modalità esecutive e di calcolo vengono previste dall'Associazione Geotecnica Italiana (AGI) nell'ambito delle proprie Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (Giugno 1977).

Sempre tra le prove dirette su piccoli volumi di terreno si sono eseguite una serie di prove Lefranc, di seguito denominate *LFB*, anch'esse condotte secondo le Linee Guida AGI 1977; queste ultime venendo condotte in foro di sondaggio, a differenza delle prove *INF*, possono essere eseguite alle profondità desiderate (vedi Figura n. 4-6). Questa procedura consente di stimare la conducibilità idraulica del volume di terreno circostante il tratto terminale del foro di sondaggio realizzando, anche durante varie fasi di avanzamento, un'apposita tasca filtrante, contraddistinta da un determinato fattore di forma, riempita con ghiaietto di apposita granulometria con funzione di filtro e sostegno del foro durante la prova. Anche in questo caso i test possono essere condotti sia a livello costante (con portate in immissione od estrazione) che variabile (in discesa o risalita). Poiché la superficie disperdente della tasca è cilindrica con superficie laterale molto maggiore a quella di base, il flusso risulta prevalentemente radiale consentendo di determinare una conducibilità idraulica sostanzialmente orizzontale e relativa ad un volume di terreno comparabile alle dimensioni della tasca filtrante.

Nel caso specifico i test sono stati realizzati nella tasca di terreno vergine svuotata al di sotto del rivestimento a seguito di ciascuna operazione di campionamento, riempiendo all'occorrenza la tasca con apposito ghiaietto drenante, accoppiando sempre le due modalità

di verifica su ciascun orizzonte di misura, eseguendo i test su più livelli rappresentativi di entrambe le Unità A e B.

Di seguito si riportano le procedure esecutive di prova.

Metodo a carico idraulico variabile

Il metodo a carico idraulico variabile “in abbassamento” viene eseguito mediante:

- riempimento con acqua fino alla estremità del rivestimento;
- misura del livello dell'acqua all'interno del tubo (senza ulteriori immissioni) a distanza di 15", 30", 1', 2', 4', 8', 15', 20', 25', 30', 45', 60' dall'inizio dell'abbassamento, fino all'esaurimento del medesimo o al raggiungimento del livello di falda.

Le prove a carico variabile al di sotto del livello della falda possono essere eseguite abbassando il livello dell'acqua nel foro di un'altezza nota e misurando la velocità di risalita del livello (prove di risalita), oppure riempiendo il foro d'acqua per un'altezza nota e misurando la velocità di abbassamento del livello (prova di abbassamento).

Il coefficiente di permeabilità è calcolabile con la formula in *Studio sulla permeabilità di protezione degli acquiferi* (Acque sotterranee, n. 31, settembre 1991) e secondo le *Linee Guida AGI* (1977):

$$k = \frac{A * \ln\left(\frac{h1}{h2}\right)}{(C * (t2 - t1))} \quad (4-9)$$

con

A = area di base del foro di sondaggio;

C = coefficiente di forma dipendente dall'area del foro di sonda e dalla lunghezza del tratto di foro scoperto per cui se $L \gg D = L$ (generalmente 0.5 m)

$t2 - t1$ = intervallo di tempo di riferimento

$h2 - h1$ = altezza dei livelli dell'acqua nel foro rispetto al livello della falda indisturbata o al fondo del foro stesso agli istanti $t1$ e $t2$

In tal caso il valore della permeabilità è stato ricavato sia effettuando una media di tutti gli intervalli temporali rilevati quanto sugli intervalli di letture tempo $t1-t2$ ritenute maggiormente significative, escludendo all'occorrenza i tratti maggiormente affetti da errore di campionamento e da disturbi locali del terreno dovuti alla perforazione.

Metodo a carico idraulico costante.

Il metodo a carico idraulico costante viene eseguito mediante:

- immissione di acqua pulita nella batteria di rivestimento, fino alla determinazione di un carico idraulico costante, cui corrisponde una portata assorbita dal terreno costante e misurata.
- controllo della portata immessa a regime idraulico costante determinato tramite conta litri di adeguata precisione e sensibilità.

- le condizioni di immissione a regime costante devono essere mantenute, senza variazione alcuna, per almeno 10 - 20min.
- a partire dal momento dell'interruzione della prova, si misureranno anche gli abbassamenti progressivi del livello dell'acqua all'interno del rivestimento a distanza di 15", 30", 1', 2', 4', 8', 15',...ecc., proseguendo fino all'esaurimento dell'abbassamento o al raggiungimento del livello statico di falda.

La prova di abbassamento e la prova a carico costante possono essere eseguite anche nel terreno al di sopra del livello della falda.

In tal caso però il terreno deve essere preventivamente saturato.

Il coefficiente di permeabilità k_h (m/s) viene determinato utilizzando la formula:

$$k_h = Q/F * h \quad (4-10)$$

dove:

Q = portata immessa o emunta (m³/sec);

F = fattore di forma che dipende dalla geometria della prova e della tasca filtrante (m) (nel caso in esame pari a 2.85 come da *Linee guida AGI 1977*);

h = differenza di altezza del livello idrico provocato dall'immissione-emungimento (m).

Data la possibilità di eseguire il test su svariati orizzonti in corso di avanzamento del sondaggio, la prova risulta particolarmente utile per valutare l'andamento della conducibilità idraulica con la profondità e, comunque, di buona affidabilità se eseguita secondo tutte le raccomandazioni operative.

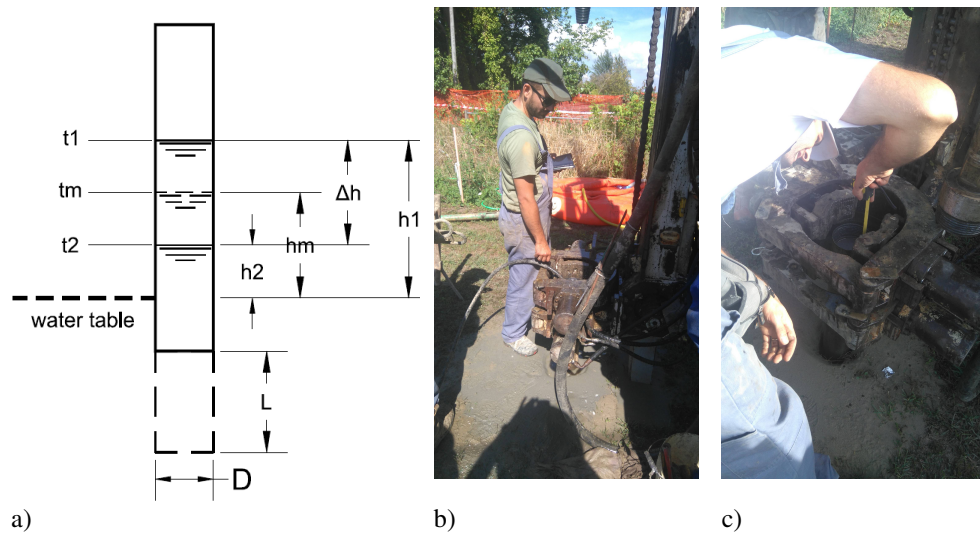
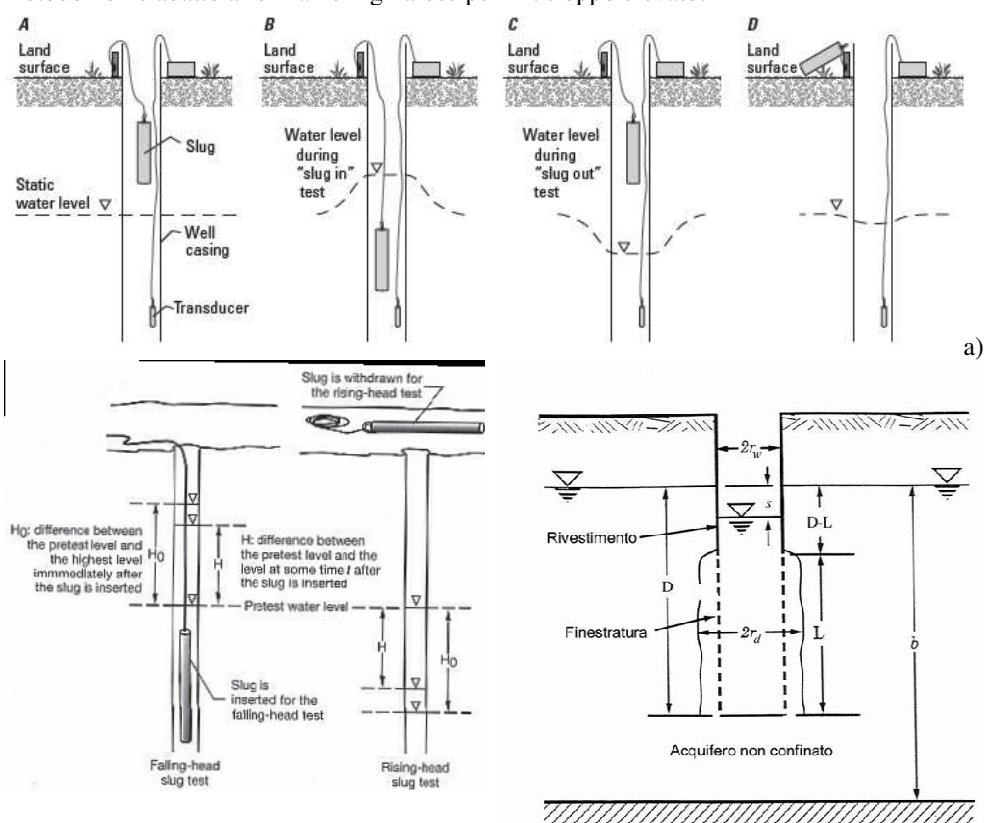


Figura 4-6. (a) Schema realizzativo della prova Lefranc; b)-c) fasi operative in campo prova

TEST DI PERMEABILITA' IN SITO SU SIGNIFICATIVI VOLUMI DI TERRENO - METODI SLG

Lo Slug Test, di seguito denominato *SLG*, è un test sperimentale eseguibile in sito, entro piezometri opportunamente realizzati, sigillati e fenestrati lungo gli orizzonti da indagare, in cui il livello piezometrico viene modificato pressoché istantaneamente e il successivo recupero (in salita o discesa) viene misurato, sino alla sua stabilizzazione, attraverso rapidi step temporali (nel caso specifico ogni secondo).

Si tratta, perciò, di una prova eseguita in regime transitorio, la cui finalità consiste nella determinazione della conducibilità idraulica dell'acquifero nelle immediate vicinanze del pozzo-piezometro attivo. Il metodo trova applicazione ottimale per valori di conducibilità generalmente non inferiori a $1E-5$ m/s. Dalla conoscenza dei dati geometrici del pozzo e dalla costruzione di un grafico $t/\Delta h$, è possibile ottenere il valore T della trasmissività, da cui poi ricavare il valore di conducibilità idraulica prevalentemente orizzontale k_h . Il metodo non è adatto a formazioni ghiaiose per il k troppo elevato.



b) c)
 Figura 4-7. a) Schema realizzativo di Slug Test in discesa e risalita; b)-c) schema geometrico della prova.

La prova può essere eseguita aumentando bruscamente il livello statico misurato nel pozzo attivo tramite aggiunta di un volume d'acqua, detto *slug*, monitorando poi il conseguente declino di livello che si crea per il flusso dal pozzo verso l'acquifero (test in declino o con carico decrescente) o, viceversa, producendo una brusca diminuzione di livello per sottrazione immediata di uno *slug* e monitorando la conseguente risalita che si crea per il flusso dall'acquifero verso il pozzo (test in risalita o con carico crescente, detto anche bail test, vedi Figura 4-7 a, b, c).

In particolare per ciascun piezometro di misura, in funzione del diametro del foro, si sono utilizzati bailers di diverse dimensioni mediando poi i risultati ottenuti (Figura 4-8).

Per l'interpretazione degli slug test in condizioni di acquifero non confinato, ci si è avvalsi del metodo di Bouwer e Rice (1976, 1989), a tutt'oggi ancora il procedimento di interpretazione più utilizzato e ritenuto idoneo per il caso in esame.

La soluzione di Bouwer e Rice indica che la variazione di livello in pozzo, s , varia rispetto al tempo con una legge di tipo semilogaritmico; pertanto, in un caso ideale, i punti nel campo $\ln(s)$ vs *tempo* dovrebbero allinearsi lungo una retta il cui coefficiente angolare m è proporzionale alla conducibilità idraulica della formazione (vedi esempio in Fig. 4-9).

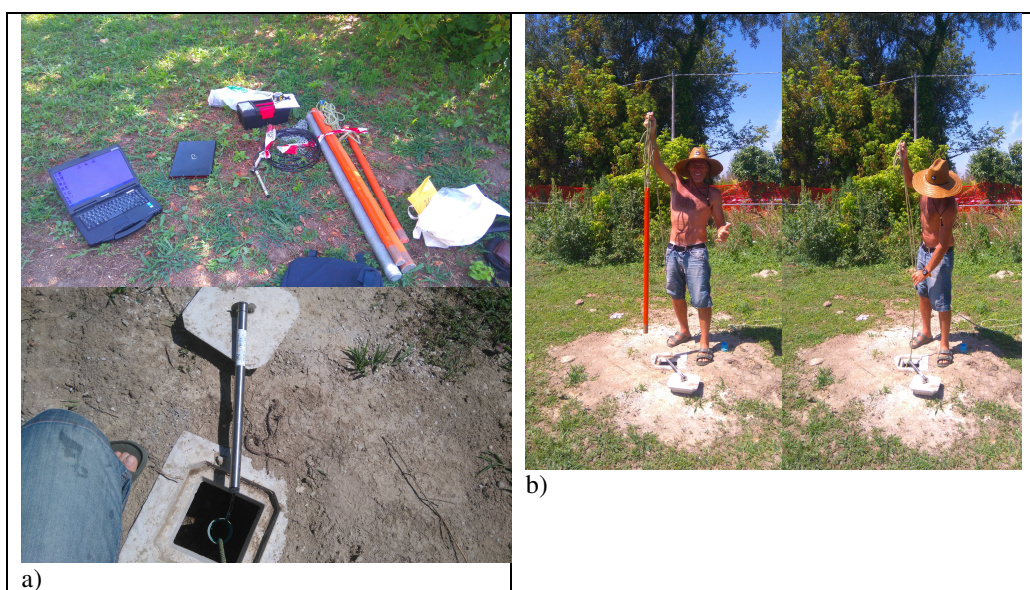


Fig. 4-8. a) Attrezzatura con set di bailers di diverse dimensioni e sensori barometrici; b) fasi operative in campo prova

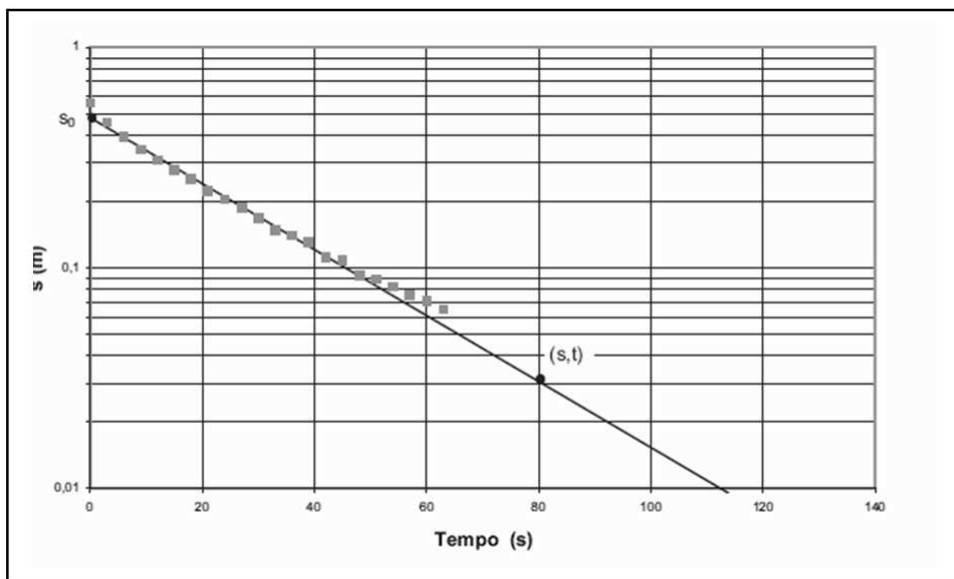


Figura 4-9 – Grafico tipo di ripristino livello-tempo per uno slug-test

Per determinare m è necessario scegliere un punto rappresentativo su tale retta calcolando:

$$m = \frac{\ln\left(\frac{S_0}{S}\right)}{t} \quad (4-11)$$

e quindi:

$$k = m \frac{r_w^2 * \ln\left(\frac{R_e}{r_d}\right)}{2L} \quad (4-12)$$

in cui:

S_0 : innalzamento o abbassamento iniziale;

S : innalzamento o abbassamento al tempo t ;

r_w : raggio del piezometro;

R_e : raggio effettivo, distanza a cui si fa risentire l'effetto entro il mezzo poroso (funzione dei parametri geometrici del foro);

r_d : raggio fino a cui l'acquifero è stato stimolato o spurgato dalla perforazione;

L : lunghezza tratto fenestrato

Nelle formazioni dotate di buona permeabilità, il tempo impiegato dalla risalita o dal declino di livello per ritornare al valore indisturbato, può essere molto breve e tale da richiedere l'impiego di apparecchiature automatiche di misura e registrazione del livello in pozzo. Nel caso in esame è stato utilizzato un sensore di pressione calato in foro (prodotto dalla ditta HOBO, modello Water Level Logger U20), calibrato con un secondo sensore esterno di misura della pressione barometrica di riferimento.

Poiché nella realtà tutti gli acquiferi sono caratterizzati da un certo valore di immagazzinamento (condizione esclusa dalle ipotesi di validità della teoria di Bouwer e Rice, così come da quella di Hvorslev), anche in uno slug test perfettamente eseguito i valori sperimentali nel diagramma $\ln(s)$ vs t non sono perfettamente allineati lungo una retta, ma mostrano una curvatura che denota l'effetto dell'immagazzinamento esercitato dall'acquifero. Nasce pertanto il problema di individuare la retta che meglio approssima il modello teorico semilogaritmico. Butler (1998) raccomanda che il comportamento rettilineo venga individuato, in particolare, nel campo $s/s_0 = 0.15 - 0.25$.

Si ravvisa come spostamenti d'acqua indotti dai bailers che generino dislivelli di entità da 0.5 a 3 piedi, risultino generalmente adatti alla corretta esecuzione del test.

La prova deve continuare fino a che il livello dell'acqua nel pozzo abbia raggiunto almeno l'85% del valore di partenza.

Quindi per una corretta interpretazione dei risultati e una valutazione appropriata della conducibilità idraulica occorre tenere presente i seguenti elementi di giudizio:

- forniscono informazioni limitate unicamente alla porzione adiacente alla parte filtrata del pozzo;
- la lunghezza dei filtri controlla direttamente l'estensione della zona realmente indagata e la conducibilità idraulica delle porzioni superiore ed inferiore alla fenestrata non influiscono sull'esito della prova;
- è necessario verificare che i filtri e il dreno in corrispondenza degli orizzonti esaminati siano stati sviluppati in modo adeguato;
- gli strumenti usati per ricavare i dati devono considerare la natura dell'acquifero in quanto da esso dipende la velocità di variazione dei livelli e l'entità della portata estratta o immessa.

La metodologia è descritta in numerosi manuali e pubblicazioni degli autori di riferimento, ai quali si rimanda per ulteriori approfondimenti, mentre i dati acquisiti per il caso specifico sono stati elaborati tramite foglio di calcolo USGS (US Geological Survey).

TEST DI PERMEABILITA' IN SITO SU SIGNIFICATIVI VOLUMI DI TERRENO - METODI *PPT*

Il comportamento e la conducibilità idraulica di grandi volumi vengono generalmente determinati tramite prove di portata/pompaggio o tramite l'utilizzo di traccianti. Le prove di pompaggio, con e senza piezometri di controllo, nel seguito denominate complessivamente *PPT*, inducono un determinato cono di depressione attorno al pozzo di estrazione. L'ausilio di piezometri di controllo, disposti secondo diverse distanze e geometrie, consente di misurare il livello piezometrico in punti specifici e, quindi, l'andamento di tale cono anche in funzione delle proprietà dell'acquifero. Normalmente la configurazione minima ottimale è costituita da almeno n. 2 piezometri posti a distanza progressiva e tale soluzione, anche se in presenza di terreni anisotropi e stratificati, risulta in grado di interpretare al meglio il comportamento complessivo in relazione alle varie condizioni di prova. I test per la stima della conducibilità idraulica e di altri parametri caratterizzanti l'acquifero (sia freatico che confinato), come la trasmissività T ed il coefficiente di immagazzinamento S , possono essere condotti sia in condizioni transitorie (gradini di portata di breve durata) che di lunga durata (in condizioni di flusso stazionario laminare), secondo varie portate di estrazione e, all'occorrenza, di immissione.

Fondamentalmente tutti i metodi di risoluzione hanno le loro radici nella metodologia di Theis (regime di non equilibrio) che esprime la distribuzione dell'abbassamento, in funzione del tempo e della distanza dal pozzo pilota, in relazione alla trasmissività idraulica ed al coefficiente di immagazzinamento.

Questa tipologia di prova, date le modalità di flusso, consente la definizione di una conducibilità idraulica prettamente orizzontale k_h e, per test eseguiti in pozzo singolo e in condizioni transitorie, l'elaborazione dei dati può essere eseguita mediante il metodo di Cooper e Jacob (1946) nel seguito denominato *CJB*; il metodo dell'approssimazione logaritmica di Cooper-Jacob, se condotto su abbassamenti s in singolo pozzo per cui $s < 0,15H$ (H = spessore saturo dell'acquifero), può essere utilizzato anche per acquiferi liberi qualora siano soddisfatte tutte le ipotesi che sottendono alla teoria del non equilibrio di Theis.

Con tale metodo viene operata, di fatto, una linearizzazione dei dati sperimentali in diagramma semilogaritmico (abbassamento in scala lineare e tempo in scala logaritmica), dato che:

$$s(r,t) = 0.183 \frac{Q}{T} \cdot \text{Log} \frac{(2.25Tt)}{r^2 S} \quad (4-13)$$

in cui s è l'abbassamento misurato in pozzo ad un tempo t .

Da qui è poi possibile risalire a k per acquiferi liberi avvalendosi della relazione $k=T/H$ (con H =spessore acquifero saturo).

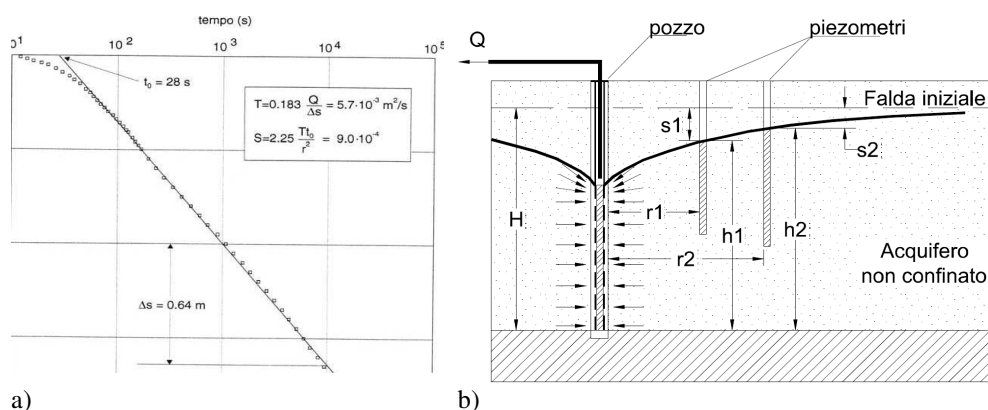
Se la durata della prova è stata sufficientemente lunga da avere un numero di punti adeguato per individuare il tratto linearizzato su scala semi-log della curva di declino, l'interpretazione della prova consente di determinare la trasmissività T attraverso la pendenza del tratto rettilineo ed il coefficiente di immagazzinamento S attraverso la valutazione del tempo t_0 , ottenuto come intercetta del tratto rettilineo sull'asse delle ascisse.

Nella figura 4-10 a) viene riportato un esempio di applicazione del metodo grafico per la determinazione dei parametri caratterizzanti l'acquifero T ed S che soddisfino la relazione e consentano di risalire a k .

Tuttavia, in sede di giudizio finale circa tali prove in condizioni transitorie, si deve considerare come le condizioni teoriche di base possano essere inficiate dalla non completezza del pozzo, da un eventuale effetto di drenaggio ritardato qualora l'acquifero sia libero o dall'effetto capacitivo qualora il pozzo sia di grande diametro, oltre chiaramente alla presenza di perdite di carico quadratiche entro il pozzo in funzione delle portate emunte e delle caratteristiche dei terreni.

Invece, qualora si attuino pompaggi di lunga durata, congiuntamente all'utilizzo di almeno 2 piezometri di controllo, come suggerito dalle linee guida USGS (United States geological Survey), in falde freatiche superficiali ben si adatta il modello di Dupuit-Thiem (Thiem, 1906), qui denominato *DTP*.

Gli schemi di prova (sia per il pozzo singolo che con piezometri di controllo) sono genericamente rappresentati in Figura 4.10 mentre la formulazione all'occorrenza utilizzata è:



a) Esempio tipo con metodo grafico di risoluzione per linearizzazione di Cooper-Jacob; b) schema dispositivi di pompaggio e controllo in campo prova per prove di pompaggio di lunga durata.

$$DTP: k = \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{2.3 \log_{10} \left(\frac{r_2}{r_1} \right)}{h_2^2 - h_1^2} \quad (4-14)$$

dove

k è la conducibilità idraulica (L/T),

H è lo spessore complessivo dell'acquifero non confinato/libero (L)

Q è la portata di pompaggio in estrazione (L³/T),

s_1 e s_2 sono gli abbassamenti piezometrici rilevati al piezometro 1 o 2 (L),

h_1 e h_2 sono gli spessori di acquifero saturo al piezometro 1 or 2 (L),

r_1 ed r_2 sono le distanze radiali dei piezometri 1 e 2 dal pozzo di estrazione (L).

Le prove *CJB* sono state elaborate tramite software USGS (US Geological Survey), mentre le *DTP* tramite foglio di calcolo personale sulla base dei dati sperimentali e formulazioni degli autori.

Considerate le caratteristiche generali, le peculiarità e limitazioni di ciascun metodo, i risultati finali ottenuti su grandi volumi rispettivamente tramite ciascuna metodologia (CJB e DTP) sono stati mediati tra loro quale risultato atteso complessivamente per le prove di pompaggio PPT.

TEST DI PERMEABILITA' IN SITO SU SIGNIFICATIVI VOLUMI DI TERRENO - METODI *PDT*

Infine, sempre per caratterizzare grandi volumi di terreno, è possibile eseguire test di tracciamento con sostanze solubili dissolte in falda. In particolare risulta di ottimale utilizzo il *Point Dilution Test*, nel seguito abbreviato *PDT*, ovvero un test di diluizione puntuale da eseguire in pozzo singolo e per cui è possibile ottenere una stima della velocità del flusso laminare relativa all'area circostante il piezometro/pozzo (Piccinini et al., 2016). Il test viene condotto introducendo una sostanza solubile tracciabile nel piezometro ad una determinata quota, in corrispondenza di una sezione appositamente fenestrata, monitorandone poi l'andamento della concentrazione nel tempo. Anche questa

metodologia, per le modalità di flusso, porta a definire una conducibilità idraulica di tipo orizzontale k_h , stimabile a partire dalla velocità di flusso di Darcy in funzione del tasso di diluizione rilevato. L'assunto generale alla base del metodo è che la diminuzione di concentrazione risulti proporzionale sia alla velocità apparente nella sezione filtrante sia alla velocità di Darcy nell'acquifero (Piccinini et al., 2016).

Se il flusso è laminare, al tempo $t > 0$, la concentrazione C del tracciante decresce secondo il seguente tasso (Freeze e Cherry, 1979):

$$\frac{dC}{dt} = -\frac{Av_a C}{W} \quad (4-15)$$

Dove v_a è la velocità apparente attraverso la sezione centrale del piezometro, W rappresenta il volume diluito e A l'area della sezione perpendicolare alla direzione del flusso laminare indisturbato. Riordinando l'equazione impostando la condizione iniziale con $C=C0$ al tempo $t=0$ conduce a:

$$\ln C = -\left(\frac{2v_a}{\pi r}\right)t + \ln C0 \quad (4-16)$$

in cui r è il raggio del piezometro.

I dati di concentrazione vs tempo vengono quindi analizzati plottando il logaritmo naturale del rapporto fra la concentrazione del tracciante C ad ogni istante e la concentrazione iniziale vs il tempo. Se la diluizione del tracciante è causata unicamente dal flusso di acqua attraverso la sezione di filtrazione, l'andamento del logaritmo di questo rapporto $C/C0$ tende a mostrare un trend lineare e la sua pendenza m risulta proporzionale a v_a secondo la seguente relazione:

$$v_a = m\left(\frac{\pi r}{2}\right) \quad (4-17)$$

Drost et al. (1968) definisce la velocità apparente come:

$$v_a = \alpha v_d + vk + vs + vf + vm$$

in cui αv_d è la velocità di Darcy, vk è la componente di v_a dovuta ai moti convettivi per densità, vs è la componente imputabile alle correnti verticali lungo il tubo fessurato, vf è la componente dovuta ai fenomeni di diffusione molecolare del tracciante e vm è la componente dovuta alla miscelazione durante l'iniezione o diffusione manuale. Il fattore α tiene in conto la distorsione del flusso nell'attraversamento della sezione e del filtro ghiaioso anulare circostante. Usualmente i valori di α per test in ghiaie o sabbie è variabile fra 0.5 – 4 (Drost et al., 1968), ma per per piezometri aperti come il caso in esame è accettabile un valore pari a 2 (Hall 1993, Novakowski et al. 1995, Riemann et al. 2002, van Tonder et al. 2002, Pitrak et al. 2007, Shafer et al. 2010). Se la prova è eseguita correttamente e la diluizione viene causata solo dal flusso idrico, le altre componenti di v_a sono generalmente trascurabili, il tasso di diluizione rappresentato dal coefficiente m (pendenza retta che interpolante i dati sperimentali) e v_a risulta uguale al rapporto v_a/α .

Quindi dalla velocità darcyana, conoscendo il gradiente di flusso i , è possibile derivare la conducibilità idraulica dei terreni interessanti il volume di flusso secondo la relazione $k=v_d/i$

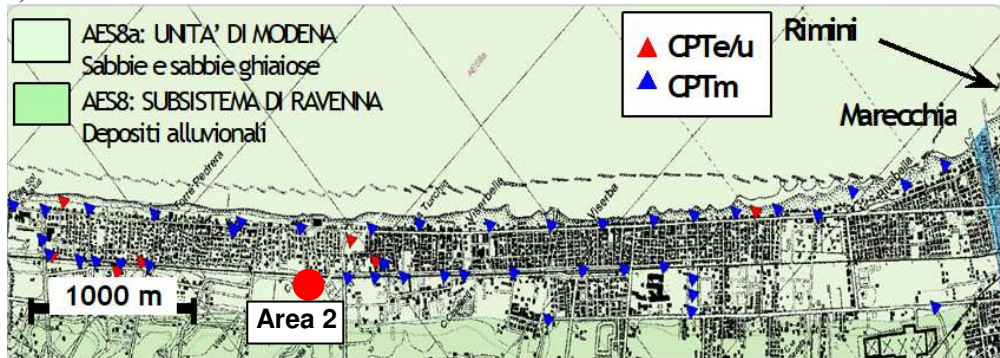
Nel caso in esame il gradiente della falda è stato indotto artificialmente attraverso un pozzo di estrazione ad una prefissata distanza dal piezometro di iniezione del tracciante.

4.3. Caratteristiche di conducibilità idraulica dei depositi sabbiosi a scala territoriale ed in campo prova

Sulla base dei metodi descritti al paragrafo 4.2, si è condotta sia un'analisi a scala territoriale, tramite metodi di indagine indiretti *CPT* e *PSD*, che una verifica puntuale in campo prova per valutare la rappresentatività dei risultati ottenuti; pertanto presso il campo prova denominato *Area 2*, localizzato a Viserbella di Rimini (ambito *RNN*), si sono svolte indagini dirette di approfondimento sia di laboratorio che in sito su grandi volumi di terreno. La selezione del campo prova, messo a disposizione dall'Amministrazione comunale di Rimini per gli scopi della presente ricerca, è stata condotta sulla scorta di una verifica preliminare delle caratteristiche geologiche e stratigrafiche dell'intero contesto costiero comunale, in modo tale che l'area risultasse particolarmente rappresentativa per tutto il contesto di Rimini Nord.



a)



b)

Fig. 4-11. a) Ubicazione campo prova Area 2; b) inquadramento geologico generale con distribuzione indagini rappresentative per *RNN*.

Poiché l'assetto dei depositi costieri riminesi è, comunque, significativamente rappresentativo del contesto stratigrafico di tutta la costa romagnola, i risultati ottenuti possono essere considerati interessanti per quanto riguarda la pratica ingegneristica, il comportamento idraulico e la realizzazione di modelli numerici di flusso di grandi volumi di terreno; allo stesso tempo la comparazione dei dati acquisiti e di diverse tecniche di analisi ha consentito di individuare fra i metodi semplificati quelli più appropriati per i terreni in esame ai fini di una stima speditiva della conducibilità idraulica.

4.4. Caratterizzazione indiretta della conducibilità idraulica del prisma sabbioso marino presso *RNN* e *RNS*

Dall'analisi delle prove *CPTU/E* e di laboratorio selezionate per particolare rappresentatività lungo la costa (vedi precedente paragrafo 3), è stato possibile definire le caratteristiche generali di conducibilità idraulica delle principali unità stratigrafiche, denominate A e B. Le formulazioni utilizzate vengono sintetizzate in Tabella 4-2 per quanto riguarda le caratteristiche granulometriche (metodi *PSD*), mentre per le prove *CPT* viene adottata la formulazione (4-4, 4-5) secondo Robertson (2010).

TABELLA 4-3 – Stima di k_s (m/s) per le Unità A e B presso la zona *RNN* tramite utilizzo di metodi *PSD* e *CPT*

***RNN* - Unità A**

Statistica	Kenney	Beyer	Kruger	Chapuis	Hazen	Schlichter	KC Carrier	CPT
Minimo	3.13E-05	3.64E-05	1.58E-05	8.17E-05	4.17E-05	1.43E-05	3.81E-05	5.52E-07
Massimo	1.28E-03	3.63E-04	2.53E-04	6.93E-04	3.75E-04	1.86E-04	7.62E-04	4.04E-03
1° Quartile	1.80E-04	1.06E-04	1.37E-04	2.10E-04	1.16E-04	4.58E-05	3.88E-04	6.38E-05
Mediana	3.20E-04	1.98E-04	1.50E-04	4.29E-04	2.09E-04	1.02E-04	4.47E-04	1.43E-04
3° Quartile	1.13E-03	3.33E-04	2.12E-04	6.12E-04	3.34E-04	1.62E-04	6.45E-04	4.70E-04
Media	5.90E-04	2.10E-04	1.57E-04	4.10E-04	2.19E-04	1.03E-04	4.57E-04	3.29E-04

***RNN* - Unità B**

Statistica	Kenney	Beyer	Kruger	Chapuis	Hazen	Schlichter	KC Carrier	CPT
Minimo	9.11E-08	3.94E-08	2.51E-07	1.02E-06	1.04E-07	4.78E-08	3.07E-07	1.38E-08
Massimo	2.81E-04	2.00E-04	2.42E-04	3.85E-04	2.27E-04	8.92E-05	6.90E-04	2.76E-04
1° Quartile	3.13E-05	3.01E-05	2.88E-05	6.71E-05	3.50E-05	1.13E-05	9.12E-05	5.40E-07
Mediana	1.25E-04	6.00E-05	5.46E-05	1.27E-04	6.51E-05	2.51E-05	1.26E-04	2.68E-06
3° Quartile	1.88E-04	6.60E-05	6.93E-05	1.35E-04	7.78E-05	2.64E-05	1.59E-04	1.11E-05
Media	1.19E-04	5.91E-05	6.20E-05	1.20E-04	6.68E-05	2.47E-05	1.60E-04	1.09E-05

RNN - Unità A

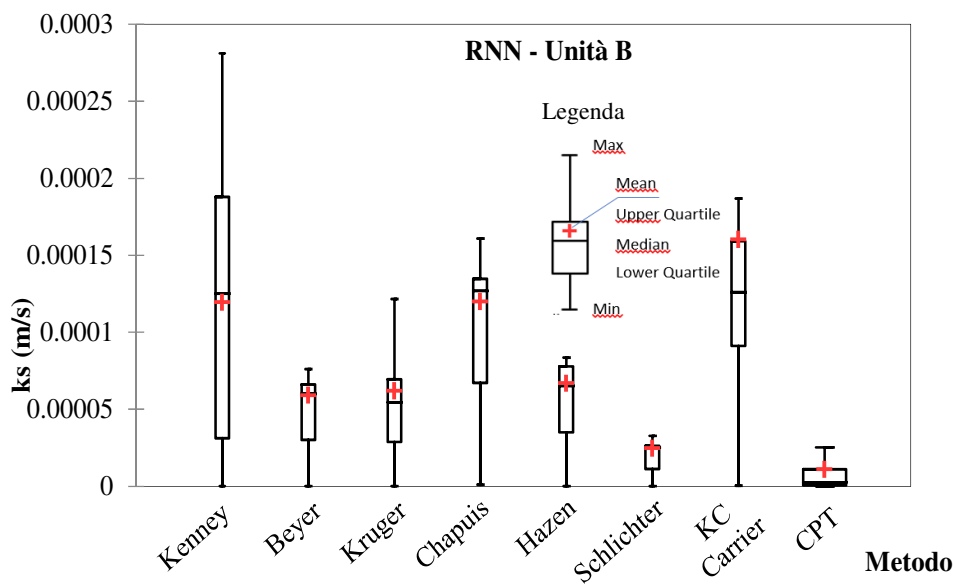
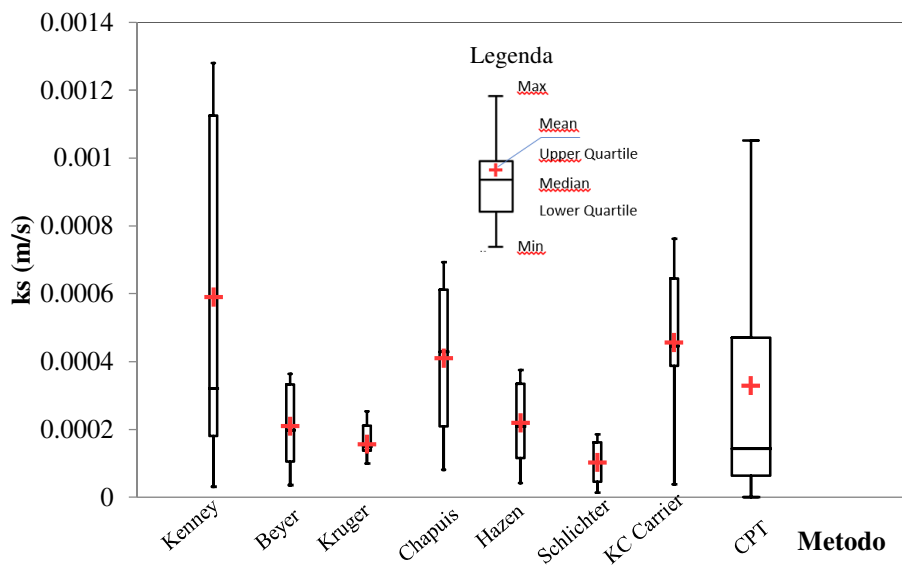


Figura 4-12. Diagramma *box and whiskers* della conducibilità idraulica k_s ottenuta tramite metodi indiretti nella zona RNN.

Per meglio apprezzare l'uniformità ed il grado di dispersione di tali stime, rappresentative della permeabilità generica k_s (m/s), si sono definiti i parametri statistici rappresentativi di k_s mediante l'individuazione del valore medio, il 25°-50°-75° percentile della distribuzione, nonché i valori massimi e minimi ottenuti (vedi Tabella 4-3 per *RNV* e Tabella 4-4 per *RNS*). Per una visualizzazione comparativa dei risultati, si è adottata una rappresentazione grafica tramite il diagramma a scatole e baffi (più comunemente denominato *box and whiskers plot*), illustrato rispettivamente in Figura 4-12 per *RNV* e Figura 4-13 per *RNS*.

TABELLA 4-4 – Stima di k_s (m/s) da caratteristiche granulometriche (*PSD*) e *CPT* per le Unità A e B presso la zona *RNS*

RNS - Unità A

Statistica	Kenney	Beyer	Kruger	Chapuis	Hazen	Schlichter	KC Carrier	CPT
Minimo	2.45E-06	6.39E-07	4.51E-06	1.27E-06	1.16E-06	9.45E-08	4.54E-06	1.03E-07
Massimo	3.20E-04	2.43E-04	2.26E-04	4.60E-04	2.60E-04	1.18E-04	6.43E-04	7.24E-03
1° Quartile	3.44E-05	1.21E-05	6.78E-06	4.64E-05	1.60E-05	6.60E-06	9.20E-05	2.63E-05
Mediana	1.25E-04	8.22E-05	7.74E-05	1.56E-04	9.37E-05	3.25E-05	1.88E-04	1.15E-04
3° Quartile	2.91E-04	8.42E-05	9.29E-05	1.69E-04	9.37E-05	3.52E-05	2.37E-04	2.39E-04
Media	1.53E-04	7.49E-05	7.56E-05	1.52E-04	8.29E-05	3.36E-05	2.13E-04	2.34E-04

RNS - Unità B

Statistica	Kenney	Beyer	Kruger	Chapuis	Hazen	Schlichter	KC Carrier	CPT
Minimo	5.00E-08	2.11E-08	2.15E-07	1.17E-07	6.12E-08	4.56E-09	1.78E-07	4.19E-10
Massimo	3.20E-04	3.57E-04	3.89E-04	5.97E-04	3.75E-04	1.67E-04	6.89E-04	4.88E-03
1° Quartile	4.10E-06	1.01E-05	6.08E-06	3.11E-05	1.35E-05	4.35E-06	1.41E-05	5.69E-07
Mediana	2.21E-05	3.68E-05	3.40E-05	9.75E-05	4.17E-05	1.75E-05	7.50E-05	4.77E-06
3° Quartile	1.25E-04	7.84E-05	7.55E-05	1.66E-04	8.36E-05	3.16E-05	1.71E-04	2.46E-05
Media	7.59E-05	5.65E-05	5.99E-05	1.17E-04	6.31E-05	2.40E-05	1.27E-04	3.78E-05

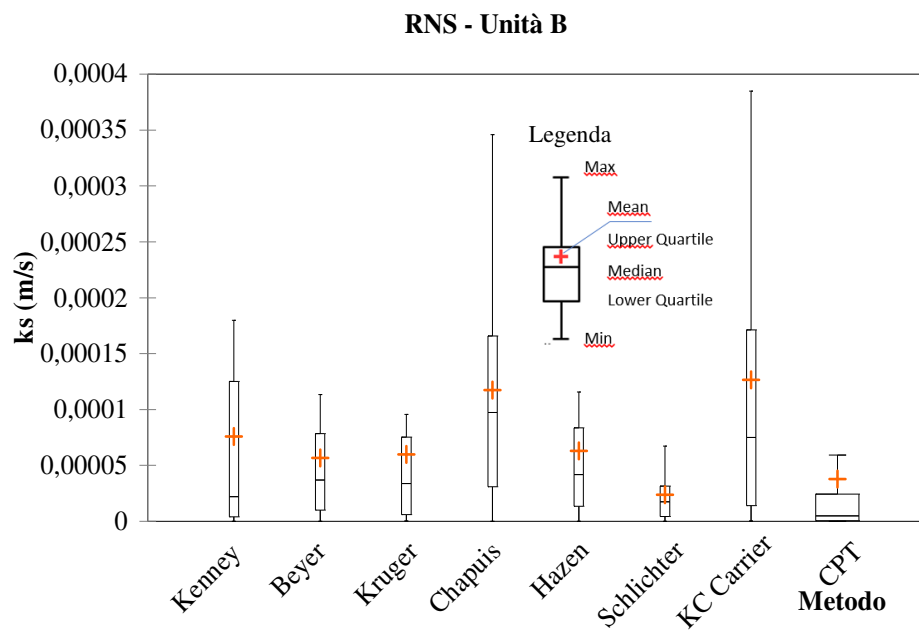
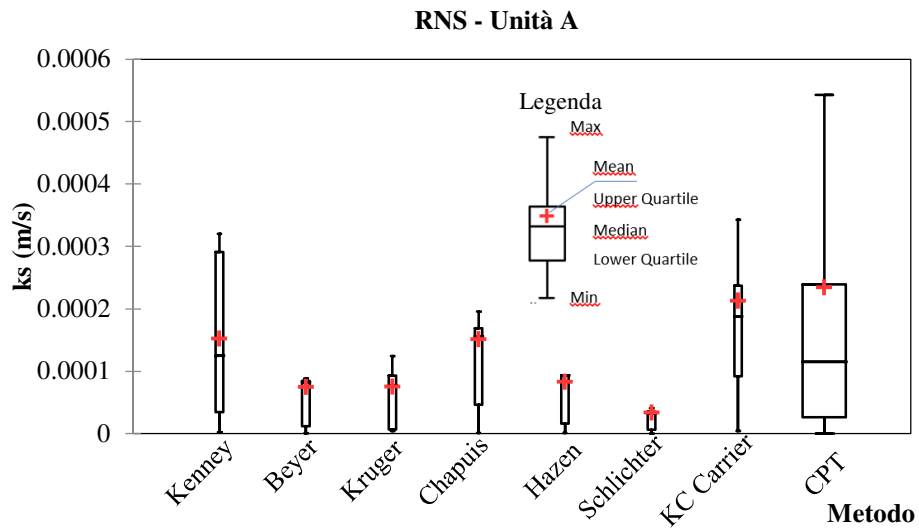


Figura 4-13. Diagramma *box and whiskers* della conducibilità idraulica k_s ottenuta tramite metodi indiretti nella zona RNS.

Nei diagrammi e tabelle soprastanti è possibile confrontare il grado di coerenza fra i risultati ottenuti con vari metodi e, in particolare, fra metodi *CPT* e *PSD*; inoltre, passando da *RNN* a *RNS*, analogamente al trend di modesto aumento del contenuto in fine e di diminuzione dei diametri efficaci propri della distribuzione granulometrica, in entrambe le Unità A e B si osserva una sostanziale analogia dei valori di conducibilità idraulica k_s (m/s), per cui le lievi differenze riscontrabili certamente ricadere negli ambiti di variabilità associabili al metodo di stima ed alle variabili di campionamento.

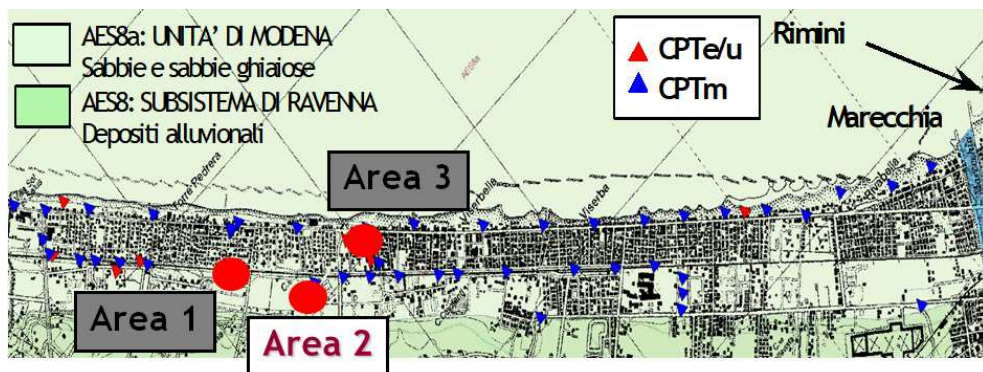
In ogni caso i valori di conducibilità idraulica stimati con i metodi semplificati, sembrano seguire i trend evidenziati dalle distribuzioni granulometriche, ovvero con k_s che tende ad aumentare all'aumentare del diametro efficace (d_5 , d_{10} , d_{50} , d_{eff}) e viceversa; va rilevato tuttavia come talora, alcuni valori derivabili da alcuni metodi *PSD* possano rivelarsi anomali o molto dispersi e, pertanto, vadano oculatamente filtrati; ciò è dovuto al fatto che, in presenza di campioni con distribuzioni granulometriche molto distribuite e con elevato U_c , alcuni di essi ricadono al limite o al di fuori dei campi di validità e applicabilità della specifica formulazione; la presenza di campioni con caratteristiche granulometriche anomale è spesso imputabile alla presenza di peculiarità geologiche/idrogeologiche puntuali (es. rimaneggiamento da parte di corsi d'acqua locali o di tipo antropico).

Anche i valori di k_s derivabili da prove *CPT* mostrano il medesimo trend e risultano generalmente coerenti con le stime da granulometria, soprattutto per quanto riguarda le sabbie dell'Unità A; diversamente per quelle dell'Unità B, data sovente la presenza di alternanze con materiali più fini, i risultati tendono a divenire più dispersi e ad evidenziare valori inferiori, talora sino ad un ordine di grandezza.

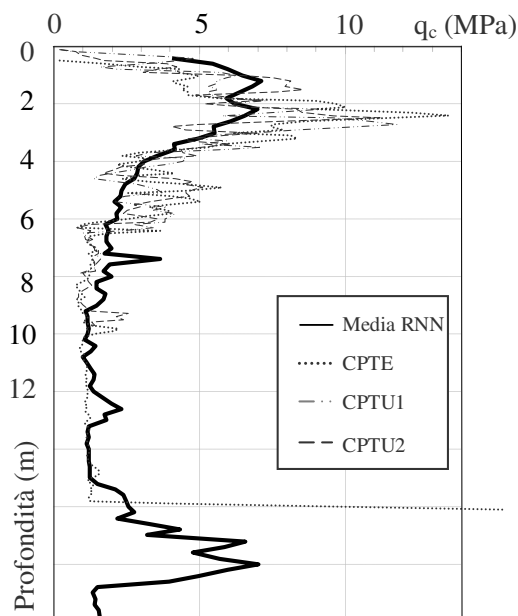
Pertanto considerando la sostanziale omogeneità dei depositi costieri e l'assenza di importanti discontinuità (eccetto che per la zona circostante la foce del Fiume Marecchia), come peraltro evidenziato dalle sezioni di riferimento trasversali alla linea di costa (vedi Capitolo 3), anche i trend e valori statistici rilevati per le caratteristiche di conducibilità idraulica possono essere considerati rappresentativi dei tratti costieri studiati. Tali peculiarità stratigrafiche e granulometriche, congiuntamente alle proprietà idrauliche, rendono questi depositi particolarmente sensibili a problematiche ambientali e geotecniche come la diffusione di inquinanti, fenomeni di ingressione salina e la liquefazione in condizioni sismiche.

4.5. Stima diretta della conducibilità idraulica presso Campo Prova "Area 2"

Al fine di verificare la rappresentatività dei valori di conducibilità idraulica stimati a livello territoriale, presso il campo prova denominato *Area 2* (in corrispondenza della zona *RNN*), sono stati condotti specifici approfondimenti di indagine con misure dirette su piccoli e significativi volumi di terreno. Il campo prova è stato selezionato sulla scorta di indagini *CPT*, *DMT* e di laboratorio preliminari comparate con i dati provenienti dal database regionale e comunale (vedi Figura 4-14b); quindi, a seguito di specifica richiesta, il campo prova *Area 2*, unitamente ad altre 2 aree limitrofe, sono state concesse in utilizzo dal Comune di Rimini per gli scopi di ricerca in oggetto (vedi Figura 4-14a).



a)



b)

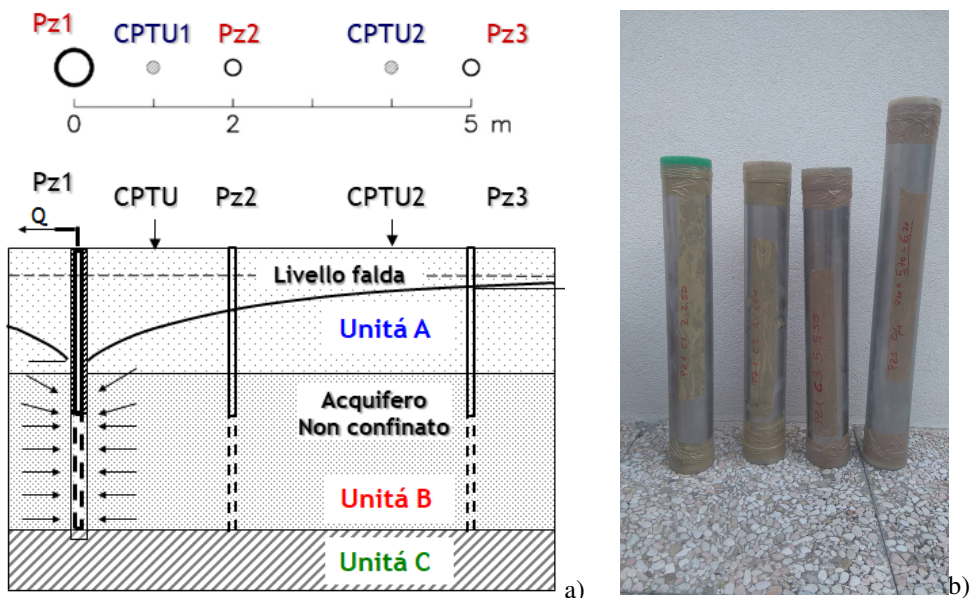
Figura 4-14. a) Ubicazione dei campi prova concessi in uso dal Comune di Rimini presso le località Viserbella e Torre Pedrera; b) Raffronto tra il profilo di resistenza alla punta medio q_c per RNN e quelli ottenuti da prove CPT in Area 2.

Poiché quest'area risulta particolarmente rappresentativa delle caratteristiche stratigrafiche e litologiche del tratto costiero di Rimini Nord, si è condotta un'approfondita caratterizzazione idrogeologica e sismica finalizzata anche ad approntare test in vera grandezza utili alla sperimentazione di tecniche di mitigazione per i problemi di liquefazione tramite permeazione a bassa pressione con miscele stabilizzanti.

La tessitura granulometrica e soprattutto la conducibilità idraulica risultano parametri chiave per la scelta delle miscele permeanti, la durata e pressioni di iniezione, nonché la capacità dei terreni ad essere permeati secondo le limitazioni operative di progetto (basse pressioni, assenza di addensamento, deformazioni e idrofratturazione del mezzo poroso). Così in *Area 2*, oltre alla definizione di k_s da stime indirette basate su metodi *CPT* e *PSD*, si sono condotti una serie di test di permeabilità in sito e di laboratorio, atti a definire con più precisione i valori di k_h e k_v , approntando preliminarmente la campagna d'indagine in sito e l'installazione dei dispositivi di misura tramite:

- A. N. 1 trincea superficiale profonda 0.7 m da p.c., con prova di permeabilità in pozzetto *INF* e prelievo di campioni a basso disturbo fustellati direttamente in trincea;
- B. N. 2 prove penetrometriche con piezocono *CPTU*;
- C. N. 1 prova penetrometrica *CPTe*;
- D. N.1 prova *SDMT*
- E. N. 3 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino alla profondità di 7-10 m da p.c.;
- F. Prelievo di n. 4 campioni di terreno rappresentativi delle condizioni indisturbate;
- G. Installazione di n. 3 piezometri a foro aperto tipo Norton di cui n. 1 con diametro 3'' e n. con diametro 2'' fenestrati nel tratto -4/-6 m da p.c.;
- H. N. 1 sondaggio meccanico spinto sino alla profondità di 30 m da p.c.

Lo schema illustrativo delle indagini geognostiche e dei dispositivi utili alle verifiche idrogeologiche condotte in sito viene riportato in Figura 4-15 sottostante:





c)

Figure 4-15. Schema illustrativo delle indagini idrogeologiche e di campionamento presso Area 2.

La stratigrafia superficiale dettagliata del sito viene illustrata nella seguente figura 4-16 , mentre una schematizzazione sintetica fino a 30 m può essere definita come in Tabella 4-5:

TABELLA 4-5 – Stratigrafia geotecnica superficiale

UNITA Sismostratigrafiche	PROFONDITA' [m]	DESCRIZIONE	OCR	Rp [MPa]	FC [%]
A	0-3	Sabbie mediamente addensate - dense Sabbie marine medie e medio-fini, generalmente ben classate con sottili intercalazioni limose. In superficie orizzonte alterato e pedogenizzato sino a - 0.7 m da p.c.	3-5	6-12	2-7
B	3-6.5	Alternanze di sabbie e sabbie limose Alternanze di sabbie marine medio-fini con sabbie limose e occasionali limi sabbiosi.	1-3	2-5	8-16 occas. 20-25
C	6.5-15	Limi con argilla mediamente consistenti Di origine alluvionale, da compressibili a mediamente consistenti. I primi 4-5 m al tetto risultano spesso compressibili e più ricchi in materiale organico	1-2	0.8- 1.6	>50
	15-25	Ghiaie e sabbie Orizzonti da metrici a decametrici di ghiaie sabbiose a granulometria da fine a media sub-arrotondate alluvionali e litorali di barra di foce/delta conoide del Fiume Marecchia.		10-30	/
	25-30	Limi con argilla mediamente consistenti Di origine alluvionale, mediamente consistenti.	1-3	1.5-2.5	>60
Vedi modello geologico par. 5	>30	Alternanze di livelli prevalentemente limo-argillosi con orizzonti da metrici a decametrici arealmente continui di ghiaie di origine alluvionale.	/	/	/

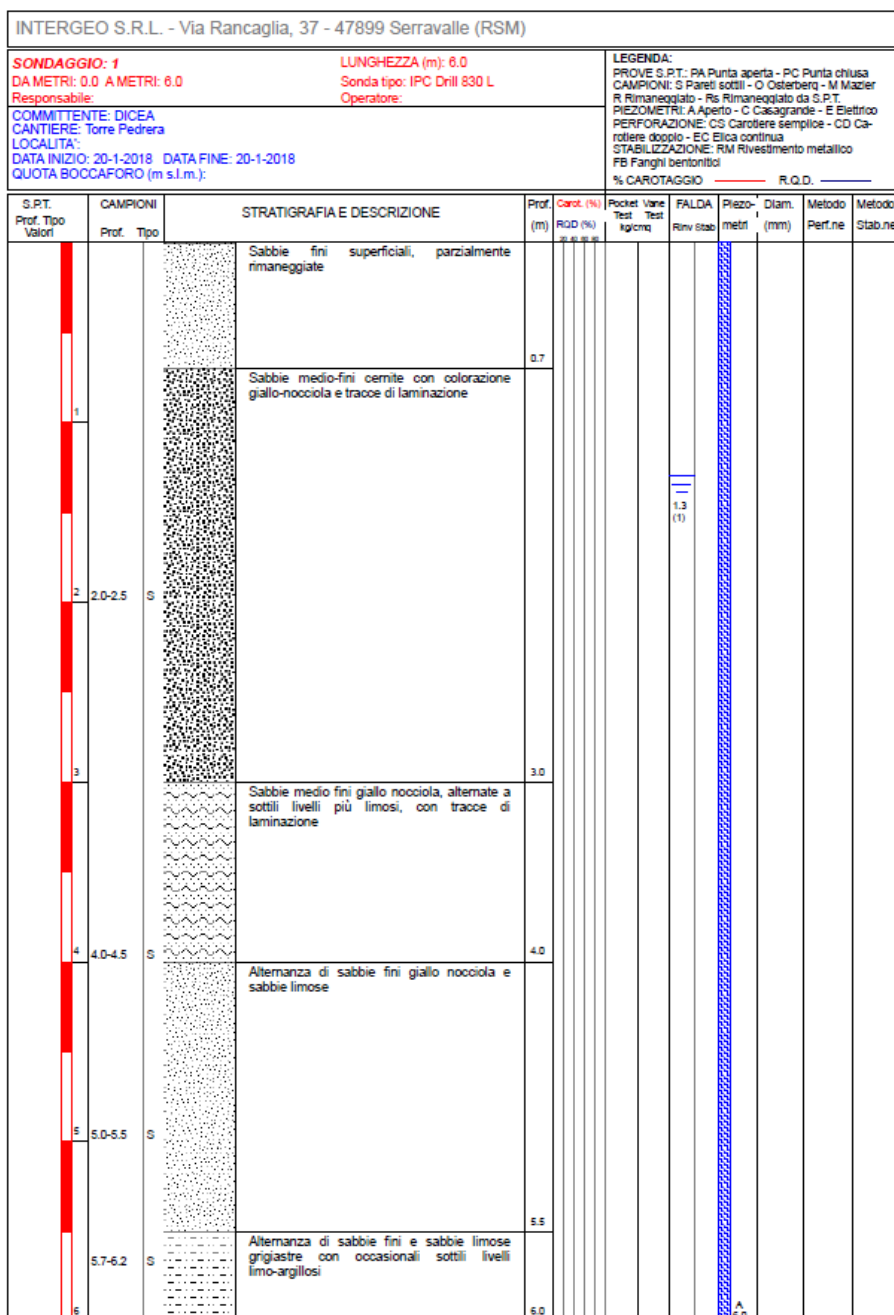
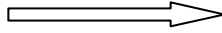
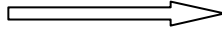
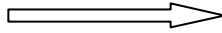
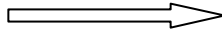
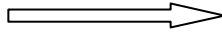
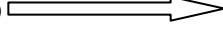


Figura 4-16. Stratigrafia superficiale sondaggio S1 in Area 2.

Così, mentre una stima indiretta della conducibilità idraulica k_s è stata desunta dai profili *CPT* e dalle distribuzioni granulometriche dei campioni prelevati, una misura più specifica dei valori attesi per k_h e k_v è stata resa possibile dall'esecuzione e comparazione dei seguenti test su piccoli e grandi volumi di terreno:

Tipologia di prova	Componente di conducibilità idraulica
• 3 prove di permeabilità in cella triass. (<i>TRX</i>)	 k_v
• 3 prove in pozzetto superficiale (<i>INF</i>)	 k_v prevalente
• 3 Prove in foro Lefranc (<i>LFB</i>)	 k_h prevalente
• 22 Slug Test (<i>SLG</i>)	 k_h prevalente
• Prove di pompaggio (<i>PPT</i>) in condiz. transitorie (<i>CJB</i>) e laminari (<i>DTP</i> e <i>DDD</i>)	 k_h prevalente
• 1 test di diluizione con tracciante salino (<i>PDT</i>)	 k_h prevalente

Per le necessità principali di questa ricerca, la maggior parte delle indagini su medi e grandi volumi è stata focalizzata sulla caratterizzazione dell'Unità B, più difficoltosa da permeare per via del maggior contenuto in fine e variabilità stratigrafica verticale; diversamente i terreni appartenenti all'Unità A risultano maggiormente cerniti ed omogenei.

Pertanto l'esecuzione di svariate prove dirette ha permesso un confronto con le stime indirette, valutando con maggior affidabilità la coerenza dei dati ottenuti.

4.6. Stime indirette e dirette di k

Le stime indirette di k_s per i terreni del prisma sabbioso in campo prova sono state ottenute attraverso gli stessi metodi *PSD* e *CPT* adottati per le analisi di tipo. In tal caso la conducibilità idraulica k_s dell'Unità A, molto uniforme dal punto di vista litologico, è derivata da una media dei valori ottenuti dalle analisi *PSD*. Invece, poiché l'Unità B consiste sostanzialmente in una alternanza di orizzonti di sabbie cernite con sabbie limose, il k_s relativo, stimabile tramite metodi *PSD*, può essere ottenuto attraverso una media equivalente $k_{s,eq}$ dei valori ottenuti secondo la seguente relazione:

$$k_{eq,H} = \left(\frac{\sum k_i \cdot h_i}{H} \right) \quad (4-18)$$

dove H è lo spessore complessivo dell'Unità B e $k_i \cdot h_i$ sono conducibilità idraulica e spessore stimati per il singolo interstrato; in ogni caso, poiché dalle penetrometrie gli spessori degli interstrati di sabbie e sabbie limose risultano circa corrispondenti, ne deriva sostanzialmente che $k_{s,eq,H} = k_{medio}$, giungendo i risultati di Tabella 4-6:

TABELLA 4-6 – Valori k_s (m/s) da stime indirette PSD per le Unità A e B presso il campo prova Area 2.

Area 2 – Unità A

Metodo PSD	Kenney	Beyer	Kruger	Chapuis	Hazen	Schlichter	KC Carrier
K_{s,eq_A}	2.81E-04	1.98E-04	2.20E-04	4.29E-04	2.09E-04	1.02E-04	6.63E-04

Area 2 – Unità B

Metodo PSD	Kenney	Beyer	Kruger	Chapuis	Hazen	Schlichter	KC Carrier
K_{s,eq_B}	7.54E-05	8.46E-05	1.16E-04	1.94E-04	9.15E-05	4.47E-05	3.51E-04

Profili di permeabilità k_s in Area 2

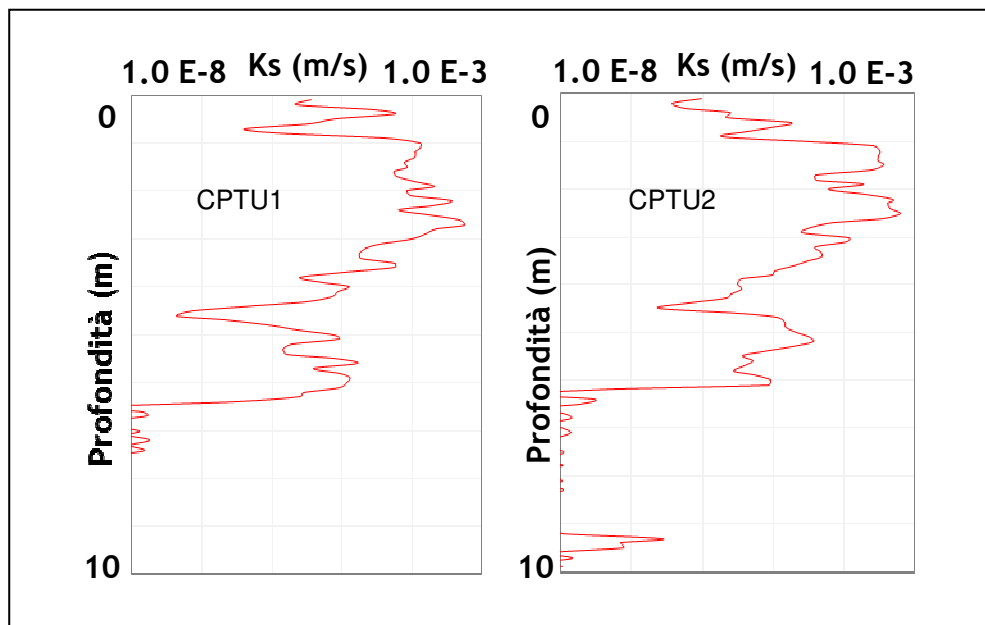


Figura 4-17. Profili di k_s da prove CPT con metodo $Ic-SBT$ di Robertson (2010) in Area 2.

Invece avvalendosi delle prove *CPT*, che consentono un elevato numero di misure a passo regolare, i valori rappresentativi per ciascuna unità vengono desunti dalla media delle relative misure lungo il profilo desiderato, potendoli poi comparare con le altre stime (vedi figura 4-17 profili di k_s da prove *CPT* e TABELLA 4-7).

Diversamente tramite metodi diretti si sono determinati k_v e k_h . In particolare k_v è stato definito direttamente solo per l'Unità A attraverso le prove di laboratorio *TRX* e, in sito, tramite prove in pozzetto superficiale *INF*, mentre k_h è stato misurato prevalentemente nei depositi dell'Unità B attraverso prove in foro *LFB*, slug test *SLG* in piezometri fenestrati alla profondità di -4÷-6 m dal piano campagna (*p.c.*), prove di pompaggio *PPT* e di diluizione *PDT* con traccianti, investigando volumi sempre maggiori di terreno ed ottenendo i seguenti risultati per ciascuna Unità (vedi illustrazioni in Figure 4-18, 4-19 e dati in Tabella 4-8):

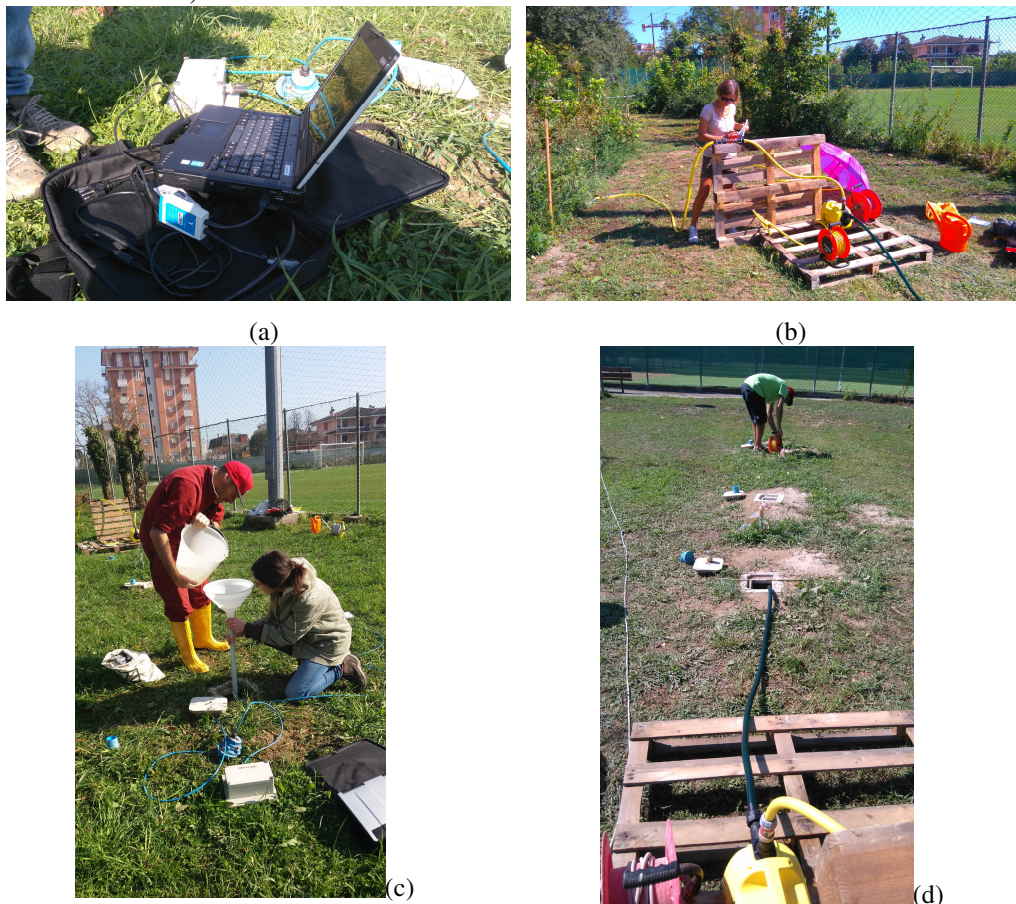


Figura 4-18. a)-c) Attrezzatura di controllo e fase di iniezione tracciante in piezometro presso Area 2; b)-d) monitoraggio portate di pompaggio e misure piezometriche in campo prova.

TABELLA 4-7 – Valori k_s (m/s) da stime indirette *CPT* per le Unità A e B in campo prova.
Area 2 – Unità A

Area 2 – Unità A		Area 2 – Unità B	
Metodo CPT	CPTU1-CPTU2	Metodo CPT	CPTU1-CPTU2
Min	2.60E-05	Min	4.44E-08
Media	1.96E-04	Media	1.42E-05
Max	6.21E-04	Max	1.09E-04

TABELLA 4-8 – Valori di k_v e k_h (m/s) da stime dirette per le Unità A e B in campo prova.
Area 2 – Unità A

In Situ Test	TRX (k_v)	INF (k_v)	LFB (k_h)
Min	1.91E-05	8.10E-05	-
Media	2.50E-05	8.30E-05	1.20E-04
Max	3.15E-05	8.56E-05	-

Area 2 – Unità B

In Situ Test	SLG (k_h)	PDT (k_h)	LFB (k_h)	PPT (k_h)
Min	2.00E-05	-	4.83E-05	1.10E-04
Media	5.50E-05	8.10E-05	8.90E-05	1.49E-04
Max	1.09E-04	-	1.30E-04	1.67E-04

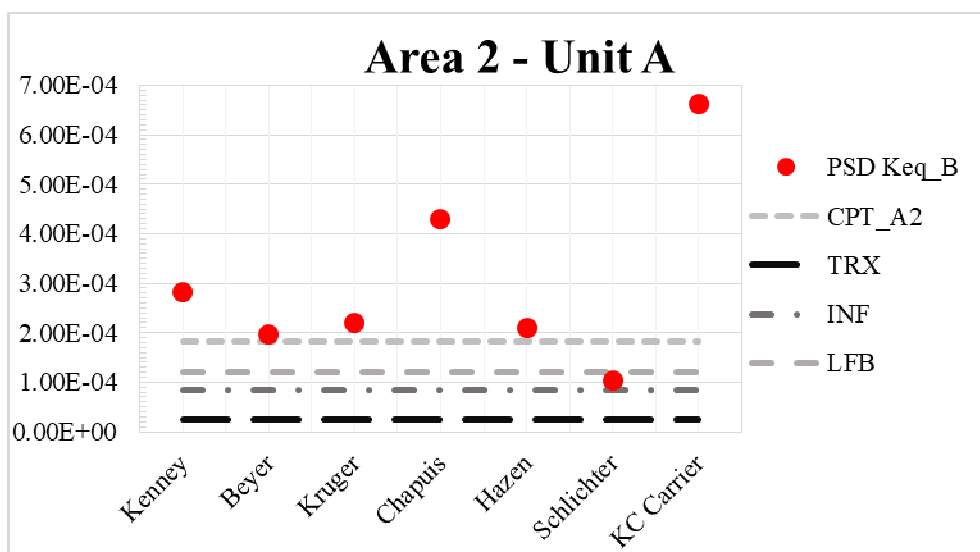
Quindi, considerate le peculiarità e limiti di ciascuna metodologia di prova diretta/indiretta effettuata in sito e laboratorio, volendo addivenire ad una stima rappresentativa di k_v e k_h in campo prova per ciascuna unità litostratigrafica si considera quanto segue:

- UNITA' A: k_h è definibile sulla base dei valori medi *LFB*, mentre k_v viene determinato in base ad una media dei valori desunti dalle prove *INF* e *TRX*;
- UNITA' B: k_h rappresentativa è desumibile dalla media complessiva di tutti i valori *SLG-PDT-LFB-PPT* ottenuti su significativi volumi di terreno (peraltro con bassa dispersione dei risultati), mentre in assenza di prove specifiche per la conducibilità idraulica, sulla scorta del differenziale verificato nella soprastante Unità A e di quanto indicato in Custodio & Llamas (1996), cautelativamente si ritiene di assumere $k_v = 0.1 k_h$; tale ordine di grandezza, peraltro, risulta molto prossimo ai valori medi e mediani da stima *CPT*.

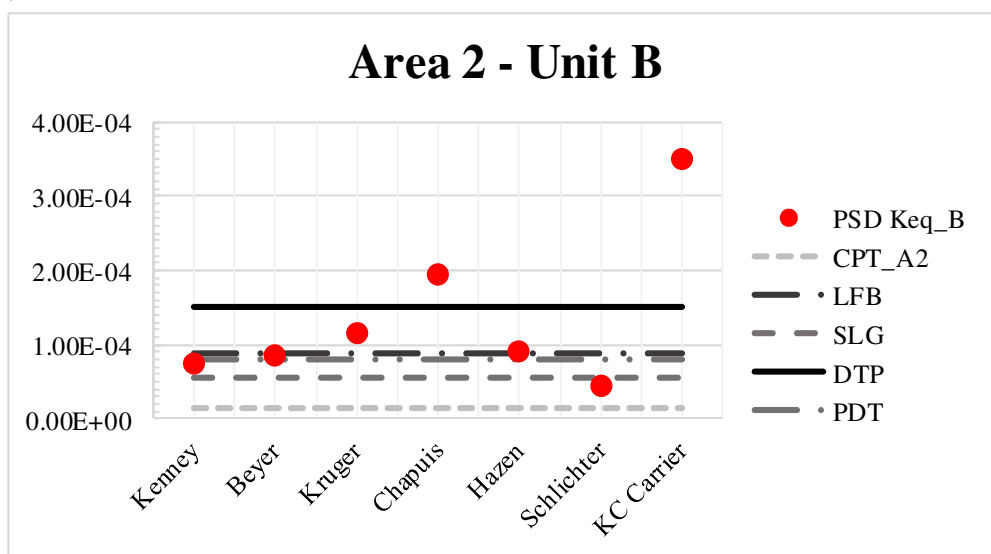
Pertanto in Tabella 4-9 si riportano i parametri di conducibilità idraulica rappresentativi per le Unità A e B desumibili per il campo prova:

TABELLA 4-9 – Valori rappresentativi di k_v e k_h (m/s) per le Unità A e B in campo prova

Unità litostratigrafica	k_h	k_v
Unità A	1.20E-05	5.42E-05
Unità B	9.35E-05	9.35E-06



a)



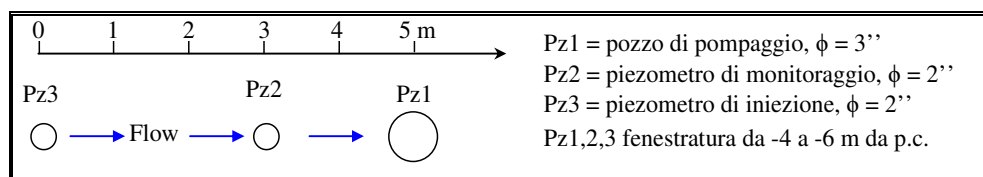
b)

Figura 4-19. Diagramma comparativo delle stime di conducibilità idraulica da prove indirette e dirette in campo prova per terreni dell'Unità A (a) e Unità B (b).

Tuttavia un cenno particolare viene dedicato alla prova di diluizione con traccianti *PDT* che, per modalità di esecuzione e volumi interessati, viene ritenuta particolarmente rappresentativa per le necessità di permeazione dei terreni in sito.

Il pozzo/piezometro con diametro 3'' (*Pz1*) è stato attrezzato con una pompa al fine di indurre un moto laminare artificiale nella falda con una portata costante di estrazione pari a 18.5 lt/min; ciò ha consentito di mantenere un abbassamento di livello in foro pari a -1.0 m rispetto al livello freatico naturale (rilevato a -0.8 m da p.c.); congiuntamente altri 2 piezometri di diametro 2'', di cui *Pz3* è stato utilizzato per l'iniezione del tracciante e monitoraggio della sua diluizione, mentre *Pz2* ha consentito di monitorare la migrazione del tracciante salino in falda in seguito al richiamo verso il pozzo di estrazione (vedi schema sottostante in figura 4-20).

La prova *PDT* è stata condotta iniettando una soluzione opportunamente diluita di *NaCl* (onde limitare al massimo le differenze di densità ed i moti conseguenti) in *Pz3* e misurando, di seguito, il decremento della conducibilità elettrica specifica EC_{25} (calcolata a 25°C) tramite l'utilizzo di un apposito sensore in continuo posizionato all'altezza del tratto fenestrato. La soluzione è stata introdotta nel piezometro utilizzando una canna di iniezione microforata lungo il fusto del suo tratto terminale (ultimo metro), in modo da realizzare una diffusione quanto più omogenea possibile e immettendo la soluzione con bassa portata. Durante l'iniezione la canna veniva alternativamente alzata ed abbassata dolcemente per ridistribuire e miscelare il tracciante nel modo quanto più omogeneo all'interno del tratto di piezometro fenestrato onde limitare al massimo l'innescò di moti convettivi per eccessive differenza di densità e rendere dominante una condizione di flusso orizzontale.



a)



b)

Figura 4-20. a) Schema campo prova per test di diluizione; b) disposizione delle attrezzature di pompaggio e sensori per il controllo in tempo reale.

Al termine della fase di iniezione e miscelazione, prima del sostanziale innesco dei fenomeni di trasporto e diluizione, è stato registrato il profilo di conducibilità elettrica EC_{25} entro il piezometro onde verificare la corretta distribuzione e miscelazione del tracciante salino. Di seguito, tramite uno specifico sensore immerso, è iniziato il monitoraggio registrando i valori ad intervalli di 2 minuti, per un tempo complessivo di 512 minuti.

Il piezometro utilizzato per l'immissione e monitorare la diluizione del tracciante risultava fenestrato lungo un tratto lungo 2 m (da -4 a -6 m di profondità) al fine di testare le caratteristiche di conducibilità idraulica di un tratto rappresentativo dell'Unità B.

La durata della prova consiste nell'intervallo tra il momento di iniezione e il momento in cui il rapporto tra concentrazione salina al tempo t e la concentrazione iniziale diventa trascurabile (Drost et al., 1968); in tal caso la conversione da EC_{25} (in mS/cm) a concentrazione equivalente di $NaCl$ (C_{NaCl} in g / L) è stata stimata tramite la relazione sperimentale:

$$C_{NaCl} = 0.002EC_{25}^2 + 0.54EC_{25} \quad (4-19)$$

Inoltre, preliminarmente all'iniezione, è stato stimato il naturale contenuto di sale dell'acqua di falda C_b e, in accordo con quanto suggerito da Moore et al. (1992), adottando quale riferimento relativo alla salinità iniziale l'andamento temporale della relazione:

$$\ln \left[\frac{C - C_b}{C_0 - C_b} \right] \quad (4-20)$$

Quindi il coefficiente angolare m della retta di interpolazione nel diagramma di restituzione semilogaritmico è stato stimato tramite una retta di regressione dei minimi quadrati, consentendo di individuare il valore di v_a con la formula base:

$$v_a = m \left(\frac{\pi}{2} \right)$$

Pertanto se tutti gli assunti della procedura e del modello fossero corretti, il tasso di diluizione rappresentato dal rapporto (4-20) dovrebbe risultare sostanzialmente costante nel tempo, potendo derivare la velocità di flusso orizzontale darcyana dalla velocità apparente v_a secondo la relazione $v_d = v_a / \alpha$.

Diversamente se in corrispondenza della sezione di test risultassero attivi altri fenomeni chimico-fisici per cui v_k , v_s , v_f e v_m non fossero trascurabili, il tasso di diluizione risulterebbe variabile nel tempo e l'analisi di regressione porterebbe ad una curva di interpolazione anziché ad una retta.

Nell'ambito di questo studio, per la stima della velocità darcyana è stato adottato un fattore di disturbo $\alpha = 2$, ritenuto rappresentativo per una condizione sperimentale e di sito assimilabile a quella in oggetto (Piccini et al., 2016).

La validazione del test PDT è stata garantita dall'andamento dei punti sperimentali, i quali

proiettati nel grafico $\ln \left[\frac{C - C_b}{C_0 - C_b} \right]$ vs tempo hanno evidenziato un trend sostanzialmente

lineare (eccetto una piccolissima parte di disturbo ad inizio prova), consentendo di ottenere un valore di v_a rappresentativo e costante nel tempo.

Come accennato, per garantire una miglior direttività del flusso (monitorabile anche al passaggio nel piezometro intermedio $Pz2$) ed una velocizzazione nel processo di diluizione,

nella falda è stato indotto un moto laminare artificiale di modesta entità tramite pompaggio a portata costante entro PzI , posto a 5 m di distanza ed iniziato molte ore prima, inducendo in prossimità del punto di diluizione un gradiente di flusso rappresentativo pari a $i=0.03$.

I dati di sintesi rappresentativi della prova risultano:

m (ad) = 0.000122	(coeff angolare retta di interpolazione)
r (m) = 0.0254	(raggio piezometro)
i (ad) = 0.03	(gradiente falda)
v_a (m/s) = 4.87 E-06	(velocità apparente)
v_d (m/s) = 2.43 E-06	(velocità di darcy)

Di qui è possibile determinare una conducibilità idraulica pari a k_h (m/s) = **8.10E-05**

Pertanto nella figura 4-21 seguente vengono riportati i dati concentrazione assoluta e relativi riepilogativi del test:

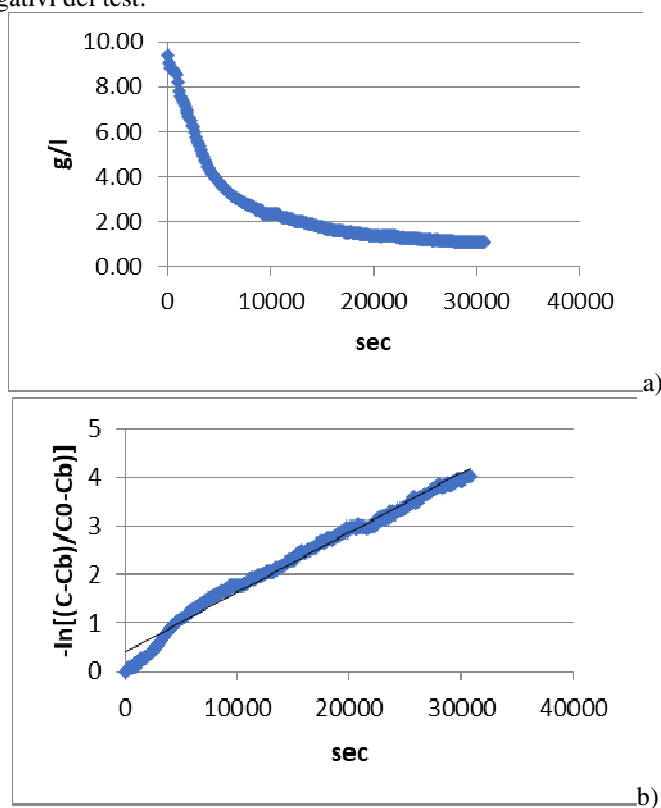


Figura 4-21. a) Diagramma di sintesi della concentrazione assoluta vs tempo; b) Diagramma di sintesi concentrazione relativa vs tempo con rappresentazione della retta di tendenza.

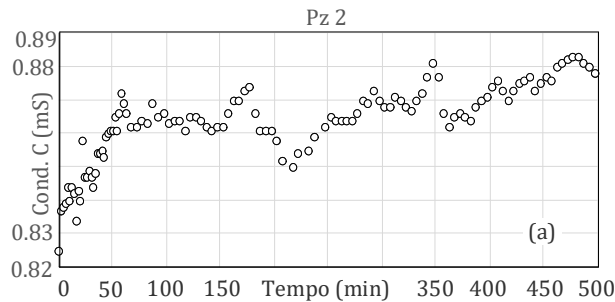


Figura 4-22. Diagramma dell'andamento della conducibilità elettrica monitorato in corrispondenza di *Pz2* durante la prova *PDT*.

La durata complessiva del test è risultata pari a 512 minuti (pari a circa 8.53 ore) e, monitorando il passaggio del tracciante attraverso il piezometro di controllo intermedio *Pz2*, è possibile stimare come in tale periodo circa il 95% del contenuto complessivo di sale (desunto dall'andamento dei valori di conducibilità elettrica nel tempo) sia transitato per tale verticale di controllo (vedi Figura 4-22).

Una descrizione completa del metodo adottato è dettagliata in Piccinini et al. (2016).

4.7. Considerazioni conclusive sulle stime di conducibilità idraulica

Per quanto riguarda le sabbie dell'unità A è possibile evidenziare come le stime indirette tramite metodi *PSD*, in particolar modo quelli di Schlichter, Hazen, Beyer e Kruger, conducano a valori di k_s generalmente comparabili a quelli derivabili da metodi speditivi *CPT* e, in generale, molto prossimi ai valori di k_h desunti da prove dirette di tipo Lefranc in campo prova (vedi Figura 4-19 a). Nella fattispecie si evidenzia come gli ambiti di validità di questi metodi indiretti risultino sostanzialmente compatibili con le caratteristiche granulometriche di tali sabbie.

Invece per quanto attiene alla caratterizzazione dell'Unità B, contraddistinta dalla presenza di livelli a maggiore *FC*, *Uc* e ridotto diametro efficace, le stime indirette tramite metodo *PSD*, talora, possono presentare una minor affidabilità in virtù dei range di validità e applicabilità delle formulazioni stesse.

Nonostante le differenze rilevabili fra le varie componenti direzionali di k (k_s , k_h , k_v), i metodi indiretti *PSD* e *CPT* (Robertson 2009) adottati in questo studio risultano comunque adeguatamente utilizzabili per stime preliminari nell'ambito dei depositi costieri marini di Rimini e, in particolar modo, nell'intorno del campo prova *Area2* rilevando quanto segue:

- i valori mediani di k_s desunti da prove *CPT* in *Area 2* risultano molto prossimi e coerenti con quelli mediani rappresentativi dell'ambito territoriale *RNN*; ciò avvalorava la rappresentatività del comportamento idraulico dei terreni in campo prova nonché delle caratteristiche di omogeneità e continuità litostratigrafica ivi riscontrate;

- i metodi *PSD* proposti da Schlichter, Hazen, Beyer e Kruger, generalmente portano a valori medi e mediani vicini tra loro ed a bassa dispersione rilevando, comunque, come il metodo di Schlichter conduca a valori costantemente inferiori agli altri;
- la stima rappresentativa di k_v e k_h in campo prova, è stata definita rispettivamente per le seguenti Unità:
 - A. k_h è stata definita sulla base dei valori medi *LFB*, mentre k_v in base ad una media dei valori desunti dalle prove *INF* e *TRX*;
 - B. k_h rappresentativa è desunta dalla media complessiva (k_{h_medio}) di tutti i valori *SLG-PDT-LFB-PPT* ottenuti su significativi volumi di terreno, stimando invece $k_v = 0.1 k_h$ (sulla scorta del differenziale verificato nella soprastante Unità A e di quanto indicato in Custodio & Llamas, 1996);
- da un confronto fra prove dirette ed indirette *PSD* in campo prova è possibile apprezzare come i metodi semplificati di Hazen, Beyer, Kruger e Kenney conducano a valori di k_s prossimi ai valori rappresentativi di k_h misurati direttamente in sito, sebbene i risultati ottenibili con il metodo di Kenney, coerentemente a quanto rilevato a scala territoriale, possano presentare una maggior dispersione e, quindi, una minor affidabilità (vedi Figura 4-23);
- i metodi indiretti *PSD* di Chapuis (2004) e Kozeny-Carman (Carrier, 2003) generalmente risultano sovrastimarne i valori di conducibilità idraulica rispetto alle misure di tipo diretto effettuate in campo prova;
- i metodi *PSD* e *CPT* nell'ambito dell'Unità A conducono a valori comparabili ed affini ai risultati ottenuti con metodi diretti per la stima di k_h , mentre nell'Unità B le stime *CPT* tendono a fornire a valori inferiori di circa un ordine di grandezza (vedi Figure 4-19 a, b);
- le prove dirette effettuate per caratterizzare l'Unità A (*LFB*, *INF* e *TRX*) indicano valori di k_h maggiori sino a circa un ordine grandezza rispetto ai corrispondenti valori di k_v , suggerendo un grado di anisotropia atteso per cui $k_v \approx 0.1-0.5 k_h$.
- fra le prove dirette di permeabilità, in corrispondenza dell'Unità B, i valori più bassi di k_h , sebbene di entità marginale, vengono forniti dagli Slug Test (valore mediato di tutti i diversi bailers), mentre i valori costantemente più alti (variabili in funzione di diverse portate di emungimento), vengono forniti dalle prove di pompaggio (*PPT*);
- nell'ambito delle prove *SLG* di caratterizzazione dell'Unità B si rileva come l'utilizzo dei bailers di maggiori dimensioni nel pozzo di diametro 3" (che coinvolgendo un maggior volume di acquifero), conduca a valori di k_h comparabili a quelli ottenibili dalle prove di pompaggio; contrariamente le prove condotte con i bailers più piccoli ed in piezometri a diametro inferiore (2"), generalmente portano a stimare valori di k_h leggermente inferiori (sebbene di modesta entità);
- i parametri di conducibilità idraulica rappresentativi per le Unità A e B, desumibili sulla scorta delle prove dirette ed indirette eseguite in campo prova, risultano:

Unità		
litostratigrafica	$k_h (m/s)$	$k_v (m/s)$
Unità A	1.20E-05	5.42E-05
Unità B	9.35E-05	9.35E-06

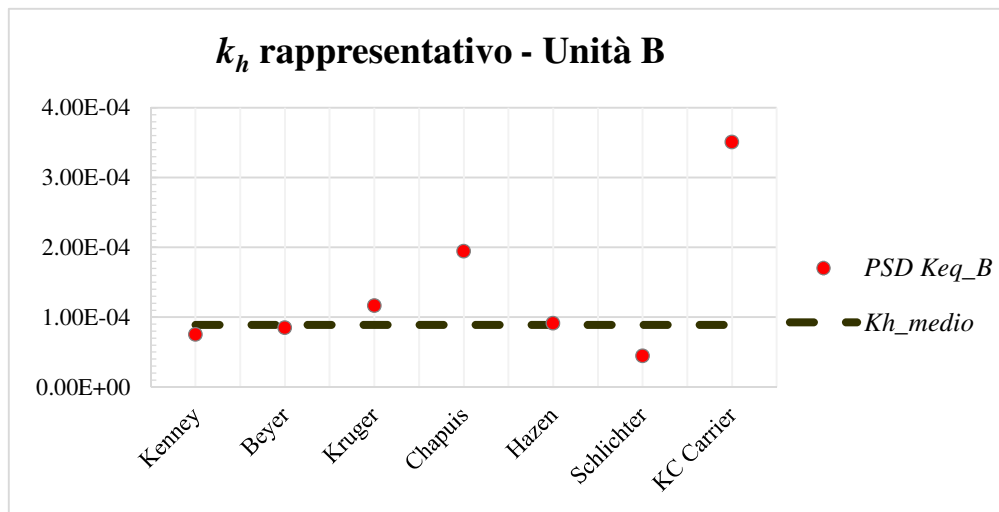


Figura 4-23. Diagramma a dispersione per comparazione dei risultati ottenuti da stime indirette PSD per l'Unità B in relazione alla stima di k_h rappresentativo desumibile dal valor medio delle prove dirette eseguite in sito ($k_{h_medio} = 9.35E-05$ m/s).

4.8. Modello di flusso preliminare

Per una futura calibrazione dei test di iniezione con sol di silice colloidale o ulteriori prove con tracciante è stato sviluppato un modello di filtrazione alle differenze finite tramite MODFLOW/Modpath (Harbaugh-USGS, 2005) con interfaccia grafica Model Muse (Winston-USGS, 2009), schematizzando un modello semplificato con pozzo di iniezione e di estrazione, in modo da verificare i tempi di migrazione ed i percorsi preferenziali delle particelle, cercando di massimizzare il rapporto tra portate di iniezione ed estrazione, nell'ottica di evitare significativi abbassamenti/innalzamenti dei livelli piezometrici (potenzialmente pericolosi per instabilità, deformazioni e cedimenti in aree fortemente urbanizzate). Il modello di filtrazione è stato calibrato sulla scorta dei parametri idraulici ottenuti dalle indagini di permeabilità e, per valutare una potenziale variabilità di risposta attesa al sito, si sono adottati all'occorrenza valori rappresentativi quali quelli medi, di upper bound e lower bound attesi.

Il modello preliminare, nei suoi assunti di base è stato realizzato sulla scorta dell'esperienza di Hamderi e Gallagher (2013), non tiene in conto di problematiche legate a fenomeni di diffusione/dispersione o interazioni chimiche di soluzioni multifase, pertanto, lo scopo principale è solamente quello di individuare il comportamento generale di un flusso laminare con moto indotto artificialmente nella falda freatica superficiale, ipotizzando le traiettorie di flusso principali nonché i corrispondenti tempi di migrazione (travel time) attesi nel percorso fra i due pozzi. Inoltre si è ricercata una massimizzazione delle portate di iniezione ed estrazione tale per cui la fluttuazione del livello freatico risultasse minima e, comunque, accettabile per non alterare gli equilibri tensionali in un ipotetico terreno di

fondazione. Procedendo per tentativi si è giunti ad una combinazione ritenuta ottimale e per cui il rapporto tra portate di iniezione Q_{in} e di estrazione Q_{out} risulta $Q_{in} \approx 1.3 Q_{out}$.

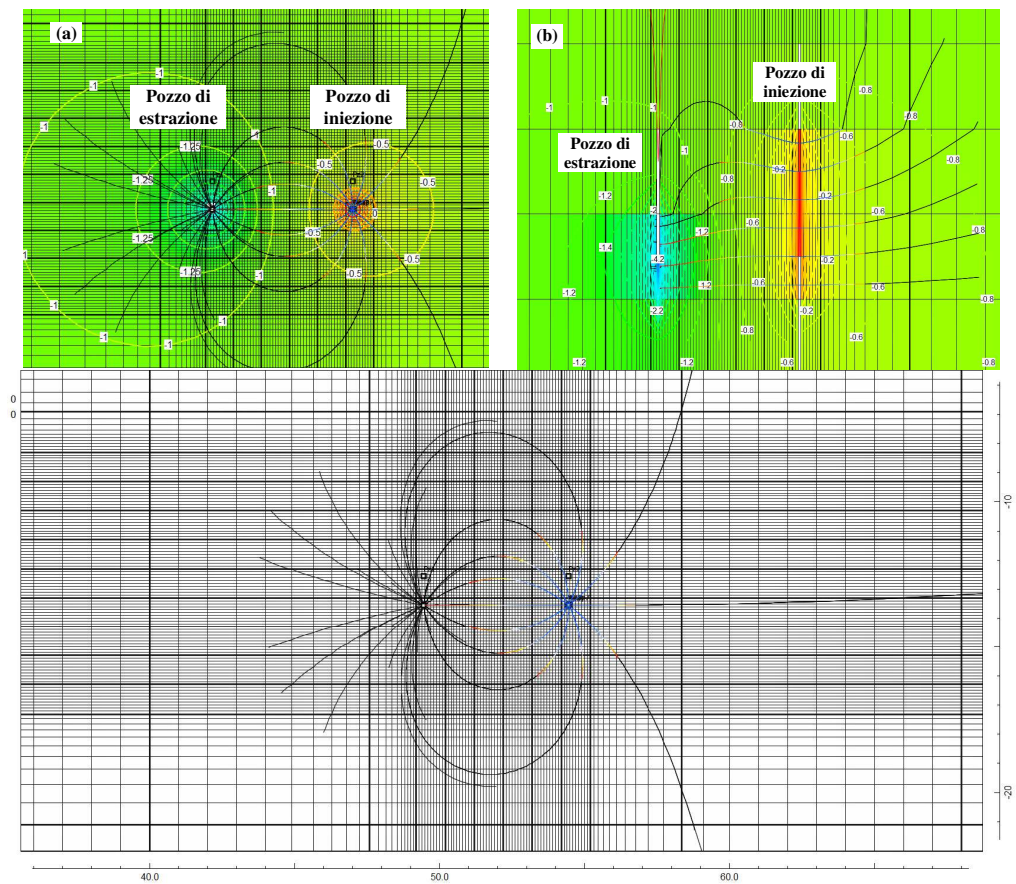
L'analisi numerica è stata condotta simulando un acquifero costituito da sabbie con assetto stratigrafico assimilabile a quello rilevato presso il campo prova e, quindi, suddivise secondo 2 tipologie principali sovrimposte quali l'Unità A e B poggianti sul letto alluvionale (Unità C) costituito da terreni semimpermeabili argillosi; il livello freatico di saturazione è stato imposto alla profondità di -1.0 m da p.c. Lo schema geometrico del modello rappresenta un'area di 100 m x 25 m nel piano orizzontale x-y per una profondità complessiva di 7 m (equivalente allo spessore di 6 m di sabbie + 1 m di argille semimpermeabili alla base). Quindi sono stati modellati n. 2 pozzi con diametro 10 cm (uno di iniezione ed uno di estrazione) posti ad un interdistanza di 5 m a cavallo della zona centrale dell'area e fenestrati da quota -4 a -6 m di profondità. Quali condizioni al contorno del modello, date le dimensioni complessive in relazione all'assetto idrogeologico generale (caratterizzato da un gradiente naturale molto basso), sono stati definiti dei confini laterali a pressione/carico costante. Il modello è stato discretizzato inizialmente in blocchi di 1 m³, ma la griglia di calcolo è stata raffittita progressivamente verso i pozzi, sino ad ottenere una maglia con passo 0.1 m nella zona centrale, di influenza diretta dei pozzi.

Un profilo piezometrico statico finale adeguato è stato raggiunto assegnando progressivamente diverse aliquote di iniezione e di estrazione, senza indurre cambiamenti significativi nel livello freatico superficiale. Da questi tentativi, con le condizioni di contorno ed i parametri idraulici adottati, si è osservato che il maggior incremento di flusso fra i 2 pozzi si ottiene quando il rapporto tra le portate in entrata ed in uscita arriva a $Q_{in} \approx 1.3 Q_{out}$ (vedi figura 4-24).

I primi tentativi sono stati condotti adottando i parametri idrogeologici al limite inferiore LB , in quanto ritenuti più difficoltosi ed ostativi per le problematiche inerenti la filtrazione e permeazione. Secondo tale rapporto di riferimento, adottando una $Q_{out} = 1.2 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ (7.2 l/min) e $Q_{in} = 1.6 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ (9.6 l/min), si ottiene una debole risalita del livello piezometrico W_{LC} sino a + 7.0 cm rispetto alle condizioni iniziali; parallelamente è possibile stimare un tempo di migrazione delle particelle T_{LB} fra i due pozzi pari a circa 18 h. Quindi con le stesse portate di iniezione/estrazione ma adottando parametri caratteristici al limite superiore UB si ottiene un tempo di migrazione $T_{UB} \approx 16.4 \text{ h}$ ed un lieve abbassamento del pelo libero pari a $W_{LC} = -7 \text{ cm}$.

Ulteriori tentativi con parametri UB , aumentando progressivamente le portate di iniezione/estrazione, mantenendo comunque il rispettivo rapporto 1/1.3 e nell'ottica di contenere le oscillazioni del pelo libero di falda, hanno consentito di raggiungere valori massimi di $Q_{in} = 6.4 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ (38.4 l/min), $Q_{out} = 4.8 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ (28.8 l/min) con un tempo di migrazione $T_{UB} \approx 4.5 \text{ h}$ max ed un innalzamento piezometrico pari $W_{LC} = +14 \text{ cm}$.

Inoltre da una prima comparazione dei tempi di migrazione attesi in base alle modellazioni numeriche ed i dati sperimentali ottenuti in sede di prova PDT con tracciante, si può desumere come i tempi di migrazione del tracciante salino monitorato attraverso $Pz2$ risultino sostanzialmente compatibili con i range temporali stimati di modello.



c) Figura 4-24. Modello di flusso per sistema di iniezione/estrazione elaborato tramite MODFLOW; particolare ingrandito in pianta(a) e in sezione (b) con illustrazione delle isolinee di carico idraulico e dei percorsi di filtrazione attesi; c) discretizzazione griglia di calcolo.

Questi valori vanno considerati come semplice punto di partenza per una più approfondita analisi e/o verifica in campo prova (con traccianti in continuo o con utilizzo di miscele permeanti) che possa tenere in conto l'effetto di fenomeni chimico-fisici legati anche al trasporto di massa ed alla evoluzione della viscosità dei fluidi per modellazioni di flusso con gradiente indotto artificialmente nei depositi costieri di Rimini. Tali considerazioni preliminari potranno inoltre risultare utili a valutare la fattibilità di tecniche di permeazione o di test di iniezione con miscele a comportamento reologico prossimo a quello dell'acqua.

Capitolo 5.

Caratterizzazione dinamica e ciclica dei terreni in campo prova

5.1. Generalità

Per poter approfondire adeguatamente le caratteristiche di risposta sismica di sito e stimare il potenziale di liquefazione dei terreni anche con metodi avanzati, in campo prova *Area 2* si è svolta una campagna d'indagine preliminare finalizzata ad alla caratterizzazione dinamica (per basse-medie deformazioni) e ciclica (per grandi deformazioni-liquefazione) dei depositi costieri sulla scorta sia di dati bibliografici che di indagini geofisiche in sito (in foro ed in array) e di laboratorio dinamico/ciclico, con individuazione del bedrock sismico e ricostruzione dei profili di Vs rappresentativi al sito di verifica.

5.2. Modello geologico

La caratterizzazione dinamica dei terreni e l'elaborazione/interpretazione di prove geofisiche, soprattutto per profondità significative, non può prescindere da una adeguata conoscenza delle caratteristiche litologiche e meccaniche dei terreni anche in profondità; pertanto in questa sezione propedeutica verranno approfonditi gli elementi conoscitivi diretti e di bibliografia inerenti gli assetti geologici generali e profondi nell'ambito del campo prova.

Nella Carta Geologica, redatta dalla Regione Emilia Romagna Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli, i depositi superficiali costieri dell'Unità di Modena *AES8a* e quelli alluvionali immediatamente sottostanti sono ascrivibili al "SUBSISTEMA DI RAVENNA – AES8" (vedi Figura 5-1), mentre a maggiori profondità si riscontrano depositi alluvionali appartenenti al Subsistema di villa Verucchio – *AES7* e del Subsistema di Bazzano - *AES6*, completando la successione deposizionale profonda con i Sintemi *AES* ed *AEI*.

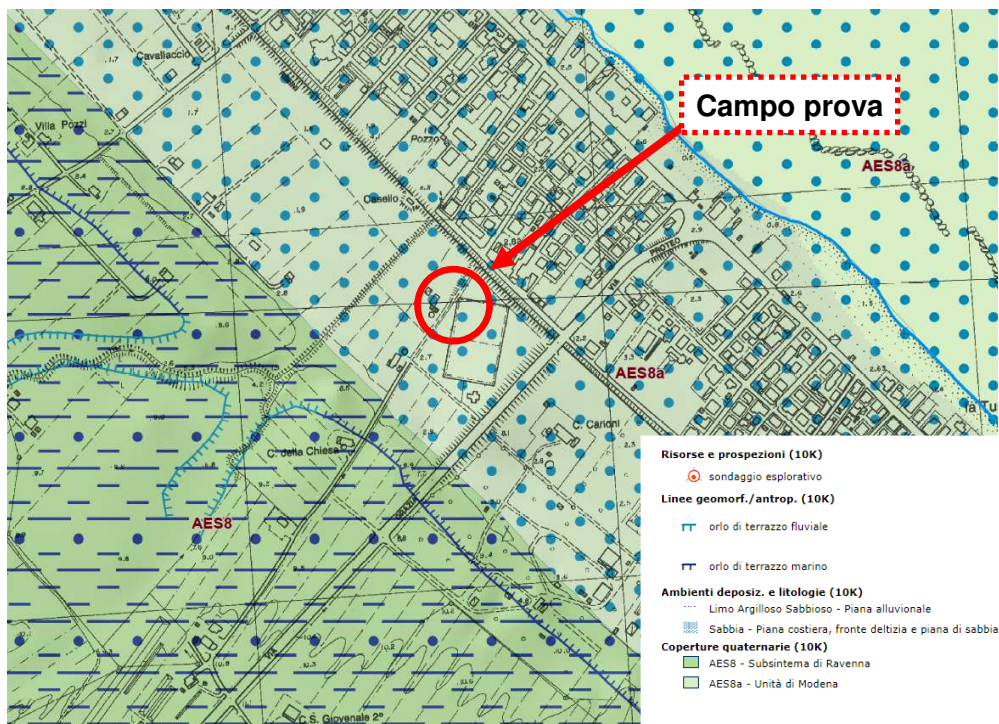


Figura 5-1. Stralcio carta geologica R.E.R., scala 1:5000

Sulla base delle prove geognostiche realizzate in sito e di sondaggi di correlazione si conferma l'assetto generale secondo cui i terreni superficiali sono costituiti da sabbie, sabbie limose e limi di origine marina e mista (continentale e litorale); più in profondità sono presenti prevalenti limi argillosi e argille limose di deposizione alluvionale sino a raggiungere, alla profondità di circa 15.0 mt, un livello di ghiaie di spessore decametrico. Sulla base dei dati geologici e stratigrafici generali a disposizione, al di sotto di tale orizzonte ghiaioso sabbioso, risulta proseguire la sequenza deposizionale alluvionale propria della conoide del Fiume Marecchia, con alternanze di orizzonti prevalentemente fini limo argillosi e orizzonti ghiaiosi dotati spesso di considerevole continuità (vedi Figure 5-3, 5-4), sino al contatto con la formazione marina basale delle Sabbie di Imola (*IMO*), ipotizzabile in loco ad una profondità di circa 240 - 260 mt (vedi Figura 5-4). In particolare i dati profondi di correlazione disponibili sono due sezioni geologiche profonde, a brevissima distanza dal sito di intervento, di cui una perpendicolare alla costa (vedi sotto per ubicazione), denominata sez. n. 149 (a nord ovest) ed una parallela, denominata n. 059 realizzate dal Servizio Geologico Regionale R.E.R. nell'ambito degli studi sulla conoide del Fiume Marecchia (vedi Figura 5-2, 5-3, 5-4); inoltre dal database ci si è avvalsi anche di n. 2 sondaggi profondi, realizzati nelle vicinanze, di cui uno attrezzato a prova cross-hole (vedi Figura 5-4).



Figura 5-2. Stralcio planimetria ubicazione sezioni geologiche profonde R.E.R.

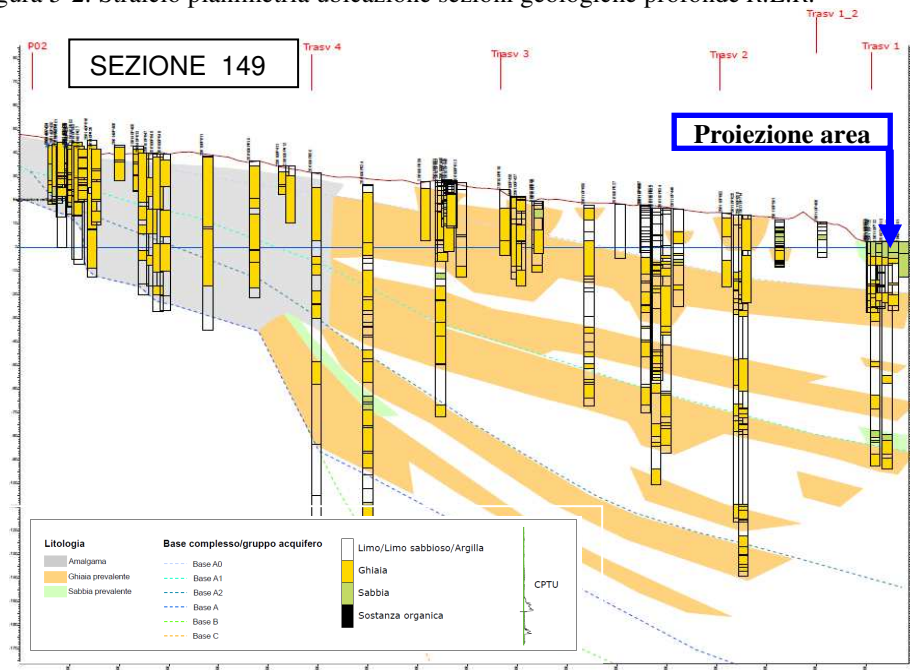
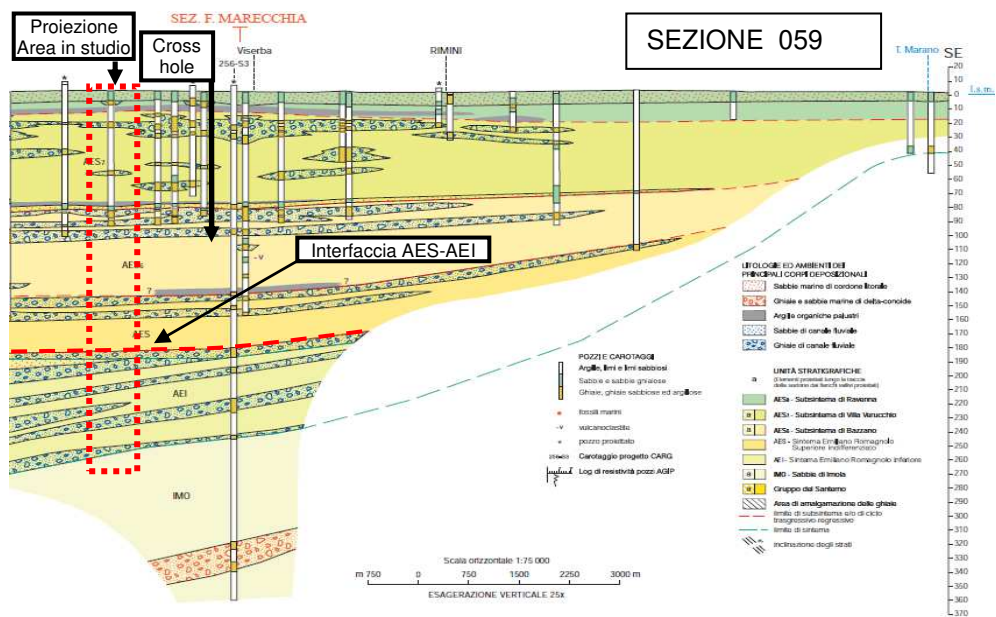


Figura 5-3. Stralcio sezione profonda R.E.R. n. 149



b)
 Figura 5-4. Stralcio sezione profonda R.E.R. lungo costa n. 059

Dal punto di vista delle caratteristiche litostratigrafiche le unità principali presenti in successione sono le seguenti (ove l'interfaccia di riferimento AES-AEI viene evidenziata con la tratteggiata rossa):

UNITÀ GEOLOGICA	PROFONDITA' DA P.C. [m]	DESCRIZIONE
AES8a	0 - 3	Sabbie marine superficiali Unità geotecnica A
AES8	3 - 6.5	Sabbie marine – alternanze Unità geotecnica B
	6.5 - 10	Limi argillosi alluvionali prevalenti Unità geotecnica C
AES7	10 - 15	Limi argillosi alluvionali prevalenti Unità geotecnica C
	15 - 25	Ghiaie alluvionali prevalenti
AES6	25 - 85	Limi argillosi alluvionali prevalenti Con occasionali livelli ghiaiosi metrici
	85 - 95	Ghiaie alluvionali prevalenti
AES	95 - 125	Limi argillosi alluvionali prevalenti Con occasionali livelli ghiaiosi metrici
	125 - 140	Ghiaie alluvionali prevalenti
AEI	140 - 170	Limi argillosi alluvionali prevalenti
IMO	> 260	Substrato formazionale marino

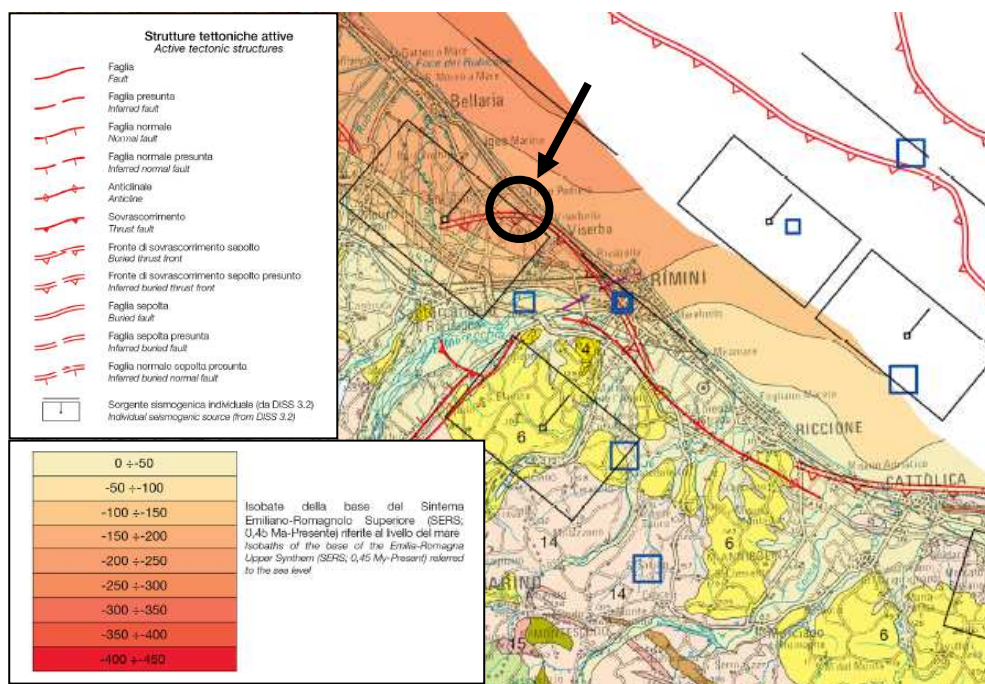
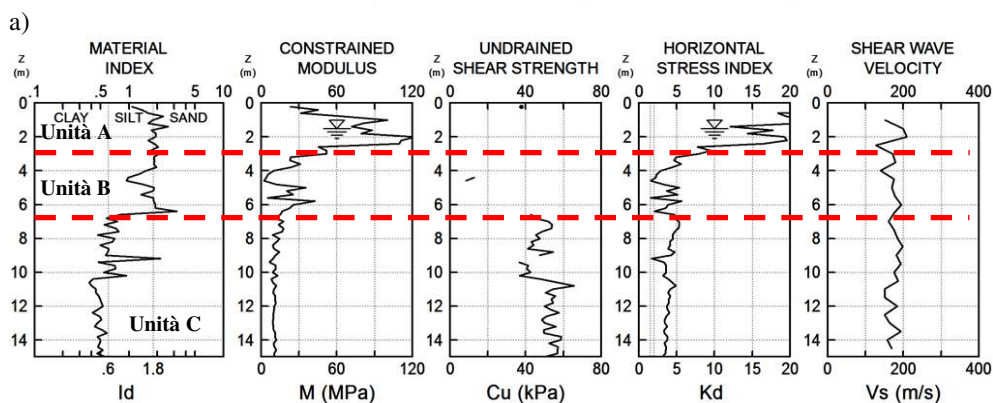
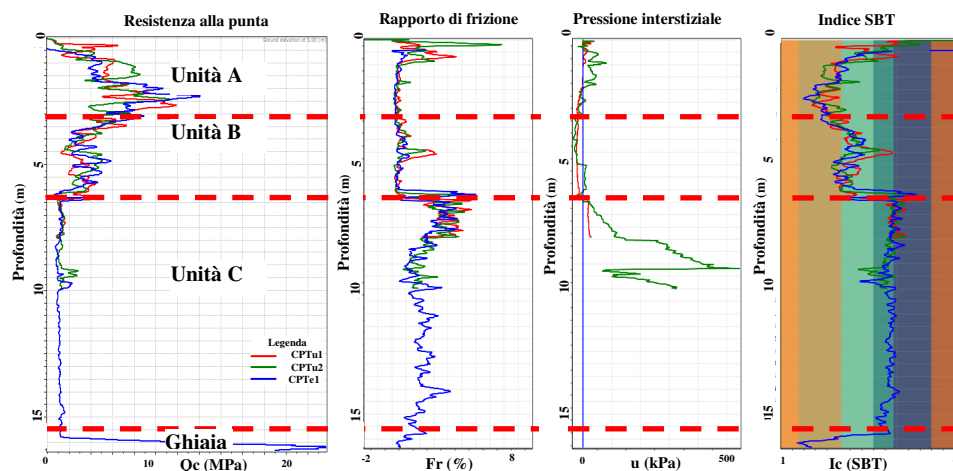


Figura 5-5. Stralcio carta sismotettonica 2016 Regione Emilia Romagna

Un contatto stratigrafico di particolare interesse litologico ed idrogeologico è certamente rappresentato dall'interfaccia *AES-AEI*, in loco alla profondità di circa 170 – 180 m dal piano campagna *p.c.*, il quale separa la base del *Gruppo Acquifero A* dal sottostante sintema *AEI* (Gruppo Acquifero B), costituito da spessi ed interconnessi orizzonti ghiaiosi. Tali significative differenze litologiche possono riflettersi in un altrettanto significativa differenza di rigidezza e comportamento meccanico - sismico dei terreni. Questo interfaccia geologica, emerge anche dalla nuova Carta Sismotettonica 2016 (redatta dal Servizio Geologico della Regione Emilia Romagna e pubblicata nel 2017), in quanto evidenziata da un significativo riflettore sismico e, in zona, viene rilevata entro un range di profondità pari a 150 – 200 m da *p. c.* (vedi figura 5-5)

5.3. Caratteristiche dinamiche e profili caratteristici di V_s

Sulla scorta delle indagini geognostiche dirette/indirette effettuate in sito, che hanno consentito di valutare l'omogenità di assetto e continuità di comportamento areale (vedi figura 5-6), si è condotta una campagna estensiva di indagini geofisiche (in foro, in array superficiale ed a stazione singola) e di laboratorio ciclico al fine di caratterizzare il comportamento dinamico dei terreni investigati a vari livelli deformativi ed a supporto della realizzazione di modelli di calcolo monodimensionali atti a verificare le caratteristiche di risposta sismica del sito e di suscettibilità alla liquefazione.

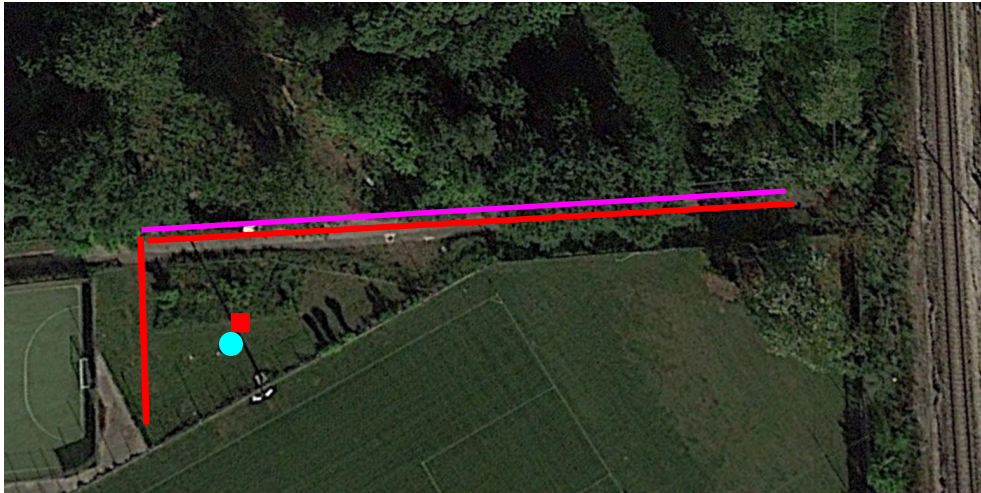


b)
 Figura 5-6. Sovrapposizione prove CPTU/E (a) e report sintetico prova SDMT (b) eseguite presso il campo prova Area 2.

5.3.1 Prove Geofisiche

I profili di V_s , presso il campo prova, sono stati definiti attraverso elaborazione congiunta sulla base di prove sismiche in foro e superficiali di tipo attivo ad alta risoluzione e prove di sismica passiva con stendimenti superficiali 1D, 2D ed a stazione singola a maggior capacità di penetrazione (vedi figura 5-7).

I valori sperimentali sono inoltre stati sottoposti a verifica/confronto: con n. 1 *Down Hole* (prof. 50 m) realizzato a 300 m di distanza, n. 1 *Down Hole* (prof. 30 m) realizzato a circa 1.5 km di distanza e n. 1 *Cross Hole* (prof. 98 m) realizzato anch'esso a circa 1.5 km di distanza, nell'ambito del medesimo contesto litostratigrafico e deposizionale e allo stesso piano campagna di riferimento (vedi figura 5-8). La posizione del *bedrock* sismico è stata stimata sulla base dei dati geologici profondi (evidenze geologiche), frequenze di risonanza da prove *HVSR* e dati di velocità profondi da prova in array passivo e *Cross-Hole*.



Legenda

- Sismica passiva in Array 2D - ESAC
- Sismica passiva in Array 1D - ReMi
- Sismica attiva in Array 1D - MASW
- ▲ Sismica passiva a stazione singola - HVSR
- Sismica attiva in foro - SDMT (SDMT2)
- Sondaggio S1 con piezometro Pz1 e prelievo campioni di laboratorio geotecnico e ciclico

Figura 5-7. Schema prove geofisiche in foro e di superficie eseguite in campo prova



Legenda

- ▲ Down Hole 50 m - Viserbella
- ▲ Down Hole 30 m - Viserba
- Cross Hole 98m - Viserba
- UBICAZIONE CAMPO PROVA

Figura 5-8. Planimetria prove geofisiche in foro profonde di correlazione da database

Dilatometro sismico SDMT: Prova sismica attiva in foro in onde Vs

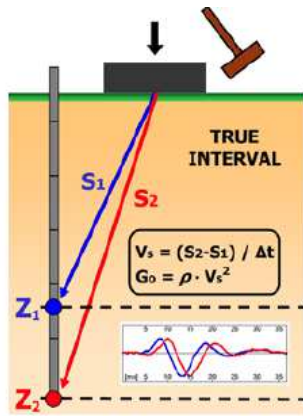
In data 28/07/2017 in collaborazione con la ditta Intergeo Srl e Studio Marchetti, in adiacenza al sondaggio S1 ed alla prova penetrometrica CPTU1, è stata eseguita la prova dilatometrica e sismica SDMT2. Il dilatometro sismico è una combinazione della lama DMT standard con un modulo sismico per la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs in cui il corpo cilindrico posto sopra la lama DMT viene munito di due ricevitori distanti 0.5 m. La prova è concettualmente simile alla prova con cono sismico SCPT. La configurazione true-interval a due ricevitori evita possibili inesattezze nella determinazione dello zero dei tempi dall'impatto, talora riscontrate nella configurazione pseudo-interval con un solo ricevitore. Inoltre la coppia di sismogrammi registrata dai due ricevitori ad una data profondità di prova corrisponde alla stessa energizzazione, anziché a colpi successivi ed a profondità successive non necessariamente identici, con sensibile miglioramento della ripetibilità delle misure. Vs viene quindi ottenuta come rapporto tra la differenza di distanza tra la sorgente e i due ricevitori (S2-S1) con il ritardo Δt dell'arrivo dell'impulso dal primo al secondo ricevitore. Le misure di Vs sono effettuate ogni 0.5 m di profondità ed il segnale è amplificato e digitalizzato in profondità (vedi Figure 5-9 a,b,c,d).



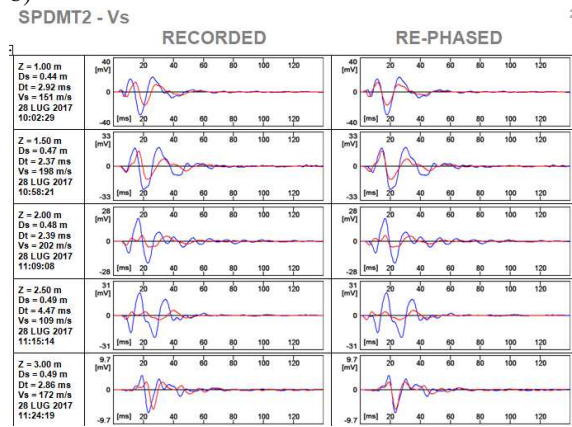
a)



b)



c)



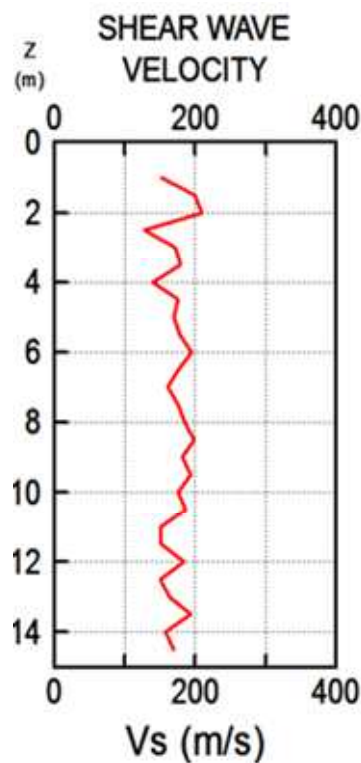
Z (m) = profondità del punto medio tra i due ricevitori, riferite p.c.
 Ds (m) = differenza di percorso dalla sorgente ai due ricevitori
 Dt (m) = ritardo di arrivo dell'impulso dal primo al secondo ricevitore
 Vs (m/s) = Ds / Dt = velocità di propagazione dell'onda di taglio

d)

Figura 5-9. (a) Modulo punta sismica utilizzata per i test; (b) fase di energizzazione e registrazione segnale; (c) schema tipo prova true-interval; (d) stralcio elaborazione con rifasatura segnali per ciascun ritardo registrato.

TABELLA 5-1 - Tabulato sintetico di elaborazione dati e relativo profilo

Z	Vs	Go	Rho	Vs Repeatability	Var Coeff.
[m]	[m/s]	[MPa]	[kg/m ³]	[m/s]	[%]
1.00	152	45.1	1950	151,152,153	0.54
1.50	199	76.2	1925	198,203,195	1.67
2.00	209	87.4	2000	202,213,213	2.49
2.50	128	31.9	1950	109,136,138	10.33
3.00	172	56.2	1900	172,171,174	0.75
3.50	179	59.3	1850	173,186,177	3.04
4.00	139	32.8	1700	130,146,140	4.75
4.50	176	49.6	1600	178,171,179	2.02
5.00	170	54.9	1900	175,164,172	2.74
5.50	178	55.4	1750	178,181,175	1.38
6.00	195	72.2	1900	192,197,195	1.07
6.50	176	54.2	1750	178,175	0.90
7.00	161	46.7	1800	160,162	0.62
7.50	175	55.1	1800	175,175	0.00
8.00	185	61.6	1800	187,183	1.08
8.50	198	66.6	1700	200,197	0.80
9.00	182	56.3	1700	181,183	0.55
9.50	194	64.0	1700	193,196	0.82
10.00	176	52.7	1700	176,176	0.00
10.50	186	58.8	1700	186,185	0.38
11.00	150	40.5	1800	150,151	0.47
11.50	152	41.6	1800	153,152	0.47
12.00	184	60.9	1800	184,185	0.38
12.50	150	40.5	1800	150,151	0.47
13.00	163	45.2	1700	163,163	0.00
13.50	194	67.7	1800	192,196	1.03
14.00	158	44.9	1800	158,159	0.45
14.50	170	52.0	1800	170,169	0.42



I risultati ottenuti ed illustrati in Tabella 5-1 sono stati elaborati con software dedicato Marchetti. Il tempo t_0 di riferimento viene definito attraverso un trigger appositamente reso solidale alla mazza battente o infisso nel terreno in adiacenza al punto di energizzazione. L'energizzazione avviene in superficie mediante un martello a pendolo (di peso ≈ 10 kg) che percuote orizzontalmente una base di ferro parallelepipedica pressata verticalmente contro il terreno (grazie al contrasto di peso di un automezzo o pressata sotto gli stabilizzatori dello

stesso mezzo di spinta) ed orientata con asse longitudinale parallelo all'asse dei ricevitori, in modo che essi offrano la massima sensibilità all'onda di taglio generata.

Come mezzo di spinta per l'infissione del modulo è stato utilizzato un penetrometro Pagani tipo TG 63-200 (20 tonn. di spinta max) adeguatamente ancorato al terreno con una coppia di eliche di grande diametro per terreni incoerenti infisse sino a - 2 m da p.c..

La prova è stata condotta sino alla profondità di 15.0 mt, ovvero sino al tetto del primo livello di ghiaie (impenetrabili), secondo step di avanzamento ogni 50 cm, eseguendo 3 energizzazioni e 3 letture per ciascun passo di avanzamento. La prova, consentendo di ricavare moduli di taglio a diversi livelli deformativi (a piccole deformazioni ed operativi), tramite una specifica procedura di analisi, ha inoltre consentito di involuppare specifiche curve di decadimento G/G_0 come verrà più dettagliatamente illustrato nei paragrafi seguenti.

MASW: Prova sismica attiva multicanale in array superficiale 1D

In data Settembre 2016, al fine di ottenere un profilo di V_s superficiale ad alta risoluzione, investigando volumi di terreno significativi e comparabile anche con prove in foro, è stata eseguita un'indagine di sismica attiva con stendimento superficiale monodimensionale tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), basata su un'artificiale energizzazione sismica del suolo e sull'analisi spettrale delle onde superficiali presenti nel segnale (Nazarian e Stokoe, 1984; Park et al., 1999) ed, in particolare, delle onde di Rayleigh.

Infatti le proprietà dispersive di tali onde in mezzi stratificati, nonché la stretta relazione esistente tra la loro velocità di propagazione e quella delle onde di taglio, consentono di risalire ad un profilo di velocità delle onde S (Figura 5-10).

La curva di dispersione delle onde di Rayleigh rappresenta la variazione di velocità di fase che tali onde in funzione della frequenza. L'analisi delle onde generate viene eseguita mediante la trattazione spettrale del sismogramma, a seguito cioè di una trasformata di Fourier che restituisce lo spettro del segnale. Osservando lo spettro di frequenza è possibile evidenziare che l'onda S si propaga a velocità variabile a seconda della sua frequenza, come risultato del fenomeno della dispersione. Generalmente il metodo attivo consente di ottenere una velocità di fase (curva di dispersione appunto) nel range di frequenze compreso tra 5-100 Hz.

Lo scopo dell'intera procedura è identificare il modello la cui curva di dispersione sia caratterizzata dal minor errore della deviazione standard tra le velocità di fase osservate e calcolate. Per la complessità del fenomeno fisico e delle eventuali complicazioni che possono sperimentalmente manifestarsi soprattutto in funzione della litostratigrafia del sito di indagine (presenza di onde canalizzate, problematica distinzione dei differenti modi) è prassi procedere con una modellazione diretta in cui si cerca di trovare una sintesi coerente tra la distribuzione di energia nello spettro di velocità (unico dato sperimentale) e la curva di dispersione teorica di un modello ipotizzato sulla base delle conoscenze geologico-geofisiche pregresse; ciò è attuabile tramite il picking dei massimi di ampiezza nello spettro di velocità del modo fondamentale e degli eventuali modi superiori.

In ogni caso la profondità di penetrazione dipende dalla frequenza più bassa (lunghezza d'onda λ massima) rilevabile nella curva di dispersione e risulta generalmente compresa tra $\lambda/2$ e $\lambda/3$. Rimane comunque necessario valutare la coerenza con le caratteristiche geometriche e stratigrafiche del sito in quanto permane il problema della non-univocità della soluzione del problema inverso (comune a tutti i metodi indiretti).

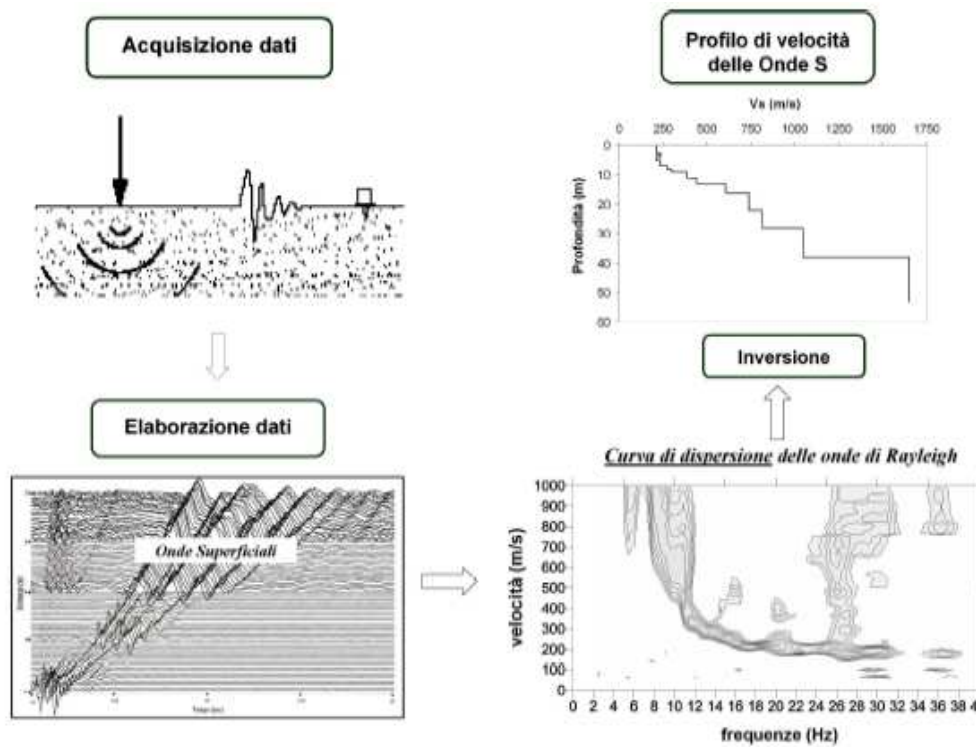


Figura 5-10. Modalità di esecuzione ed elaborazione dati della prova MASW.



Figura 5-11. (a) Schema geometrico esecutivo della prova; b) acquisizione ed elaborazione dati; c) martello e piastra di energizzazione.

Strumentazione utilizzata

- 24 Geofoni Sunfull 4.5 Hz Hg (alto guadagno)
- Sismografo DoReMi – Sara Electronic Instruments Srl
- A/D conversione 24 bit

Modalità operativa adottata:

Si sono disposti 24 geofoni ad alto guadagno da 4,5 hz ad interdistanza di 1.0 metri, ottenendo così una traccia ricevente lunga 23 metri (vedi Figura 5-11a,b,c). Eseguendo poi varie battute di energizzazione tramite massa battente (mazza) ad una prefissata distanza dal primo geofono (offset = 3.0 mt) si sono ottenute più tracce per ottimizzare il segnale e meglio analizzare le onde superficiali. L'energizzazione è stata effettuata tramite mazza di 10 kg, battente su una piastra in metallo incastrata a terra in prossimità del trigger. Per l'acquisizione si è utilizzata una finestra temporale pari a 2 s e, in fase di elaborazione, una frequenza di campionamento di 2-5 ms.

Chiaramente la ridotta interdistanza geofonica e, quindi, dello stendimento da un lato ha consentito una buona capacità risolutiva a livello stratigrafico ma allo stesso tempo una modesta profondità di penetrazione. I dati sono stati trattati ed elaborati tramite software commerciale Grilla 7.4.1 prodotto dalla Moho srl. Questa metodologia è stata utilizzata soprattutto nell'ambito di procedure di inversione congiunta con altre tecniche di indagine geofisiche, esclusivamente per i range di frequenze significative (fino a circa 11 Hz).

I dati di elaborazione, da sottoporre alle procedure di inversione e di stima delle V_s , sono sintetizzati nello spettro velocità di fase-frequenza riportati in Figura 5-12.

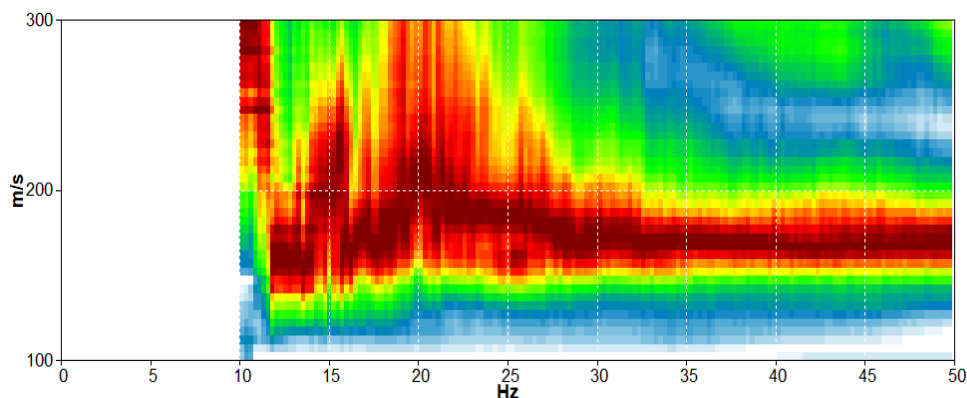


Figura 5-12. Spettro sperimentale in onde di Rayleigh velocità di fase/frequenza

Re.Mi.: Prova sismica passiva multicanale in array superficiale 1D

In data Settembre 2016, al fine di ottenere un profilo di V_s con maggior capacità di penetrazione (anche a scapito di una minor risoluzione), capace di investigare maggiori volumi di terreno ed integrabile con altre tecniche di indagine, si è svolta una prova sismica di tipo passivo a stendimento monodimensionale, in cui la forzante è data dal rumore ambientale naturale ed elaborata tramite tecnica *Refraction Microtremor*.

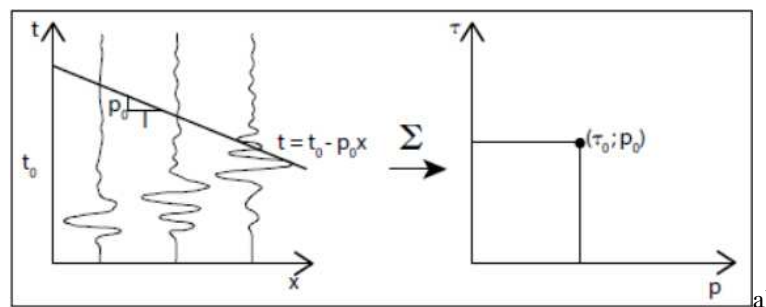
Le vibrazioni ambientali (o microtremori) sono movimenti del terreno caratterizzati da ampiezze dell'ordine di $10^{-4} - 10^{-2}$ mm. Queste vibrazioni sono l'effetto di una molteplicità di sorgenti agenti a diverse frequenze: onde marine e perturbazioni atmosferiche, ad esempio, contribuiscono al campo d'onda prevalentemente a frequenze inferiori a 0.5 Hz; vento, traffico veicolare e attività industriali contribuiscono prevalentemente a frequenze superiori a 0.5 Hz. L'indipendenza dinamica delle sorgenti e la molteplicità dei percorsi delle onde da esse generate determina il carattere stocastico del fenomeno e ciò consente, mediante operazioni di tipo statistico, di ridurre la complessità dell'analisi ed interpretarne i risultati.

Questo metodo venne introdotto da Louie (2001), e prevede una disposizione lineare dei geofoni verticali, del tipo comunemente usato per la sismica a rifrazione a piccola profondità (frequenza propria generalmente 4.5 Hz). L'acronimo *Re.Mi.* sta infatti per Refraction Microtremors. La spaziatura geofonica rappresenta una sorta di filtro in frequenza per il segnale che arriva da tutte le direzioni e maggiore è la spaziatura intergeofonica, minore è la frequenza del segnale utile campionabile (minor risoluzione), aumentando di conseguenza la profondità di investigazione.

L'elaborazione dei dati pur dovendo passare per una trasformata di Fourier (*T.F.*) avviene in forma sostanzialmente diversa dalla tecnica *MASW*, in quanto in questo caso gli arrivi delle onde di Rayleigh non sono in sequenza crescente con la distanza dalla sorgente, ma casuali. La modifica sostanziale riguarda un'operazione preliminare alla *T.F.*, che viene effettuata sui dati di campagna e chiamata *slant-stack* (ovvero "sovrapposizione obliqua").

Nel sismogramma acquisito sul campo, che giace nel piano $x-t$, si mandano tante rette di equazione: $t = \tau_0 - p_0x$, dove p_0 ha le dimensioni del reciproco della velocità (lentezza o "slowness") e τ_0 è l'ordinata all'origine o tempo intercetto, variando τ_0 da 0 al tempo massimo di registrazione e p da 0 (velocità apparente d'arrivo del fronte infinita) a un valore p_{max} , reciproco del valore di velocità minima attesa (poche decine di m/s in presenza di terreni sciolti). Lungo ciascuna di queste rette si sommano tutte le ampiezze di segnale incontrate sulle varie tracce e il risultato è un punto di coordinate (p_0, τ_0) nel piano $p-\tau$. (vedi Figura 5-13 a).

La trasformata di Fourier viene eseguita per ogni p , lungo l'asse τ . Si ottiene lo spettro di Fourier nel piano frequenza-velocità di fase (reciproca di p), a cui segue l'inversione 1D della curva di fase del modo fondamentale e/o superiori, esattamente come nel metodo *MASW* (Figura 5-13b). Un limite concettuale di questo metodo è costituito dal fatto che soltanto le velocità di onde che si propagano nella direzione del profilo vengono restituite con precisione, mentre tutte le altre direzioni portano a velocità sovrastimate.



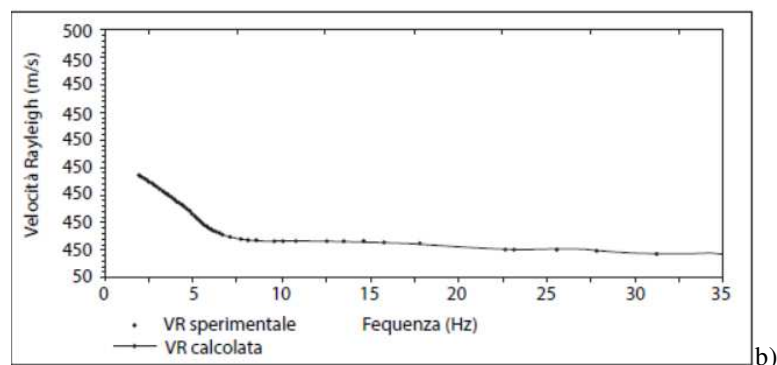


Figura 5-13. (a) Modalità di elaborazione dati; b) raffronto curva di dispersione calcolata e sperimentale da picking.

Louie stesso si rese conto di questo limite e fece una valutazione statistica dell'errore, concludendo che si otteneva un ragionevole modello delle V_s invertendo non la linea di massimo spettrale nel grafico $f-p$, ma il suo bordo inferiore.

Attraverso le procedure di inversione, variando il numero di strati, la loro velocità e la densità del materiale, la curva di dispersione calcolata viene adattata fino a farla aderire il più possibile a quella sperimentale, ottenuta tramite una procedura di selezione dei punti rappresentativi di massima ampiezza sullo spettro di velocità di fase / frequenza, denominata *picking*. In sostanza, si tratta di una modellazione diretta, monodimensionale, che può accettare inversioni di velocità con la profondità nella quale è molto importante l'abilità e l'esperienza di interpretazione ed in cui va costantemente valutata la coerenza con il modello geologico-stratigrafico.

In particolare l'inversione della curva di dispersione è stata effettuata in maniera congiunta ai rapporti spettrali H/V ottenuti nel medesimo sito ed al profilo di V_s da *SDMT* (per gli orizzonti più superficiali) in modo da avere un maggiore controllo sul fitting e quindi un dato sperimentale più efficiente.

Strumentazione utilizzata:

- Geofoni: n. 13 Sunfull 4.5 Hz Hg (alto guadagno)
- Sismografo: DoReMi – Sara Electronic Instruments Srl
- Numero dei canali ricevitori: 13
- A/D conversione 24 bit

Modalità operativa adottata:

Si sono utilizzati 13 geofoni da 4,5 Hz ad alto guadagno (sensibilità HG da 80 V/m/s) a distanza regolare di 5.0 metri, ottenendo così una traccia lunga 65 metri. La registrazione dei microtremori è stata condotta per 20 minuti tramite sismografo DoReMi (Sara srl), adottando una frequenza di campionamento pari a 128 Hz ed elaborando finestre di 10 s tramite codice di calcolo commerciale Grilla 7.4.1.

Lo spettro finale in frequenza – velocità di fase adottato per le procedure di inversione viene riportato in Figura 5-14.

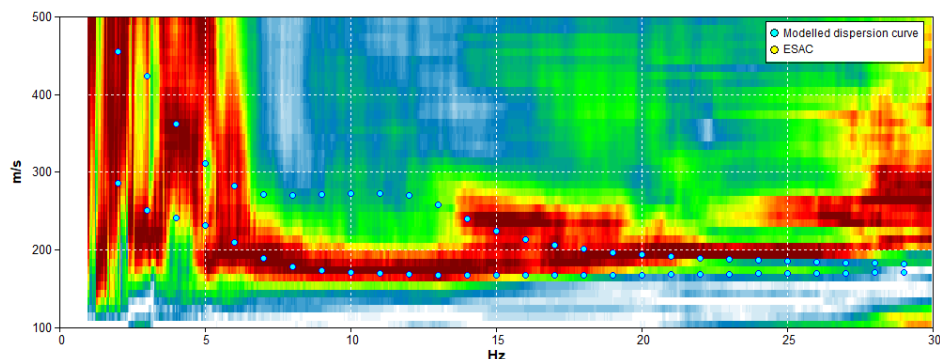


Figura 5-14. Spettro sperimentale in onde di Rayleigh velocità di fase/frequenza

ESAC: Prova sismica passiva multicanale in array superficiale 2D

In data Settembre 2016, al fine di ottenere dati per una interpretazione più affidabile dei dati profondi, l'indagine geofisica è stata integrata con prove di sismica passiva con stendimento bidimensionale (geometria ad L) e acquisizione di rumore ambientale elaborato tramite tecnica *ESAC* (Extended Spatial Auto-Correlation).

L'antenna sismica è una configurazione di sensori sismici distribuiti secondo geometrie bidimensionali variabili sull'area di indagine (Okada, 2003). Le registrazioni di rumore effettuate dai singoli sensori vengono combinate mediante procedure di autocorrelazione spaziale con tecnica *ESAC* (Okada, 2003), in grado di mettere in evidenza la coerenza di fase delle registrazioni dei vari sensori. Utilizzando sensori verticali, la componente del segnale identificata da questo sistema di acquisizione risulta essenzialmente costituita dalla combinazione dei diversi modi di vibrazione delle onde di Rayleigh. In linea di principio, non esistono limitazioni alla profondità di esplorazione di questo metodo di analisi.

In realtà, le condizioni sperimentali e/o le caratteristiche strumentali impongono inevitabili vincoli. Si può assumere che la massima profondità di esplorazione anche in condizioni ottimali sia dell'ordine di grandezza della diametro dell'antenna sismica (da D a 2D circa). Anche la frequenza propria dei sensori utilizzati limita la profondità di esplorazione unitamente al contenuto energetico ed alle caratteristiche della forzante (rumore ambientale).

Le informazioni relative alle caratteristiche del sottosuolo vengono ottenute a partire da una analisi di correlazione fra i segnali registrati dai diversi sensori, nelle diverse posizioni (consentendo di superare meglio le limitazioni proprie degli stendimenti 1D rispetto alla direzionalità dei segnali) ed alle diverse frequenze (funzione di coerenza). Utilizzando opportune procedure di analisi è possibile ricavare da queste misure più curve di dispersione delle onde di Rayleigh presenti nel rumore sismico ambientale.

Strumentazione utilizzata:

- Geofoni: n. 23 Sunfull 4.5 Hz Hg (alto guadagno)
- Sismografo: DoReMi – Sara Electronic Instruments Srl
- Numero dei canali ricevitori: 23
- A/D conversione 24 bit

Modalità operativa adottata:

Per l'acquisizione del rumore ambientale con l'Antenna Sismica sono stati utilizzati 23 geofoni da 4.5 Hz ad alto guadagno con segnale digitale disposti secondo una configurazione a L ad interspaziatura costante di 5 m lungo il lato maggiore (lunghezza complessiva 65 m) e variabile di 1-2-3 mt lungo il minore (lunghezza complessiva 18 m); le frequenze Min e max analizzate sono rispettivamente 1-30 Hz in range di velocità min e max pari a 100-600 m/s. La durata di acquisizione è stata di 20 minuti, adottando una frequenza di campionamento di 128 Hz. In fase di analisi si sono elaborate finestre temporali di 15 s. L'ubicazione degli stendimenti viene illustrato in figura 5.7.

Per l'analisi ed interpretazione dei dati acquisiti si è utilizzato il codice commerciale Grilla 7.4.1.

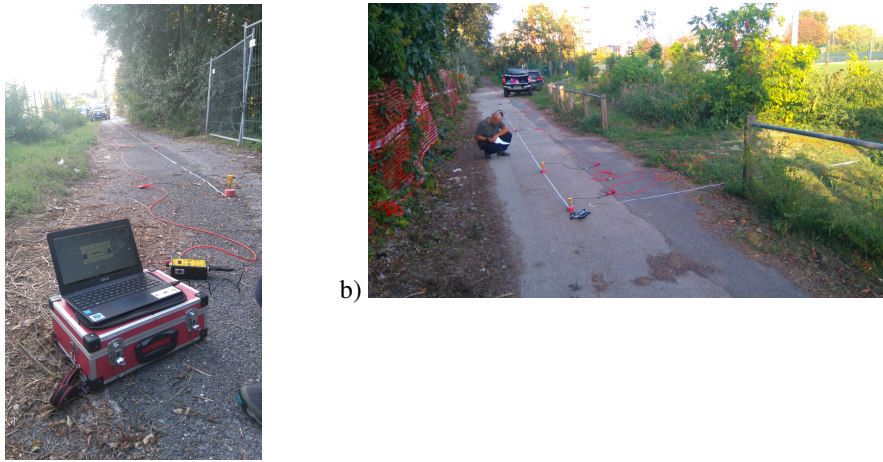


Figura 5-15. (a) Acquisizione ed elaborazione dati; b) schema geometrico esecutivo della prova.

In figura 5-16 si riporta la curva di dispersione *ESAC* elaborata ed utilizzata, negli ambiti di frequenza ottimali, ai fini delle procedure di inversione congiunta per la definizione del profilo di *Vs* finale:

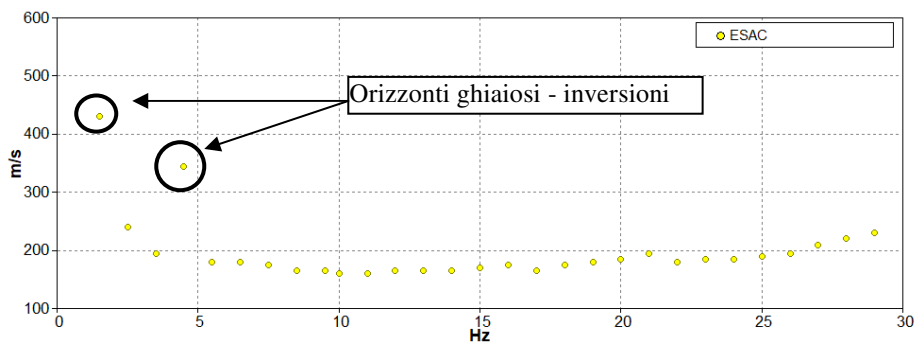


Figura 5-16. Curva di dispersione in onde di Rayleigh nel campo velocità di fase/frequenza

Come si può notare la curva di dispersione *ESAC* trova molte affinità con quella *ReMi* e *MASW* (per gli orizzonti più superficiali) a testimonianza della regolarità degli assetti stratigrafici. La presenza persistente di valori di frequenza-velocità contraddistinti da salti repentini di velocità in ambiti in cui lo spettro generale comincia a perdere coerenza ($f < 5\text{Hz}$), è stata ritenuta comunque significativa sia perché rilevata alle stesse frequenze anche nell'elaborazione *ReMi*, quanto per la forte corrispondenza con i dati geologici ed i picchi di frequenza *H/V* (rilevabili da tecnica *HVSR*) per cui, alle profondità corrispondenti, risultano esservi banchi di ghiaia di significativa rigidità e spessore.

HVSR: Prova sismica passiva a stazione singola

Sempre in Settembre 2016, contestualmente alla realizzazione delle prove di sismica passiva con stendi menti 1D-2D, si è condotta una registrazione di microtremori tramite stazione singola, con elaborazione *HVSR* (Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio), chiamata anche tecnica di Nakamura (1989), basata appunto sull'analisi del rapporto spettrale fra onde orizzontali e verticali.

Questa tecnologia è stata oggetto del progetto di ricerca *SESAME* (Site EffectS assessment using AMBient Excitations) ed a questo si rimanda per le linee guida della tecnica *H/V* spectral ratio (<http://sesame-fp5.obs.ujf-grenoble.fr/index.htm>).

La sismica passiva a stazione singola fornisce quindi importanti informazioni sui terreni di indagine relativamente alle frequenze naturali di vibrazione e, quindi, di potenziale risonanza.

Nel caso specifico si è ritenuto adeguato l'utilizzo di tale metodologia in quanto consente l'individuazione del bedrock sismico (coincidente con il modo fondamentale) con la maggior attendibilità e coerenza sperimentale possibile, rendendo altresì possibile una stima del profilo di *Vs* sino elevate profondità qualora si adottino modalità di elaborazione congiunta con altre indagini geofisiche (*SDMT*, *MASW*, *Re.Mi.* ed *ESAC*) e sulla scorta di dettagliate conoscenze geologico-stratigrafiche.

La misura di microtremore ambientale è stata effettuata per mezzo di un registratore sismico Gemini 2, con freq. propria 2 Hz, acquisitore a 16 bit, prodotto dalla ditta PASI srl. Il registratore è composto da una terna di velocimetri, i quali trasmettono il segnale ad un sistema di acquisizione digitale a basso rumore. Lo strumento è stato posizionato correttamente (tramite bolla sferica e piedini regolabili) sul terreno; durante l'acquisizione dei microtremori: i modi di vibrare del terreno vengono amplificati, convertiti in forma digitale, organizzati e salvati su una memoria digitale. Successivamente i dati vengono trasferiti nel PC dove, mediante il codice di calcolo Grilla 7.4.1 e Geopsyack 2.4.2, sono stati analizzati ed elaborati.

Considerando un sistema in cui gli strati 1 e 2 si distinguono per diverse densità (ρ_1 e ρ_2) e diverse velocità delle onde sismiche (V_1 e V_2), un'onda che viaggia nel mezzo 1 viene parzialmente riflessa dall'orizzonte che separa i due strati e questa, una volta riflessa, interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente λ è 4 volte (o suoi multipli dispari a formare armoniche) lo spessore h del primo strato, per cui la frequenza fondamentale di risonanza f_r dello strato 1 relativa ad esempio alle onde *Vs* è $f_r = V_{s1}/(4h)$.

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva *HVSR* mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati e, unitamente ad una stima della velocità media, è in grado di fornire previsioni sullo spessore *h* degli strati.

Questa informazione è per lo più contenuta nella componente verticale del moto, ma la prassi di usare il rapporto degli spettri orizzontali e quello verticale, piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce un'importante normalizzazione del segnale per a) il contenuto in frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale, soprattutto apprezzabile quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

Indicativamente, la frequenza di sito è funzione diretta della vicinanza del bedrock dalla superficie topografica e della rigidità dei materiali costituenti la copertura.

L'acquisizione è stata condotta con le seguenti specifiche operative:

- trasduttori tricomponenti (N-S, E-W, verticale) a bassa frequenza (2 Hz);
- frequenza di campionamento: 128 Hz;
- convertitore A/D (analogico digitale) a 16 bit;
- durata registrazione: 20 minuti;
- larghezza delle finestre d'analisi 30 s,
- lisciamento secondo metodo triangular window: 10%
- rimozione dei transienti antropici sulla serie temporale degli *H/V*;

L'elaborazione dei dati raccolti è in grado di consentire l'analisi dei dati mediante la tecnica dei rapporti spettrali secondo le linee guida del progetto europeo *SESAME* (Site Effect S assessment using Ambient Excitations, 2005).

Le risultanze dell'elaborazione sono presentate mediante graficazione dei rapporti spettrali *H/V* e dell'andamento delle singole componenti nelle tre direzioni (N-S_E-O_Verticale) secondo la procedura descritta in Castellaro et al. (2005-2009), consentendo di definire il massimo del rapporto *H/V* nel valore della frequenza fondamentale di risonanza f_0 e la sua deviazione standard.

In condizioni normali le 3 componenti spettrali NS, EW e Z (verticale) hanno ampiezze simili, mentre alla frequenza di risonanza, determinata dal tetto di riflettori contraddistinti da un sensibile aumento di rigidità, si genera un picco *H/V* (Vedi figura 5-16a) che, nel diagramma di andamento delle componenti, coincide alla generazione di un minimo locale della componente verticale rispetto alle due orizzontali.

In tal modo dagli andamenti di figura 5-17b è possibile individuare i picchi di frequenza dominanti (indicati con la freccia nera) ed anche la presenza di zone di inversione di velocità lungo i tratti in cui la componente Z invece sormonta le altre due componenti orizzontali (indicati con la freccia rossa in Figura 5-17b).

Inoltre, con l'ausilio di altre informazioni geologiche e geofisiche, è possibile invertire le curve *HVSR* creando una serie di modelli sintetici da confrontare con quello sperimentale fino a considerare ottimale il modello teorico più prossimo alle curve sperimentali, basato sulla propagazione delle onde di Rayleigh nel modo fondamentale e superiori in sistemi multistrato.

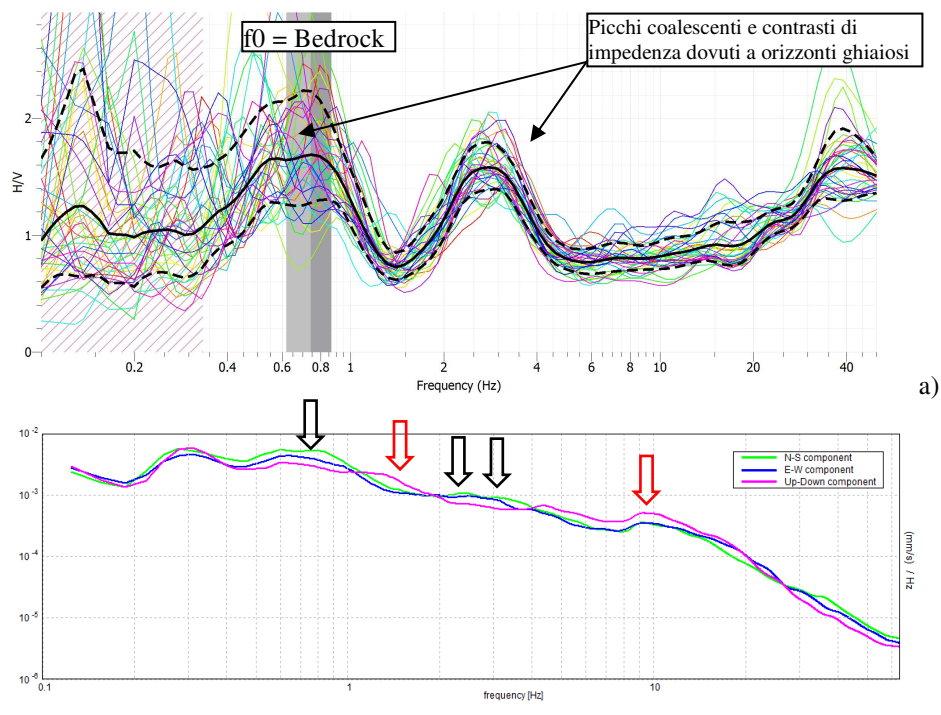


Figura 5-17. (a) Spettro sperimentale rapporto H/V con evidenziata la frequenza fondamentale di sito f_0 ; b) diagramma con andamento delle componenti orizzontali e verticale. Le frecce nere evidenziano i minimi locali della componente verticale, individuando le risonanze di natura stratigrafica, mentre le frecce rosse le zone caratterizzate da inversione di velocità.

Profilo sperimentale di V_s da inversione congiunta e per la risposta sismica di sito

Al fine di addivenire alla definizione di un profilo delle onde di taglio V_s quanto più coerente con i dati sperimentali delle varie prove geofisiche, si è operata una procedura di inversione congiunta, integrando contestualmente i vari metodi geofisici, avvalendosi di ciascuno per quanto riguarda i rispettivi range di risoluzione stratigrafica, frequenze di analisi ed affidabilità (vedi Figure 5-18 a,b,c).

In particolare i primi 15 m di profondità sono stati discretizzati e vincolati sulla base del profilo di V_s da prova *SDMT*, ritenuta ad alta affidabilità e risoluzione, verificandone la congruità e valenza areale anche da un confronto con l'adiacente prova *MASW*.

Per quanto riguarda invece l'analisi degli strati più profondi, ci si è avvalsi delle prove di sismica passiva con stendimenti 1D e 2D e, data la sostanziale coerenza tra spettro *ReMi* e curva di dispersione *ESAC*, si è utilizzata quest'ultima, vincolando i riflettori più profondi ai picchi di frequenza significativi con maggior ampiezza del rapporto H/V .

Quindi attraverso il processo di inversione congiunta (*INV Cong*) condotto con il software commerciale *Grilla*, vincolando i sismostrati superficiali al profilo *SDMT*, si sono creati una serie di modelli sintetici da confrontare con quello sperimentale, fino a considerare ottimale il modello teorico più prossimo alla curva sperimentale, basato sulla propagazione

delle onde di Rayleigh nel modo fondamentale e superiori in sistemi multistrato (vedi figura 5-19):

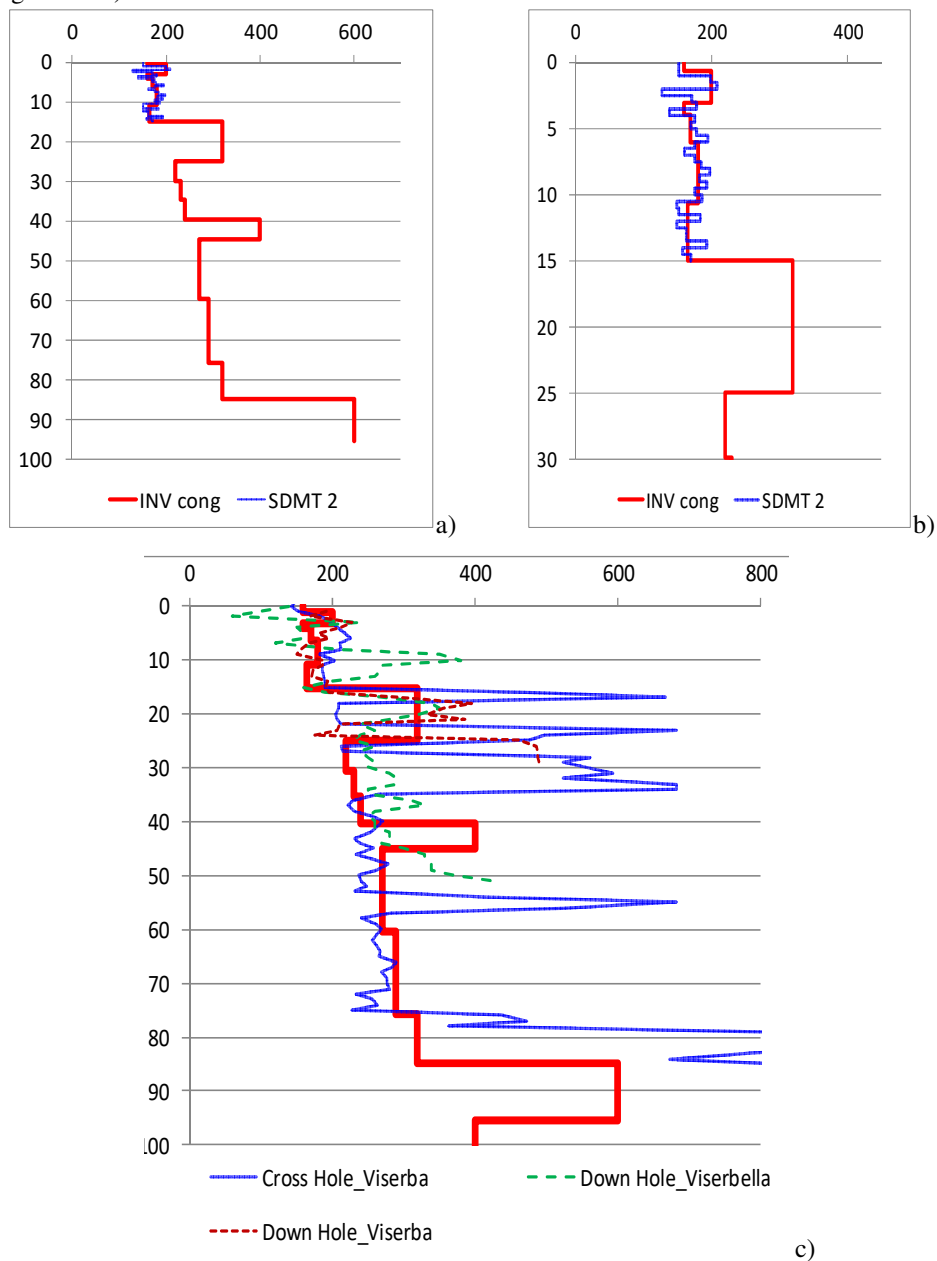


Figura 5-18. (a) Profilo di V_s derivato da inversione congiunta (*INV cong*); b) Particolare profilo di V_s per i primi 30 mt con discretizzazione del profilo ad alta risoluzione *SDMT*; c) sovrapposizione profilo di V_s con profili *Down Hole* e *Cross Hole* di archivio.

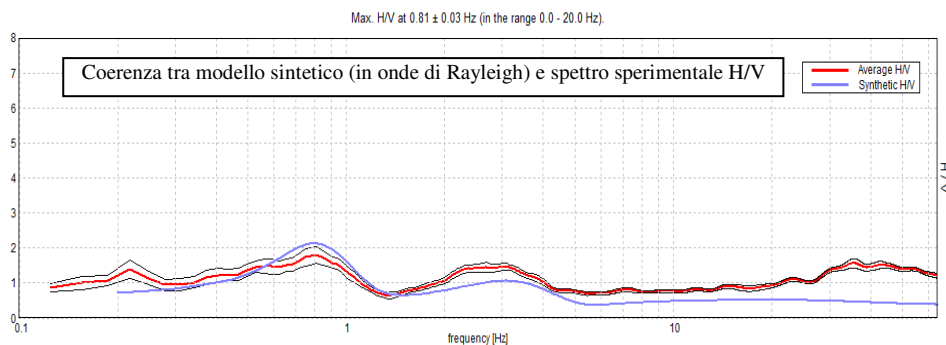


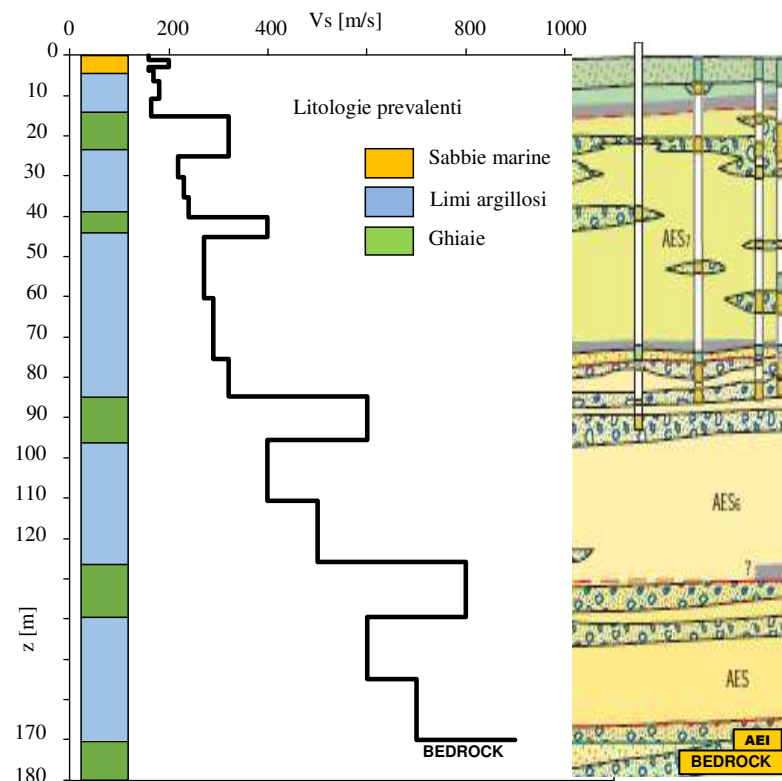
Figura 5-19. Coerenza fra modello sintetico (in onde di Rayleigh) e spettro sperimentale H/V

I gradienti di crescita di V_s con la profondità all'interno degli strati limo-argillosi (generalmente a bassa velocità) ed i contrasti di velocità imputabili agli orizzonti ghiaiosi sono stati verificati anche sulla base di un confronto con vicine prove Down Hole (DH) e Cross Hole (CH) (vedi ubicazione in figura 5-8 e diagramma in figura 5-18c), reperite dal database (fatte le debite valutazioni sulla base delle lievissime differenze di quota e della affidabilità del dato alle varie profondità). In particolare i dati più profondi del modello di V_s derivano sia dal miglior fitting ottenuto con la curva H/V (dato sperimentale di sito, vedi figura 5-19) che dal trend dei valori di velocità desumibili in profondità dalla prova di archivio CH -Viserba (vedi figura 5-18c).

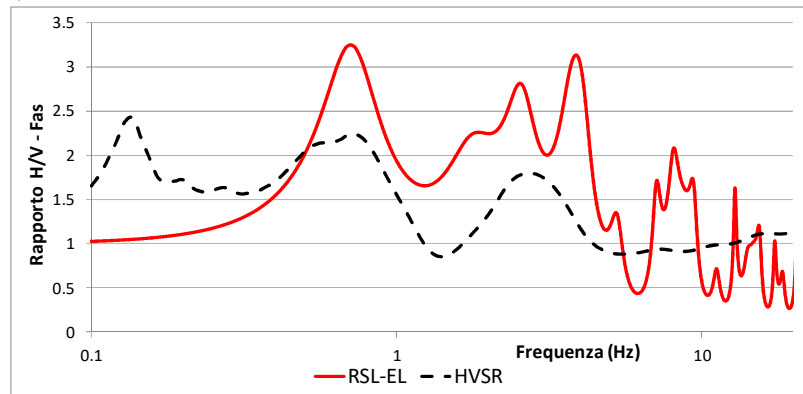
Quindi per definire un modello utile allo sviluppo di analisi di risposta sismica locale, il profilo ottenuto da dati sperimentali diretti, è stato estrapolato sino al bedrock sismico, individuato a 170 m di profondità. In particolare il gradiente di V_s profondo sino al bedrock è stato definito correlando le evidenze geologiche (alternanze stratigrafiche di limi argillosi e ghiaie) ai picchi di frequenza H/V (vedi profilo in figura 5-20a), stimandolo pari a circa 6 m/s/m, coerentemente alle esperienze di Crespellani et al. 2007 e Dezi et al. 2012 per terreni limo-argillosi di simili profondità in contesti geologici costieri romagnolo-marchigiani.

Da un'analisi di risposta sismica locale RSL preliminare, condotta in condizione Lineare Elastica tramite software Strata (Rathje e Kottke, 2013), tale modello evidenzia una buona coerenza con i dati sperimentali $HVSR$. A titolo di esempio si riporta un confronto tra funzione di trasferimento e curva dei rapporti H/V , per cui è possibile apprezzare la sostanziale corrispondenza dei picchi di amplificazione della funzione di trasferimento con le frequenze di risonanza principali di sito, per cui i contrasti d'impedenza maggiori vengono determinati dai banchi ghiaiosi disposti a più livelli (vedi figura 5-20b).

Tale considerazione in merito al rapporto H/V viene fatta solamente in termini qualitativi di frequenze di risonanza, poiché le ampiezze misurate sperimentalmente risultano chiaramente condizionate da altri fenomeni quali la variabilità della forzante, strumentazione utilizzata, modalità di acquisizione e processing del segnale.



a)



b)

Figura 5-20. (a) Raffronto profilo di V_s (definito per analisi di RSL) con stralcio stratigrafia profonda da sezioni geologiche e sondaggi profondi; (b) raffronto funzione di trasferimento da analisi RSL lineare elastica e curva H/V da analisi HVSR dati sperimentali con microtremori.

5.3.2 Prove di laboratorio dinamico e ciclico

Al fine di valutare il comportamento dinamico dei terreni secondo diversi livelli deformativi e consentire altresì delle analisi in tensioni efficaci, il comportamento dei materiali presenti a varie profondità è stato analizzato per la definizione dei modelli costitutivi utili all'analisi della risposta sismica di sito *RSL* con il codice di calcolo lineare equivalente *STRATA* (Rathje e Kottke, 2013) e quello non lineare in tensioni efficaci *SCOSSA* (Tropeano et al., 2016). I risultati delle indagini sperimentali condotte vengono riportati in dettaglio e commentati nei paragrafi seguenti.

5.3.2.1 Comportamento dinamico a basse-medie deformazioni

Poiché in questa fase non sono state condotte specifiche prove sui materiali campionati, le leggi di variazione del modulo di taglio G/G_0 e del rapporto di smorzamento $D\%$ per i diversi litotipi, sono state stimate da letteratura. In particolare la selezione di curve di bibliografia, realizzate su campioni di alta qualità, è stata supportata sia da un confronto con i risultati di prove di colonna risonante (*CR*) presenti nei database locali ed eseguite in aree vicine che dalla possibilità di sviluppare specifiche curve di decadimento G/G_0 dai dati sperimentali ricavati in sito con prova *SDMT*. Quest'ultima infatti, tramite opportune correlazioni con parametri desumibili dalla prova sismica, consente di modellare curve G/G_0 sito specifiche interpolando i moduli ricavati sperimentalmente a basse deformazioni ed a livelli operativi secondo una legge iperbolica (vedi figura 5-22 a-b). Tale prova, a differenza di altre tecniche di indagine geognostica in sito, consente di indagare il terreno sino a livelli deformativi propri anche delle prove di laboratorio (vedi figura 5-21 a-b).

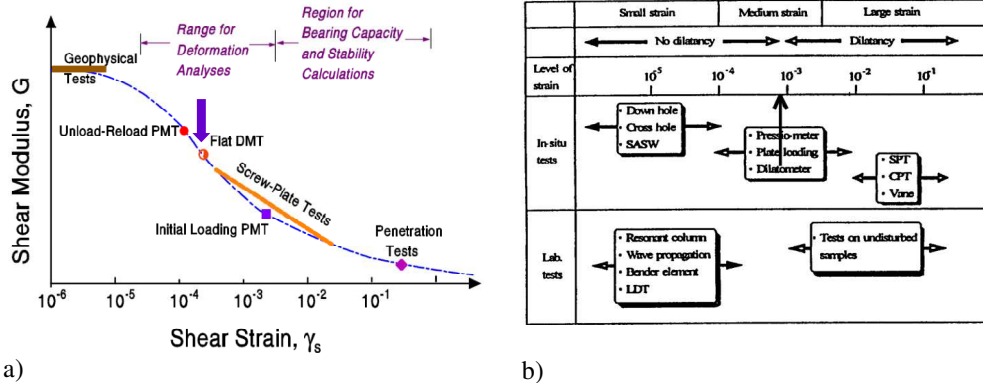
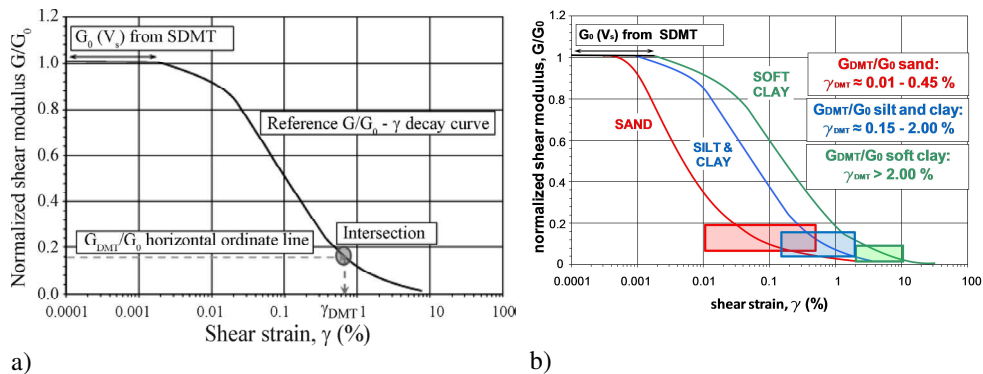


Figura 5-21. (a) Variazione del modulo di taglio in relazione al livello deformativo di prove in sito (Mayne, 2001); (b) Livelli deformativi di riferimento per le diverse prove geognostiche e geofisiche eseguibili in sito ed in laboratorio (Ishihara, 2001);



a) b)
 Figura 5-22. (a) Curva iperbolica di interpolazione dei valori di G_0 ottenibili con SDMT a diversi livelli deformativi (Amoroso et al., 2014); b) range caratteristici di γ_{DMT} per la calibrazione e scelta delle curve $G/G_0-\gamma$ per i diversi tipi di terreno (Amoroso et al., 2012);

Tale soluzione risulta particolarmente indicata per la caratterizzazione di terreni incoerenti sotto falda (es. sabbie sature), difficilmente campionabili o spesso ottenendo campioni disturbati e/o di bassa qualità. In questo modo è possibile stimare il comportamento dei vari terreni mantendone inalterata la struttura alle profondità di verifica, in funzione sia della litologia che del relativo stato tensionale. Specifici approfondimenti applicativi e di calibrazione circa tale tecnica sono stati svolti in campi prova in vera grandezza ed in laboratorio sia in Italia a Treponti (VE) e l'Aquila, che in Texas ed in Western Australia. Come indicato da Marchetti (2008), il modulo di deformazione al taglio in condizioni operative G_{DMT} può essere ottenuto dal modulo confinato M_{DMT} calcolato tramite DMT (TC16 2001) riferendosi in prima approssimazione alla teoria dell'elasticità secondo cui:

$$G_{DMT} = \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} M_{DMT} \quad (5-1)$$

dove ν =coefficiente di Poisson e, quindi, utilizzando la relazione che lega G_{DMT} a E_{DMT} :

$$E_{DMT} = \frac{G_{DMT}}{2(1+\nu)} \quad (5-2)$$

si può mettere in relazione il coefficiente di deformazione volumetrica verticale ε_v con ε_s (coefficiente di deformazione di taglio unitario), per cui dalla relazione $\varepsilon_s=(1+\nu)\varepsilon_v$ si ottiene $\gamma_{DMT}=3/2 \varepsilon_s$.

Il modulo G_0 , riferito a bassi livelli deformativi ($\gamma=0.001\%$), viene invece desunto direttamente dalla prova sismica in foro, mentre per inserire il modulo G_{DMT} nell'ambito della curva di decadimento normalizzata G/G_0 è necessario sapere a quale livello deformativo γ_{DMT} sia riferito. Al proposito diversi autori hanno evidenziato ambiti deformativi caratteristici in funzione della litologia dei terreni e, più recentemente, Amoroso (2012) analizzando i risultati di un vasto numero di prove condotte in diversi siti in tutto il mondo ha verificato che γ_{DMT} tende a variare fra 0.01% e 0.45% nelle sabbie e da 0.15% a 2.0% nei silt/argille e talora oltre il 2% in terreni argillosi compressibili.

Quindi, una volta definiti i coefficienti di calibrazione dai valori di V_s ed i moduli deformativi da prova DMT, la curva di interpolazione dei dati sperimentali (mediati ogni metro di profondità in Tabella 5-1) viene sviluppata secondo la seguente relazione:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left(\frac{G_0}{G_{DMT}} - 1 \right) \frac{\gamma}{\gamma_{DMT}}} \quad (5-3)$$

TABELLA 5-1 - Dati sperimentali e parametri di elaborazione *SDMT* per curve *G/G₀* mediati secondo orizzonti di 1 m di spessore presso il campo prova *Area 2*.

Z (m)	v	ε _v	M _{DMT}	G _{DMT}	ε _s	γ _{DMT}	G _{DMT} /G ₀
1.00	0.15	0.015	53.1	19.9	0.01725	0.026	0.44
2.00	0.15	0.015	88.4	33.2	0.01725	0.026	0.38
3.00	0.15	0.015	73.8	27.7	0.01725	0.026	0.49
4.00	0.15	0.2	22.2	8.3	0.23	0.345	0.25
5.00	0.15	0.2	11.8	4.4	0.23	0.345	0.08
6.00	0.15	0.2	23.7	10.6	0.23	0.345	0.15
7.00	0.15	0.35	16.8	8.4	0.4025	0.552	0.18
8.00	0.15	0.35	14.3	7.2	0.4025	0.604	0.12
9.00	0.15	0.35	11.4	5.7	0.4025	0.604	0.10
10.00	0.15	0.35	9.6	4.8	0.4025	0.604	0.09
11.00	0.15	0.35	10.5	5.2	0.4025	0.604	0.13
12.00	0.15	0.35	10.7	5.3	0.4025	0.604	0.09
13.00	0.15	0.35	9.6	4.8	0.4025	0.604	0.11
14.00	0.15	0.35	10.7	5.3	0.4025	0.604	0.12
15.00	0.15	0.35	10.5	5.3	0.4025	0.604	0.10

Legenda

Unità A

Unità B

Unità C

Le curve di comportamento dinamico *G/G₀* ottenute per i terreni in campo prova, sviluppate a partire dai dati sperimentali *SDMT*, sono state raffrontate anche con campioni di colonna risonante *CR* di archivio prelevati in siti vicini, consentendo così di affinare i parametri di calibrazione specifici per i terreni locali. Tali valori risultano peraltro compatibili e coerenti con quanto stimato da Monaco et al. (2014) per il campo prova in vera grandezza di Treporti (VE), in terreni costieri adriatici simili a quelli in oggetto (sabbie marine e limi della laguna di Venezia di natura sedimentaria analoga).

In Figura 5-23 e 5-24 si riportano alcune leggi di variazione del modulo di taglio *G/G₀* insieme ad alcune curve di letteratura e di database rappresentative per le sabbie marine (Unità A e Unità B) ed i sottostanti limi-argillosi (Unità C), ottenute da prove di colonna risonante (identificate con la sigla *CR* e profondità *Z*); in particolare, considerata l'impossibilità di ottenere curve di smorzamento dai dati sperimentali *DMT*, il confronto con i modelli di letteratura (realizzati su campioni di alta qualità e su un'ampia gamma deformativa) ha consentito di identificare le curve più affini a quelle sperimentali consentendo, così, l'adozione delle corrispondenti curve di smorzamento (*D%*) di letteratura (vedi Figure 5-23, 5-24 e Tabella 5-2).

I modelli di terreno di letteratura utilizzati a tale scopo per i terreni sabbiosi e limo-argillosi sono quelli sviluppati da: Sun et al., 1988, Darendeli & Stokoe, 2001, Seed et al., 1986, Idriss, 1970, Vucetic & Dobri, 1991, EPRI Sand 1993. Diversamente per caratterizzare le ghiaie ai fini del modello di calcolo lineare equivalente si sono utilizzate le curve definite da Rollins et al. (1998).

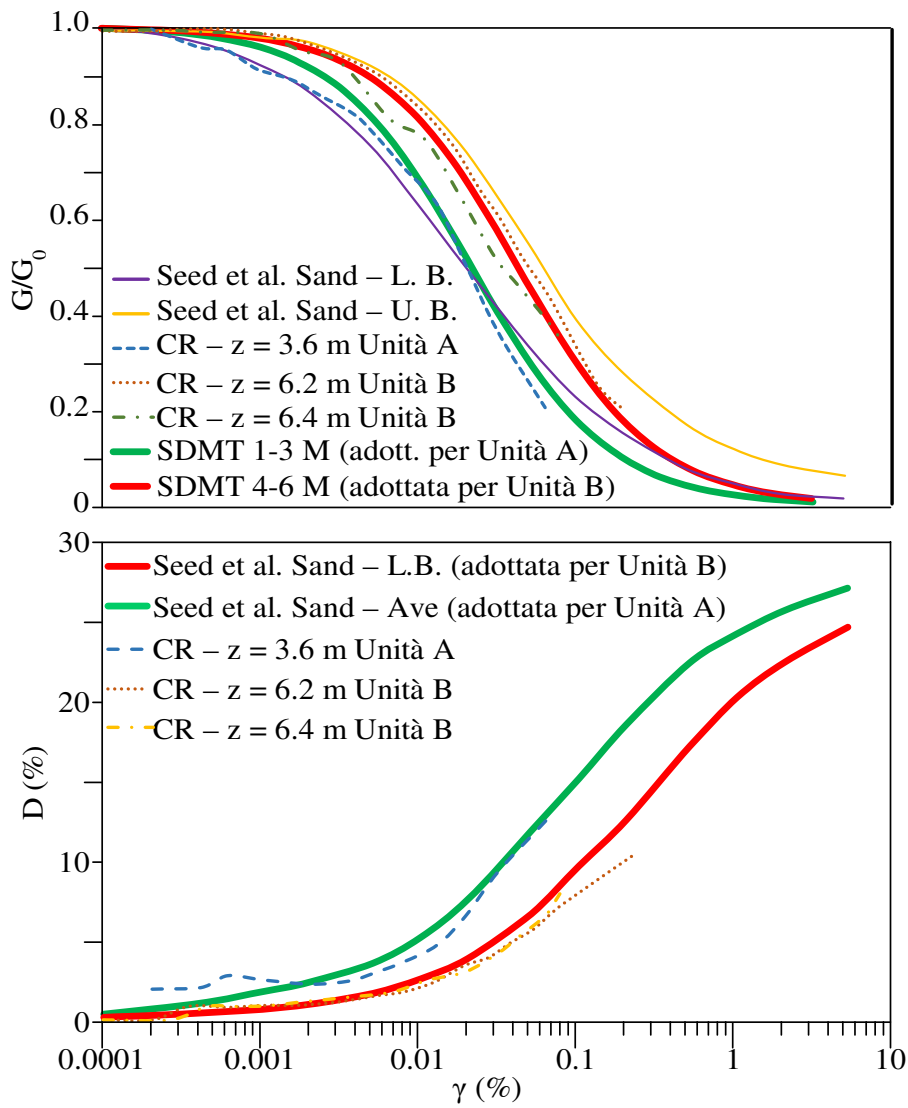


Figura 5-23. (a) Comparazione curve G_{DMT}/G_0 SDMT per Unità A e B con curve di archivio su terreni locali e di letteratura; (b) Comparazione curve di archivio $D\%$ per Unità A e B con curve letteratura.

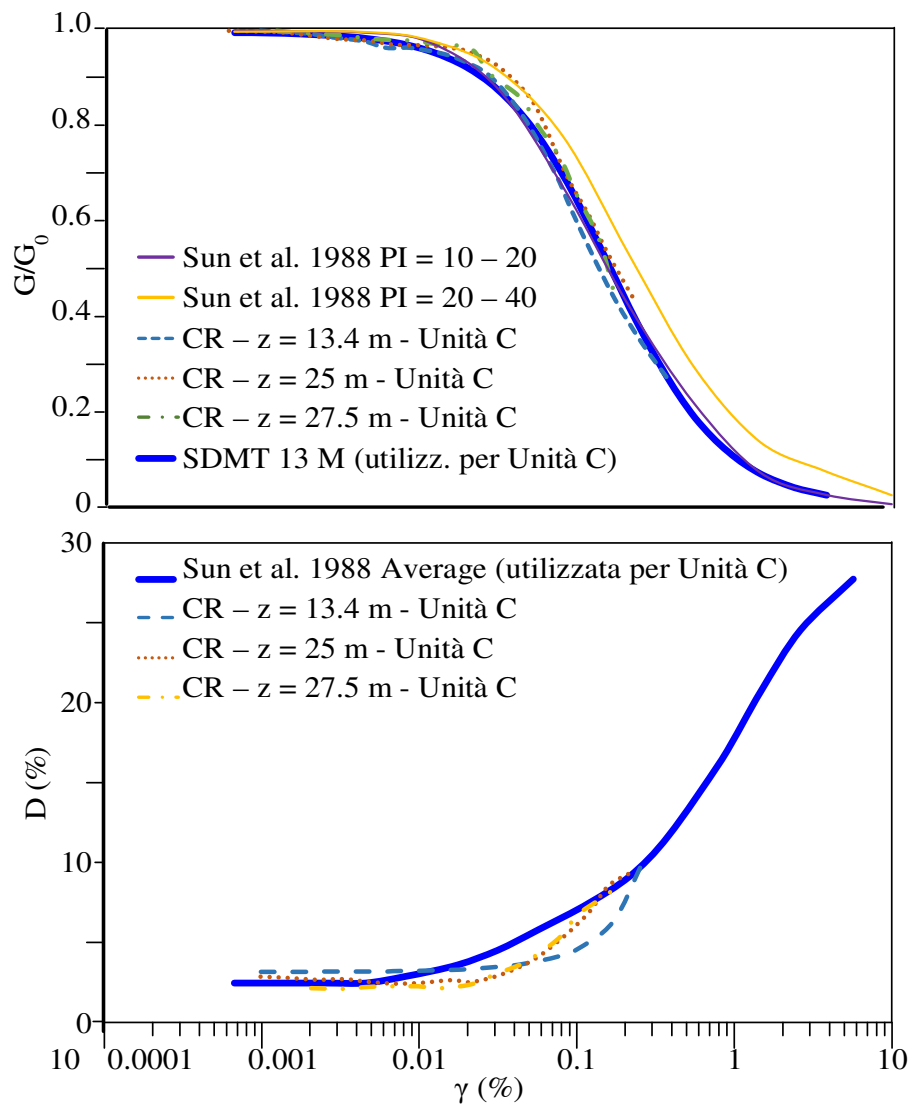


Figura 5-24. (a) Comparazione curve G_{SDMT}/G_0 SDMT per Unità C con curve G/G_0 di archivio e letteratura; (b) Comparazione curve di archivio $D\%$ per Unità C con curve letteratura;

Pertanto sulla base di questa comparazione, in virtù delle caratteristiche litologico-geotecniche riscontrate in sito, fino alla profondità di 30 m da p.c. si è ritenuto di utilizzare le seguenti curve G/G_0 e $D\%$ riportate in Tabella 5-2).

TABELLA 5-2 - Curve di decadimento/smorzamento per le unità sismostratigrafiche superficiali per analisi di calcolo lineari equivalenti tramite STRATA (Kottke et al., 2013)

Unità sismostratigrafica	Curva G/G0	Curva D%
Unità A	SDMT 1-3 m	Seed et al., 1986 Sand - Average
Unità B	SDMT 4-6 m	Seed et al., 1986 Sand - L.B.
Unità C	SDMT 13 m	Sun et Al., 1988 - Average
Ghiaie	Rollins et al., 1998	Rollins et al., 1998

Unità A

Curva G/G0		Curva D%	
Strain(%)	G/Gmax	Strain(%)	D%
0.0001	0.9954	0.0001	0.5
0.000178	0.9918	0.0002	0.8
0.000316	0.9855	0.0005	1.3
0.000562	0.9745	0.001	1.9
0.001	0.9555	0.002	2.5
0.00178	0.9235	0.005	3.7
0.00316	0.8717	0.01	5.3
0.00562	0.7926	0.02	7.7
0.01	0.6823	0.05	12
0.0178	0.5468	0.1	15.3
0.0316	0.4046	0.2	18.7
0.0562	0.2765	0.5	22.6
0.1	0.1768	1	24.4
0.178	0.1077	2	25.9
0.316	0.0636	5	27.3
0.562	0.0368		
1	0.0210		
1.78	0.0119		
3.16	0.0068		
5.62	0.0038		
10	0.0021		

Unità B

Curva G/G0		Curva D%	
Strain(%)	G/Gmax	Strain(%)	D%
0.0001	0.9977	0.0001	0.3
0.000178	0.9959	0.0002	0.4
0.000316	0.9927	0.0005	0.6
0.000562	0.9872	0.001	0.8
0.001	0.9774	0.002	1.1
0.00178	0.9604	0.005	1.8
0.00316	0.9319	0.01	2.7
0.00562	0.8849	0.02	4
0.01	0.8121	0.05	6.8
0.0178	0.7083	0.1	9.8
0.0316	0.5776	0.2	12.7
0.0562	0.4347	0.5	17.3
0.1	0.3017	1	20.4
0.178	0.1953	2	22.6
0.316	0.1203	5	24.8
0.562	0.0714		
1	0.0414		
1.78	0.0237		
3.16	0.0135		
5.62	0.0076		
10	0.0043		

Unità C

Curva G/G0		Curva D%	
Strain(%)	G/Gmax	Strain(%)	D%
0.0001	0.9986	0.0001	2.5
0.000178	0.9975	0.0002	2.5
0.000316	0.9956	0.0005	2.5
0.000562	0.9923	0.001	2.5
0.001	0.9863	0.002	2.9
0.00178	0.9759	0.005	3.6
0.00316	0.9580	0.01	4.5
0.00562	0.9277	0.02	5.7
0.01	0.8782	0.05	7.4
0.0178	0.8020	0.1	9.0
0.0316	0.6952	0.2	11.5
0.0562	0.5619	0.5	16.1
0.1	0.4189	1	20.3
0.178	0.2882	2	24.0
0.316	0.1857	5	27.1
0.562	0.1137		
1	0.0672		
1.78	0.0389		
3.16	0.0223		
5.62	0.0127		
10	0.0072		

Ghiaie

Curva G/G0		Curva D%	
Strain(%)	G/Gmax	Strain(%)	D%
0.0001	0.9968	0.0001	0.9488
0.0002	0.9936	0.0002	1.0373
0.0005	0.9843	0.0005	1.2392
0.001	0.9691	0.001	1.4981
0.002	0.9401	0.002	1.9051
0.005	0.8634	0.005	2.8048
0.01	0.7617	0.01	3.8938
0.02	0.6204	0.02	5.4535
0.05	0.4106	0.05	8.2823
0.1	0.2770	0.1	10.7935
0.2	0.1827	0.2	13.2290
0.5	0.1020	0.5	15.7585
1	0.0583	1	17.0087
2	0.0303	2	17.7859
5	0.0123	5	18.3385
10	0.0062	10	18.5492

Diversamente per i sismostrati più profondi, non sondati e campionati direttamente, data la varietà tipologica dei materiali presenti (frequentemente alternanze di limi-argillosi e orizzonti ghiaioso sabbiosi), si sono utilizzate le curve di letteratura EPRI 93 (vedi Tabella 5-3) formulate per terreni generici in funzione della profondità/carico litostatico (50-120 ft / 120-250 ft / 250-500 ft / 500 - 1000 ft).

TABELLA 5-3 - Curve di decadimento/smorzamento per le unità sismostratigrafiche profonde utilizzate in analisi di calcolo lineari equivalenti tramite codice STRATA.

EPRI 93 – 50-120 ft				EPRI 93 – 120-250 ft			
Curva G/G0		Curva D%		Curva G/G0		Curva D%	
Strain(%)	G/Gmax	Strain(%)	D%	Strain(%)	G/Gmax	Strain(%)	D%
0.0001	1.000	0.0001	1.000	0.0001	1	0.0001	0.857
0.000178	1.000	0.000178	0.982	0.000178	1	0.000178	0.839
0.000316	1.000	0.000316	0.978	0.000316	1	0.000316	0.821
0.000562	0.999	0.000562	1.122	0.000562	0.999	0.000562	0.88
0.001	0.998	0.001	1.165	0.001	0.999	0.001	1.006
0.00178	0.988	0.00178	1.371	0.00178	0.994	0.00178	1.125
0.00316	0.970	0.00316	1.610	0.00316	0.979	0.00316	1.341
0.00562	0.934	0.00562	2.046	0.00562	0.954	0.00562	1.629
0.01	0.878	0.01	2.830	0.01	0.909	0.01	2.198
0.0178	0.797	0.0178	3.901	0.0178	0.84	0.0178	3.131
0.0316	0.691	0.0316	5.493	0.0316	0.747	0.0316	4.46
0.0562	0.567	0.0562	7.662	0.0562	0.631	0.0562	6.281
0.1	0.444	0.1	10.381	0.1	0.507	0.1	8.686
0.178	0.328	0.178	13.383	0.178	0.384	0.178	11.573
0.316	0.225	0.316	16.643	0.316	0.274	0.316	14.77
0.562	0.145	0.562	19.766	0.562	0.182	0.562	17.879
1	0.092	1	22.580	1	0.118	1	20.906

EPRI 93 – 250-500 ft				EPRI 93 – 500-1000 ft			
Curva G/G0		Curva D%		Curva G/G0		Curva D%	
Strain(%)	G/Gmax	Strain(%)	G/Gmax	Strain(%)	G/Gmax	Strain(%)	G/Gmax
0.0001	1	0.0001	0.786	0.0001	1	0.0001	0.492
0.000178	1	0.000178	0.792	0.000178	1	0.000178	0.554
0.000316	1	0.000316	0.799	0.000316	1	0.000316	0.607
0.000562	0.999	0.000562	0.811	0.000562	1	0.000562	0.589
0.001	0.999	0.001	0.867	0.001	1	0.001	0.643
0.00178	0.999	0.00178	0.95	0.00178	1	0.00178	0.696
0.00316	0.986	0.00316	1.081	0.00316	0.995	0.00316	0.772
0.00562	0.968	0.00562	1.344	0.00562	0.982	0.00562	0.983
0.01	0.934	0.01	1.774	0.01	0.96	0.01	1.234
0.0178	0.879	0.0178	2.515	0.0178	0.915	0.0178	1.735
0.0316	0.799	0.0316	3.52	0.0316	0.85	0.0316	2.562
0.0562	0.696	0.0562	5.077	0.0562	0.765	0.0562	3.696
0.1	0.575	0.1	7.206	0.1	0.66	0.1	5.408
0.178	0.449	0.178	9.853	0.178	0.532	0.178	7.617
0.316	0.332	0.316	12.839	0.316	0.41	0.316	10.428
0.562	0.23	0.562	15.972	0.562	0.297	0.562	13.524
1	0.148	1	19.072	1	0.2	1	16.459

I modelli di terreno sopra riportati sono stati utilizzati per le modellazioni di RSL 1D tramite analisi lineari equivalenti, mentre nelle simulazioni numeriche di tipo non lineare in tensioni totali e non lineare in tensioni efficaci, con analisi nel dominio del tempo, il comportamento ciclico isteretico non-lineare sino ad elevate deformazioni viene elaborato attraverso l'utilizzo di modelli di comportamento iperbolico MKZ modificato (Matasovic &

Vucetic, 1995) per la fase di carico, congiuntamente alle relazioni sforzo-deformazione secondo i criteri modificati di Masing e Philips & Hashash (2009) per i rami di scarico e ricarico. In tal caso i parametri che definiscono il modello *MKZ* modificato e quelli definiti tramite i criteri modificati di Masing / Philips & Hashash (2009) per le varie tipologie di terreno in parte sono reperiti dal database pubblicato, mentre quelli residuali sono stati calcolati tramite procedure di regressione dei dati sperimentali (fitting delle curve di degrado e damping del modello 1D lineare equivalente), utilizzando una specifica funzione di interpolazione contenuta nel codice SCOSSA (Tropeano et al., 2016), ottenendo i parametri di modello riepilogati in Tabella 5-4.

TABELLA 5-4 - Parametri di modellazione delle unità sismostratigrafiche per analisi di calcolo non lineare tramite codice SCOSSA (Tropeano et Al., 2016)

Unità A		Unità B		Unità C	
MKZ		MKZ		MKZ	
g_rif [%] =	0.02234	g_rif [%] =	0.04496	g_rif [%] =	0.07516
beta =	1.04031	beta =	1.04041	beta =	1.04271
s =	1.00001	s =	1.00009	s =	1.00007
Chi² =	7.28E-10	Chi² =	6.31E-10	Chi² =	7.41E-10
Adj_R² =	1.0000	Adj_R² =	1.0000	Adj_R² =	1.0000
Phillips & Hashash (2009)		Phillips & Hashash (2009)		Phillips & Hashash (2009)	
D0 =	0.50	D0 =	0.30	D0 =	2.50
p1 =	16.38721	p1 =	14.01440	p1 =	3.67274
p2 =	16.02382	p2 =	13.67729	p2 =	3.32544
p3 =	0.02040	p3 =	0.01300	p3 =	0.05097
Chi² =	1.00E-02	Chi² =	5.38E-03	Chi² =	3.55E-03
Adj_R² =	0.9892	Adj_R² =	0.9902	Adj_R² =	0.9892
Ghiaie		EPRI 93 – 50-120 ft		EPRI 93 – 120-250 ft	
MKZ		MKZ		MKZ	
g_rif [%] =	0.03722	g_rif [%] =	0.08006	g_rif [%] =	0.10444
beta =	1.04116	beta =	1.00582	beta =	0.98387
s =	0.90123	s =	0.93013	s =	0.92945
Chi² =	7.55E-05	Chi² =	1.06E-04	Chi² =	9.77E-05
Adj_R² =	0.9995	Adj_R² =	0.9990	Adj_R² =	0.9990
Phillips & Hashash (2009)		Phillips & Hashash (2009)		Phillips & Hashash (2009)	
D0 =	0.95	D0 =	1.00	D0 =	0.86
p1 =	0.94621	p1 =	0.70303	p1 =	0.68844
p2 =	0.58092	p2 =	0.16843	p2 =	0.15869
p3 =	0.27462	p3 =	0.76121	p3 =	0.80346
Chi² =	1.20E-04	Chi² =	5.06E-06	Chi² =	4.89E-06
Adj_R² =	0.9983	Adj_R² =	0.9995	Adj_R² =	0.9995

EPRI 93 – 250-500 ft		EPRI 93 – 500-1000 ft	
MKZ		MKZ	
g_rif [%] =	0.14643	g_rif [%] =	0.21420
beta =	1.01113	beta =	1.00939
s =	0.92850	s =	0.92559
Chi ² =	8.65E-05	Chi ² =	8.80E-05
Adj_R ² =	0.9990	Adj_R ² =	0.9988
Phillips & Hashash (2009)		Phillips & Hashash (2009)	
D0 =	0.79	D0 =	0.49
p1 =	0.65368	p1 =	11.11053
p2 =	0.13043	p2 =	10.72808
p3 =	1.06927	p3 =	0.01570
Chi ² =	1.16E-05	Chi ² =	1.16E-01
Adj_R ² =	0.9984	Adj_R ² =	0.8943

5.3.2.2 Comportamento dinamico a elevate deformazioni – potenziale di liquefazione

Il comportamento non drenato dei terreni incoerenti superficiali soggetti ad elevate deformazioni cicliche (con ridotta capacità di drenaggio in relazione alla velocità di applicazione dei carichi), per la natura sostanzialmente incompressibile dell'acqua, può indurre la generazione di sovrappressioni interstiziali in grado di portare il terreno a liquefazione. Come già accennato al Capitolo 4, una prima indicazione in merito alla suscettibilità a liquefazione in condizioni sismiche dei terreni si può ottenere attraverso la sovrapposizione delle curve di distribuzione granulometrica con i campi di potenziale liquefacibilità proposti da Tsuchida H. (1970). Dalla figura 5-25 sottostante si rileva come i fusi granulometrici relativi a tutta la fascia costiera a nord di Rimini, così come quelli rilevati in campo prova (Campioni C1, C2, C3, C4), ricadano entro i campi di potenziale suscettibilità per terreni Coefficiente di Uniformità $U_c < 3.5$ e $U_c > 3.5$:

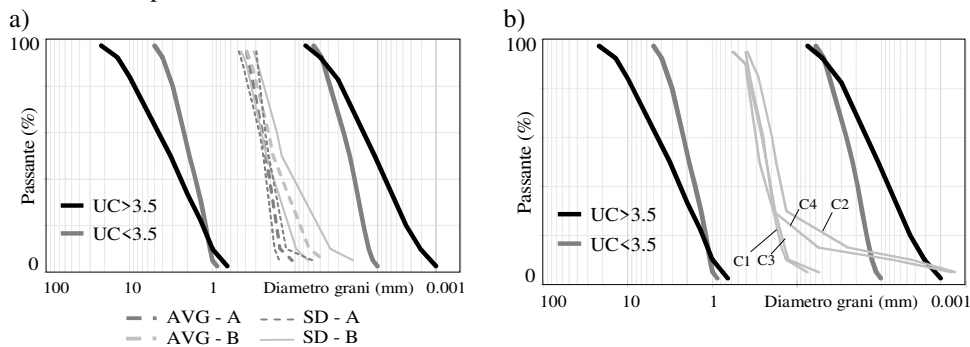


Figura 5-25 – Potenziale liquefacibilità su base granulometrica (Tsuchida H., 1970) delle unità A e B (a) a scala territoriale e (b) locale

Per approfondire il comportamento ciclico delle sabbie locali, presso il laboratorio ISMGEO srl di Seriate (BG), sono state condotte prove triassiali cicliche *TRXC* su 7 provini rappresentativi selezionati dai campioni C1, C2, C3, C4. Tali provini incoerenti a basso grado di disturbo, ritenuti rappresentativi di orizzonti caratteristici delle Unità A e B, sono stati campionati tramite campionatore a pareti sottili, ottenendo campioni di qualità Q.5 (Tab. 3.1 - Linee Guida AGI 1977), il cui prelievo è stato reso possibile dallo stato di addensamento (campione C1) e dalla presenza di sottili laminazioni limoso-argillose che ne hanno evitato lo sfilamento sigillando la scarpa al piede del tubo (campioni C2, C3, C4). Un minimo livello di disturbo e rilassamento in campioni naturali può essere sempre addebitabile alle operazioni di lavorazione e fustellamento del materiale, risultato comunque tale da non alterare forma, struttura, tessitura e addensamento del terreno analizzato.

I provini sono stati raggruppati in funzione delle caratteristiche di addensamento e di distribuzione granulometrica identificando, nello specifico, due tipologie caratteristiche definite in base al contenuto medio in fine *FC* come: *FC6* (*FC* = 6%) e *FC16* (*FC* = 16%).

I provini sono stati preliminarmente consolidati isotropicamente alla medesima pressione di 50kPa, successivamente è stato applicato un carico sinusoidale tramite un apposito sistema pneumatico. I test sono stati eseguiti *a carico controllato*, prevedendo sensori di cella che consentono di controllare, oltre al carico, anche che la frequenza e l'ampiezza delle deformazioni assiali indotte. Lo svolgimento delle prove, date velocità e frequenza dei carichi applicati, avviene in condizioni non drenate.

I provini rappresentativi per ciascun campione vengono così testati rispettivamente secondo vari gradini di carico secondo un determinato rapporto di tensione ciclica *CSR* (Cyclic Stress Ratio), portandoli alla rottura ovvero alle condizioni di liquefazione iniziale (vedi esempio in Fig. 5-26) osservando l'evolvere della deformazione assiale ϵ_a e del rapporto di sovrappressione R_u in funzione del numero di cicli di carico N applicati. Quale criterio di rottura per definire la condizione di liquefazione iniziale è stata assunta la soglia di deformazione assiale in doppia ampiezza pari a 5% (Ishihara K., 1996).

I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 5-5, in cui σ'_a e σ'_r sono rispettivamente la pressione assiale e radiale di consolidazione, e_i ed e_{fc} l'indice dei vuoti iniziale ed a fine consolidazione, mentre il rapporto di tensione ciclico (*CSR_{lab}*) rappresenta il rapporto tra carico ciclico applicato ed una tensione efficace di riferimento, assunta pari a 50 kPa (in funzione della profondità media di prelievo dei campioni). Questi valori possono poi essere corretti all'occorrenza in funzione delle condizioni tensionali o di carico statici presenti in sito e/o per l'equivalenza con prove di taglio semplice ciclico o scuotimento multidirezionale (Idriss I.M. e Boulanger R.W., 2008).

L'irrilevante variabilità dell'indice dei vuoti a seguito del processo di consolidazione è certamente indice di un basso disturbo dei provini testati e della rappresentatività dello stato di addensamento riscontrato.

I dati sperimentali riportati in Tabella 5-5, per una prima valutazione, sono stati interpolati con una funzione esponenziale (Figura 5-27) che ne definisce il comportamento ciclico al variare del numero dei cicli N , potendo essere rappresentata dalle espressioni:

$$CSR_{lab}(FC6) = 0.6789N^{-0.151} \quad (5-5)$$

$$CSR_{lab}(FC16) = 0.4185N^{-0.112} \quad (5-6)$$

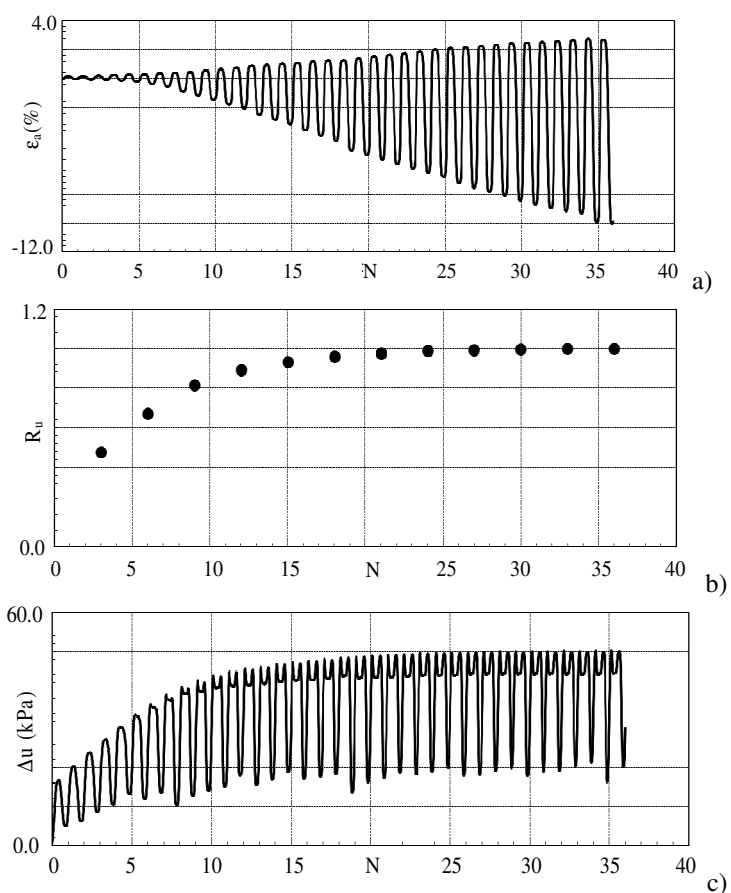


Figura 5-26 – Prove triassiali cicliche non drenate su campioni rappresentativi isotropicamente consolidati (provino CI3-Ctxs1): (a) deformazione assiale ε_a /numero di cicli N ; (b) rapporto di sovrappressione interstiziale R_u/N ; (c) sovrappressione indotta Δu /numero di cicli

Tabella 5-5 – Dati sperimentali da prova TRX ciclica

Sample	σ'_a (kPa)	σ'_r (kPa)	e_i -	e_{fc} -	CSR_{lab} -	$N_e(5\%)$ -
CI1	50	50	0.84	0.83	0.26	73
CI1	50	50	0.89	0.88	0.36	23
CI3	50	50	0.84	0.83	0.29	17
CI3	50	50	0.83	0.83	0.25	26
CI2	50	50	0.95	0.94	0.52	12
CI2	50	50	0.94	0.92	0.32	155
CI4	50	50	0.77	0.76	0.4	15

$N_e(5\%)$: n. di cicli raggiunti per arrivare alla soglia di $\varepsilon_a=5\%$ in doppia ampiezza ad un determinato CSR

Successivamente, i valori di CSR_{lab} , sono stati usati per definire i valori di campo CSR_{field} (in condizioni di taglio semplice) utilizzando la formulazione di Castro (1975):

$$CSR_{field} = 0.9 \times \left(\frac{2(1 + 2K_0)}{3\sqrt{3}} \right) \times CSR_{lab} \quad (5-7)$$

in cui si sono adottati i coefficienti di spinta a riposo $K_0 = 0.62$ per il gruppo *FC6* e $K_0 = 0.64$ per il gruppo *FC16*.

Nelle Figure 5-27 e 5-28 le curve interpolanti descrivono altresì l'andamento del rapporto di resistenza ciclica rappresentativo per la resistenza a liquefazione dei depositi sabbiosi presso il campo prova a Rimini Nord.

Da una prima lettura dei risultati ottenuti si evince che, se sottoposte ad un medesimo sforzo ciclico, la sabbia *FC16* mostra una resistenza ciclica superiore alla sabbia *FC6*, confermando l'indubbio effetto positivo attribuibile al contenuto in fine ed alla diversa tessitura litologica.

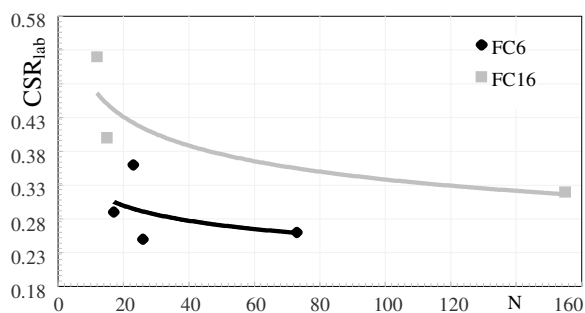


Figura 5-27 – Curve di resistenza a liquefazione (in termini di andamento di CSR_{lab} rispetto al numero di cicli necessari al raggiungimento della condizione di liquefazione iniziale) da prove triassiali cicliche non drenate su provini rappresentativi.

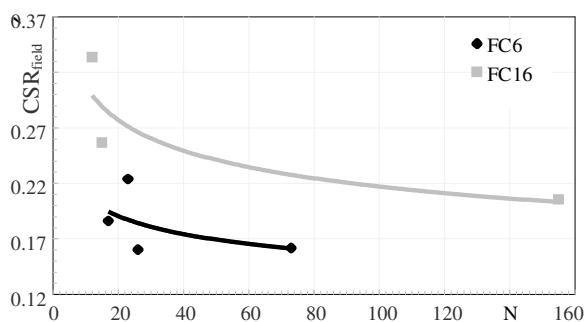


Figura 5-28 – Curve di resistenza a liquefazione (in termini di andamento di CSR_{field} rispetto al numero di cicli necessari al raggiungimento della condizione di liquefazione iniziale) per condizioni di taglio semplice.

I dati sperimentali derivati da *TRXC*, inoltre, sono stati utilizzati anche per definire i parametri necessari al modello utilizzato per la stima dell'accumulo e redistribuzione delle pressioni interstiziali *PWP* (Pore Water Pressure) proposto da Chiaradonna et al. (2018) implementato nel codice *SCOSSA* (Tropeano et al., 2016); in ogni caso i dati di resistenza vanno sempre preliminarmente rapportati a condizioni di taglio semplice.

La curva di resistenza ciclica può essere analiticamente descritta dalla relazione (Park e Ahn, 2013):

$$\frac{(CSR - CSR_t)}{(CSR_r - CSR_t)} = \left(\frac{Nr}{N_L} \right)^{1/\alpha} \quad (5-8)$$

in cui *Nr* e *CSR_r* sono le coordinate di un generico punto sperimentale della curva assunto come riferimento. Il parametro α invece rappresenta la pendenza della relazione di regressione dei punti sperimentali nel piano bi-logaritmico $(CSR - CSR_t) - N$ (Park e Ahn, 2013), mentre il valore di soglia, *CSR_t*, è desumibile dalla stessa relazione (tendenza asintotica di *CSR* per $N \rightarrow \infty$), oppure può essere fissato in funzione della soglia di deformazione volumetrica, γ_v , al di sotto della quale non si innesca alcuna sovrappressione interstiziale (vedi Tabella 5-6 e Figura 5-29 a).

La condizione limite d'innescò della liquefazione, utile alla costruzione della curva di resistenza ciclica di riferimento *CSR - N* (oppure anche *CRR - N*), è stata assunta alla soglia di deformazione assiale pari al 5% in doppia ampiezza (Ishihara K., 1996).

I parametri della curva così ottenuta vengono impiegati per il calcolo del parametro di danno *k*, che assume valore diverso da zero quando il rapporto di tensione *CSR* è maggiore del valore soglia *CSR_t*. Quindi durante una storia di carico regolare, il parametro di danno risulta proporzionale al numero di cicli di carico, *N*, applicati:

$$k = 4N(CSR - CSR_t)^\alpha \quad (5-9)$$

Quindi combinando le espressioni (5-8) e (5-9) si determina il valore massimo assumibile dal parametro di danno k_L corrispondente alla condizione di innescò liquefazione rappresentata dalla curva di resistenza ciclica di riferimento, per cui:

$$k_L = 4Nr(CSR - CSR_t)^\alpha \quad (5-10)$$

Quest'ultima espressione tiene in conto tutte le caratteristiche della curva di resistenza ciclica (pendenza, asintoto, punto sperimentale) che ne definiscono la posizione nel piano *CSR - N*; κ_L rappresenta, pertanto, un parametro sintetico della resistenza ciclica e di potenziale liquefacibilità dei terreni e, in tal senso, ad es. i terreni coesivi argillosi potranno risultare caratterizzati da valori di κ_L molto più elevati di quelli sabbiosi incoerenti (Chiaradonna et al., 2015).

Ne deriva che il rapporto κ/κ_L è sostanzialmente proporzionale al rapporto, N/N_L , ovvero tra un numero di cicli di riferimento ed il numero di cicli a liquefazione, tradizionalmente impiegato per la rappresentazione dei risultati delle prove cicliche di laboratorio quali ad es. le curve di comportamento proposte da Booker et al. (1976), arrivando a definire l'andamento rappresentativo *Ru - N/N_L* utilizzabile per la relazione di calcolo, secondo la relazione:

$$Ru = a \left(\frac{N}{N_L} \right)^b + (1-a) \left(\frac{N}{N_L} \right)^d \quad (5-11)$$

in cui a , b e c (con $c=1-a$) sono i coefficienti di regressione dei dati sperimentali $ru-N/N_L$ e l'esponente d , come da evidenze sperimentali (Chiaradonna et al., 2018) su diverse tipologie di terreno incoerente, viene generalmente assunto pari a $d=4$ (vedi Tabella 5-6 e Figura 5-29 b), per cui parallelamente nel codice potrà essere applicata la relazione (Chiaradonna et al., 2018):

$$Ru = a \left(\frac{k}{k_L} \right)^b + c \left(\frac{k}{k_L} \right)^d \quad (5-12)$$

In tal caso l'incremento di pressione interstiziale Ru (sovrappressione dei pori normalizzata con la tensione efficace di confinamento iniziale) risulta variare con il rapporto N/N_L e nel modello raggiunge il valore limite per l'innesco della liquefazione alla soglia $Ru_{max}=0.96$. Quindi dall'elaborazione dei dati sperimentali di campioni rappresentativi, sulla base dei modelli di Park e Ahn (2013) e di Chiaradonna et al. (2018), con riferimento ad una soglia di innesco della liquefazione per $Ru=0.96$, si sono ottenuti i parametri di riferimento illustrati in Tabella 5-6.

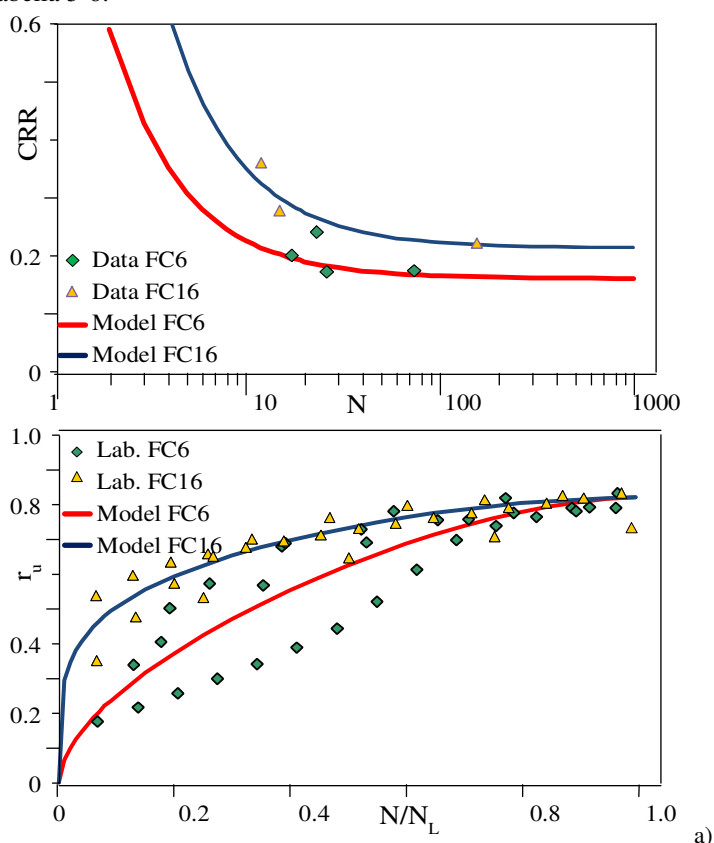


Figura 5-29 – (a) Comparazione curve di resistenza ciclica $FC6-FC16$ nel piano $CRR-N$; (b) Comparazione curve $Ru - N/N_L$ da regressione secondo il modello costitutivo di Chiaradonna et al. (2018).

Tabella 5-6 – Parametri di resistenza ciclica e del modello *PWP* per la stima di *Ru*

Litologia	k_v	α	Nr	CSRt	CSRr	a	b	c	d	k (m/s)
FC6	3.91	0.86	15	0.150	0.192	1.103	0.576	-0.143	4	8.3E-5
FC16	6.84	0.86	15	0.200	0.280	1.014	0.234	-0.054	4	9.3E-6

In tabella 5-6 fra i parametri caratteristici è stata riportata anche la conducibilità idraulica k che, essendo il modello monodimensionale, viene riferita alla componente verticale k_v , in quanto il metodo implementato in SCOSSA elabora i processi di dissipazione delle sovrappressioni durante ciascuno time-step in funzione del coefficiente di consolidazione, secondo la teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi, mantenendo la portata del flusso tra strati contigui secondo la legge di Darcy. In tal caso per *FC6* è stato adottato il valore medio misurato sperimentalmente tramite le prove in sito di cui al Capitolo 4, mentre per *FC16*, considerata l'anisotropia di comportamento dei terreni naturali ed il valore di k_h rappresentativo stimato in sito per l'unità B, si è adottato un valore pari a $k_v=1/10k_h$.

Pertanto stimando i valori del modulo edometrico (da prove di laboratorio o correlazioni da prove in sito) può essere calcolato anche il cedimento di consolidazione post-sismico secondo la relazione generale:

$$w = \sum_i^N \frac{\Delta\sigma'_i}{Ed_i} \Delta z_i \quad (5-13)$$

dove $\Delta\sigma'_i$ è l'incremento di tensione efficace verticale derivante dalla dissipazione delle sovrappressioni indotte dal sisma, Δu ; Ed_i è il modulo edometrico e Δz_i è lo spessore del generico i -esimo strato degli N in cui è suddiviso il profilo di terreno.

Il modulo edometrico caratteristico Ed per i singoli strati è stato invece stimato sulla base dei valori medi desunti dalla prova con dilatometro in corrispondenza delle quote di prelievo dei 4 campioni.

Considerato l'effetto della stratificazione circa l'innesco e sviluppo dei fenomeni legati alla liquefazione e relative manifestazioni superficiali, come osservato nei recenti terremoti della Nuova Zelanda e simulato numericamente in Tasiopoulou et al., (article in press), i terreni dell'Unità A sono stati assimilati al modello *FC6* mentre quelli dell'Unità B, essendo costituiti da alternanze di sabbie cernite e sabbie limose, data anche la rappresentatività areale che si vuole conferire e la presenza di interstrati talora ad elevato contenuto in fine (a maggiore resistenza ciclica), sono stati modellati tramite il solo *FC16*, trascurando l'effetto mitigativo degli eventuali interstrati ad elevato *FC* con maggiore resistenza ciclica.

Chapter 6.

Mitigazione dei fenomeni di liquefazione tramite permeazione con silice colloidale

6.1 Generalità

Ai fini di intervento tramite tecniche di permeazione la nanosilice colloidale si è rivelata essere un ottimo materiale per il trattamento delle sabbie. In questo lavoro, oltre ad una disamina delle caratteristiche salienti di queste miscele e al loro campo di utilizzo, viene svolta una comparazione con alcuni prodotti presenti sul mercato, testando le caratteristiche granulometriche e reologiche di varie dispersioni acquose per poi selezionare quella ritenuta maggiormente adatta ed utilizzata per permeare in laboratorio i campioni di terreno prelevati in campo prova, ritenuti rappresentativi dei depositi costieri riminesi.

In tal senso sono state testate diverse diluizioni miscelate con varie soluzioni a differente contenuto salino al fine di verificarne le caratteristiche chimico-fisiche, il comportamento reologico generale ed i relativi tempi di gelificazione.

6.2 Utilizzi della silice colloidale

L'estrema versatilità della silice colloidale la rende un elemento molto usato in vari settori, non solo in campo ingegneristico, quali:

- **Manifattura della carta:** trova un vasto impiego (da almeno 30 anni) nella lavorazione della carta come ritentivo dei fini residuali della cellulosa e degli inerti.
- **Adesivi:** (sol di silice) viene impiegata nella formulazione di adesivi a base acquosa per migliorare la loro stabilità termica e la resistenza meccanica dell'adesione. Contemporaneamente ottimizza la viscosità e la distribuzione dell'adesivo, riduce i tempi di asciugatura e la "schivatura". Sono disponibili sol modificati con additivi speciali per legare monomeri organici e migliorare le rese adesive.
- **Batterie:** viene impiegata per la gelificazione dell'acido solforico per ottenere un elettrolita solido all'interno delle batterie.
- **Bevande e trattamento acque:** tramite le proprietà flocculanti della silice colloidale viene utilizzata come chiarificatore per rimuovere dai liquidi (acqua, vino, birra, succhi di frutta, ecc.) le sostanze indesiderate. È importante la scelta appropriata del tipo di sol di silice per ciascun tipo di liquido e di sostanza da eliminare.

- Catalizzatori: l'elevata superficie specifica, la dimensione delle particelle e il grado elevato di purezza fanno del sol di silice un componente ideale per la produzione dei catalizzatori. Inoltre, l'inerzia chimica della silice colloidale non influisce sulla selettività del catalizzatore.
- Ceramiche: il mercato della ceramica in Italia è da sempre uno dei settori più importanti e all'avanguardia nel mondo per la ricerca di qualità e design. Con l'introduzione della stampa digitale la silice colloidale ha trovato un nuovo campo di applicazione come disperdente dei pigmenti e protettivo delle superfici.
- Detergenti: i detergenti contenenti sol di silice hanno caratteristiche superiori. Le superfici trattate con formulati a base di silice colloidale vantano proprietà "anti soiling".
- Rivestimenti protettivi: può essere impiegata come legante nei rivestimenti ricchi di zinco per conferire durabilità e durezza al rivestimento dell'acciaio. Inoltre favorisce la conversione del Cromo VI a Cromo III nell'industria galvanica.
- Rivestimenti decorativi: aumenta le performance dei rivestimenti decorativi, aumentandone la durezza, la dispersione dei pigmenti coloranti, e l'effetto "anti soiling".
- Calcestruzzi: impiegato nei calcestruzzi, il sol di silice agisce da stabilizzante e accelerante, ne aumenta la durabilità e lo sviluppo della resistenza. La silice colloidale conferisce inoltre al calcestruzzo proprietà di antisegregante.
- Impermeabilizzazione terreni: è un eccellente materiale per il consolidamento ed impermeabilizzazione del sottosuolo, specialmente nei lavori di scavo sotterraneo. La ridotta dimensione delle particelle consente di penetrare a fondo le porosità di roccia, terreno e calcestruzzo, assicurando duratura impermeabilità ai liquidi.
- Fibre tessili: è un componente chiave nelle formulazioni per il trattamento di tessuti e fibre naturali e sintetiche. Sola o in formulazione con altri elementi, la silice colloidale stabilizza la struttura del tessuto e conferisce "mano asciutta" e lucentezza al tessuto.
- Inchiostri: viene utilizzata per rivestire il getto d'inchiostro e la carta fotografica; come nei materiali di imballaggio, la silice colloidale produce un rivestimento superficiale molto poroso che aderisce prontamente agli inchiostri a base d'acqua. Questo rivestimento migliora notevolmente la stampabilità su questi prodotti, le immagini stampate sono più nitide e più chiare e l'inchiostro ha una migliore coesione; si evitano le sbavature nella carta.
- Carta e cartone: è una componente chiave nel settore della produzione della carta. Essa viene utilizzata per migliorare le proprietà di attrito e di stampa. Le immagini stampate su carta trattata con silice colloidale sono più nitide e chiare. Infine la silice colloidale è utilizzata nella ritenzione e drenaggio durante la produzione di carta.
- Semiconduttori ed elettronica: viene impiegata per la lucidatura e la lappatura di semiconduttori e di superfici ad alto valore, ad esempio la lappatura di Wafare Bare dei Microchip, i lettori di impronti biometriche, i dischi rigidi dei computer, i sapphire dei LED, le lenti ottiche, i vetri degli orologi ad alto valore sono resi antigraffio proprio grazie alla silice colloidale.

- Dispersioni di pigmenti: pigmenti e cariche sono materiali impiegati principalmente nelle pitture. Con l'impiego del sol di silice come disperdente è possibile ottenere una dispersione inorganica di elevata purezza, senza dover ricorrere a tensioattivi o altri componenti organici che possono avere effetti negativi sulla pittura. La silice colloidale è di semplice impiego e non dà problemi nella miscelazione.
- Film plastici: entra nelle formulazioni dei rivestimenti di film plastici (polipropilene, poliestere e altre poliolefine). L'effetto è principalmente quello di aumentare il coefficiente di attrito e conferire migliori caratteristiche di antibloccaggio al film.
- Microfusione: l'industria della pressofusione impiega il sol di silice quale legante per conchiglie per fusioni di metalli di alta qualità e leghe. Le caratteristiche che contraddistinguono il legante a base di silice sono la resistenza alle alte temperature e la possibilità di rispondere a disegni complessi dei gusci.

Diversi usi particolari possono poi essere riscontrati in ambito farmaceutico, dove la silice colloidale viene utilizzata anche come eccipiente nei farmaci o come agente di scorrimento (glidante) per la produzione di compresse, aggiunta a polveri coesive per ridurre la frizione interparticellare ed aumentare quindi le proprietà flusso, necessarie a far defluire con regolarità la miscela all'interno delle matrici, ottenendo così compresse di peso uniforme. È importante notare come la silice colloidale si trovi anche in alcuni alimenti come agente antiagglomerante (E551), riducendo la tendenza delle particelle di un prodotto, come sale o zucchero, ad aderire l'un l'altro e formare grumi; da ultimo viene utilizzata anche quale vero e proprio principio attivo di integratori alimentari finalizzati a migliorare la mineralizzazione ed il rinforzo dei tessuti.

6.3 Miscele stabilizzanti evolutive

La miscela stabilizzante, per le necessità di permeare terreni sciolti medio-fini a bassa pressione, deve presentare una bassissima viscosità ed un comportamento prettamente newtoniano (con assenza di rigidità), o assimilabile a quello tipico delle miscele evolutive, quale peraltro la silice colloidale (figura 6-1 a).

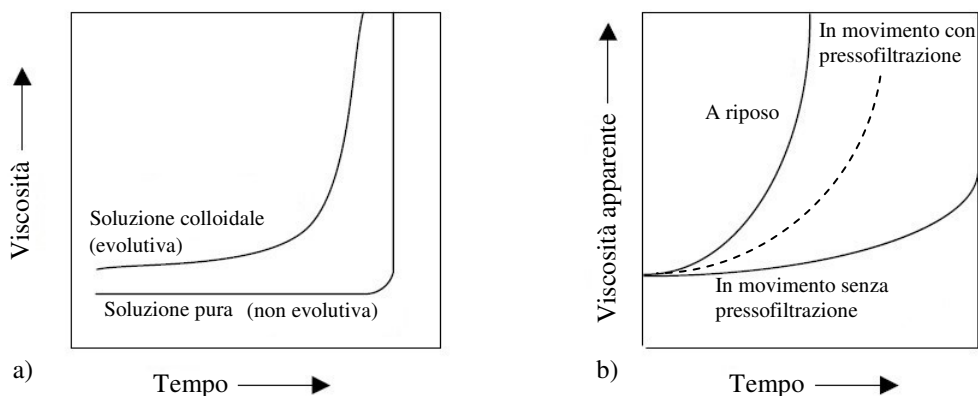


Figura 6-1 a) Fluidi a comportamento Newtoniano, soluzioni pure ed evolutive; b) Fluidi a comportamento Binghamiano sospensioni stabili Tixotropiche (Tornaghi, 1978).

Tradizionalmente le miscele impiegate in questa tecnica di consolidamento vengono distinte in:

- sospensioni, nella quali una fase solida è dispersa uniformemente in una liquida; un esempio di sospensione molto utilizzata nel settore del consolidamento dei terreni, è rappresentato da preparati a base di microcementi (in cui un cemento idraulico è utilizzato come elemento legante principale), calcite opportunamente stabilizzata etc.;
- soluzioni (in letteratura definite sinteticamente *chemical grouts*), sono rappresentate da miscele omogenee costituite da due o più componenti dove il componente presente in maggiore quantità viene definito solvente, quello a minore quantità soluto. Fanno parte di questa classe i silicati di sodio e le resine, composti che prima di essere iniettati sono soluzioni liquide di bassa o bassissima viscosità dinamica iniziale μ_m ;
- emulsioni/dispersioni, dove una fase (liquida, gassosa o solida nanometrica) è omogeneamente dispersa in un'altra fase liquida in essa non miscibile (ad esempio, emulsioni bituminose, miscele organiche a base di lattici, miscele inorganiche quali la nanosilice colloidale).

Il principio alla base di tale trattamento è la formazione di precipitati insolubili all'interno dei pori del terreno da trattare. L'azione consolidante si esplica attraverso la formazione di un gel (di silice, per esempio) o la successiva trasformazione in un materiale vetroso (per i silicati, un polimero silicatico). Il gel ingloba, totalmente o parzialmente, i granuli di terreno all'interno di un reticolo continuo e l'effetto consolidante si ottiene per il diretto contributo fisico di tale reticolo, senza alcuna interazione chimica col terreno.

Il trattamento sostanzialmente avviene per sostituzione del fluido presente nei pori interconnessi del terreno, scorrendo attraverso il deposito trattato e spostando via via l'acqua di falda sino a quando, aumentando la viscosità nel tempo, viene a stabilizzarsi un gel permanente che, oltre a legare i granuli del terreno, riduce il volume di acqua gravifica presente nei pori. Il risultato è un terreno migliorato nella sua costituzione, molto meno suscettibile a danni per liquefazione sia per un aumento di resistenza dovuto all'effetto legante che per una diminuzione del volume d'acqua libera nei pori, in grado di ingenerare

sovrappressioni ciclicamente indotte. Inoltre questo materiale in seguito alla compressione, essendo morbido ed elastico, può deformarsi diminuendo di volume, consentendo così di sviluppare meno sovrappressione rispetto all'acqua, praticamente incomprimibile. Si deve infatti tener presente che la pressione dell'acqua interstiziale viene generata in conseguenza dell'incompressibilità dell'acqua interstiziale in conseguenza di elevate deformazioni o comportamento contraente della sabbia (Towhata, 2010). La capacità di modificare il proprio volume è stata verificata da prove di compressione eseguite sul gel puro monitorandone le deformazioni assiali e laterali (Towhata, 2010); da queste infatti è stato possibile evincere come il materiale sia caratterizzato da un rapporto tra deformazioni assiali e laterali (coefficiente di Poisson) pari a $\nu=0.3$ (se $\nu=0.5$ il volume non cambierebbe durante il taglio) (vedi Figura 6-11 c).

La miscela stabilizzante, per un utilizzo ottimale, deve poter soddisfare diverse caratteristiche prestazionali tra cui:

- dimensione granulometrica ridotta
- bassa viscosità iniziale
- ampio range dei tempi di induzione
- tempo/fasi di gelificazione controllabili
- sostenibilità ecologica e basso impatto ambientale
- bassa tossicità (sia in termini ambientali che di rischio durante le lavorazioni)
- inerzia chimica: bassa capacità di interazione chimica con le sostanze disciolte in falda o presenti nel terreno
- durabilità elevata
- stabilità volumetrica e assenza di sedimentazione/separazione fra le fasi
- costo finale di utilizzo competitivo con altre miscele leganti o tecniche di stabilizzazione

In linea generale, il terreno trattato è più resistente e rigido di quello naturale ed una minor conducibilità idraulica. Le indicazioni di letteratura sono molto abbondanti su questo argomento. Il trattamento del terreno con miscele cementizie gli conferisce incrementi di resistenza molto maggiori di quanto si ottiene con l'utilizzo di miscele chimiche. Solitamente queste ultime hanno una maggior capacità di penetrazione ma non consentono di ottenere valori di superiori ai 0.5-3 MPa, mentre quelle cementizie forniscono valori che, in funzione del rapporto acqua/cemento, possono superare anche i 10 MPa presentando tuttavia maggiori limiti applicativi (dimensioni granulometriche maggiori, presso-filtrazione, sedimentazione, ecc.).

In base al lavoro di P.M. Gallagher (2000) la silice colloidale, a differenza di molti altri materiali (microcementi, silicato di sodio, resine, ecc.), soddisfa tutti questi requisiti prestazionali, avendo la capacità di penetrare entro un'ampia gamma di terreni sino a ridotte dimensioni granulometriche e permeabilità, garantendo al contempo un'elevata stabilità e durabilità.

Di seguito, sulla scorta delle indicazioni di vari autori (Carol, 2003; Mitchell, 1981; Flora e Lirer, 2011), si riporta uno schema di riferimento preliminare circa la potenziale iniettabilità dei terreni dell'Unità A e B basata sulle caratteristiche granulometriche e di conducibilità idraulica degli stessi (Figura 6-2).

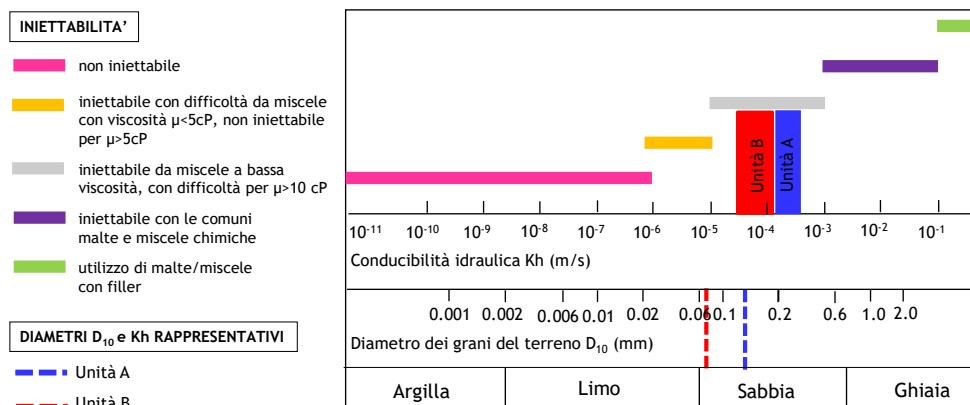


Figura 6-2 Schema di potenziale iniettabilità delle Unità A e B su base granulometrica e di conducibilità idraulica (Carol, 2003; Mitchell, 1981; Flora e Lirer, 2011).

La penetrabilità della miscela, soprattutto per sospensioni o dispersioni, è legata anche al rapporto tra le dimensioni delle particelle solide presenti nella miscela e le dimensioni dei pori del terreno attraverso i quali essa deve permeare. Le prime indicazioni di riferimento vengono fornite da Mitchell (1981), il quale stima l'iniettabilità di una sospensione attraverso due parametri significativi, N e N_c , legati al rapporto fra diametri rappresentativi della distribuzione granulometrica del terreno D e delle particelle in sospensione d :

$$N = D_{15}/d_{85} \quad (6-1)$$

$$N_c = D_{10}/d_{95} \quad (6-2)$$

per cui l'iniezione di sospensioni è possibile solo per $N > 24$ e $N_c > 11$, impossibile per $N < 11$ e $N_c < 6$, mentre è da verificare con indagini specifiche e in campo prova nei casi intermedi. Altre considerazioni geometrico-dimensionali portano a dover rispettare la seguente relazione generale di iniettabilità delle sospensioni/dispersioni:

$$d_{95} \leq 0.08 * D_5 \quad (6-3)$$

con

d_{95} = dimensione (μm) al di sotto della quale sta il 95% del particolato legante

D_5 = dimensione (μm) al di sotto della quale sta il 5% del terreno

relazione in cui la dimensione massima delle particelle sospese nella miscela legante è correlata alla dimensione minima dei granuli del deposito, che condiziona i pori di diametro minimo del terreno.

Dalle previsioni di iniettabilità basate su granulometria e permeabilità di figura 6-2 nonché applicando le relazioni (6-1, 6-2, 6-3), si evince come i litotipi dell'Unità A e gli orizzonti più cerniti e permeabili intercalati entro l'Unità B risultino al limite dell'iniettabilità con miscele di cementi microfini, mentre le miscele con silice colloidale a bassa viscosità si mostrino complessivamente più idonee per entrambe le unità.

Sempre in merito alle caratteristiche granulometriche del mezzo poroso Ozugalrel e Vipulanen (2005), durante test di laboratorio su colonne di terreno con varie distribuzioni granulometriche, utilizzando resine a base acrilica (con caratteristiche di penetrabilità, densità e viscosità assimilabili a quelle della silice colloidale), hanno trovato la seguente relazione esponenziale fra pressione di iniezione e contenuto in fine ($F\% = \% \text{ in peso}$ passante al setaccio 200 ASTM) (Figura 6-3):

$$I = I_0 \cdot \exp(0.25 \cdot F) \quad (6-4)$$

dove

I = pressione di iniezione (psi)

I_0 = minima pressione di iniezione (=0.75 psi per la resina acrilica)

F = contenuto in fine terreno (%)

L'altro parametro di maggiore interesse per l'analisi del processo di filtrazione è il coefficiente di permeabilità del terreno alla miscela k_m definito come:

$$k_m = k_w \cdot \mu_w / \mu_m \quad (6-5)$$

in cui μ_w e μ_m sono rispettivamente la viscosità dinamica dell'acqua ($\mu_w = 1 \text{ mPa}\cdot\text{s}$, denominato centiPoise e indicato con la sigla cP) e della miscela, mentre k_w è la permeabilità assoluta o intrinseca del terreno (indipendente dalla natura della miscela) equivalente a quella dell'acqua. Pertanto la grande variabilità di μ_m fra le varie miscele fa sì che uno stesso terreno possa avere coefficienti di permeabilità alla miscela molto diversi, condizionando sensibilmente le possibilità ed i parametri di iniezione (vedi figura 6-4).

Pertanto la selezione di una miscela che abbia peso specifico γ_m e μ_m adeguati alle esigenze del caso, diventa un elemento decisionale fondamentale anche per i conseguenti processi di iniezione ed i tempi di gelificazione.

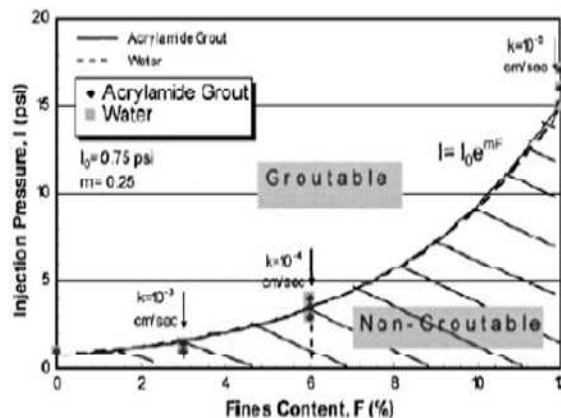


Figura 6-3 Pressioni di iniezione in funzione del contenuto in fine F (Ozugalrel e Vipulanen, 2005).

In relazione alle modalità di iniezione e del raggio/percorso di trattamento ricercato, bisogna considerare il comportamento reologico della miscela e adottare un idoneo modello di previsione circa il suo avanzamento all'interno del terreno da trattare. Per quanto riguarda il primo aspetto si deve innanzitutto valutare la viscosità dinamica iniziale e la sua evoluzione nel tempo, in modo da garantire che la viscosità non si modifichi significativamente nell'intervallo necessario al trattamento e, quindi, che la miscela abbia tempi di presa o gelificazione superiori al tempo di iniezione necessario per completare il percorso di filtrazione (travel time); inoltre l'andamento di progetto della viscosità ed il connesso processo di gelificazione deve evitare che, una volta terminata l'iniezione, la miscela permanga allo stato fluido troppo a lungo, con negative conseguenze in termine di dispersione idrodinamica e diluizione e, quindi, di efficacia dell'intervento.

Per quanto riguarda l'estensione del trattamento e la realizzazione di un modello idraulico di progetto si potranno adottare modelli di filtrazione complessi che considerano contemporaneamente il trasporto di massa con l'evoluzione dei parametri chimico-fisici e di viscosità della miscela iniettata. In alternativa, per situazioni stratigraficamente semplici ed omogenee e griglie di iniezione regolari, si possono adottare metodi previsionali semplificati. Chiaramente la continuità di trattamento ottenibile nel volume di terreno di interesse sarà in grado di condizionare sensibilmente la riuscita dell'intervento e la sua efficacia. Anche l'estensione del trattamento oltre l'area di sedime delle opere da consolidare potrà giocare un ruolo determinante nell'efficacia dell'intervento; in tal senso Martin et al. (1999), Mitchell et al. (1998) e NZGS Guidelines (Module 5) dettano specifiche prescrizioni operative.

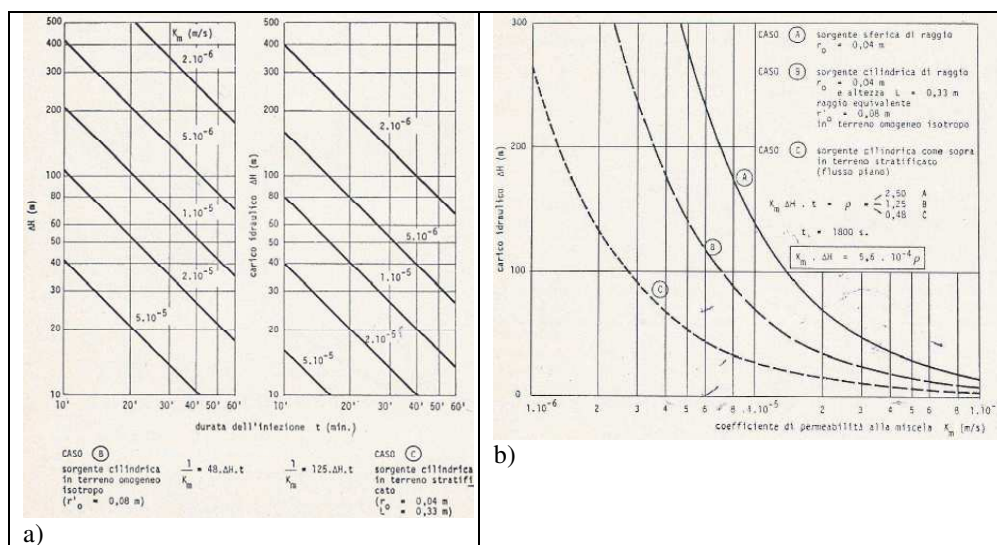


Figura 6-4 Pressioni di iniezione in funzione della permeabilità del terreno alla miscela e della durata di iniezione, per iniezioni di raggio = 1 m e porosità efficace $n=0.3$, per terreni omogenei isotropi (a sx – caso B) e stratificati (a dx – caso C); (b) correlazione fra carico idraulico e permeabilità alla miscela secondo schemi di flusso per un raggio di propagazione $R=1$ m e tempo di iniezione $t=30'$ (Tornaghi, 1978).

6.4 Sintesi della silice colloidale

La silice colloidale è un composto chimico polimerico consistente in particelle di SiO_2 unite fra loro. I metodi atti ad ottenere questo prodotto e le materie prime di partenza possono essere differenti, conferendo caratteristiche differenti ai relativi prodotti finali. Ad esempio è possibile ottenere silice colloidale dalla neutralizzazione o scambio ionico con silicati di sodio, dalla peptizzazione dei gel di silice, dall'elettrolisi o ossidazione di silicio o, ancora, dall'idrolisi e condensazione di composti di silicio. Come prodotti finali si ottengono polimeri di molecole di SiO_2 interagenti vicendevolmente nel formare legami silossanici O-Si-O con gruppi ossidrilici alle estremità, i quali rendono le molecole molto idrofile e capaci di formare legami idrogeno, rendendo possibile la creazione di una dispersione stabile. Uno dei metodi più utilizzati è per scambio ionico partendo da silicati di sodio in fase liquida. Questo materiale viene ottenuto dalla dissoluzione di minerali naturali ricchi in silice in presenza di un fluido alcalino, successivamente sciolti ad alta temperatura e pressione per produrre infine silicato di sodio liquido. Essendo molto viscoso, viene diluito a una concentrazione del 3-5% in peso. Successivamente viene fatto passare attraverso una resina a scambio ionico e immerso in una soluzione alcalina per formare una base di silice utilizzabile per polimerizzare le altre particelle. Il prodotto finito viene solitamente venduto ad una concentrazione del 30% in peso.

Un altro metodo è quello di Stober, il quale sfrutta l'idrolisi e condensazione del *TEOS* (acido silicico o tetraetil orto silicato – $(C_2H_5O)_4Si$ oppure $C_8H_{20}O_4Si$ – denominazione IUPAC). *TEOS* è un monomero silano derivato dalla lavorazione del tetracloruro di silicio ($SiCl_4$), un materiale utilizzato nella lavorazione metallurgica che, se riscaldato a $1900^\circ C$ in presenza di carbonio, si trasforma per l'appunto in *TEOS*, un liquido incolore che si degrada nell'acqua ed è l'estere etilico dell'acido ortosilicico $Si(OH)_4$.

Il silicio viene quindi trattato con acqua ed un catalizzatore alcalino producendo la silice colloidale con lo sviluppo di idrogeno e calore.

In ultimo è possibile ottenere silice colloidale anche mediante macinazione e peptizzazione di gel di silice o fumi di silice. Le proprietà del prodotto finito, come la purezza, la distribuzione granulometrica delle particelle e la loro forma, dipenderanno non solo dal processo di macinazione ma anche dalle proprietà della silice di partenza utilizzata.

6.5 Caratteristiche del gel e modalità di gelificazione

La silice colloidale è una dispersione acquosa di particelle di silice microscopiche prodotte a partire da soluzioni sature di acido silicico (Iler, 1979). Le particelle possono avere dimensioni comprese tra 2 e 100 nanometri, sebbene la dimensione delle particelle sia piuttosto costante per date sospensioni preparate con specifiche tecniche. Nelle soluzioni diluite, la silice colloidale ha una densità e una viscosità simili all'acqua. Noll et al. (1992) riportano tempi sperimentali di gelificazione fino a 49 giorni. La silice colloidale risulta quindi interessante come potenziale materiale consolidante perché ha tempi di gel controllabili ed anche lunghi con caratteristiche di durata eccellenti; inoltre è anche chimicamente e biologicamente inerte e non tossico.

Le particelle di silice colloidale si formano quando le molecole di H_4SiO_4 interagiscono fra loro per formare legami silossanici ($Si-O-Si$) con altre molecole vicine; ciò avviene perché le superfici delle particelle contengono gruppi di silanolo non legato ($SiOH$) (Iler, 1979) come mostrato nella Figura 6-5 (b).

Quando le particelle raggiungono la dimensione desiderata, la soluzione viene stabilizzata per impedire un'ulteriore crescita delle particelle aumentando il PH; ciò fa sì che le particelle si ionizzino e si respingano a vicenda. La gelificazione può essere indotta riducendo le forze repulsive in modo controllato. Ciò consente alle particelle colloidali di coagulare con un tempo di gelificazione (gel-time) determinato dalla velocità di interazione particellare (Figura 6-5 a, b).

Onde prevenire la gelificazione le soluzioni di silice colloidale sono spesso stabilizzate con soluzioni alcaline come l'idrossido di sodio. Gli alcali tendono a reagire con le particelle, creando una carica negativa sulla superficie delle stesse, inducendole a respingersi a vicenda. Gli ioni ossidrilici aggiunti dalla soluzione alcalina innescano processi di catalizzazione con la formazione dei gel, tuttavia a pH elevato la silice colloidale rimane stabile a causa dell'elevata carica superficiale (forza repulsiva) delle particelle.

A pH più bassi, la carica delle particelle tende a diminuire proporzionalmente alla concentrazione di ioni idrossilici in soluzione.

Pertanto, le particelle possono interagire e formare legami silossanici come illustrato nella Figura 6-5 (b).

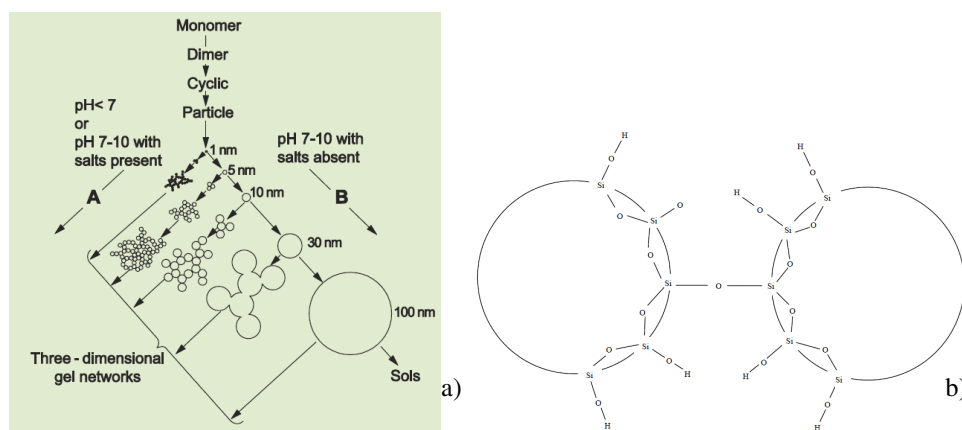


Figura 6-5 a) Meccanismi di polimerizzazione dei silicati. In soluzione basica (trend B) le particelle disperse tendono ad accrescersi in dimensione diminuendo in numerosità; in soluzione acida o in presenza di sali (A) le particelle tendono ad aggregarsi secondo un reticolo tridimensionale a formare i gel (R.K. Iler, The chemistry of silica, 1979). b) Formazione di legami silossanici durante la gelificazione delle particelle (Moridis et al. 1995).

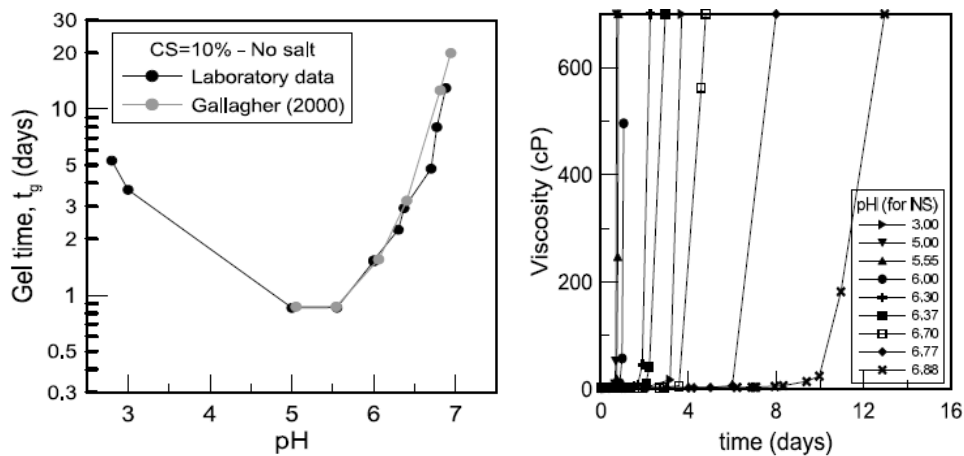


Figura 6-6 Andamento tempi di gelificazione in funzione del pH, test eseguiti con LudoxSM30 diluito al 10% (Agapoulaki e Papadimitriou, 2015)

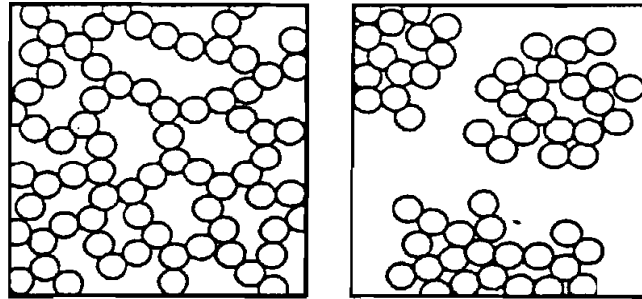
Il risultato è che il tempo di gel minimo si verifica tra pH 5 e 6. Mentre il pH continua a scendere al di sotto di 5, gli ioni idrossile scompaiono e le particelle si scaricano. Pertanto, la velocità di formazione del legame silossanico diminuisce comportando un corrispondente nuovo aumento del tempo di gelificazione.

Tale comportamento viene rilevato sia da Gallagher (2000) che da Agapoulaki e Papadimitriou (2015) (Figura 6-6).

In particolare la differenza fra la formazione di un microgel ed un precipitato è che, nel reticolo tridimensionale formato dal micro gel, la concentrazione delle particelle di silice è la medesima della sospensione colloidale (sol) circostante, mentre negli aggregati/fiocchi di un precipitato la concentrazione è maggiore (Figura 6-7).

In chimica-fisica si definisce "sol" una dispersione (non una soluzione) colloidale di particelle, che costituisce un sistema liquido avente alcune proprietà prossime a quelle di un solido; queste dispersioni, che sono abbastanza stabili, possono essere destabilizzate dall'azione del calore, da variazioni di pH, da aggiunta di elettroliti dando così origine a un gel, sistema gelatinoso ricco di liquido, ma che presenta alcune proprietà dei solidi. A differenza di un precipitato e di un flocculato, che risultano dall'insieme di singoli aggregati, un gel è costituito da strutture tridimensionali coerenti, originate da un aumento delle dimensioni del componente solido disperso, che invece di precipitare si legano insieme formando un reticolo tridimensionale continuo all'interno del quale rimane imprigionato il liquido. Il passaggio del sistema da sol a gel (gelificazione) può essere più o meno rapido in funzione delle condizioni adottate; da queste dipendono anche la struttura e le caratteristiche del gel che si forma.

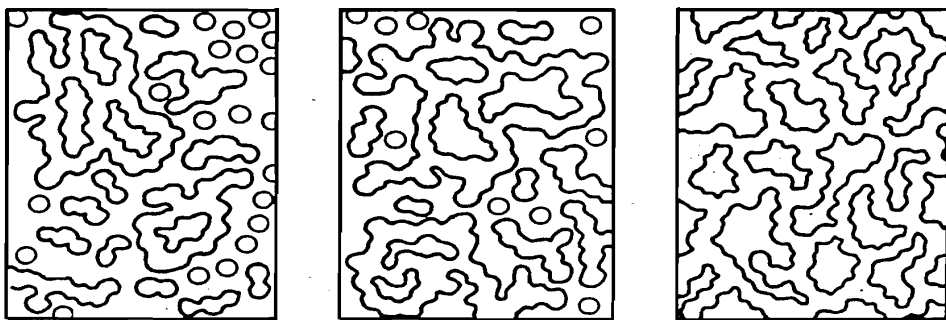
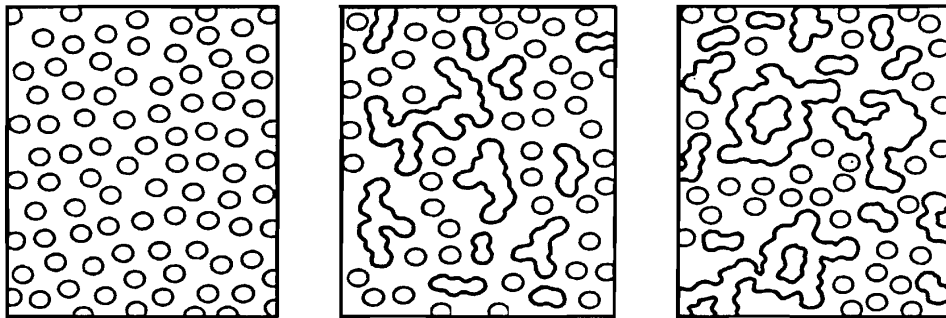
Per tale motivo durante la fase di gelificazione il reticolo "coesivo" di microgel tende ad accrescersi senza creare depositi o precipitare, sviluppando un aumento progressivo di viscosità (Iler, 1979).



GEL

PRECIPITATI

a)



b)

Figura 6-7 a) Rappresentazione bidimensionale delle differenze nelle modalità di formazione/accrescimento di gel e precipitati. b) Rappresentazione della formazione e sviluppo della struttura di un microgel (reticolo rappresentato dalle linee nere) a partire da un sol con incremento della progressivo della viscosità sino alla solidificazione finale (Iler, 1979).

6.5.1 Tempo di gelificazione (gel time)

Il tempo di gelificazione della silice colloidale dipende da diverse variabili tra cui: contenuto solido in silice, la dimensione delle particelle e la loro superficie specifica, il *pH*, la temperatura, la carica superficiale delle particelle, la tipologia e concentrazione di sale utilizzato per innescare il processo di gelificazione. Come accennato al paragrafo precedente i tempi minimi di gelificazione si ottengono con *pH* compreso tra 5 e 6, mentre tendono ad allungarsi progressivamente sia per valori inferiori che superiori a tale ambito.

In prima battuta la gelificazione viene controllata dall'aggiunta di sale alla miscela stabilizzata, questo infatti riduce il doppio strato caricato negativamente attorno alle particelle, aumentando la probabilità di collisioni interparticellari, riducendo così il tempo di gelificazione.

Allo scopo, come peraltro nel presente studio, può essere utilizzato il cloruro di sodio, mentre sali costituiti da cationi polivalenti hanno un effetto maggiore sul doppio strato rispetto ai cationi monovalenti riducendo, quindi, il tempo di gelificazione a parità di concentrazione salina ed intervenendo anche sulle caratteristiche di resistenza finale del gel. Noll et al. (1992) in tal senso ha eseguito una serie di test per determinare l'influenza dei vari fattori utilizzando la silice colloidale Ludox al 30% di concentrazione prodotta da Du Pont (di seguito diluita al 5%); utilizzando il cloruro di sodio come catalizzatore salino, i fattori considerati includevano la concentrazione di silice colloidale (in peso), la salinità della miscela, nonché l'effetto di altri sali e le variazioni di *pH*, utilizzando acido cloridrico per la regolazione di quest'ultimo. Da tali test Noll evidenzia come, utilizzando cloruro di sodio, l'effetto più incisivo sul tempo di gelificazione sia attribuibile al *pH* e, usando un sol Ludox diluito al 5% di concentrazione, si sono ottenuti tempi di presa variabili fra 20 minuti e 49 giorni; chiaramente i tempi più lunghi si possono raggiungere ad elevati *pH* con basse congiuntamente a basse concentrazioni di silice e di sale. Anche Gallagher (2000), modulando appositamente *pH* e concentrazione di SiO_2 , senza aggiunta di sali, riesce ad ottenere tempi di gel lunghi sino a 100 giorni.

Noll et al. (1992) inoltre, utilizzando altri sali oltre a $NaCl$, rileva l'effetto indotto dall'aggiunta dell'alluminio e del calcio (spesso presenti nell'acqua di falda e nel terreno); in particolare il primo tende a causare una rapida aggregazione e precipitazione delle particelle di silice, risultando dannoso per la formazione del gel (per la formazione di grumi/aggregati che interrompono le catene del reticolo), mentre il calcio si è dimostrato avere un minore effetto (rispetto al sodio) negli ambiti di *pH* acido inducendo, invece, minori tempi di gelificazione negli ambiti di *pH* basico. La presenza di composti organici e di metalli in soluzione (Cr , Pb , Zn con diverse valenze) non risulta avere significativi effetti sui processi e tempi di gelificazione (Noll et al., 1992) e il trattamento di terreni contenenti metalli pesanti tossici (Ba , Cd , Cr , Ni , Pb , Zn) ha evidenziato, a seguito di prove di lisciviazione, una significativa capacità di trattenere /fissare tali minerali sia nei pori che per adsorbimento.

Persoff et al. (1994, 1995), sperimentando l'utilizzo di diverse soluzioni saline, rileva che l'interazione fra i cationi bivalenti di calcio e la silice colloidale può causare una rapida ed incontrollata gelificazione della miscela; infatti la sostituzione di $2 Na^+$ con uno Ca^{2+} determina un maggior incremento di forza ionica (e conseguente collasso del doppio strato repulsivo), in quanto essa è proporzionale al quadrato della carica. Lo stesso autore propone tre soluzioni da attuare per evitare una gelificazione prematura:

- Effettuare un prelavaggio con una salamoia (soluzione con salinità 1-4%)
- Iniziare l'iniezione con una miscela diluita
- Miscelare la silice colloidale con *NaF* anziché *NaCl*

Il prelavaggio con salamoia rimuove i cationi bivalenti da una potenziale interazione con la miscela; tuttavia questa soluzione può comportare lo svantaggio di una eventuale mobilizzazione di inquinanti o altre sostanze presenti nel terreno o in falda. L'iniezione preliminare di una miscela diluita si lega ai cationi rimuovendoli, pur tuttavia rimane la possibilità che questi inneschino la gelificazione prematura e, quindi, alcuni contaminanti non possano essere rimossi per adsorbimento; infine l'utilizzo di *NaF* in sostituzione di *NaCl* risulta in grado di far precipitare gli ioni divalenti (con sostituzione di Na^+) ma può avere importanti implicazioni e controindicazioni a livello ambientale e di lavorabilità in quanto sostanza tossica.

Anche la temperatura gioca un ruolo determinante nei tempi di gelificazione. Dall'esperienza Du Pont un aumento di temperatura di circa 10° (es. da 21.1° a 32.2°C) può comportare una riduzione dei tempi di gelificazione di un fattore circa 3 volte (C.T. Conlee, 2010) con effetti più evidenti alle concentrazioni inferiori. Allo stesso modo anche Agapoulaki e Papadimitriou (2015) testando il Ludox SM30 diluito al 10%, passando da $T=25^\circ\text{C}$ a $T=15^\circ\text{C}$, verificano una aumento dei tempi di gelificazione pari a circa 2.5 volte (figura 6-8 a e b).

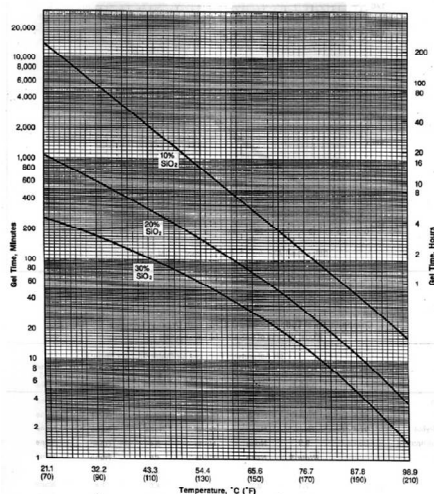
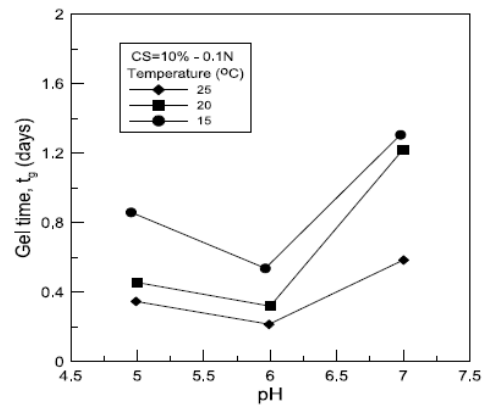


Figure 7.7 Effect of Temperature on Gel Time



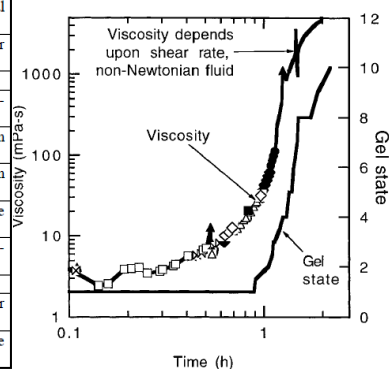
a)

b)

Figura 6-8 a) Andamento tempi di gelificazione diagramma Dupont (C.T. Conlee, 2010); b) test eseguiti con LudoxSM30 diluito al 10% (Agapoulaki e Papadimitriou, 2015)

Gel State	Description
1	No detectable gel formed. Gel appears to have same viscosity (fluidity) as original polymer solution and no gel is visually detectable.
2	Highly flowing gel. Gel appears only slightly more viscous than original polymer solution.
3	Flowing gel. Most of obviously detectable gel flows to bottle cap upon inversion.
4	Moderately flowing gel. Small portion (5-15%) of gel does not readily flow to bottle cap upon inversion.
5	Barely flowing gel. Gel slowly flows to bottle cap and/or significant portion (>15%) of gel does not flow upon inversion.
6	Highly deformable non-flowing gel. Gel does not flow to bottle cap upon inversion (gel flows to just short of reaching bottle cap).
7	Moderately deformable non-flowing gel. Gel flows about halfway down bottle upon inversion.
8	Slightly deformable non-flowing gel. Only gel surface deforms slightly during inversion.
9	Rigid gel. There is no gel-surface deformation upon inversion.
10	Rigid ringing gel. Tuning-fork-like mechanical vibration can be felt or heard after bottle is tapped.
11	Rigid gel no longer ringing. No tone or vibration can be felt or heard, because natural frequency of gel has increased.

a)



b)

Figura 6-9 a) Metodo osservazionale di Sydansk (R.D. SYDANSK, SPE Reservoir Evaluation, 1990, 346-352); b) Grafico di comparazione fra curve di viscosità e stati di gelificazione (gel state) di Sydansk (Persoff, 1999)

Per quanto riguarda la definizione del tempo di gelificazione (*gel-time*) Agapoulaki e Papadimitriou (2015), ai fini di un intervento di permeazione tramite metodi passivi, ritengono appropriata l'adozione della soglia di viscosità $\mu \geq 100 \text{ cP}$. Dato l'andamento delle curve di viscosità tale soglia è comunque sostanzialmente coerente alle soglie adottate dalla Gallagher (2000), la quale come Persoff (1996) si riferisce al Jar-Test Gel State (come modificato da Sydansk 1990) basato sull'osservazione del comportamento fisico dei gel (vedi figura 6-9). In base allo studio di Persoff (1999) lo stato di gel 1 corrisponde al periodo durante il quale la viscosità della soluzione catalizzata rimane praticamente invariata ($\approx 2 \text{ cP}$) e si comporta come un fluido newtoniano. Durante il successivo stato di gel 2 ($\approx 3-4 \text{ cP}$), la viscosità inizia gradualmente ad aumentare fino a $\approx 5 \text{ cP}$ e diventa un fluido non Newtoniano. All'inizio dello stato 3 ($\approx 8-10 \text{ cP}$), la soluzione inizia una rapida progressione di stati di irrigidimento fino a quando non diventa un gel rigido (Stato 10).

Come riportato da Gallagher e Lin (2009) e Conlee et al. (2012) i tempi di gel vanno definiti in funzione del comportamento che si vuole studiare e, in particolare, per le problematiche di resistenza che si vogliono analizzare il gel-time di riferimento viene considerato allo stato 10 (gel risonante), ovvero quando un beaker riempito con la miscela può essere rovesciato a 90° senza che la miscela fluisca (senza apprezzabili deformazioni della superficie) e, toccando/battendo il contenitore, si possono percepire delle vibrazioni risonanti; considerato il progressivo aumento di resistenza nel tempo dei gel di silice, in ogni caso il maggior incremento di resistenza lo si raggiunge a circa 4 volte il *gel-time*, tempo a cui è possibile riferirsi per misurare/confrontare la resistenza di campioni diversi ad un medesimo grado di maturazione (curing time). Gallagher e Mitchell (2002) propongono in alternativa un periodo appropriato pari a 10 volte il *gel-time*.

Si considera pertanto tempo di gel iniziale (*initial gel time* o *gel induction time*) il tempo che intercorre dall'inizio della catalizzazione della miscela al momento in cui raddoppia la viscosità iniziale; tale tempo coincide con il tratto in cui la viscosità rimane molto stabile ed il comportamento sostanzialmente Newtoniano (condizioni ideali per il controllo delle iniezioni a bassa pressione).

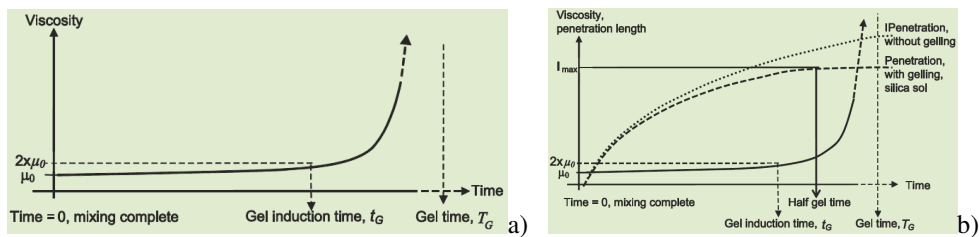


Figura 6-10 a) Illustrazione schematica di “gel induction time” e “Gel Time” (Persoff et Al. 1997); b) Illustrazione schematica sulla possibilità di iniezione con silice colloidale (J. Funehag, 2012)

In tal senso Lin (2006) e Gallagher e Lin (2009), durante prove di permeazione a bassa pressione, verificano che la filtrazione rallenta notevolmente, quasi arrestandosi, quando la miscela raggiunge una viscosità di 3.6 cP, confermando sostanzialmente che il periodo ottimale di iniezione a bassa a pressione è sino a circa il doppio della viscosità iniziale (Figura 6-10a). Chiaramente la miscela, in funzione anche dell’apertura dei pori e/o delle fessure nelle rocce, può continuare ad essere iniettata ma con pressioni molto più elevate e orientativamente sino ad una viscosità corrispondente alla metà del *gel time* (J. Funehag, Guide to grouting with silica sol, BeFo Report 118, 2012) (Figura 6-10b).

Per quanto riguarda la ricerca in oggetto, considerate le caratteristiche granulometriche, di conducibilità idraulica, la tecnica e profondità di intervento ipotizzabili e relative pressioni di confinamento, si dovrà far riferimento a condizioni di permeazione a bassissima pressione con valori di viscosità molto bassi e, conseguentemente, a tempi operativi sostanzialmente ascrivibili al solo tempo di gel iniziale (*gel induction time*).

Quindi per gli aspetti applicativi in cui la silice colloidale viene dispersa/iniettata in un mezzo poroso, il controllo del tempo di migrazione (necessario a percorrere le distanze di progetto) e del tempo di gelificazione (tempo cui la miscela assume specifiche caratteristiche di viscosità tali da immobilizzarla) diventano alcuni degli elementi di maggior criticità; così diventa essenziale sviluppare un adeguato programma di prove atte ad individuare una serie di curve tempo-viscosità in base ai range e condizioni di utilizzo, soprattutto in termini di *pH*, concentrazione silice, concentrazione salina e temperatura.

6.5.2 Caratteristiche di resistenza, conducibilità idraulica e durabilità

Hamderi e Gallagher (2015), durante test di filtrazione con metodi passivi, utilizzando il Ludox SM30 a varie diluizioni, trovano delle relazioni sostanzialmente lineari fra concentrazione di silice e resistenza alla penetrazione con pocket penetrometer (calibrata con prove di resistenza a rottura semplice) (Figura 6-11b).

Una correlazione simile, utilizzabile per verificare il contenuto di silice finale nei terreni trattati con permeazione, viene constatata anche da Rasouli et al. (2016) a seguito di interventi di miglioramento al di sotto della pista di decollo dell’aeroporto internazionale di Fukuoka; attraverso una specifica calibrazione di test di laboratorio a compressione semplice con espansione laterale libera con corrispondenti test tramite pocket penetrometro mettono in relazione il contenuto in silice con la resistenza a rottura/penetrazione riscontrata. In tal caso, attraverso gli studi pregressi condotti dal *Coastal Development*

Institute of Technology (2010), arrivano a definire una soglia di resistenza minima *UCS* (unconfined compression strength) pari a 80-100 kN/m², resistenza oltre la quale il terreno presenta un grado di miglioramento soddisfacente nei confronti della liquefazione.

Towhata (2010) nell'ambito di studi sul comportamento geotecnico e ciclico dei terreni trattati con silice colloidale osserva che quest'ultima è in grado di conferire un comportamento dilatante anche a terreni poco o mediamente addensati, tant'è che sabbie con *Dr* 40% (Toyoura sand), una volta trattate/permeate tramite silice colloidale, tendono a restituire comportamento di resistenza ciclica tipico di sabbie con una densità relativa pari all'80% (Towhata, 2010) (vedi Figura 6-12 b).

Diversi autori hanno inoltre condotto prove ed osservazioni differite nel tempo su sabbie trattate tramite silice colloidale. Yonekura e Miwa (1993) hanno condotto prove di resistenza, sineresi, lisciviazione e conducibilità idraulica su sabbie trattate con una miscela di silice colloidale al 32% di concentrazione in peso. Per quanto riguarda la resistenza a compressione semplice non confinata essa è risultata variare da 335 kPa a inizio test sino a circa 1200 kPa dopo 1000 giorni di maturazione e i campioni, mantenuti saturi per il medesimo periodo di tempo, sono stati sottoposti a prove di durabilità per lisciviazione e di verifica circa i fenomeni di sineresi (ritiro volumetrico del gel accompagnato da rilascio/essudazione di fluidi residuali). Quest'ultima è stata valutata attraverso la stima del volume del gel a diversi step temporali, rapportandoli al volume iniziale del gel; invece il tasso di lisciviazione (*leaching ratio*) è la quantità di silice rilasciata dall'acqua di percolazione in rapporto alla quantità di silice nel gel iniziale. Da tali test è emersa una virtuale inalterabilità del materiale tant'è che anche campioni lasciati immersi in soluzioni alcaline e acide per 100 giorni non hanno evidenziato alterazioni volumetriche o rilascio di fluidi residuali. Gli stessi autori riportano una diminuzione della permeabilità di campioni invecchiati fino a 5 anni, anche se non ne indicano i valori specifici.

In tal senso anche Noll et al. (1992) in test di permeabilità condotti su campioni di sabbia trattati con Ludox diluito al 5% riscontrano una diminuzione di conducibilità idraulica pari a 3-4 ordini di grandezza, con valori finali dell'ordine di 10⁻⁷ / 10⁻⁸ cm/s, accertando come il materiale gelificato rimanga stabile per lunghi periodi di tempo se rimane saturo e con un pH compreso tra 3 e 9.

Søgaard et al. (2018) effettuando una serie di test di percolazione con durata fino a 500 giorni su campioni di silice colloidale prodotta da AkzoNobel (Levasil CB17), catalizzati con varie soluzioni saline ed utilizzando fluidi di percolazione a *pH* variabili (da 6 a 12), con e senza cationi disciolti (in grado di interagire con la superficie/struttura dei gel), ottengono risultati sulla perdita di silice % per dissoluzione per cui, con quel materiale e nelle condizioni chimico-fisiche di flusso imposte dai test, si arriva a stimare una perdita del 10% di SiO₂, rispetto al valore iniziale, in un periodo variabile da 22 a 39 anni, mentre una dissoluzione completa è stimabile in un range che va da 218 a 395 anni. Invece la perdita per dissoluzione dei cationi acceleratori (*K+* o *Na+*), soprattutto congiuntamente a soluzioni estremamente basiche (*pH*=12), potrebbe inibire in qualche misura l'aumento di resistenza col trascorrere del tempo (anche se è ancora oggetto di studio e discussione). Inoltre i gel prodotti con *NaCl* sembrano presentare una porosità maggiore rispetto a quelli catalizzati con *KCl*, a causa della maggior forza ionica di *K+*, limitando questi ultimi il flusso di fluido di percolazione attraverso il campione (con minor alterazione dello stesso).

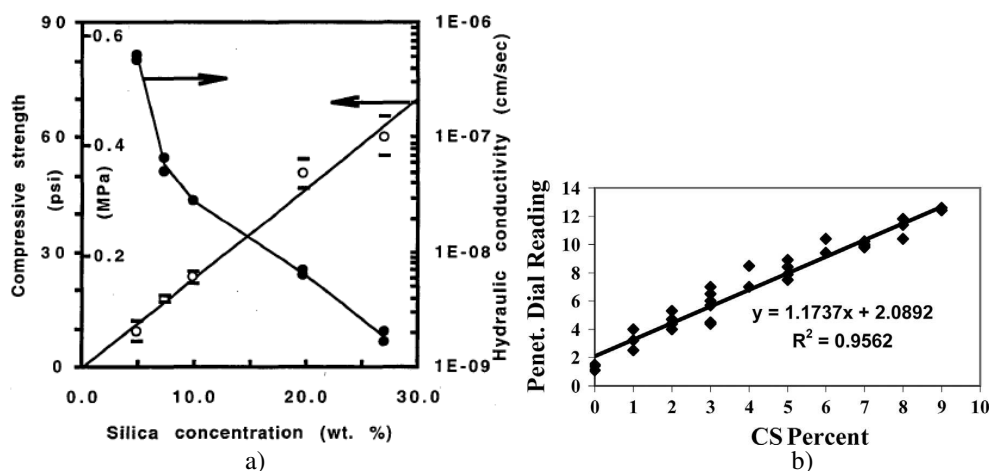


Figura 6-11 a) Resistenza a compressione semplice e conducibilità idraulica di campioni trattati con Ludox SM a varie concentrazioni di diluizione (Persoff et al. 1997); evidenza sperimentale fra contenuto in silice % e resistenza alla penetrazione con pocket penetrometer (Hamderi e Gallagher, 2014).

Gli effetti indotti sulla resistenza a rottura (non confinata) e sulla permeabilità delle sabbie di Monterey #0-30 trattate a varie pressioni di confinamento, utilizzando silice colloidale (Ludox SM al 30% di SiO_2), sono stati indagati anche da Persoff et al. (1997) a 30 e 90 giorni di maturazione in funzione di vari gradi di diluizione e della presenza di contaminanti; in questi test si evidenzia una relazione quasi lineare fra incremento di concentrazione e resistenza a compressione ed un analogo trend relativo alla diminuzione di conducibilità idraulica (Figura 6-11a).

In un set di campioni lasciati immersi per 95 giorni in soluzioni contenenti diversi inquinanti, solamente quelli immersi in anilina hanno evidenziato un lieve inflessione nei valori di resistenza a rottura (anziché un progressivo incremento).

Whang (1995) evidenzia come la silice colloidale se sottoposta a cicli idratazione-essiccamento presenti un comportamento fragile e tenda sbriciolarsi soprattutto quando essicata rapidamente. Tuttavia, in condizioni di saturazione costante, Whang (1995) ritiene rimanga stabile per lunghi periodi, sin oltre 25 anni, mentre la durabilità stimabile per i silicati di sodio e le resine (acriliche) vada al massimo dai 10 ai 20 anni. A tal proposito anche Yonekura et al. (1992-2001) effettuando test su campioni trattati con silice colloidale osservano il mantenimento della resistenza a compressione semplice fino a 1000 giorni di maturazione e, inoltre, Yonekura e Shimada (2006) studiando campioni di terreni trattati da 16 anni e 10 mesi rilevano non essersi deteriorate le caratteristiche di resistenza rappresentative. Anche Kaga (1992) ha rilevato un incremento costante di resistenza tale che dopo 1000 giorni i campioni presentavano una resistenza pari a circa 4 volte quella iniziale.

Towhata ha inoltre condotto uno studio di laboratorio specificamente volto a verificare il comportamento di sabbie trattate e consolidate in condizioni di pressioni anisotrope (Kabashima e Towhata, 2000; Towhata e Kabashima, 2001), al fine di verificare la possibilità che processi di consolidazione e deformazione potessero alterare/danneggiare i

legami sviluppatasi nella silice solidificata; infatti mentre sabbie trattate con miscele leganti rigide quali micro cementi avevano evidenziato un significativo calo di resistenza dovuto al danneggiamento del materiale dovuto ai cambiamenti di volume durante i processi di consolidazione, le sabbie tratta con silice colloidale non hanno presentato tale problematica continuando a migliorare il comportamento generale. Inoltre lo stesso autore ha condotto ulteriori studi volti a verificarne l'efficacia e l'insussistenza di problematiche di rottura dei legami anche dopo diversi cicli di carico (vedi Figura 6-12a); i test sono stati condotti sottoponendo le sabbie trattate a successivi cicli di carico fino a significative deformazioni, facendo rilevare come la rigidità e resistenza dei materiali sottoposti a più cicli di carico rimanesse simile a quella dei medesimi materiali trattati inalterati e, comunque, risultasse sempre significativamente superiore alle sabbie non migliorate. In tal caso l'autore ha escluso la possibilità di un possibile danneggiamento con significativa degradazione della resistenza per sabbie trattate soggette a successivi cicli di carico/eventi sismici (Towhata, 2010).

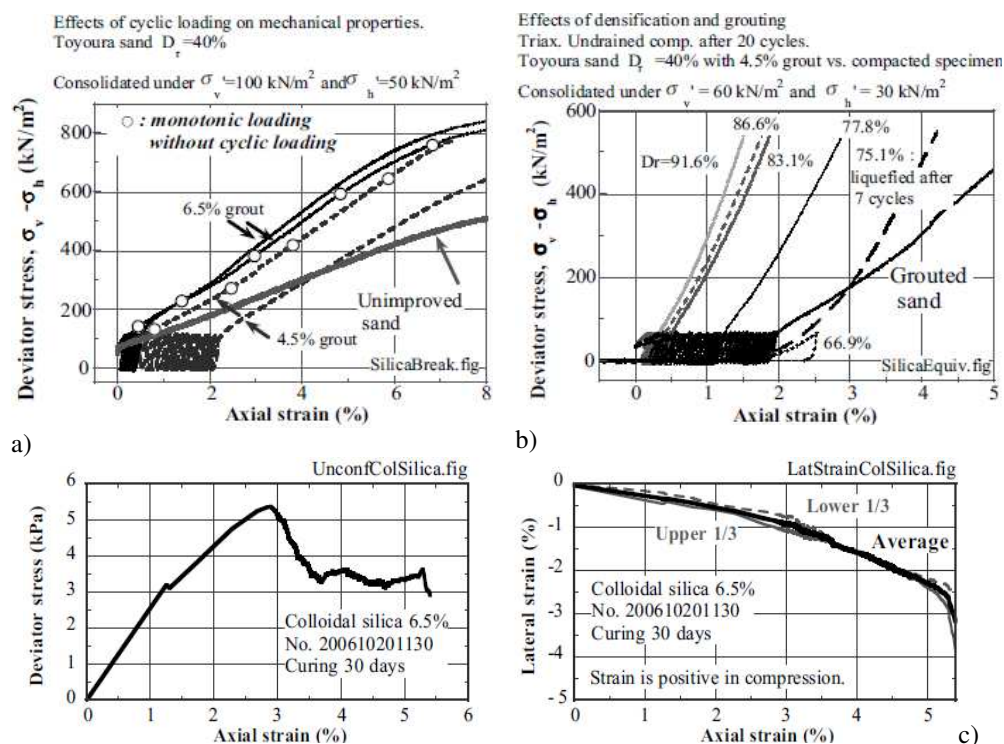


Figura 6-12 a) Effetto dei carichi ciclici ripetuti sulla rigidità delle sabbie trattate; (b) resistenza di sabbie a vario grado di addensamento comparata con le medesime di D_r 40% trattate; (c) caratteristiche di resistenza e deformabilità (assiale/laterale) di sabbie trattate sottoposte a compressione monoassiale (Towhata, 2010).

Le caratteristiche di inerzia chimica dei gel, nonché di stabilità e durabilità dei materiali trattati con silice colloidale, in base ai dati di letteratura (Whang, 1995; Sögaard et al., 2018; Yonekura e Miwa, 1993; Yonekura e Shimada, 2006) ed alle condizioni di utilizzo costante sotto falda, risultano certamente essere elementi decisivi per la scelta di queste miscele ai fini di un intervento di stabilizzazione di tipo permanente soprattutto al di sotto di edifici esistenti lungo fasce costiere ad assetto idrogeologico costante. Volendo garantire la durabilità del trattamento nel tempo, a supporto delle opere asservite, nella progettazione delle miscele e della loro messa in opera, andranno valutati tutti i fattori (condizioni ambientali e chimico-fisiche al contorno, presenza di agenti chimici/inquinanti, ecc.), compresi i controlli e le eventuali attività di manutenzione, necessari a garantire sempre la funzionalità dell'intervento secondo le prestazioni di progetto.

Per quanto di conoscenza dello scrivente non è attualmente possibile confrontare oggettivamente le differenze di durabilità fra interventi di miglioramento del terreno eseguiti con tecniche e miscele "classiche" (es. jet grouting, resine, ecc.) e con silice colloidale nelle medesime condizioni di riferimento, in quanto la casistica riportata in bibliografia interessa un ventaglio di situazioni caratterizzate da estrema variabilità in termini di ambiti di intervento, natura dei terreni, condizioni idrogeologiche e chimico-fisiche al contorno, metodologie di verifica, ecc.

Pertanto negli sviluppi di studio relativi all'utilizzo di questi materiali risulterà di grande importanza la necessità di condurre ulteriori analisi di approfondimento (in laboratorio e di tipo osservazionale su casi reali) circa la loro durabilità e stabilità nel tempo.

6.6 Misura e controllo della viscosità per miscele evolutive

Come descritto nell'introduzione le miscele evolutive sono contraddistinte da un particolare comportamento in termini di viscosità. Il termine viscosità di un fluido indica la quantità fisica che rappresenta la resistenza allo scorrimento di uno strato rispetto a uno strato adiacente: l'attrito interno di un fluido. Per definizione più è forte il legame intermolecolare maggiore è la viscosità del fluido. Un fluido in cui la viscosità non cambia nel tempo alla medesima temperatura è definibile Newtoniano, seguendo la relativa legge di comportamento secondo cui:

$$\tau = \eta * \dot{\gamma} \quad (6-6)$$

dove:

τ = tensione tangenziale

η = viscosità dinamica

$\dot{\gamma}$ = velocità di deformazione

Nel diagramma τ - $\dot{\gamma}$ la viscosità di un fluido è quindi rappresentata da una linea retta passante per l'origine, dove la pendenza della stessa è proprio il valore di viscosità. Ciò significa che, anche per sollecitazioni tangenziali molto basse, il fluido subisce deformazioni e solo in assenza di sforzi la velocità di deformazione sarà pari a zero. Tuttavia, in natura, non tutti i fluidi sono conformi a questa legge, infatti ci sono materiali particolari che rispettano la legge di Newton, mantenendo la viscosità costante nel tempo, ma fino a quando non si raggiunge una determinata soglia di stress tangenziale, chiamata

stress di snervamento non subiscono deformazioni; questi fluidi sono chiamati fluidi Binghamiani o fluidi di comportamento plastico. La viscosità di questi materiali può essere identificata attraverso la stessa legge vista prima ma aggiungendo un termine noto:

$$\tau = \eta^* \dot{\gamma} + b \quad (6-7)$$

dove, oltre agli elementi sopra descritti, b è il valore della tensione tangenziale τ al di sotto della quale il fluido non subisce deformazioni. In un grafico τ - $\dot{\gamma}$ rappresenta una linea che non passa attraverso l'origine ma con intercetta sull'asse delle ordinate passando in b . L'ultima categoria di fluidi che può essere utile descrivere, al fine di comprendere appieno il comportamento delle miscele evolutive che intendiamo interpretare, sono fluidi la cui viscosità non rimane costante ma si evolve nel tempo, seguendo le curve di Oswald-Norton, secondo questa relazione:

$$\tau = A * \dot{\gamma}^n \quad (6-8)$$

Dove, oltre ai parametri sopra descritti, ci sono A ed n , fattori che dipendono dalle caratteristiche intrinseche del materiale in esame. Come possiamo vedere, l'equazione ha una tendenza esponenziale, quindi possono verificarsi due casi: se $n > 1$ ci sarà una curva con una tendenza esponenziale con concavità verso l'alto. D'altra parte, se $n < 1$, si otterrà una curva con la tendenza tipica di una radice. Nel primo caso parleremo di fluidi dilatanti, mentre nel secondo caso di fluidi pseudo-plastici. Per ottenere un valore di viscosità da queste curve è possibile procedere in due modi: considerando la viscosità apparente o calcolando la viscosità differenziale. Il primo si ottiene calcolando la pendenza della retta passante per l'origine e un punto della curva ($\dot{\gamma}_0$; τ_0) ottenendo:

$$\eta_a = \frac{\tau_0 * \dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_0} \quad (6-9)$$

Dove η_a rappresenta la viscosità apparente. Il secondo invece si ottiene andando a calcolare la pendenza della linea tangente alla curva nel punto di coordinate ($\dot{\gamma}_0$; τ_0) ottenendo:

$$\eta = \left. \frac{\delta \tau}{\delta \dot{\gamma}} \right|_{\dot{\gamma} = \dot{\gamma}_0} \quad (6-10)$$

Come si può vedere dalle precedenti equazioni, a seconda del valore di n , si può avere un aumento della viscosità nel tempo ($n > 1$) o un abbassamento della viscosità ($n < 1$). Dati questi esempi, sarà ora più facile capire la reologia di una miscela cosiddetta evolutiva. Si è già detto che si chiama evolutiva perché la viscosità nel tempo cambia a causa dell'instaurazione di diversi legami chimici all'interno della miscela, essendo costituita da un elemento di base diluito in acqua e un reagente disperso. Il comportamento di queste miscele può essere interpretato come un insieme di comportamenti illustrati sopra. Infatti, macroscopicamente, queste miscele inizialmente presentano un comportamento newtoniano, mantenendo la viscosità costante per un certo periodo di tempo, arrivando ad un certo istante, chiamato tempo del gel, in cui la miscela inizia a incrementare la viscosità progredendo esponenzialmente come si vede nelle curve Oswald-Norton con $n > 1$, raggiungendo rapidamente viscosità molto elevate. Entrando nel dettaglio, non possiamo

affermare, in modo corretto, che il comportamento iniziale nelle miscele evolutive sia propriamente newtoniano. Infatti, nei primi tempi di maturazione di questi materiali, la viscosità aumenta linearmente, anche se gradualmente e lentamente; tuttavia, questo fenomeno essendo relegato in termini di centipoise solo ai valori più bassi (1-3 cP) ed essendo la viscosità finale molto alta (migliaia di centipoise), il comportamento deve essere semplificato. Quindi quando si studia una miscela in evoluzione, è importante conoscere i range di viscosità da misurare, risultando tecnicamente difficile misurare la viscosità con lo stesso strumento dall'inizio alla fine.

Ovviamente, prima di effettuare qualsiasi misurazione della viscosità, è anche necessario sapere quali sono i fattori che influenzano questa misura. Studiare la reologia di un materiale è inutile senza l'adeguata definizione delle condizioni al contorno, come ad esempio la temperatura. La stessa sostanza infatti, se sottoposta a test di viscosità a diverse temperature, darà risultati totalmente diversi, basti pensare ai materiali come bitume, che alle alte temperature risulta essere liquido, mentre a basse temperature è paragonabile a un solido elastico con valori di viscosità chiaramente diversi. Nei fluidi, l'aumento della temperatura incrementa l'energia cinetica delle molecole, favorendo l'allontanamento reciproco delle stesse molecole con conseguente diminuzione della viscosità. Tuttavia questo processo non è generalizzabile per tutti i materiali, soprattutto in funzione del diverso tipo ed intensità di legame delle particelle.

Infatti per le miscele evolutive, questo non è sempre vero, alcuni processi chimici, infatti, sono più veloci se la reazione avviene a temperature più alte, rendendo la gelificazione più veloce. Quindi ad esempio è sempre necessario accostare a ciascun dato di viscosità uno specifico dato di temperatura per dare un senso vero alla misurazione. Un altro elemento che influenza la viscosità di queste miscele a base di silice colloidale è il pH della soluzione. Infatti, la velocità di reazione è correlata con le concentrazioni di ioni H^+ o OH^- presenti nella soluzione. Precedenti studi hanno mostrato come le miscele evolutive contenenti nanosilice siano molto influenzate dal pH , identificando un intervallo tra 5 e 6 dove la reazione di gelificazione risulta generalmente più veloce. Le unità di misura più diffuse con cui misurare la viscosità sono i Pascal al secondo [$Pa \cdot s$] e il Poise [P], in particolare il millipascal al secondo [$mPa \cdot s$] e il centiPoise [cP] correlati tra loro dalla relazione $1cP=1mPa \cdot s$

6.7 Test di Viscosità - Dati sperimentali

6.7.1 Introduzione

Come descritto precedentemente le miscele evolutive utilizzate sono contraddistinte da silice colloidale dispersa in acqua ed un reagente. In virtù degli studi pregressi di bibliografia e delle modalità applicative si è fatto riferimento ad un prodotto target, il Ludox SM30 prodotto da Sigma Aldrich (marchio registrato da W.R. Grace & Co. -Conn), confrontandolo con altri 4 prodotti, forniti da ditte produttrici europee ed extraeuropee del settore sulla base di esigenze specifiche richieste, denominati rispettivamente *A*, *B*, *C*, *D*, di composizione analoga al Ludox ed utilizzando il sale inorganico $NaCl$ come reagente.

6.7.2 Caratteristiche delle miscele utilizzate

Le dispersioni utilizzate sono tutte a base di silice colloidale nanometrica dispersa in acqua, con formula chimica $SiO_2.nH_2O$, carica superficiale negativa, ione stabilizzatore sodio, con aspetto semitrasparente ed inodore. In Tabella 6-1 vengono riportate le caratteristiche principali delle dispersioni utilizzate sulla base dei dati forniti dalle ditte produttrici.

Si evidenzia come la reattività e comportamento delle miscele, oltre a dipendere dalla concentrazione e caratteristiche superficiali delle particelle (forma, scabrezza), risulti condizionata anche dalla carica superficiale e, quindi, dalla superficie specifica (vedi figura 6-13).

Tabella 6-1 – Caratteristiche chimico-fisiche dei prodotti utilizzati

Prodotto	Concentrazione SiO ₂ % in peso	Peso specifico g/cm ³	pH -	Viscosità cP	Diametro medio nm	Superficie specifica m ² /g
Ludox SM30	30	1.22	10	5.8	7	350
A	30	1.2	10	5	11	250
B	30	1.2	10.1	6	7	360
C	15	1.1	10	3	5	500
D	30	1.2	10.1	5.8	7.5	400

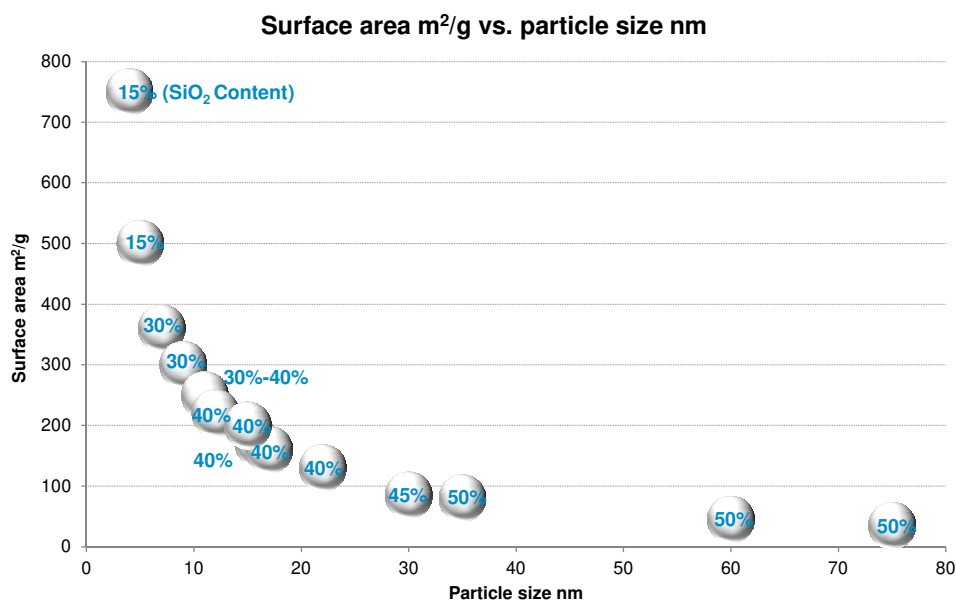


Figura 6-13. Andamento della superficie specifica in relazione al diametro delle particelle

A seguito di specifiche analisi chimico-fisiche dell'acqua di falda presente in campo prova, si è deciso di impostare il programma di prove alle medesime condizioni riscontrate in sito e, quindi, le condizioni al contorno adottate sono: $T=15^{\circ}\text{C}$ e $pH=6.9$. In particolare la temperatura è stata mantenuta attraverso una specifica vasca termica e mantenendo i campioni in camera climatica, mentre il pH è stato regolato abbassandone il valore iniziale con aggiunta di piccole quantità di H_2SO_4 diluito al 10%. Viceversa la correzione per incrementare il pH è stata all'occorrenza attuata tramite NaHCO_3 .

Le miscele sono state preparate secondo diverse diluizioni con acqua distillata, atte ad ottenere specifiche concentrazioni di silice (% in peso), nonché aggiungendo cloruro di sodio ad ottenere diversi tempi di gelificazione; per tenere in debito conto il sale aggiunto senza alterare le diluizioni di progetto, le quantità sono espresse in termine di Normalità N .

Per valutare l'effetto delle variazioni di pH e della temperatura sui tempi e modalità di gelificazione, alcune prove sono state ripetute mantenendo le stesse concentrazioni di silice e sale ma con temperature e pH differenti, così da potere stimare la variabilità dei tempi di gelificazione in funzione di un determinato range di condizioni al contorno. Si è inoltre testata la differenza di comportamento utilizzando anche acqua di acquedotto (*tap water*), di composizione nota, per diluire la miscela. Le principali concentrazioni di SiO_2 messe a confronto nell'ottica di un utilizzo adeguato in campo prova sono: 10.0%-7.5%-5.0%, ottenendo il set di prove complessivo pari a n. 35 curve come di seguito illustrato:

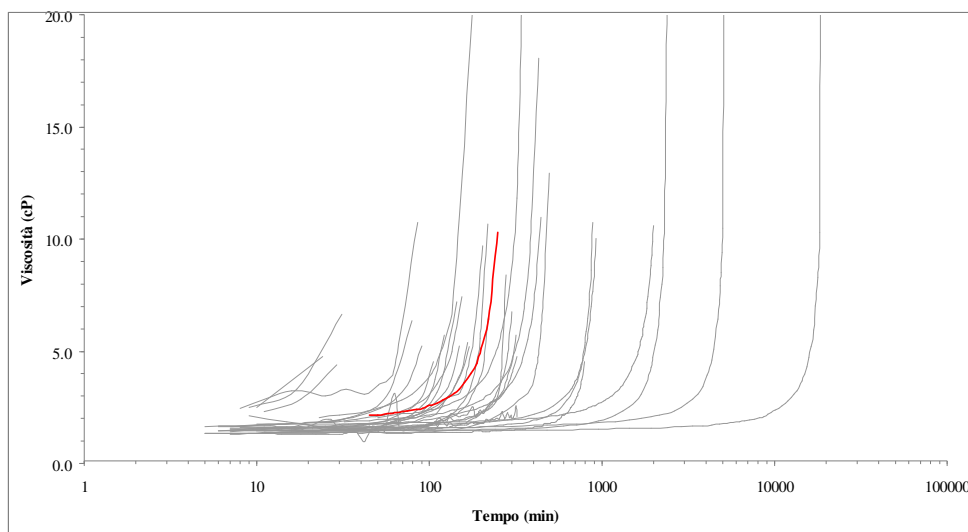


Figura 6-14. Set complessivo delle curve di viscosità testate; in rosso la curva target di Ludox SM30 con diluizione SiO_2 al 10%, $T=15^{\circ}$, $pH=6.9$, sale 0.2 N .

In particolare si sono eseguite le seguenti prove:

Ludox SM30:

- 10% wt CS – NaCl 0.2N – pH 6.90 – 15°

Prodotto A:

- 10% wt CS – NaCl 0.3N – pH 6.90 – 21.5°
- 10% wt CS – NaCl 0.5N – pH 6.90 – 21.0°
- 10% wt CS – NaCl 0.5N – pH 6.90 – 21.5° (correz. NaHCO₃)

Prodotto B:

- 15% wt CS – NaCl 0.2N – pH 6.90 – 15.0°
- 15% wt CS – NaCl 0.3N – pH 6.90 – 15.0°
- 10% wt CS – NaCl 0.3N – pH 6.90 – 15.0°
- 10% wt CS – NaCl 0.3N – pH 6.90 – 21.5°
- 10% wt CS – NaCl 0.2N – pH 6.00 – 15.0°
- 7.5% wt CS – NaCl 0.3N – pH 6.90 – 15.0°
- 5.0% wt CS – NaCl 0.3N – pH 6.86 – 15.0°

Prodotto C:

- 10% wt CS – NaCl 0.1N – pH 6.93 – 15.0°
- 10% wt CS – NaCl 0.2N – pH 7.00 – 15.0°
- 10% wt CS – NaCl 0.3 N – pH 6.90 – 15.0°
- 10% wt CS – NaCl 0.3N – pH 9.21 – 15.0°
- 7.5% wt CS – NaCl 0.1N – pH 7.00 – 15.0°
- 7.5% wt CS – NaCl 0.1N – pH 6.95 – 21.0°
- 7.5% wt CS – NaCl 0.2N – pH 6.91 – 15.0°
- 7.5% wt CS – NaCl 0.2N – pH 6.87 – 21.0°
- 7.5% wt CS – NaCl 0.2N – pH 6.97 – 21.0° (*tap water*)
- 7.5% wt CS – NaCl 0.3N – pH 9.20 – 15.0°
- 7.5% wt CS – NaCl 0.35N – pH 9.20 – 15.0°
- 7.5% wt CS – NaCl 0.4N – pH 9.11 – 15.0°
- 7.5% wt CS – NaCl 0.5N – pH 9.03 – 15.0°
- 5.0% wt CS – NaCl 0.3N – pH 6.90 – 15.0°

Prodotto D:

- 10% wt CS – NaCl 0.1N – pH 6.90 – 15.0°
- 10% wt CS – NaCl 0.2N – pH 6.90 – 15.0°
- 10% wt CS – NaCl 0.2N – pH 6.00 – 15.0°
- 10% wt CS – NaCl 0.3N – pH 6.90 – 15.0°
- 7.5% wt CS – NaCl 0.1N – pH 6.90 – 15.0°
- 7.5% wt CS – NaCl 0.2N – pH 6.90 – 15.0°
- 7.5% wt CS – NaCl 0.3N – pH 6.90 – 15.0°
- 5.0% wt CS – NaCl 0.1N – pH 6.90 – 15.0°
- 5.0% wt CS – NaCl 0.2N – pH 6.90 – 15.0°
- 5.0% wt CS – NaCl 0.3N – pH 6.90 – 15.0°

Attraverso queste misure è quindi possibile stimare i tempi di gel necessari nelle varie condizioni di prova, con particolare riferimento al tempo di gel iniziale e di gelificazione.

6.7.4 Strumentazione utilizzata

La misura della viscosità di un fluido può essere eseguita con diverse strumentazioni in funzione dei range di viscosità che si vogliono studiare e del tipo di miscela.

Nel dettaglio per le miscele studiate si è utilizzato un viscosimetro di tipo capillare per analizzare il range di viscosità iniziale (1.3-1.6 cP) fino a circa 8-10 cP e, quindi, un viscosimetro di tipo rotazionale per gli ambiti di viscosità superiori. In particolare per quanto attiene quest'ultimo strumento, non esistendo una procedura standardizzata relativa al comportamento reologico di questi materiali, si sono osservate le modalità procedurali descritte in Koch (2002) e Lin (2006) nell'ambito degli studi guidati da P.M. Gallagher. Gli strumenti utilizzati al proposito sono un viscosimetro Brookfield RVV 6.3 ed un Rheomat 115.

6.7.3.1 Viscosimetro capillare

Il viscosimetro capillare trova utilizzo per la misura di basse viscosità per fluidi che non contengono grandi particelle solide. I test consistono nel misurare il tempo impiegato dal fluido nel transitare attraverso un capillare di vetro di lunghezza nota secondo un prefissato gradiente.

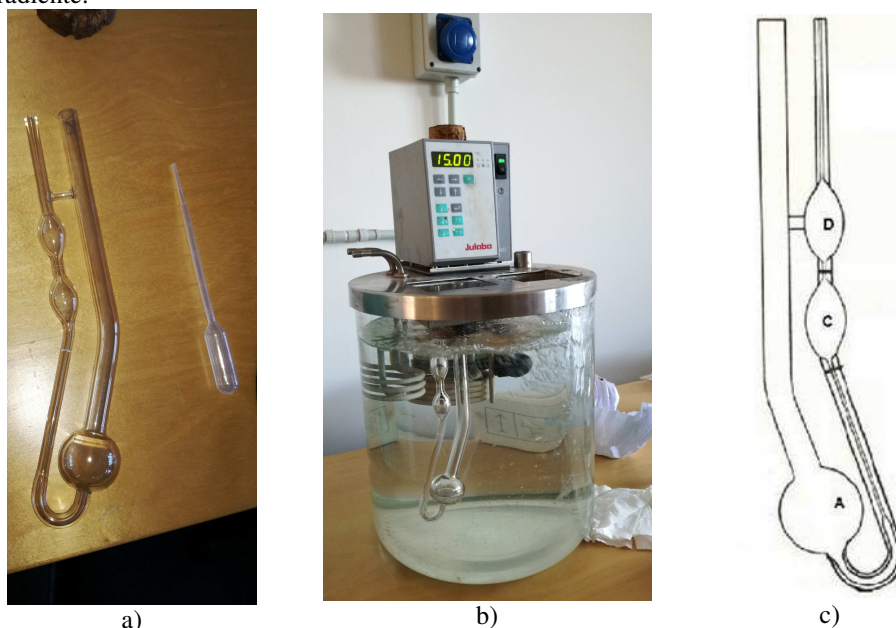


Figura 6-15. (a) Viscosimetro capillare utilizzato Cannon-Fenske tube size 75; (b) sistema di prova con utilizzo di vasca termica; (c) schema di funzionamento viscosimetro.

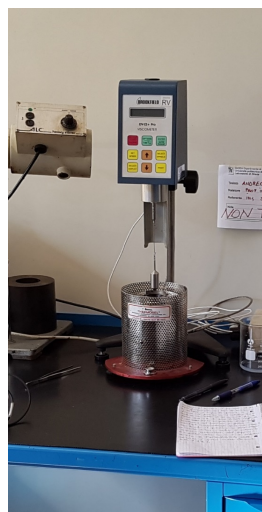
Il metodo di misura deriva da strumenti specificamente utilizzati per misure della viscosità dell'acqua o, più generalmente, di fluidi a comportamento Newtoniano e, sfruttando un capillare in vetro del diametro interno di 0.75 mm (vedi Figura 6-15 a), viene svolto in accordo alle norme ASTM D445 e ISO 3104; il range di calibrazione dello strumento risulta definito per viscosità comprese tra 1.6 e 8 cP.

L'operazione è molto semplice. Dopo aver inserito, all'interno del tubo a forma di U, 7,5 g di fluido, grazie ad una pompa a tre valvole (da inserire dal lato capillare), il liquido viene aspirato fino a superare la tacca posta tra C e D (vedi Figura 6-15 c), facendo attenzione a non creare bolle d'aria. Una volta eseguita questa operazione, la pompa viene rimossa e viene misurato il tempo che il fluido, sotto l'effetto della sola gravità, impiega per raggiungere l'altra tacca posta sotto C. Il risultato, in secondi, deve essere moltiplicato per una costante data per lo strumento al fine di ottenere la viscosità cinematica del fluido all'interno. Moltiplicando questo valore per la densità del fluido è possibile ottenere la viscosità dinamica. In precedenza è stato detto che un valore di viscosità perde il suo significato se non è accompagnato da una temperatura, al fine di mantenere la temperatura di prova desiderata, il viscosimetro capillare viene immerso in acqua opportunamente riscaldata o raffreddata da un termostato e un agitatore meccanico (vedi Figura 6-15 b). Con tale metodo il risultato deriva non tanto per una misura assoluta, ma per un confronto con la viscosità di un fluido conosciuto sfruttando la legge Hagen-Poiseuille per un tubo capillare inclinato di un angolo α rispetto all'asse orizzontale.

6.7.3.2 Viscosimetro rotazionale

Un altro strumento utilizzabile per misure di viscosità è il viscosimetro rotazionale, di cui esistono diverse configurazioni: a piatti paralleli, a cono piatto ed a cilindri coassiali; essi inoltre possono essere utilizzati in un ampio range di viscosità per fluidi newtoniani e non newtoniani. Tutti operano con lo stesso principio per cui in base ad una certa configurazione geometrica del mandrino e dei cilindri immersi nel fluido, imponendo una determinata velocità angolare attraverso un rotore, lo strumento rileva un momento torcente da cui risalire al corrispondente valore di viscosità. In base ai range di viscosità da studiare si sono usate punte/cilindri di forme/dimensioni utili ad avere la necessaria sensibilità di misura; in virtù comportamento e delle caratteristiche reologiche dei materiali studiati particolare attenzione è stata, quindi, posta alla velocità di rotazione ed alle modalità di lettura dei risultati, tarando preliminarmente le letture con fluidi di viscosità nota.

Quindi le misure sono state effettuate secondo le modalità procedurali ed accorgimenti operativi descritti in Koch (2002) utilizzando sia uno strumento Brookfield RVV 6.3 che un Rheomat 115 (vedi Figura 6-16) con cilindri coassiali specifici per misura di basse viscosità e, all'occorrenza, più campioni della stessa miscela analizzandoli a diverso grado di maturazione (conservati in porta campioni diversi in camera climatica a $T=15^{\circ}\text{C}$).



a)



b)

Figura 6-16. Viscosimetri rotazionali utilizzati nell'ambito dei test; (a) Mod. Brookfield RVV 6.3; (b) Rheomat 115 .

6.7.4 Analisi dei risultati

Per una prima calibrazione dello schema di prova ed avere un'idea sulle tolleranze tra i vari strumenti accoppiati (viscosimetro capillare e rotazionale), al fine di ottenere curve quanto più estese possibile nei vari range di viscosità e per un raffronto affidabile con gli altri dati di letteratura, si è effettuato un primo test comparativo, di cui in Figura 6-17 se ne illustra il sostanziale buon esito.

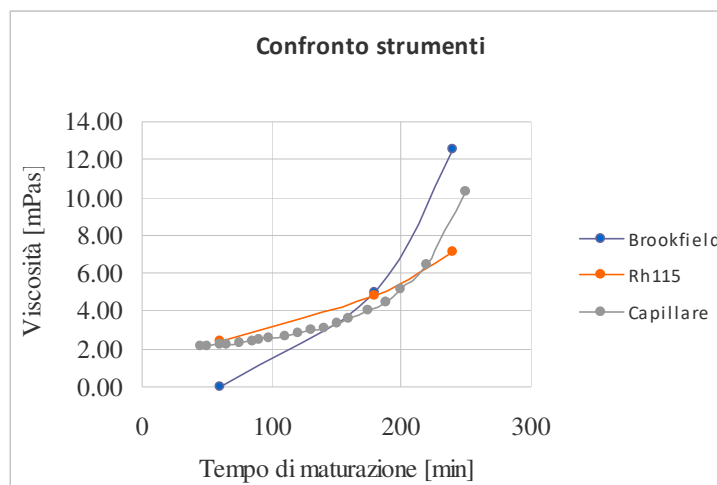


Figura 6-17. Comparazione di curve di viscosità eseguite sullo stesso materiale (Prodotto *D*: CS 10% wt – NaCl 0.2N – pH 6.00 – 15.0°) con i tre strumenti di misura a disposizione.

In particolare i valori soglia cui riferire la massima attenzione per i problemi di filtrazione a bassa pressione risultano essere il tempo di gel iniziale, individuabile a valori di viscosità di circa 3.5 cP (coerentemente a Lin & Gallagher, 2006, Vranna e Tika, 2015 e Agapoulaki et al., 2015) e 5cP ritenuta da Carol (2003) ed altri autori la soglia massima di viscosità utile a permeare terreni fini. In tal caso si può osservare come nella raffronto tra viscosimetro capillare (certamente più affidabile alle basse viscosità) e Rheomat possa sussistere al massimo una differenza di stima non superiore a 0.5-1.0 cP, mentre rispetto al Brookfield si ha un deviazione leggermente superiore, soprattutto sui valori estremi, sino a 2 cP.

In ogni caso per gli scopi della presente ricerca l'ambito di interesse si estende dalla viscosità iniziale sino alla zona di ginocchio delle curve, dove la viscosità risulta incrementare esponenzialmente in virtù dei processi di rapida gelificazione, ovvero sino a max 6-10 cP.

A seguito di tale verifica si è deciso quindi di utilizzare, nei range di transizione, lo strumento capillare accoppiato con il solo Rheomat 115 e ad ogni curva è stato dato un preciso codice distintivo della preparazione contenente: "*denominazione prodotto – concentrazione % SiO₂ – normalità sale – valore di pH - temperatura*".

Partendo da dati bibliografici innanzitutto si è deciso di confrontare alcune curve del prodotto target Ludox SM30 con quelle di letteratura elaborate da Vranna e Tika (2015) (a parità di concentrazione, temperatura, sale, *pH*); il confronto, nonostante le possibili variabili nel contesto della prova (es. temperatura non nota) e della diversa strumentazione utilizzata dall'autore, è risultato molto soddisfacente (vedi figura 6-18). A titolo di esempio in figura 6-18 si riporta la curva: SM30-CS10% – NaCl 0.2N – pH 6.00 – 15°.

Quindi estrapolando da tale set i test eseguiti sia sul prodotto target (Ludox SM30) che su prodotti apparentemente simili in termini di granulometria, nelle medesime condizioni di concentrazione ed al contorno (*pH*, temperatura, normalità sale), è possibile osservare come possano sussistere significative differenze nei tempi di gelificazione.

In particolare il confronto eseguito con concentrazione CS 10%, Normalità 0.2 N, *pH*= 6.0 e *T*=15°C sui prodotti Ludox SM30, *B* e *D* (simili in base ai dati di diametro medio forniti dai produttori), pur avendo riscontrato andamenti simili, ha evidenziato differenze nei tempi di gelificazione sino a circa 76% riferito alla soglia di viscosità cP=3.5 (tempo di gel iniziale) (vedi figura 6-19).

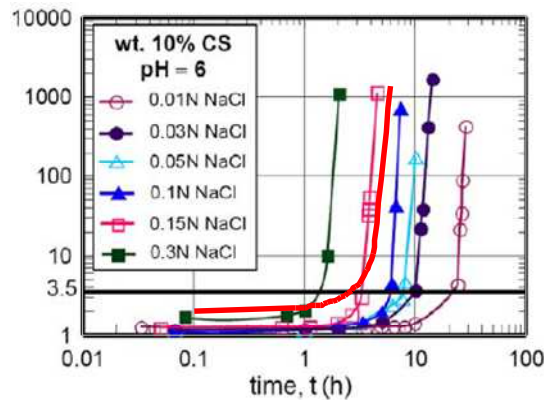


Figura 6-18. Comparazione curva SM30-CS 10% - NaCl 0.2N - pH 6.00 - 15° (in rosso) con le curve di viscosità realizzate da Vranna e Tika (2015) tramite viscosimetro Brookfield.

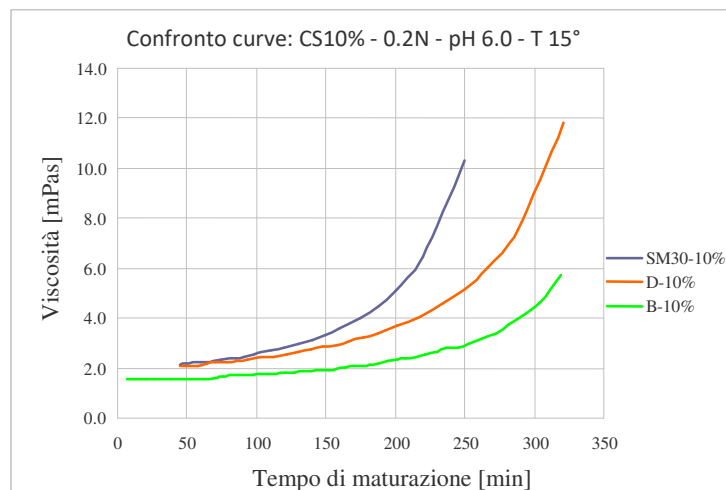


Figura 6-19. Comparazione curve CS 10% - NaCl 0.2N - pH 6.00 - 15° dei prodotti Ludox SM30, B e D, simili dal punto di vista del diametro medio.

Tale differenza, nonostante il diametro medio risulti analogo, potrebbe essere attribuibile sia a differenze nella composizione della distribuzione granulometrica complessiva dei campioni, che nella carica superficiale e morfologia delle particelle.

Diversamente è possibile apprezzare i trend di comportamento e reattività imputabili alle dimensioni caratteristiche delle particelle di ciascuna miscela, ovvero alla diversa superficie specifica delle particelle per cui, quelle con granulometria inferiore (e superficie specifica maggiore), presentano una maggior sensibilità e reattività nei tempi di gelificazione (vedi figura 6-20).

In tal caso si può apprezzare come il tempo di gel iniziale (relativo alla soglia di 3.5 cP) ottenibile dalle miscele *A*, *B*, e *C*, prodotte dalla medesima azienda, per una concentrazione CS 10% - 0.3N, a pH 6.9 e T15° possa differire nei suoi valori estremi di circa 355 min, prettamente in funzione delle caratteristiche granulometriche e, quindi, della superficie specifica.

Al proposito è interessante notare come le modeste differenze in termini di distribuzione granulometrica fra le miscele *B* e *C* (rilevate tramite analisi *DLS* - Dynamic Laser Scattering) (vedi Figura 6-21 a, b) possano comunque determinare sensibili variazioni in termini di tempi di gelificazione (vedi figura 6-20).

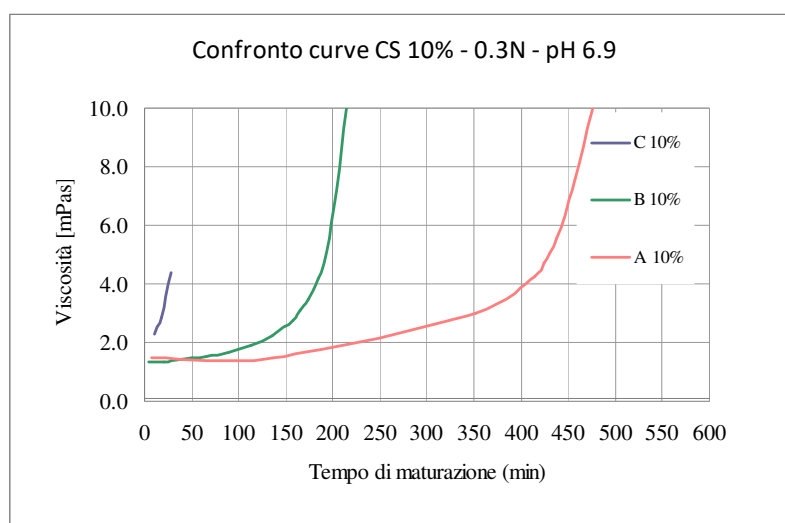
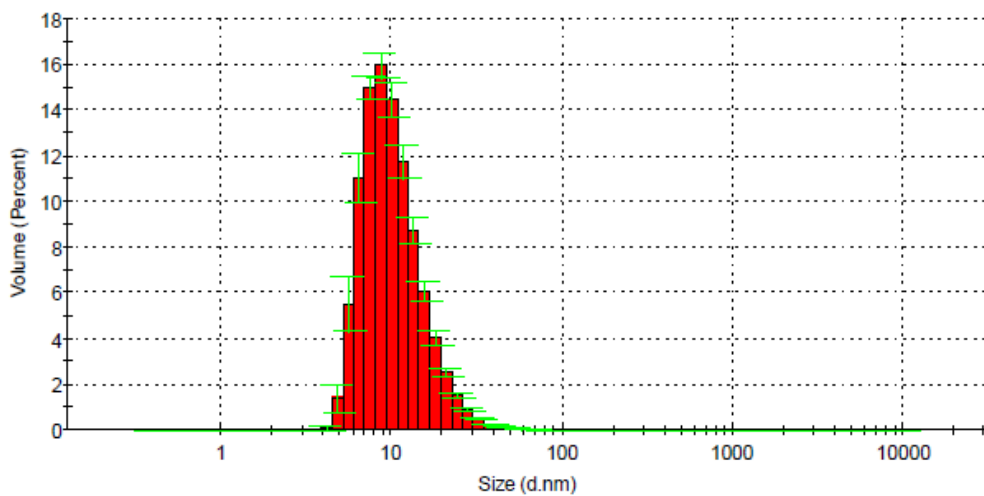
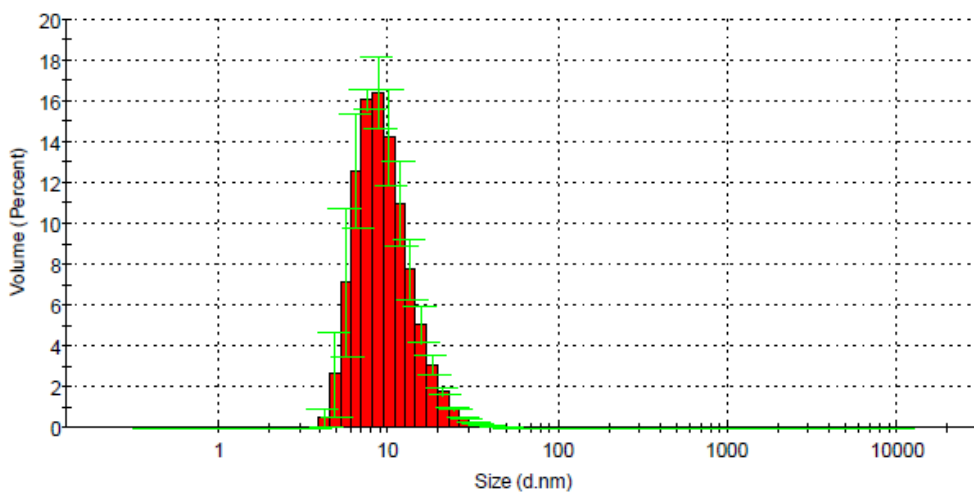


Figura 6-20. Comparazione curve CS 10% - NaCl 0.3N - pH 6.09 a T=15° delle miscele *A*, *B* e *C*, rispettivamente con diametro medio crescente, forniti dalla stessa ditta produttrice.



Mean with +/-1 Standard Deviation error bar

a)

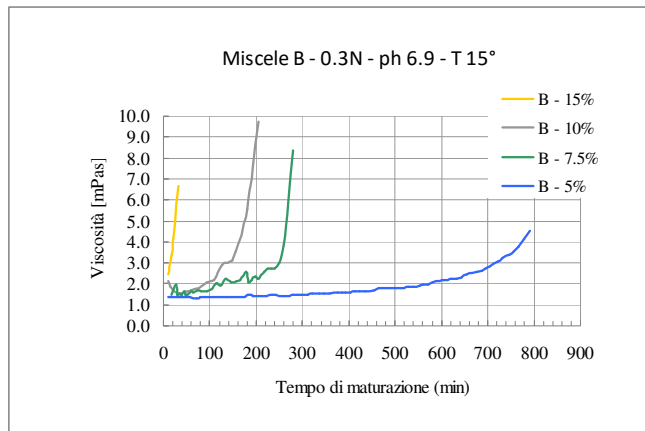


Mean with +/-1 Standard Deviation error bar

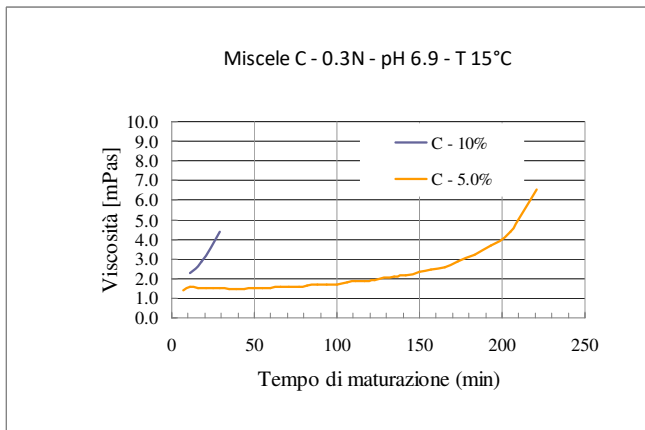
b)

Figura 6-21. Comparazione delle distribuzioni granulometriche relative a 2 campioni relativi alle miscele B (a) e C (b), analizzati tramite tecnica *DLS*.

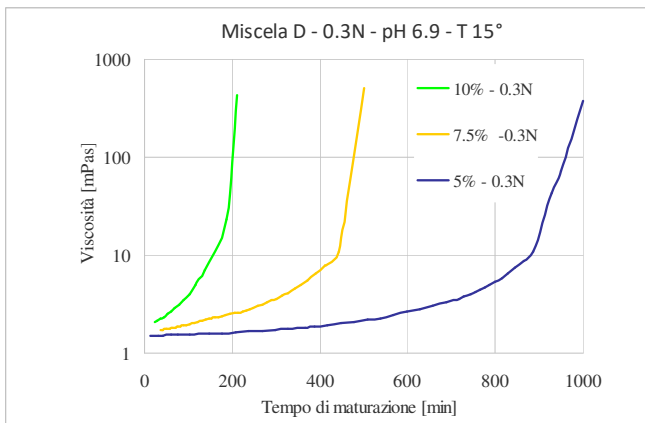
A fini applicativi è poi opportuno tener in debito conto il fattore di maggior influenza nei tempi di gel, a parità di condizioni al contorno (*pH*, normalità e temperatura), la concentrazione in silice in peso (*SiO₂% wt*); in tal caso si riportano diagrammi comparativi del comportamento relativo alle miscele B, C e D per condizioni di gelificazione con normalità 0.3N, *pH*= 6.9, *T*=15°C (vedi figura 6-22).



a)



b)



c)

Figura 6-22. Diagrammi comparativi fra miscele a diversa diluizione e medesimi parametri a contorno; miscela B (a), C (b) e D (c).

Si può notare che le miscele *B* e *D*, data la similitudine granulometrica, tendano a presentare trend e tempi di gelificazione sostanzialmente comparabili, mentre la miscela *C* a differente distribuzione granulometrica, evidenzi tempi di gelificazione sensibilmente inferiori.

In seconda battuta si vuole sottolineare l'effetto della concentrazione salina sulla velocità di reazione. A titolo di esempio in Figura 6-23 si illustra il comportamento comparato delle miscele *C* e *D* a differente distribuzione granulometrica. Anche in questo caso si rivela evidente l'effetto della granulometria/superficie specifica delle particelle, determinando tempi di presa sensibilmente più bassi nella composizione a granulometria più fine.

Infine si riportano alcuni test condotti sulle medesime miscele/diluizione facendo variare la temperatura ed il *pH* onde apprezzarne l'effetto sui tempi di gel.

Per quanto riguarda la temperatura il suo l'effetto è proporzionalmente condizionato dalla concentrazione in silice della miscela e, in tal caso, si riportano due test relativi alla miscela *D*, effettuati con concentrazioni rispettivamente *CS* 10% e *CS* 7.5% (vedi figura 6-24).

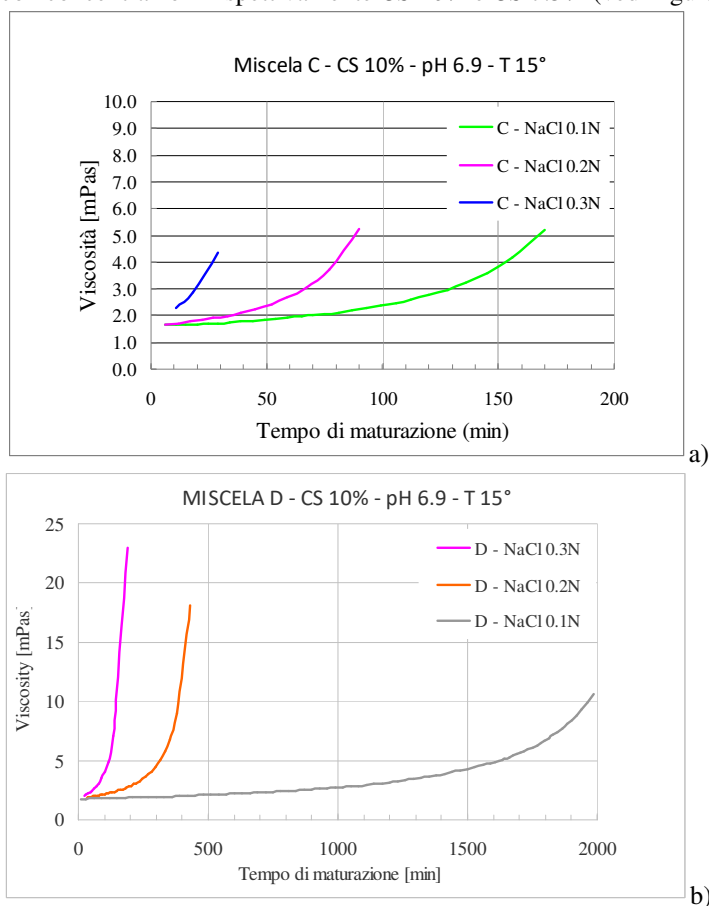


Figura 6-23 Diagrammi comparativi delle miscele *C* (a) e *D* (b) alla medesima diluizione (*CS* 10% *wt*) facendo variare il contenuto in sale.

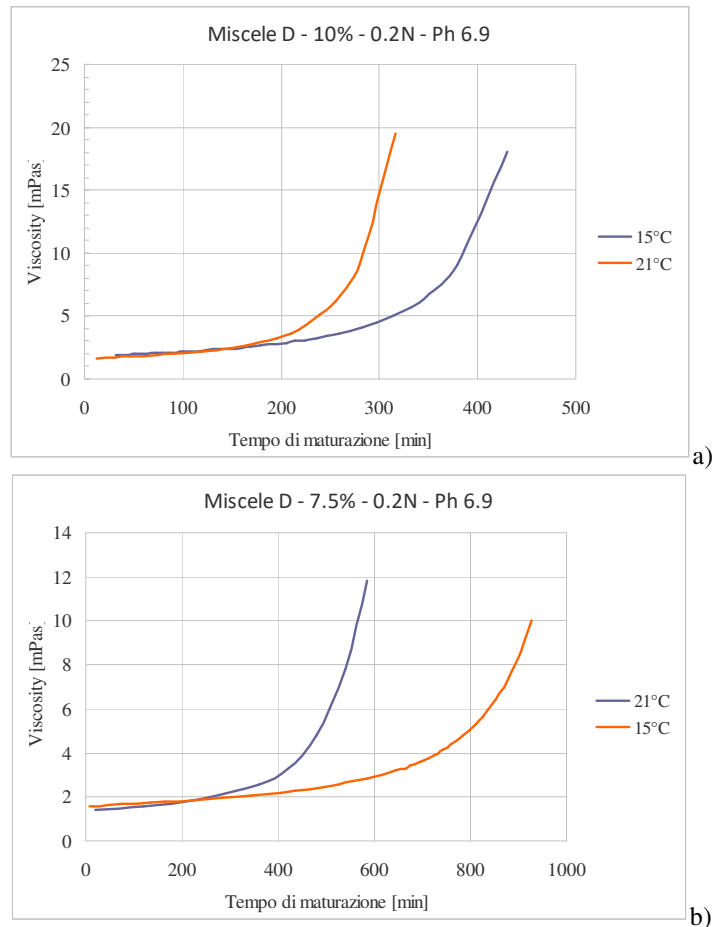


Figura 6-24. Diagrammi comparativi relativi alla miscela *D* testando le concentrazioni *CS* 10% (a) e *CS* 7.5% (b) a temperature di 15° e 21°.

I risultati ottenuti risultano sostanzialmente coerenti con quelli letteratura, ottenendo ad esempio per la miscela a *CS* 10%, a fronte di un incremento di 6° C, una riduzione dei tempi di gelificazione pari a circa il 25 %; con miscele più diluite, in accordo con i test di DuPont, il divario temporale risulta aumentare, tant'è che alle medesime temperature, con *CS* 7.5%, si rileva un diminuzione pari a circa il 46%. Si rammenta che con LudoxSM30 diluito al 10% e per un $pH \approx 7$ Agapoulaki e Papadimitriou (2015) e (C.T. Conlee, 2010), a fronte di un incremento di 10°C rilevano una riduzione dei tempi di gelificazione di un fattore circa 3 volte, con effetti più evidenti alle concentrazioni inferiori. Allo stesso modo, in funzione del contenuto in silice, sulle miscele C e D si è potuto testare anche l'effetto del pH (vedi figura 6-25):

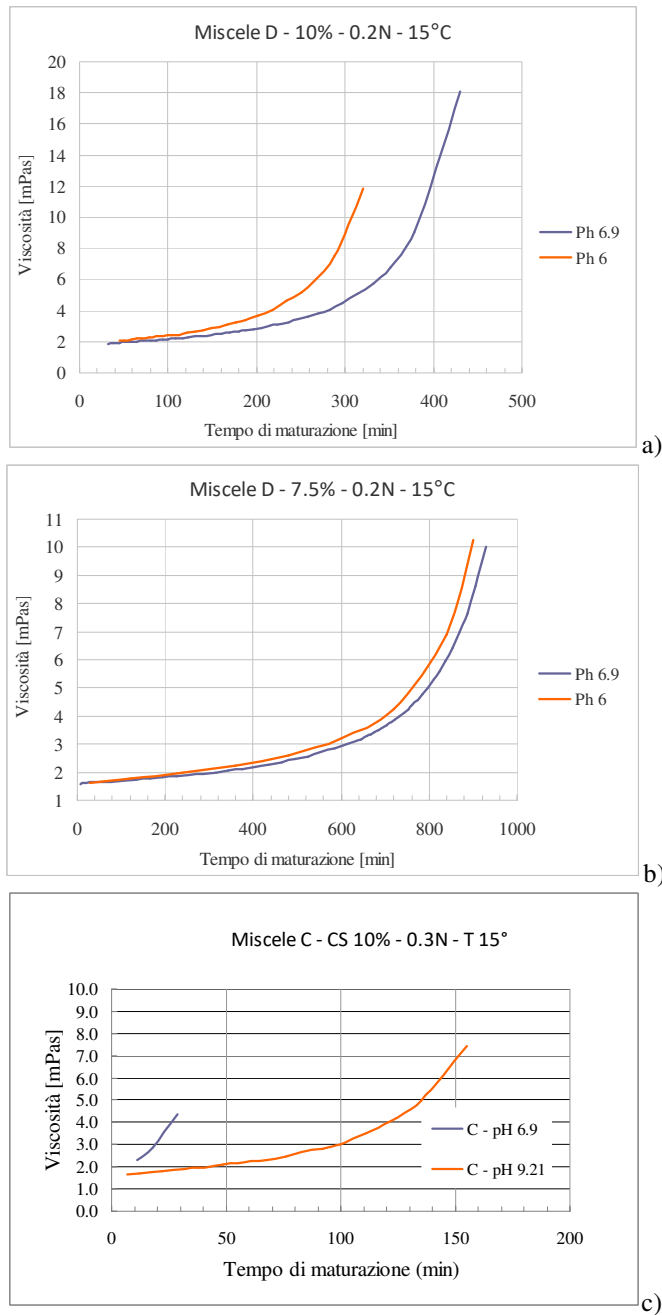


Figura 6-25. Diagrammi comparativi relativi alla miscela *D* testando il comportamento delle concentrazioni *CS* 10% (a) e *CS* 7.5% (b) a *pH* 6.0 e 6.9; il comportamento della miscela *C* con *CS* 10% viene verificato con *pH* 6.9-9.21 (c).

Chiaramente con $CS=10\%$, passando da $pH=6.9$ a $pH=6.0$, in corrispondenza del tempo di gel iniziale, si evidenzia una riduzione dei tempi di gelificazione di circa il 25%, tuttavia per concentrazioni in silice minori l'effetto appare sensibilmente più attenuato. Parimenti la miscela *C* (di granulometria inferiore), passando da valori di $pH=6.9$ a $pH=9.21$, ha evidenziato un incremento sensibile dei tempi di presa e, in particolare, il tempo di gel iniziale viene rilevato rispettivamente a 23 e 111 min (vedi Figura 6-25 c).

6.7.5 Osservazioni qualitative

Parallelamente all'esecuzione dei test si sono conservati dei provini accessori su cui poter osservare il comportamento nel tempo in termini di variazioni di peso e volumetriche nonché il grado di consistenza.

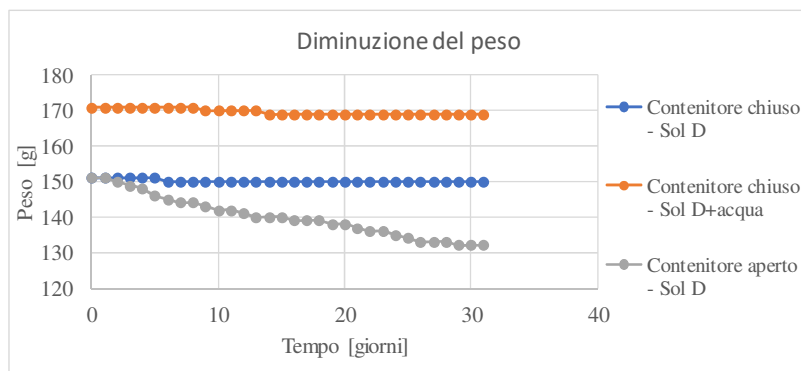
6.7.5.1 Variazioni di peso

Osservando il comportamento nel tempo di alcuni campioni della miscela *D*, tramite una bilancia di precisione, si è potuto osservare l'andamento nel tempo dei campioni conservati e mantenuti sia in condizioni ermetiche (ad umidità costante e con materiale immerso nell'acqua) che in contenitori aperti a contatto con l'aria (vedi sottostante Figura 6-26).

Nel grafico di Figura 6-27 si riportano invece i trend osservati a seguito di misurazioni periodiche.



Figura 6-26. Modalità di conservazione dei campioni di gel.



b)

Figura 6-27. Diagrammi comparativi relativi alle perdite di peso della miscela *D* in ambiente ermetico, immerso ed a contatto con l'aria.

Si evidenzia come, nell'arco di un mese, i campioni immersi e mantenuti ermetici ad umidità costante siano rimasti sostanzialmente stabili, rilevando invece una perdita di peso pari a circa il 15% nel contenitore aperto; in particolare il processo di essiccamento risulta più rapido nel periodo iniziale, rallentando via via verso la fine del periodo di osservazione. Come peraltro atteso il solo campione soggetto ad evaporazione ha evidenziato anche una progressiva riduzione volumetrica.

6.7.5.2 Essiccazione e ritiro

Nello specifico si è voluto osservarla differenza di comportamento in funzione del contenuto in sale. Allo scopo si è testata la miscela *D* con normalità 0.1*N* e 0.3*N* (vedi figura 6.28), verificando i rispettivi trend durante un periodo di osservazione di 18 gg ed a temperatura ambiente (media giornaliera circa 20°). In particolare si è rilevato un tasso di ritiro più elevato e costante per il campione a maggior contenuto salino, mentre il secondo contenente una minor quantità di sale, è rimasto più stabile nel periodo iniziale di circa 7 gg per poi incrementare rapidamente il suo tasso di ritiro riallineandosi, dopo 15 gg, col trend deformativo del provino 0.3*N*.

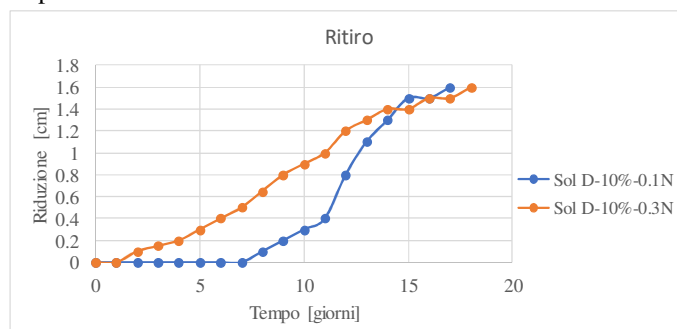
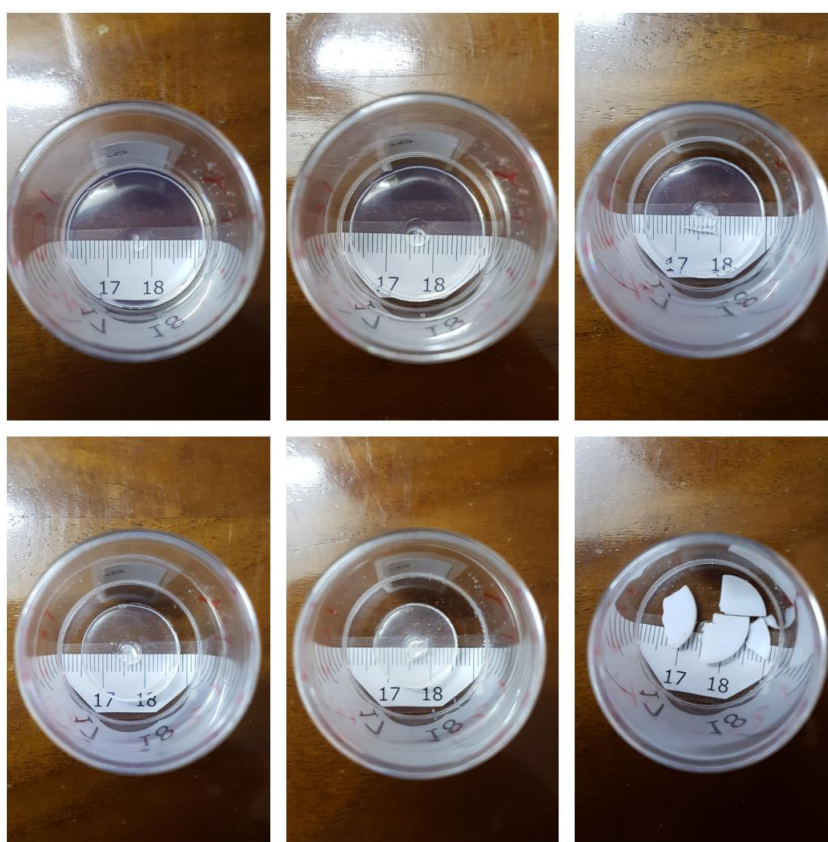


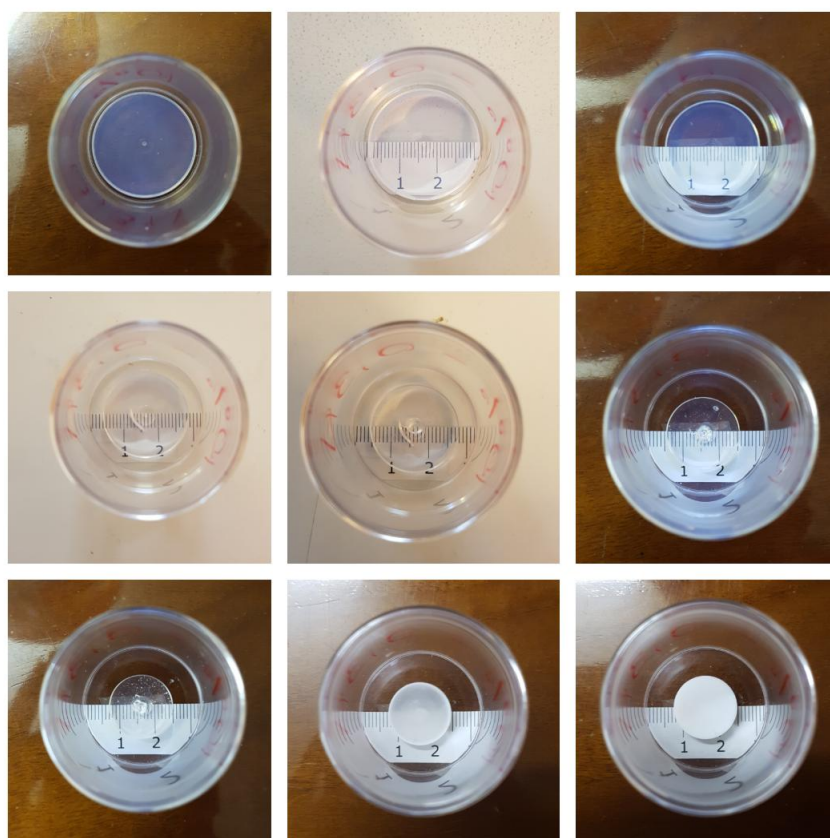
Figura 6-28. Ritiro per essiccazione della miscela *D* a contenuto salino 0.1*N* e 0.3*N* durante un periodo di osservazione di 18 gg.

A livello morfologico in entrambi i casi, entro un contenitore trasparente cilindrico (vedi figure 6-29 e 6-30), il maggior grado di ritiro si è rilevato a livello radiale, mostrando lo stesso comportamento: entrambi diventano bianchi e traslucidi come mostrato di seguito. Sfortunatamente, il campione 0,1N si è rotto per un errore di manipolazione. Alla fine del processo, i campioni sono stati pesati e dal peso iniziale di ciascuno, pari a 4,5 g di soluzione, ne sono rimasti solo 0,72 g di 0,3N e 0,70 g di 0,1N. La quantità stimata di nanosilice è quindi 0,45g per 0,1N e 0,45g per 0,3N. La quantità di acqua è rispettivamente di 4,03 g e 3,98 g, il sale 0,02 g e 0,07 g. In conclusione, notando che solo l'acqua può evaporare, dal campione 0,1N è rimasto solo 0,23 g di acqua residuale, mentre da quello 0,3N solo 0,2 g. In conclusione risulta evaporato circa il 95-96% dell'acqua totale in ciascun campione, mentre l'acqua rimanente non può che essere rimasta all'interno della struttura del gel.



a)

Figura 6-29. Ritiro per essiccamento della miscela *D* a contenuto salino 0,1N durante il periodo di osservazione



b)

Figura 6-30. Ritiro per essiccamento della miscela *D* a contenuto salino 0.3*N* durante il periodo di osservazione.

6.7.5.3 Residuo solido

Un Campione di 50 g di miscela *D* con *CS* 7,5% e concentrazione salina 0,1 *N* è stato posto nel forno a 200° C per verificare la possibilità di un essiccamento totale con evaporazione di tutta l'acqua; nel dettaglio la soluzione consiste in 3,7 g di nanosilice, 46 g di acqua e 0,3 g di sale inorganico. Il risultato è stato soddisfacente in quanto dopo 2 ore nel forno sono rimasti solo 4 g di materiale secco. Il residuo solido consiste in materiale bianco, opaco, frammentato in modo angolare e spigoloso, contraddistinto da superfici di rottura concoidi, come mostrato nella figura seguente (figura 6-31).



Figura 6-31. Essiccamento a 200° di campione di miscela *D* a concentrazione *CS* 7.5% e contenuto salino 0.1*N*.

6.7.6 Discussione dei risultati

Le prove eseguite hanno confermato una sostanziale conformità di comportamento di tutte le miscele testate denominate Ludox SM30, *A*, *B*, *C* e *D*. A titolo di correlazione e validazione dei test ci si è confrontati con i dati di bibliografia, con particolare riferimento agli studi di P.M. Gallagher, Vranna e Tika (2015) e Agapoulaki e Papadimitriou (2015), ottenendo risultati comparabili nelle medesime condizioni di prova. In tal senso preparando miscele a varia diluizione, concentrazione salina, *pH* e temperatura si sono osservati gli effetti indotti (cumulabili tra i vari fattori) sul tempo di gelificazione e di comportamento fisico del gel in condizione idrata o anidra. I fattori che maggiormente hanno condizionato il processo di gelificazione e le caratteristiche fisico meccaniche finali sono il contenuto in silice % della miscela e la distribuzione granulometrica/diametro medio (e relativa superficie specifica delle particelle), determinando una riduzione dei tempi di gel secondo un comportamento inversamente proporzionale all'aumento concentrazione *CS* % e della superficie specifica (riduzione del diametro particelle). In tal senso la miscela *A*, caratterizzata dal diametro medio più grande (e minor superficie specifica), sebbene con una bassa viscosità iniziale, risulta essere il prodotto meno reattivo e, viceversa, il prodotto *C*, con diametro medio più piccolo, a parità di condizioni sviluppa tempi di gel significativamente inferiori alle altre miscele. Diversamente i prodotti Ludox SM30, *B* e *D* (sostanzialmente simili in base ai dati di diametro medio forniti), pur avendo andamenti coerenti, hanno evidenziato differenze nei tempi di gelificazione sino a circa 76% se riferito alla soglia di viscosità $cP=3.5$ (gel induction time) e, in particolare, la miscela *B* è risultata fra le tre essere quella meno reattiva (presentando tempi di gel più lunghi). Anche la quantità di sale utilizzata e la temperatura ambientale risultano inversamente proporzionali ai tempi di gel.

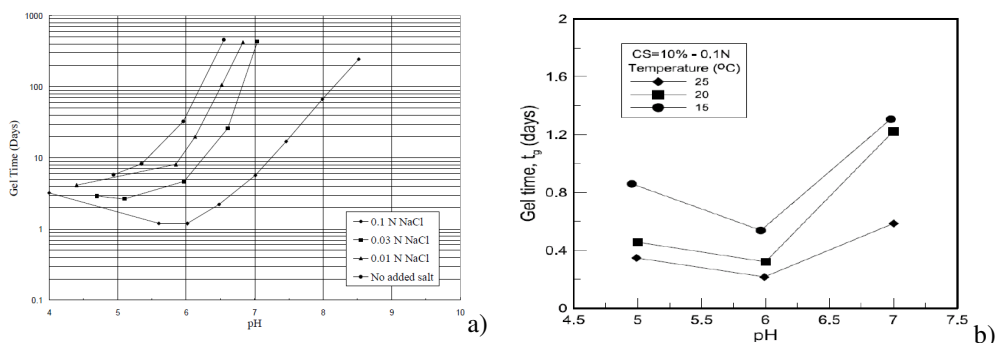


Figura 6-32. Trend di comportamento generale di Ludox SM30 in funzione del pH , per concentrazione CS 5% (a) (Gallagher, 2000) e concentrazione CS 10% (b) (Agapoulaki e Papadimitiou, 2015).

Le variazioni dei tempi di gel in funzione del pH risultano coerenti alle esperienze di bibliografia, per cui nel range circa compreso tra 5 e 6 si possono ottenere i valori minimi a parità degli altri fattori (vedi es. in figura 6-32). Nell'ambito dei test realizzati si osserva un aumento significativo del tempo di gel, 21 a parità di condizioni al contorno, passando da pH 6 a 6.9 e da pH 6.9 a 9; tale aumento risulta chiaramente condizionato dai fattori intrinseci e costitutivi di ciascuna miscela (in primis distribuzione granulometrica e contenuto in silice).

I tempi di gel cui poter fare riferimento per gli usi pratici di iniezione filtrazione a bassa pressione e/o di trattamento dei campioni in laboratorio, possono essere riconducibili al tempo di gel iniziale ($cP \approx 3.5$), soglia massima di viscosità per la filtrazione a bassi gradienti idraulici in sabbie medio-fini, coerentemente alla bibliografia di settore ed alle esperienze condotte nei test di permeazione in laboratorio a tutt'oggi in corso di esecuzione; inoltre per le problematiche di permeazione a bassa pressione un ruolo condizionante e decisivo per la limitazione delle pressioni e dei tempi di iniezione viene certamente determinato dalla viscosità iniziale.

La caratteristica saliente di queste miscele è dunque la grande capacità di gestire facilmente i tempi di gelificazione entro un ampio range di situazioni e, in particolare, durante test a basse concentrazioni pari a CS 5% si sono ottenute curve di viscosità con tempi di gel iniziale fino a 13920 minuti, ovvero 9.66 giorni (vedi figura 6-33).

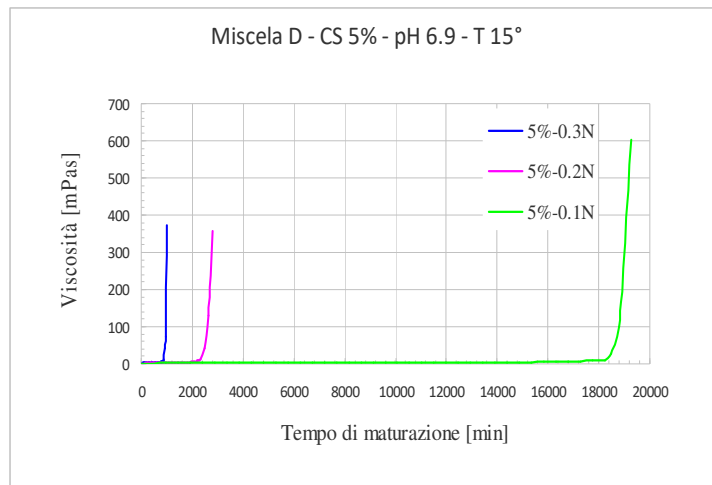


Figura 6-33. Trend di comportamento della miscela *D* per concentrazione CS pari al 5%.

Sebbene per un periodo di tempo limitato, si è potuta constatare altresì la stabilità dei gel qualora rimangano in ambiente sommerso o, comunque in ambiente stagno ad umidità costante; diversamente l'esposizione all'aria determina l'essiccazione del materiale con fenomeni di ritiro sensibili.

Anche se il comportamento di ciascuna miscela risulta sensibilmente condizionato da propri fattori intrinseci e costitutivi (in primis distribuzione granulometrica e contenuto in silice), preliminarmente all'utilizzo di tali materiali si ravvisa la necessità di condurre specifici test di comportamento reologico secondo un adeguato range di parametri al contorno attesi nelle condizioni di progetto nonché di possibile interazione con gli elementi chimico-fisici e mineralogici del mezzo poroso da attraversare

Infine, prendendo spunto dalla serie di dati ottenuti per la miscela *D* (ma chiaramente estendibile anche agli altri materiali testati), per ciascuna miscela è ragionevole poter ipotizzare una relazione matematica tra quantità di sale (ed anche tipo di sale) e tempo di gel. In tal senso andrebbe condotto uno studio parametrico/statistico su un'adeguata serie di dati; pur tuttavia in via preliminare con i dati disponibili ed a scopo operativo, per la miscela *D*, è possibile individuare una relazione generale del tipo:

$$y = k * x^{-\alpha} \quad (6-11)$$

dove

y = gel time [min]

x = concentrazione di sale utilizzato [g/l]

k, α = parametri dipendenti dalla % in peso di silice colloidale

I risultati preliminari di tale modello vengono illustrati in Tabella 6-2, mentre in figura 6-34 E_{abs} ed E_{rel} risultano rispettivamente l'errore in termini assoluti e relativo in termini % tra il valore previsto dal modello e quello sperimentale effettivamente misurato.

Tabella 6-2 – Tempi di gel della miscel *D* con CS 10%-7.5%-5.0% misurati e stimati
(a)

CS 10%	Tempo di gel iniziale Calcolato	Tempo di gel iniziale Effettivo	E_{abs}	$E_{rel}\%$
0,1N	1326	1320	3.18	0.24
0,2N	245	247	1.12	0.46
0,3N	91	90	0.37	0.41
CS 7.5%				
CS 7.5%	Tempo di gel iniziale Calcolato	Tempo di gel iniziale Effettivo	E_{abs}	$E_{rel}\%$
0,1N	3751	3840	44.52	1.17
0,2N	727	684	21.74	3.08
0,3N	277	289	6.05	2.14
CS 5%				
CS 5%	Tempo di gel iniziale Calcolato	Tempo di gel iniziale Effettivo	E_{abs}	$E_{rel}\%$
0,1N	15227	13920	653.60	8.20
0,2N	2306	1800	252.83	12.32
0,3N	761	718	21.52	0.29

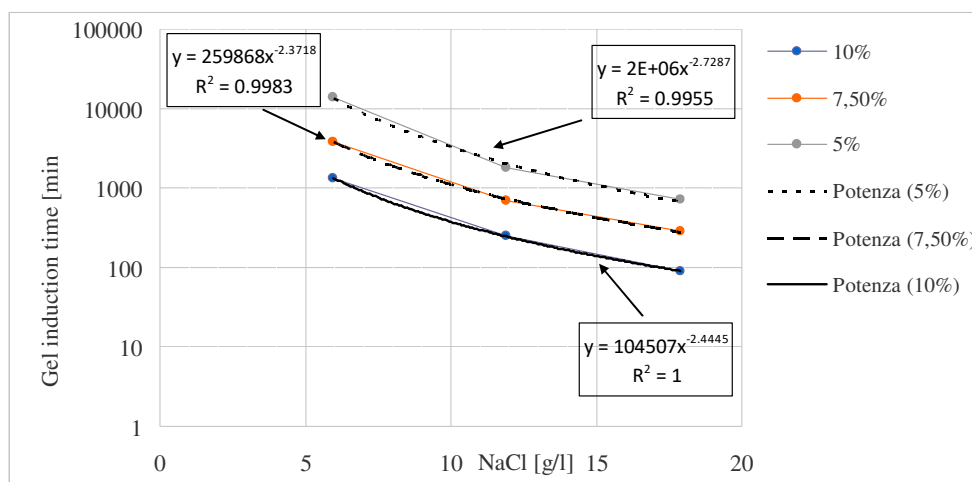


Figura 6-34. Trend di comportamento sperimentali e stimati per la miscela *D*, in funzione della concentrazione salina e del tempo di gel iniziale.

I risultati ottenuti per la definizione dei tempi di gel iniziale riflettono quindi il comportamento di una funzione esponenziale con un errore relativo generalmente basso, compatibile con le incertezze intrinseche all'insieme delle procedure di preparazione dei provini e svolgimento dei test e, pertanto, si ritiene possa essere una buona base di partenza per futuri approfondimenti.

Chapter 7.

Pericolosità Sismica e Risposta Sismica di Sito

7.1 Generalità

Lo scienziato riminese Alessandro Serpieri nei suoi *Scritti di sismologia. Parte II: I terremoti del 18 marzo Marzo 1875 e del 28 Luglio 1883* (G. Giovanozzi, 1889), raccontando il terremoto della notte del 17-18 marzo 1875 a Cesenatico, narra come *un cacciatore che passava lungo il lido, vide a un tratto levarsi delle onde che si rovesciarono sulla spiaggia, e mentre fuggiva a tutta corsa s'incontrò con parecchi getti di acqua, che violentemente si alzavano dal suolo; e quindi nei vari punti dove erano sorti si trovarono tante piccole cavità in forma di imbuto*. Questa testimonianza storico-scientifica, insieme ad analoghe cronache ufficiali dei terremoti passati del 1786, 1875, 1916, danno riscontro di analoghi fenomeni riscontrati lungo il litorale romagnolo fra Cervia e Cattolica (Berardi et al., 1991, Galli e Meloni, 1993; Galli, 2000; Catalogo italiano degli Effetti Deformativi al suolo Indotti da forti Terremoti, 2012 - Web-GIS).

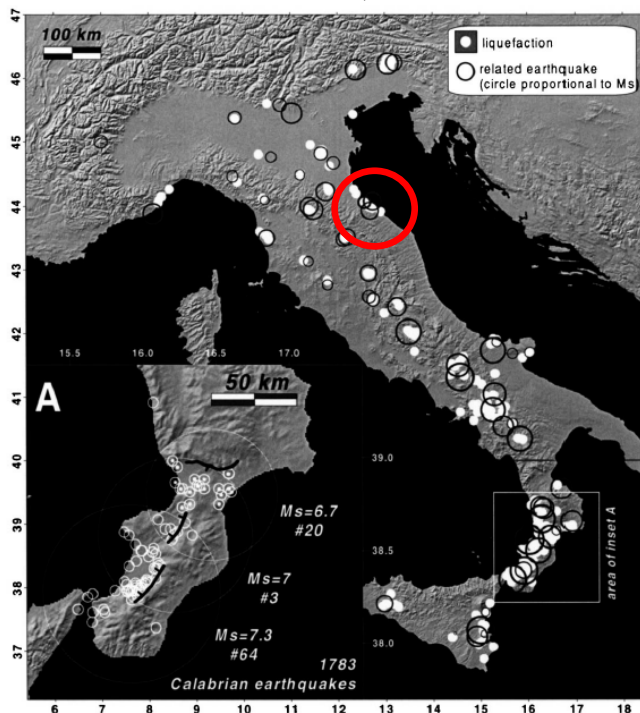


Figura 7-1 Mappa dei siti italiani in cui sono stati registrati storicamente casi di liquefazione (Galli, 2000); cerchiata in rosso viene individuata la zona costiera romagnola.

Va da se che le cronache storiche, generalmente, riportino elementi conoscitivi quasi esclusivamente in concomitanza di danneggiamenti ad edifici/infrastrutture di interesse pubblico o specifico e che sovente in assenza di questi, anche laddove il fenomeno si fosse manifestato, nessuno l'abbia riportato oppure solo marginalmente descritto. Ed è così che le zone costiere un tempo occupate prevalentemente da spiagge, canneti, boschi, orti e paludi, oggi risultano pervase da un vasto ed interconnesso reticolo urbanizzato.

Nel primo decennio degli anni 2000 diversi studi di pericolosità sismica condotti dal Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale dell'Università di Firenze sull'areale romagnolo, anche a supporto degli studi di microzonazione sismica per conto del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli dell'Emilia Romagna e sulla scorta di un vasto database di prove geognostiche, geofisiche e di laboratorio, hanno in più occasioni rilevato la significativa esposizione delle aree costiere alla pericolosità per liquefazione (Figura 7-2). Tanto più la recente sequenza sismica padana del 2012 ha dimostrato la concreta possibilità di come tali manifestazioni superficiali possano innescarsi nei depositi sabbiosi alluvionali recenti anche in occasione di terremoti non particolarmente intensi.

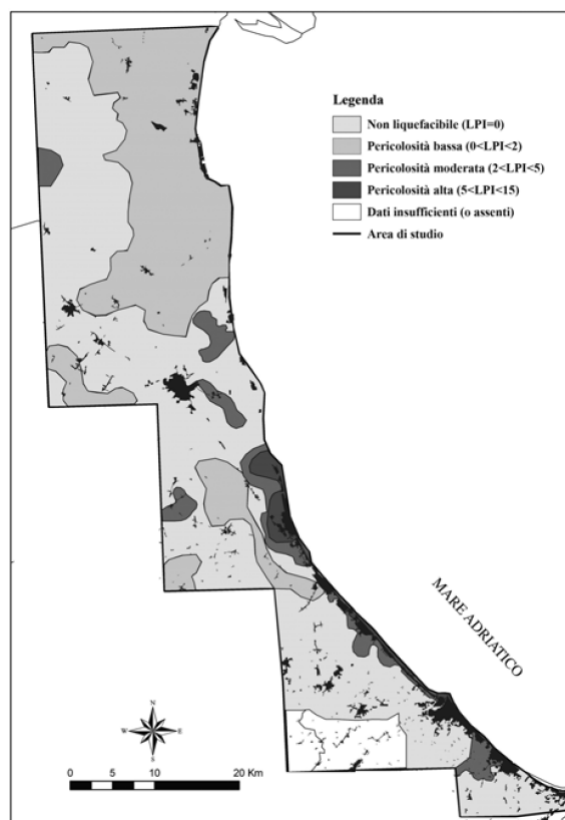


Figura 7-2 Mappa areale della pericolosità di liquefazione sulla base della litologia e sovrapposta ai centri urbani (Facciorusso e Vannucchi, 2009).

Quindi l'assetto sismotettonico, l'evidente propensione dell'area costiera romagnola a dar luogo a fenomeni di liquefazione in condizioni sismiche, unitamente all'elevato tasso di urbanizzazione a fini residenziali, produttivi e turistici, sviluppatosi per decenni (fino al 1984) nella pressoché assenza di una normativa sismica, rendono gran parte dell'edificato e delle infrastrutture di questo territorio fortemente vulnerabili verso tale scenario di pericolosità.

A tal proposito in questo capitolo vengono definite le condizioni di pericolosità sismica di base attese a livello territoriale e locale presso il campo prova, sia a livello normativo da disaggregazione che tramite terremoti di scenario. Quindi, sulla scorta di tali dati e della caratterizzazione dinamica dei terreni (affrontata al capitolo 5), vengono eseguite analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) attraverso la comparazione di metodi di analisi monodimensionale di tipo equivalente lineare e non lineari; conseguentemente il potenziale di liquefazione atteso al sito verrà stimato preliminarmente tramite metodi semplificati CPT e, successivamente, approfondito sulla scorta di analisi dinamiche in tensioni efficaci, in grado di simulare lo sviluppo/retribuzione delle sovrappressioni sismicamente indotte nel terreno.

7.2 Pericolosità sismica di base

7.2.1 Eventi sismici attesi

Facendo riferimento alle osservazioni macrosismiche di terremoti al di sopra della soglia del 5° grado di danno censiti nel Catalogo Parametrico dei terremoti Italiani, di seguito si riepiloga in breve la storia sismica della provincia di Rimini, ricavata mediante consultazione del database dell'INGV CPTI15-DBMI2015 di cui di seguito si riporta uno stralcio (Vedi Tabella 7-1 e figura 7-3):

Tabella 7-1 – Stralcio database INGV CPTI15-DBMI2015 – Storia sismica riminese

Intensity	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
7-8	1308 01 25 17 15	Rimini	1	7-8	5.33
5	1468 06 06 10 30	Romagna	3	4	3.7
7	1472	Rimini	1	7	5.1
5-6	1473 02 02	Rimini	1	5-6	4.4
6	1483 08 11 19 40	Romagna	14	8	5.69
F	1511 03 26 15 30	Friuli-Slovenia	120	9	6.32
4-5	1584 09 10 20 30	Appennino forlivese	17	9	5.97
5-6	1591 07 10	Romagna	6	6-7	5.13
6	1625 12 05	Rimini	1	6	4.63
5	1661 03 22 12 50	Appennino forlivese	79	9	6.05
8	1672 04 14 15 45	Riminese	92	8	5.59
5	1688 04 11 12 20	Romagna	39	8-9	5.84
F	1695 02 25 05 30	Asolano	107	10	6.4
F	1703 01 14 18	Valnerina	197	11	6.92
5	1703 02 02 11 05	Aquilano	69	10	6.67
4-5	1741 04 24 09 20	Fabrianese	135	9	6.17
4-5	1743 02 20	Ionio settentrionale	84	9	6.68
4	1768 10 19 23	Appennino forlivese	45	9	5.99
3	1780 05 25	Romagna	5	5-6	4.4
5	1781 04 04 21 20	Faentino	96	9-10	6.12

8	1786 12 25 01	Riminese	90	8	5.66
4	1861 10 16	Romagna	10	6-7	5.13
3	1870 10 30 18 34	Forlivese	41	8	5.61
4-5	1873 03 12 20 04	Appennino marchigiano	196	8	5.85
3-4	1873 06 29 03 58	Alpago Cansiglio	197	9-10	6.29
NF	1874 10 07	Imolese	60	7	4.96
8	1875 03 17 23 51	Costa romagnola	144	8	5.74
3	1878 03 12 21 36	Bolognese	31	6	4.84
3	1881 09 28	Cesena	24	6-7	4.71
3	1904 11 17 05 02	Pistoiese	204	7	5.1
5	1909 01 13 00 45	Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36
NF	1909 08 25 00 22	Crete Senesi	259	7-8	5.34
4	1911 02 19 07 18 30.00	Forlivese	181	7	5.26
6	1911 03 26 13 51	Riminese	9	5	5.04
NF	1913 11 25 20 55	Appennino parmense	73	4-5	4.65
4	1914 10 27 09 22	Lucchesia	660	7	5.63
4-5	1915 01 13 06 52 43.00	Marsica	1041	11	7.08
8	1916 05 17 12 50	Riminese	132	8	5.82
6	1916 06 16 01 27	Riminese	17	6	4.82
8	1916 08 16 07 06 14.00	Riminese	257	8	5.82
2	1916 11 16 06 35	Alto Reatino	40	8	5.5
3	1917 04 26 09 35 59.00	Alta Valtiberina	134	9-10	5.99
3-4	1917 12 02 17 39	Appennino forlivese	32	6-7	5.09
5	1918 11 10 15 12 28.00	Appennino forlivese	187	9	5.96
4	1920 09 07 05 55 40.00	Garfagnana	750	10	6.53
4	1924 01 02 08 55 13.00	Senigallia	76	7-8	5.48
2	1926 01 01 18 04 03.00	Carniola interna	63	7-8	5.72
3	1928 05 30 20 01	Senigallia	17	5	5.02
3	1929 04 10 05 44	Bolognese	87	6	5.05
4-5	1930 10 30 07 13	Senigallia	268	8	5.83
4	1934 11 30 02 58 23.00	Adriatico settentrionale	51	5	5.3
4	1936 10 18 03 10	Alpago Cansiglio	269	9	6.06
3	1937 11 26 21 58 30.00	Costa pesarese	7	5	4.16
3	1943 10 03 08 28 29.00	Ascolano	170	8	5.67
3	1953 12 14 07 11 06.00	Appennino forlivese	48	5-6	4.7
2	1961 05 08 22 45 51.00	Forlivese	40	5	4.37
3	1962 01 23 17 31	Costa pesarese	49	5	4.35
NF	1962 08 30 06 27 07.00	Montefeltro	23	6-7	4.76
4-5	1967 12 30 04 19	Emilia Romagna orientale	40	6	5.05
F	1972 11 30 11 25 27.45	Costa pesarese	30		4.52
4	1978 12 05 15 39 04.00	Romagna	34	4-5	4.61
3	1980 11 23 18 34 52.00	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.81
2	1983 11 09 16 29 52.00	Parmense	850	6-7	5.04
3-4	1984 04 29 05 02 59.00	Umbria settentrionale	709	7	5.62
NF	1986 12 06 17 07 19.77	Ferrarese	604	6	4.43
NF	1993 11 07 23 21 11.72	Cesenate	36	4-5	3.95
3-4	1996 10 15 09 55 59.95	Pianura emiliana	135	7	5.38
4	1997 09 26 00 33 12.88	Appennino umbro-marchigiano	760	7-8	5.66
5	1997 09 26 09 40 26.60	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9	5.97
4	1997 10 14 15 23 10.64	Valnerina	786		5.62
3-4	1998 04 05 15 52 21.01	Appennino umbro-marchigiano	395		4.78
2	1999 01 25 22 45 58.08	Appennino forlivese	97	5	4.36
2-3	2000 05 08 12 29 56.20	Faentino	126	5	4.67
2-3	2000 05 10 16 52 11.60	Faentino	151	5-6	4.82
4	2000 08 01 02 34 31.00	Montefeltro	84	5-6	4.27
2	2001 11 26 00 56 55.46	Casentino	211	5-6	4.63
5	2003 12 07 10 20 33.04	Forlivese	165	5	4.18
NF	2006 10 21 07 04 10.01	Anconetano	287	5	4.21

Field Description

N Record number (in chronological order)

Year Origin time: year

Mo Origin time: month

Da Origin time: day

Ho Origin time: hour

Mi Origin time: minutes

Se Origin time: seconds

EpicentralArea Epicentral area or area of the largest macroseismic effects

Mw moment magnitude

NMdp Number of macroseismic data

Imax Maximum intensity

Io Epicentral intensity

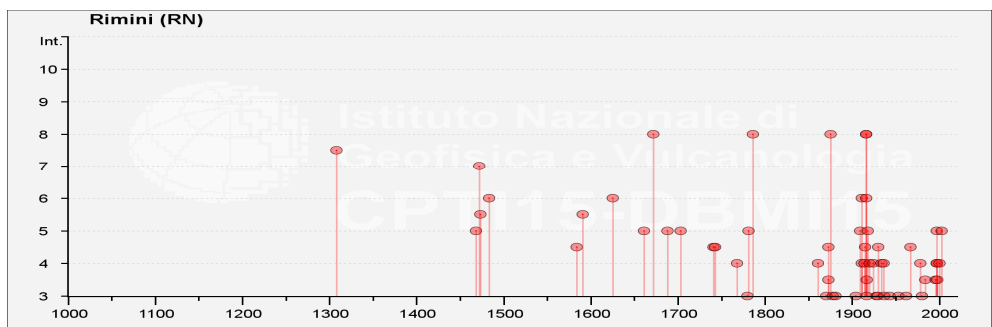


Figura 7-3. Distribuzione temporale degli eventi sismici considerati

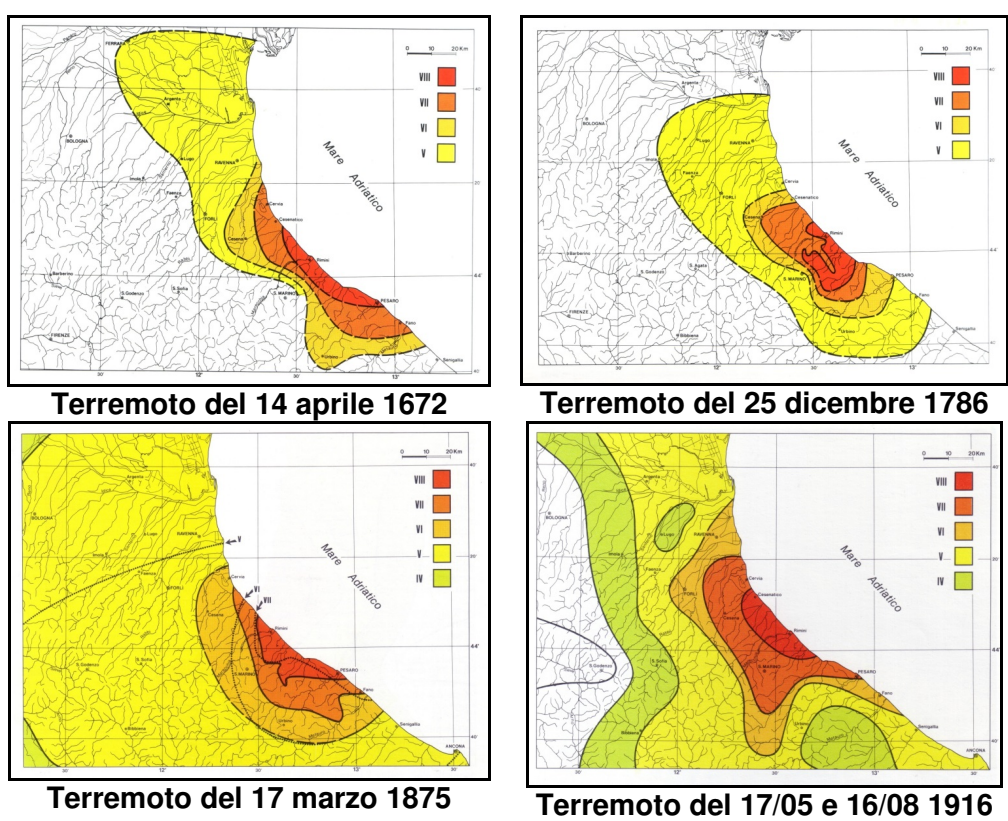


Figura 7-4. Carte delle isosisme in cui le aree colorate dal rosso al verde corrispondono a parti di territorio colpite da effetti di severità decrescente. (Ferrari, 1986).

In relazione agli scopi del presente studio (risposta sismica di sito e liquefazione) risulta importante altresì inquadrare gli effetti indotti ed il risentimento determinato su tutto il territorio di influenza dagli eventi sismici storici più rilevanti (vedi figura 7-4).

Nel seguito e per gli effetti indotti specificamente sul territorio riminese si riportano i due terremoti di scenario ritenuti particolarmente rappresentativi per la storia sismica della zona nonché per le relative distanze epicentrali dal campo prova e l'identificazione delle sorgenti sismogenetiche da cui sono stati generati (vedi figura 7-5 e 7-6).

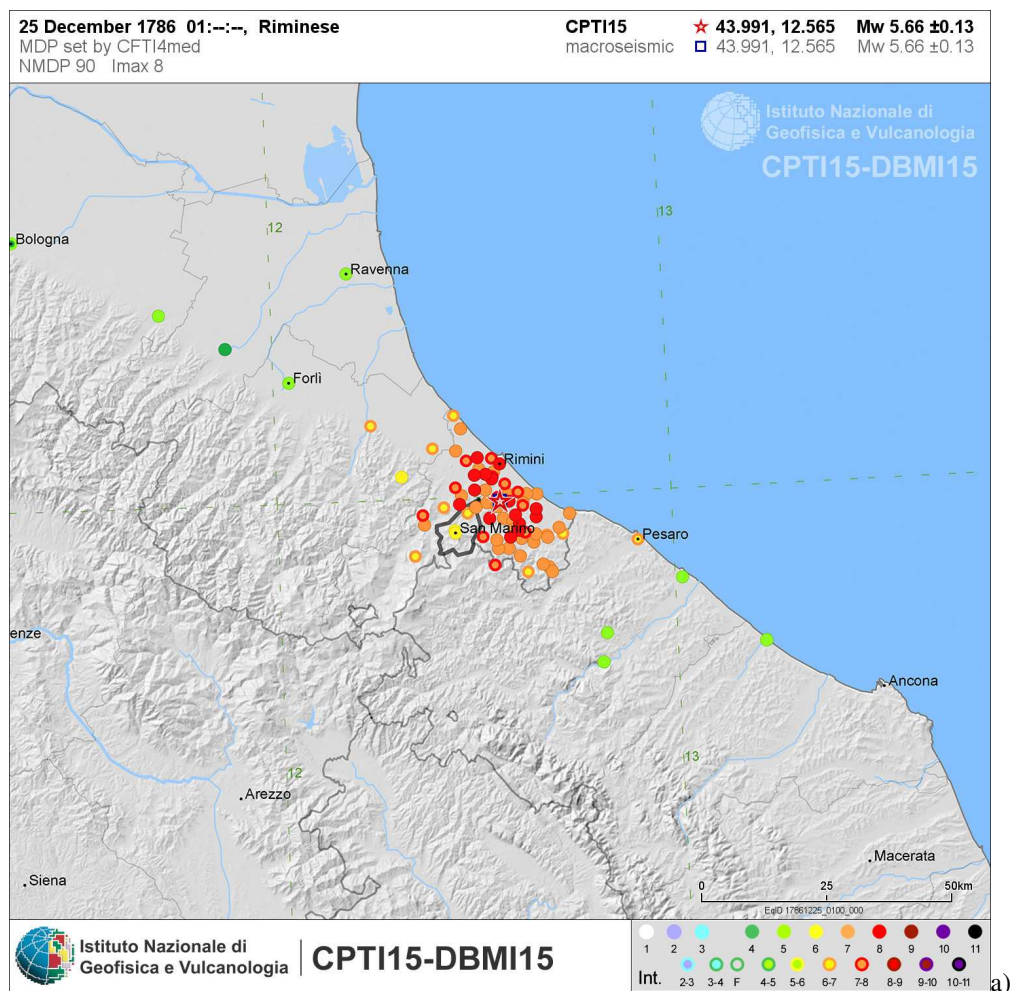


Figura 7-5. Risentimento sismico, magnitudo ed epicentri degli eventi sismici rappresentativi per la storia sismica riminese del dicembre 1786 da catalogo *CPTI15-DBMI15* (INGV).

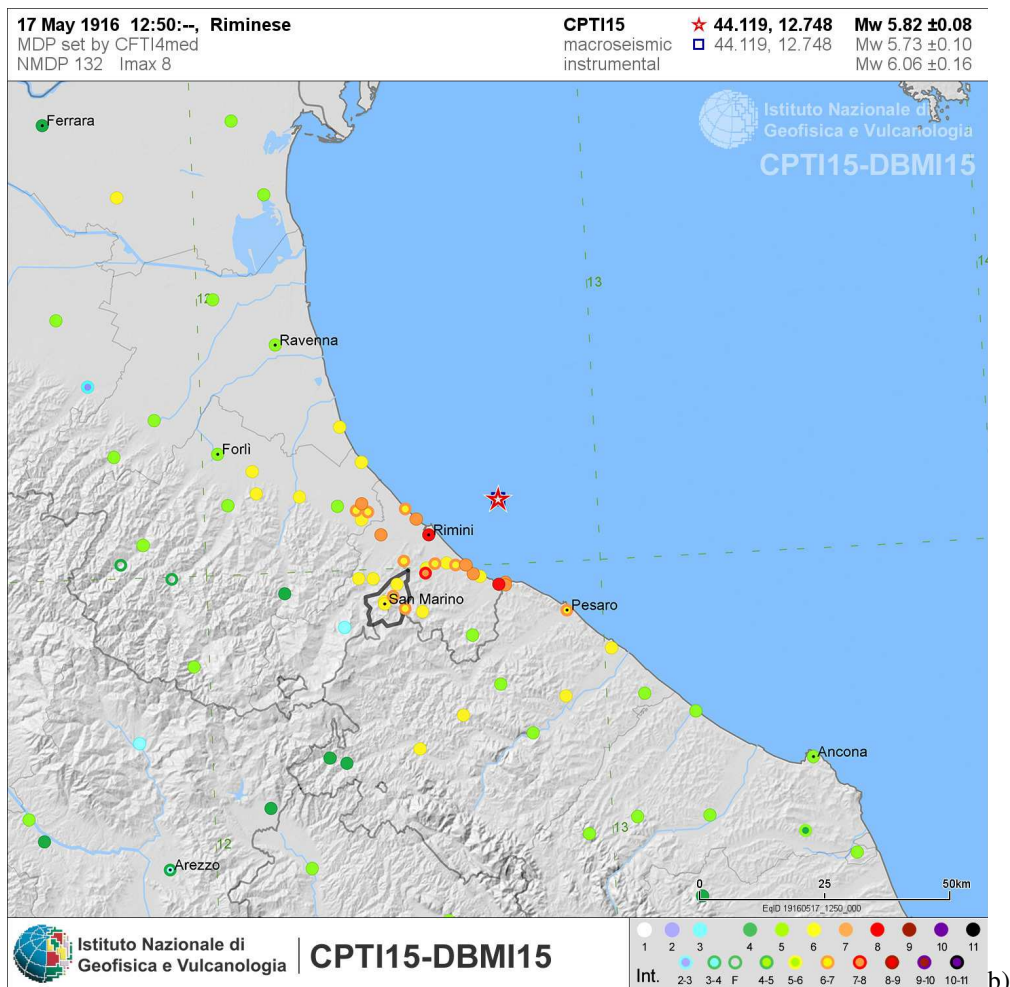
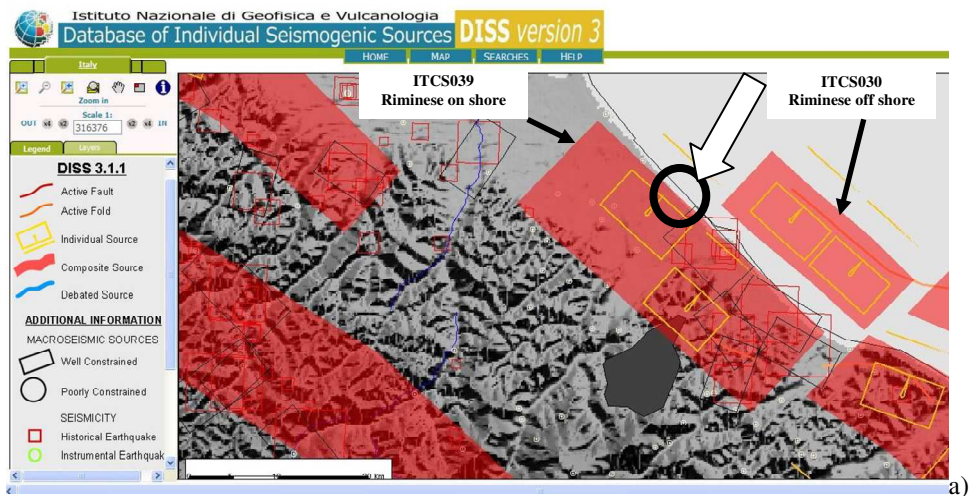
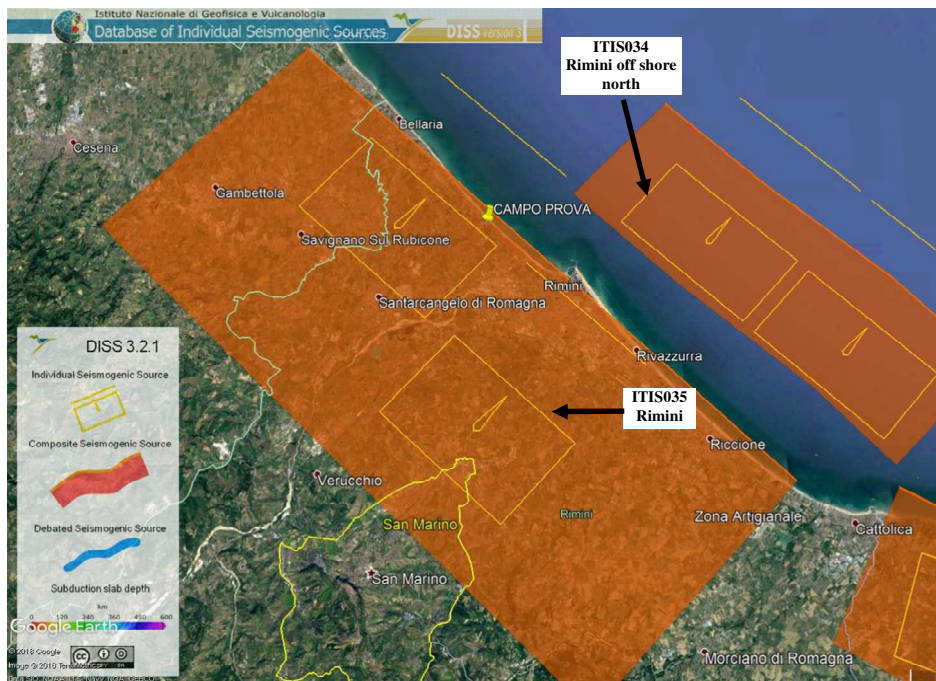


Figura 7-6. Risentimento sismico, magnitudo ed epicentri degli eventi sismici rappresentativi per la storia sismica riminese del maggio 1916 da catalogo *CPTI15-DBMI15* (INGV).

Sulla scorta di tali cataloghi, nonché di approfondite informazioni storico-scientifiche e sui modelli geodinamici e crostali, l'INGV ha sviluppato un database delle sorgenti sismogenetiche attive denominato *DISS3* (DISS Working Group, 2018 – INGV, versione 3), contenente le potenziali fonti per i terremoti più grandi di 5,5 M in Italia e nelle aree circostanti, corredato di tutte le relative informazioni aggiornate di cui di seguito se ne riporta uno stralcio, unitamente alle rispettive sezioni geologiche profonde, utili ad inquadrare la posizione del campo prova rispetto a tali sorgenti, alla relativa geometria ed ai meccanismi focali attesi (vedi Figura 7-7, 7-8):

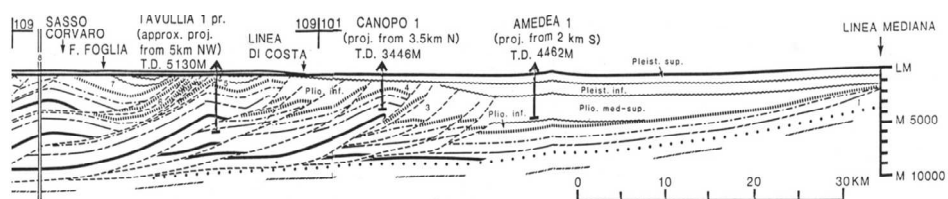


a)

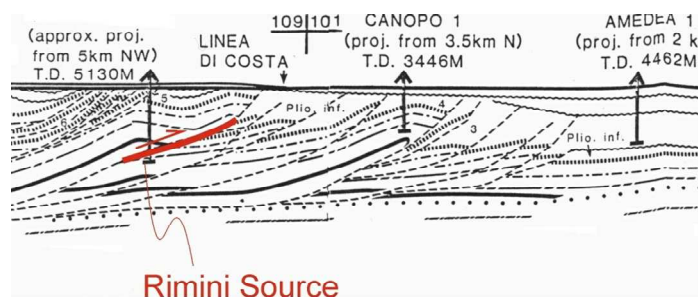


b)

Figura 7-7. Stralcio cartografico con distribuzione regionale degli eventi e delle sorgenti sismogenetiche individuali e composite *DISS 3* con individuazione delle sorgenti sismogenetiche composite ITCS030 e ITCS039 (a); ingrandimento con posizione del campo prova rispetto alle sorgenti sismogenetiche individuali ITIS035 e ITIS034 (b).

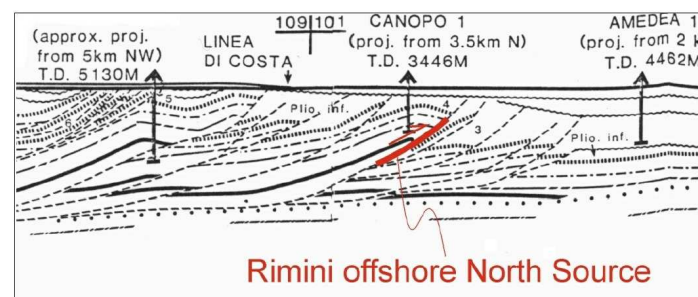


a)



Rimini Source

b)



Rimini offshore North Source

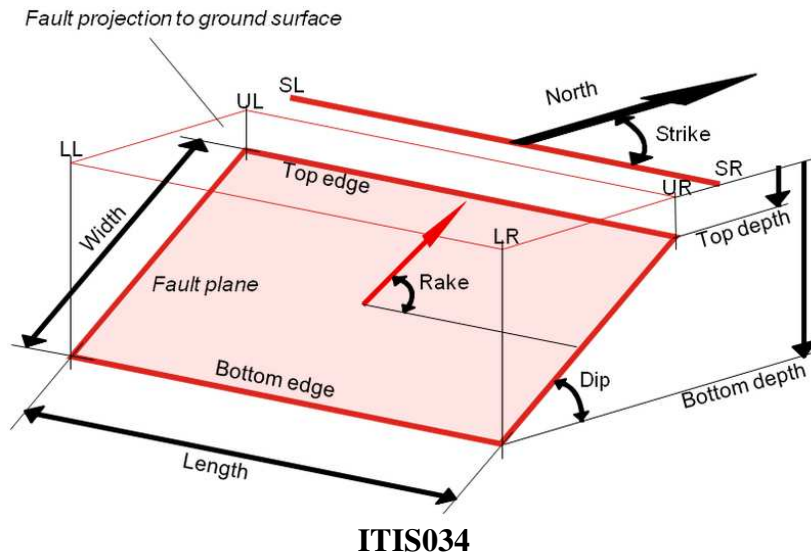
c)

Figura 7-8. (a) Tratto orientale della sezione SW-NE Amedea-Terontola - Mte. Amiata realizzata Bally et al. [1986] da dati di pozzo e indagini di sismica a riflessione; Ipotesi relativa alla Sorgente sismogenetica ITCS039 - Riminese "on-shore" (b) e Sorgente sismogenetica ITCS030 - Riminese "off-shore" (c) proiettate su Sezione Amedea-M.te.Amiata, Basili, R., U. Fracassi and S. Mariano 2006.

L'area risulta direttamente interessata dalla sorgente sismogenetica composta ITCS039 (denominata "Riminese On-Shore", Basili, R., U. Fracassi and S. Mariano 2006) nonché molto prossima alla ITCS030, posizionata nello specchio marino frontestante, così come censite e caratterizzate nel database *DISS3*. Tuttavia, poiché queste sorgenti sono di tipo composito e, quindi, attualmente non riferibili a specifici eventi storici, l'eventuale simulazione di terremoti di scenario relativi ad eventi storici reali richiederebbe invece la definizione di strutture geometricamente ben definibili quali le sorgenti sismogetnetiche individuali. In tal caso, per gli scenari storici di riferimento, sono state individuate le fonti ITIS035 e ITIS034 (figura 7-7b), relative rispettivamente ai terremoti del 25 dicembre 1786 ed all'evento del 17 maggio 1916, in quanto ben documentati e ritenuti particolarmente caratterizzanti per l'areale riminese nonché per gli effetti sortiti sul territorio. In Tabella 7-2 si riportano sinteticamente i dati generali di caratterizzazione e quelli specifici a tali sorgenti simogenetiche.

Tabella 7-2 – Dati e schede sintetiche delle sorgenti sismogenetiche ITIS034 e ITIS035

Dati geometrici e cinematici dei piani di faglia



PARAMETRIC INFORMATION

PARAMETER		QUALITY	EVIDENCE
Location [Lat/Lon]	44.09 / 12.66	OD	Based on geological data.
Length [km]	8.0	ER	Calculated using the relationships from Wells and Coppersmith (1994).
Width [km]	5.0	ER	Calculated using the relationships from Wells and Coppersmith (1994).
Min depth [km]	3.0	OD	Based on geological data.
Max depth [km]	5.5	OD	Based on geological data.
Strike [deg]	132	LD	Based on geological data from various authors.
Dip [deg]	30	LD	Based on geological data from various authors.
Rake [deg]	90	EJ	Inferred from geological data.
Slip Per Event [m]	0.36	ER	Calculated from M_0 using the relationship from Hanks and Kanamori (1979).
Slip rate [mm/y] min...max	0.1...0.5	EJ	Unknown, values assumed from geodynamic constraints.
Recurrence [y] min... max	720...3600	EJ	Inferred from slip rate and average displacement.
Magnitude [Mw]	5.7	LD	Value adopted from the historical earthquake catalogue CPTI99.

LD=LITERATURE DATA; OD=ORIGINAL DATA; ER=EMPIRICAL RELATIONSHIP; AR=ANALYTICAL RELATIONSHIP; EJ=EXPERT JUDGEMENT;

INFORMATION ABOUT THE ASSOCIATED EARTHQUAKES

Latest Earthquake	17 May 1916	CPTI04.
-------------------	-------------	---------

ITIS035

PARAMETRIC INFORMATION

PARAMETER		QUALITY	EVIDENCE
Location [Lat/Lon]	44.00 / 12.52	OD	Based on geological data.
Length [km]	8.0	ER	Calculated using the relationships from Wells and Coppersmith (1994).
Width [km]	6.0	ER	Calculated using the relationships from Wells and Coppersmith (1994).
Min depth [km]	3.0	OD	Based on geological data.
Max depth [km]	6.0	OD	Based on geological data.
Strike [deg]	132	LD	Based on geological data from various authors.
Dip [deg]	30	LD	Based on geological data from various authors.
Rake [deg]	90	EJ	Inferred from geological data.
Slip Per Event [m]	0.21	ER	Calculated from M_0 using the relationship from Hanks and Kanamori (1979).
Slip rate [mm/y] min...max	0.1...0.5	EJ	Unknown, values assumed from geodynamic constraints.
Recurrence [y] min... max	420...2100	EJ	Inferred from slip rate and average displacement.
Magnitude [Mw]	5.6	LD	Value adopted from the historical earthquake catalogue CPT199.

LD=LITERATURE DATA; OD=ORIGINAL DATA; ER=EMPIRICAL RELATIONSHIP; AR=ANALYTICAL RELATIONSHIP; EJ=EXPERT JUDGEMENT;

INFORMATION ABOUT THE ASSOCIATED EARTHQUAKES

Latest Earthquake	25 Dec 1786	CPT104.
-------------------	-------------	---------

Per la definizione del valore di magnitudo di riferimento M_w (magnitudo momento), oltre ai valori desumibili dagli effetti macrosismici e/o strumentali degli eventi storici (database *CPT115-DBMI15*) è opportuno valutare altresì la zonazione ZS9 definita dal *Gruppo di Lavoro per la redazione della Mappa della Pericolosità Sismica* dell'INGV, in cui oltre agli aspetti statistici vengono valutati anche gli aspetti sismologici e geologici. Tale zonazione adotta un approccio probabilistico alla Cornell e, secondo tale assunto, si devono considerare tutte le ipotesi semplificative che sono alla base della zonazione stessa, in particolare l'assunto per cui i terremoti di magnitudo medio-alta possano verificarsi con la stessa probabilità in un punto qualsiasi di una zona.

Nell'ambito di tale mappatura l'area in studio risulta inserita all'interno della zona sismogenetica n. 917 (Rimini - Ancona; vedi stralcio in figura 7-9a).

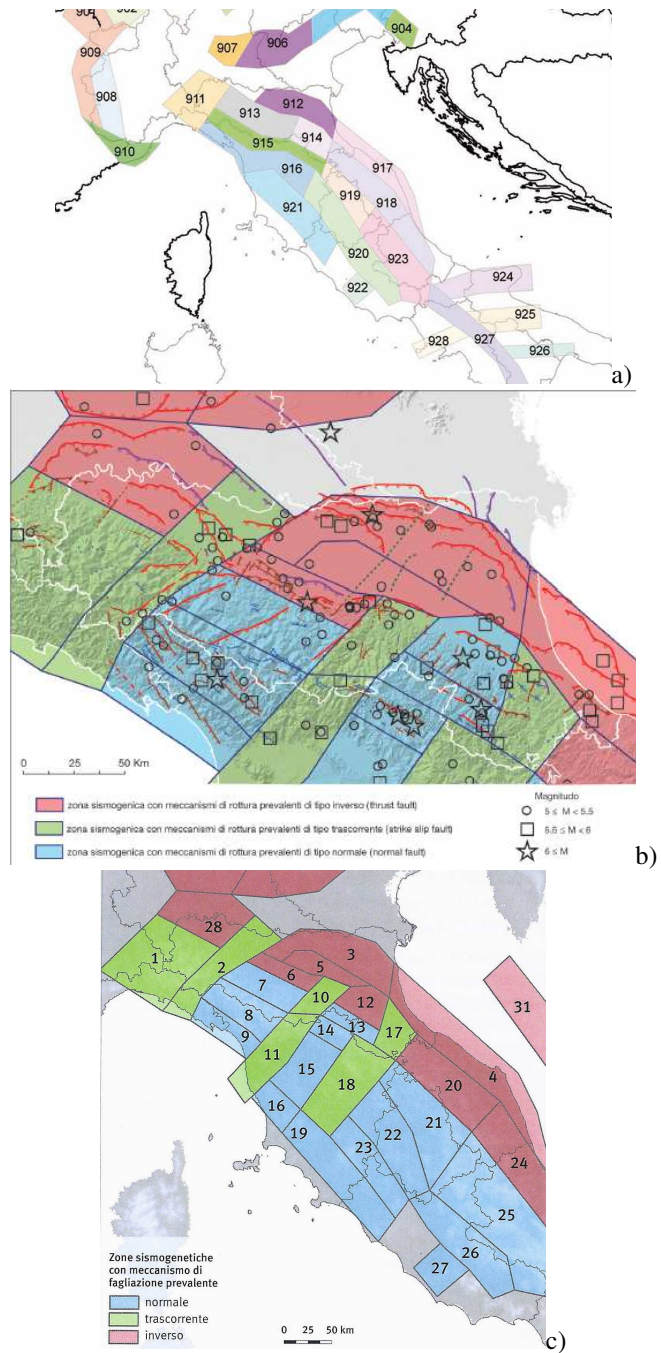


Figura 7-9. Stralcio cartografia zonazione ZS9 INGV (a) e zonazione carta sismotettonica 2016 Emilia Romagna (b-c).

Per la Zona 917 sia nel Rapporto Conclusivo (2004) che in *Indicazioni e Criteri per la Microzonazione Sismica* (anno 2008 a cura del Dipartimento per la Protezione civile) si raccomanda l'adozione del valore di **$M_{wmax2} = 6.14$** .

Tali valori risultano sostanzialmente in linea con la recente carta sismotettonica della Regione Emilia Romagna – Edizione 2016, di cui in figura 7-8b e 7-8c se ne riporta uno stralcio illustrativo.

In quest'ultima zonazione proposta dalla regione l'area in studio ricade pienamente nella Zona 4, per la quale i meccanismi focali associabili alle principali faglie attive risultano prevalentemente di tipo inverso, con una orientazione caratteristica SW/30 (direzione di immersione) e profondità ipocentrali comprese fra 5-15 km; la magnitudo massima ivi osservata storicamente risulta pari a $M_w=6.1$, mentre quella massima calcolata per scenari futuri, sulla base dei modelli di analisi adottati, porta a valori pari a **$M_{wmax} = 6.16 \pm 0.21$** .

Un ultimo criterio per valutare i contributi delle diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito riguarda l'adozione dell'approccio su base probabilistica dell'analisi di *disaggregazione* sviluppata da Spallarossa e Barani (2007), la quale fornisce indicazioni attraverso l'analisi di disaggregazione della pericolosità sismica secondo l'approccio di Bazzurro e Cornell (1999). Tale metodo si pone come obiettivo quello di consentire in qualunque sito la stima di una coppia di riferimento magnitudo – distanza (nel seguito $M-R$) in funzione di specifici periodi di eccedenza (o tempi di ritorno) e che possono essere utilizzati per verificare le condizioni di stabilità di versante o di liquefazione in funzione di determinato periodo di riferimento (T_R).

In tal caso è possibile consultare l'analisi effettuata sul territorio italiano dall'INGV tramite il proprio *Progetto S1*, alla base della stima delle azioni sismiche per le *NTC 2018*, ove i parametri di pericolosità sismica vengono calcolati in corrispondenza di nodi disposti secondo una maglia di 0.05° (con 5 km di lato).

Quindi, volendo definire la pericolosità sismica di base in conformità alle *NTC 2018*, per la progettazione allo stato limite vita (SLV) di un'opera di Classe III e Vita Nominale $V_N=50$ anni_ (quale ad. esempio per un opera/infrastruttura strategica), si dovrà effettuare la ricerca dei parametri in base ad un tempo di ritorno pari a 712 anni. Poiché il *Progetto S1*, per le modalità di costruzione della base dati, prevede all'uopo solo l'analisi per periodi di ritorno corrispondenti a 475 e 975 anni (frequenze annuali di superamento rispettivamente pari a 0.0021 e 0.0010), per ottenere i valori relativi ad un $T_R=712$ anni si dovrà eseguire un interpolazione lineare fra i due scenari limite. Secondo tale metodologia, per ciascun T_R , si potrà stimare l'accelerazione PGA prevista al suolo rigido (categoria di suolo A) tramite media pesata dei 4 nodi attorno al sito d'indagine oppure adottando il valore del nodo più vicino. Invece il contributo in termini di magnitudo-distanza andrà valutato prendendo in considerazione gli scenari per $T_R=475$ e 975 anni agli estremi di quella di interesse.

Nel caso specifico, nel nodo più vicino al campo prova (Figura 7-10 a e b) e per un periodo di ritorno di 475 anni (10% di probabilità di eccedenza in 50 anni), le mappe *INGV S1* (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>), prevedono un valore del picco di accelerazione orizzontale atteso (PGA) compreso nell'intervallo 0.175-0.200 g, mentre per un tempo di ritorno pari a 975 anni (5% di probabilità di eccedenza in 50 anni) lo individuano nell'intervallo 0.225-0.250 g. Quindi, interpolando linearmente i valori tabellati per il 50° percentile di PGA , per il tempo di ritorno $T_R=712$ anni, si ottiene un valore mediano (50° percentile) di accelerazione ag di ancoraggio per lo spettro di suolo A pari ad **$ag = 0.212$ g**.

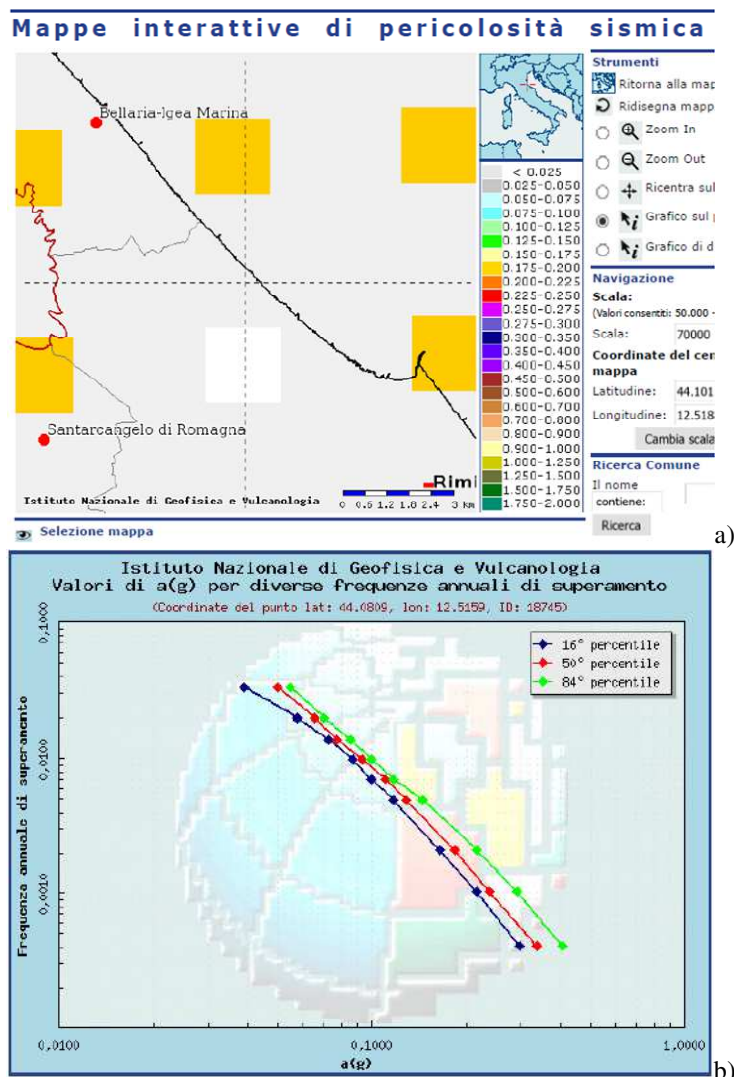


Figura 7-10. (a) Nodo INGV più vicino al sito d'indagine; (b) valori di $a(g)$ previsti al nodo più vicino per diverse frequenze annuali di superamento (INGV-SI).

Diversamente l'analisi di disaggregazione (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) per $T_R = 975$ anni suggerisce valori medi $M_W = 5.170$, distanza $R = 7.49$ Km ed $\varepsilon = 0.951$, mentre per $T_R = 475$ anni gli stessi valori diventano $M_W = 5.130$, $R = 9.16$ Km ed $\varepsilon = 0.777$. Secondo tale analisi i valori di magnitudo attesi sembrano sottostimare quelli desumibili dai frequenti eventi significativi per la storia sismica locale nonché rispetto ai valori di M_{wmax} della zonazione ZS9; invece le distanze epicentrali risultano compatibili con quelle delle sorgenti sismogenetiche definite nel catalogo DISS3, rilevando come il maggior contributo alla pericolosità venga fornito da eventi sino a 10-20 km di distanza (Figura 7-11 a e b).

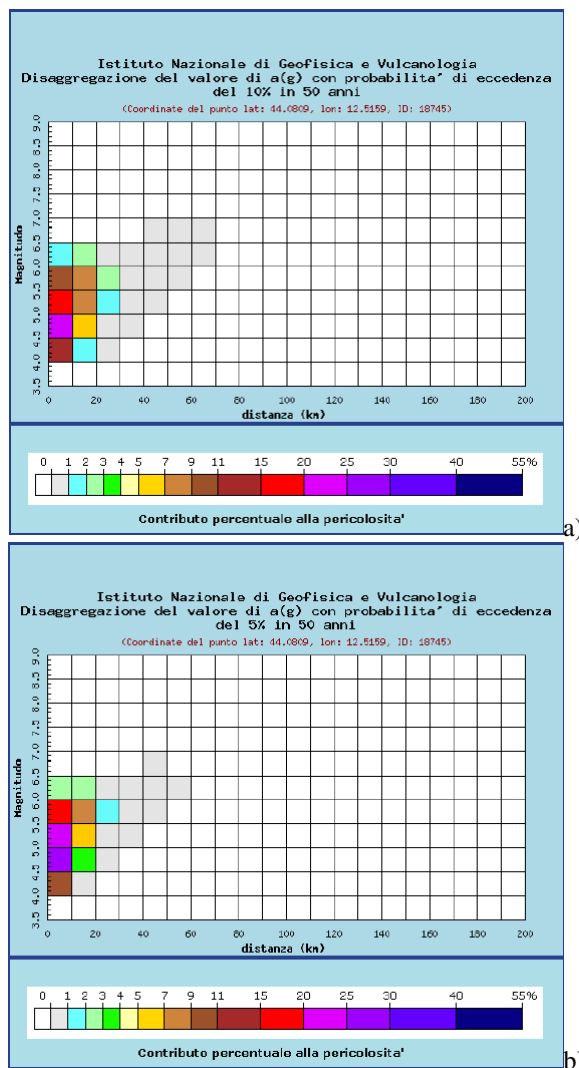
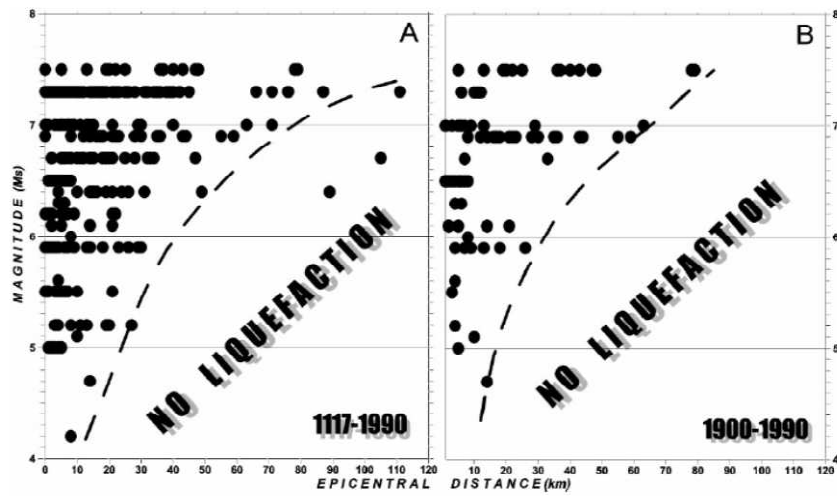


Figura 7-11. Risultati dell'analisi di disaggregazione per il nodo più vicino all'area in studio secondo le stime di pericolosità sismica del territorio nazionale e relative ad un periodo di ritorno di 475 (a) e 975 (b) anni (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

Si può in ogni caso osservare che ben pochi dei terremoti significativi verificatisi nella storia sismica del riminese e lungo la costa del Comune di Rimini abbiano presentato delle magnitudo inferiori a 5/5.5 e grado di intensità $MCS < 7-8$. Oltre a ciò va evidenziato come le distanze desumibili dall'analisi di disaggregazione e quelle epicentrali degli eventi storici rientrino entro le distanze di possibile occorrenza della liquefazione definite da Galli (2000), registrando all'uopo diversi casi storici riportati nelle cronache degli eventi del 1786, 1875, 1916, avvenuti lungo la costa romagnola e riminese (Figura 7-12 a-b).



a)

Epicentral parameters of the seismic events							Sites with indication of liquefaction					
Ref.	Date	Latitude	Longitude	I_s	M_s	M_s , Area	Site*	Latitude	Longitude	d (km)	I_s	Type
136	1786.12.25	43.980	12.580	8.0	5.59	5.5 Rimini	Rimini	44 04	12 34	10	8.0	A1 E
177	1875.03.17	44.070	12.550	8.0	5.72	5.2 Rimini	Cervia	44 16	12 21	27	7.0	A1
178	1875.03.17	44.070	12.550	8.0	5.72	5.2 Rimini	Cesenatico	44 12	12 24	19	8.0	A1-2
230	1916.05.17	44.000	12.630	8.0	5.72	6 Rimini area	Rimini	44 03	12 34	8	8.0	A1
231	1916.08.16	43.970	12.670	8.0	5.59	6.1 Rimini urea	Cattolica	43 58	12 44	5	8.0	A1-2 A4-5
232	1916.08.16	43.970	12.670	8.0	5.59	6.0 Rimini urea	Ghetto delle Fontanelle	43 59	12 40	2	8.0	A4-5
233	1916.08.16	43.970	12.670	8.0	5.59	6.0 Rimini urea	Pesaro	43 55	12 55	20	8.0	A1
234	1916.08.16	43.970	12.670	8.0	5.59	6.0 Rimini urea	Riccione	44 01	12 39	5	8.0	A1 A4
235	1916.08.16	43.970	12.670	8.0	5.59	6.0 Rimini area	Rimini	44 04	12 34	14	8.0	C

b)

Figura 7-12. Correlazioni magnitudo-distanza per eventi di liquefazione (a) ed estratto dal catalogo degli eventi di liquefazione per i terremoti storici dell'area (b) da Galli (2000).

Pertanto, considerati i cataloghi storici e le relative incertezze, gli studi dell'INGV, la zonazione ZS9 e le indicazioni I.C.M.S. nonché la recente carta sismotettonica della Regione Emilia Romagna, in relazione alle finalità e tipologia di studio, si ritiene adeguata una **magnitudo momento massima di riferimento pari a $M_w=6.16$** .

7.3 Accelerogrammi di input

Nell'ambito delle analisi della risposta sismica di sito, per interpretare al meglio gli effetti attesi, la selezione di accelerogrammi viene definita secondo due approcci differenti:

- selezione di accelerogrammi spetrocompatibili a spettri elastici definiti secondo metodo deterministico *DSHA (Deterministic Seismic Hazard Analysis)* relativi a terremoti di scenario, ottenuti tramite specifiche leggi di attenuazione e ritenuti caratterizzanti per gli effetti indotti e la pericolosità sismica dell'area;
- selezione di accelerogrammi spetrocompatibili agli spettri elastici di progetto riferiti ad uno Stato Limite, definito dalle normative tecniche in base alla vita nominale dell'opera (tipicamente per opere ordinarie di 50 anni) e per classe d'uso, secondo il metodo probabilistico *PSHA (Probabilistic Seismic Hazard Analysis)* che sta alla base delle Norme Tecniche Nazionali, *NTC, 2018*.

In particolare, mentre il primo metodo può risultare utile per contestualizzare le azioni sismiche e l'impatto che un determinato evento di riferimento ha avuto nel passato, il metodo probabilistico consente di valutare la pericolosità di futuri probabili scenari in un'ottica progettuale di tipo prestazionale.

La scelta degli accelerogrammi di input rappresenta una delle fasi più importanti per la modellazione della risposta sismica di un sito. Sia le norme sia la prassi operativa suggeriscono l'utilizzo di accelerogrammi naturali, ovvero registrazioni di eventi sismici reali, agli accelerogrammi generati artificialmente o a quelli sintetici ricavati da modelli di sorgente e di propagazione delle onde sismiche (Bommer & Acevedo, 2004).

Come prescritto al par. 3.2.36 delle *NTC 2018* “*l'uso di storie temporali del moto del terreno naturali o registrate è ammesso a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito*”.

Gli accelerogrammi artificiali sono, infatti, generalmente caratterizzati da un eccessivo numero di cicli di grande ampiezza, e quindi da un contenuto energetico irrealisticamente elevato. Gli accelerogrammi sintetici, invece, si basano su una complessa modellazione che richiede parametri necessari a caratterizzare il modello di sorgente, affetti da notevole incertezza; in tal senso le norme vigenti li ammettono a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione e che, negli intervalli di periodo sopraindicati, l'ordinata spettrale media non presenti uno scarto in difetto superiore al 20% rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico di progetto.

Gli accelerogrammi naturali invece non presentano i limiti di quelli artificiali, a condizione di mantenere bassi fattori di scala e registrazioni su suolo rigido e, in ogni caso, sono più facilmente reperibili considerata la crescente diffusione di database che contengono registrazioni effettuate in diverse aree del mondo.

7.3.1 Accelerogrammi da metodo probabilistico PSHA - NTC 2018

In base ai criteri di progettazione per le *NTC 2018*, ipotizzando uno scenario di pericolosità allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita *SLV* finalizzato alla realizzazione di opere strategiche in Classe d'Uso *III*, si considera una vita nominale delle opere $V_n \geq 50$ anni,

ottenendo una vita di riferimento di 75 anni per un tempo di ritorno di 712 anni. Secondo tali criteri e con riferimento alle zone sismogenetiche illustrate nel database *DISS3*, alle considerazioni sulla sismicità storica ed al valore di M_{wmax} previsto dalla Zonazione *ZS9* (Rapporto Conclusivo GdL INGV, 2004) per la zona n. 917 e la recente carta sismi tettonica 2016 Emilia Romagna, si ritiene di considerare una magnitudo momento di riferimento pari a $M_w = 6.16$.

La scelta di riferirsi a classi d'uso di tipo strategico è suggerita dal primario interesse di salvaguardia di opere strategiche per la gestione dell'emergenza ed evitare l'interruzione di funzioni primarie ed infrastrutturali. Inoltre risulta interessante poter effettuare un raffronto fra gli impatti ipotizzabili in base ad uno scenario di normativa particolarmente critico rispetto a quelli riconducibili alla simulazione di eventi sismici storici locali documentati.

Per quanto riguarda l'accelerazione di riferimento sul suolo rigido (Cat. di suolo *A* con $V_{s,eq} = 800$ m/s) per lo *SLV* si adotta la *PGA*, quale parametro di pericolosità, desunta al paragrafo 7.2 che, insieme allo spettro elastico di progetto definito ai sensi della normativa vigente, è un parametro necessario per la selezione di un set di accelerogrammi definiti in base alla spettrocompatibilità. I parametri di pericolosità sismica per il sito in analisi sono ottenuti attraverso il foglio di calcolo fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (Spettri-NTCver.1.0.3.xls) secondo i seguenti parametri (vedi figura 7-13):

Coordinate di sito (ED50): Longitudine: 12.51790 – Latitudine: 44.10141

Valori dei parametri ag, F0, Tc* per i periodi di ritorno Tr associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLD	45	0.061	2.515	0.275
SLD	75	0.078	2.526	0.281
SLV	712	0.212	2.505	0.303
SLC	1462	0.275	2.506	0.314

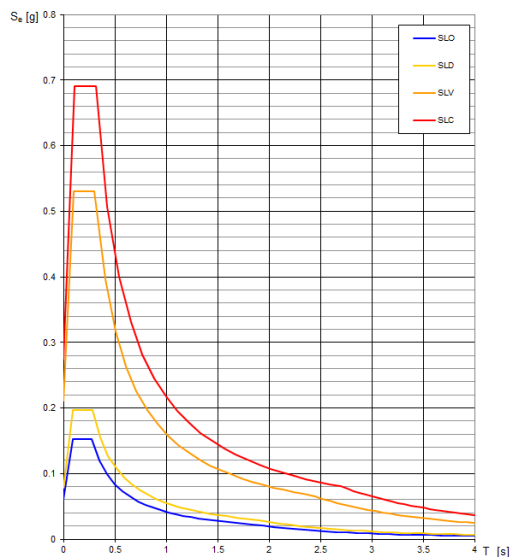


Figura 7-13. Parametri spettrali relativi alle coordinate di ubicazione del campo prova per categoria di suolo di tipo *A*

La scelta dei segnali di input (accelerogrammi) del modello per il calcolo della risposta del sito è stata condotta sia sulla scorta dei parametri spettrali precedentemente definiti (criterio di spettro-compatibilità) che di coerenza con le caratteristiche sismogenetiche dell'area in studio (magnitudo del terremoto e distanza sito-sorgente).

In particolare, un'indicazione sulla similitudine tra la forma spettrale di un segnale e quella di riferimento è ottenibile mediante il parametro $Drms$, definito come la media degli scarti quadratici medi tra le corrispondenti accelerazioni spettrali normalizzate (Bommer e Acevedo, 2004):

$$Drms = \frac{1}{N} \sqrt{\sum_{i=1}^N \left(\frac{S_{a0}(T_i)}{a_{\max 0}} - \frac{S_{aS}(T_i)}{a_{\max S}} \right)^2} \quad (7-1)$$

dove:

- N è il numero di periodi di verifica dei valori spettrali;
- $S_{a0}(T_i)$ è l'accelerazione spettrale al periodo T_i relativa all'accelerogramma selezionato;
- $S_{aS}(T_i)$ è l'accelerazione spettrale dello spettro di riferimento al medesimo periodo;
- $a_{\max 0}$ e $a_{\max S}$ sono rispettivamente l'accelerazione di picco dell'accelerogramma e quella di ancoraggio dello spettro di riferimento.

Tale parametro quantifica lo scostamento tra le forme spettrali e non la differenza in ampiezza e pertanto bassi valori di $Drms$ indicano un buon accordo tra le forme spettrali selezionabili e quella obiettivo, mentre il fattore di scala misura l'accordo quantitativo tra le ampiezze. Per quanto riguarda il parametro $Drms$, Bommer e Acevedo (2004) suggeriscono valori massimi dell'ordine di 0.10-0.20, mentre i fattori di scala andrebbero mantenuti quanto più possibile prossimi all'unità e, comunque, preferibilmente fra 0.5 e 2.0 (Krinitszky e Chang, 1979).

Gli accelerogrammi sono stati selezionati tramite il software IN-SPECTOR vers. Rev-007 (G. Acunzo, A. Pagliaroli, G. Scasserra presso CNR – IGAG, Roma), sviluppato al fine di consentire la definizione di un set di segnali spettrocompatibili tramite ricerca e scalatura lineare su una base di tali parametri di ricerca (magnitudo, distanza epicentrale, intensità di Arias, $Drms$, durata significativa, ecc.), con a monte un'analisi preliminare di disaggregazione o di scenario sismico sulla quale definire lo spettro elastico di riferimento.

Le combinazioni di segnali sono state ricercate e selezionate sulle seguenti banche dati:

- Banca dati europea ISESD
- SIMBAD Selected Input Motions for displacement - Based Assessment and Design sviluppato in seno al Politecnico di Milano
- ITACA (ITalian ACcelerometric Archive).

Dal grafico di disaggregazione è apprezzabile come il sostanziale contributo alla pericolosità per il sito in analisi sia dovuto a eventi con sorgente entro i 20 km di distanza e con magnitudo maggiori di 6.0. Un contributo più modesto è dato da eventi più distanti (30-60 km). Nella Tabella 7-3 si riporta il riepilogo dei segnali selezionati dai database sopracitati (in funzione anche delle distanze epicentrali), adattati poi tramite opportuni fattori di scala, al fine di ottenere la spettrocompatibilità entro ambiti di tolleranza pari a -10% e +30% rispetto allo spettro target di progetto nei periodi generali 0.15-2.0 s:

Tabella 7-3 – Accelerogrammi selezionati per spettrocompatibilità e relative caratteristiche

Event	Earthquake	Date	MW	Epic. Distance [Km]	Subsoil class (EC8)	SF	Drms	I _a [cm/s]	SD [s]	Fault Mechanism
000055xa	Friuli	06/05/1976	6.5	23	A	0.59446	0.017238	28.21913	4.35	thrust
000149xa	Friuli (aftershock)	15/09/1976	6	12	A	1.553769	0.02881	48.94151	6.83	thrust
000198xa	Montenegro	15/04/1979	6.9	21	A	1.172135	0.048823	86.79203	12.22	thrust
004675xa	South Iceland	17/06/2000	6.5	13	A	1.610189	0.022716	41.99584	4.48	strike slip
007142ya	Bingol	01/05/2003	6.3	14	A	0.71277	0.013787	41.94127	6.79	strike slip
IN0386ya	Christchurch	13/06/2011	6	5.1	A*	0.374968	0.026589	70.49691	9.16	reverse
MIMO-HGN	CENTRAL ITALY	30/10/2016	6.5	19.2	A*	1.123653	0.020185	70.26622	12.8	normal
Mean:			6.39	15.33		1.020	0.025	55.522	8.09	

Quale criterio di scelta, fra tutte le combinazioni (settuple), si è ritenuto di utilizzare segnali registrati su suolo *A*, di magnitudo media comparabile con la M_{wmax} attesa per il sito, considerando l'adeguatezza dei meccanismi focali al contesto sismogenetico che minimizzi il fattore di scala e il valore *Drms*.

Nella scelta si è altresì cercato di accostare singoli segnali per ciascun evento sismico, con accelerogrammi che presentano una variabilità di parametri come durata (aspetto fortemente dipendente dalla distanza nonché da fattori geologici e sismogenetici) e di frequenza fondamentale. In tal senso l'Intensità di Arias I_a (cm/s), oltre agli altri parametri, è stata utilizzata come indicatore per valutare il contenuto energetico rappresentativo di ciascun segnale.

Le singole distanze e quella media epicentrale pari a 15.33 km, derivabile dalla settupla prescelta, si ritengono adeguate e compatibili sia con i contributi di pericolosità derivabili da disaggregazione che rispetto agli eventi maggiormente significativi per la storia sismica locale.

Gli accelerogrammi (vedi figure 7-15) sono stati opportunamente scalati ($SF = Scale Factor$) al fine di garantire la migliore spettro-compatibilità nei possibili periodi di interesse progettuale ed essere utilizzati come input per le analisi 1D, ottenendo il minor fattore di scala medio possibile, pari a $FS = 1.020$ (vedi figure 7-14).

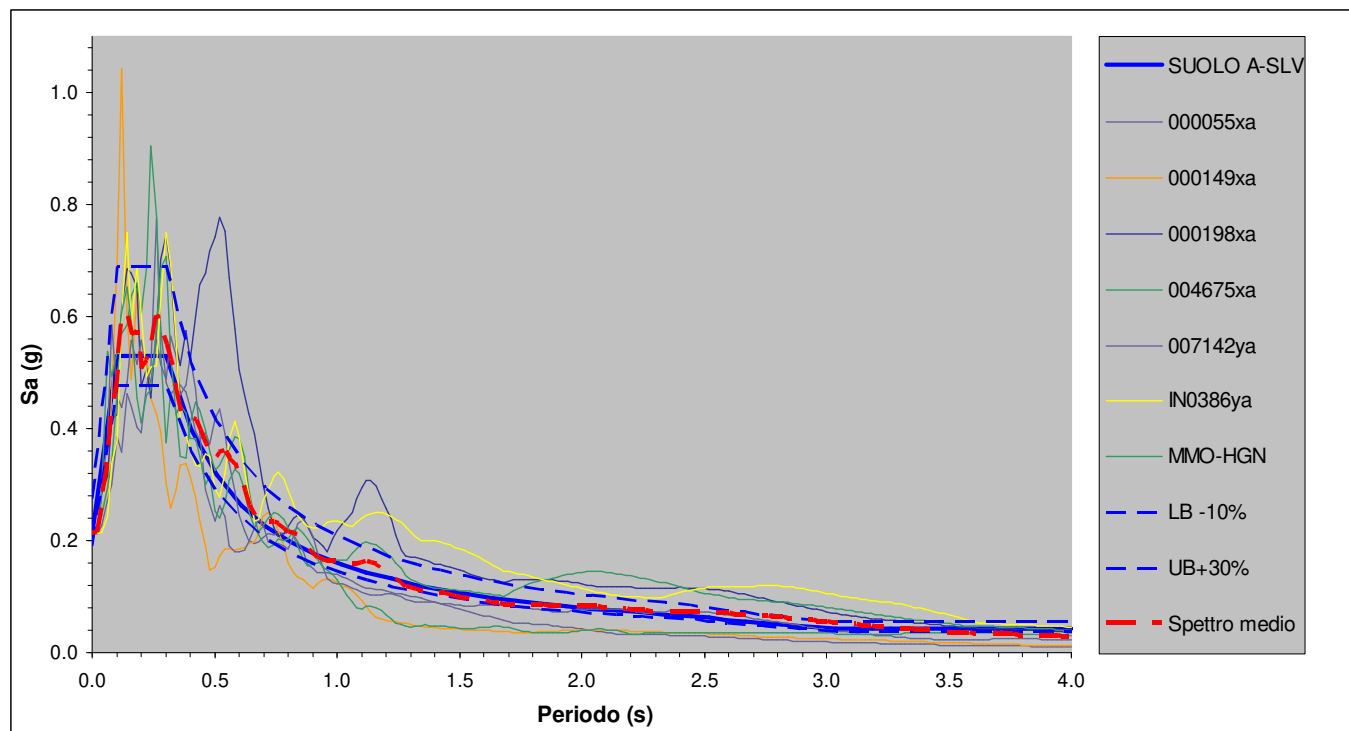
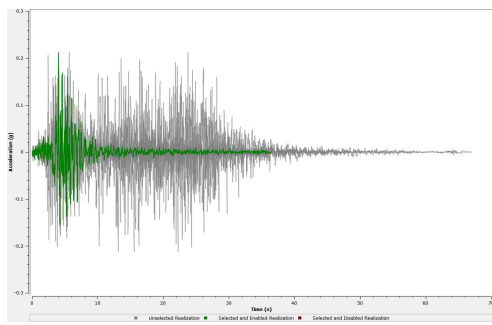
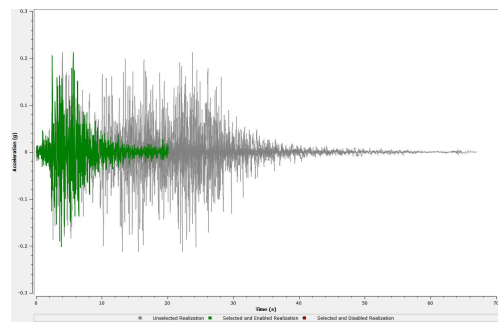


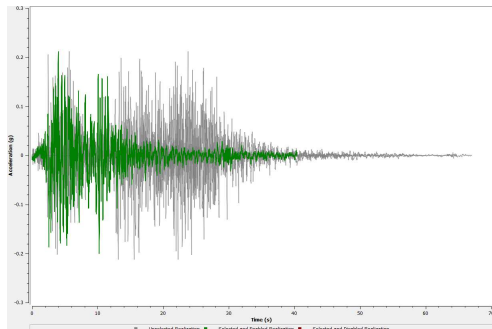
Figura 7-14. Spettro target con ambiti di tolleranza e sovrapposizione spettri accelerogrammi singoli e spettro medio.



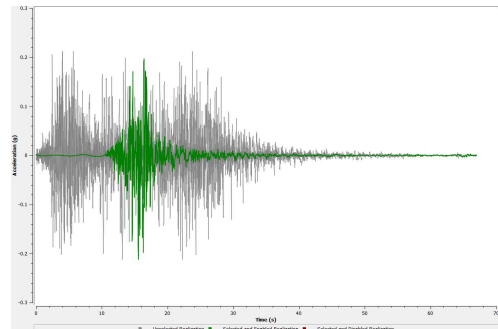
000055xa



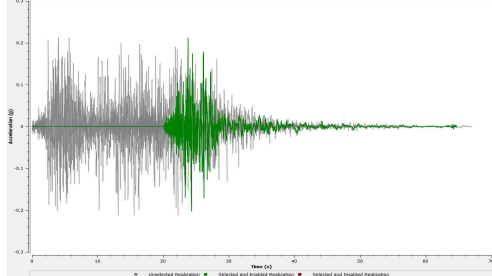
000149xa



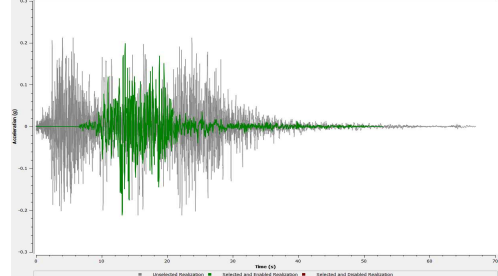
000198xa



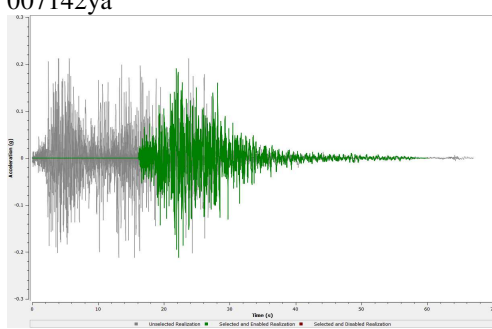
004675xa



007142ya



IN0386ya



MMO-HGN

Figura 7-15. Accelerogrammi di input scalati linearmente all'accelerazione di ancoraggio

7.3.2 Accelerogrammi da metodo deterministico DSHA - Terremoto di scenario

L'uso del *DSHA* (*Deterministic Seismic Hazard Analysis*) implica lo sviluppo di un particolare "scenario sismico" sul quale è basata la determinazione dell'ampiezza del moto al suolo. Il processo decisionali si può articolare secondo 4 fasi fondamentali (figura 7-16):

1. identificazione e caratterizzazione di tutte le sorgenti sismiche capaci di produrre un significativo movimento al suolo nell'area o nel sito di interesse. La caratterizzazione prevede la definizione della geometria di ciascuna sorgente e la massima magnitudo del terremoto potenziale nel periodo di riferimento considerato. Quest'evento viene definito convenzionalmente come il *massimo terremoto credibile (MCE)*, spesso cautelativamente assunto corrispondente al massimo terremoto storico.
2. determinazione dei parametri geometrici di localizzazione rispetto ciascuna zona sismo genetica (es. distanza sorgente-sito). In genere è ragionevole utilizzare i parametri legati alla minima distanza tra la zona sorgente e il sito considerato, espressa come epicentrale, ipocentrale o dal piano di faglia, in relazione alle conoscenze sismotettoniche ed al tipo di legge di attenuazione che si intende utilizzare nelle fasi successive.
3. calcolo del moto sismico di riferimento per ciascuna zona sismogenetica. Tipicamente, si assume la massima accelerazione attesa su affioramento rigido, $a_{\max,r}$, oppure una generica ordinata dello spettro di risposta, $S_{a,r}(T)$; meno frequentemente si considera il picco di velocità, v_{\max} , o lo spettro di risposta in termini di pseudovelocità, $S_v(T)$. Il parametro sismico assunto viene espresso in funzione della massima magnitudo attesa, e della distanza zona sismogenetica-sito, attraverso la legge di attenuazione più appropriata.
4. la pericolosità sismica viene formalmente definita come moto al sito espresso in termini di valore massimo del parametro sismico di riferimento, tra quelli prodotti dagli eventi ipotizzati, generabili dalle diverse zone sismo genetiche, scalati in funzione delle corrispondenti distanze mediante specifiche leggi di attenuazione.

In questo caso l'aspetto consociativo delle strutture sismogenetiche attive e capaci di generare forti terremoti è stato illustrato al precedente Paragrafo 7.2, ove si sono individuate le sorgenti sia individuali che composite, con meccanismi focali prevalentemente inversi dovuti a fenomeni compressivi legati all'evoluzione/accrezione della catena appenninica verso NE e che hanno generato i terremoti storici dell'area. In particolare, le sorgenti individuali riguardano segmenti della struttura composita principale attivatisi in fasi storiche diverse, talora anche a breve distanza temporale quale l'evento del 1916, caratterizzato dall'attivazione di due settori adiacenti nel maggio ed agosto dello stesso anno.

Associata a tali sorgenti attive vi è anche una dettagliata documentazione storico-scientifica a cui si è fatto riferimento per la selezione degli eventi di scenario.

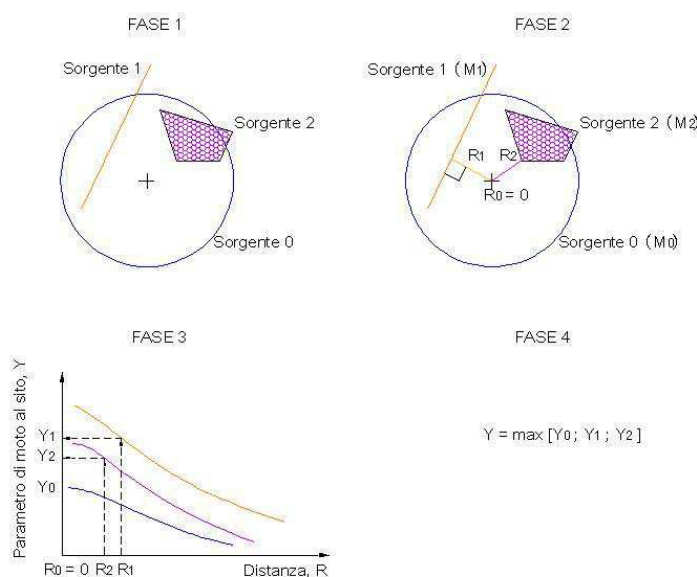


Figura 7-16 - Schematizzazione dell'approccio deterministico per la valutazione della pericolosità sismica (adattata da PIANC, 2001)

Per le caratteristiche di intensità, distanze epicentrali, completezza di informazioni storico-scientifiche ed effetti risentiti sul territorio, nell'ambito delle due sorgenti sismogenetiche composite principali si sono selezionati gli eventi del 25 dicembre 1786 “*Terremoto Riminese*” e l'evento del 17 maggio 1916 “*Alto Adriatico*”, relativi alle faglie individuali ITIS035 e ITIS034, i cui parametri geometrici e cinematici rappresentativi sono riportati in Tabella 7-2. In particolare nella ricostruzione degli scenari di riferimento non si è considerato il terremoto del 1875 per via della maggiore indeterminatezza dovuta all'incongruenza fra i dati *CPTI-DBMI15* (in cui si individua l'epicentro in mare) e dati DISS3 che ne individua la sorgente sismogenetica responsabile in terraferma (ITIS039 – Val Marecchia), lasciando aperte ancora delle incertezze. Inoltre viene scartato anche il secondo evento del 16/08/1916 in quanto sostanzialmente comparabile all'evento del 17/05/1916 ma localizzato a maggiori distanze epicentrali rispetto al sito in studio.

Definita la posizione del campo prova a cui riferire i parametri di posizione relativa rispetto ai piani di faglia, si sono individuati i parametri di pericolosità sismica quali *PGA* (al suolo rigido) e lo spettro elastico in pseudoaccelerazione (damping al 5%) anch'esso riferito a suolo rigido, ottenuti tramite le relazioni di attenuazione NGA-West2 (2014, agg. 2015). In particolare la determinazione dello spettro elastico di riferimento in PSa (con damping 5%) prevede l'utilizzo delle relazioni di attenuazione con modello NGA (Next Generation Attenuation), ovvero l'utilizzo pesato di 5 modelli *GMPE* (Abrahamson-Silva-Kamai 2014; Boore-Stewart-Seyhan-Atkinson 2014; Campbell and Bozorgnia 2014; Chiou and Youngs 2014; Idriss 2014), ciascuno caratterizzato da specifici fattori di calibrazione e range di applicazione, individuando sia lo spettro mediano che i range di variazione in base alla deviazione standard (utilizzo di $\varepsilon = 1$ dev. st.).

L'utilizzo di tali relazioni implica la conoscenza dei seguenti parametri di caratterizzazione della faglia e della relativa superficie di rottura rispetto alle coordinate di sito come illustrato in Tabella 7-4. In figura 7-19 viene illustrata la posizione geografica relativa del campo prova rispetto agli epicentri storici e relative sorgenti sismo genetiche. In figura 7-16 e 7-17 si riportano invece gli schemi geometrici utilizzabili per definire i relativi parametri spaziali, con particolare riferimento alle faglie rovesce e/o trascorrenti.

Tabella 7-4 - Parametri geometrici e di caratterizzazione necessari all'applicazione delle relazioni NGA-West2

	A&S	B&A	C&B	C&Y	Idriss	Explanations
Magnitude	✓	✓	✓	✓	✓	Magnitudo momento del terremoto di riferimento
Fault Type	✓	✓	✓	✓	✓	Meccanismo focale. (1) Trascorrente; (2) Normale o normale obliquo; (3) Rovescio o rovescio obliquo
Dip (deg)	✓		✓	✓		Pendenza della superficie di rottura
Width (km)	✓		✓	✓		Larghezza del piano di rottura
Z_{TOR} (km)	✓		✓	✓		Profondità sommità del piano di rottura
R_{JB} (km)	✓	✓	✓	✓		Distanza Joyner-Boore dal piano di rottura
R_{Rup} (km)	✓		✓	✓	✓	Distanza minore dal piano di rottura
R_X (km)	✓			✓		Distanza orizzontale misurata perpendicolarmente alla proiezione superficiale della sommità
V_{S30} (m/s)	✓	✓	✓	✓	✓	Velocità V_s equivalente dei 30 m superiori
V_{S30} estimated	✓			✓		Specifica se V_{S30} è stimata o misurata
$Z_{1.0}$ (km)	✓			✓		Profondità dell'orizzonte con $V_s=1.0$ km/s
$Z_{2.5}$ (km)			✓			Profondità dell'orizzonte con $V_s=2.5$ km/s
Epsilon	✓	✓	✓	✓	✓	Numero di deviazioni standard rispetto allo spettro mediano
T_{eps}	✓	✓	✓	✓	✓	The period upon which conditional mean spectrum is conditioned

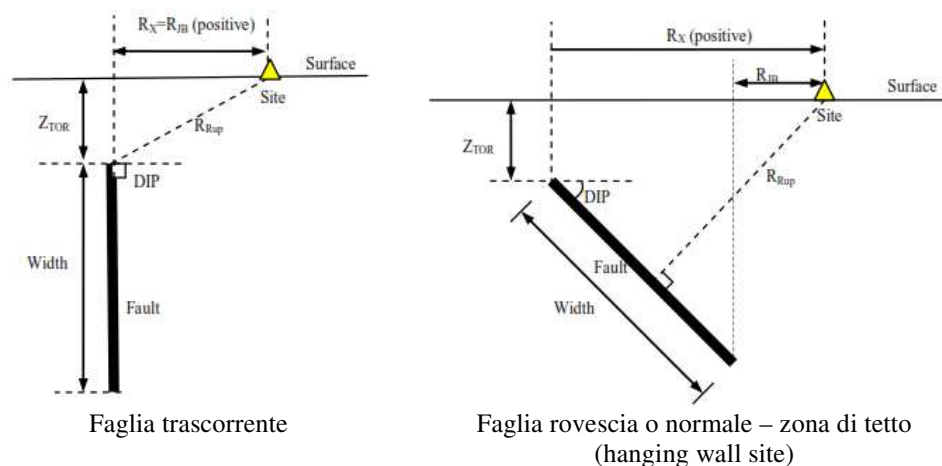
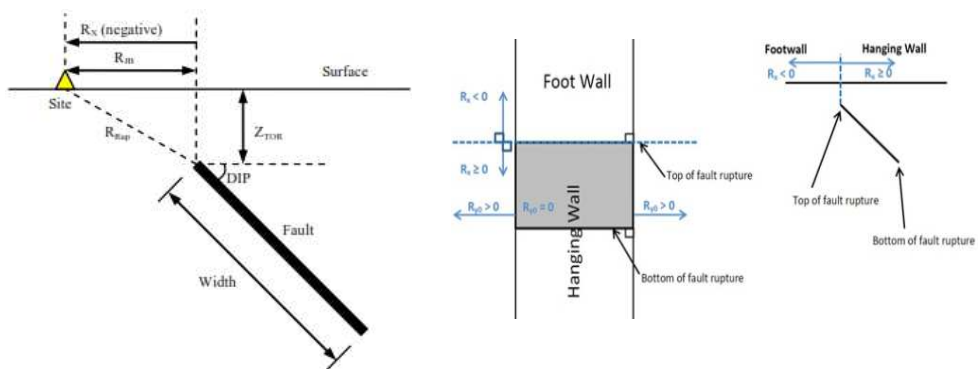


Figura 7-16 –Parametri geometrici necessari all'applicazione delle relazioni NGA-West2



Faglia rovescia o normale – zona di letto (foot wall site)

Riferimenti geometrici

Figura 7-17 –Parametri geometrici necessari all’applicazione delle relazioni NGA-West2

Parallelamente a tale metodologia è stato valutato l’utilizzo anche della relazione di Bindi et al. 2011, effettuando delle simulazioni comparate e rilevando un discostamento modesto fra i risultati ottenuti in termini spettrali e di accelerazione vedi (esempio in figura 7-20). A seguito di tale raffronto si è comunque optato per l’utilizzo del modello NGA-West2 in virtù della maggior ampiezza di periodo spettrale, del fatto che trattasi specificamente di terremoti crostali superficiali con meccanismi focali di tipo inverso e che attinge in modo selettivo all’ampio PEER Grond Motion Database (*PGMD*), comprensivo anche di dataset italiani, con registrazioni di eventi anche molto recenti, ricco anche di condizioni *near field*.

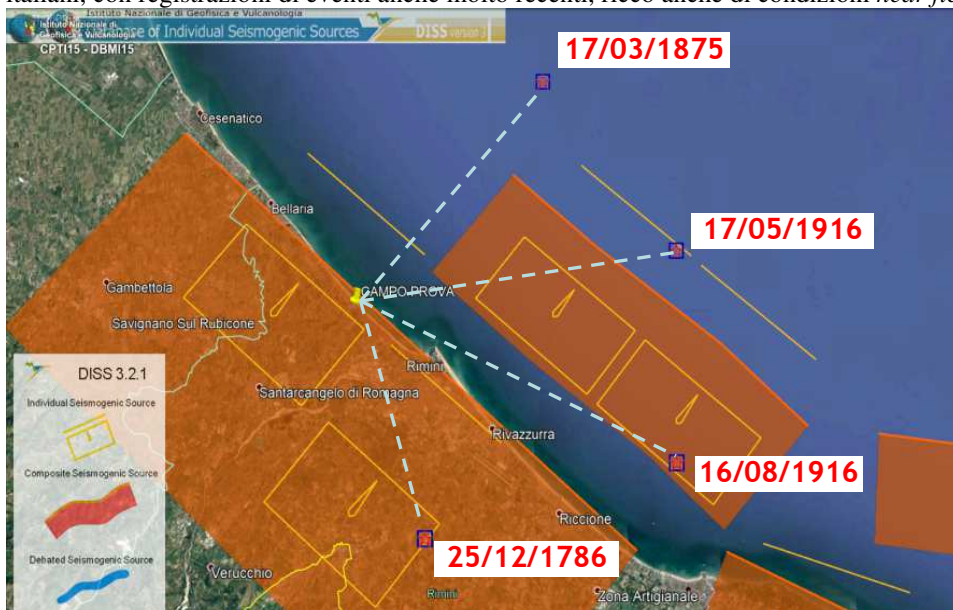


Figura 7-19– Distanze dagli epicentri dei terremoti storici più recenti e documentati per l’area in studio secondo CPTI - DBMI 2015 su base DISS3.0

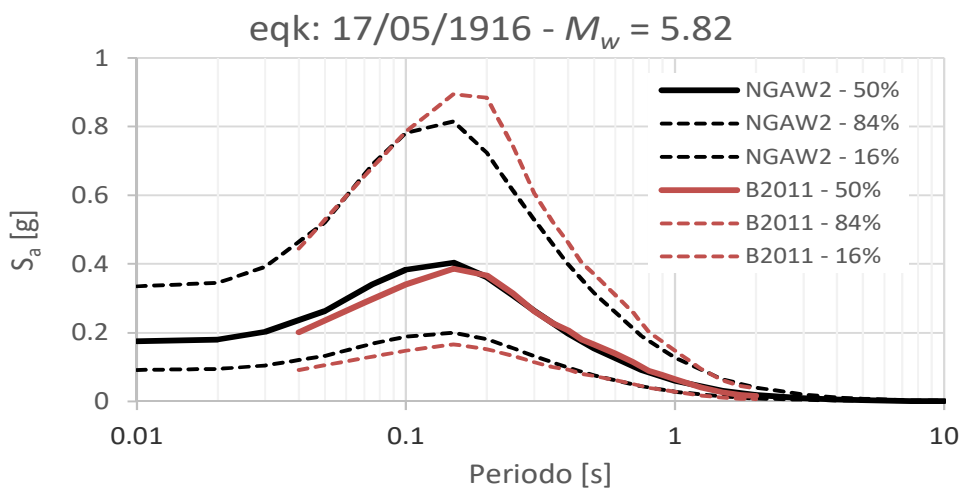
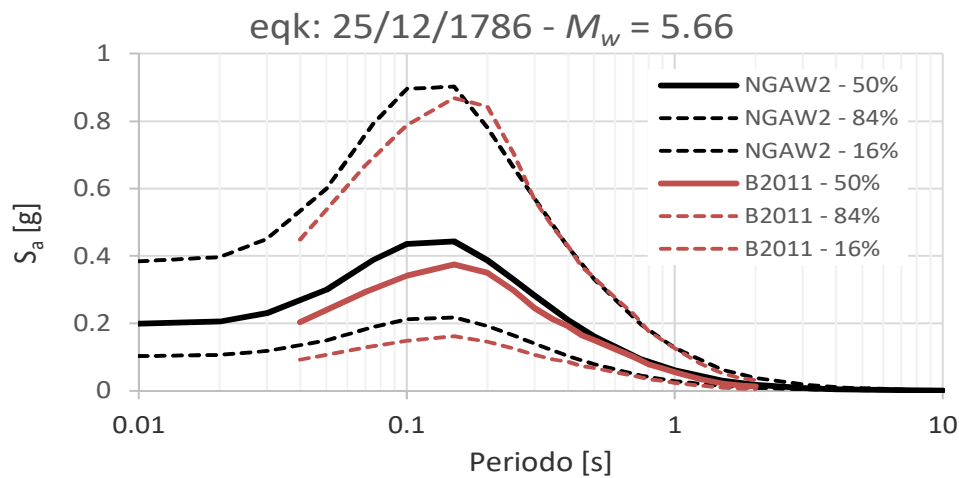


Figura 7-20 – Raffronto spettri elastici attesi simulati con modello NGA-West2 e Bindi et al. (2011) per i terremoti di scenario del dicembre 1786 (a) e maggio 1916 (b).

Una volta definito lo spettro elastico di riferimento, relativo al terremoto di scenario, sempre tramite il codice INSPECTOR si è operata la selezione degli accelerogrammi spettro compatibili secondo i principi di minimo fattore di scala, coerenza con le caratteristiche sismogenetiche dell'area, di magnitudo e distanza da tali fonti. In particolare, dovendo definire scenari di pericolosità sismica caratterizzati da specifiche condizioni sismogenetiche e geometriche (distanza, profondità, contesto geologico, ecc.) sito specifiche, risulta opportuno il controllo su parametri quali durata significativa ($D_{5,95}$) e

intensità di Arias (I_a). Questo può essere effettuato confrontando i valori di ciascuna registrazione o, comunque, rappresentativi per il set con quelli attesi per il terremoto di scenario. Tali parametri possono essere calcolati mediante leggi di attenuazione, ad es. la relazioni di Bommer-Stafford-Alarcón (2009) e/o Lee & Green (2012) per la durata significativa o le relazioni di Kayen & Mitchell (1997) per siti alluvionali e rigidi, Travararou (2003) e di Lee et al. (2012) per l'intensità di Arias. Applicando il controllo sui parametri del moto sismico è quindi possibile escludere registrazioni che presentano valori durata e/o intensità di Arias anomali rispetto al contesto sismotettonico in esame. Assunte quindi le seguenti coordinate geografiche ED50 del campo prova:

Latitudine: 44.0989 Longitudine: 12.5174

per gli scenari relativi agli eventi storici del 25/12/1786 e 17/05/1916, con riferimento ai dati della tabella n. 7-2, per la definizione degli spettri di riferimento tramite flat file che dei parametri di calibrazione utili alla selezione di accelerogrammi, in Tabella 7-5 si sono stimati i seguenti elementi di analisi rispetto alle sorgenti ITIS035 (evento 1786) e ITIS034 (evento 1916):

Tabella 7-5 – Parametri per legge di attenuazione.

Evento 25/12/1786 ITIS035	Evento 17/05/1916 ITIS034
R_{epi} [km] = 12.66	R_{epi} [km] = 19.61
R_{JB} [km] = 5.92	R_{JB} [km] = 7.32
R_x [km] = -5.19	R_x [km] = 9.60
R_{y0} [km] = 3.10	R_{y0} [km] = 5.33
R_{rup} [km] = 6.75	R_{rup} [km] = 9.15
Mw [ad] = 5.66	Mw [ad] = 5.82

Ottenendo quindi i risultati riportati in Tabella 7-6 in termini di PGA al suolo rigido e di spettro elastico in PSa e smorzamento al 5%.

Per valutare la coerenza del set di segnali accelerometrici con le caratteristiche e aspetti di intensità desumibili da formulazioni semplificate, si sono stimati alcuni parametri di riferimento attesi in funzione di magnitudo e distanza - profondità ipocentrale.

Per ciascun terremoto storico è stato innanzitutto stimato il periodo medio T_m che, in via preliminare, risulta definibile secondo la relazione predittiva di Rathje et al. (1998) e :

$$T_m = 0.411 + 0.0837(M_w - 6) + 0.0021\sqrt{d^2 + h^2} \quad (7-2)$$

Tale relazione è stata in seguito rivisitata ed aggiornata sempre da Rathje et al. (2004). In ultimo Tropeano et al. (2017) propongono una specifica calibrazione del modello (vedi figura 7-21) sviluppata specificamente sul territorio e terremoti italiani definibile con la relazione:

$$T_m = t_1 + t_2(M_w - 6) + t_3 R_{JB} + \sigma_T \varepsilon_T \quad (7-3)$$

Tabella 7-6 – Spettri di riferimento per gli eventi di scenario

Evento 25/12/1786						Evento 17/05/1916					
Spettro Target (5% - Damping) - NGAW2-GMPE						Spettro Target (5% - Damping) - NGAW2-GMPE					
GMP	T (s)	PSa Median for 5% damping	PSa Median + .σ for 5% damp.	PSa Median - .σ for 5% damp.	S _d Median for 5% damping	GMP	T (s)	PSa Median for 5% damping	PSa Median + .σ for 5% damp.	PSa Median - .σ for 5% damp.	S _d Median for 5% damping
PSa (g), S _d (cm)	0.01	0.19891	0.38370	0.10311	0.00049	PSa (g), S _d (cm)	0.01	0.17574	0.33551	0.09205	0.00044
	0.02	0.20503	0.39628	0.10608	0.00204		0.02	0.18074	0.34571	0.09449	0.00179
	0.03	0.23044	0.45042	0.11790	0.00515		0.03	0.20264	0.32186	0.10479	0.00453
	0.05	0.29952	0.59944	0.14966	0.01859		0.05	0.26355	0.52177	0.13312	0.01636
	0.075	0.38752	0.79184	0.18965	0.05411		0.075	0.34101	0.68946	0.16867	0.04762
	0.1	0.43576	0.89630	0.21186	0.10817		0.1	0.38395	0.78146	0.18864	0.09531
	0.15	0.44294	0.90279	0.21732	0.24740		0.15	0.40410	0.81522	0.20031	0.22570
	0.2	0.38685	0.78067	0.19170	0.38412		0.2	0.36251	0.72431	0.18143	0.35995
	0.25	0.33003	0.66318	0.16424	0.51203		0.25	0.30861	0.61425	0.15505	0.47880
	0.3	0.28257	0.57041	0.13998	0.63130		0.3	0.26413	0.52846	0.13201	0.59010
	0.4	0.20931	0.42542	0.10298	0.83133		0.4	0.19828	0.39978	0.09835	0.78754
	0.5	0.16133	0.33159	0.07849	1.00118		0.5	0.15458	0.31536	0.07577	0.95934
	0.75	0.09349	0.19602	0.04459	1.30538		0.75	0.09161	0.19094	0.04395	1.27917
	1	0.06052	0.12759	0.02870	1.50224		1	0.06045	0.12684	0.02881	1.50054
	1.5	0.02990	0.06298	0.01420	1.67014		1.5	0.03094	0.06497	0.01474	1.72818
	2	0.01813	0.03815	0.00861	1.80010		2	0.01925	0.04042	0.00917	1.91174
	3	0.00886	0.01867	0.00421	1.97996		3	0.00971	0.02039	0.00462	2.16848
	4	0.00512	0.01068	0.00245	2.03355		4	0.00573	0.01193	0.00275	2.27592
5	0.00340	0.00709	0.00163	2.10772	5	0.00386	0.00804	0.00185	2.39606		
7.5	0.00140	0.00290	0.00067	1.95043	7.5	0.00165	0.00342	0.00080	2.30525		
10	0.00078	0.00161	0.00038	1.94517	10	0.00093	0.00191	0.00045	2.30538		
PGA (g)	0	0.19814	0.38195	0.10278	0.00049	PGA (g)	0	0.17506	0.33398	0.09176	0.00043
PGV (cm/s)	-1	6.90741	12.07938	3.94990	0.01715	PGV (cm/s)	-1	6.64759	11.54591	3.82737	0.01650

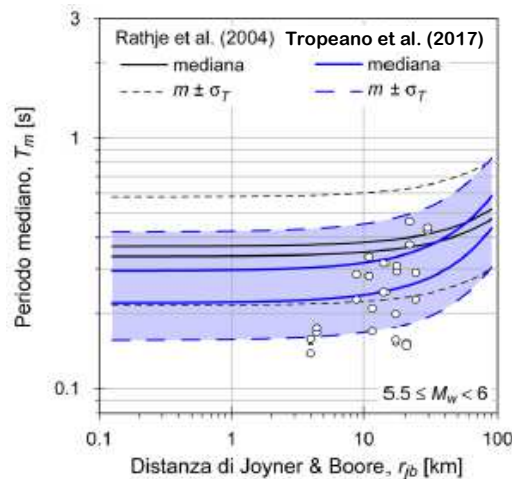


Figura 7-21 – Confronto tra i valori di T_m calibrati da Tropeano et al. (2017) su terremoti italiani e quelli ottenuti con la legge di attenuazione di Rathje et al. (2004) in funzione della distanza per magnitudo compresa tra 5.5. e 6.0.

dove $t_1=-0.532$, $t_2=0.256$, $t_3=0.0033$, R_{JB} è la distanza Joyner-Boore (distanza dal punto più vicino della proiezione in superficie della faglia), σ_T è la deviazione standard pari a 0.155 e ε_T l'errore residuo normalizzato distribuito con una legge normale standard.

Tale parametro consente una stima del contenuto in frequenza atteso dai segnali in funzione di un modello di attenuazione dipendente da magnitudo, distanza e profondità ipocentrali.

Per gli eventi di scenario, date le magnitudo e distanze di specifico interesse, si è utilizzato il metodo di Tropeano et al. (2017) si sono ottenuti i seguenti valori medi di riferimento:

$$T_{m\ 1786} = 0.251\text{ s}$$

$$T_{m\ 1916} = 0.279\text{ s}$$

Tale valore viene analiticamente definito in funzione delle ampiezze della funzione di Fourier (C_i) e delle frequenze discrete della trasformata di Fourier (f_i) entro uno specifico range compreso tra 0.25-20 Hz (Rathje et al.,1998):

$$T_m = \frac{\sum_i C_i^2 - \left(\frac{1}{f_i}\right)}{\sum_i C_i^2} \quad (7-4)$$

per cui è stato poi calcolato per ciascun accelerogramma e confrontato con i valori attesi dal modello di attenuazione predittivo.

L'altro parametro temporale preso in considerazione per valutare la coerenza dei segnali utilizzati è la durata significativa attesa, $D_{5.95}$, stimata attraverso la recente relazione di Lee & Green (2014) per WNA, illustrata nella figura 7-22 e relazione sottostanti:

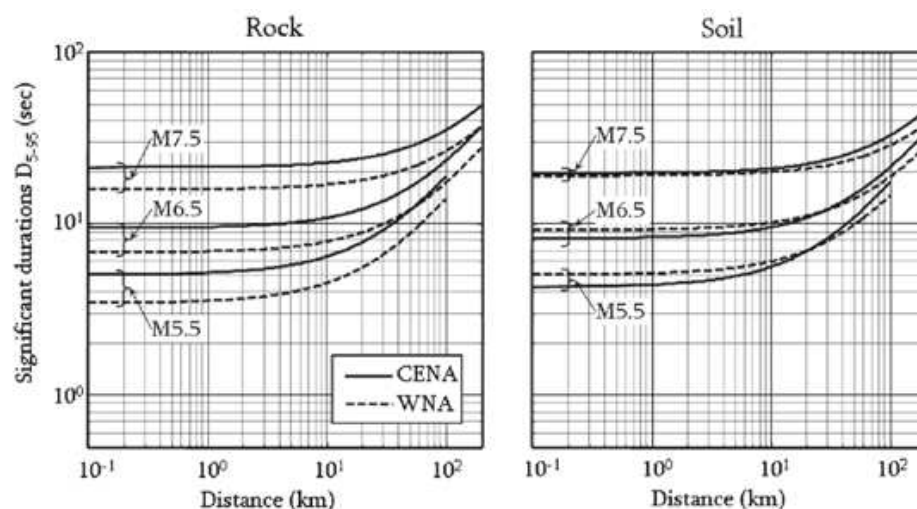


Figura 7-22 –Diagramma per la stima della durata significativa D_{5-95} (Lee & Green, 2014)

$$D_{5-95} = C1 + C2 \exp(M - 6) + C3R + [S1 + S2(m - 6) + S3R]Ss \quad (7-5)$$

Ove $C1 - C3$ e $S1 - S3$ sono coefficienti sperimentali di regressione, M è la magnitudo momento, R è la minima distanza dalla proiezione della superficie di rotture (R_{JB}) (km) e Ss è un coefficiente di sito per cui $Ss=0$ per siti in roccia e $Ss=1$ per siti con coperture. Il grafico permette di ricavare il valore di D_{5-95} (5-95% Ia) in funzione della distanza e magnitudo; inoltre è possibile notare come il parametro di durata sia fortemente condizionato dalla magnitudo e, fissata quest'ultima, solo per distanze maggiori di 10 km la durata tenda ad aumentare sensibilmente, ottenendo i seguenti valori di scenario:

$$D_{5-95} \text{ 1786} = 4.53 \text{ s}$$

$$D_{5-95} \text{ 1916} = 5.19 \text{ s}$$

Si è, inoltre, valutata l'energia sismica associabile all'evento storico in termini di intensità di Arias, attraverso le due diverse relazioni empiriche di di Kayen & Mitchell (1997) per siti alluvionali (7-6) e rigidi (7-7), quella di Travararou (2003) (7-8) e di Lee et al. (2012) (7-9), riportate di seguito:

$$\log(Ia) = Mw - 3.8 - 2 \log \sqrt{d^2 + h^2} + 0.61P \quad \text{per terreni alluvionali} \quad (7-6)$$

$$\log(Ia) = Mw - 4.0 - 2 \log \sqrt{d^2 + h^2} + 0.63P \quad \text{per terreni rigidi} \quad (7-7)$$

$$\ln(Ia) = c1 + c2(Mw - 6) + c3 \ln\left(\frac{Mw}{6}\right) + c4 \ln(\sqrt{d^2 + h^2}) + [s_{11} + s_{12}(Mw - 6)]S_c + [s_{21} + s_{22}(Mw - 6)]S_d + f_1 F_n + f_2 F_r \quad (7-8)$$

$$\ln(Ia) = c1 + c2(Mw - 6) + c3 \ln\left(\frac{Mw}{6}\right) + c4 \ln(\sqrt{d^2 + h^2}) + c5 \ln\left(\frac{Vs30}{760}\right) + c6 F_n + c7 F_r \quad (7-9)$$

in cui P è la probabilità di eccedenza rispetto la media (con $P = \pm 1$ per $\pm 1\sigma$), $c1-c7$, $s11-s22$, $f1-f2$ ed F_n-F_r sono coefficienti sperimentali, assumendo $S_c-S_d=0$ e $Vs30 = 800$ m/s rispettivamente per suoli rigidi e di tipo A, ottenendo per ciascun scenario:

$Ia_{1786(7-7)} = 0.14$ (suoli rigidi)
 $Ia_{1786(7-6)} = 0.30$ (suoli alluvionali)
 $Ia_{1786(7-8)} = 0.174$
 $Ia_{1786(7-9)} = 0.09$

$Ia_{1916(7-7)} = 0.19$ (suoli rigidi)
 $Ia_{1916(7-6)} = 0.37$ (suoli alluvionali)
 $Ia_{1916(7-8)} = 0.19$
 $Ia_{1916(7-9)} = 0.10$

In base ai parametri ottenuti, tramite il codice INSPECTOR, si è perfezionata la ricerca degli accelerogrammi spettrocompatibili attingendo i segnali dalla banca dati ITACA, ESD e PEER, ottenendo i set di accelerogrammi in Tabella 7-7 e 7-8, spettrocompatibili agli spettri di riferimento per gli eventi del 25/12/1786 e 17/05/1916 (vedi Figure 7-23 e 7-24).

Tabella 7-7 - Evento 25/12/1786 – sorgente ITIS035

Event	Earthquake	Date	MW	Epic. Distance [Km]	Subsoil class/Vs30 (EC8)	SF	Drms	Ia [cm/s]	SD [s]	Fault Mechanism
000149xa	Friuli (aftershock)	15/09/1976	6	12	A/847	1.45	0.03	42.75	6.83	thrust
003802ya	SE of Tirana	09/01/1988	5.9	7	A/	0.48	0.02	5.50	2.72	thrust
007142ya	Bingol	01/05/2003	6.3	14	A/806	0.67	0.03	36.64	6.79	strike slip
RSN537_0°	N. Palm Springs	08/07/1986	6.06	38	B/680	1.37	0.02	18.03	7.38	reverse/oblique
RSN23_10°	San Francisco	22/03/1957	5.28	9.74	A/875	2.31	0.02	12.40	5.02	reverse
RSN1645_90°	Sierra Madre	28/6/1991	5.61	2.6	B/680	0.99	0.03	32.48	3.40	reverse
RSN680_360°	Whittier Narrows-01	01/10/1987	5.99	6.78	A/969	2.09	0.03	21.45	6.24	reverse/oblique
Mean:			5.88	12.87		1.34	0.03	24.18	5.48	

Tabella 7-8 - Evento 17/05/1916 – sorgente ITIS034

Event	Earthquake	Date	MW	Epic. Distance [Km]	Subsoil class/Vs30 (EC8)	SF	Drms	Ia [cm/s]	SD [s]	Fault Mechanism
000055xa	Friuli	06/05/1976	6.5	23	A/1021	0.49	0.03	19.24	4.35	thrust
003802xa	SE of Tirana	09/01/1988	5.9	7	A/	1.54	0.03	22.66	6.13	thrust
007142xa	Bingol	01/05/2003	6.3	14	A/806	0.34	0.03	23.04	4.56	strike slip
RSN45_90°	Lytle Creek	12/09/1970	5.33	18	B/667	1.02	0.03	8.95	2.21	reverse/oblique
RSN537_0°	N. Palm Springs	08/07/1986	6.06	38	B/680	1.21	0.02	14.07	7.38	reverse/oblique
RSN23_10°	San Francisco	22/03/1957	5.28	9.74	A/875	1.84	0.03	14.54	4.00	reverse
RSN1645_90°	Sierra Madre	28/6/28/1991	5.61	2.6	B/680	0.63	0.03	16.60	3.18	reverse
Mean:			5.85	16.05		1.01	0.03	17.01	4.54	

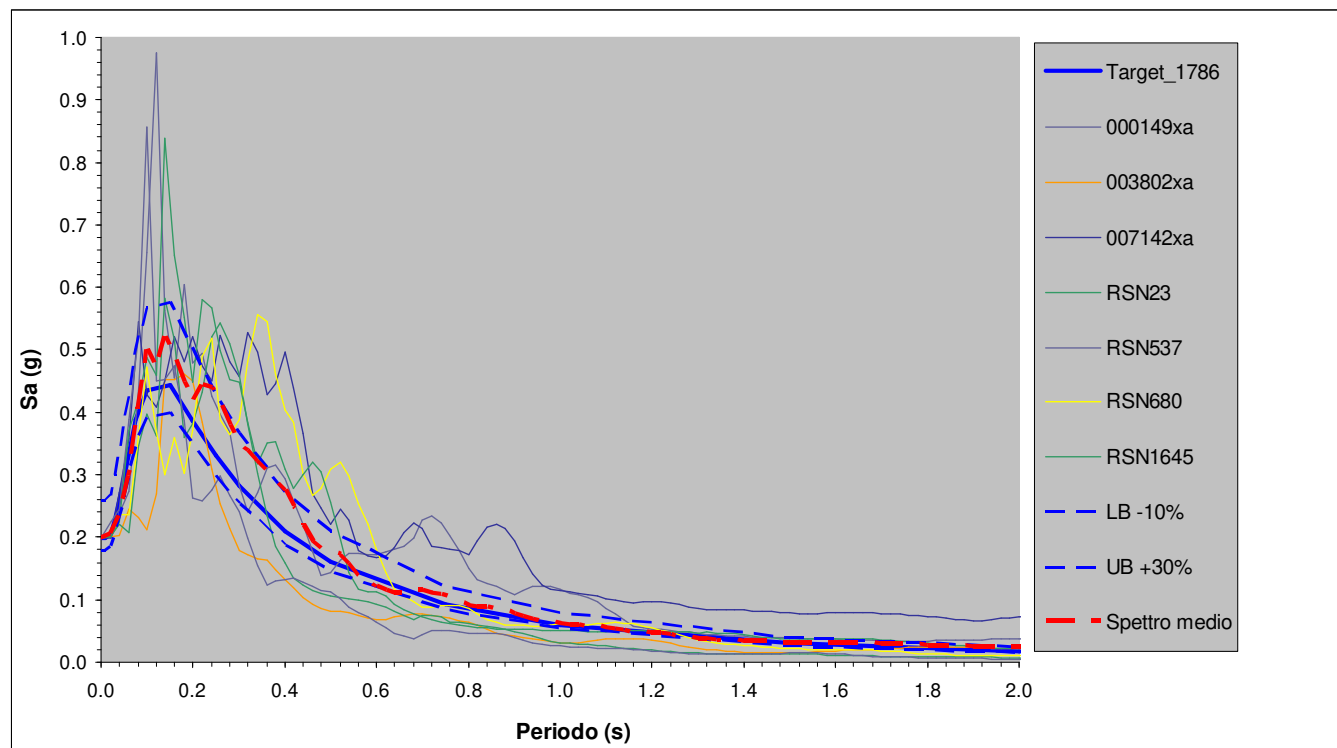


Figura 7-23. Spettro target evento 1786 con ambiti di tolleranza e sovrapposizione spettri accelerogrammi singoli e spettro medio.

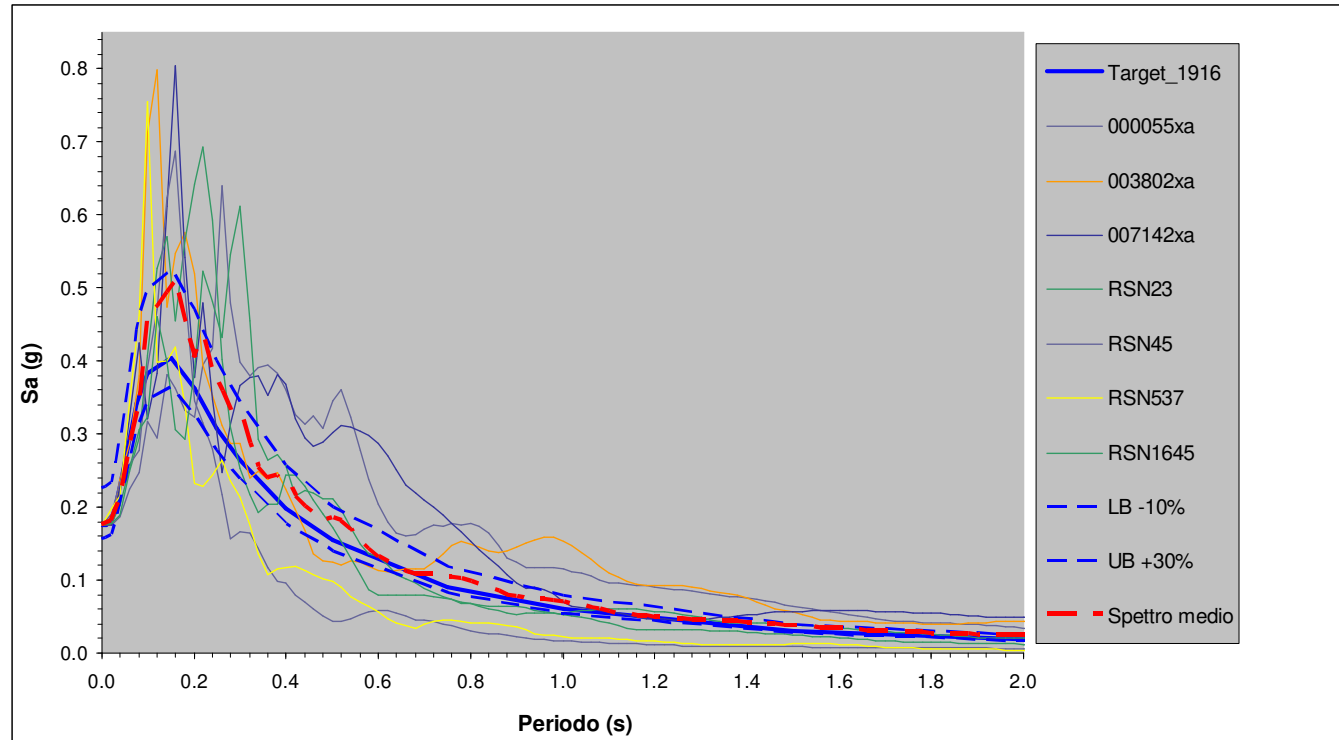


Figura 7-24. Spettro target evento 1916 con ambiti di tolleranza e sovrapposizione spettri accelerogrammi singoli e spettro medio.

Anche i valori di T_m risultanti dall'analisi dei segnali accelerometrici, considerati i valori di magnitudo e deviazione standard del modello, risultano pienamente compatibili con i valori medi stimati tramite Tropeano et al. (2017), evidenziando rispettivamente i seguenti valori medio-min-max:

$$Tm_{1786} = 0.25 - 0.15 - 0.38 \text{ s}$$

$$Tm_{1916} = 0.26 - 0.15 - 0.39 \text{ s}$$

Dalle tabelle sintetiche 7-7 e 7-8 è possibile evincere i parametri di caratterizzazione sia dei segnali di input singoli sia in termini di valori medi, i quali risultano pienamente compatibili con quelli di riferimento stimati tramite le leggi di attenuazione degli autori e con i criteri generali di selezione.

Gli accelerogrammi sono stati corretti per la *linea di base* in modo tale che storia temporale degli spostamenti, ottenuta numericamente integrando due volte l'accelerogramma, non presenti uno spostamento finale diverso da zero. Tale operazione è stata effettuata con il codice SeismoSignal (Seismosoft, versione 5.1.2).

7.4 Analisi di Risposta Sismica Locale con metodo lineare equivalente

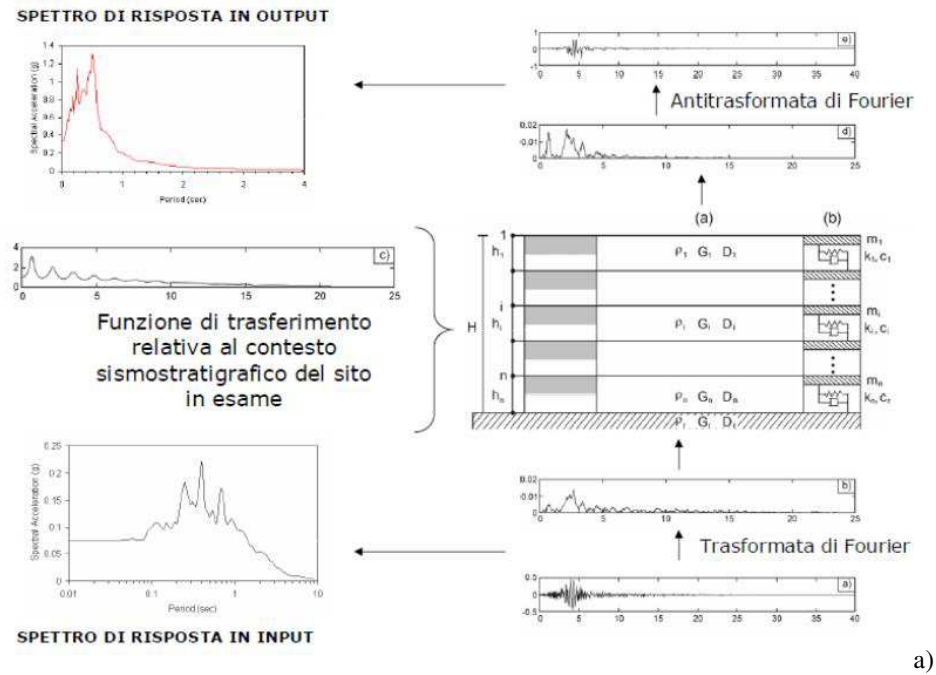
Sulla base del modello sismo stratigrafico, del comportamento dinamico dei terreni e dei set di accelerogrammi spettro compatibili di input, per definire la risposta di sito in termini deformativi e di ampiezza del moto, si sono condotte specifiche analisi di risposta sismica locale tramite un metodo lineare equivalente monodimensionale.

Data la geometria del problema, sostanzialmente schematizzabile secondo strati piani e paralleli, si assume che la risposta del terreno sia determinata principalmente dalla propagazione verticale di onde di taglio polarizzate lungo un piano orizzontale (onde SH). L'analisi è stata effettuata con il codice di calcolo STRATA ver. 3.99 (Kottke e Rathje, 2008) svolgendo analisi di tipo Lineare Equivalente tipo *Shake* (Schnabel et al., 1972 – Idriss e Sun, 1991). L'algoritmo di tipo iterativo prevede l'esecuzione di analisi lineari in cui sono aggiornati i parametri di rigidità e di smorzamento fino al soddisfacimento di un prefissato criterio di convergenza. I parametri di rigidità e smorzamento di ciascun sismostrato, infatti, sono funzione della deformazione di taglio attinta durante la sollecitazione sismica e vengono determinati a partire da curve di rigidità normalizzata, G/G_0 , rapporto di smorzamento, D , misurate tramite opportune prove cicliche di laboratorio su campioni indisturbati o ricostituiti. La procedura iterativa ha termine quando lo scarto percentuale tra i valori di G , D e γ_{eff} fra due analisi successive è ritenuto accettabile (Figura 7-25 b).

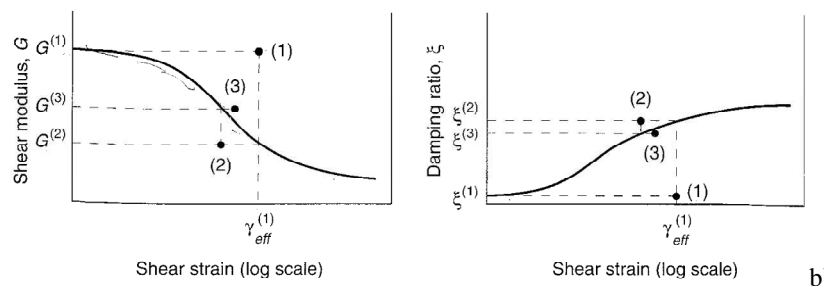
STRATA esegue analisi in tensioni totali, e la soluzione dell'equazione del moto è ottenuta nel dominio delle frequenze, sfruttando la trasformata ed antitrasformata di Fourier; l'analisi viene condotta simulando il comportamento tensione-deformazione del terreno, a strati continui con un modello Kelvin-Voigt (dissipatore viscoso collegato in parallelo ad una molla tramite l'equazione costitutiva ad esso associata) (Figura 7-25 a).

La risposta del sistema (discreto e a un solo grado di libertà), nei modelli lineari avviene attraverso la definizione della funzione di trasferimento. Questa è una funzione complessa nel dominio delle frequenze, $F(\omega)$, strettamente dipendente dalla geometria e caratteristiche

meccaniche del deposito la quale, moltiplicata per la trasformata di Fourier $F_B(\omega)$ dell'input sismico alla base del deposito $u_B(t)$ consente di calcolare la trasformata di Fourier $F_S(\omega)$ del moto sismico in superficie $u_S(T)$. L'ampiezza, o modulo, della funzione di trasferimento è pari al rapporto tra le ampiezze degli spettri di Fourier rispettivamente in superficie e alla base (funzione di amplificazione). La funzione di trasferimento consente di valutare quali sono le frequenze del moto sismico che vengono modificate, amplificate o smorzate, dal deposito.



a)



b)

Figura 7-25 – (a) Schema di analisi attraverso il dominio delle frequenze (figura rielaborata da D'Intinosante, 2012); (b) schema del processo di convergenza iterativo tramite le curve G/G_0 e $D\%$.

Questi modelli sono caratterizzati da un campo di applicazione limitato e forniscono risultati accettabili fin quando il terreno si trova in un campo di deformazioni elastico lineare (dominio isteretico stabile) ovvero sino a deformazioni pari o inferiori alla soglia di deformazione volumetrica γ_v (in genere non superiori a 10^{-3}). Per effettuare correttamente analisi che prevedono livelli deformativi superiori a γ_v , è opportuno utilizzare modelli non lineari con metodi di calcolo nel dominio del tempo e, all'occorrenza, in tensioni efficaci.

7.4.1 Parametri d'impostazione del modello

Il modello di riferimento è stato impostato assegnando al *bedrock* un peso dell'unità di volume pari a 23 kN/m^3 ed uno smorzamento pari a 0.5%, mentre i parametri utilizzati per la discretizzazione del modello e di calcolo sono:

Tolleranza di errore	2%
N. max di terazioni	10
Effective strain ratio	0.51
Frequenza massima	25 Hz
Frazione d'onda	0.10
Livello Falda	1.0 m

In particolare l'*effective strain ratio* è stato definito sulla base della relazione di Idriss e Sun (1992) risultando pari a $(M-1)/10$ dove M è la magnitudo del sisma. La frequenza massima, f_{max} , è stata fissata pari a 25 Hz, ritenuta sufficiente per la definizione della geometria del problema in analisi. Per garantire la propagazione della massima frequenza è necessario discretizzare gli strati di terreno in modo tale da garantire almeno sei punti per descrivere la lunghezza d'onda associata ad f_{max} in funzione della velocità delle onde di taglio dello strato secondo il criterio di Kuhlemeyer-Lysmer (1973).

Il modello di sottosuolo utilizzato, come esplicito al capitolo 5, sinteticamente risulta:

Profondità (m)	Spessore (m)	Tipo materiale	Vs (m/s)
0	1	Unità A	160
1	2	Unità A	200
3	1	Unità B	160
4	2.5	Unità B	170
6.5	4.5	Unità C	180
11	4	Unità C	165
15	5	Ghiaie Rollins	320
20	5	Ghiaie Rollins	320
25	5	EPRI 50-120	220
30	5	EPRI 50-120	230
35	5	EPRI 120-250	240
40	5	Ghiaie Rollins	400
45	15	EPRI 120-250	270
60	15	EPRI 120-250	290
75	10	EPRI 250-500	320
85	10	Ghiaie Rollins	600
95	15	EPRI 250-500	400
110	15	EPRI 250-500	500
125	15	EPRI 500-1000	800
140	15	EPRI 500-1000	600
155	15	EPRI 500-1000	700
170	Half-Space	Bedrock	900

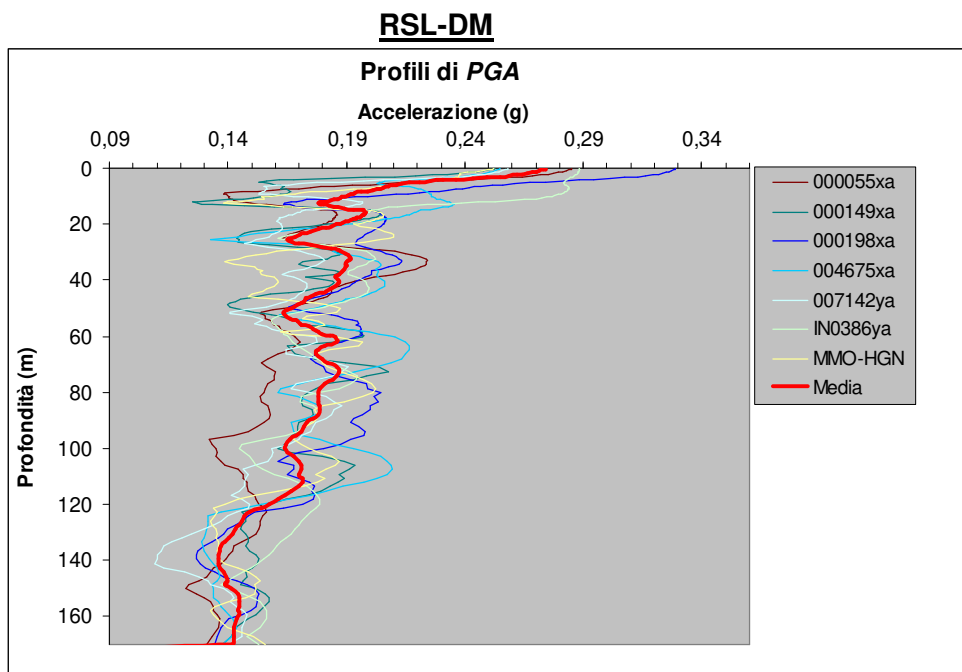
7.4.2 Risultati elaborazione modello lineare equivalente

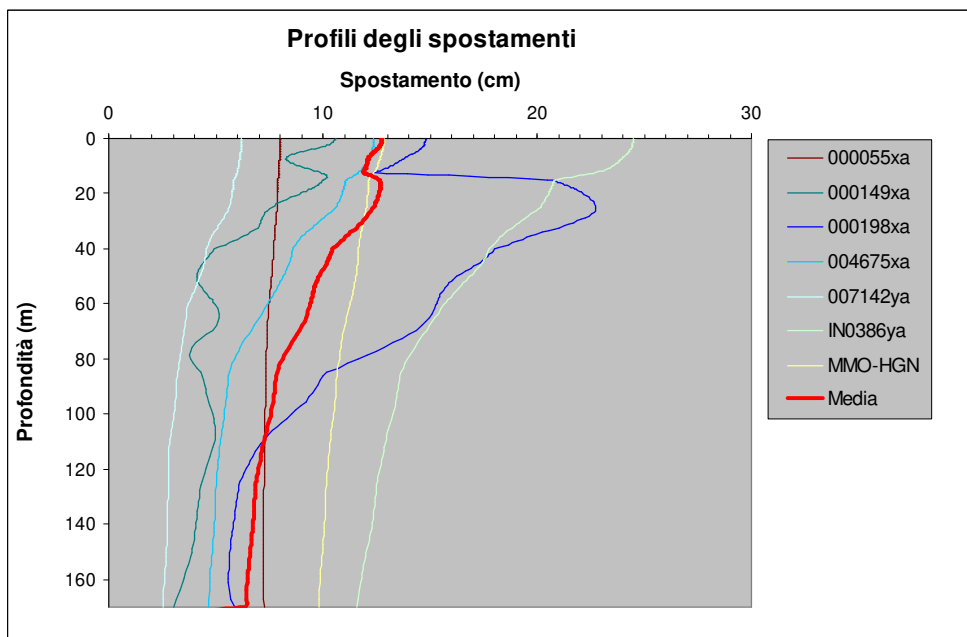
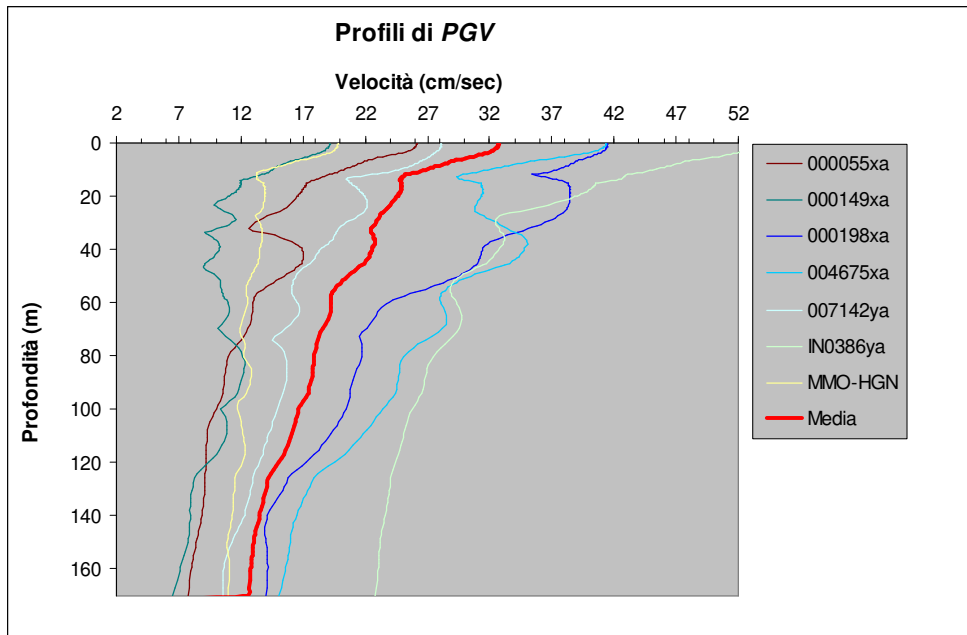
Di seguito si riportano i risultati delle elaborazioni condotte con codice di calcolo STRATA.

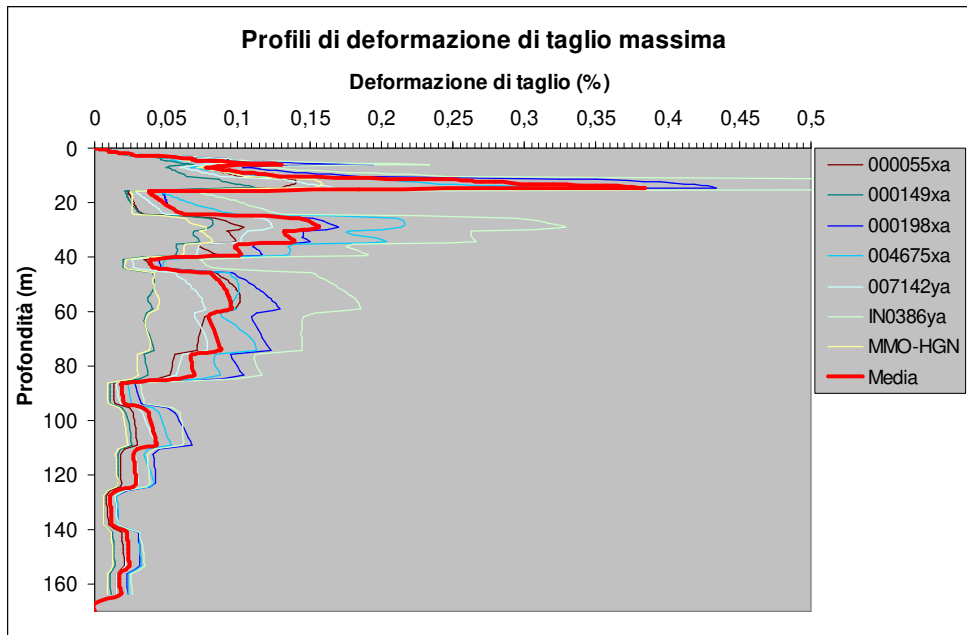
Poiché l'analisi di RSL dovrebbe essere finalizzata ad un ipotetico intervento per opere di Classe III, oltre alle condizioni di normativa (DM 17/01/2018) fra gli scenari sismici del 1786 e 1916, comparativamente, si è scelto il primo in quanto caratterizzato da una maggior severità in termini di ampiezza spettrale.

Dal modello di calcolo monodimensionale lineare equivalente *EQL* mediante STRATA si sono ottenuti gli accelerogrammi convoluti al piano campagna e, attraverso successive procedure di integrazione si sono calcolate le corrispondenti serie temporali in termini di velocità e spostamento.

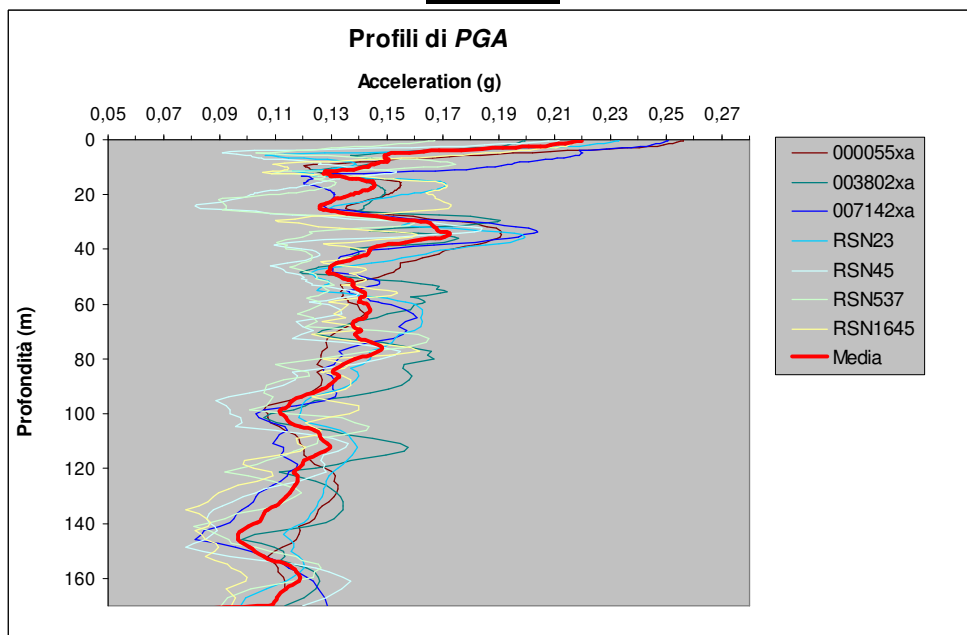
Tramite lo sviluppo dei valori massimi lungo la verticale si sono definiti i corrispondenti profili di accelerazione *PGA/profondità*, di velocità *PGV/profondità*, di *Spostamento/Profondità* e *Deformazione di Taglio ($\gamma\%$)/Profondità* per ciascun sisma selezionato, definendo anche l'involuppo medio, ritenuto rappresentativo per la risposta di sito.

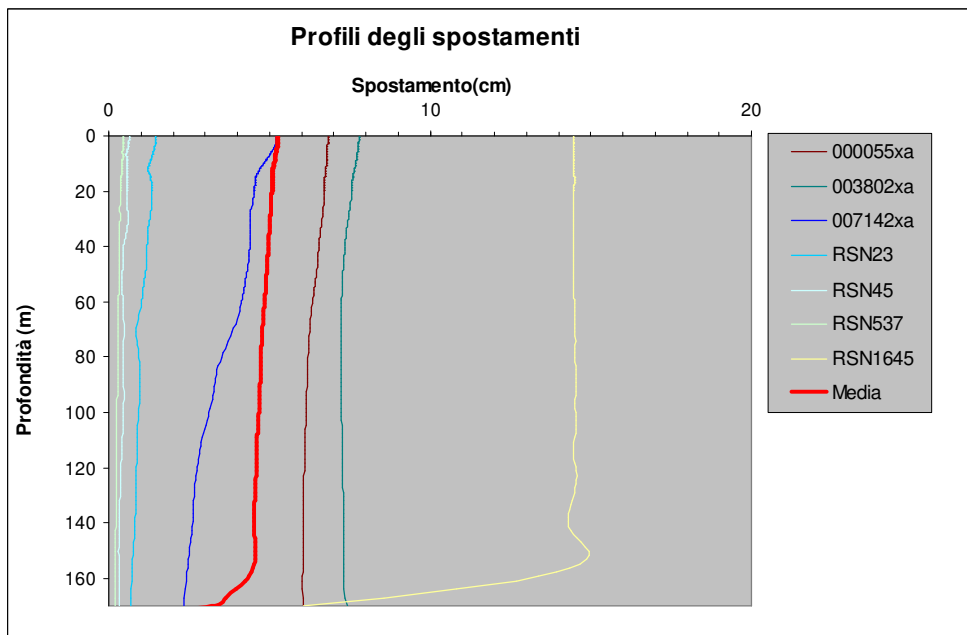
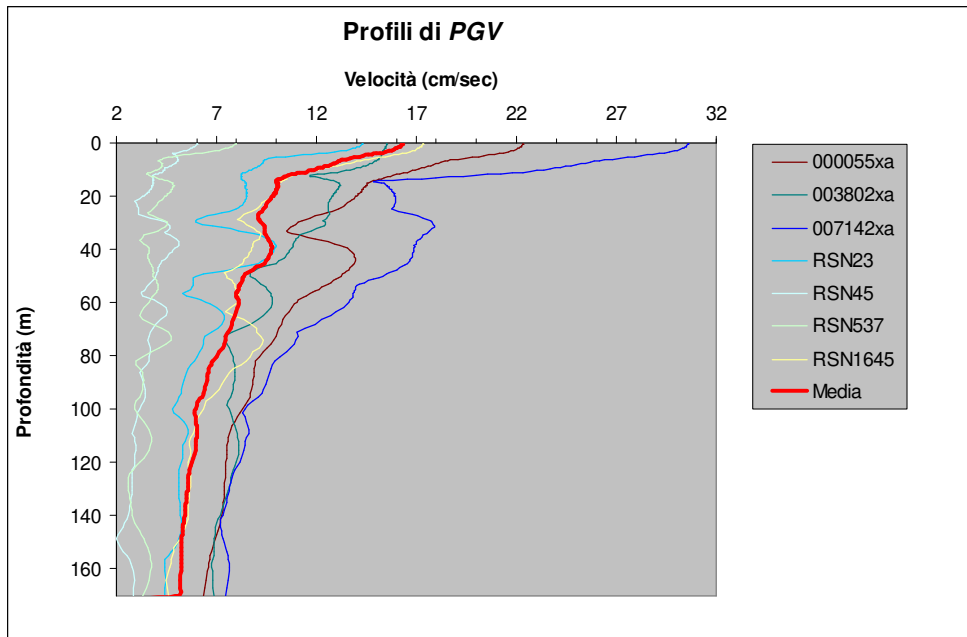


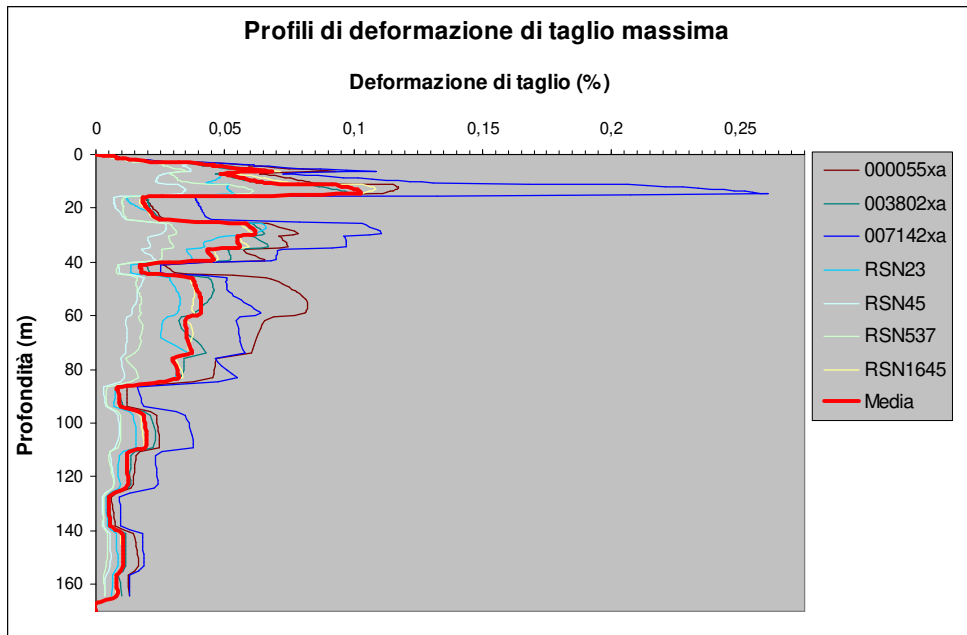




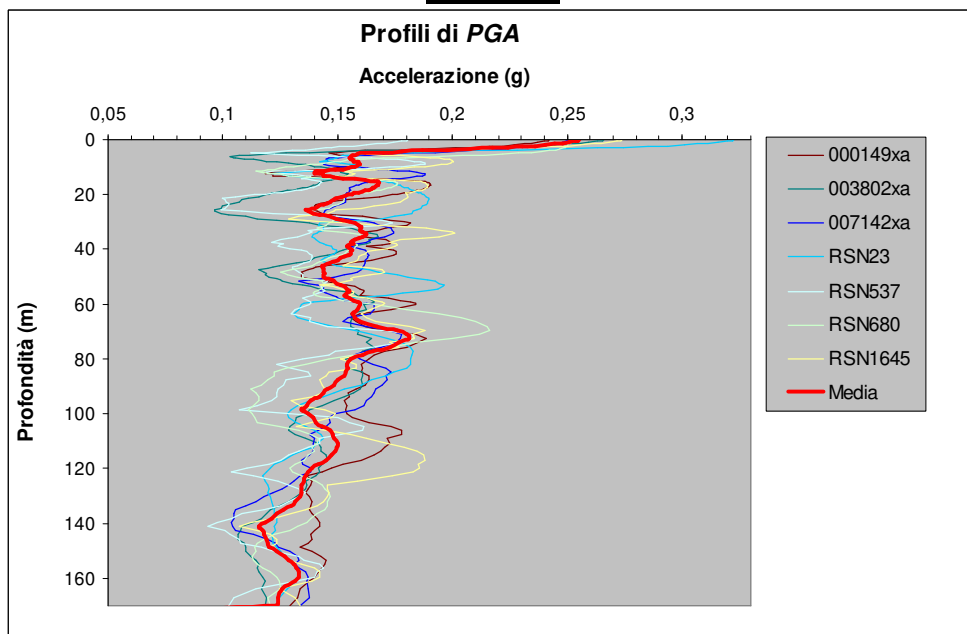
RSL-1916

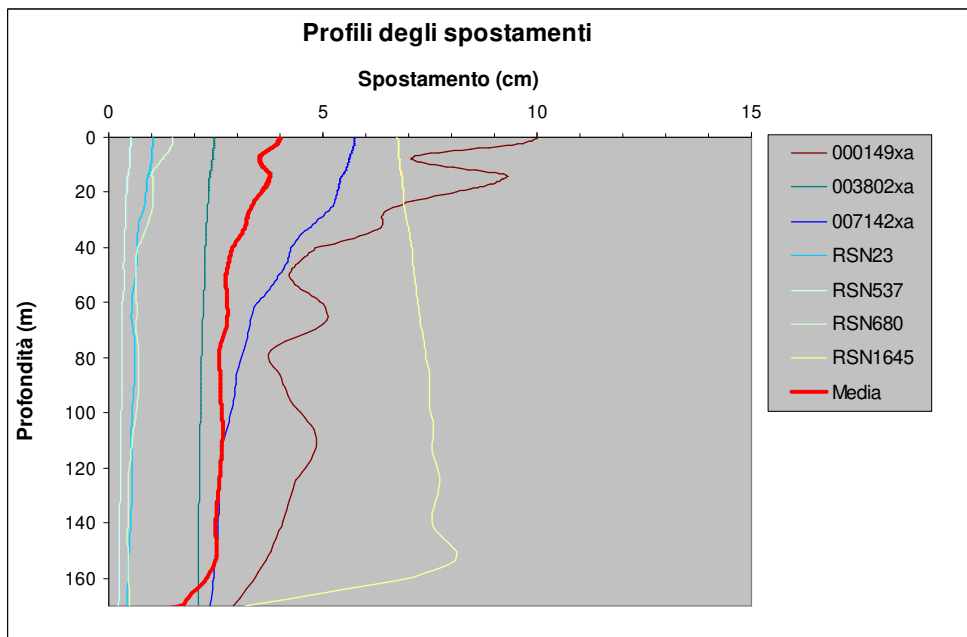
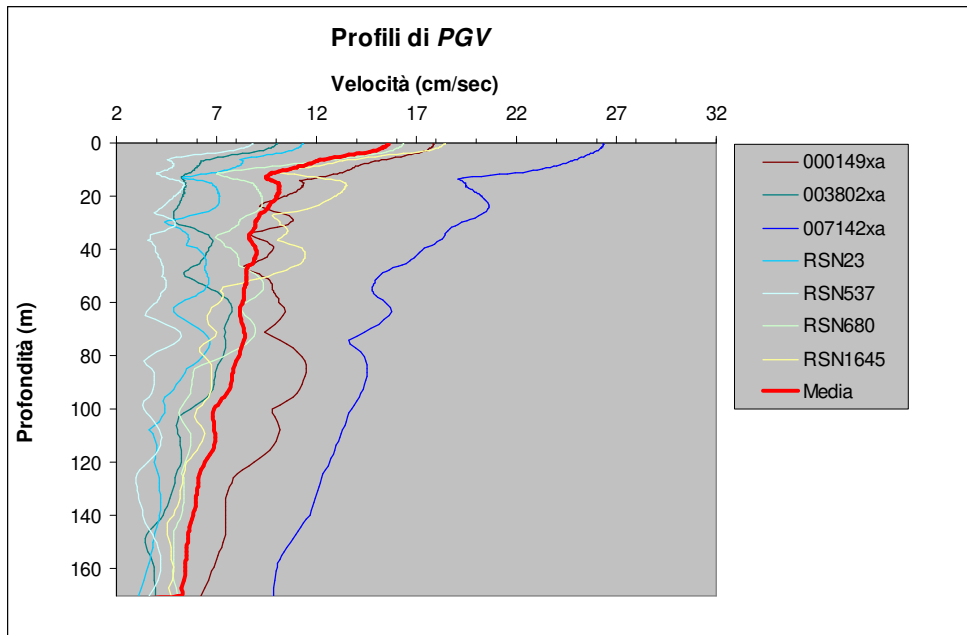


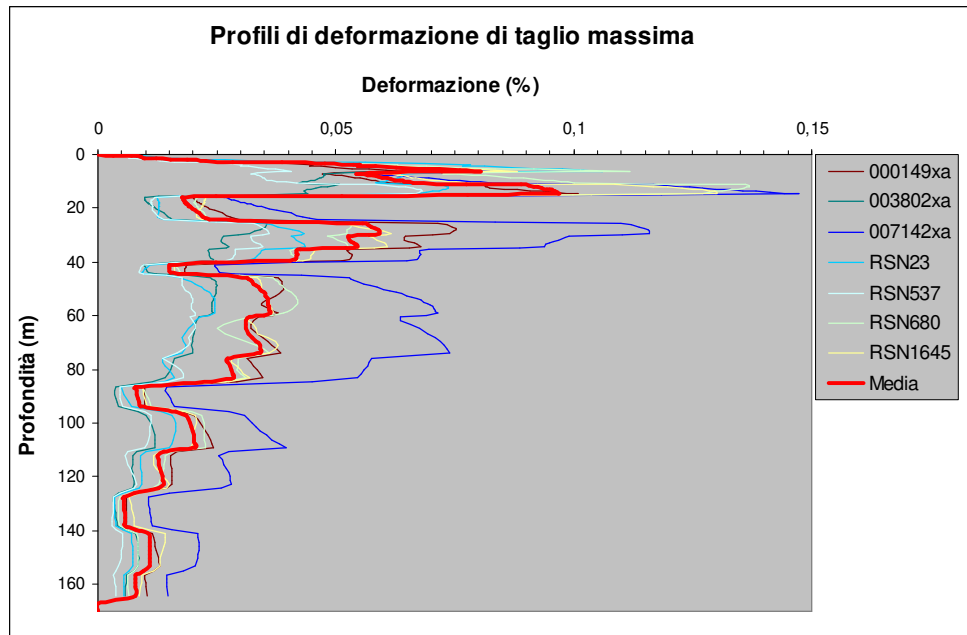




RSL-1786







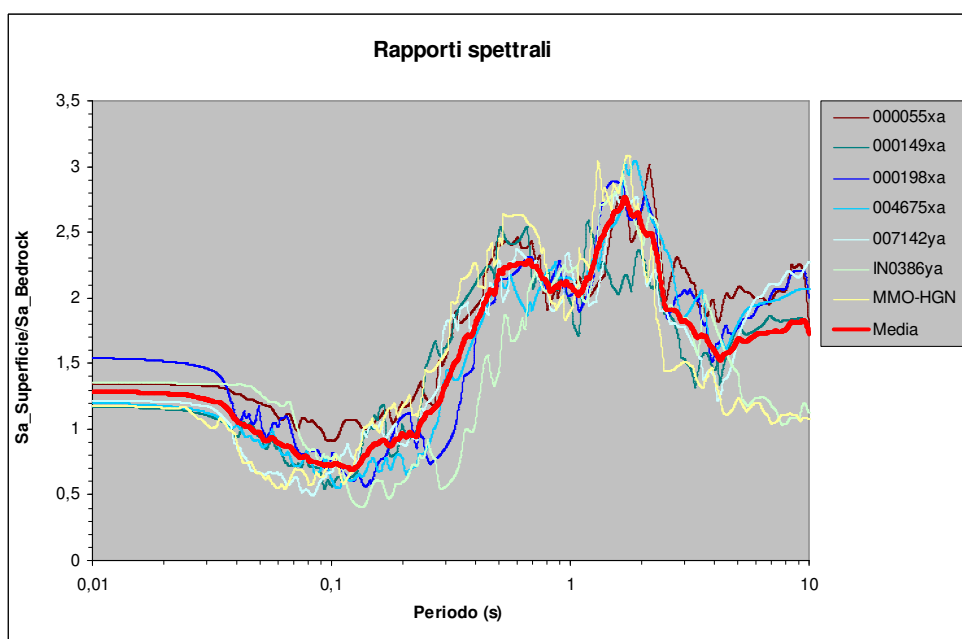
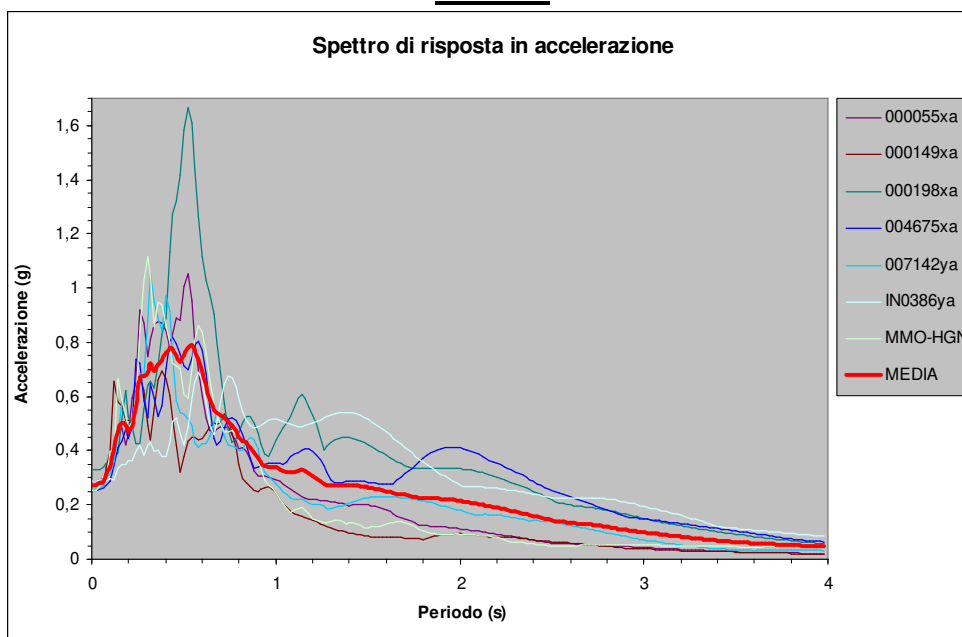
Considerato PGA_0 = acc. media al bedrock, si ottiene il fattore di amplificazione FA_{PGA} sulla base della risposta in accelerazione media alla superficie libera (PGA) tramite:

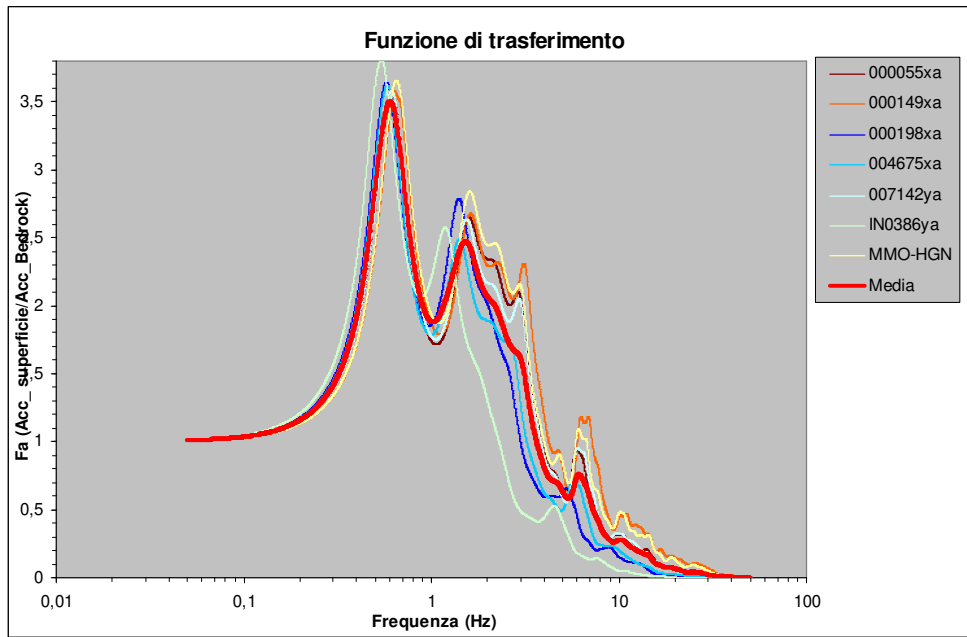
$$FA_{PGA} = PGA/PGA_0$$

Modello	PGA_0	PGA	FA_{PGA}
RSL-DM	0.212	0.275	1.297
RSL-1916	0.175	0.220	1.263
RSL-1786	0.198	0.256	1.296

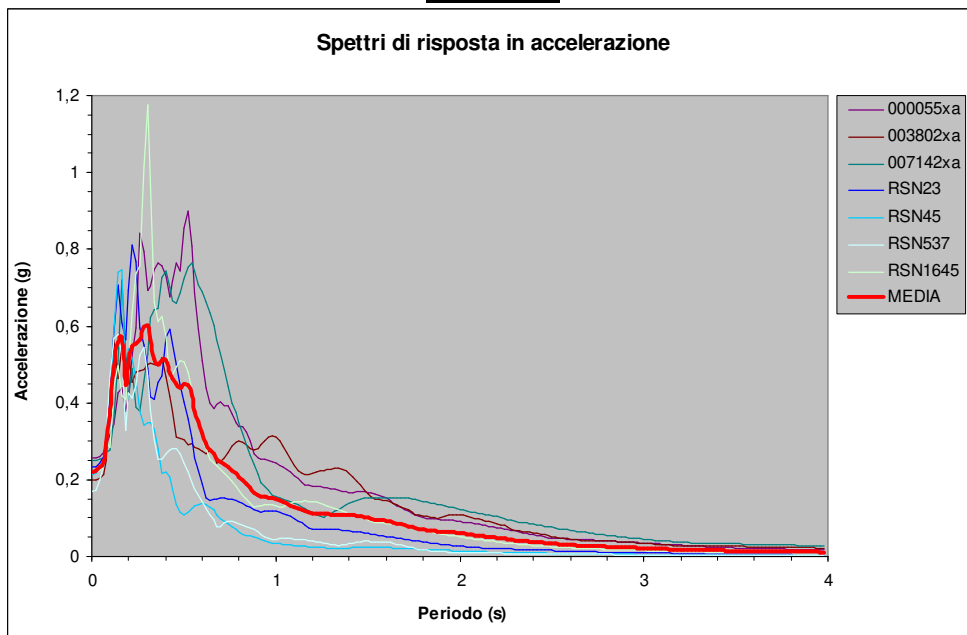
Quindi per ciascuno scenario sismico la risposta superficiale di sito viene sintetizzata nei seguenti diagrammi relativamente a: pseudo-accelerazione PSA (per uno smorzamento $\zeta = 5.0\%$), diagramma dei rapporti spettrali tra *bedrock* e superficie e funzione di trasferimento, riportando in rosso la curva media di sintesi:

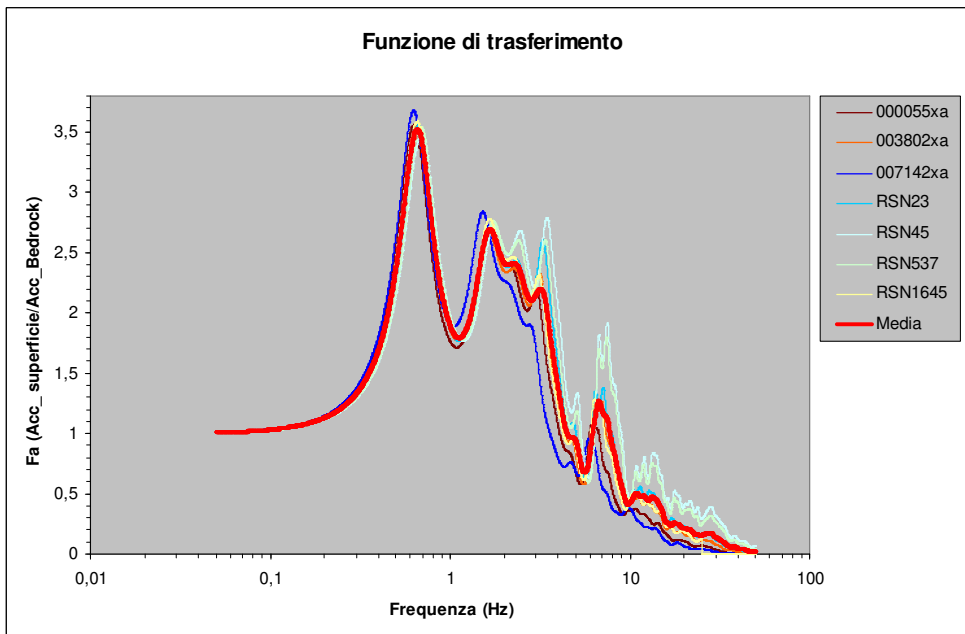
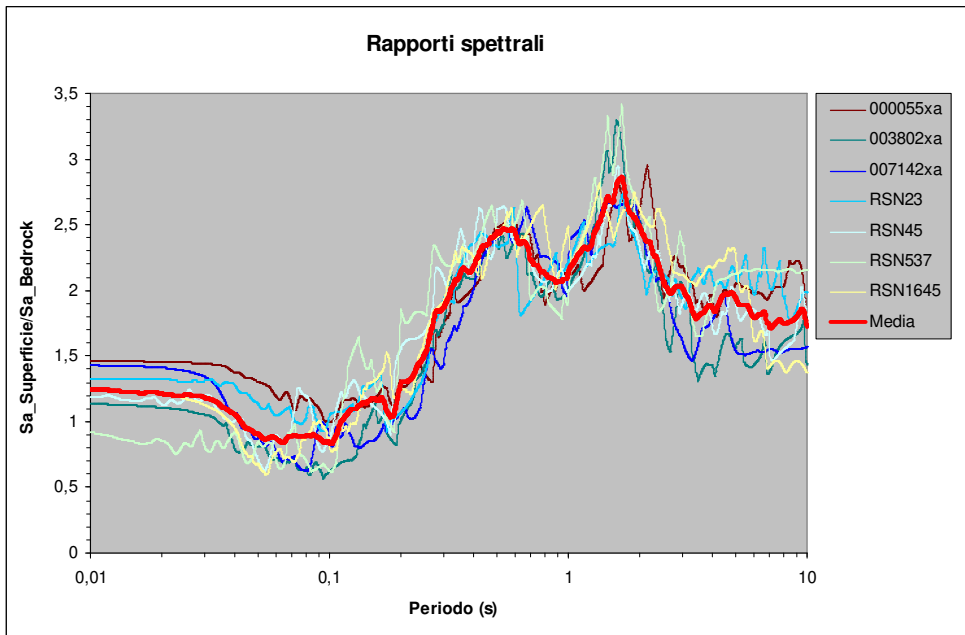
RSL-DM



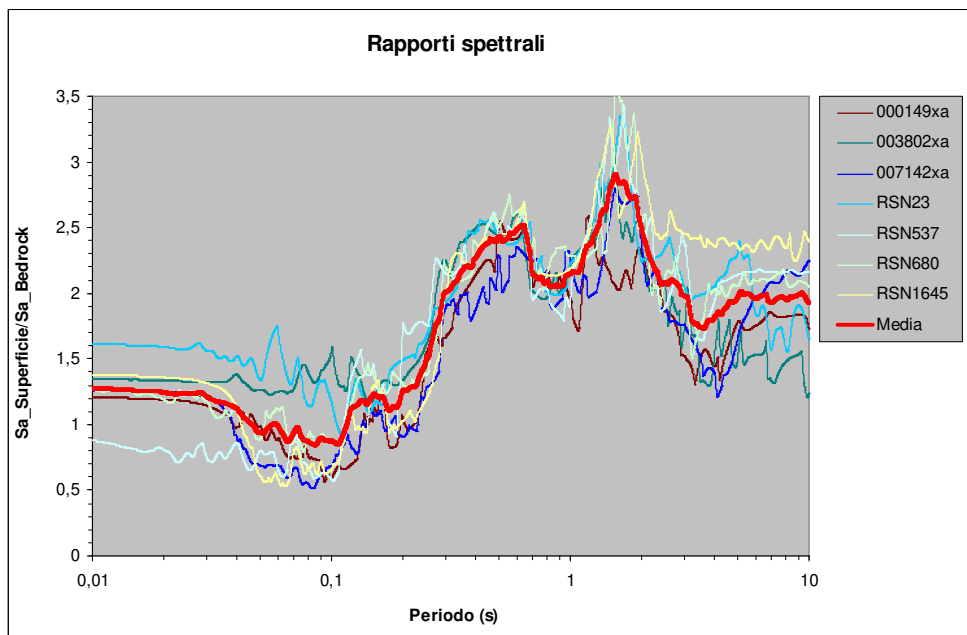
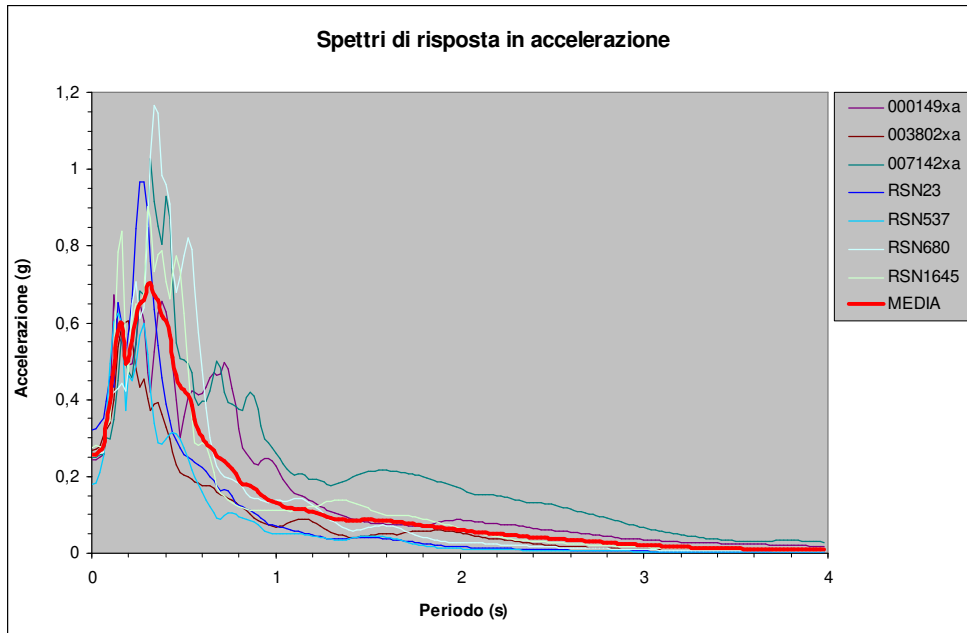


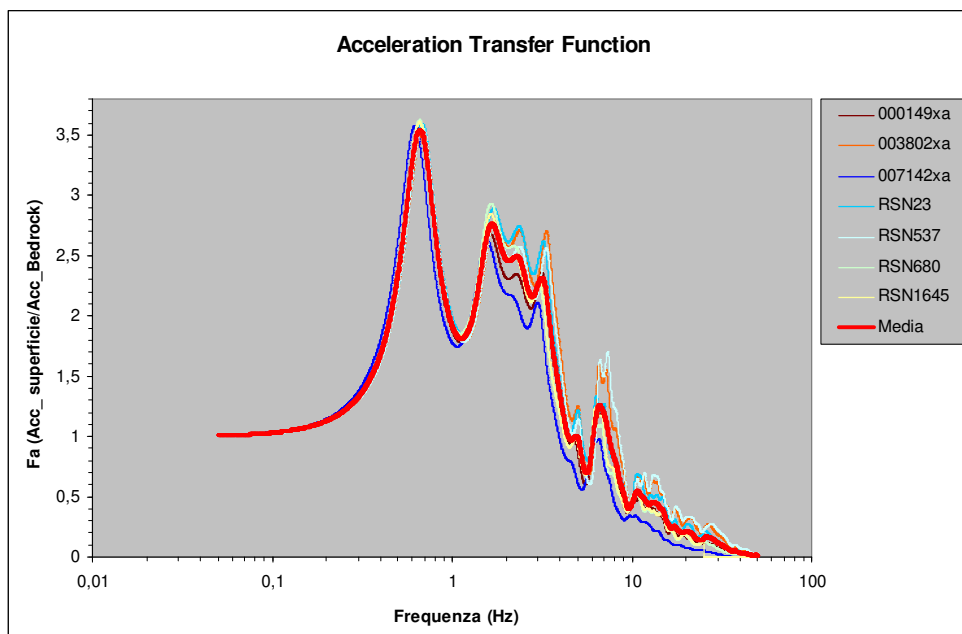
RSL-1916





RSL-1786





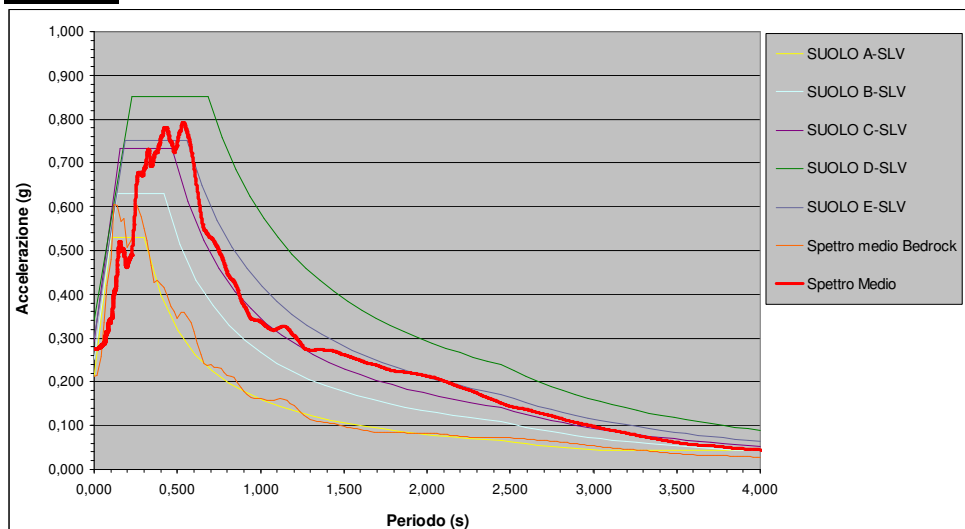
L'analisi monodimensionale equivalente lineare mostra picchi significativi di amplificazione (Fa_i = fattore di amplificazione) secondo determinate frequenze caratteristiche f_i , di cui la minore, f_0 , è la frequenza fondamentale del primo modo di vibrare della verticale analizzata:

Analisi scenario	Frequenze di amplificazione caratteristiche					
	f_0	Fa_0	f_1	Fa_1	f_2	Fa_2
RSL-DM	0.60	3.50	1.60	2.43	2.95	1.62
RSL-1916	0.66	3.52	1.69	2.66	3.21	2.19
RSL-1786	0.66	3.54	1.66	2.76	3.15	2.32

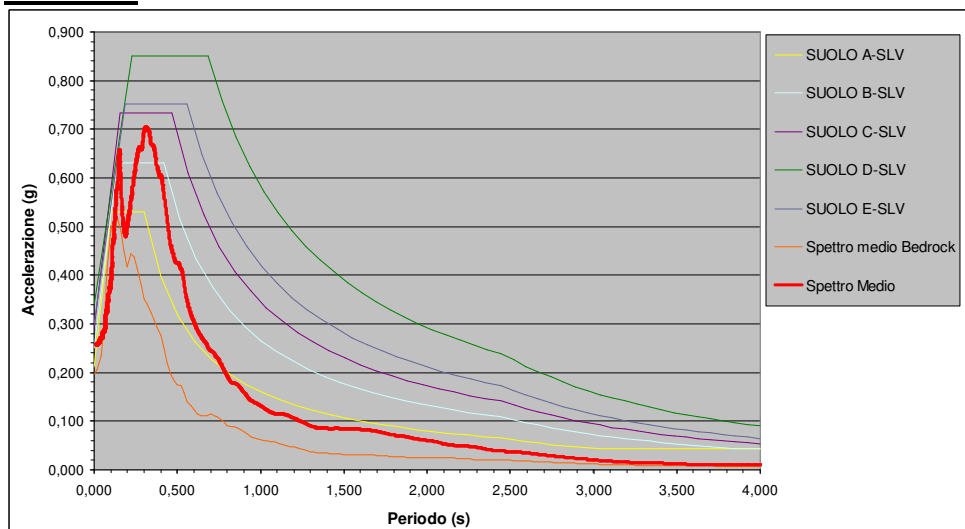
A titolo di esempio, per ciascuno scenario, si ritiene opportuno comparare gli spettri elastici ritenuti caratteristici per i siti in esame a seguito delle analisi di RSL effettuate (spettro medio) con quelli semplificati di normativa allo stato limite *SLV*, per le necessarie valutazioni progettuali in relazione alle modalità di intervento, per la stima dell'azione sismica ai periodi di interesse e relative prestazioni attese.

SPETTRO ELASTICO MEDIO_SLV (superficie libera)

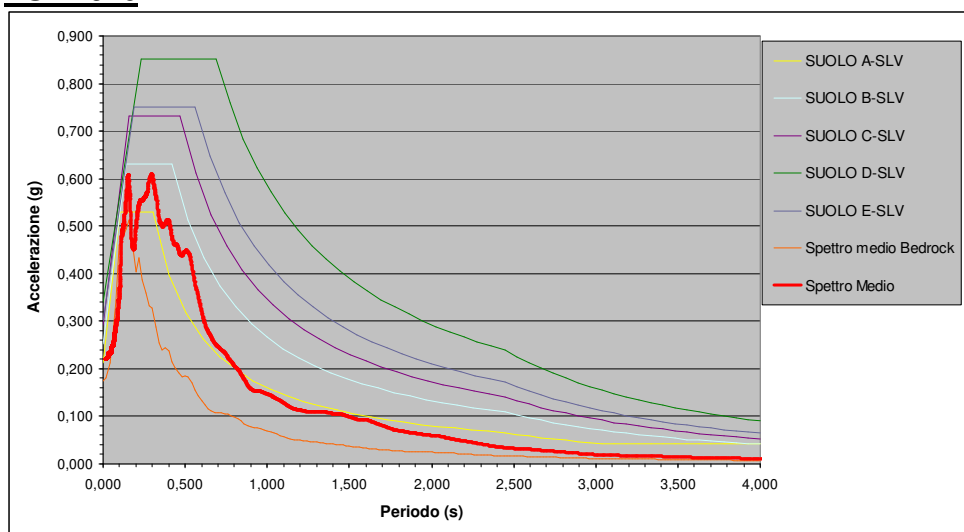
RSL-DM



RSL-1786



RSL-1916



7.4.3 Discussione dei risultati

Osservando l'andamento delle funzioni di trasferimento e dei profili di deformazione di taglio massima, si desume come i picchi di amplificazione siano generalmente condizionati dalla presenza di contrasti rigidezza significativi che, nel contesto alluvionale studiato, corrispondono alla presenza di ampi banchi di ghiaia di spessore ≥ 5 m; parimenti il bedrock geofisico assunto alla base del modello, viene individuato in corrispondenza di un consistente corpo ghiaioso di grande spessore ed estensione areale, immediatamente soprastante la formazione geologica marina basale.

La presenza di coperture a bassa velocità a contatto con depositi grossolani dotati di maggior rigidezza determina l'insorgenza di significative deformazioni di taglio in prossimità di tale interfaccia e/o entro i tratti di copertura meno consistenti, soprattutto nel modello *RSL-DM*, caratterizzato da accelerogrammi di input con maggiore accelerazione di picco e ampiezze spettrali. Queste deformazioni possono raggiungere entità occasionalmente fuori dai campi di applicabilità ordinaria dei metodi calcolo lineari equivalenti. In tali situazioni, l'aumento degli effetti di non linearità, imputabile ad una sensibile diminuzione della rigidezza al taglio, G ; soprattutto in presenza di spessori significativi, tale fenomeno implica un attenuazione dell'amplificazione spettrale, alle medie-alte frequenze, migrando il contenuto energetico in modo più distribuito verso periodi spettrali maggiori. Congiuntamente, lo sviluppo di deformazioni a taglio elevate in orizzonti incoerenti superficiali può innescare un importante incremento di pressioni interstiziali, sino allo sviluppo di fenomeni di liquefazione.

Il confronto fra i due eventi di scenario storico evidenzia per l'evento del 1916 una maggior attenuazione delle ampiezze spettrali in corrispondenza dei bassi periodi, sostanzialmente dovuta alla maggior distanza epicentrale e ad una minor accelerazione di ancoraggio degli spettri..

I parametri di scuotimento dei singoli accelerogrammi, sia al *bedrock* sia convoluti al piano campagna, vengono riportati in appendice al presente studio in Appendice A. tabelle A.1 – A.3 unitamente ai dati medi per ciascuna analisi di scenario.

In ogni caso lo scenario di normativa risulta presentare le azioni sismiche generalmente più severe sia in termini di *PGA* che di ampiezza spettrale su tutto il campo di periodi investigati, eccetto un limitato range, compreso fra 0.15 a 0.25 s, in cui lo spettro relativo degli eventi del 1786 e 1916 risultano comparabili e, a tratti, prevalenti rispetto a quello di norma, probabilmente in conseguenza dei maggiori effetti di non linearità sviluppati da quest'ultimo e dalla diversa forma degli spettri target di riferimento per la selezione degli input di modello.

Pertanto, per le finalità del presente studio, ulteriori analisi di risposta sismica di approfondimento, verranno condotte in funzione del solo scenario di normativo, risultato il generalmente più severo sia sotto il profilo delle ampiezze spettrali che della *PGA*.

7.5 Verifiche a liquefazione preliminari tramite metodi semplificati CPT

7.5.1 Generalità

Considerate le caratteristiche idrogeologiche (presenza di falda persistente sino a quote prossime al piano campagna) e la natura dei depositi sabbiosi marini, come illustrato al Capitolo 3, in virtù di:

- distribuzioni granulometriche rappresentative (fusi granulometrici di Tsuchida, 1970);
- criteri di Youd e Perkins (1978) (funzione della natura ed età del deposito);
- distanze ipocentrali desunte rispetto agli eventi sismici di scenario (Galli, 2000);
- testimonianze e cronache su manifestazioni storicamente avvenute (Galli, 2000);

è certamente possibile ipotizzare una concreta suscettibilità alla liquefazione in condizioni sismiche. Per verificare la possibilità di occorrenza di tali fenomeni, soprattutto a scala areale, possono essere impiegate le procedure semplificate che nell'Ingegneria Geotecnica Sismica sono denominate *metodi semplificati*, basati sullo stato tensionale. Tali metodi, ben applicabili nelle condizioni di piano di campagna orizzontale o con deboli pendenze e depositi olocenici, richiedono la valutazione, fino alla profondità critica da piano campagna (*p.c.*), del coefficiente di sicurezza alla liquefazione secondo la formulazione generale:

$$FSL = \frac{CRR_{M=7.5, \sigma'=1atm}}{CSR} MSF * K\sigma * K\alpha \quad (7-10)$$

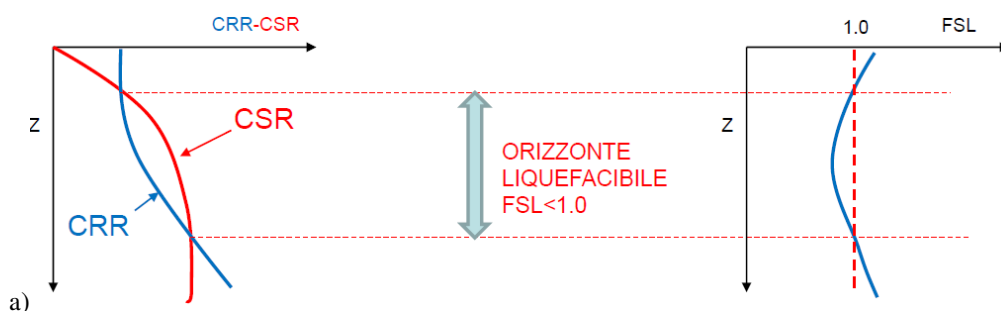
dove:

- $CRR_{M=7.5, \sigma'=1atm} = \tau_{ult} / \sigma'_{vo}$ è il rapporto di resistenza ciclica, ovvero la resistenza normalizzata rispetto alla pressione efficace verticale iniziale σ'_{vo} , per terremoto di magnitudo $M_w=7.5$ e pressione efficace di riferimento $\sigma'_v = 1atm$, che può essere valutata attraverso abachi, in funzione di parametri desunti da prove *SPT*, *CPT*, *DMT* e da misure dirette della velocità delle onde di taglio V_s , oppure tramite

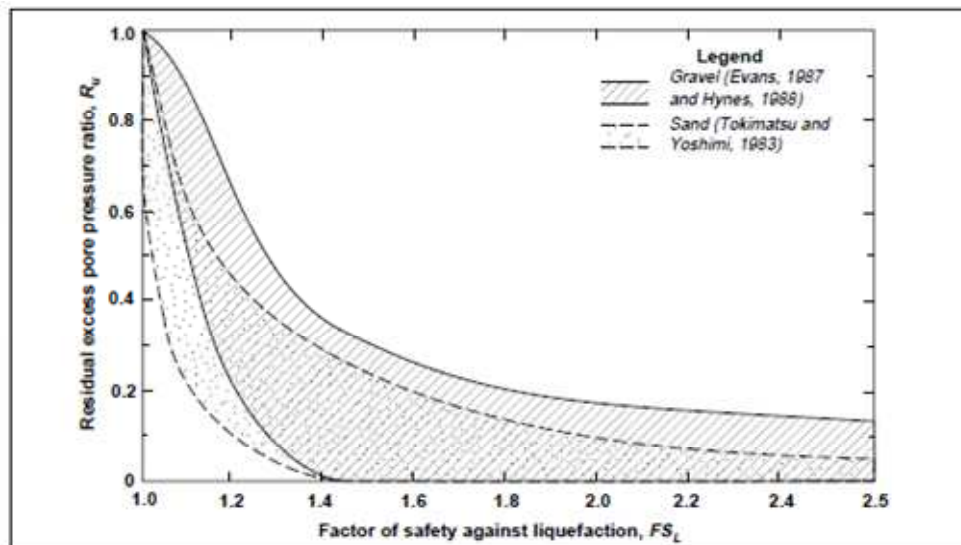
specifiche relazioni adottate dai vari metodi di calcolo semplificato presenti in letteratura;

- $CSR = \tau_{media} / \sigma'_{v0} = 0.65 \tau_{max} / \sigma'_{v0} = 0.65 (a_{max} / g) (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0}) * rd$, definito come rapporto di tensione ciclica, ovvero la tensione di taglio ciclica media indotta dall'azione sismica di riferimento, normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace iniziale σ'_{v0} , in cui a_{max} è il picco di accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento; g è l'accelerazione di gravità; σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata; rd è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità e comportamento non lineare del sottosuolo.
- MSF = fattore di scala che può essere valutato in funzione della magnitudo dei terremoti attesi tramite specifiche relazioni adottate dai vari metodi di calcolo semplificato presenti in letteratura.
- $K\sigma$ = fattore di correzione che tiene conto degli effetti della pressione efficace alla profondità a cui la resistenza viene valutata.
- $K\alpha$ = fattore di correzione che tiene conto delle condizioni per stati tensionali preesistenti in condizioni statiche (es. pendio).

In linea generale se la resistenza ciclica è superiore alla domanda sismica il fattore di sicurezza $FSL > 1.0$ e la liquefazione è generalmente da escludere (figura 7-23), sebbene fino a $FSL = 1.4-1.5$ possano sussistere parziali fenomeni di instabilità per le sovrappressioni indotte. Come contemplato nelle linee guida NUREG 1.198 (2003) (U.S. Nuclear Regulatory Guide), tale assunto trova particolare riscontro con i metodi deterministici *SPT* e *CPT* classici quali ad es. quelli contemplati dal NCEER 2001. Diversamente se risulta $FSL < 1.0$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione, collegati ad un eccessivo e persistente accumulo di sovrappressioni interstiziali (figura 7-24). In ogni caso per una valutazione complessiva degli effetti e manifestazioni superficiali, vanno verificati anche i cedimenti post-sismici sia in sabbie sature che fuori falda nonché i potenziali effetti di degradazione ciclica in terreni coesivi (solitamente argille normal consolidate *NC* particolarmente compressibili e ad elevato contenuto organico).



a) Figura 7-23 –Diagramma illustrativo dell'approccio tramite metodi semplificati basati sullo stato tensionale.



b)
 Figura 7-24 – Andamento del rapporto di pressione dei pori in funzione del FS_{liq} secondo Marcuson & Hynes (1990).

Ciascun Autore fornisce, quindi le proprie formulazioni per la definizione dei parametri chiave sopra riportati da utilizzare nel calcolo per la stima di FSL . Tale approccio può essere definito sia in chiave deterministica (Seed & Idriss 1978; Seed et al. 1985; NCEER 2001, Robertson & Wride, 1998 agg. NCEER 2001, Andrus & Stokoe 1997, 2004; Robertson, 2009) che probabilistica (Juang, 2000, 2012; Cetin 2004, 2016; Moss, 2006; Idriss & Boulanger 2008, 2014) tenendo conto delle incertezze associate alla definizione di ciascun fattore di calcolo e di affidabilità/dispersione dei valori sperimentali derivabili dalle prove in sito. In ogni caso tramite approcci statistici di analisi bayesiana e regressione con funzione di mappatura è stato possibile associare un definito grado di confidenza alle soglie di innesco della liquefazione (curva con $FSL=1$), caratterizzando a livello probabilistico anche alcuni fra i metodi i metodi deterministici di maggior diffusione quali Seed et al., (1985-2001), Robertson (2009), Andrus et al. (1997, 2004).

Poiché ciascun valore di FSL è riferibile ad un singolo orizzonte di spessore limitato, relativo all'intervallo di acquisizione del dato sperimentale, è opportuno valutarne il peso ed effetto superficiale anche tramite l'andamento di FSL con la profondità, definendo così il Potenziale di Liquefazione IPL (Iwasaki 1978, 85) secondo le seguenti classi di pericolosità recentemente rivisitate ed aggiornate da Sonmez (2003):

$IPL = 0$	Non liquefacibile ($FSL \geq 1.2$)
$0 < IPL \leq 2$	Potenziale basso
$2 < IPL \leq 5$	Potenziale moderato
$5 < IPL \leq 15$	Potenziale alto
$15 < IPL$	Potenziale molto alto

L'indice *IPL* viene definito secondo la seguente relazione:

$$IPL = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \quad \text{in cui} \quad w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}} \right) \quad (7-11)$$

z_{crit} è la profondità critica, quella massima entro cui può verificarsi la liquefazione e determinare significativi effetti superficiali che, di norma, viene assunta pari a 20 m (anche se la quasi totalità degli eventi è stata rilevata entro i 10-12 m da p.c.). Invece la variabile $F(z)$ vale (Sonmez, 2003):

$$F(z) = 0 \quad \text{per} \quad FSL \geq 1.2 \quad (7-12)$$

$$F(z) = 2 \cdot 106 \cdot \exp(-18.427 \cdot FSL) \quad \text{per} \quad 1.2 > FSL \geq 0.95 \quad (7-13)$$

$$F(z) = 1 - FSL \quad \text{per} \quad FSL \leq 0.95 \quad (7-14)$$

Tuttavia diversi autori (Lee, 2003; Toprak & Holzer 2005; Papathanassiou et al. 2008, 2010) hanno verificato che il valore di *IPL* è fortemente condizionato sia dal metodo di calcolo che dalla tipologia di prove utilizzate (*SPT*, *CPT*); soprattutto a magnitudo medio/basse accade altresì che si riscontri una minore correlabilità tra lo scenario di danno atteso ed il valore di *IPL* stimato. Tale bassa correlabilità e la relativa dispersione dei dati (vedi figure 7-25 a-b) sembra imputabile proprio al fatto che il metodo di Iwasaki sia stato inizialmente sviluppato soprattutto sulla scorta di analisi con metodi *SPT* (caratterizzati da minor risoluzione stratigrafica e sensibilità strumentale) nonché riferito a terremoti prettamente ad elevate magnitudo e sulla scorta di criteri di suscettibilità litologica differenti (metodo *Cinese* - Wang, 1979).

A titolo indicativo si fa notare come i limiti di rischio inizialmente stabiliti da Iwasaki (1978), basati su prove *SPT*, siano stati recentemente ricalibrati anche su database di prove *CPT* tramite vari metodi semplificati tra cui quello di Robertson e Wride - agg. Youd, 2001 (Lee et al., 2003), stimando delle nuove corrispondenti soglie di riferimento per cui con $IPL < 13$ si configura un *rischio basso*, per $13 < IPL < 21$ un *rischio alto* e per $IPL > 21$ un *rischio molto alto*; nell'ambito di tale verifica dell'autore solo circa il 10% dei casi di liquefazione presentava un $IPL < 5$.

Anche Maurer et al. (2013, 2014), relativamente ai recenti eventi sismici della Nuova Zelanda, hanno condotto uno studio volto a valutare il rischio da liquefazione tramite il metodo di Robertson arrivando a ridefinire le soglie di rischio di danneggiamento (piuttosto che di rischio di innesco liquefazione) secondo valori di *IPL* rispettivamente pari a 8.4 (*basso*), 13.1 (*moderato*) e 21.0 (*severo*), per cui il danneggiamento a strutture/infrastrutture viene sostanzialmente riscontrato a partire da valori *moderati* o *alti*. La probabilità di danneggiamento alla soglia $IPL=5$ è risultata generalmente compresa tra il 5-17% (vedi figura 7-26).

I valori poi vanno considerati coerenti solo in condizioni di free field ed assenza di ulteriori fenomeni che possano alterare le soglie di innesco della liquefazione quali ad esempio lateral spreading.

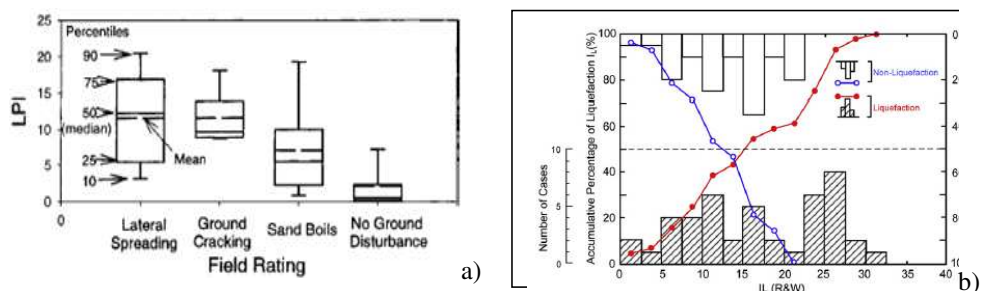
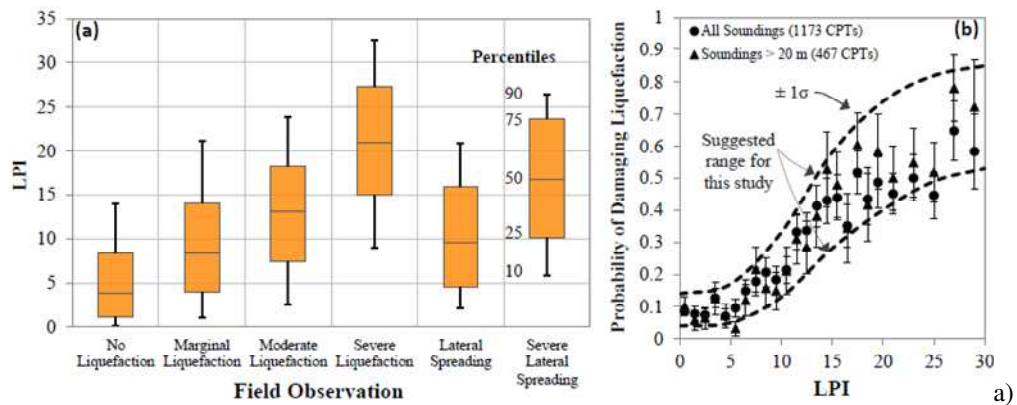


Figura 7-25– (a) Illustrazione con whisky box del grado di correlazione di *IPL* con gli effetti superficiali del terremoto di Loma Prieta 1989 (da Sonmez, 2003); (b) Distribuzione dei casi di liquefazione/non liquefazione in relazione ad *IPL* utilizzando la relazione di Robertson&Wride (da Lee et al., 2004).



Valori soglia di I_L per:	Liquefazione	Liquefazione severa
Iwasaki et al. (1978)	5	15
Lee et al. (2003)	13	21
Toprak & Holzer (2003)	5	15
Papathanassiou (2008)	19	32
Maurer et Al. (2014)	8.4	21

Figura 7-26 – (a) Distribuzione dei casi di liq/non liq. in NZ per lo studio di Maurer et al. (2013, 2014); (b) Raffronto dei valori soglia di *IPL* secondo diversi autori.

Quindi, alla luce di tutte le incertezze e dei dati in bibliografia, *IPL* sembra essere maggiormente correlabile più ad una soglia di potenziale/severità di danneggiamento che di di innesco del fenomeno.

A supporto del giudizio complessivo possono essere valutati anche altri indicatori di riferimento per una stima del rischio per liquefazione e dei conseguenti effetti sulla stabilità del terreno e delle strutture quali i cedimenti post sismici attesi (ΔS) ed il parametro *LSN* (van Ballegooy et al., 2013).

Tali indicatori, infatti, portano a stimano degli scenari di deformazione/danno attesi in superficie sulla base dell'assetto stratigrafico rilevato e del rapporto fra orizzonti liquefacibili/non liquefacibili, consentendo un giudizio più approfondito sul potenziale di danneggiamento e delle manifestazioni superficiali attese.

Il valore di *LSN* viene ricavato tramite l'integrazione, su tutta la colonna stratigrafica, del coefficiente di riconsolidazione verticale ε_v - calcolato con il metodo di Zhang et al. (2002) - attraverso cui vengono definiti i seguenti scenari di riferimento:

$$LSN = 1000 \cdot \int \frac{\varepsilon_v}{z} \cdot dz \quad (7-15)$$

<i>LSN Range</i>	<i>Predominant performances</i>
0 ÷ 10	Little to no expression of liquefaction, minor effects
10 ÷ 20	Minor expression of liquefaction some sand boil
20 ÷ 30	Moderate expression of liquefaction, with sand boil and structural damage
30 ÷ 40	Moderate to severe expression of liquefaction, settlement can cause structural damage
40 ÷ 50	Major expression of liquefaction, undulations and damage to ground surface, severe total and differential settlement of structure
>50	Severe damage, extensive evidence of liquefaction at surface, severe total and differential settlement affecting structure, damage to services

Gli scenari di danno stimabili con il parametro *LSN* risultano significativamente condizionati dal rapporto tra strati liquefacibili/non liquefacibili e la relativa deformabilità; cosa che il metodo, sulla scorta di prove ad alta risoluzione (quali *CPT*), riesce a discriminare con buona attendibilità.

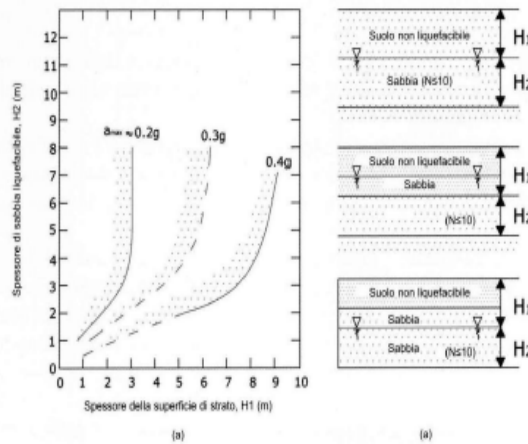
In relazione allo spessore degli strati liquefacibili/non liquefacibili e del relativo rapporto spessore-profondità anche altri autori (Crespellani et. al. 1988; Ishihara, 1985; Youd e Garri 1994, 1995) schematizzano la possibilità di propagazione verso l'alto e di avere manifestazioni superficiali (vedi figura 7-27).

Infine Ishihara e Yoshimine (1992), in relazione ai cedimenti stimati ed al grado di danneggiamento/effetti attesi al suolo, identificano tre ambiti di pericolosità per cui:

Cedimento (cm)	Grado di danneggiamento
$\Delta S < 10$	Assente - Lieve
$10 < \Delta S < 30$	Medio
$\Delta S > 30$	Esteso - Severo

Valutazione delle manifestazioni superficiali in funzione del rapporto fra lo spessore dello strato superficiale non liquefacibile e quello sottostante liquefacibile

Accelerazione [gal] 1 gal = 1 cm/s ²	Condizione	Propagazione della liquefazione verso l'alto	Manifestazioni superficiali
200	$h_1 \geq 3 \text{ m e } h_2 < 3 \text{ m}$	IMPEDITA	NO
	$h_1 \leq 3 \text{ m e } h_2 > 3 \text{ m}$	NON IMPEDITA	SI
300	$h_1 < 5 \text{ m e } h_2 > 4 \text{ m}$	NON IMPEDITA	SI
	$h_1 > 5 \text{ m e } h_2 < 4 \text{ m}$	IMPEDITA	NO
400 - 500	$h_1 < 7 \text{ m e } h_2 > 3 \text{ m}$	NON IMPEDITA	SI
	$h_1 > 7 \text{ m e } h_2 < 3 \text{ m}$	IMPEDITA	NO



Relazione fra lo spessore dello strato liquefacibile e lo spessore dello strato sovrapposto (Ishihara, 1985)

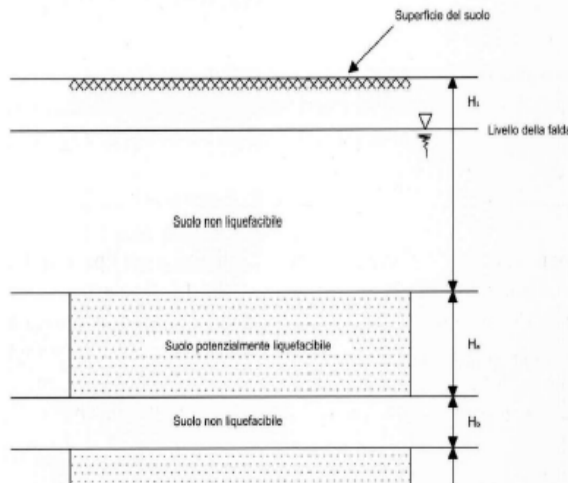


Figura 7-27 – Schema per la valutazione delle manifestazioni superficiali per liquefazione (Crespellani et. al. 1988; Ishihara, 1985; Youd e Garri 1994, 1995)

7.5.2 Analisi semplificata tramite metodo CPT

L'attuale normativa italiana (DM 17.01.2018) stabilisce alcuni criteri di *esclusione a priori* dal calcolo qualora sussistano specifiche condizioni di falda, azione sismica, di resistenza meccanica dei terreni e di distribuzione granulometrica. Tuttavia in corrispondenza del campo prova e di un vasto areale limitrofo tali condizioni non vengono rilevate, per cui la verifica risulta normativamente necessaria.

Per il calcolo della potenziale liquefacibilità dei terreni sabbiosi saturi e di degradazione ciclica di quelli limo/argillosi presenti nella successione litostratigrafica, sono stati utilizzati i risultati delle prove penetrometriche *CPTE/U* realizzate in sito.

In base alla ricostruzione stratigrafica generale si possono, comunque, fare le seguenti assunzioni preliminari:

- I litotipi prevalentemente sabbiosi delle Unità A e B, rientrano nel fuso granulometrico dei sedimenti incoerenti potenzialmente suscettibili al fenomeno della liquefazione come indicato in normativa *DM2018* per terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e $U_c > 3,5$ (vedi fusi di potenziale suscettibilità alla liquefazione in Capitolo 3)
- i litotipi dell'Unità C, a prevalente contenuto limo-argilloso e dotati di significativo comportamento plastico (Indice Plastico $IP > 20$), risultano ricadere al di fuori dei fusi granulometrici dei sedimenti potenzialmente suscettibili al fenomeno della liquefazione secondo quanto indicato al punto n. 5 del paragrafo 7.11.3.4.2 - D.M. 17 gennaio 2018 (riferimento fig. 7.11.1) nonché secondo quanto ipotizzato da vari autori (Seed e Idriss, 1967; Kishida, 1970; Tsuchida, 1970).
- Gli occasionali orizzonti centimetrici/decimetri limoso-sabbiosi occasionalmente intercalati all'interno dell'Unità C, sebbene rientranti fra quelli potenzialmente liquefacibili, data la scarsa continuità laterale, le elevate pressioni litostatiche di confinamento e l'elevato spessore di terreni coesivi argillosi soprastanti, possono essere ritenuti ininfluenti dal punto di vista del potenziale di liquefazione atteso.
- Occasionalmente orizzonti di limo-argillosi all'interno dell'Unità C, caratterizzati da bassissima resistenza alla punta ed elevata compressibilità, localmente possono risultare suscettibili di degradazione ciclica della resistenza non drenata in condizioni di elevata sollecitazione sismica.

Il calcolo è quindi stato condotto per condizioni di free field tramite la recente metodologia di Idriss-Boulanger (2014) *IB14* considerando, fra le condizioni al contorno un livello di falda pari a -1.0 m da p.c. e le seguenti magnitudo di riferimento relative agli scenari sismici presi riferimento (vedi Paragrafi 7.2-7.4.2):

$$MW_{DM} = 6.16$$

$$MW_{1786} = 5.66$$

$$MW_{1916} = 5.82$$

In riferimento alle indicazioni contenute nel NASEM Report (2016), considerate le caratteristiche intrinseche del metodo e la valenza areale dello studio, per non alterare il grado di confidenza e la correlabilità del metodo con altre eventuali verticali di prova, per ciascuno scenario sismico di riferimento si è utilizzata la *PGA* media ottenuta da ogni settupla verificata tramite *RSL* con analisi lineare-equivalente secondo i seguenti valori:

$$PGA_{DM} = 0.274$$

$$PGA_{1786} = 0.256$$

$$PGA_{1916} = 0.220$$

Per quanto attiene alla stima di *FC* l'ormai consolidato metodo di Robertson & Wride risulta sostanzialmente basato sulla stima dell'indice di comportamento *I_c* (*Soil Behaviour index*) e, quindi, su un contenuto in *fine apparente*, mentre quello di *IB14* definisce la resistenza ciclica dal valore di *CRR* correggendo i valori di resistenza alla punta proprio sulla base del contenuto in *fine FC* effettivamente stimabile/misurabile (vedi figura 7-28). In via speditiva si è quindi testata la relazione indicata da *IB14*, utilizzabile in continuo ed in assenza di adeguate prove di laboratorio, unitamente a quella suggerita da Robertson & Fear (1995) (4-3) ed alle analisi granulometriche eseguite:

$$FC\% = 80(I_c + C_{FC}) - 137 \quad (7-16)$$

con

$$0 < FC\% < 100$$

C_{FC} = parametro di calibrazione (valido per $-0.29 < C_{FC} < 0.29$)

In seguito a tale comparazione, ai fini di una stima in continuo, la formulazione di Robertson è risultata maggiormente rispondente ai profili stratigrafici rilevati in via diretta ed alle risultanze di laboratorio (vedi figura 7-29) ed è quindi stata utilizzata per definire il *FC* in continuo lungo la verticale di prova attraverso la specifica relazione *R&F95* (4-3).

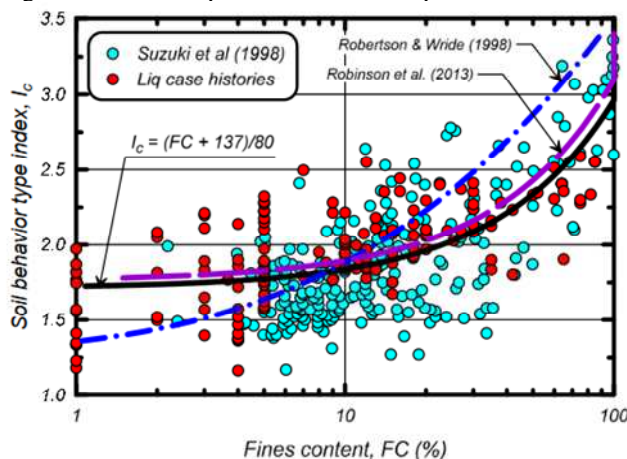


Figura 7-28 - Relazioni empiriche confrontate per la stima di *FC* in continuo nelle verifiche a liquefazione.

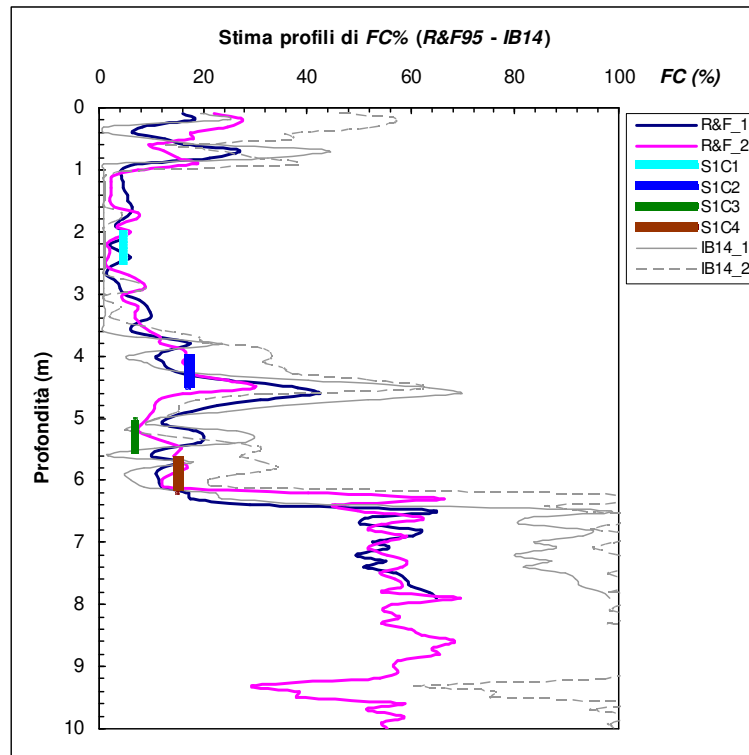


Figura 7-29 - Confronto profili di FC per le prove CPTU1 e 2 tramite metodo $R\&F95$ e $IB14$ (nella rappresentazione illustrato adottando $C_{FC}=0$), ove la desinenza indica il riferimento al numero della prova; nel diagramma viene riportata anche la posizione dei campioni e relativa misura di FC .

Essendo l'analisi finalizzata ad un ipotetico intervento progettuale, in Figura 7.30 si riportano i profili di $CRR-CSR$, FSL_1 ed FSL_2 relativi alle prove CPTU 1 e 2 secondo lo scenario simico di normativa, adottando a riferimento per la soglia di liquefazione/non liquefazione il valore deterministico di $FS=CRR/CSR=1.0$ che, per il metodo $IB14$, risulta corrispondere ad una soglia probabilistica di possibile occorrenza del fenomeno pari al 15%.

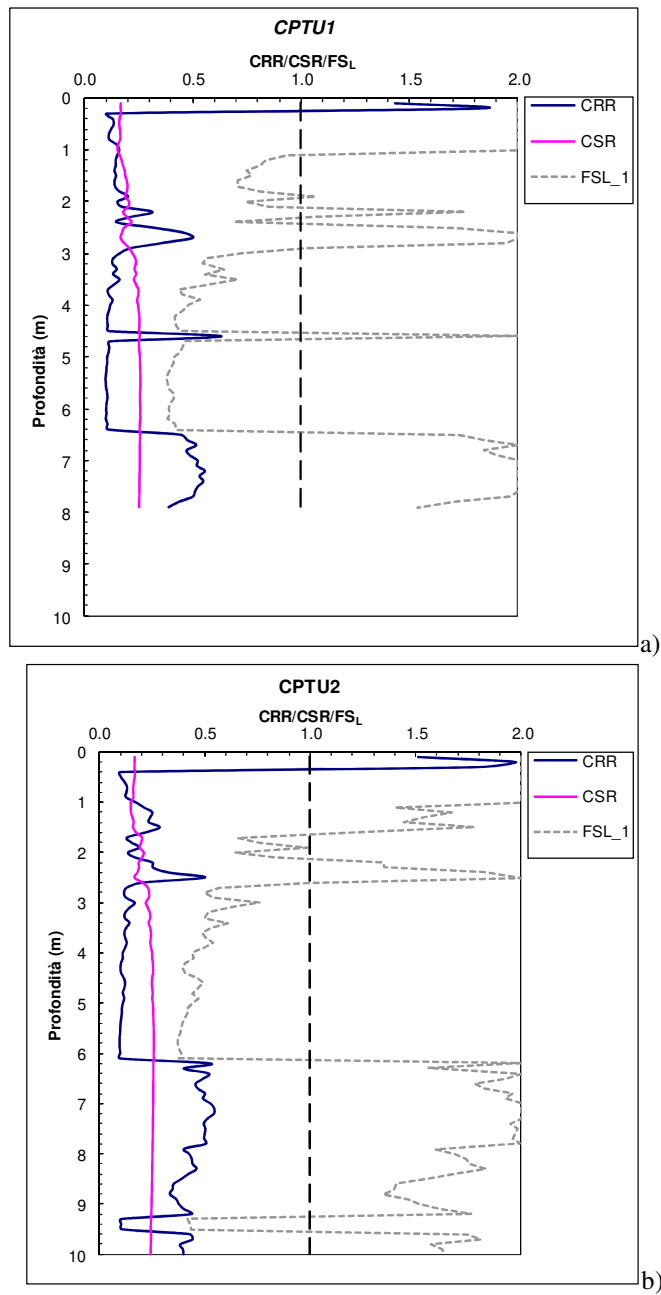


Figura 7-30 - Confronto profili di CRR/CSR ed FSL per le prove CPTU1 (a) e CPTU2 (b) per lo scenario sismico di normativa allo SLV .

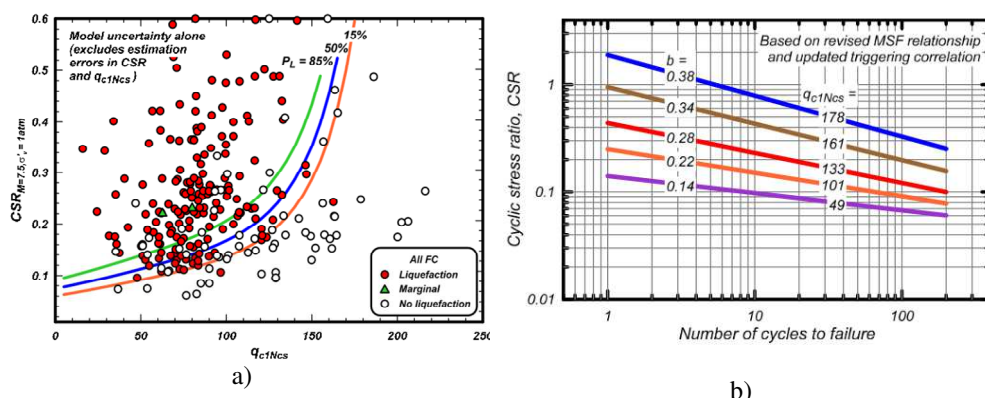


Figura 7-31 - (a) Soglie di probabilità di innesco della liquefazione pari al 15%, 50%, 85% e innovativo *MSF* (b) secondo il metodo di *IB14*.

Dal metodo semplificato in oggetto emerge una evidente suscettibilità alla liquefazione, soprattutto per quanto riguarda gli orizzonti stratigrafici dell'Unità B e per cui il *CRR* stimato, corretto per lo specifico *MSF* (*magnitude scaling factor*) variabile in funzione della tipologia di terreno (vedi figura 7-31b), mostra una resistenza ciclica significativamente inferiore alla domanda sismica attesa (elaborata sempre con metodo semplificato) evidenziando fattori di sicurezza che, nell'intervallo di profondità pari a 3.5-6.0 m, sovente arrivano a $FSL \leq 0.5$.

Gli altri indicatori di riferimento considerabili (vedi paragrafo n. 7.5.1), per una valutazione della pericolosità per liquefazione in relazione allo scenario di scuotimento di riferimento ($M_w = 6.16$, $PGA = 0.212g$), presentano i valori limite illustrati in Tabella 7-9.

Pertanto emerge il fatto che, a meno di modeste differenze litostratigrafiche, gli ambiti di *IPL*, sia secondo Iwasaki et al. (1982, 1985) che Sonmez (2003), indicano per il sito in esame un potenziale di liquefazione generalmente *Molto Alto* essendo $IPL > 15$.

Gli orizzonti che contribuiscono maggiormente a tale aspetto di pericolosità sono quelli delle alternanze sabbioso-limose proprie dell'Unità B, sino alla base del cuneo sabbioso, congiuntamente ad un permanente alto livello freatico. In particolare all'interno di tale unità si riscontrano anche interstrati a bassa permeabilità che, durante la sollecitazione ciclica, possono comportare un ulteriore aggravio nella capacità di drenaggio e di dissipazione delle sovrappressioni indotte nei depositi saturi incoerenti.

Tabella 7-9 – Indicatori di pericolosità per liquefazione per lo scenario *RSL-DM*

Indicatori	Range di variazione
<i>IPL</i> (Indice del potenziale di Liquefazione)	16.02 ÷ 16.37
<i>LSN</i> (Liquefaction Severity Number)	32.41 ÷ 36.77
ΔS (cedimenti post-sismici attesi) (cm)	13.6 ÷ 13.9

La propensione sia all'innescò che allo sviluppo di manifestazioni superficiali, condizionata dallo spessore e assetto dei depositi interessati, viene evidenziata anche dagli altri indicatori assunti, quali LSN e ΔS , generalmente rappresentativi di una *severità di danneggiamento medio-alta*.

Nonostante la modesta consistenza delle argille di base nell'Unità C, in virtù delle azioni sismiche assunte, non si rilevano significative situazioni di potenziale degradazione ciclica; gli occasionali orizzonti centimetrici/decimetri sabbiosi, occasionalmente intercalati entro l'Unità C, sebbene rientranti fra quelli potenzialmente liquefacibili, dati la scarsa continuità laterale, le elevate pressioni litostatiche di confinamento e l'inclusione entro spessi orizzonti coesivi argillosi, si ritiene abbiano una scarsa influenza dal punto di vista del potenziale di liquefazione atteso.

Infine i depositi ghiaiosi, rilevati a partire da circa -15.0 mt dal *p.c.*, presentano un elevato stato di addensamento che, unitamente all'elevata capacità di drenaggio (= capacità di dissipazione delle sovrappressioni) e alle elevate pressioni di confinamento, tendono ad inibire lo sviluppo di significativi fenomeni di liquefazione.

In relazione allo spessore degli strati liquefacibili/non liquefacibili e del relativo rapporto spessore-profondità anche altri autori (Crespellani et. al., 1988; Ishihara, 1985; Youd e Garri 1994, 1995) schematizzano la possibilità di propagazione verso l'alto e di avere manifestazioni superficiali (vedi figura 7-26). Nel caso in esame risulta quasi sempre possibile la propagazione e sviluppo di manifestazioni superficiali verso l'alto, in quanto lo spessore degli orizzonti non liquefacibili soprastanti è sempre modesto e, dunque, le accelerazioni sismiche attese risulterebbero sufficienti ad innescare e propagare significativamente il fenomeno.

In ogni caso si deve evidenziare come gli orizzonti incoerenti potenzialmente liquefacibili, risultino sempre caratterizzati da un valore di resistenza espresso in $N. colpi SPT (NI)/60_{cs} > 10$ (Robertson, 2009) il che, secondo bibliografia, rappresenterebbe una certa garanzia nei confronti del potenziale innescò di fenomeni di liquefazione totale o di flusso.

I risultati generali, quindi inducono a ritenere che il potenziale di liquefazione dei terreni, per lo scenario sismico atteso, sia generalmente elevato e che eventuali fenomeni di liquefazione possano dar luogo anche a manifestazioni superficiali significative.

Per un quadro generale degli aspetti di pericolosità sismica per liquefazione si sono analizzati anche gli scenari storici relativi agli eventi del 1786 e 1916 di cui, in Figura 7-32, si riportano i profili comparati del relativo FSL atteso rispetto alla soglia deterministica di $FS=CRR/CSR=1.0$, in cui FSL_1 ed FSL_2 rappresentano i profili del fattore di sicurezza calcolati rispettivamente per CPTU1 e CPTU2:

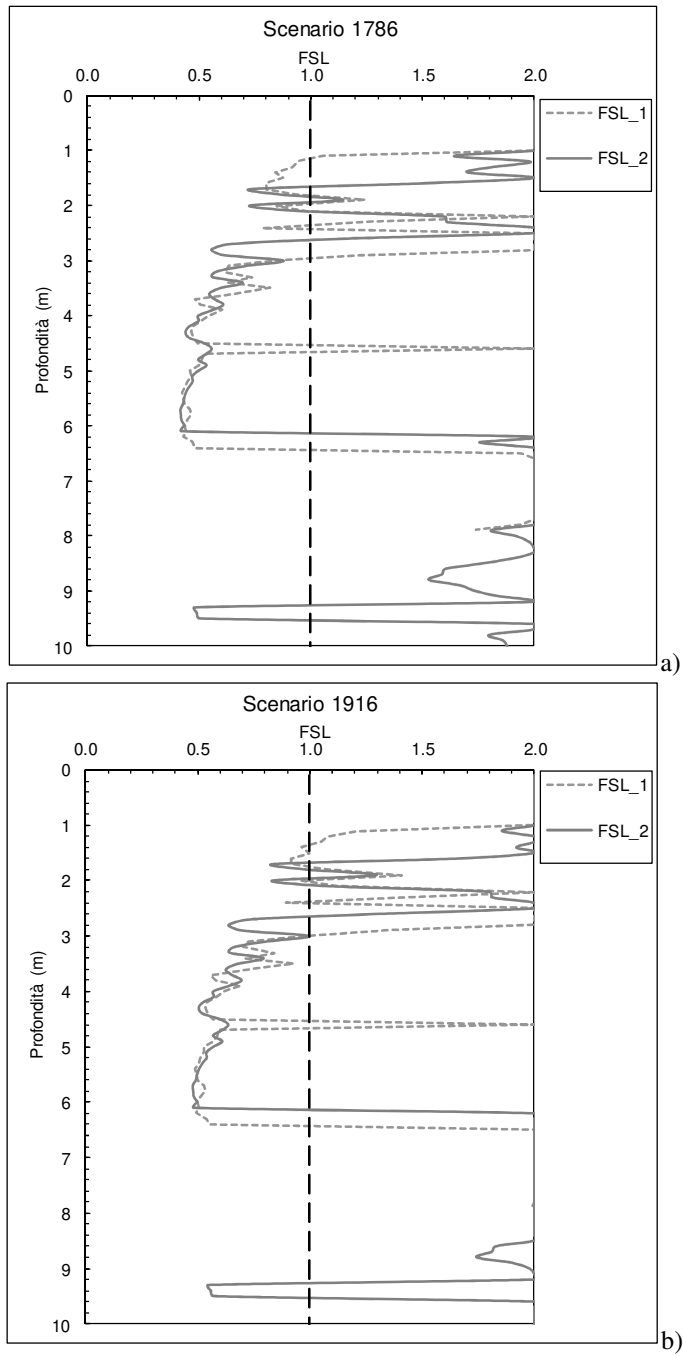


Figura 7-32 - Profili di *FSL* ottenuti per gli eventi 1786 (a) e 1916 (b).

Anche secondo tali scenari di pericolosità sismica risulta evidente, seppure in modo lievemente meno marcato, la maggior propensione a liquefare dei terreni dell'Unità B mentre, in virtù della minor intensità del moto sismico rispetto allo scenario di norma (*SLV* per opere di Classe III, V_n 50 anni, T_r 712 anni), l'Unità A (presente fino a circa -3.0 m da *p.c.*) si rivela marcatamente meno suscettibile verso tale fenomeno, garantendo una crosta superficiale più spessa nei confronti di potenziali manifestazioni superficiali.

A riguardo in Tabella 7-10 e 7-11 si riportano rispettivamente anche gli altri parametri estimatori di pericolosità calcolati per gli scenari del 1786 e 1916:

In ogni caso permane un potenziale di liquefazione *Alto* ($10 < IPL < 15$) congiuntamente ad una *media severità* attesa per le manifestazioni superficiali attese (secondo i parametri *LSN* e ΔS), per cui lo spessore della crosta superficiale non liquefacibile diviene un fattore rilevante in quanto il suo spessore comincia ad essere comparabile (leggermente inferiore) allo spessore degli orizzonti liquefacibili sottostanti e, dunque, secondo Crespellani et. al. (1988) e Ishihara (1985) le accelerazioni sismiche attese risulterebbero prossime alla soglia limite per l'innesco e propagazione del fenomeno (vedi figura 7-27).

Tabella 7-10 – Indicatori di pericolosità per liquefazione per lo scenario *RSL-1786*

<i>Indicatori</i>	<i>Range di variazione</i>
<i>IPL (Indice del potenziale di Liquefazione)</i>	<i>13.48 ÷ 14.28</i>
<i>LSN (Liquefaction Severity Number)</i>	<i>31.03 ÷ 32.67</i>
<i>ΔS (cedimenti post-sismici attesi) (cm)</i>	<i>12.7 ÷ 13.3</i>

Tabella 7-11 – Indicatori di pericolosità per liquefazione per lo scenario *RSL-1916*

<i>Indicatori</i>	<i>Range di variazione</i>
<i>IPL (Indice del potenziale di Liquefazione)</i>	<i>10.68 ÷ 11.76</i>
<i>LSN (Liquefaction Severity Number)</i>	<i>27.57 ÷ 29.27</i>
<i>ΔS (cedimenti post-sismici attesi) (cm)</i>	<i>11.8 ÷ 12.9</i>

7.6 Analisi di Risposta Sismica Locale con metodo non lineare e in tensioni efficaci *PWP* (Pore Water Pressure)

Per verificare più nel dettaglio i possibili effetti di comportamento non lineare, ipotizzabili sia dai profili di deformazione γ_{max} ottenuti dalle verifiche di *RSL* lineare equivalente sia dal potenziale di liquefazione desumibile tramite metodi semplificati *CPT*, si è ritenuto opportuno condurre ulteriori approfondimenti di analisi con codice di calcolo in grado di gestire comportamenti deformativi di tipo non-lineare e, all'occorrenza, sviluppare analisi

in condizioni efficaci, con stima delle sovrappressioni interstiziali simicamente indotte. A tal proposito il modello sismostratigrafico di sottosuolo già descritto al paragrafo precedente è stato implementato nel codice di calcolo monodimensionale a masse concentrate 'SCOSSA' (Tropeano et al., 2016) che effettua analisi non-lineari nel dominio del tempo. In tale codice la matrice di smorzamento viscoso, **C**, viene definita secondo la formulazione di smorzamento Rayleigh completa e la risposta isteretica non lineare del terreno è modellata adottando una versione estesa del modello iperbolico modificato *MKZ* (Kondner e Zelasko, 1963) congiuntamente alle regole di Masing originali o modificate (Phillips e Hashash, 2009) per lo smorzamento, i cui parametri di calibrazione sono stati precedentemente definiti a partire dalle curve G/G_0 e D , come illustrato nel precedente Capitolo 5. Il codice consente altresì di implementare un'analisi in tensioni efficaci in cui la rigidità viene ridotta proporzionalmente al rapporto di sovrappressione interstiziale sviluppato ad ogni istante di tempo; la stima delle sovrappressioni ciclicamente indotte consente altresì più approfondite valutazioni in merito all'innescio di fenomeni di liquefazione ed a potenziali cedimenti post-sismici. Questi ultimi all'occorrenza possono essere stimati attraverso la teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi (Chiaradonna et al., 2017) e calcolati come:

$$w = \sum_i^N \frac{\Delta\sigma'_i}{E_{di}} \Delta z_i \quad (7-17)$$

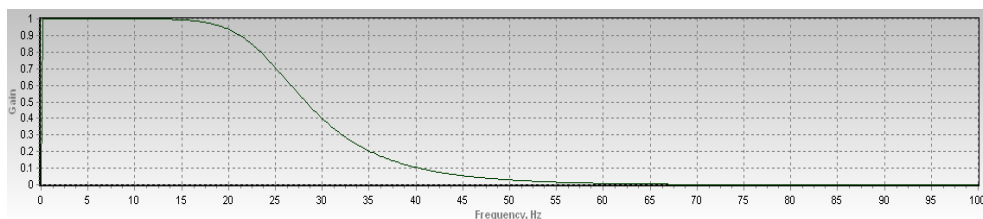
dove $\Delta\sigma'_i$ è l'incremento di tensione efficace verticale derivante dalla dissipazione delle sovrappressioni indotte dal sisma, Δu ; E_{di} è il modulo edometrico e Δz_i è lo spessore del generico-esimo strato degli N in cui è suddiviso il profilo di terreno.

Il modulo edometrico caratteristico E_{ed} per i singoli strati è stato invece stimato sulla base dei valori medi desunti dalla prova con dilatometro in corrispondenza delle quote di prelievo dei 4 campioni.

Il modello di riferimento per il sottosuolo è analoga a quello lineare equivalente, assegnando al bedrock un peso di volume pari a 23 kN/m^3 ma definendone le caratteristiche di Damping attraverso la formulazione di Ryleigh contraddistinta dai seguenti coefficienti:

beta =	0.2500
gamma =	0.5000
alpha*R [Hz] =	7.416
beta*R [s] =	0.059
f1 [Hz] =	0.674
f2 [Hz] =	4.721

Considerato l'elevato onere computazionale del modello di calcolo, i segnali sismici sono stati preliminarmente filtrati eliminando le parti del segnale con scarso interesse ingegneristico, (code e valori iniziali) per durate complessive inferiori a 25-30 s. I segnali sono stati poi sottoposti a ricampionamento, correzione per della linea di base ed applicando un filtro tipo Butterworth passa-banda di 4° ordine, adottando frequenze f_1 e f_2 rispettivamente pari a 0.10 e 25 Hz, con funzione di risposta in frequenza come di seguito illustrato:



L'analisi ed elaborazione dei segnali è stata eseguita mediante software Seismosignal vers. 5.1.2 prodotto dalla soc. Seismosoft LTD.

7.6.1 Parametri d'impostazione del modello

Dato l'elevato onere computazionale la frequenza massima di calcolo è stata fissata a 15 Hz, ritenuta sufficiente per la definizione della geometria del problema; preliminarmente a tale scelta è stato condotto un test comparativo con modello lineare elastico per verificarne l'adeguatezza.

I modelli di terreno utilizzati per la modellazione sono stati denominati MKZ1, MKZ2, ecc. in riferimento alle curve $G/G_0 - D$ di riferimento come di seguito illustrato ed i cui parametri di dettaglio sono stati definiti al Paragrafo 5.2.2:

ID mat	Caption	Reference
MKZ 0	Elastic	
MKZ 1	Area 2_Unità A	DTM - Average (Seed et Al 1986)
MKZ 2	Area 2_Unità B	DTM - Lower Bound (Seed et Al. 1986)
MKZ 3	Area2_Unità C	DTM - Average (Sun et Al 1988)
MKZ 4	Area 2 - Ghiaie	Rollins 1998
MKZ 5	EPRI(93) 50-120	EPRI 1993
MKZ 6	EPRI (93) 120-250	EPRI 1993
MKZ 7	EPRI (93) 250-500	EPRI 1993
MKZ 8	EPRI (93) 500-1000	EPRI 1993

Alla stregua del modello *MKZ* i parametri utilizzati per il modello *PWP* sono stati analiticamente definiti al Paragrafo 5.2.2.2 ed alla Tabella 7-12a dove i modelli costitutivi denominati *PWP1* e *PWP2* sono rispettivamente rappresentativi di *FC6* ed *FC16*, mentre i modelli *PWP0* e *PWP-1* vengo utilizzati per definire il comportamento drenato e non drenato degli orizzonti in cui non viene attribuita la possibilità di sviluppo di sovrappressioni interstiziali per carico ciclico. In figura 7-33 invece si illustra sinteticamente la stratigrafia utilizzata (con discretizzazione e profilo di V_s analoghi a quella del modello lineare equivalente) in cui la conducibilità idraulica considerata è quella verticale ed i parametri geotecnici sono quelli caratteristici desumibili dalla campagna di indagine geonostica in sito ed ulteriori prove di laboratorio di archivio/database:

Tabella 7-12 – a) Parametri modello *PWP*; b) parametri e stratigrafia modello di calcolo

Modello	Comportamento	Litologia	alfa	CSRt	CSRr	Nr	a	b	c
PWP-1	Drenato (no Δu)	Ghiaie							
PWP0	Non drenato (no Δu)	argille							
PWP1	Drenato (Δu)	FC6	0.86	0.15	0.192	15	1.103	0.576	-0.143
PWP2	Drenato (Δu)	FC16	0.86	0.2	0.28	15	1.014	0.234	-0.054

Vertical profile data:

	H [m]	unit weight [kN/m ³]	Vs [m/s]	D0 [%]	ID mat.	frict.ang. [°]	c' [kPa]	ID PWP	k [m/s]	Eed [Mpa]
1	1	18.5	160	0.5	MKZ 1	36	1	PWP 1	0.000054	8
3	2	18.5	200	0.5	MKZ 1	39	1	PWP 1	0.000054	20
4	1	18.5	160	0.3	MKZ 2	34	1	PWP 2	.0000093	10
6.5	2.5	18.5	170	0.3	MKZ 2	34	1	PWP 2	.0000093	7
11	4.5	19	180	2.5	MKZ 3	22	10	PWP 0	00000001	4
15	4	19	165	2.5	MKZ 3	22	10	PWP 0	00000001	4
20	5	21	320	0.95	MKZ 4	40	1	PWP -1	0.0005	30
25	5	21	320	0.95	MKZ 4	40	1	PWP -1	0.0005	30
30	5	19	220	1.0	MKZ 5	22	10	PWP 0	00000001	5
35	5	19	230	1.0	MKZ 5	22	10	PWP 0	00000001	6
40	5	19	240	1.0	MKZ 6	22	10	PWP 0	00000001	7
45	5	21	400	0.95	MKZ 4	40	5	PWP -1	0.0005	40
60	15	19	270	0.86	MKZ 6	22	10	PWP 0	00000001	7
75	15	19	290	0.86	MKZ 6	22	10	PWP 0	00000001	8
85	10	20	320	0.79	MKZ 7	26	30	PWP 0	00000001	9
95	10	21	600	0.95	MKZ 4	40	10	PWP -1	0.0005	40
110	15	21	400	0.79	MKZ 7	30	20	PWP 0	00000001	10
125	15	21	500	0.79	MKZ 7	30	20	PWP 0	00000001	15
140	15	21	800	0.492	MKZ 8	40	20	PWP -1	0.0005	50
155	15	21	600	0.492	MKZ 8	30	20	PWP 0	00000001	20
170	15	21	700	0.492	MKZ 8	30	20	PWP 0	00000001	30

Figura 7-33 – Modello stratigrafico e profilo di Vs utilizzati nelle analisi *NL* e *PWP*.

7.6.2 Risultati elaborazione modello non lineare e PWP

Poiché per gli assunti e gli obiettivi di questo studio la normativa sismica italiana vigente definisce lo scenario sismico più penalizzante anche per fenomeni di liquefazione, le analisi di tipo non lineare in tensioni totali ed in tensioni efficaci sono state condotte in modo comparativo utilizzando la medesima settupla dei segnali di input adottati per le analisi lineari equivalenti *EQL* denominato precedentemente *RSL-DM*.

Di seguito si riportano i risultati comparati delle elaborazioni condotte con codice di calcolo *SCOSSA* (Tropeano et al., 2016).

In analogia alle analisi *EQL* effettuate attraverso il codice *STRATA*, si sono ottenuti gli accelerogrammi convoluti al piano campagna ed i profili con l'andamento in profondità dei massimi di accelerazione (a_{max}) e deformazione di taglio % (γ_{max}) (vedi figura 7-34). In tal caso si ritiene significativo riportare anche gli spettri elastici medi riferiti a ciascuna metodologia di calcolo (*EQL*, *NL* e *PWP*), comparandoli fra loro, al fine di valutare i possibili effetti sul moto sismico attribuibili al comportamento non lineare (figura 7-35):

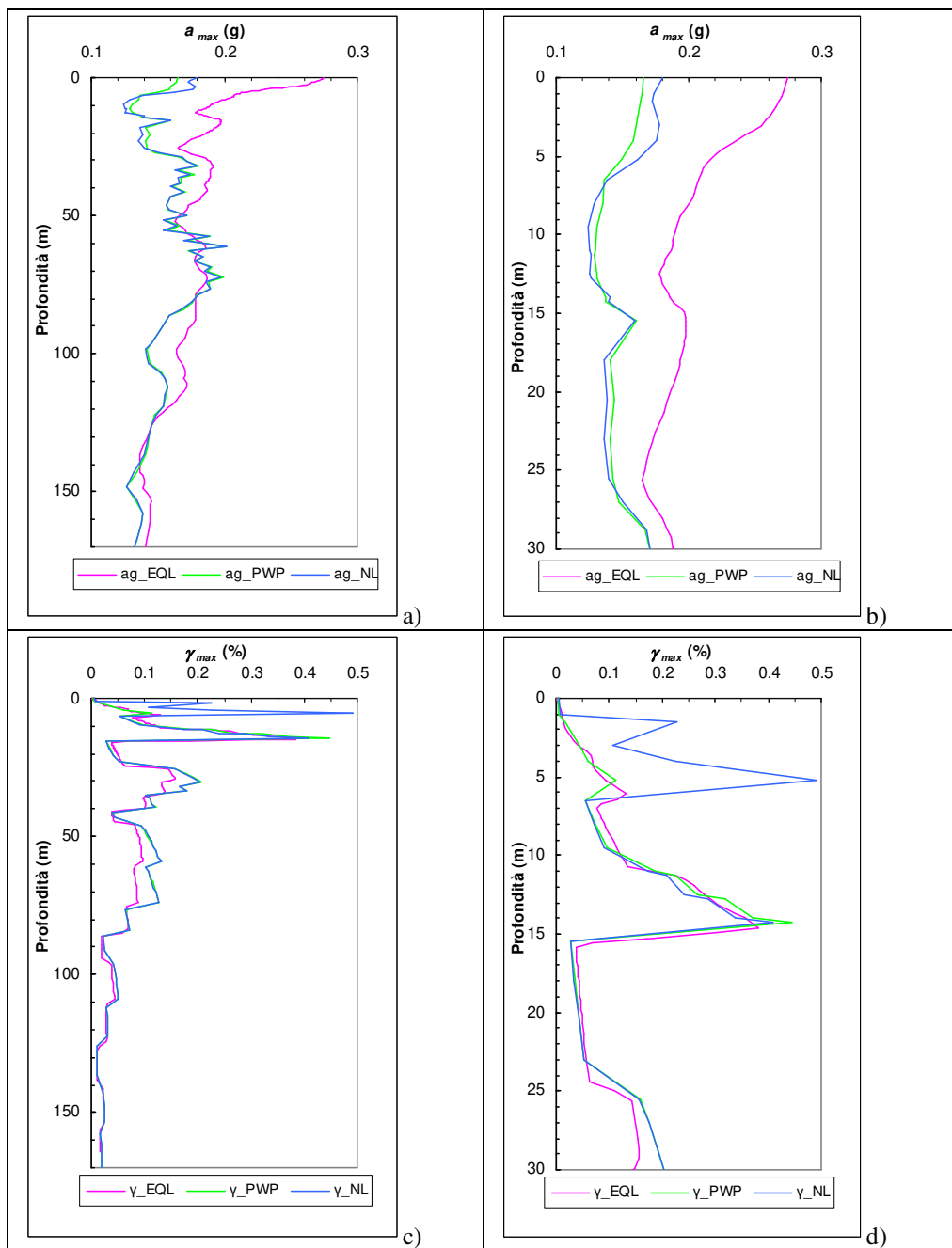


Figura 7-34 - Profili comparati di a_{max} e γ_{max} per i modelli *EQL*, *NL* e *PWP* (a-c); particolare degli ultimi 30 m superficiali (b-d).

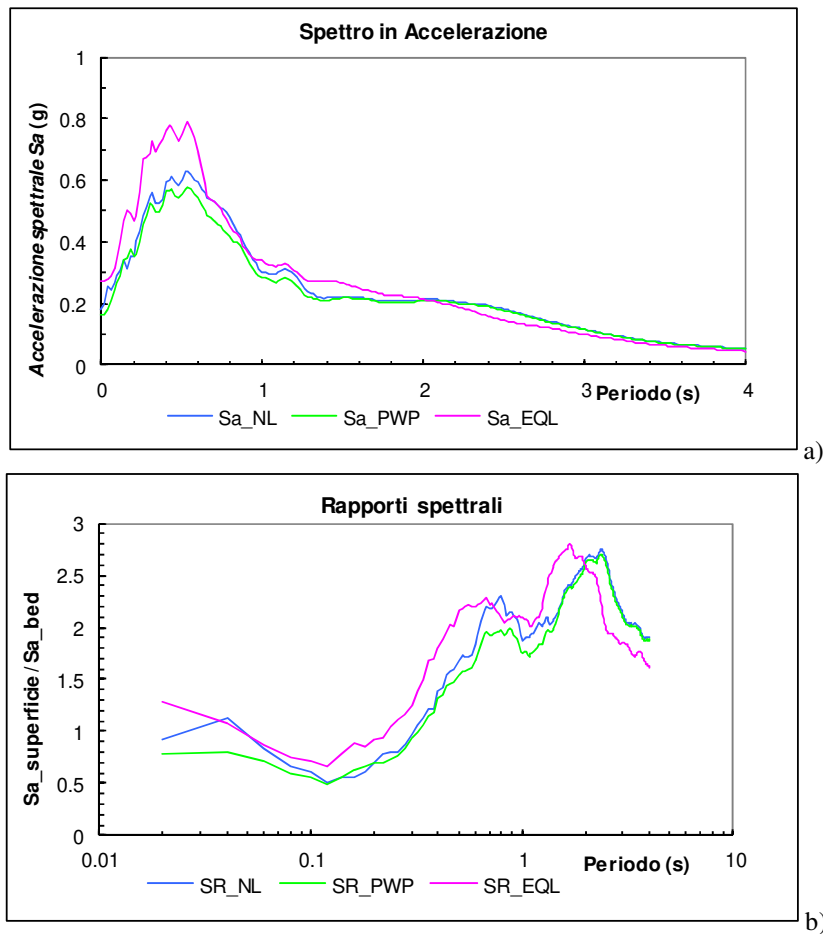


Figura 7-35 – Comparazione tra spettri superficiali in accelerazione (a) e rapporti spettrali (b) per le analisi *EQL*, *NL* e *PWP*.

In generale è possibile osservare che i due approcci forniscono soluzioni concordi e divergono maggiormente solo in corrispondenza degli orizzonti più superficiali; in particolare si può rilevare il significativo picco di deformazione alla profondità di circa 13-15 m in tutti i modelli in corrispondenza del tetto delle ghiaie, al passaggio con le argille *NC* alluvionali sovrastanti di modesta rigidezza (bassi valori di V_s). Inoltre, le deformazioni, unite agli effetti dissipativi ivi concentrati, sembrano sortire una sorta di attenuazione del moto per gli strati sovrastanti, fenomeno apprezzabile dai profili di a_{max} , soprattutto nei modelli *NL* e *PWP*. Nonostante gli andamenti risultino rappresentativi e coerenti con l'analisi *EQL* si segnalano localizzati fenomeni di instabilità per le analisi *NL* e *PWP* nell'orizzonte ricompreso fra le profondità di circa -30/-70 m, visibili nei profili di a_{max} determinando un andamento seghettato con una successione di piccoli picchi. Il fattore di amplificazione risulta pertanto pari a:

$$FA_{PGA} = PGA/PGA_0$$

Modello	PGA_0	PGA	FA_{PGA}
RSL-NL	0.212	0.180	0.848
RSL-PWP	0.212	0.165	0.781

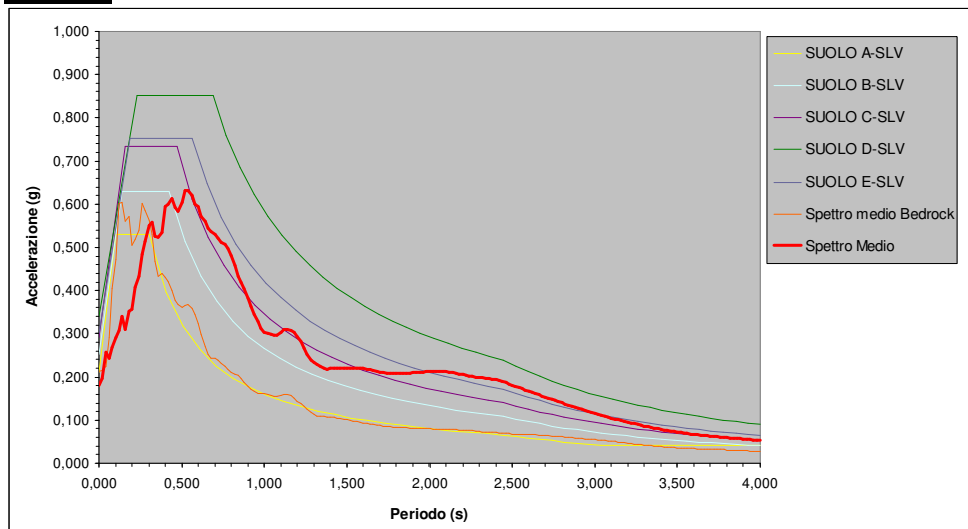
Anche dal confronto tra gli spettri in accelerazione e relativi rapporti spettrali (vedi figura 7-35), si riscontra una sostanziale coerenza degli andamenti rilevando tuttavia, in virtù dei livelli di deformazione raggiunti, una non trascurabile riduzione delle ampiezze spettrali per le analisi *NL* e *PWP* per periodi < 0.68 s (20% nella zona di plateau), arrivando sino a circa il 40 % in termini di *PGA* a $T = 0$ s.

I picchi di amplificazione riscontrabili dai rapporti spettrali denotano una differenza di comportamento fra l'analisi *EQL* e quelle *NL-PWP*, indicando per queste ultime uno scostamento di tali massimi, di entità pari a circa 0.2 s per quelli presenti a periodi < 1.0 s e pari a circa 0.7 s per quelli individuabili a periodi spettrali > 1.0 s, seppur con un rapporto di amplificazione comparabile. Solo lo spettro *PWP*, in corrispondenza del periodo di range 0.7-0.9 s, presenta un fattore di amplificazione leggermente inferiore.

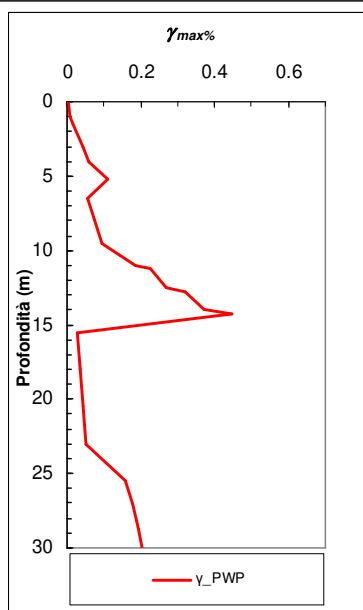
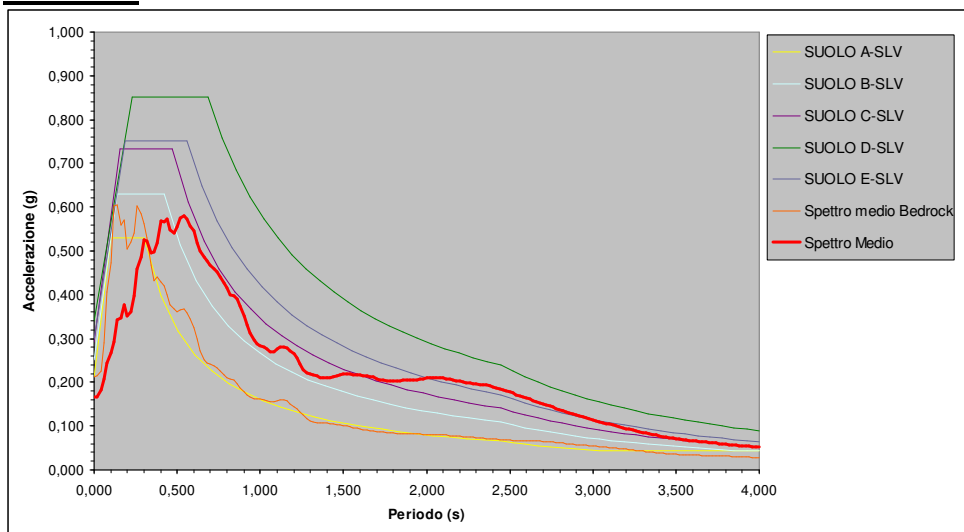
Dal confronto è possibile altresì notare che nei modelli di calcolo non lineari ed in tensioni efficaci mostrano un significativo incremento di durata della fase di segnale *strong-motion* rispetto al modello *EQL*.

Anche in questo caso, a livello puramente indicativo, si riporta la sovrapposizione degli spettri in accelerazione ottenuti a piano campagna per le simulazioni *NL* (*RSL-LN*) e *PWP* (*RSL-PWP*) con quelli di normativa per lo *SLV* (per opere di Classe III, V_n 50, T_r 712 anni):

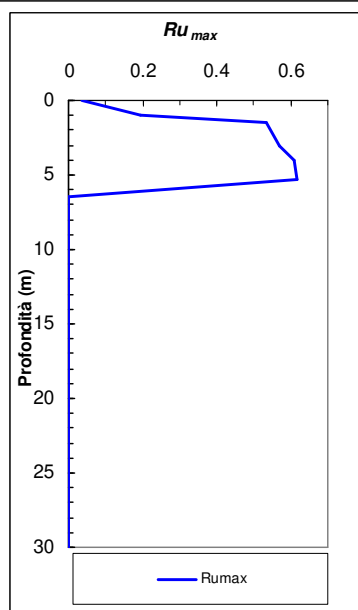
RSL-LN



RSL-PWP



a)



b)

Figura 7-36 - Profili comparati di Ru_{max} - $\gamma_{max}\%$ per i modelli *EQL*, *NL* e *PWP* (a); particolare degli ultimi 30 m superficiali (b).

L'aspetto legato alle deformazioni di taglio sembra essere l'elemento più significativo in grado di esser colto dal modello *NL* e *PWP*, soprattutto per quanto riguarda l'insorgenza di sovrappressioni interstiziali nelle sabbie, il cui accumulo e dissipazione giustificerebbe la differenza di risposta dei due modelli nelle sabbie marine superficiali (vedi Figura 7-36).

Sebbene il livello di sovrappressione non comporti la liquefazione degli strati ($R_u = 1$) esso risulta mediamente pari a $R_{u\max}=0.62$ e raggiunge comunque un livello di attenzione tale da poter comportare, soprattutto entro volumi di interesse di fondazioni superficiali, significative alterazioni nell'interazione terreno struttura; in particolare alcuni accelerogrammi tra cui il 000055xa, 00198xa e, soprattutto, MM0-HGN registrano valori di $R_{u\max}$ superiori, sino a $R_{u\max}=0.72$. A titolo di esempio, si riportano le storie temporali delle accelerazioni convolute in superficie dei segnali 000055xa ed MM0-HGN confrontate con i rispettivi segnali al *bedrock* al fine di evidenziare gli effetti di non linearità durante la strong-motion del segnale (Figure 7-37, 7-38, 7-39, 7-40). Inoltre, sempre per i medesimi segnali, si mostra l'andamento di R_u con la storia temporale delle deformazioni alla profondità -5.25 m da *p.c.*, rappresentativa del comportamento dell'Unità B (figure 7-38, 7-40). Analizzando tali storie temporali è possibile notare che le sovrappressioni iniziano ad accumularsi al superamento della soglia di deformazione pari a circa 0.04%, rimanendo pressoché costanti per tutto il resto del segnale in virtù della modesta capacità dissipativa imputabile alla permeabilità verticale dei livelli interessati; invece una rapida riduzione delle R_u si può apprezzare negli strati più superficiali, in prossimità del pelo libero della falda, ove gli effetti di redistribuzione e dissipazione risultano più rapidi ed efficaci.

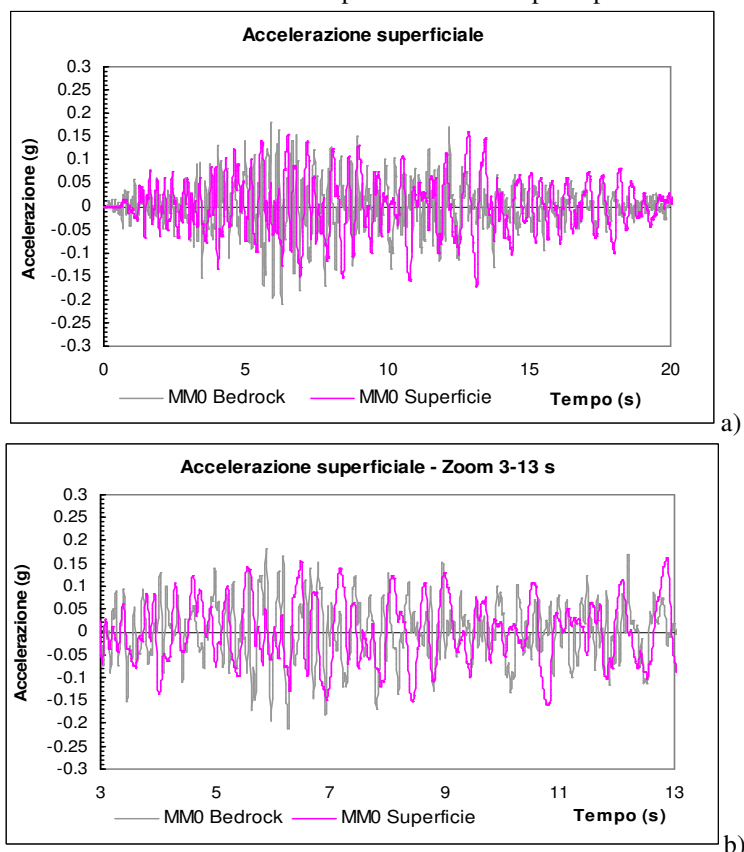
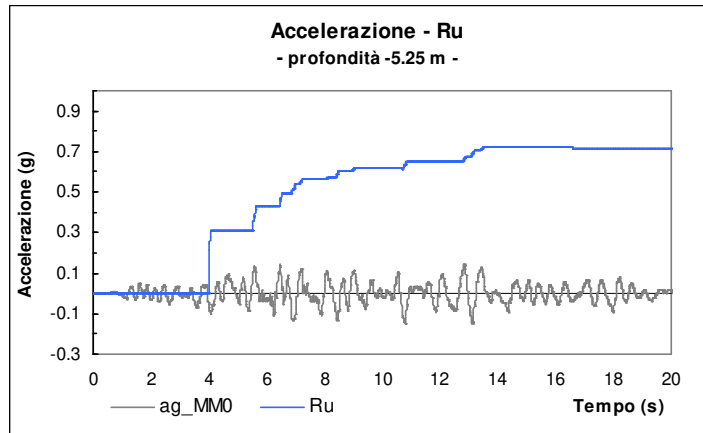
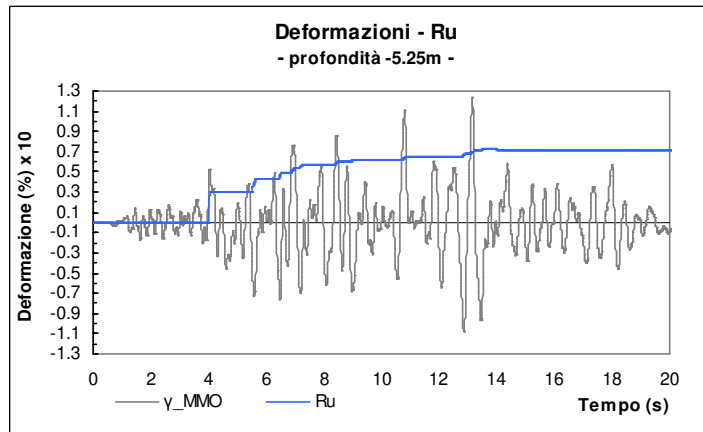


Figura 7-37 – Storie temporali comparate bedrock/superficie di accelerazione di MM0-HGN

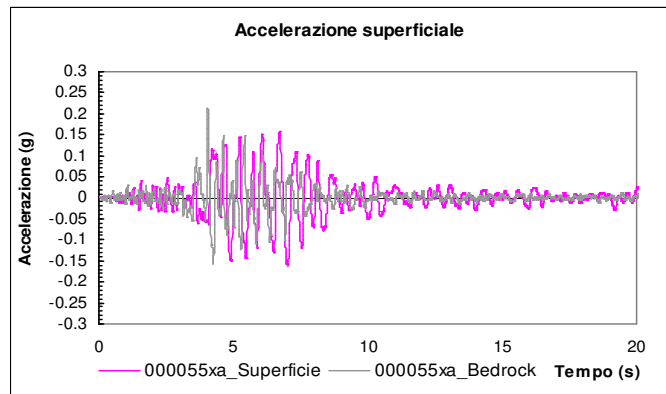


c)



d)

Figura 7-38 – Andamento di Ru_{max} alla profondità -5.25 m trasposto sulla storia temporale dell'accelerazione (c) e delle deformazioni $\gamma(\%)$ (esageraz. x10) (d).



a)

Figura 7-39 – Storie temporali comparate bedrock/superficie di accelerazione del segnale 000055xa

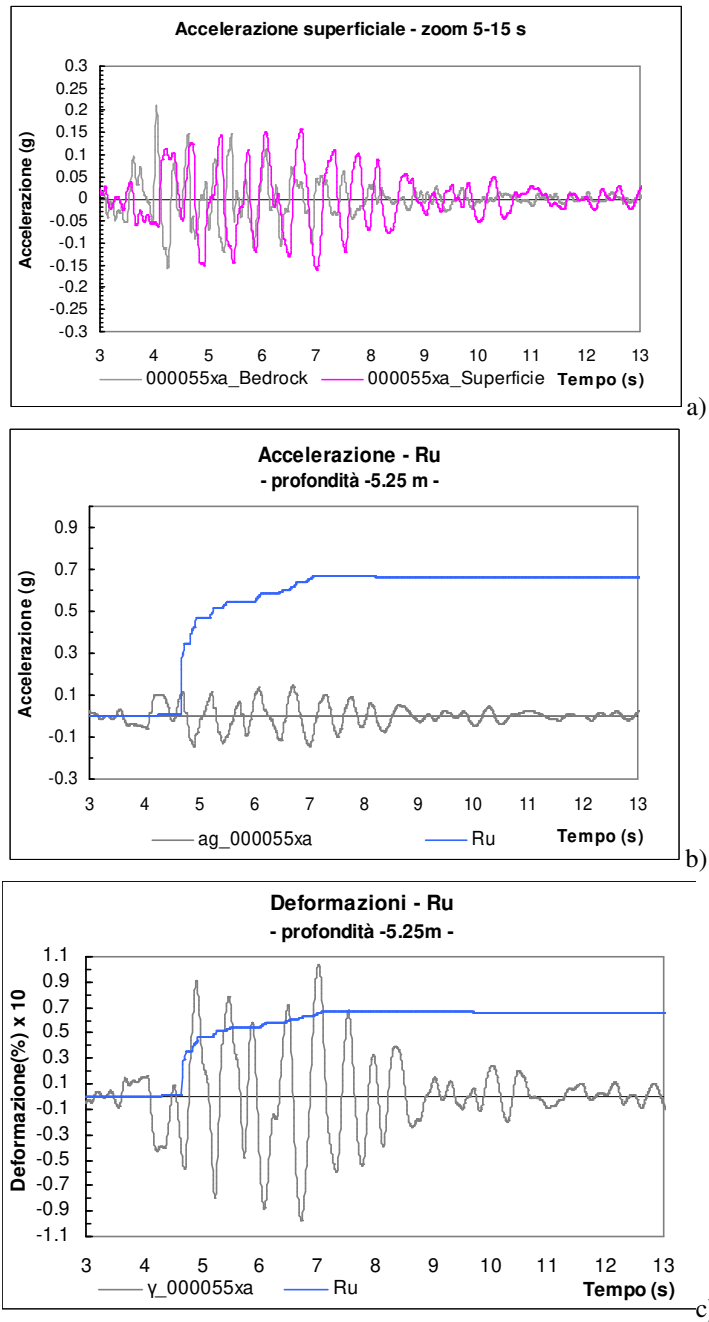


Figura 7-40 – Zoom storie temporali bedrock/superficie di 000055xa (a); andamento di Ru_{max} alla profondità -5.25 m trasposto su storie temporali di accelerazione (b) e deformazioni $\gamma(\%)$ (c).

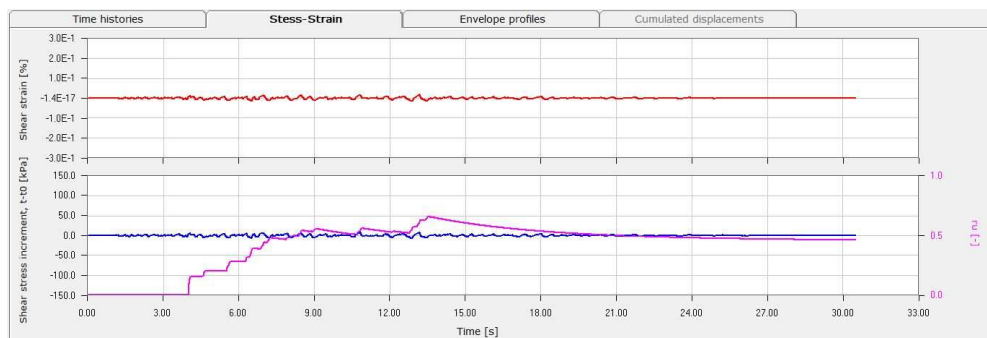


Figura 7-41 – Accumulo e dissipazione di R_u nell'orizzonte di profondità -1.5 m da *p.c.* (accelerogramma MM0-HGN).

Si ravvisa come già a livelli di $R_u = 0.6$ nei terreni possano sopraggiungere i primi segnali di instabilità ed una significativa diminuzione delle resistenze per attrito; ciò è tanto più probabile in presenza di stati tensionali preesistenti in grado di abbassare sensibilmente le soglie di rottura dei terreni e/o di innesco della liquefazione, rendendone più severi gli effetti locali (es. in presenza di pendii, fronti sostenuti da opere di contenimento, stati tensionali indotti da opere di fondazione, sovraccarichi concentrati, ecc.).

Eseguendo il calcolo dei cedimenti post-sismici in condizioni di campo libero secondo la formulazione (7-17) ed utilizzando i parametri di compressibilità edometrica utilizzati in Tabella 7-12 (b), si può stimare un cedimento atteso complessivo pari a $w = 1.5$ cm.

Quanto osservato trova un riscontro qualitativo sovrapponendo i profili di $CRR_{7.5}$ delle analisi a liquefazione semplificate *CPT* (senza correzione *MSF*) con i valori di resistenza sperimentali di laboratorio ciclico *TRXC* (vedi figura 7-42), utilizzati per caratterizzare la resistenza ciclica delle Unità A e B nelle analisi dinamiche in tensioni efficaci. Adottando infatti quali valori di riferimento CRR_{15_FC6} e CRR_{15_FC16} , corrispondenti alla resistenza ciclica da *TRXC* per un numero di cicli equivalenti $N_{eq} = 15$ (resistenza ciclica riferibile ai metodi semplificati *CPT* per $M_w=7.5$), si rileva come per l'Unità A tale resistenza sia sostanzialmente comparabile ai valori di $CRR_{7.5_1}$ e $CRR_{7.5_2}$ (rispettivamente per le *CPTU1* e 2), mentre per l'Unità B risulti costantemente superiore. Ciò comporta l'ottenimento di fattori di sicurezza maggiori di quelli calcolati con metodo semplificato *CPT IB14*, dimostrandosi invece coerente rispetto a quanto riscontrato in termini di R_u nell'ambito delle analisi dinamiche in tensioni efficaci. Tali evidenze concordano sostanzialmente con i valori di R_u rapportabili ai valori di *FSL* secondo Marcuson e Hynes (1990) (figura 7.24). Ciò fa sì che i valori di $CRR_{7.5}$ calcolati tramite metodo semplificato *IB14* per l'effettivo contenuto in fine osservato in sito, risultino mediamente sottostimare la resistenza ciclica sperimentalmente rilevata in laboratorio, soprattutto in corrispondenza dell'Unità B (caratterizzata da un maggiore *FC*). Si deve comunque tenere presente come i metodi semplificati siano spesso calibrati su dataset di sabbie ricostituite e naturali non carbonatiche, *NC*, non invecchiate, rigorosamente con fine non plastico e, quindi, la differenza accertata potrebbe essere in qualche misura imputabile sia alla mineralogia (e connesse caratteristiche morfologiche dei grani e di *IP* della parte fine) quanto a possibili effetti di preshaking a seguito di eventi sismici storici che non abbiano indotto significative deformazioni nello scheletro solido dei depositi locali studiati.

7.6.3 Discussione dei risultati

Le analisi effettuate per lo scenario di pericolosità previsto da normativa, definito su base probabilistica, è risultato il più severo tra quelli presi in considerazione nel presente studio, ovvero rispetto a quelli ipotizzati secondo un approccio deterministico per gli scenari storici.

Entrambe le analisi effettuate *NL* e *PWP* evidenziano un significativo incremento di durata della strong-motion del segnale calcolato in superficie ed una attenuazione alle alte frequenze ed in termini di *PGA*, indicando fenomeni deformativi particolarmente concentrati nella zona di interfaccia ghiaie-argille *NC* ed in prossimità della base delle sabbie marine costiere. Nelle sabbie, tali deformazioni, superata la soglia deformativa circa pari allo 0.04%, determinano l'accumulo di sovrappressioni interstiziali mediamente pari a 0.62 e massime sino a 0.72. Risulta, pertanto, che i picchi di amplificazione siano generalmente condizionati dalla presenza di contrasti rigidezza significativi che, nel contesto alluvionale in analisi, corrispondono a banchi di ghiaia di significativo spessore e dal *bedrock* sismico assunto alla base del modello, anch'esso assunto in corrispondenza di un consistente corpo ghiaioso di grande estensione areale, immediatamente soprastante la formazione geologica marina basale.

La presenza di coperture a bassa velocità a contatto con depositi grossolani dotati di maggior rigidezza, determina il verificarsi di significative deformazioni di taglio in prossimità di tali interfacce e/o entro i tratti di copertura meno consistenti; soprattutto per lo scenario sismico di normativa, caratterizzato da accelerogrammi di input con maggiore accelerazione di picco e ampiezze spettrali.

Tali deformazioni possono raggiungere entità occasionalmente fuori dai campi di applicabilità ordinaria dei metodi di calcolo lineari equivalenti. In queste situazioni, l'aumento degli effetti di non linearità, conseguenti ad una sensibile diminuzione della rigidezza al taglio, *G*, su spessori significativi, comporta l'attenuazione delle coordinate spettrali, soprattutto alle medie-alte frequenze, per effetto dell'aumento del rapporto di smorzamento, migrando il contenuto energetico in modo più distribuito verso periodi spettrali maggiori.

Inoltre, lo sviluppo di deformazioni di taglio, soprattutto in presenza di orizzonti sabbiosi superficiali, possono determinare un importante incremento di pressioni interstiziali, sino all'insorgere di fenomeni di liquefazione.

Dal confronto delle storie temporali illustrato nelle figure 7-33 e 7-34 risulta altresì evidente quanto i fenomeni di non linearità comincino a diventare evidenti alcuni istanti prima del momento di rapido aumento delle sovrappressioni interstiziali.

I cedimenti post-sismici attesi in condizioni di free-field secondo la teoria della consolidazione di Terzaghi (7-17), portano ad un cedimento atteso pari a $w = 1.5$ cm.

I parametri di scuotimento dei singoli accelerogrammi, sia al *bedrock* che convoluti al piano campagna tramite metodi non lineari in tensioni totali e ed efficaci, vengono riportati in appendice al presente studio (Appendice A. tabelle A.4 – A.6).

Dall'analisi dei singoli accelerogrammi e dei risultati ottenuti è importante sottolineare anche l'importanza e sensibilità del criterio di selezione dell'input sismico e come il puro criterio di spettrocompatibilità possa talora non essere pienamente efficace per specifiche valutazioni inerenti lo studio del potenziale di liquefazione.

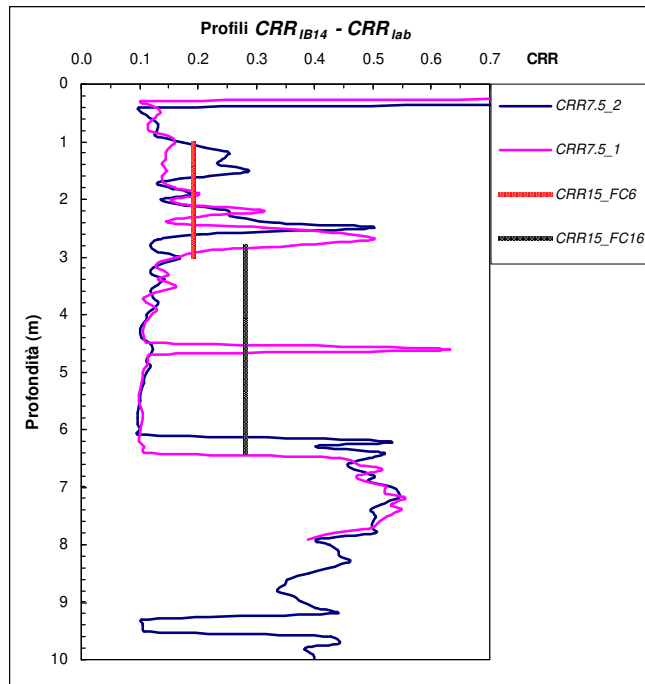


Figura 7-42 - Profili di resistenza ciclica stimati in CPTU1 e CPTU2 tramite metodo semplificato $IB14$ (denominati $CRR_{7.5_1}$ e $CRR_{7.5_2}$) comparati ai valori desumibili dalle prove $TRXC$ per $FC6$ (CRR_{15_FC6}) ed $FC16$ (CRR_{15_FC16}) relativi ad un numero di cicli $N=15$.

Capitolo 8.

Trattamento delle sabbie e valutazioni preliminari di fattibilità

8.1 Generalità

In questo capitolo vengono illustrate le prove di caratterizzazione di campioni ricostituiti e trattati in laboratorio con miscele di silice colloidale a vario grado di diluizione e maturazione. Di seguito vengono riproposte le medesime analisi non lineari in tensioni efficaci adottando, per la simulazione delle sovrappressioni, il modello costitutivo dei terreni sabbiosi superficiali trattati tramite permeazione in laboratorio. Il confronto fra analisi in condizioni naturali e con terreno trattato consentirà di valutare analiticamente ed in via cautelativa il grado di miglioramento ottenibile tramite permeazione in vera grandezza con silice colloidale, in funzione sia delle caratteristiche geotecniche dei terreni che tipologiche/reologiche della miscela adottata.

8.2 Ricostituzione e trattamento dei campioni per prove geotecniche

Per definire le caratteristiche geotecniche di resistenza meccanica in condizioni non drenate si sono ricostituiti una serie di provini di sabbie naturali prelevate in sito, con distribuzione granulometrica nota, sottoponendoli presso il laboratorio del Dott. Geol. Stefano Sanchi sia a prove di compressione monoassiale ad espansione laterale libera (*ELL*) che a prove di pocket penetrometer durante vari stadi di maturazione, al fine di poter addivenire anche ad una relazione per la stima del contenuto in silice attraverso le caratteristiche di resistenza a rottura dei terreni trattati. Tale metodologia, alla luce della difficoltà nell'utilizzo di altri metodi chimico-fisici di riconoscimento, viene infatti adottata sia da Hamderi e Gallagher (2014) che Rasouli et al. (2016) per stimare il contenuto in silice di campioni prelevati nell'ambito di test in vera grandezza e/o di veri e propri interventi quali ad esempio il consolidamento per mitigazione dei fenomeni di liquefazione presso l'aeroporto di Fukuoka (vedi figura 8-1).

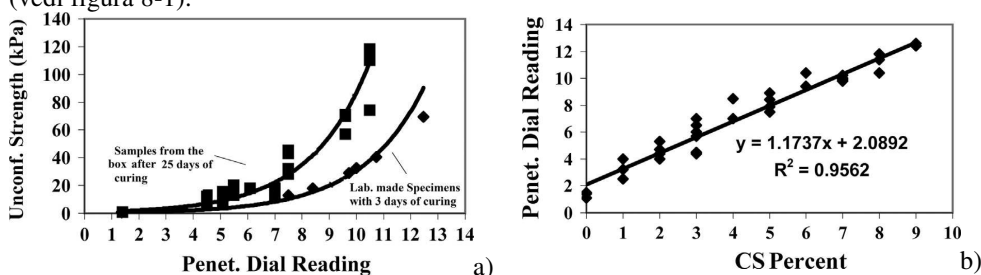


Figura 8-1 – (a-b) Test di correlazione fra resistenza a rottura (da prove *ELL* e pocket penetrometer) e contenuto in silice in test condotti da Hamderi e Gallagher (2014).

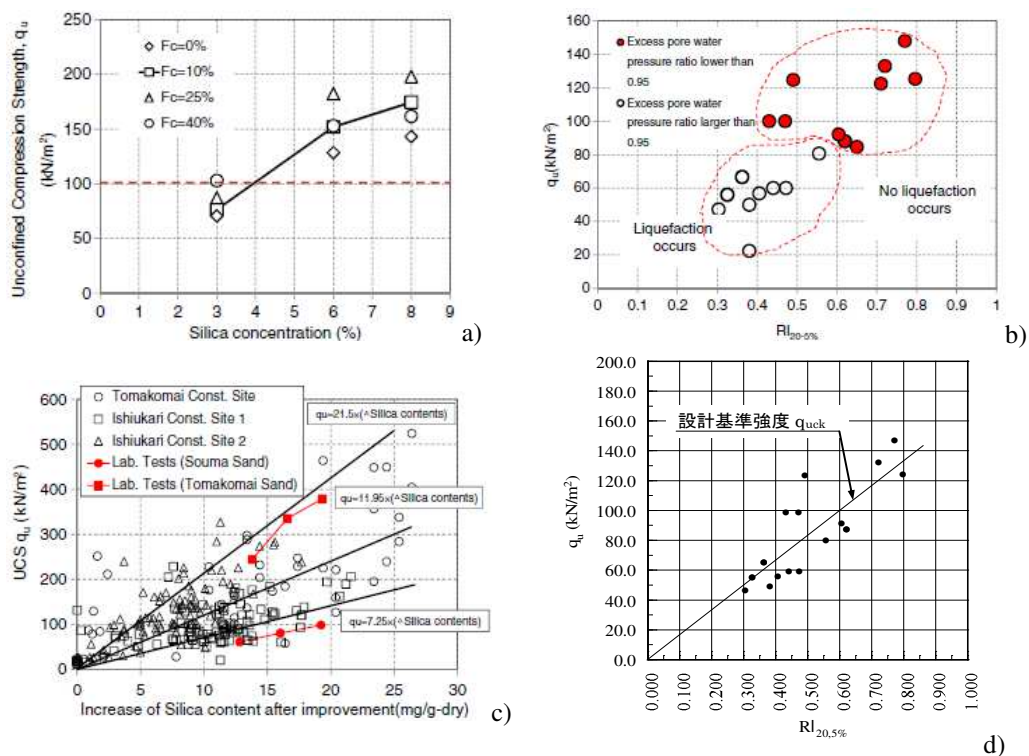


Figura 8-2 (a) Test condotti da Rasouli et al (2016) su campioni a diverso contenuto in FC ed in silice; (b) relazione tra resistenza ELL e rapporto di pressione dei pori in campioni trattati con silice colloidale (adattato da PGM manual - part 3, *Coastal Development Institute of Technology* 2010); (c) relazione tra resistenza a rottura e contenuto in silice per diversi siti di intervento in Giappone (Rasouli, 2016); (d) relazione q_u /rapporto di resistenza ciclica di riferimento (PGM manual - part 3).

Data la variabilità delle caratteristiche meccaniche, fisiche e mineralogiche dei terreni naturali in sito e, quindi, la difficoltà di definire in modo univoco il grado di miglioramento raggiunto dal trattamento, nel *Technical manual for permeation grouting method* (2010), del Coastal Development Institute of Technology di Tokio (copia trasmessa personalmente dagli autori), quale standard riferimento vengono indicate delle caratteristiche minime di resistenza a rottura q_u , generalmente ritenute idonee a partire da 50 - 100 kN/mq in relazione all'importanza dell'opera; il raggiungimento di tali valori sarebbe sufficiente a garantire la sicurezza del trattamento nei confronti delle problematiche di liquefazione (vedi Figura 8-2a,b,c,d); si sottolinea come tali soglie di resistenza siano riferite ad un rapporto di resistenza ciclica $R_{l_{20-5\%}}$, ovvero a 20 cicli quale soglia di innesco, definita secondo un livello deformativo del 5% in doppia ampiezza. Anche per Gallagher e Mitchell (2002) valori di q_u compresi fra 10 e 120 kPa risultano sufficienti a mitigare adeguatamente la suscettibilità a liquefazione di terreni sciolti. Per i fini del presente studio, si è utilizzata un'unica sabbia di riferimento sottoposta a trattamento con miscele a diverse concentrazioni di silice (CS), eseguendo le prove geomeccaniche secondo diversi tempi di maturazione, consentendo così di identificare specifici trend di resistenza per ciascuna miscela.

La sabbia prelevata in sito alla profondità di circa 0.6 m (denominata S1C0) è appartenente ai depositi superficiali dell'Unità A e, a seguito di analisi di setacciatura con vagli ASTM, presenta le caratteristiche di distribuzione granulometrica illustrate in Figura 8-3.

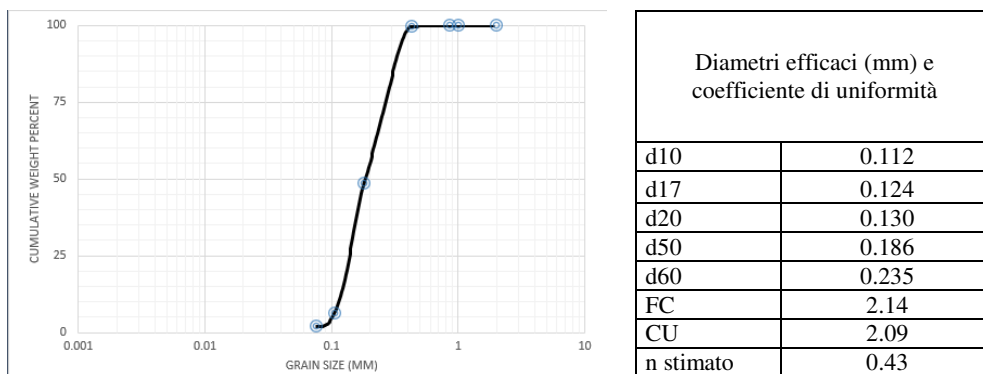


Figura 8-3 – Caratteristiche granulometriche del campione trattato per prove geotecniche a rottura monoassiale

Per l'esecuzione dei test *ELL* e con pocket penetrometer il materiale è stato ricostituito direttamente nella miscela all'interno delle singole fustelle per triassiale tramite tecnica di pluviazione; con ciascuna miscela si sono ricostituiti e trattati più provini (vedi figure 8-4a,b e figure 8-5a,b) per effettuare i test in corrispondenza di due diversi momenti di maturazione onde apprezzarne meglio il trend di incremento di resistenza nel tempo.

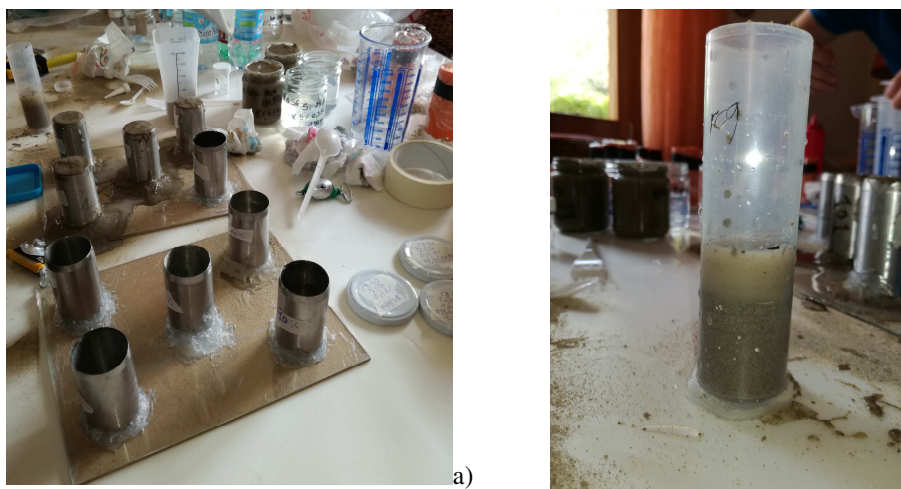
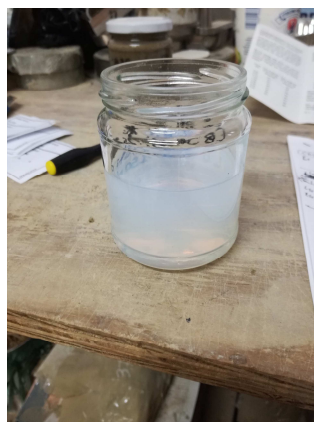


Figura 8-4 - (a) Fase di preparazione dei provini di sabbia e gel direttamente in fustella per cella triassiale; (b) test di pluviazione in contenitori graduati per la stima dell'indice dei vuoti ottenibile in fase di ricostituzione.



a)



b)

Figura 8-5 - (a-b) ricostituzione dei campioni in contenitori di vetro per l'esecuzione di prove con pocket penetrometro su sabbia trattata e gel puro.

In data 08/09/2018 si sono preparati provini in fustella per cella triassiale ed in contenitori in vetro di adeguata dimensione (onde evitare che il cuneo di rottura alla base della punta del penetrometro potesse interferire con le pareti del contenitore) per l'esecuzione di prove comparative di pocket penetrometro secondo il seguente schema:

- n. 2 provini di sabbia trattata con miscela al 10% di SiO₂
- n. 4 provini di sabbia trattata con miscela al 7.5% di SiO₂
- n. 4 provini di sabbia trattata con miscela al 5.0% di SiO₂
- n. 4 vasi contenitori di sabbia trattata con miscela al 10% di SiO₂
- n. 2 vasi contenitori con miscela pura al 10% di SiO₂
- n. 4 vasi contenitori di sabbia trattata con miscela al 7.5% di SiO₂
- n. 2 vasi contenitori con miscela pura al 7.5% di SiO₂
- n. 4 vasi contenitori di sabbia trattata con miscela al 5.0% di SiO₂
- n. 2 vasi contenitori con miscela pura al 5.0% di SiO₂
- n. 2 vasi contenitori di sabbia *FC19* trattata con miscela al 7.5% di SiO₂

In attesa di effettuare prove di compressione *ELL* anche su provini di solo gel puro, si sono comunque effettuate prove di penetrazione tramite pocket penetrometro per valutarne la pressione di rottura con punte di differente dimensione.

Per valutare correttamente l'indice dei vuoti ottenibile nella ricostituzione di ciascun tipo di sabbia nella corrispondente miscela, parallelamente si sono condotte specifiche prove di pluviazione in recipienti graduati così da poter valutare con la massima precisione l'effetto indotto dalla composizione della miscela al grado di addensamento. Oltre ad *S1C0*, omogeneizzando tutto il materiale contenuto nei campioni *S1C1-S1C3* ed *S1C2-S1C4* (di caratteristiche analoghe) si sono ottenute le sabbie denominate *FC9* ed *FC19* (in funzione del relativo contenuto in fine) rispettivamente rappresentative per le Unità A e B, utilizzate anche per le successive prove di permeazione in candela, previa pluviazione a secco, e relativi test di laboratorio dinamico/ciclico.

Si vuol rilevare come il maggior contenuto in fine rispetto alle sabbie rappresentative *FC6* ed *FC16*, inizialmente ottenuto dagli stessi campioni, derivi sostanzialmente dal processo di miscelazione del materiale che, incorporando anche i sottili livelli limosi di interstrato ad

elevato contenuto in fine, determina un *FC* medio leggermente superiore rispetto ai singoli provini a basso disturbo. Si è osservato come la ricostituzione per pluviazione entro la miscela abbia implicato uno stato di addensamento lievemente differente rispetto a quello ottenibile in acqua o in aria. In Tabella 8-1 si forniscono alcuni valori comparativi rilevati per la ricostituzione delle sabbie *SIC0*, *FC9* e *FC19*, sia in acqua che in sol (miscela *C*), mentre in Tabella 8-2 si riportano gli esiti per prove di compressione *ELL* eseguite a vari stadi di maturazione (7-30 gg) su campioni di sabbia trattati con la miscela *C*, secondo varie concentrazioni di *CS* (10%-7.5%-5.0%) e normalità salina pari a 0.3*N*. Nella denominazione dei campioni di Tabella 8-2 la desinenza finale *A* o *B* indica il codice per identificare ciascun campione in quanto preparati a coppie.

Tabella 8-1 – Valori di addensamento per ricostituzione in acqua ed in miscela *C*

Sabbia <i>S0C1</i> – H2O:	Sabbia <i>S0C1</i> –Sol 7.5% 0.3 <i>N</i> :	Legenda
$e_0 = 0.72$	$e_0 = 0.64$	e_0 – Indice dei vuoti
$n = 0.42$	$n = 0.39$	n – porosità
Sabbia <i>FC9</i> - H2O:	Sabbia <i>FC9</i> - Sol 7.5% 0.3 <i>N</i> :	
$e_0 = 0.875$	$e_0 = 0.82$	
$n = 0.467$	$n = 0.45$	
Sabbia <i>FC19</i> - H2O:	Sabbia <i>FC19</i> - Sol 7.5% 0.3 <i>N</i> :	
$e_0 = 1.0$	$e_0 = 2.0$	
$n = 0.5$	$n = 0.66$	

Tabella 8-2 – Report dati sintetici prove *ELL* su campioni trattati con miscela *C* a 7 e 30gg

PROVE <i>ELL</i> – 7 GG					
Campione	P_{tot} (g)	P_{tara} (g)	G_{sat} (g)	q_u (kPa)	$\varepsilon\%$
ELL10_0	264.63	101.72	162.91	170.2	2.29
ELL7.5_A	268.18	107.04	161.14	88.84	2.48
ELL7.5_B	265.66	104.69	160.97	96.4	2.02
ELL5.0_A	266.06	102.2	163.86	50	1.56
ELL5.0_B	261.12	99.94	161.18	47.35	2.71

PROVE <i>ELL</i> – 30 GG					
Campione	P_{tot} (g)	P_{tara} (g)	G_{sat} (g)	q_u (kPa)	$\varepsilon\%$
ELL10_1	271.35	111.76	159.59	187.22	2.069
ELL7.5_A1	262.76	101.09	161.67	140.15	2.144
ELL7.5_B1	261.7	100.21	161.49	132.75	2.164
ELL5.0_A1	265.27	102.71	162.56	57.186	1.634
ELL5.0_B1	266.44	105.32	161.12	57.743	1.906

P_{tot} – peso totale fustella più materiale in gr

P_{tara} – peso tara fustella in gr

G_{sat} – peso peso naturale del materiale trattato

$\varepsilon\%$ – deformazione assiale % limite alla pressione di rottura q_u

q_u – Pressione ultima a rottura per compressione monoassiale (kPa)

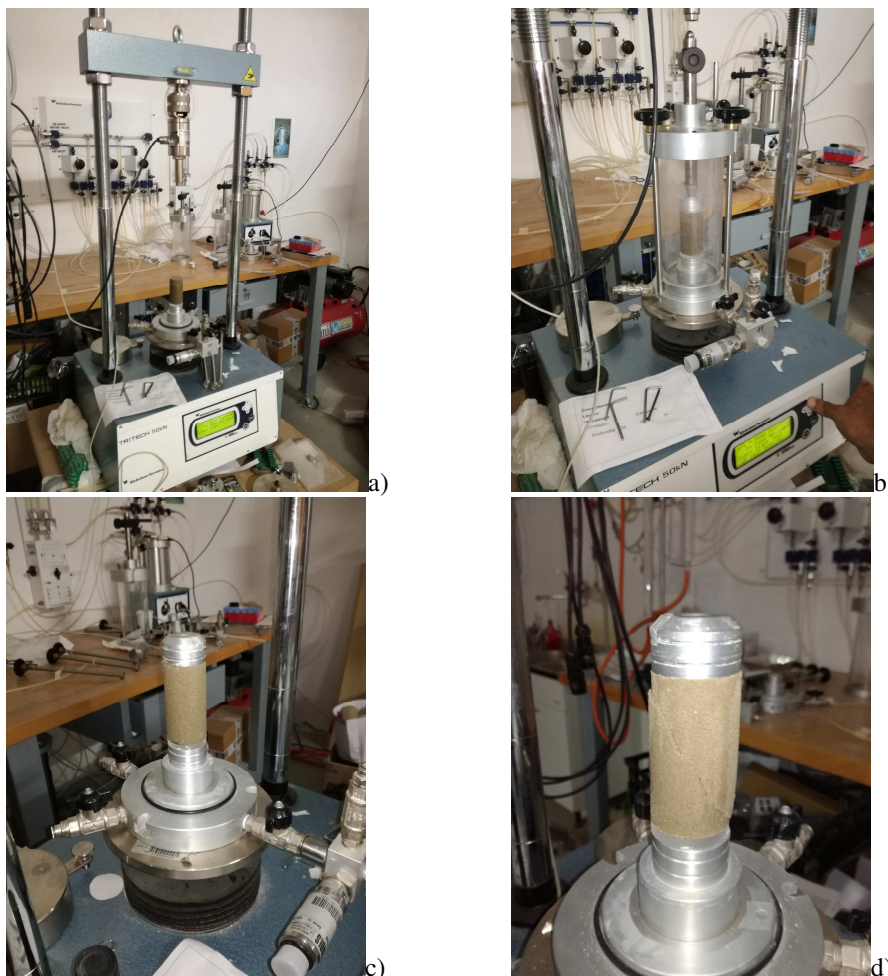


Figura 8-6 - (a-b-c) Preparazione in cella triassiale del provino defustellato; (d) modalità tipica di rottura dei provini trattati

Coerentemente alle informazioni di bibliografia è possibile osservare come il materiale trattato, durante il breve periodo di maturazione (max 30gg), sia andato progressivamente incrementando la propria resistenza a rottura, sebbene con un modesto gradiente di crescita (vedi figura 8-7a); infatti già alla prima settimana risulta raggiunto l'85-90% della resistenza massima, registrata a 30gg di maturazione. A tal proposito P.M. Gallagher evidenzia come il maggior tasso di incremento della resistenza venga raggiunto entro un periodo di maturazione pari a 4 volte il *gel-time* e Gallagher e Mitchell (2002) ritengono appropriato un periodo di maturazione almeno pari a 10 volte il *gel time* per definire opportuni valori di resistenza di riferimento; in realtà nel tempo la miscela continuerà ad indurire irreversibilmente secondo un debole gradiente. Invece il tasso di deformazione relativo al punto di rottura sembra ridursi debolmente con il passare del tempo, mantenendo

comunque valori prossimi fra tutte le miscele, con uno scarto reciproco mai superiore a circa il 20% (vedi figura 8-7 b).

Come da bibliografia, nell'ambito delle condizioni testate, la resistenza a rottura risulta crescere proporzionalmente all'incremento del contenuto in silice nella miscela (Figura 8-8c). Tuttavia nell'ottica di dover verificare il grado di trattamento/miglioramento raggiunto nell'ambito di prove di permeazione in vera grandezza, la misura della resistenza a rottura potrà costituire un utile riferimento anche per la definizione del contenuto in silice finale nei terreni campionati in sito, data la grande difficoltà di stimare il contenuto in silice tramite altri metodi di riconoscimento chimico fisico. Per consentire correlazioni speditive su eventuali campioni in sito o di laboratorio si riporta la campagna di test effettuati con pocket penetrometer (Controls, Model 16-T0161) (Figura 8-9) su campioni trattati con miscele a varia diluizione e a vario grado di maturazione (Figure 8-10a,b; Figure 8-11a,b,c); inoltre per apprezzare meglio l'incremento di resistenza offerto dalla struttura del terreno, si sono condotti dei test anche su campioni di solo gel puro (Figura 8-10b, 8-11b).

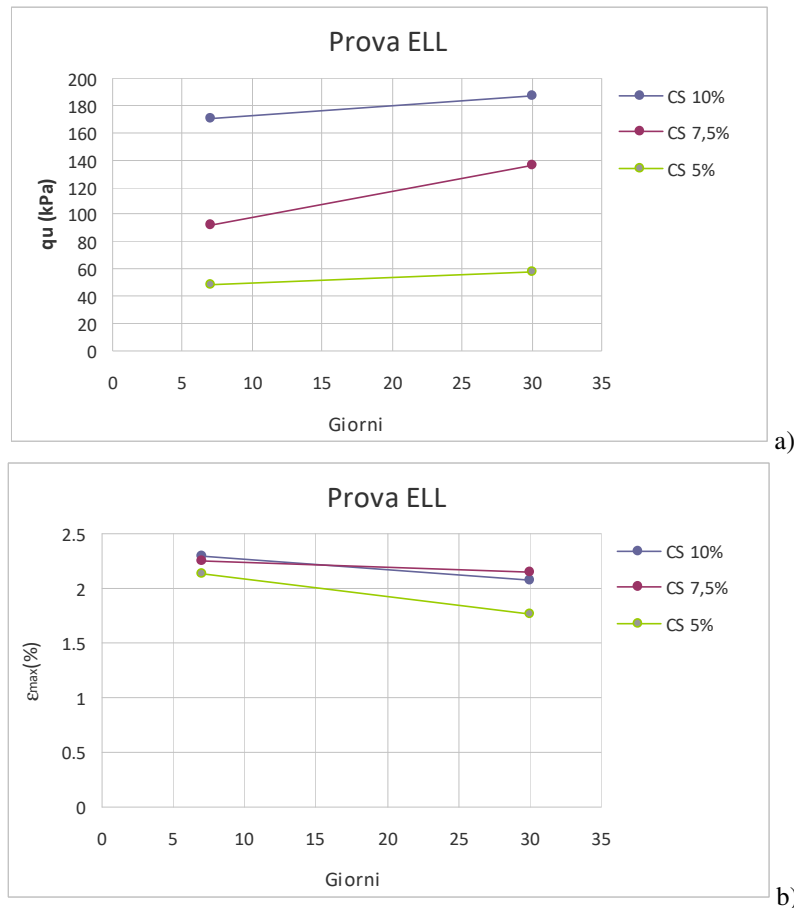
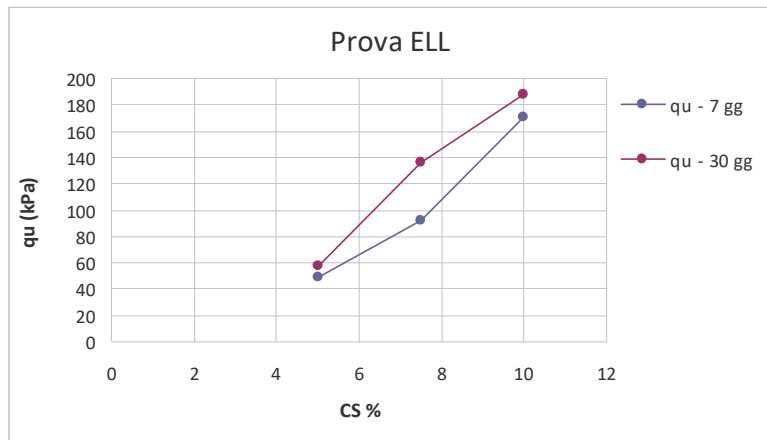
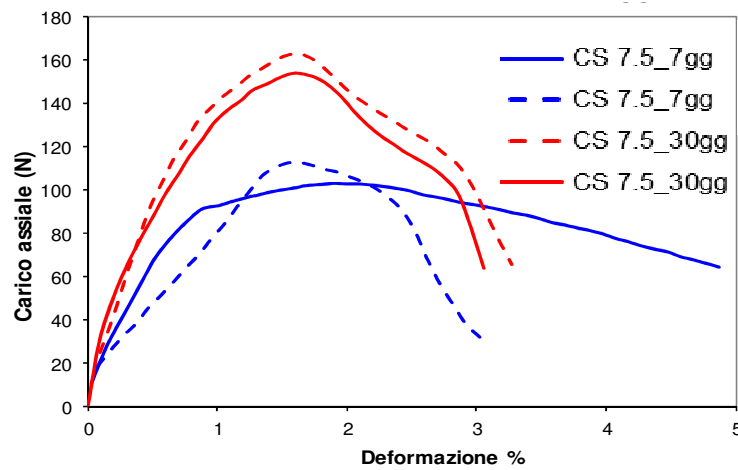


Figura 8-7 - (a) Resistenza a rottura nel tempo in relazione al contenuto in $SiO_2\%$ CS; (b) variabilità della deformazione massima a rottura in funzione del tempo di maturazione e del contenuto in silice.



a)



d)

Figura 8-8 - (a) Resistenza a rottura in relazione al contenuto in silice delle miscele utilizzate per il trattamento; (b) curve tipiche carico/deformazione a 7 e 30 gg di maturazione per la miscela C con diluizione CS= 7.5%

In particolare, per consentire una maggior precisione circa la stima dei valori di pressione a rottura tramite pocket penetrometer, si sono utilizzate anche punte con diametri differenti, mediandone i risultati, soprattutto per i campioni di consistenza più scarsa e su gel puro.

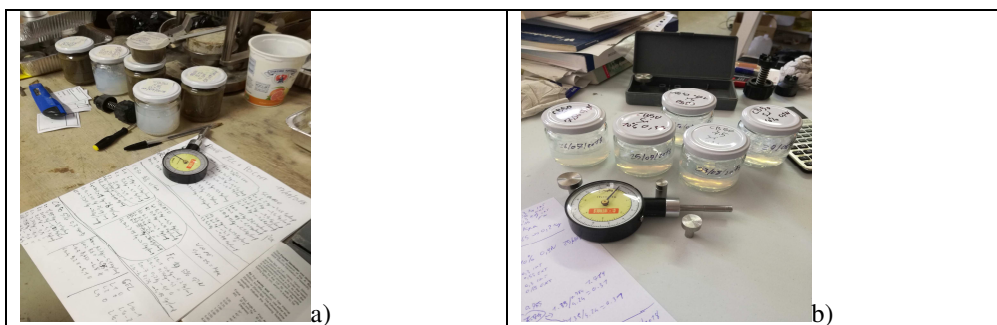


Figura 8-9 – Test di resistenza a rottura tramite pocket penetrometer su campioni di sabbia trattati (a) e di solo gel (b) a diversi stadi di maturazione (7 e 30 gg).

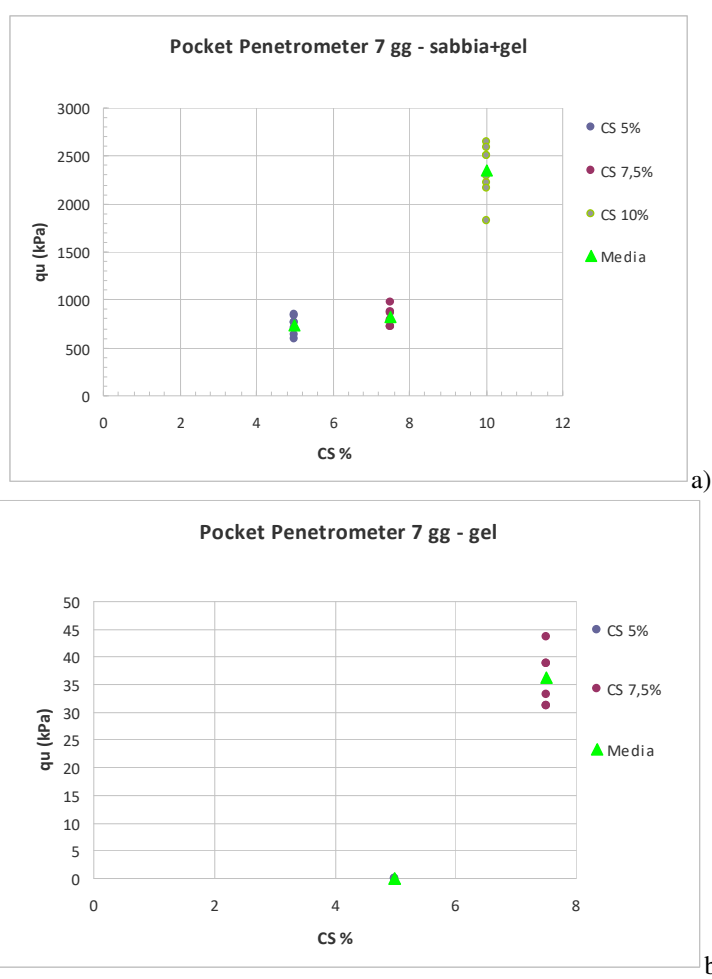


Figura 8-10 - (a-b) Test con pocket penetrometer a 7 gg di maturazione di sabbia + gel e solo gel.

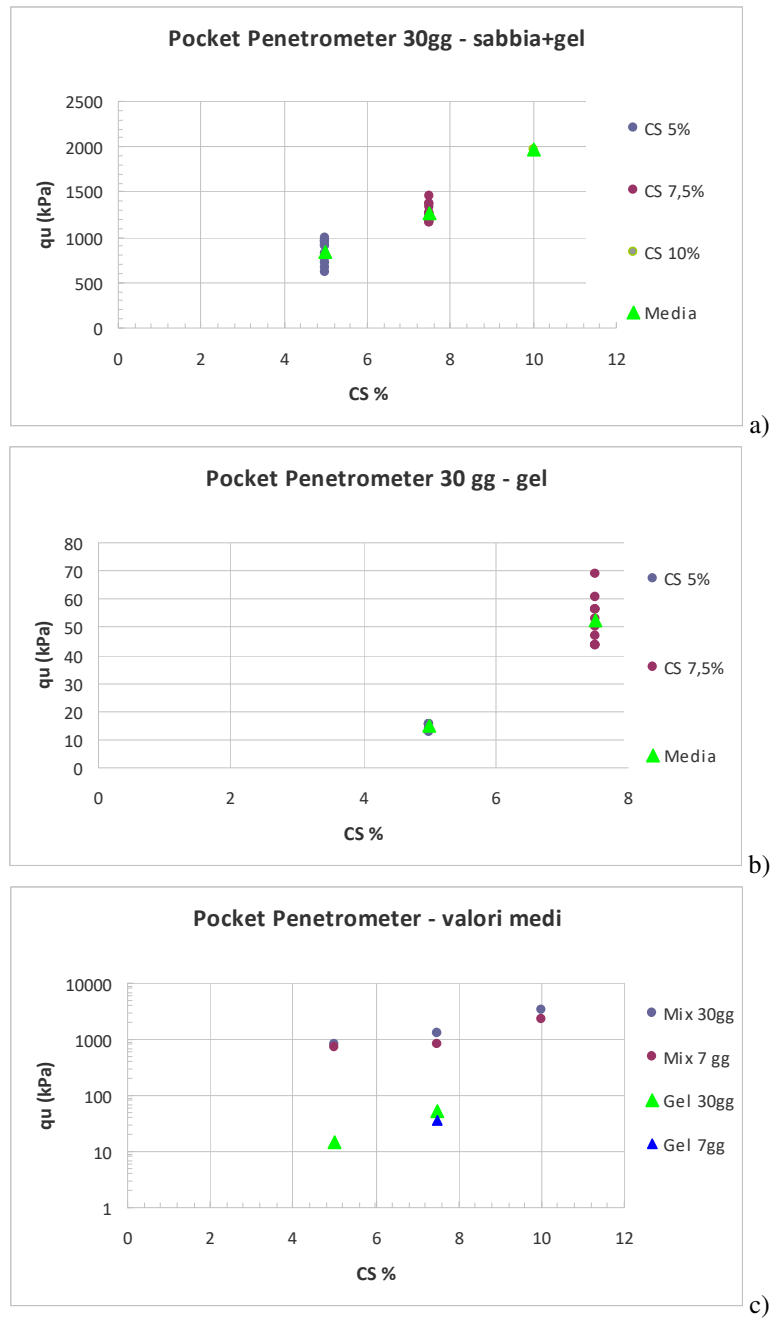


Figura 8-11- (a-b) Test con pocket penetrometer a 30 gg di maturazione; (c) resistenza a rottura in funzione del contenuto contenuto in silice a vari stadi di maturazione.

I risultati ottenuti per ciascun set di misure, in termini di valor medio, possono essere schematicamente riassunti nella tabella 8-3 seguente:

Tabella 8-3 – Riepilogo valori medi di pocket penetrometer su campioni trattati a 7 e 30gg Sabbia + Gel

CS%	qu -7gg (kPa)	qu -30gg (kPa)
5	736.3	840.8
7.5	819.1	1275.0
10	2344.5	3354.7

Gel

CS%	qu -7gg (kPa)	qu -30gg (kPa)
5	n.r.	14.8
7.5	36.20	52.7

n.r. – non rilevato

Anche con tale modalità di misura, per gli ambiti di diluizione studiati, all'occorrenza è possibile desumere delle relazioni utili alla stima del contenuto in silice di un campione in funzione della resistenza a rottura.

Pertanto, nell'ottica di un ipotetico intervento di miglioramento, è possibile apprezzare come, a maturazione, tutti i campioni trattati con miscela C arrivino a presentare valori di resistenza a rottura *ELL* compatibili con i criteri generali di resistenza ciclica ($Rl_{20-5\%}$) dettati nel *Technical manual for permeation grouting method* (2010); in ogni caso la soglia di resistenza minima andrà sempre valutata in relazione alle caratteristiche ed importanza dell'eventuale opera in progetto, attuando all'occorrenza i doverosi approfondimenti di indagine (es. tramite specifiche prove in sito di controllo e di laboratorio ciclico), soprattutto per le miscele con $q_u < 100$ kPa (nel caso specifico solo quella con CS 5%).

8.3 Permeazione dei campioni per prove cicliche e di permeabilità

8.3.1 Ricostituzione dei campioni rappresentativi e permeazione

Al fine di verificare la capacità di permeazione delle miscele di sabbie rappresentative, si sono ricostituiti in candela appositi campioni a diverso contenuto in fine. A tal proposito il contenuto delle fustelle appartenenti ai campioni omogenei C1-C3 e C2-C4, è stato completamente miscelato, amalgamando così anche i sottili livelli limosi interclusi fra le sabbie più cernite, ottenendo 2 tipologie omogenee, denominate rispettivamente *FC9* ed *FC19* in base al contenuto in fine (passante ASTM n. 200). Per tale motivo il contenuto finale in *FC* risulta lievemente superiore agli analoghi campioni indisturbati di riferimento *FC6* ed *FC16*.

Considerate le modeste differenze si è ritenuto comunque di addensare i litotipi all'indice dei vuoti rappresentativo di *FC6* ed *FC16*, ovvero rispettivamente ad $e_{FC9}=0.88$ ed $e_{FC19}=0.94$.

La preparazione e permeazione dei campioni in candela è stata condotta presso Ismgeo srl secondo la metodologia standard descritta da Bosco (2013) e Granata e Vanni (2011) (vedi Figura 8-12) ovvero secondo i seguenti step operativi:

- Realizzazione di candela utilizzando fogli trasparenti di poliestere di altezza max 100 cm avvolti attorno ad una batteria di dischi top-down dell'apparato triassiale, con diametro 5 cm fissando le lamine sovrapposte, a tratti consecutivi, con biadesivo e silicone; a termine avvolgimento nastratura esterna integrale con nastro trasparente, a fini di rinforzo ed irrigidimento, ottenendo (una volta sfilati i dischi distanziatori) un tubo trasparente di 50 mm di diametro interno e 100 cm di altezza.
- Fissaggio della candela alla base di apparato triassiale (utilizzato per l'iniezione) con fascetta metallica, siliconando tutte le estremità e punti di giunzione.
- Realizzazione preliminare (per pluviazione) di uno strato di base di spessore 5-6 cm con sabbia del Ticino *TS4*, del diametro $d_{50} = 0.25$ mm, necessario ad evitare l'occlusione dell'iniettore e con funzione di filtro e diffusore (Figura 8-12 b).
- Deposizione pluviale in aria del materiale secco, secondo strati successivi di 10 cm, di volta in volta addensati all'indice dei vuoti desiderato, vibrando la parte riempita con una serie di colpetti laterali; l'addensamento necessario viene controllato conscendo il peso del materiale utile a riempire ciascuno strato di 10 cm per l'indice dei vuoti desiderato.
- Il riempimento è stato effettuato per alcune candele sino a 100 cm, mentre per altre sino a 60 e 70 cm, in funzione del materiale e miscela disponibile ovvero del numero di campioni da ottenere.
- Preparazione della miscela secondo tempi di gel sufficienti a conseguire la permeazione in condizioni di viscosità costante (comportamento newtoniano). Nel caso in esame, considerando una temperatura ambientale $22^{\circ} < T < 24^{\circ}$ C, si sono preparate miscele a base del prodotto C, con diluizione $CS = 7.5\%$ e concentrazione salina 0.225-0.3 N (in base al contenuto in fine delle sabbie e relativi tempi di permeazione stimati).
- Iniezione dal basso con candela verticale, partendo da pressioni molto basse, pari a circa 4-5 kPa, cercando poi di mantenere una velocità di risalita costante, incrementando gradualmente e lentamente le pressioni ogni qual volta si manifestasse un rallentamento nella risalita, al fine di evitare erosioni, fratturazioni o infiltrazioni localizzate all'interfaccia fra materiale e parete interna.
- Sospensione dell'iniezione alla completa saturazione del materiale con fuoriuscita della miscela dalla sommità della candela (ottenendo un battente di circa 1-2 cm).
- Maturazione della miscela in candela verticale per almeno 48 ore (cautelativamente superiore al gel time di progetto), al fine di assicurare una perfetta gelificazione ed integrità del materiale.
- Scollegamento dalla base di iniezione e sigillatura delle estremità della candela con cera e pellicola adesiva trasparente, in attesa dei tempi di maturazione desiderati.

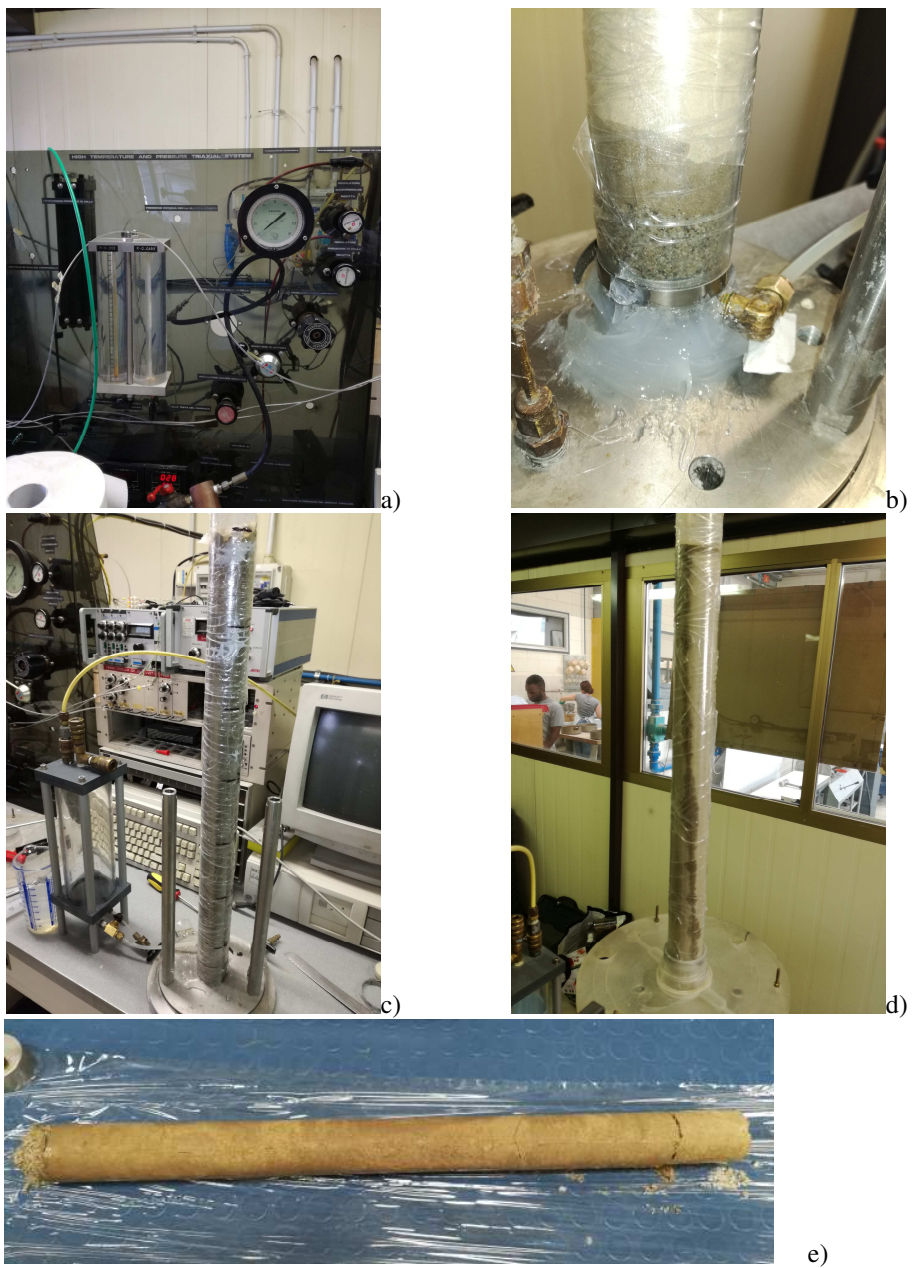


Figura 8-12 - (a) Quadro di controllo con manometri; (b) particolare di collegamento base/candela e filtro di base con sabbia *TS4*; (c) apparato collegato al serbatoio; (d) problematiche di filtrazione preferenziale lungo interfaccia terreno/parete; e) campione estruso.

La miscela, immagazzinata in un serbatoio stagno (Figura 8-12 c), è stata spinta in candela per mezzo di aria in pressione, controllandola per mezzo di un manometro di precisione (Figura 8-12 a) e rilevando, durante ciascuna fase di iniezione, i relativi tempi e pressioni di esercizio.

L'estrusione del materiale trattato (Figura 8-12 e), onde ottenere campioni indisturbati, è stata ottenuta tagliando in senso longitudinale l'avvolgimento della candela stessa, sezionando poi il materiale secondo provini delle dimensioni necessarie agli apparati di prova.

Il tempo di maturazione adottato è stato di 60 gg.

I test di permeazione hanno presentato esiti variabili in base alla tipologia di sabbia trattata, risultando molto difficoltosa per i campioni *FC19* e, invece, più agevole per quelli *FC9* a minore contenuto di fine. Infatti, su n. 2 colonne di *FC19* alte 1.0 m, dopo una prima fase di saturazione dei primi livelli decimetrici alla base, la permeazione si è arrestata; di seguito andando ad aumentare la pressione non si è rilevata alcuna ripresa nella risalita del fluido fintanto che, superata la soglia di resistenza del materiale, si sono innescati processi di filtrazione preferenziale all'interfaccia terreno/parete con risalita localizzata della miscela sino alla sommità della candela (Figura 8-12 d), senza impregnare il materiale, facendo così fallire la prova. Una terza prova, condotta sempre su *FC19* a titolo comparativo utilizzando solo acqua, ha portato a permeare il campione in circa 3 ore arrivando ad utilizzare una pressione massima pari a 13 kPa.

Diversamente i campioni *FC9*, in candela alta 60 cm ed incrementando gradualmente la pressione (per evitare rotture/erosioni nel terreno), sono risultati più facilmente permeabili alla miscela, riuscendo a concludere la permeazione in 5 ore e 45 min, raggiungendo pressioni medie finali di 80 kPa.

Chiaramente si deve osservare come gli elevati tempi di filtrazione non possano essere indicativi per un ipotetico trattamento in sito reale, in quanto imputabili alla modalità di filtrazione puramente verticale; diversamente in sito reale risulterà dominante l'influenza della conducibilità idraulica orizzontale k_h , contribuendo sensibilmente ad agevolare i processi di filtrazione/diffusione. In ogni caso le pressioni di iniezione in campo reale, alle profondità di trattamento, risentiranno in una certa misura anche della pregressa saturazione del deposito, ovvero della necessità di spostare l'acqua presente nei pori intercomunicanti per l'avanzamento della miscela.

Quindi preliminarmente all'intervento di iniezione sarà quanto più opportuno effettuare prove di iniezione preliminari in sito reale per calibrare adeguatamente portate e tempi di immissione in funzione del raggio di trattamento atteso; in alternativa si potranno condurre specifici test di permeazione sfruttando dispositivi ad iniezione radiale in vasche/cassoni di idonea grandezza, riempite con le medesime sabbie adeguatamente ricostituite.

8.3.2 Prove di permeabilità in cella triassiale su campioni trattati

A seguito della permeazione in candela della sola sabbia rappresentativa *FC9* (di seguito denominata *FC9t*), preliminarmente ai test di resistenza ciclica, si sono condotte prove di permeabilità in cella triassiale analoghe a quelle già realizzate ed illustrate al Capitolo 4 (in accordo con la norma ASTM D 2435 e D5084/97).

Tabella 8-4 – Valori di permeabilità in cella triassiale di campioni ricostituiti al medesimo indice dei vuoti trattati e non trattati

Conducibilità idraulica	FC9r	FC9t
k_v (m/s)	6.2E-7	2.3E-7

In particolare, per meglio apprezzare il grado di impermeabilizzazione ottenibile con il trattamento tramite miscela *C*, a concentrazione di silice $CS=7.5\%$, si sono eseguite anche delle prove comparative su provini di sabbie *FC9* non trattate (denominate *FC9r*) e ricostituite al medesimo indice dei vuoti iniziale $e_{0FC9r}=0.88$, consolidandole alla medesima pressione di confinamento, pari a 50 kPa.

Dai risultati ottenuti, illustrati in Tabella 8-4, è possibile evincere una apprezzabile diminuzione di conducibilità idraulica verticale ottenendo una riduzione pari a circa mezzo ordine di grandezza rispetto ai corrispondenti provini non trattati. All'occorrenza andrà altresì valutato e testato il tasso di impermeabilizzazione ottenibile a seguito di trattamento in sito e per processi di filtrazione orizzontale, in virtù delle diverse caratteristiche tessiturali e di distribuzione dei vuoti interconnessi (porosità specifica) nei depositi naturali.

8.3.3 Comportamento a basse-medie deformazioni di campioni trattati/non trattati

Data la variabilità di comportamento attesa nei terreni naturali in posto e la capacità di permeazione in laboratorio riscontrata per le sabbie campionate, si è deciso di assumere il comportamento dinamico dei terreni *FC9* quale riferimento oggettivo, ricostituendoli al voluto indice dei vuoti e consolidandoli in modo isotropo alla pressione di confinamento (50 kPa), ritenuta rappresentativa per le profondità dei depositi in sito.

Quindi per verificare le differenze di comportamento attese alle basse e medie deformazioni si sono condotte prove di colonna risonante *CR* dei campioni di riferimento, sia trattati che non trattati, denominati rispettivamente *FC9t* e *FC9r*, al fine di ottenere curve rappresentative del decadimento del modulo di taglio normalizzato (G/G_0) e del rapporto di smorzamento ($D\%$), osservando le differenze di comportamento imputabili al trattamento con silice colloidale e, in particolare, con la miscela *C* a concentrazione $CS=7.5\%$. Considerati gli aspetti strumentali della prova *CR* i campioni sono stati caratterizzati adeguatamente entro ambiti di deformazione limitati ($\gamma \leq 0.15-0.2\%$), quindi per definire curve di adeguata estensione nei range deformativi di interesse utile per i modelli costitutivi da utilizzare nelle successive analisi sia di tipo lineare equivalente che non lineare, i dati sperimentali possono essere elaborati tramite la formulazione di Yokota et Al. (1981) nonché fittati per la definizione dei parametri utili al modello costitutivo *MKZ* ed ai criteri di Masing e Phillips&Hashash (2009) specifici per i modelli di comportamento non lineari.

I test sperimentali sono stati eseguiti presso il laboratorio Ismgeo srl di Seriate (BG) attenendosi alla norma ASTM D4015/95. In Tabella 8-5 si riportano le tabelle riepilogative dei dati sperimentali inerenti le sabbie trattate e non trattate e in Figura 8-13, ai fini della modellazione, viene altresì proposta una comparazione dei dati di *FC9t* con le curve caratteristiche precedentemente definite per le Unità A e B.

Tabella 8-5 – Curve di degrado/damping per terreni trattati/non trattati.

FC9r				FC9t			
Curva G/G0		Curva D%		Curva G/G0		Curva D%	
Strain(%)	G/Gmax	Strain(%)	D%	Strain(%)	G/Gmax	Strain(%)	D%
0,0002	1,000	0,0002	1,070	0,0001	1,000	0,0001	1,500
0,0003	0,999	0,0003	1,073	0,0003	1,000	0,0003	1,517
0,0005	0,990	0,0005	1,197	0,0005	1,000	0,0005	1,537
0,0007	0,980	0,0007	1,252	0,0006	0,998	0,0006	1,661
0,0009	0,978	0,0009	1,313	0,0009	0,983	0,0009	1,585
0,0012	0,960	0,0012	1,319	0,0012	0,980	0,0012	1,699
0,0020	0,941	0,0020	1,669	0,0018	0,960	0,0018	1,860
0,0026	0,915	0,0026	1,807	0,0025	0,937	0,0025	2,408
0,0037	0,893	0,0037	2,061	0,0040	0,902	0,0040	2,325
0,0045	0,863	0,0045	2,366	0,0058	0,848	0,0058	2,550
0,0073	0,805	0,0073	2,758	0,0108	0,779	0,0108	3,518
0,0120	0,715	0,0120	3,469	0,0152	0,714	0,0152	4,319
0,0181	0,649	0,0181	4,303	0,0248	0,618	0,0248	5,216
0,0276	0,566	0,0276	5,605	0,0358	0,538	0,0358	6,465
0,0502	0,389	0,0502	7,149	0,0876	0,339	0,0876	9,738
0,1106	0,212	0,1106	13,082	0,1820	0,217	0,1820	11,911

Da un raffronto dei risultati sperimentali fra campioni trattati e non trattati (vedi Figure 8-13 a, b, c) e delle relative curve di comportamento ottenute a 90 gg di maturazione, è possibile apprezzare quanto segue:

- il modulo di taglio iniziale delle sabbie trattate è inferiore al modulo di taglio della sabbia pura, indipendentemente dall'ampiezza della deformazione; ciò fa ritenere, in accordo con Spencer et al. (2007) che la rigidità dei campioni di sabbia pura sia prevalentemente attribuibile alla natura dei contatti interparticellari (Figura 8-13 a);
- le curve nel piano $G - \gamma$ (Figura 8-13 a) denotano valori dei moduli di $FC9t$ generalmente inferiori a quello delle sabbie pure, soprattutto entro gli ambiti deformativi $\gamma \leq 0.06-0.07\%$;
- la soglia deformativa di comportamento lineare della sabbia pura è leggermente inferiore a quello della sabbia trattata, così come per $FC9r$ risulta un valore di $D0$ lievemente inferiore;
- le curve $G/G0$ di $FC9t$ ed $FC9r$, presentano andamenti sostanzialmente analoghi, cominciando a divergere lievemente solo a partire da soglie deformative $\gamma \geq 0.035\%$
- sino a livelli deformativi pari a $\gamma \approx 0.06-0.07\%$ il rapporto di smorzamento di $FC9t$ ed $FC9r$, presentano andamenti affini che cominciano a divergere un poco solo a partire da soglie deformative $\gamma \geq 0.1\%$ (da valutare più approfonditamente in quanto in prossimità dei limiti di prova/tolleranza strumentale);

Inoltre da bibliografia (Spencer et al., 2007) emerge che un aumento del contenuto in silice delle miscele permeanti tende ad incrementare i valori assoluti di $G0$ iniziale dei materiali trattati. In ogni caso ulteriori indagini si ritengono opportune per verificare più approfonditamente questo comportamento e le sue potenziali cause. Considerata inoltre la stretta aderenza dei dati sperimentali relativi a $FC9t$ con le curve $G/G0$ e $D\%$ già definite per l'Unità B (vedi Figura 8-14), per i modelli lineari equivalenti si potrà fare riferimento alle curve già sviluppate per l'Unità B, così come per i modelli di comportamento non lineare si farà riferimento ai medesimi parametri di fitting denominati $MKZ2$.

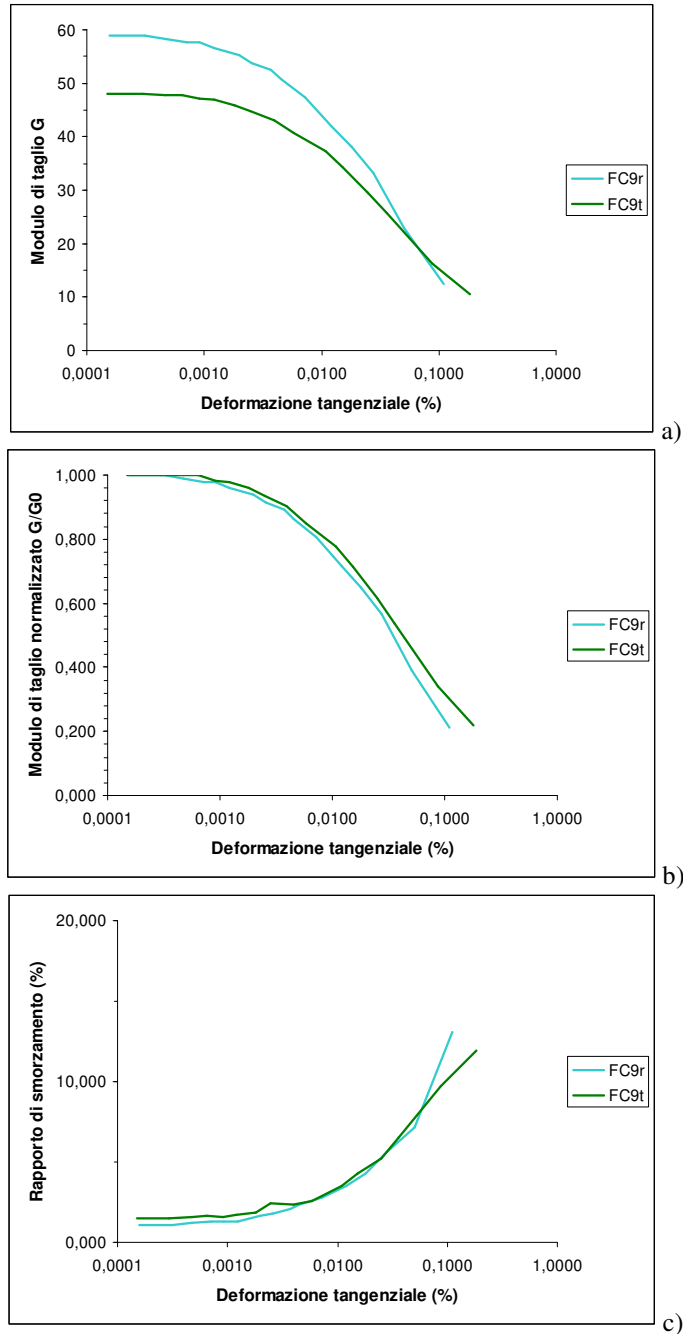


Figura 8-13. Comparazione curve G/G_0 e $D\%$ di campioni non trattati/trattati $FC9r$ e $FC9t$.

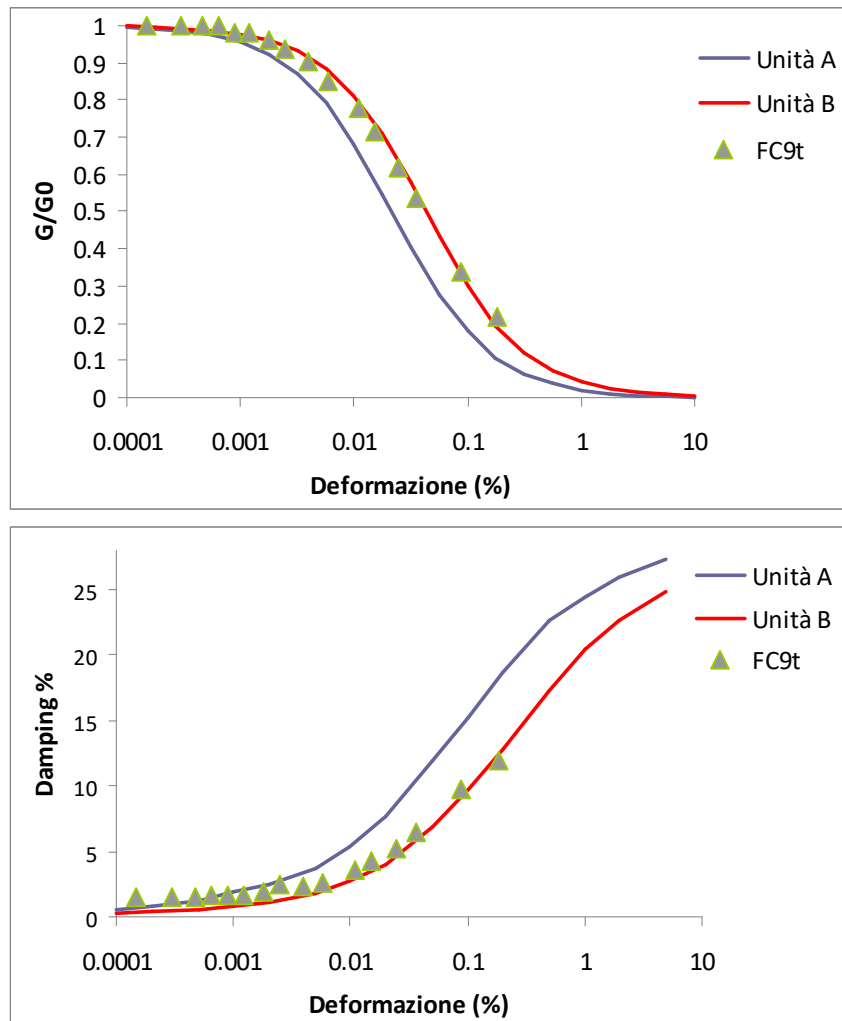


Figura 8-14. Comparazione Comparazione curve G/G_0 e $D\%$ definite per le Unità A e B con curve di CR per il materiale trattato FC9t.

8.3.4 Resistenza ciclica a liquefazione dei campioni ricostituiti trattati /non trattati

Analogamente a quanto fatto per il comportamento dinamico a basse e medie deformazioni, i provini di FC9t, ricostituiti ad un indice dei vuoti analogo ai terreni dell'Unità A, sono stati sottoposti a prove di triassiale ciclico per verificarne la resistenza ciclica finale a liquefazione e valutare l'effettivo grado di miglioramento ottenibile rispetto al medesimo terreno naturale non trattato.

Le prove sono state condotte secondo gli stessi criteri esecutivi e condizioni al contorno adottate al precedente Paragrafo 5.3.2.2, eccetto la soglia limite per l'innescò della liquefazione, definendola per $Ru=0.95$. Tale scelta è stata condotta in virtù dell'elevata resistenza ciclica offerta dai provini trattati; si evidenzia infatti come il provino sottoposto a maggior rapporto di sforzo ciclico, con $CSR=0.83$, abbia raggiunto la soglia $Ru=0.99$ dopo 50 cicli e con una deformazione massima in doppia ampiezza solamente pari ad $\varepsilon_a=3.27\%$. D'altro canto il provino sottoposto a minore sforzo ciclico ($CSR=0.47$), giunto a 65 cicli ha sviluppato un rapporto di sovrappressione massimo pari a $Ru=0.84$, con una deformazione massima in doppia ampiezza $\varepsilon_a=1.52\%$. Per avere una stima del grado di miglioramento ottenibile tramite trattamento con la miscela di silice colloidale utilizzata (tipo C, $CS=7.5\%$), si è condotto un test anche su di un provino di sabbia $FC9r$ pura (vedi campione $FC9r-ctx1$ in Tabella 8-6).

I dati sperimentali complessivi sono sinteticamente riportati nella tabella 8-6.

Anche in questo caso i valori di CSR_{lab} , sono stati poi usati per definire i valori di campo CSR_{field} (in condizioni di taglio semplice) utilizzando la formulazione di Seed H.B. e Peacock W.H. (1971), consentendo la costruzione delle curve di resistenza ciclica rappresentative illustrate in Figura 8-15 a e b.

Quindi dall'elaborazione dei dati sperimentali di $FC9t$, sulla base dei modelli di Park e Ahn (2013) e di Chiaradonna et Al. (2018), riferiti ad una soglia di innescò della liquefazione per $Ru=0.95$, si sono ottenuti i parametri di calibrazione per il modello $PWP3$, illustrato in Tabella 8-7 ed utilizzato nel codice SCOSSA; si sottolinea l'utilizzo di $Nr=43$ in quanto rappresentativo del tratto centrale e di ginocchio della curva e poiché, nonostante gli elevati carichi ciclici, comunque non si è riusciti ad innescare la liquefazione per un numero di cicli $N \leq 37$ cicli (vedi Figure 8-15 a, b)

Tabella 8-6 – Dati sperimentali da prova TRX ciclica condotta sui provini trattati

<i>Campioni</i>	σ'_a (kPa)	σ'_r (kPa)	e_i -	e_{fc} -	CSR_{lab} -	$Ru=0.95$ (N cicli)
<i>FC9t-ctx1</i>	50	50	0.88	0.87	0.47	128
<i>FC9t-ctx2</i>	50	50	0.885	0.877	0.62	43
<i>FC9t-ctx3</i>	50	50	0.878	0.863	0.83	37
<i>FC9r-ctx1</i>	50	50	0.892	0.886	0.25	4

σ'_a / σ'_r pressione di consolidazione assiale e radiale

e_i / e_{fc} indice dei vuoti iniziale e finale

CSR_{lab} rapporto di sforzo ciclico in funzione della tensione efficace di riferimento

Ru coefficiente di pressione interstiziale

Tabella 8-7 – Parametri di resistenza ciclica e del modello $PWP3$ per sabbie trattate.

Litologia	k_L	α	Nr	CSR_t	CSR_r	a	b	c	d	k (m/s)
FC9t	76.67	0.36	43	0.280	0.386	1.020	0.193	-0.050	4	2.3E-7

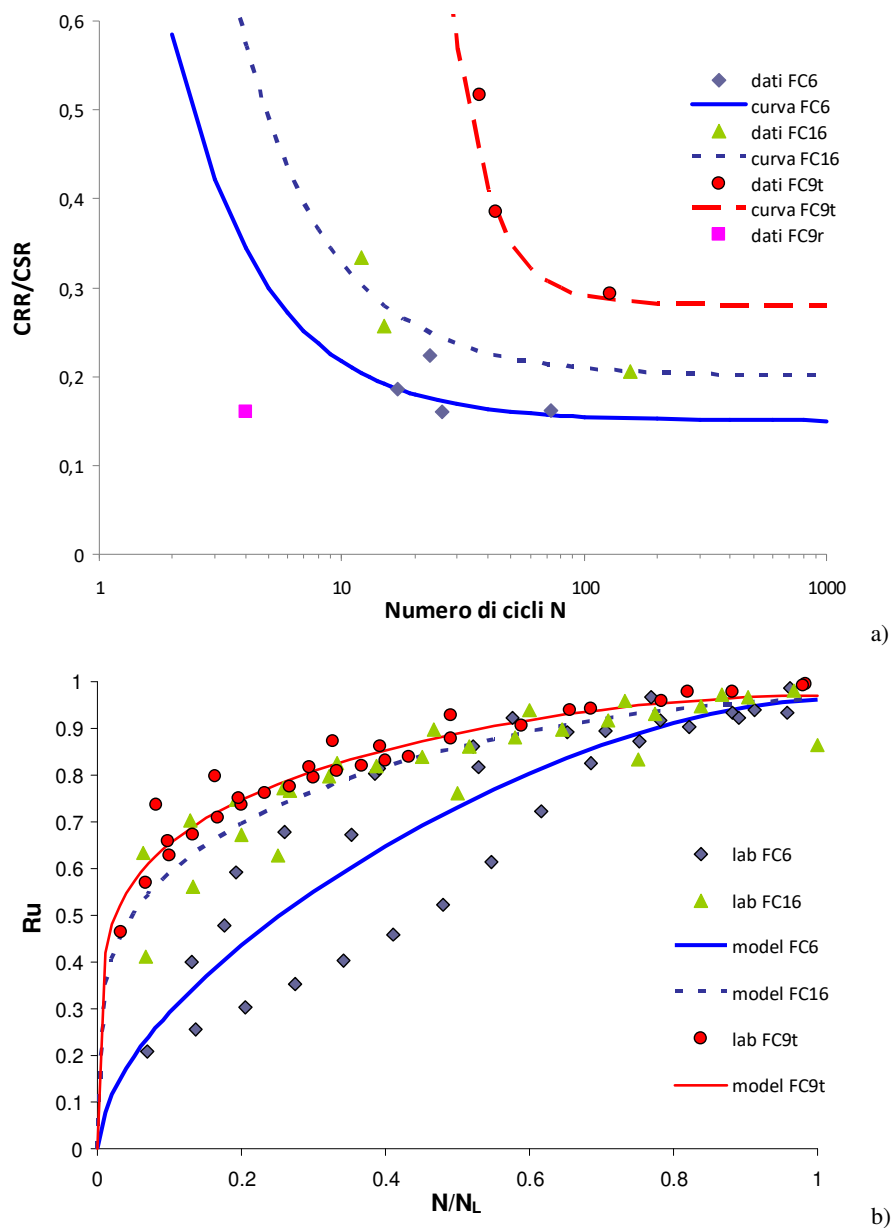


Figura 8-15 – (a) Comparazione di dati e curve di resistenza ciclica di $FC9t$ con $FC6$ - $FC16$ nel piano CRR - N per la definizione dei parametri costitutivi di Park e Ahn (2013) e Chiaradonna et al. (2018); (b) Comparazione curve $Ru - N/N_L$ da fitting secondo modello costitutivo di Chiaradonna et al. (2018).

In tabella 8-7 oltre ai parametri caratteristici di resistenza ciclica vengono riportati anche quelli di conducibilità idraulica k dei terreni trattati, relativi ai valori sperimentali ottenuti con le prove di permeabilità in cella triassiale di cui al precedente paragrafo 8.3.1.

Pertanto è possibile concludere che:

- i provini di $FC9t$, nonostante mostrino un comportamento a basse-medie deformazioni analogo a $FC9r$, hanno richiesto un elevato numero di cicli per arrivare a liquefazione, portando a definire parametri α e K_L tipici di materiali molto resistenti ai carichi ciclici e fortemente dilatanti (vedi Tab. 8-6 e Fig. 8-15a);
- nonostante a concentrazione $CS=7.5\%$ il modulo iniziale G_0 di $FC9t$ risulti lievemente inferiore a quello di $FC9r$, ciò si ritiene non essere un elemento fortemente condizionante la resistenza ciclica dei terreni trattati; infatti il maggior contributo alla resistenza ciclica è certamente offerto dalla diminuzione di acqua libera nei pori (in grado di generare sovrappressione interstiziale) in seguito al processo di sostituzione con il gel e dalla relativa azione legante (seppur modesta);
- il grado di miglioramento sperimentalmente stimabile fra analoghi provini ricostituiti trattati e non trattati risulta *estremamente elevato*, dal momento che la soglia minima di innesco per $FC9t$ risulta pari a $CSR_t=0.28$ (soglia oltre la quale è ragionevole ritenere che non possa liquefare), mentre $FC9r$ a parità di condizioni va a liquefazione per un $CSR=0.16$ con soli $N=4$ cicli (vedi figura 8-15a);
- cautelativamente, considerato l'elevato grado di miglioramento ottenibile con la miscela C e la significativa resistenza ciclica già offerta naturalmente dalle sabbie pure $FC16$, per le verifiche in tensioni efficaci PWP si ritiene coerente simulare la risposta di sito adottando per entrambe le Unità A e B il solo modello costitutivo $FC9t$ (riferito ai terreni a minor resistenza ciclica). Infatti nell'ottica delle varie incertezze associabili al modello di calcolo, ciò risulterà ad ulteriore favore di sicurezza, in quanto trascura gli effetti mitigativi (in termini di sovrappressione e deformazioni) offerti da situazioni stratigrafiche caratterizzate da alternanze ed interstratificazioni (Tasiopoulou et al., article in press).

8.4 Analisi di *RSL* in tensioni efficaci con terreni migliorati e valutazioni sul relativo potenziale di liquefazione

In analogia alla metodologia utilizzata al paragrafo 7.6, si sono condotte analisi non lineari in tensioni efficaci *PWP* utilizzando i modelli costitutivi dei terreni trattati con miscela *C*, al fine di verificare il grado di miglioramento ottenibile in termini di stabilizzazione delle sabbie e di riduzione delle sovrappressioni interstiziali nonché le eventuali differenze di comportamento dinamico generale. In termini di modello si è quindi assunta l'ipotesi di trattamento del deposito sabbioso nell'orizzonte compreso fra le profondità di -1 m e -6.5 m da *p.c.* Dal punto di vista della liquefazione l'Unità B è certamente quella maggiormente critica dal punto di vista degli sforzi e delle deformazioni di taglio indotti e ciò nonostante, in via cautelativa, a tutto l'orizzonte trattato sono state conferite le caratteristiche del materiale permeato (in laboratorio) a minor resistenza ciclica quale è risultato *FC9t*.

Si vuol sottolineare inoltre come tali assunti comportino un livello di cautela significativo in quanto i campioni ricostituiti (come verificabile dalla Figura 8-15 a), sovente presentano resistenze cicliche sensibilmente inferiori ai terreni naturali in sito, poiché questi ultimi risultano dotati di una tessitura, microstruttura ed interazioni intergranulari chimico-fisiche difficilmente ricreabili in normali condizioni di laboratorio. All'interno del codice Scossa i parametri costitutivi dei terreni migliorati *FC9t*, vengono quindi identificati dai modelli *MKZ2* e *PWP3* (vedi Tabella 8-7) con i valori di permeabilità verticale rilevati dalle prove in cella *TRX*, mantenendo inalterati gli altri terreni naturali, la stratigrafia sismica e le altre condizioni di calcolo al contorno (vedi Figura 8-16). Quindi eseguendo le simulazioni numeriche con gli accelerogrammi di input utilizzati per lo scenario sismico di normativa (*RSL_DM*), si sono determinati gli accelerogrammi convoluti al piano campagna, i relativi spettri di risposta, i profili con l'andamento dei massimi di accelerazione (*PGA*), deformazione ($\gamma\%$) ed *Ru*.

Vertical profile data:

	H [m]	unit weight [kN/m ³]	Vs [m/s]	D0 [%]	ID mat.	frict.ang. [°]	c' [kPa]	ID PWP	k [m/s]	Eed [Mpa]
1	1	18.5	160	0.5	MKZ 1		36	1 PWP 1	0.000054	8
3	2	18.5	200	0.5	MKZ 2		39	1 PWP 3	0.000023	20
4	1	18.5	160	0.3	MKZ 2		34	1 PWP 3	0.000023	10
6.5	2.5	18.5	170	0.3	MKZ 2		34	1 PWP 3	0.000023	7
11	4.5	19	180	2.5	MKZ 3		22	10 PWP 0	0.000001	4
15	4	19	165	2.5	MKZ 3		22	10 PWP 0	0.000001	4
20	5	21	320	0.95	MKZ 4		40	1 PWP -1	0.0005	30
25	5	21	320	0.95	MKZ 4		40	1 PWP -1	0.0005	30
30	5	19	220	1.0	MKZ 5		22	10 PWP 0	0.000001	5
35	5	19	230	1.0	MKZ 5		22	10 PWP 0	0.000001	6
40	5	19	240	1.0	MKZ 6		22	10 PWP 0	0.000001	7
45	5	21	400	0.95	MKZ 4		40	5 PWP -1	0.0005	40
60	15	19	270	0.86	MKZ 6		22	10 PWP 0	0.000001	7
75	15	19	290	0.86	MKZ 6		22	10 PWP 0	0.000001	8
85	10	20	320	0.79	MKZ 7		26	30 PWP 0	0.000001	9
95	10	21	600	0.95	MKZ 4		40	10 PWP -1	0.0005	40
110	15	21	400	0.79	MKZ 7		30	20 PWP 0	0.000001	10
125	15	21	500	0.79	MKZ 7		30	20 PWP 0	0.000001	15
140	15	21	800	0.492	MKZ 8		40	20 PWP -1	0.0005	50
155	15	21	600	0.492	MKZ 8		30	20 PWP 0	0.000001	20
170	15	21	700	0.492	MKZ 8		30	20 PWP 0	0.000001	30

Figura 8.16 – Stratigrafia sismica di modello con terreni migliorati

Per il caso specifico, onde verificare eventuali differenze nel comportamento dinamico dei terreni (per le possibili implicazioni nei fenomeni di interazione terreno-struttura), si ritiene significativo riportare gli spettri elastici medi riferiti alle analisi condotte in condizioni naturali e di terreno trattato (Sa_{PWP_Tr}), comparandoli fra loro, onde valutare i possibili effetti indotti sul moto sismico in virtù delle modeste differenze nelle caratteristiche di rigidità e deformabilità (vedi Figure 8-17 e 8-18).

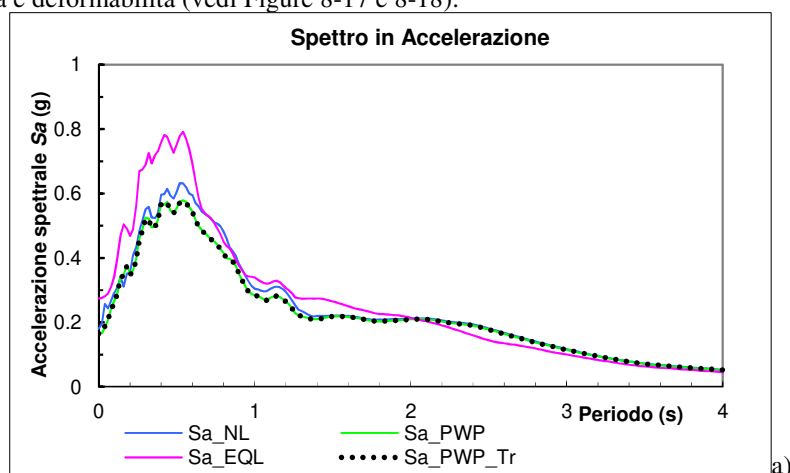


Figura 8.17 – Comparazione spettri in accelerazione (Sa) per i modelli EQL , NL , PWP e PWP_Tr , quest'ultimo relativo ai terreni trattati.

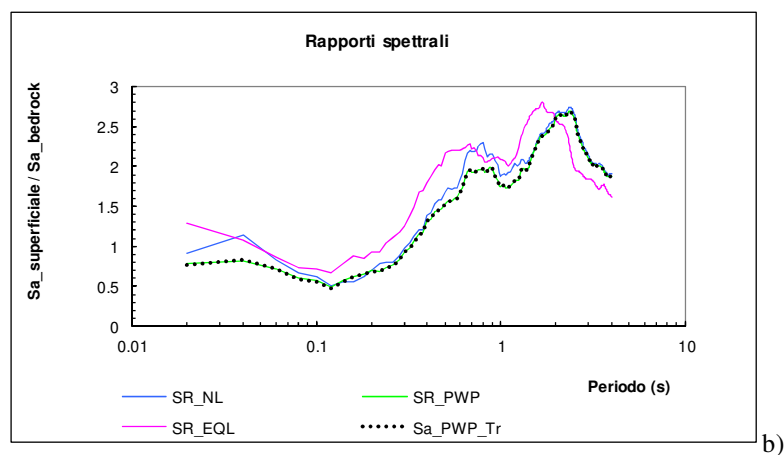


Figura 8.18 – Comparazione spettri in accelerazione per i modelli EQL , NL , PWP e PWP_Tr , relativo ai terreni trattati.

In generale, in termini di risposta spettrale è possibile osservare una ottima concordanza tra i parametri spettrali fra le analisi in tensioni efficaci Sa_{PWP} (relativo alle condizioni originali) e Sa_{PWP_Tr} (con terreni migliorati), così come le relative storie temporali in accelerazione, di cui a titolo di esempio in Figura 8-19 e 8-20 si riportano quella relativa al

sisma 000055xa e MM0-HGN. Analogamente alle condizioni naturali, l'analisi *PWP* porta ad individuare un effetto di attenuazione degli effetti amplificativi dell'accelerazione alle medie-alte frequenze, stimando una *PGA media* sostanzialmente corrispondente, ottenendo:

$$FA_{PGA} = PGA/PGA_0$$

Modello	PGA_0	PGA	FA_{PGA}
RSL-PWP_Tr	0.212	0.165	0.778

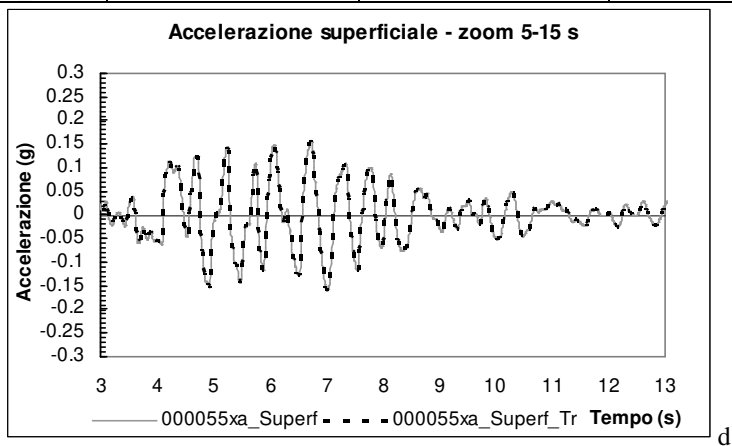


Figura 8-19 – Comparazione delle storie temporali in accelerazione del segnale 000055xa ottenute in superficie per terreni naturali (000055xa_Superf) e trattati (000055xa_Superf_Tr).

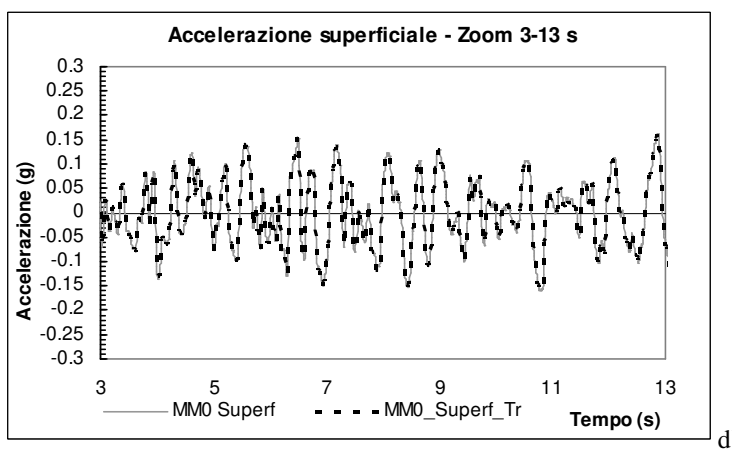


Figura 8-20 – Comparazione delle storie temporali in accelerazione del segnale MM0-HGN ottenute in superficie per terreni naturali (MM0_Superf) e trattati (MM0_Superf_Tr).

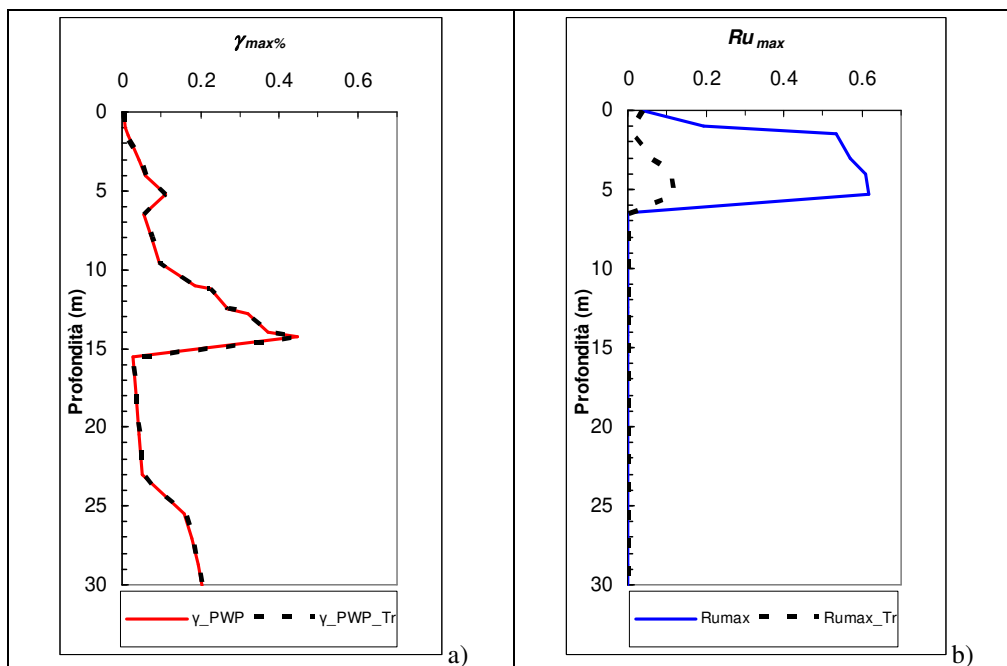


Figura 8.21 – (a) Profili comparati di γ_{max} per i modelli γ_{PWP} (terreno naturale) e γ_{PWP_Tr} per terreni migliorati; profili medi comparati del rapporto di pressione dei pori massimo stimato per terreni naturali (Ru_{max}) e trattati (Ru_{max_Tr}).

Anche a livello de formativo è possibile apprezzare la sostanziale analogia fra il comportamento di modello in condizioni naturali e di terreno migliorato. In particolare in Figura 8.21a vengono confrontati i profili medi di deformazione di taglio massima (γ_{max}) per i terreni naturali (γ_{PWP}) e quelli migliorati (γ_{PWP_Tr}), mentre nelle figure 8-22a e 8-22b è altresì possibile apprezzare la verisimiglianza delle storie temporali in termini di deformazioni di cui, a titolo di esempio, si riportano i segnali relativi ai sismi 000055xa e MM0-HGN riferiti all'orizzonte maggiormente critico alla profondità di -5.25m da p.c. Anche in tal caso si apprezza la stretta aderenza fra le storie temporali in termini di deformazione per i terreni trattati ($\gamma_{000055xa_Tr}$, γ_{MM0_Tr}) e non trattati ($\gamma_{000055xa}$, γ_{MM0}).

Al proposito, stante l'analogia di comportamento dinamico, è interessante evidenziare le sostanziali differenze nella generazione ed accumulo delle sovrappressioni interstiziali simicamente indotte (Δu). In Figura 8-21b si riporta la comparazione dei relativi profili medi ottenuti per le ipotesi di terreno naturale (Ru_{max}) e trattato (Ru_{max_Tr}), dal quale è si evince, a fronte del medesimo comportamento deformativo, un forte abbattimento delle pressioni dei pori che, nell'orizzonte maggiormente critico, raggiunge il massimo valore pari a $Ru_{max_Tr} \approx 0.12$.

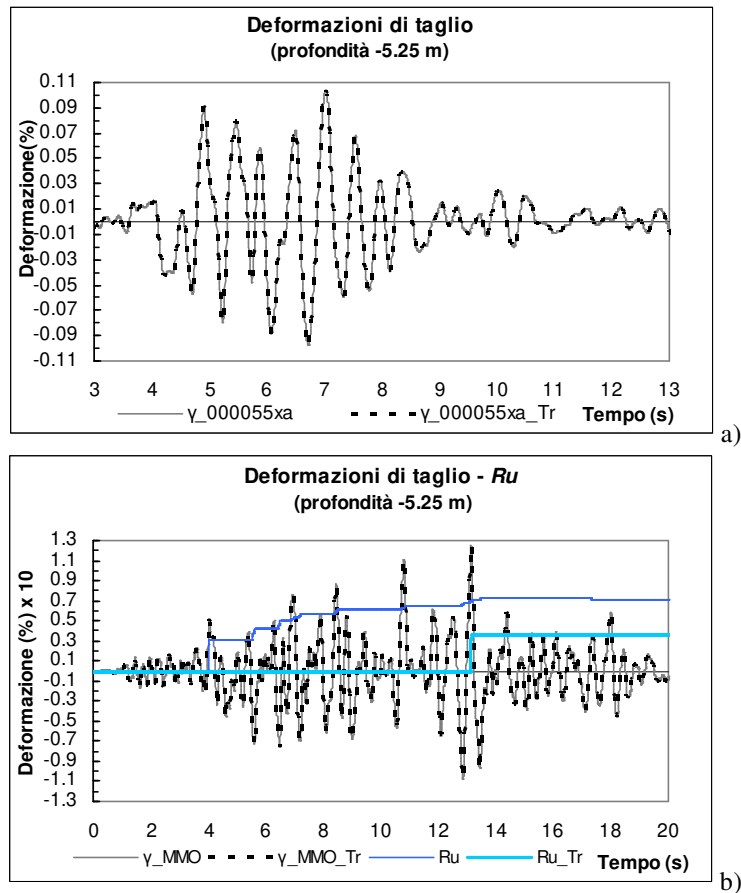


Figura 8-22 – Storie temporali delle deformazioni di taglio ottenute per terreni trattati e non trattati relative a 000055xa (a) e MM0-HGN (b) alla profondità di -5.25 m da *p.c.*; sviluppo delle pressioni dei pori per terreni naturali (Ru) e trattati (Ru_{Tr}) ottenuti per il segnale MM0-HGN alla profondità di -5.25 m da *p.c.*

Conseguentemente anche i cedimenti post sismici attesi, quale conseguenza dell'incremento di Ru e relativo stato tensionale indotto, divengono irrilevanti.

L'altro aspetto di rilievo riguarda l'innalzamento delle soglie deformative γ_v di innesco delle sovrappressioni Δu . Infatti a differenza di quanto riscontrato per le condizioni naturali, ove la generazione ed accumulo di Δu cominciava al superamento di soglie deformative massime (in singola ampiezza) pari a $\gamma_v \approx 0.04\%$, nel caso dei terreni trattati tali soglie vengono rilevate per valori molto più elevati, mediamente pari a $\gamma_v \approx 0.11\%$, secondo un incremento di circa il 275%. Ciò risulta ben evidente in figura 8-21b, ove tale limite diventa un fattore condizionante per la generazione ed accumulo delle sovrappressioni che, nel caso specifico, viene superata in occasione del solo picco di maggior ampiezza. Infatti gli unici due sismi di progetto che hanno comportato un modesto incremento di pressione dei pori sono risultati MM0-HGN e 000198xa, non a caso riferiti ad eventi di maggior magnitudo

fra quelli selezionati (rispettivamente $M_w = 6.5$ e 6.9), contraddistinti da una elevata durata della fase forte del segnale; tutti gli altri sismi di progetto non hanno comportato alcun incremento di Ru (vedi figura 8-23). Non a caso il massimo incremento di Ru si registra solo nella fascia da circa -4m a -6 m di profondità ove tende a svilupparsi il maggior sforzo ciclico (vedi figura 8-23). Tutte le altre caratteristiche di comportamento dinamico del sottosuolo rimangono pressoché le medesime ottenute per il modello *PWP* relativo a terreni naturali, già illustrate ai Paragrafi 7.6.2 e 7.6.3. Alle valutazioni proprie sul modello vanno aggiunte le valutazioni circa la resistenza ciclica *CRR* sperimentalmente misurata su *FC9t*, per cui anche con sollecitazioni cicliche pari a $CSR=0.6$ il materiale non riesce a raggiungere sovrappressioni pari ad $Ru=0.95$ (innesco liquefazione) per meno di 30 cicli. A tal proposito si ritiene opportuno apportare anche considerazioni maggiormente semplificate basate su rapporto di sforzo progettualmente ipotizzabile e resistenza ciclica sperimentalmente osservata sui materiali trattati. In Figura 8-24 vengono riportati i profili di *CSR* desunti dalle analisi lineari equivalenti (maggiormente conservative in termini di azione sismica) da cui è possibile individuare l'involuppo medio ed il relativo valore massimo; in particolare, alla profondità di circa -5.5 m da *p.c.*, si arriva ad un valore massimo di $CSR=0.284$, sostanzialmente coincidente con il limite asintotico inferiore ($CSR_t=0.28$) della curva di resistenza ciclica per *FC9t* illustrata in Figura 8.15 a. Ciò chiaramente comporterebbe la necessità di applicare centinaia di cicli pari a tale sforzo per portare a liquefazione il terreno, considerando inoltre che, lungo il profilo di Figura 8-24, il superamento di tale soglia si esplica solo entro un orizzonte di limitato spessore.

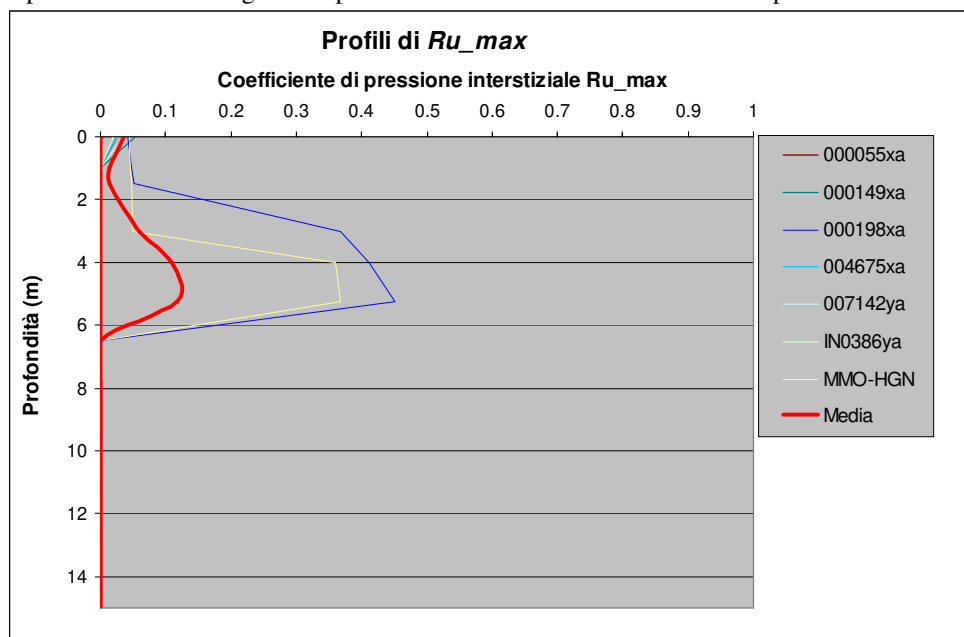


Figura 8-23 – Profili di Ru_{max} ottenuti per terreni trattati con miscela C.

Anche nel caso si volesse adottare il valore di *CSR* massimo desumibile dal sisma più severo (IN0386ya), alle profondità di interesse si arriva a stimare valori pari a $CSR=0.36$

che sulla curva di resistenza ciclica sperimentale di $FC9t$ comporterebbe, comunque, l'applicazione di non meno di 45 cicli di carico per arrivare a liquefazione. Il numero di cicli necessari anche per gli scenari più estremi risulterebbe, pertanto, significativamente superiore al numero di cicli equivalenti (Neq) atteso per sismi di magnitudo comparabile a quella di progetto ($M_w=6.16$); ciò è ad ulteriore conferma dell'elevata resistenza ciclica offerta dal materiale permeato con silice colloidale in relazione alle azioni sismiche attese. Neq è all'occorrenza valutabile tramite conteggio dalle storie temporali con metodologia di Lee e Chan (1972) e Seed et al. (1975), sulla base delle curve di resistenza ciclica sito-specifiche, oppure attraverso i modelli predittivi di Biondi et al. (2004, 2012) e Castiglia e de Magistris (2018), basati anche su registrazioni di terremoti italiani.

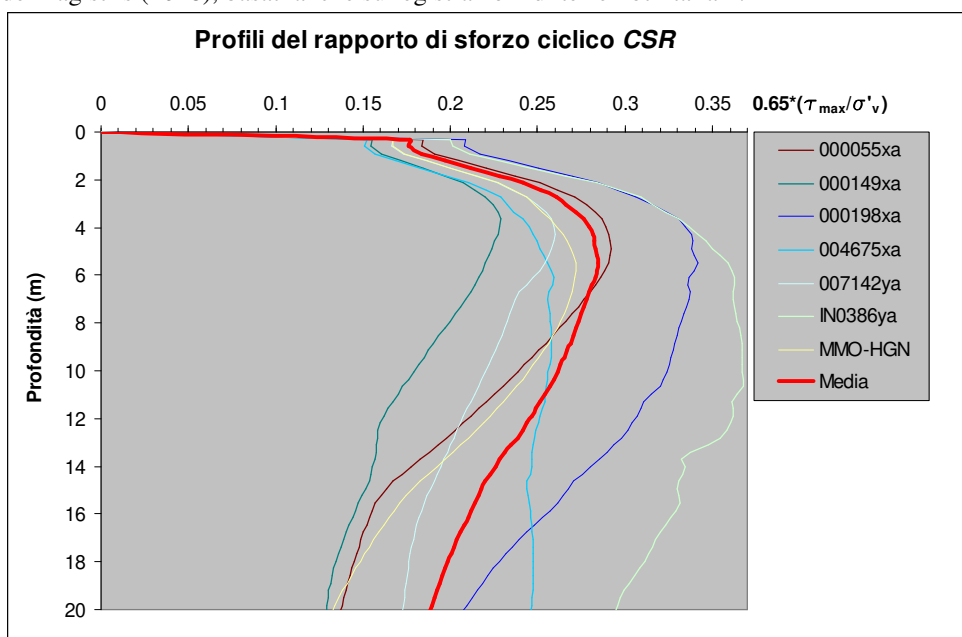


Figura 8-24 – Profili di CSR ottenuti dalle analisi lineari equivalenti (EQL) sulla base dello scenario sismico di normativa DM2018.

Tutti questi aspetti, sia in termini sperimentali che di modello, rendono questa metodologia di trattamento particolarmente interessante per applicazioni al di sotto di strutture/edifici esistenti e/o in ambiti fortemente urbanizzati in quanto non risulta alterare le caratteristiche del moto sismico e gli stati tensionali esistenti, mitigando significativamente l'insorgenza delle sovrappressioni neutre ciclicamente indotte.

Chiaramente l'efficacia in termini di mitigazione dipenderà, oltre che dalle capacità di permeare il mezzo poroso, da un'adeguata progettazione della miscela in funzione delle prestazioni attese (*mix design*).

Non per ultimo, considerate le significative caratteristiche di omogeneità e continuità del prisma deposizionale costiero, l'applicabilità di tale metodologia si ritiene possa estesa ad ampi contesti lungo i tratti costieri nord-adriatici.

Capitolo 9.

Conclusioni

Questo lavoro nasce dalla necessità di verificare l'attuabilità di tecniche di permeazione con nanosilice colloidale per la stabilizzazione delle sabbie costiere sotto edifici esistenti nell'ambito della fascia costiera nord-adriatica, al fine di una mitigazione degli effetti da liquefazione in condizioni sismiche e/o per la progettazione di interventi di impermeabilizzazione dei relativi terreni superficiali.

Il programma di studio è stato quindi finalizzato a definire:

- Le caratteristiche geometriche, litologiche e costitutive del prisma sabbioso marino lungo il tratto costiero di Rimini, ritenuto sostanzialmente rappresentativo anche della fascia costiera romagnola;
- Le caratteristiche granulometriche e di conducibilità idraulica dei depositi costieri e locali in campo prova, parametri chiave per definire l'attitudine ad essere permeati con apposite miscele leganti tramite tecniche a bassissima pressione di trattamento; una modellazione idraulica preliminare atta verificare le caratteristiche di filtrazione entro tali depositi nonché i range temporali e di portata ipotizzabili per futuri test di stabilizzazione passiva in campo prova;
- le caratteristiche salienti di pericolosità sismica e per gli aspetti di liquefazione di un'area rappresentativa per un ampio contesto territoriale di Rimini ed ubicata presso Rimini Nord;
- idonee caratteristiche granulometriche e reologiche di miscele a base di nanosilice colloidale, composto ritenuto particolarmente idoneo sotto il profilo funzionale, operativo, di durata, stabilità nonché per il bassissimo impatto ambientale legato alla dispersione di tali sostanze nei terreni superficiali ed in falda;
- il comportamento geotecnico a rottura e deformativo di campioni di sabbia trattati con nanosilice colloidale secondo varie diluizioni e tempi di maturazione, necessario a valutare in via preliminare: (a) la funzionalità di tale tipologia di trattamento per la risoluzione di problematiche legate alla liquefazione delle sabbie; (b) individuare i parametri geotecnici di resistenza caratteristici per la stima del contenuto in silice di campioni trattati tramite permeazione; (c) il grado di miglioramento ottenibile in via semplificata in funzione delle caratteristiche dei terreni locali che della miscela adottata.
- Il comportamento dinamico e ciclico dei terreni trattati nonché della risposta sismica attesa al sito pre/post trattamento tramite l'esecuzione di analisi lineari equivalenti *EQL* ed analisi non lineari in tensioni totali *NL* ed efficaci *PWP*, queste ultime in grado simulare lo sviluppo ed accumulo di sovrappressioni interstiziali.

Allo scopo preliminarmente si è condotto un esteso piano di indagini sia a livello territoriale, con elaborazioni GIS e analisi statistiche su un vasto database di prove geognostiche in sito e di laboratorio, che locale per la definizione dei modelli di

caratterizzazione dinamica/ciclica e di calibrazione per le analisi di *RSL*, utili a definire il comportamento dei terreni in condizioni sismiche presso un apposito campo prova, selezionato in virtù della sua rappresentatività per il tratto costiero di Rimini nord (*RNN*).

L'approfondita indagine sul comportamento geotecnico, dinamico e ciclico dei terreni naturali in sito è stata svolta tramite caratterizzazione chimico-fisica, granulometrica da prove di laboratorio nonché per mezzo di prove geofisiche, sondaggi meccanici, prove *CPTU*, *SDMT* e test *TRXC* eseguiti per definirne sperimentalmente le curve di resistenza ciclica ed il potenziale di liquefazione.

Il comportamento dinamico a bassi livelli deformativi, utile a definire i parametri di rigidità iniziale ed i profili di velocità in onde *Vs*, è stato studiato sulla scorta di un'analisi comparata fra varie tecniche geofisiche a differente capacità di risoluzione e penetrazione in profondità tra cui: *SDMT*, *MASW*, *Re.Mi.*, *ESAC*, *HVSR*.

Per quanto attiene invece le caratteristiche di permeabilità e filtrazione di tali depositi, si sono condotte svariate elaborazioni e stime comparate sia di tipo indiretto (da prove *CPT* e distribuzione granulometrica *PSD*) che misurazioni dirette ottenute su piccoli e grandi volumi di terreno (prove di laboratorio, prove Lefranc, slug test, prove di pompaggio, prove di diluizione con traccianti); in particolare grande attenzione è stata volta a definire la conducibilità idraulica attesa a livello sia areale che locale nel campo prova rappresentativo denominato *Area 2*. Ivi è stata condotta una simulazione numerica di filtrazione preliminare tramite il codice di calcolo *Modflow-Modpath*, nell'ottica di attuazione di futuri test con traccianti e/o interventi di stabilizzazione passiva.

Il comportamento dinamico ed a liquefazione dei terreni in campo prova, rappresentativi per un ampio tratto costiero, sono stati desunti da specifiche analisi di pericolosità sismica sia su base normativa (*DM2018*) che tramite la definizione deterministica di eventi storici di scenario, con particolare riferimento ai terremoti del 1786 e 1916, in quanto ben documentati circa gli effetti macrosismici e particolarmente significativi per la storia sismica dell'area riminese.

Le analisi eseguite hanno permesso di stimare azioni sismiche, deformazioni e sovrappressioni attesi al sito, con particolare riferimento allo scenario di normativa, rivelatosi il più penalizzante fra quelli esaminati. Le verifiche a liquefazione effettuate con metodi semplificati *CPT* e dinamici avanzati (basati su analisi numeriche in tensioni efficaci tramite il codice *SCOSSA*) hanno evidenziato:

- come il metodo semplificato proposto da Idriss-Boulanger 2014 risulti sovrastimare significativamente il potenziale di liquefazione rispetto a quanto riscontrato sperimentalmente dalle prove di laboratorio ciclico;
- come le analisi non lineari in tensioni efficaci, specificamente calibrate, portino a stimare un incremento di pressione interstiziale sino a raggiungere entro l'Unità B soglie di potenziale instabilità ($Ru_{max}=0.6-0.72$), che potrebbero risultare critiche soprattutto per contesti contraddistinti da situazioni morfologiche di pendio e/o da stati tensionali statici preesistenti.

Tramite i test di caratterizzazione e viscosità condotti su diversi tipi di miscele si è studiato il comportamento reologico atteso per differenti condizioni al contorno (temperatura, contenuto salino, pH e diluizione) ed in variabili condizioni di utilizzo (in ambiente umido o secco), aspetti indispensabili per la progettazione della miscela in funzione di tecniche e tempi operativi di trattamento sia per campioni di laboratorio che per le permeazioni in sito.

Il trattamento di campioni di sabbia locale con miscele di tipo *C* a vario contenuto di silice e l'esecuzione di prove geotecniche a rottura tramite compressione monoassiale *ELL* e con pocket penetrometer ha consentito di constatare il raggiungimento di valori caratteristici di resistenza minimi, ai fini di mitigazione per le problematiche di liquefazione in condizioni sismiche. I valori di resistenza potranno altresì essere utilizzati quale riferimento preliminare per stime speditive del contenuto in silice di terreni trattati tramite permeazione sia in sito che in laboratorio.

Lo svolgimento di prove cicliche su campioni ricostituiti e trattati ha consentito di osservare sperimentalmente il grado di miglioramento ottenibile tramite permeazione con la miscela di tipo *C* con una concentrazione di silice pari a $CS=7.5\%$.

Le analisi di risposta sismica di sito condotte in tensioni efficaci adottando il modello costitutivo dei terreni trattati con silice colloidale di tipo *C* ($CS=7.5\%$) ha consentito di definire, in termini di modello, l'indubbia efficacia del trattamento per la risoluzione delle problematiche legate alla liquefazione e l'assenza di effetti alteranti il moto sismico atteso al sito.

Pertanto è possibile sintetizzare quanto segue:

- il contesto litorale riminese risulta contraddistinto da una elevata omogeneità e continuità dei depositi costieri marini, caratterizzati da una modesta variabilità delle distribuzioni granulometriche;
- il prisma sabbioso è costantemente suddiviso in due unità geotecniche caratteristiche e sovrimposte denominate A e B, distintamente caratterizzabili sotto il profilo granulometrico e di conducibilità idraulica; in corrispondenza del campo prova *Area 2*, particolarmente rappresentativo per l'area di Rimini Nord, tali unità sono state approfonditamente caratterizzate anche dal punto di vista del comportamento dinamico e ciclico per liquefazione;
- le sabbie delle Unità A e B, in virtù delle caratteristiche di conducibilità idraulica e granulometriche, nonché in base ai criteri semplificati di Mitchell (1981) e (Karol 2003), risultano idonee ad essere permeate a bassa pressione solo tramite miscele leganti a bassa viscosità ($\eta < 3-4$ cP) ed elevata finezza (particolato disperso con dimensioni nanometriche);
- le dispersioni a base di silice colloidale consentono un agevole modulazione dei tempi di presa (gel time) e dei parametri di viscosità secondo un ampissimo range, sfruttabile in funzione delle diverse tecniche di trattamento, garantendo il minimo impatto ambientale (trattandosi sostanzialmente di acqua, silice e cloruro di sodio) congiuntamente ad una elevata stabilità e durabilità in ambienti umidi.
- i risultati conseguiti tramite prove geotecniche a rottura di campioni trattati con silice colloidale indicano, in via preliminare, la possibilità di utilizzo di tale materiale per la stabilizzazione delle sabbie costiere ai fini di mitigazione delle problematiche connesse ai fenomeni di liquefazione in condizioni sismiche;
- la riduzione di conducibilità idraulica riscontrata a seguito del trattamento risulta significativa, suggerendo tuttavia la necessità di verifiche in sito preliminari all'esecuzione di interventi di impermeabilizzazione di terreni, barriere impermeabili e/o a protezione di opere geotecniche e/o scavi sottofalda; ciò risulta

necessario in virtù dei processi di iniezione/filtrazione prettamente orizzontali e delle diverse caratteristiche tessiturali e di distribuzione dei vuoti interconnessi (porosità specifica) propri dei depositi naturali;

- le analisi dinamiche indicano il possibile raggiungimento di soglie deformative e sovrappressioni interstiziali ($Ru_{max}=0.6-0.72$) potenzialmente critiche per la stabilità dei terreni, soprattutto per contesti contraddistinti da situazioni morfologiche di pendio o stati tensionali statici preesistenti (es. dovuti alla presenza di opere). In particolare lo sviluppo ed accumulo di sovrappressioni viene individuato a partire da soglie deformative circa pari allo 0.04%.
- le analisi in tensioni efficaci nell'ipotesi di trattamento delle sabbie con miscela tipo *C* ($CS=7.5\%$), adottando cautelativamente le sole caratteristiche delle sabbie *FC9t* (litotipo trattato a minor resistenza), in termini di modello portano a verificare:
 - un consistente abbattimento (quasi totale) delle sovrappressioni sismicamente indotte;
 - un innalzamento della soglia deformativa critica per la generazione di Δu , pari a $\gamma=0.11\%$ (con incremento del 275%);
 - l'assenza di fenomeni di alterazione delle caratteristiche del moto sismico atteso al sito
- valutazioni basate sul rapporto di sforzo ciclico (*CSR*) atteso da analisi lineari equivalenti in relazione alle curve sperimentali di resistenza ciclica (*CRR*) dei campioni trattati, confermano l'elevata resistenza ciclica dei terreni permeati con silice colloidale in relazione alle azioni sismiche e cicli equivalenti (*Neq*) attesi.
- l'efficacia del trattamento in termini di mitigazione dipenderà, oltre che dalle capacità di permeare il mezzo poroso, da un'adeguata progettazione della miscela in funzione delle prestazioni attese (*mix design*) e dalla continuità del trattamento nel volume di interesse;
- in virtù delle significative caratteristiche di omogeneità e continuità del prisma deposizionale costiero, l'applicabilità di tale metodologia si ritiene possa estesa ad ampi contesti lungo i tratti costieri nord-adriatici.

Tutti questi aspetti, sia in termini sperimentali che di modello, rendono questa metodologia di trattamento particolarmente interessante per applicazioni nei volumi di terreno sottostanti strutture/edifici esistenti e/o in ambiti fortemente urbanizzati, in quanto non risulta alterare le caratteristiche del moto sismico e gli stati tensionali esistenti, mitigando significativamente l'insorgenza delle sovrappressioni neutre ciclicamente indotte.

Questo studio sperimentale ha consentito quindi di affrontare un problema complesso ed approssimare la sua risoluzione che, per natura intrinseca del fenomeno e delle tecniche di intervento ipotizzate, risulta fortemente multidisciplinare. In tale approccio si sono ottenuti dati utili anche per futuri approfondimenti nell'ottica sia di una miglior calibrazione dei metodi di analisi in funzione del *mix design* che per un affinamento delle tecniche di trattamento in sito tramite miscele a base silice colloidale in funzione anche della minor interferenza possibile sul sistema terreno-fondazione-struttura.

Bibliografia

Acunzo G., Pagliaroli A., Scasserra G., 2014. IN-SPECTOR: un software di support alla selezione di accelerogrammi naturali spettrocompatibili per analisi geotecniche e strutturali. 33° Convegno Nazionale GNGTS, Bologna 25-27 Novembre 2014, volume2, 107-114, ISBN: 978-88-940442-2-5.

Agapoulaki GI, Papadimitriou AG (2015). Rheological properties of colloidal silica as a means for designing passive stabilization of liquefiable soils. *Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*, ICE, January 2015, 2331-2336.

Ambraseys N., Smit P., Sigbjornsson R., Suhadolc P., Margaris B., 2002. Internet-Site for European Strong-Motion Data, European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme (2002) <http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/ESD/>

Amoroso S., Monaco P., Marchetti D., 2012. Use of the Seismic Dilatometer (SDMT) to estimate in situ G₀ decay curves in various soil types. Coutinho, R.&Mayne, P.W. (eds) Proc. 4th Int. Conf. on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, ISC'4, Porto de Galinhas, Brazil, v. 1, p. 489-497.

Amoroso S., Monaco P., Lehane B.M., Marchetti D., 2014. Examination of the Potential of the Seismic Dilatometer (SDMT) to Estimate In Situ Stiffness Decay Curves in Various Soil Types. *Soils and Rocks*, São Paulo, 37(3): 177-194, September-December, 2014.

Andrianopoulos KI, Agapoulaki GI, Papadimitriou AG, (2015). Numerical analysis of the seismic response of sand passively stabilized against liquefaction. *Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*, ECSMGE, Issue 4, pp. 2207-2212.

Andrianopoulos KI, Agapoulaki GI, Papadimitriou AG, 2016. Simulation of seismic response of passively stabilised sand. *Geotechnical Research*, ICE, Vol.3, Issue 2, pp. 40-53.

A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana, 1977. Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. pp. 96.

A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana, 2005. Linee Guida su Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. pp. 404 Patron Editore, Bologna.

Aguzzi M., Bonsignore F., De Nigris N., Morelli M., Paccagnella T., Romagnoli C., Unguendoli S., 2016. Stato del litorale emiliano-romagnolo al 2012. Erosione e interventi di difesa, ARPA

Antoniazzi A., L'erosione marina nel litorale tra Cervia e Pesaro, Camera di commercio industria e artigianato di Forlì, 1976

ASTM D2435 Standard test methods for 1D consolidation properties of soils using incremental loading, ASTM international, 2011.

Basili R., G. Valensise, P. Vannoli, P. Burrato, U. Fracassi, S. Mariano, M.M. Tiberti, E. Boschi (2008), The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3: summarizing 20 years of research on Italy's earthquake geology, Tectonophysics, doi:10.1016/j.tecto.2007.04.014

Baziar M.H., Shahnazari H., Sharafi H., 2010. A laboratory study on the pore pressure generation model for Firouzkooch silty sands using hollow torsional test. International Journal of Civil Engineering, Vol. 9, No. 2, June 2011

Beyer, W. 1964. Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve. Wasserwirtschaft-Wassertechnik, 14(6), 165-168

Bernal et Al., 2001. Seismic Design Guidelines for Port Structures PIANC.

Bindi D, Pacor F, Luzi L, Puglia R, Massa M, Ameri G, Paolucci R, 2011a. Ground-motion prediction equations derived from the Italian strong motion database. Bull Earthq Eng 9(6):1899–1920. doi:10.1007/s10518-011-9313-z.

Biondi G., Cascone E., Maugeri M., 2004. Number of uniform stress cycles equivalent to seismic loading. In: 11th Conference on soil dynamics and earthquake engineering, 3th conference on earthquake geotechnical engineering, University of California, Berkeley, 2004.

Biondi G., Cascone E., Di Filippo G., 2012. Affidabilità di alcune correlazioni empiriche per la stima del numero di cicli di carico equivalente. Rivista Italiana di Geotecnica 2(2012):11–41.

Bommer J.J. e Acevedo A.B., 2004. The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. Journal of Earthquake Engineering, 8, 43 – 92.

Bosco B. B., 2013. Consolidamento e impermeabilizzazione dei terreni, Ed.Maggioli, 2013.

Bosco B. B., 2015. Iniezioni del terreno - Applicazioni, Ed.Maggioli, 2015.

Bouckovalas G.D, Tsiapas Y.Z., Theocharis A.I., Chaloulos Y.K., Ground response at liquefied sites: seismic isolation or amplification?, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 91, 2016, Pages 329-339.

Boulanger RW & Idriss IM., 2014. CPT and SPT based liquefaction triggering procedures, *Report No. UCD/CGM.-14/01*, Center for Geotech. Modelling, Dept. of Civil and Environ. Eng., UC Davis, CA, USA.

Bouwer H. and Rice R.C., 1976. A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells, *Water Resources Research* 12(3) 423–428.

Bouwer H., 1989. The Bouwer and Rice slug test. An update, *Groundwater*, vol. 27, n. 3, pagg. 304-309.

Bozorgnia, Y., and 30 others, 2014. NGA -West2 Research Project. *Earthquake Spectra*, Vol. 30, No. 3, pp. 973-987.

Butler Jr. J.J., 1998. *The Design Performance and Analysis of Slug Tests*. Lewis Publishers, Boca Raton, FL

Bray J. D. and Sancio R. B., 2006. Assessment of The Liquefaction Susceptibility of Fine Grained Soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 132 (9), 2006, 1165–1177.

Carman, P. C., 1938. The determination of the specific surface of powders. *J. Soc. Chem. Ind. Trans.*, 57, 225.

Carman P.C., *Flow of Gases through Porous Media*. Butterworths Scientific Publications, London, 1956.

Carrier W.D., Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman, J. *Geotech. Geoenviron. Eng.* 129(2003) 1054-1056.

Castiglia M., Santucci de Magistris F., 2018. Prediction of the number of equivalent cycles for earthquake motion, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16: 3571. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0336-6>

Castro G., Poulos S. J., 1977. Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility. *ASCE J Geotech Eng Div*, 103, 501 - 516.

Castro G., 1975. Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101(GT6): 551-569.

Catasto Calindri, 1774-1835. *Archivio di Stato di Rimini*. IT-ASRN-F782200022

Coastal Development Institute of Technology, 2010. *Technical manual for permeation grouting method*, Tokyo.

Conlee, C., 2010. *Dynamic Properties of Colloidal Silica Soils Using Centrifuge Model Tests and a Full-Scale Field Test*. Drexel Univ., Philadelphia, PA (Ph.D. Thesis)

Conlee C., Gallagher P., Boulanger R., Kamai, R., 2012. Centrifuge modeling for liquefaction mitigation using colloidal silica stabilizer. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000703, 1334–1345.

Cooper, H.H. and Jacob, C.E., 1946. A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history, *American Geophysical Union Transactions*, v. 27, 526–534.

Chapuis R.P., 2008. Predicting the saturated hydraulic conductivity of natural soils, *Geotech. News* 26 47–50

Chapuis R.P., 2012. Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: A review, *Bull Eng Geology Envir* 71, 401–434.

Chiaradonna A., Tropeano G., d’Onofrio A., Silvestri F., 2018. Development of a simplified model for pore water pressure build-up induced by cyclic loading. *Bull Earthquake Eng*, <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0354-4>.

Cooper, H.H. and Jacob, C.E., 1946. A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history. *American Geophysical Union Transactions*, v. 27, 526–534.

Crespellani, T., Nardi, R., Simoncini, C., (1988). *La liquefazione del terreno in condizioni sismiche*, Edizioni Zanichelli, Bologna.

Crespellani, T., Facciorusso, J., Madi ai C., Vannucchi G, 1999. Effects of different accelerogram filtering techniques on the earthquake-induced ground displacement estimate. *Proc. of 2nd Int. Symp. on Pre-failure deformation characteristics of geomaterials. IS Torino 99, Torino, 28-30 September*

Crespellani, T., Madi ai, C. and Vannucchi, G. (2003). CPT-based liquefaction hazard maps for an Italian coastal area. *Italian Geotechnical Journal*, N. 4, 46-65.

Cipriani S., Crespellani T., Madi ai C., Pierucci D., Vannucchi G., Marcellini A., Martelli L., Frassinetti G., 2008. Carta del rischio di liquefazione in un’area ricca di beni storico culturali: la costiera romagnola. In: T. Crespellani. *Terremoto e Ricerca*, pp. 35-46, Firenze: Firenze University Press, ISBN:9788884538185.

Crespellani, T., Facciorusso, J., Madi ai C., Simoni, G., 2007. Caratterizzazione dinamica dei terreni di Senigallia e analisi della risposta sismica locale. In: *Scenari di pericolosità sismica della fascia costiera marchigiana - La microzonazione sismica di Senigallia*. Mucciarelli M. and P. Tiberi, eds., Cap. 5, Tecno print srl, Ancona.

Crespellani T., Facciorusso J., Renzi S., 2004. Previsione delle deformazioni del terreno e analisi di vulnerabilità sismica di una rete idrica in un Comune della costa romagnola. In: *XXII Convegno Nazionale di Geotecnica*, Palermo, Italia, 22-24 settembre, 2004, Patron:Bologna, pp. 63-72, ISBN:978885527705

Crespellani T., Facciorusso J., 2010. *Dinamica dei terreni per le applicazioni sismiche*. Palermo: Flaccovio, ISBN:9788857900421

Cubrinovski M., Rees S., 2008. Effects of Fines on Undrained Behaviour of Sands. *ASCE Geotech Spec Publ* 181:1–11.

Cubrinovski M., Rees S., Bowman E., 2010. Effects of non-plastic fines on liquefaction resistance of sandy soils. *Earthquake Engineering in Europe, Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering*. 17, pp. 125–144.

Custodio E. LLamas, M.R., 1996. *Idrologia Sotterranea*, ed. Flaccovio, Palermo

Dall’Aglia P.L., De Donatis M., Franceschelli C., Guerra C., Guerra V., Nesci O., Piacentini D., Savelli D., 2017. Geomorphological and anthropic control of the development of some Adriatic historical towns (Italy) since the Roman Age. *Quaestiones Geographicae*, 36(3), De Gruiter, 111–123

Darendeli M.B., 2001. Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves, PhD Thesis, The Uni. of Texas at Austin, Austin.

Detmer D.M, 1995. Permeability, porosity and grain-size distribution of selected Pliocene and Quaternary sediments in the Albuquerque Basin. *New Mexico Geology*.

Dezi F., Carbonari S., Tombari A., Leoni G., 2012. Soil-structure interaction in the seismic response of an isolated three span motorway overcrossing founded on piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 41, 151-163, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.05.016>

DISS Working Group, 2018. Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.2.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. <http://diss.rm.ingv.it/diss/>, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; DOI:10.6092/INGV.IT-DISS3.2.1.

Dupuit, J., 1863. *Etudes theoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux decouverts et a travers les terrains permeables*, Dunot, Paris.

Ecemis N., Karaman M., 2014. Influence Of Non/Low Plastic Fines On Cone Penetration And Liquefaction Resistance. *Engineering Geology* (181).

EPRI Electric Power Research Institute, 1993. Guidelines for determinino design basis ground motions. Palo Alto, Calif: Electric Power Research Institute, vol. 1-5, EPRITR-102293.

vol. 1: Methodology and guidelines for estimating earthquake ground motion in eastern North America.

vol. 2: Appendices for ground motion estimation.

vol. 3: Appendices for field investigations.

vol. 4: Appendices for laboratory investigations.
vol. 5: Quantification of seismic source effects.

European Strong Motion database - Isesd (<http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/esd/>)

Facciorusso; J., Vannucchi G., 2009. Esempio di valutazione del potenziale di liquefazione su scala regionale secondo l'approccio deterministico e probabilistico. *Rivista Italiana di Geotecnica*, vol. XLIII, pp. 34-57, ISSN:0557-1405

Facciorusso J., Madiati C., Vannucchi G., Martelli L., 2012. Analisi di dettaglio finalizzata alla valutazione della pericolosità di liquefazione: il caso della costa emiliano-romagnola. In: J. Facciorusso. *Microzonazione sismica uno strumento consolidato per la riduzione del rischio. L'esperienza della Regione Emilia-Romagna*, pp. 83-104, Bologna: Centro Stampa Regione Emilia-Romagna.

Finn, W. D. L., Pickering, D. J., Bransby, P. L., 1971, Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 97, SM4, 639-659.

Finsterle, S., G. J. Moridis, K. Pruess, and P. Persoff. 1994. Physical barriers formed from gelling liquids: 1. Numerical design of laboratory and field experiments. Rep. No. LBL-35113. Berkeley, CA: Lawrence Berkeley National Laboratory.

Flora A., Iirer S., 2011. Interventi di consolidamento dei terreni: tecnologie e scelte progettuali. XXIV Convegno Nazionale di Geotecnica su "Innovazione Tecnologica nell'Ingegneria Geotecnica. AGI

Gallagher, P. M. 2000. Passive soil stabilization for mitigation of liquefaction risk. Ph.D. dissertation, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Virginia Tech.

Gallagher, P., Conlee, C., and Rollins, K., 2007. Full-scale field testing of colloidal silica grouting for mitigation of liquefaction risk. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:2(186), 186–196.

Gallagher, P. M., and Mitchell, J. K., 2002. Influence of colloidal silica grout on liquefaction potential and cyclic undrained behaviour of loose sand. *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, 22(9–12), 1017–1026.

Gallagher, P. M., and Y. Lin., 2009. Colloidal silica transport through liquefiable porous media. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 135 (11): 1702–1712. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000123](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000123).

Galli P., 2000. New empirical relationships between magnitude and distance for liquefaction. *Tectonophysics* N. 324 pp. 169-187, Elsevier (www.elsevier.com/locate/tecto).

Galli P., Meloni F., 1993. Nuovo catalogo nazionale dei processi di liquefazione avvenuti in occasione dei terremoti storici in Italia. *Il Quaternario*, 6 (2), 271-292.

Guidoboni E., Ferrari G. (a cura di), 1986. Il terremoto di Rimini e della costa romagnola: 25 dicembre 1786. Analisi e interpretazione. Regione Emilia-Romagna, Provincia di Forlì, Comune di Rimini. SGA, Bologna

Gazzi P., Zuffa G.G., Gandolfi G., Paganelli L., 1973. Provenienza e dispersione litoranea delle sabbie delle spiagge adriatiche fra le foci dell'Isonzo e del Foglia: inquadramento regionale, Società Geologica Italiana.

Green R. and Ziotopoulou K., 2015, Overview of screening criteria for liquefaction triggering susceptibility, Proceedings of the Tenth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Pacific 6-8 November 2015, Sydney, Australia.

Gruppo di lavoro, 2004. Redazione della mappa di pericolosità prevista dal OPCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto conclusivo per il Dipartimento della protezione civile. Ingv, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 allegati. (<http://esse1.mi.ingv.it/>)

Guo T and Prakash S., 2000. Liquefaction of silt-clay mixtures. Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand.

Hamderi M., 2010. Pilot-scale modeling of colloidal silica delivery to liquefiable sands. Ph.D. dissertation, Drexel University, Philadelphia, PA.

Hamderi M., Gallagher P.M., 2013. An optimization study on the delivery distance of colloidal silica. *Sci. Res. Essays* 8 (27), 1314–1323.

Hamderi, M., P. M. Gallagher, and Y. Lin. 2014. Numerical model for colloidal silica injected column tests. *Vadose Zone J.* 13 (2): 143–153. <https://doi.org/10.2136/vzj2013.07.0138>.

Harbaugh A.W., MODFLOW-2005, 2005, U.S. Geological survey techniques and Methods 6-A16, 2005.

Hashash YMA, Grohalski DR, Philips CA, 2010. Recent advances in nonlinear site response analysis. 5th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics No.4. San Diego California.

Hazen A., Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration, Massachusetts State Board of Health No. 34, 1892, pp. 539–556.

Karol, R.H, 2003. Chemical Grouting And Soil Stabilization, Dekker, New York.

Kasenow M., 2002. Determination of Hydraulic Conductivity from Grain Size Analysis. Water Resources Publications, LLC, Highlands Ranch, Colorado, 97p.

Kayen R. E., Mitchell J. K., 1997. Assessment of liquefaction potential during earthquakes by Arias intensity, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 123, 1162–1174.

Kenney T.C., Lau D., Ofoegbu G.I., Permeability of compacted granular materials, *Can Geotech J.*, 21(1984) 726-729.

Kirkwood P., Dashti S., 2018. Considerations for the Mitigation of Earthquake-Induced Soil Liquefaction in Urban Environments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001936. © 2018 American Society of Civil Engineers.

Koch, A. J., 2002. Model testing of passive site stabilization. M.S. thesis, Dept. of Civil, Architectural and Environmental Engineering, Drexel Univ.

Kokusho T, Ito F, Nagao Y, Green AR. 2012. Influence of non/low-plastic fines and associated aging effects on liquefaction resistance. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 138(6): 747-756.

Kottke A. R., Rathje E.M., 2008. Technical manual for Strata. Report No.: 2008/10. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Kramer, S.L., 1996. Geotechnical earthquake engineering. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.

Krüger, E., 1919. Die Grundwasserbewegung (Groundwater flow). *Int. Mitt. Bodenk.* 8, 105–122

Kruger W.D., Determining areal permeability distributions by calculations, *JPT*, 1961

Kuhlemeyer, R.L. and Lysmer. J., 1973, Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *Journal of the Soil Dynamics Division*, 99, 421-427.

Idriss, J. e Sun, J.I., 1992. SHAKE91 – a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soils deposits. University of California, Davis.

Idriss, I. M., Boulanger, R. W., 2008. Soil liquefaction during earthquakes. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland.

Iler, R.K., 1979. *The Chemistry of Silica: Solubility, Polymerization, Colloid and Surface Properties, and Biochemistry*, John Wiley & Sons, New York

INGV (Istituto Nazionale di Geofisica), 2004. Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale. http://zonesismiche.mi.ingv.it/mappa_ps_apr04/italia.html.

Ishihara, K., 1996. *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Clarendon, Oxford.

Ishihara, K. & Yoshimine, M., 1992. Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, 32 (1), 173–188

Istomina, V.S., 1957. *Filtration Stability of Soils*. Gostroizdat, Moscow.

ITACA (Italian Accelerometric Archive - <http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet/>)

Ivšić T, 2006. A model for presentation of seismic pore water pressures. *Soil Dyn Earthq Eng* 26:191–199

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., and Yasuda, S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. *Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation*, San Francisco, 885-896.

Iwasaki, T., Arakawa, T., and Tokida, K., 1982. Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes. *Proceedings of the Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Southampton UK, 925-939.

Juang, C. H., et Al., 2001. Assessing Probability-based Methods for Liquefaction Potential Evaluation. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*.

Juang, C. H., Chen, C. J., and Jiang, T., 2001. Probabilistic framework for liquefaction potential by shear wave velocity. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 127(8), 670–678.

Juang, C. H., Jiang, T., and Andrus, R. D., 2002. Assessing probability based methods for liquefaction evaluation. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 128(7), 580–589.

Jonathan D. Bray and Rodolfo B. Sancio, 2006. *Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils*.

Lade P. V., Liggio Jr C. D., Yamamuro J. A., 1998. Effects of Non-Plastic Fines on Minimum and Maximum Void Ratios of Sand, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 21, No. 4, 1998, pp. 336-347. doi:10.1520/GTJ11373J

Lanzo G., Silvestri F., 1999. *Risposta Sismica Locale. Teoria ed esperienze*. Hevelius Edizioni. Marzo 1999

Lee K.L., Chan K., 1972. Number of equivalent cycles in strong motion earthquakes. *Proceedings of the International Conference on Microzonation for Safer Construction Research*, vol. 2, pp. 609–627.

Lee, D. H., Ku, C. S., and Yuan, H., 2003, A study of the liquefaction risk potential at Yuanlin, Taiwan. *Engineering Geology*, 71(1/2), 97-117.

Lee C.T, Hsieh B.S., Sung C.H., Lin P.S., 2012. Regional Arias Intensity Attenuation Relationship for Taiwan Considering VS30. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 102, No. 1, pp. 129–142, doi: 10.1785/0120100268

Lee J., Green R.A., 2014. An empirical significant duration relationship for stable continental regions. *Bull Earthquake Eng* (2014) 12:217–235, DOI 10.1007/s10518-013-9570-0

Lin, Y. 2006. Colloidal silica transport mechanisms for passive site stabilization of liquefiable soils. Ph.D. dissertation, Dept. of Civil, Architectural and Environmental Engineering, Drexel Univ.

Lirer S., Flora A., Verdolotti L., Lavorgna M., Iannace, S. 2006. Permeation grouting of fine grained pyroclastic soils and rocks. *Ground Improvement Journal* – Vol. 10, 135-177 .

Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D’Amico S., Conte S., Rocchetti E., 2016. DBMI15, the 2015 version of the Italian Macroseismic Database. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>

Louie J.N., 2001. Shear wave velocity to 100 meters depth from refraction microtremor arrays. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 91, (2), 347-364.

Luzi L., Pacor F, Puglia R, 2017. Italian Accelerometric Archive v 2.3. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Dipartimento della Protezione Civile Nazionale. doi: 10.13127/ITACA.2.3.

Mayne, P.W. 2001. Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. In *Proc. Int. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories*. Bali: 27–47.

Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. & Marchetti, D. 2008. In Situ Tests by Seismic Dilatometer (SDMT). *From Research to Practice in Geotechnical Engineering*, Geotechnical Special Publication No. 180: 292-311. ASCE.

Marcuson W. F., Hynes M. E., Franklin M. E., 1990. Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments. *Earthquake Spectra*: August 1990, Vol. 6, No. 3, pp. 529-572.

Martelli L., Romani M., Tento A., Marcellini A., FACCIORUSSO J., Madaia C., Vannucchi G. (a cura di), 2015. Gli indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica, *Delibera Giunta regionale*

n. 2193 del 21 dicembre 2015. Bollettino Ufficiale della Regione Emilia-Romagna (BURERT).

Martelli L et al., 2017. Carta sismotettonica della Regione Emilia-Romagna e aree limitrofe, edizione 2016. Regione Emilia-Romagna, Servizio Geologico Sismico e dei Suoli.

Martin G.R., Lew M., Arulmoli K., Baez J.I., Blake T.F., Earnest J., Gharib F., Goldhammer J., Hsu D., Kupferman S., O'Tousa J. Real C.R., Reeder W. Simantob E., and Youd T.L., 1999. Recommended procedures for implementation of DMG Special Publication 117 Guidelines for Analyzing and mitigating Liquefaction hazards in California., G.R. Martin & M. Lew co-chairs, Southern California Earthquake Center, University of Southern California.

Masing G., 1926. Eignesspannungen und Verfestigung beim Messing. Second International Congress on Applied Mechanics, Zurich, Switzerland.

Matasovic N, Vucetic M., 1993. Cyclic characterization of liquefiable sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE; 119 (11): 1805-1822.

Maurer BW, Green RA, Cubrinovski M, Bradley B. 2014. Evaluation of the liquefaction potential index for assessing liquefaction hazard in Christchurch, New Zealand. *J Geotech Geoenviron Eng.*, 140(7), 04014032.

Maurer B., Green R., Cubrinovski M., Bradley B., 2015. Assessment of CPT-Based Methods for Liquefaction Evaluation in a Liquefaction Potential Index (LPI) Framework, *Géotechnique*. 65(5), 328-336, DOI: 10.1680/geot.SIP.15.P.007

Merli A., Capatti M.C., Dezi F., 2016. Different measuring methods for estimating the hydraulic conductivity on the shallow aquifer along a stretch of the Rimini Coast, VI Italian Conference of Reserchers in Geotechnical Engineering, Bologna 2016.

Mitchell J.K., 1981. Soil improvement: State of the art report. *Proceedings of the 10th ICSMFE*. Vol. 4, Stoccolma.

Mitchell J.K., Cooke H., and Schaeffer J.A., 1998. Design considerations in ground improvement for seismic risk mitigation, In *Proc. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 75, pp 580-613.

Mitchell J.K., Hon P.E., 2008. Mitigation of Liquefaction Potential of Silty Sands. From Research to Practice in Geotechnical Engineering Congress 2008. ASCE.

Monaco, P., et al., 2014. Overconsolidation and stiffness of Venice lagoon sands and silts from SDMT and CPTU.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000965, 215–227.

Moridis, G. J., et al., 1996. A field test of a waste containment technology using a new generation of injectable barrier liquids. Proc., Int. Topical Meeting on Nuclear and Hazardous Waste Management (Spectrum '96), American Nuclear Society, Chicago.

Moridis, G., 1998. Evaluation of Alternative Designs for an Injectable Barrier at the Brookhaven National Laboratory Site, Long Island, NY. Lawrence Berkeley National Laboratory Report LBNL-41763.

Moss R.E. et al., 2006, CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132 (8), 1032 – 1051.

NASEM Report, 2016. State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Its Consequences. National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine (NASEM). ISBN: 978-0-309-44027-1. DOI: <https://doi.org/10.17226/23474>.

Noll M.R., Bartlett C., Dochat T.M., 1992. In situ permeability reduction and chemical fixation using CS. In: Proceedings of the Sixth National Outdoor Action Conference on Aquifer Restoration .National Groundwater Association, Las Vegas, pp.443–457.

Noll, M. R., Epps, D. E., Bartlett, C. L., and Chen, P. J., 1993. Pilot field application of a colloidal silica gel technology for in situ hot spot stabilization and horizontal grouting. Proc., 7th National Outdoor Action Conf., National Ground Water Association, Las Vegas, 207–219.

NTC, 2008 - DM 14/1/2008. Norme Tecniche per le Costruzioni. S.O. n. 30 - Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 20-4/2/2008

NTC, 2018 - DM 17/1/2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 42-20/2/2008

NUREG/CR-5741, 2000. “Technical Bases for Regulatory Guide for Soil Liquefaction,” J.P. Koester, M.K. Sharp, M.E. Hynes, Editors, USNRC.

Park T, Park D, Ahn JK., 2014. Pore pressure model based on accumulated stress. Bulletin of Earthquake Engineering 2014; DOI 10.1007/s10518-014-9702-1.

Papathanassiou, G., Pavlides, S., Ganas, A., 2005. The 2003 Lefkada earthquake: field observation and preliminary microzonation map based on liquefaction potential index for the town of Lefkada. Engineering Geology 82, 12–31.

Papathanassiou G., 2008. LPI-based approach for calibrating the severity of liquefaction-induced failures and for assessing the probability of liquefaction surface evidence. Engineering Geology, 96(1/2), 94-104.

Paramasivam B., Dashti S., Liel A., 2018. Influence of Prefabricated Vertical Drains on the Seismic Performance of Structures Founded on Liquefiable Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001950. © 2018 American Society of Civil Engineers.

NZGS Guidelines:

Earthquake Geotechnical Engineering Module 3 – Liquefaction Hazards, 2016.

- Earthquake Geotechnical Engineering Module 4 – Earthquake Resistant Foundation Design, 2016
- Earthquake Geotechnical Engineering Module 5 – Ground Improvement of soils prone to liquefaction, 2017
- Earthquake Geotechnical Engineering Module 5a – Specification for Ground Improvement, 2015

Park T, Ahn JK., 2013. Accumulated stress based model for prediction of residual pore pressure. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, France 2013.

PEER, 2014. Next Generation Attenuation (NGA) - West 2. <http://peer.berkeley.edu/ngawest2/>

Persoff P., Apps J., Moridis G., Whang, J. M., 1999. Effect of dilution and contaminants on sand grouted with colloidal silica. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 125_6_, 461–469.

Persoff P., Moridis G., Apps J., Pruess K., 1996. Evaluation tests for colloidal silica to be used for grouting at Savanna River site, South Carolina. Submitted to *ASTM Journal of Testing and Evaluation*.

Phillips C, Hashash YM, 2009. Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses. *Soil Dyn Earthq Eng* 29(7):1143–1158.

Piccinini L., Fabbri P., Pola M., 2016. Point dilution tests to calculate groundwater velocity: an example in a porous aquifer in northeast Italy, *Hydrological Sciences Journal*, 61:8, 1512-1523

Polito, C.P. and Martin II J.R., 2001. Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127 (5), 408-415.

Prakash S. and Puri V. K., 2010. Recent Advances in Liquefaction of Fine Grained Soils. *Fifth International Conference*, San Diego, California.

Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, *Associazione Geotecnica Italiana*, 1977.

Rahman M. M., Lo S. R., Gnanendran C. T., 2008. On equivalent granular void ratio and steady state behaviour of loose sand with fines. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(10), 1439-1455.

Rahman M. M., Lo S. R., Cubrinovski M., 2010. Equivalent granular void ratio and behaviour of loose sand with fines. *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. 16.<http://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/05icrageesd/session04/16>.

Ramberg, W., Osgood, W. R., 1943. Description of stress-strain curves by three parameters. Technical Note No. 902, National Advisory Committee For Aeronautics, Washington DC.

Rasouli R., Hayashi K., Zen K., 2016. Controlled permeation grouting method for mitigation of liquefaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, © ASCE, ISSN 1090-0241, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001532.

Rasouli R., Towhata I., Rattetz H., Vonaesch R., 2018. Mitigation of Nonuniform Settlement of Structures due to Seismic Liquefaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, © ASCE, Volume 144, Issue 11, doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001974.

Rathje, EM, Abrahamson, NA, Bray, JD, 1998. Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions. *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, 124(2), 150–159.

Rathje EM, Faraj F, Russell S, Bray JD, 2004. Empirical relationships for frequency content parameters of earthquake ground motions. *Earthq Spectra Earthq Eng Res Inst* 20(1):119–144.

Rathje E. M., Kottke A. 2013. *Strata*. Available at: <https://nees.org/resources/strata>

Rees S., 2010. Effects of fines on the undrained behaviour of Christchurch sandy soils. PhD thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Report ASCE, 2011, Ku, C.S., et Al., Liquefaction Probability by Probabilistic Version of Robertson and Wride Model. ASCE.

Robertson P.K., 1990. Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1): 151-158.

Robertson, P.K., Fear, C.E., 1995. Liquefaction of sands and its evaluation. First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Keynote Lecture.

Robertson P.K., 2010. Estimating in-situ soil permeability from CPT & CPTu, 2nd Int. Symposium on Cone Penetration Testing, CA, USA.

Robertson, P.K. and Wride, C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Can Geotech. J.*, 35 (3), 442-459.

Rollins, K. M., Evans, M. D., Diehl, N. B. e Daily, W. D. III, 1998. Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, N. 5, May, pp. 396-405

Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>

Schlichter C.S., Theoretical investigation of the motion of groundwaters. in: *Annual report*, US Geol. Survey, Reston, 1899, pp. 295-384.

Schnabel, P. B., Lysmer, J., Seed, H. B. 1972. SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Rep. No. EERC 72-12, EERI, Berkeley, Calif.

Seed H.B. and Peacock W.H., 1971. The Procedure for Measuring Soil Liquefaction Characteristics, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 97, 1099-1119.

Seed, H.B., and Idriss, I.M., 1971, Simplified Procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal Soil Mechanics and Foundations*, ASCE .

Seed HB, Idriss IM, Makdisi F, Banerjee N, 1975. Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analysis. Report EERC 75-29, University of California.

Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M. e Tokimatsu, K., 1986. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 112 (GT11), 1016-1032

Seed R B., Cetin K.O., Moss R.E.S., Kammerer A., Wu J., Pestana J., Riemer M., Sancio R.B., Bray J.D., Kayen R.E., & Faris A., 2003. Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. Keynote presentation, *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*, Long Beach, CA

SeismoSoft ltd. SeismoMatch vers. 2.1.2, A computer program for adjusting earthquake accelerograms to match a specific target response spectrum. Available from URL: www.seismosoft.com

SeismoSoft ltd. SeismoSignal vers. 5.1.2, A computer program to process strong-motion data. Available from URL: www.seismosoft.com.

Serpieri, A., 1889. Scritti di sismologia, Parte II, I terremoti del 18 Marzo 1875 e del 28 Luglio 1883. Tipografia Editrice Calasanziana, Firenze.

Servizio Geologico Sismico e dei Suoli Regione Emilia Romagna – Cartografia interattiva e banche dati - Web-Gis.

SESAME Site Effects Assessment Using Ambient Excitations, 2005 - European Commission, Research General Directorate Project N. EVG1-CT-2000-00026 SESAME, <http://sesame-fp5.obs.ujf-grenoble.fr>. (Bard P. coord.).

Smerzini C., Paolucci R., 2011. SIMBAD: a database with Selected Input Motions for displacement - Department of Structural Engineering Politecnico di Milano, ITALY.

Sonmez H, 2003. Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol-Turkey). *Environ. Geology* 44(7):862–871.

Spallarossa, D. e Barani, S., 2007. Disaggregazione della pericolosità sismica in termini di M-R. Progetto DPCINGV S1, <http://esse1.mi.ingv.it/d14>.

Spencer L.M., Rix G.J., Gallagher P.M., 2007. Dynamic properties of colloidal silica gel and sand mixture. In 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki – Greece 2007.

Stewart J., Afshari K., Hashash Y., 2014. Guidelines for performing hazard-consistent one-dimensional ground response analysis for ground motion prediction.

Sun, J. I., Golezorkhi, R. e Seed H. B., 1988. Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils. Report N. UCB/EERC-88/15, Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, pp. 42.

Tasioupolou P., Giannakou A., Chacko J., de Wit S., *Article in Press*. Liquefaction triggering and post-liquefaction deformation of laminated deposits. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.

TC16 (2001) - The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations - A Report by the ISSMGE Committee TC16. 41 pp. Reprinted in Proc. 2 nd Int. Conf. on the Flat Dilatometer, Washington D.C. (USA), April 2-5, 2006, 7-48. Versione italiana: Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. e Calabrese, M. (2001) - Il Dilatometro Piatto. Atti XVIII Ciclo Conferenze di Geotecnica di Torino, 50 pp.

Terzaghi K., Peck R.B., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Wiley, New York, 1964.

Thevanayagam S., Martin G. R., 2002. Liquefaction in silty soils - screening and remediation issues. *Soil Dyn. And Earthq. Eng.*, 22, 1034-1042.

Thevanayagam S., Shenthan, T., and Kanagalingam, T., 2003. Role of intergranular contacts on mechanisms causing liquefaction and slope failures in silty sands. Final Report, USGS Award No. 01HQGR0032 and 99HQGR0021, US Geological Survey, Department of Interior, USA, <http://erp-eb.er.usgs.gov/reports/abstract/2001/pt/01hqgr0032-report.pdf>, 396p.

Theis, C.V., 1935, The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground water storage: Transaction of American Geophysical Union, v. 16, 519–524 p.

Theis, C.V., 1938, The significance and nature of the cone of depression in ground-water bodies: Economic Geology, v. 38, 889–902 p.

Thiem G. 1906. Hydrologische methoden (in German), Gebhardt.

Tonkin and Taylor Ltd (2013) Liquefaction vulnerability study, Tonkin and Taylor Report for The Earthquake Commission 52020.0200/v1.0. February 2013

Toprak S., Holzer T.L., Bannett M.J., Tinslay J.C., 1999. CPT and SPT-based probabilistic assessment of liquefaction potential. Proceedings of 7th U.S.–Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Liquefaction, Seattle, Technical Report MCEER-99-0019

Toprak, S. and Holzer, T. L. (2003). Liquefaction potential index: field assessment. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(4), 315–322.

Tornaghi R., 1981. Criteri generali di studio e controllo dei trattamenti mediante iniezioni - 10o Ciclo annuale di conferenze dedicate ai problemi di ingegneria delle fondazioni. Politecnico di Torino.

Tornaghi R., 1978. Iniezioni. In: Atti Seminario su Consolidamento di terreni e rocce in posto nell'Ingegneria Civile, Stresa (I).

Towhata I., 2010. Geotechnical Earthquake Engineering. Springer DOI 10.1007/978-3-540-35783-4

Towhata I., Rasouli R., 2013. Attempts to protect personal houses from seismic liquefaction problem. 4th International Seminar on Forensic Geotechnical Engineering, Bangalore, 2013.

Travasariou, T., Bray J. D., Abrahamson N. A., 2003. Empirical attenuation relationship for Arias intensity, Earthq. Eng. Struct. Dynam. 32, 1133–1155, doi 10.1002/eqe.270.

Tropeano G., Ausilio E., Costanzo A., Silvestri F., 2009. Valutazione della stabilità sismica di pendii naturali mediante un approccio semplificato agli spostamenti. XIII Convegno ANIDIS "L'ingegneria Sismica in Italia", Bologna.

Tropeano G., Chiaradonna A., d'Onofrio A., Silvestri F., 2016. An innovative computer code for 1D seismic response analysis including shear strength of soils, *Géotechnique* 66: 95-105.

Tropeano G., Ausilio E., Silvestri F., 2017. An uncoupled procedure for performance assessment of slopes in seismic conditions. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(9): 3611-3637. doi: 10.1007/s10518-017-0113

Tropeano G., Chiaradonna A., d'Onofrio A., Silvestri F., 2018. A numerical model for non-linear coupled analysis of the seismic response of liquefiable soils. *Computers and Geotechnics* 105:211-227, DOI: 10.1016/j.compgeo.2018.09.008

Tsuchida H., 1970. Prediction and countermeasure against liquefaction in sand deposit, *Proc. Seminar of the Port and Harbour Research Institute*, vol. 3, pp. 1–3.

Ufficio Geologico Comune di Rimini. Cartografia e banche dati PSC

USBR, 2015. Design Standards No. 13: Embankment Dam. Chapter 13: Seismic Analysis and Design. U.S. Bureau of Reclamation. <https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/designstandards-datacollectionguides/finalds-pdfs/DS13-13.pdf>.

U.S. Geological Survey (USGS), 2004. Spreadsheets for the Analysis of Aquifer-Test and Slug-Test Data

U.S. Nuclear Regulatory Commission, 2003. REGULATORY GUIDE 1.198. PROCEDURES AND CRITERIA FOR ASSESSING SEISMIC SOIL LIQUEFACTION AT NUCLEAR POWER PLANT SITES.

Van Ballegooy S., Malan P.J., Jacka M.E., Lacrosse V.I.M.F., Leeves J.R. & Lyth J.E. / Tonkin & Taylor Limited - Cowan H./ New Zealand Earthquake Commission. Methods for characterising effects of liquefaction in terms of damage severity. 15WCEE Lisboa, 2012

Veggiani A., 1982. La linea di spiaggia tra Ravenna e Pesaro all'inizio dell'Era Volgare e considerazioni sul ciclo sedimentario olocenico, *Atti del convegno internazionale di studi sulle antichità di Classe*.

Vranna A.D. & Tika Th., 2015. The mechanical behaviour of a clean sand stabilized with colloidal silica. *Proceedings, XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Edinburgh, UK, Sept. 13-17.

Vucetic, M. e Dobry, R, 1991. Effects of the soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 117, N.1.

Vucetic M, 1994. Cyclic threshold shear strains in soils. *J Geotech Eng Div ASCE* 120(12):2208–2228

Vukovic, M., Soro, A. 1992. Determination of hydraulic conductivity of porous media from grain-size composition. Miladinov, D., translator, Water Resources Publications, Littleton, Colorado, USA, 83 pp.

Whang, J. M., 1995. Section 9 - Chemical-based barrier materials. Assessment of barrier containment technologies for environmental remediation applications, R. R. Rumer and J. K. Mitchell, eds., NTIS, Springfield, Va., 211–247.

Winston R.B., 2009, ModelMuse-A graphical user interface for MODFLOW-2005 & PHAST, U.S. Geol. Survey Techniques & Methods.

Yonekura R., Kaga M., 1992. Current chemical grout engineering in Japan. Proc., Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE, New York, 725–736.

Youd L.T., Perkins D.M., 1978. Mapping liquefaction-induced ground failure potential. *Journal of the geotechnical engineering division.*

Youd, T.L. e Idriss, I.M., 2001. Liquefaction Resistance of Soils. Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* 127(4): 297-313.

Zhang, G., Robertson, P. K., Brachman, R. W. I. (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground, *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 1168–80

Appendice A.

Dati Analisi di RSL

Parametri di scuotimento sismico

A.1. - Analisi EQL - SCENARIO SISMICO DM2018
PARAMETRI DI SCUOTIMENTO - ACCELEROGRAMMI DI INPUT

0000555a	Corrected Accelerogram	000149ya	Corrected Accelerogram	000198xa	Corrected Accelerogram	0046755a	Corrected Accelerogram
Parameter	Parameter	Parameter	Parameter	Parameter	Parameter	Parameter	Parameter
Max. Acceleration (g)	0.212	Max. Acceleration (g)	0.212	Max. Acceleration (g)	0.212	Max. Acceleration (g)	0.212
Time of Max. Acceleration (sec)	4.020	Time of Max. Acceleration (sec)	5.630	Time of Max. Acceleration (sec)	3.900	Time of Max. Acceleration (sec)	15.540
Max. Velocity (cm/sec)	12.345	Max. Velocity (cm/sec)	10.516	Max. Velocity (cm/sec)	19.860	Max. Velocity (cm/sec)	25.954
Time of Max. Velocity (sec)	2.540	Time of Max. Velocity (sec)	2.390	Time of Max. Velocity (sec)	2.920	Time of Max. Velocity (sec)	16.350
Max. Displacement (cm)	2.347	Max. Displacement (cm)	4.295	Max. Displacement (cm)	6.166	Max. Displacement (cm)	5.928
Time of Max. Displacement (sec)	4.010	Time of Max. Displacement (sec)	4.330	Time of Max. Displacement (sec)	3.620	Time of Max. Displacement (sec)	14.430
Vmax / Amax (sec)	0.069	Vmax / Amax (sec)	0.051	Vmax / Amax (sec)	0.085	Vmax / Amax (sec)	0.125
Acceleration RMS (g)	0.022	Acceleration RMS (g)	0.040	Acceleration RMS (g)	0.037	Acceleration RMS (g)	0.020
Velocity RMS (cm/sec)	1.713	Velocity RMS (cm/sec)	2.066	Velocity RMS (cm/sec)	3.944	Velocity RMS (cm/sec)	2.424
Displacement RMS (cm)	0.831	Displacement RMS (cm)	0.568	Displacement RMS (cm)	1.463	Displacement RMS (cm)	0.950
Area Intensity (m/sec)	0.282	Area Intensity (m/sec)	0.489	Area Intensity (m/sec)	0.888	Area Intensity (m/sec)	0.420
Characteristic Intensity (lc)	0.020	Characteristic Intensity (lc)	0.036	Characteristic Intensity (lc)	0.046	Characteristic Intensity (lc)	0.023
Specific Energy Density (cm2/sec)	107.202	Specific Energy Density (cm2/sec)	85.826	Specific Energy Density (cm2/sec)	628.143	Specific Energy Density (cm2/sec)	393.746
Cumulative Absolute Velocity (cm/sec)	349.853	Cumulative Absolute Velocity (cm/sec)	400.740	Cumulative Absolute Velocity (cm/sec)	620.569	Cumulative Absolute Velocity (cm/sec)	430.328
Acceleration Spectrum Intensity (g*se)	0.183	Acceleration Spectrum Intensity (g*se)	0.164	Acceleration Spectrum Intensity (g*se)	0.243	Acceleration Spectrum Intensity (g*se)	0.208
Velocity Spectrum Intensity (cm)	55.502	Velocity Spectrum Intensity (cm)	40.811	Velocity Spectrum Intensity (cm)	96.167	Velocity Spectrum Intensity (cm)	78.365
Housner Intensity (cm)	43.656	Housner Intensity (cm)	33.802	Housner Intensity (cm)	88.159	Housner Intensity (cm)	75.733
Sustained Maximum Acceleration (g)	0.161	Sustained Maximum Acceleration (g)	0.202	Sustained Maximum Acceleration (g)	0.187	Sustained Maximum Acceleration (g)	0.176
Sustained Maximum Velocity (cm/sec)	9.070	Sustained Maximum Velocity (cm/sec)	9.434	Sustained Maximum Velocity (cm/sec)	17.706	Sustained Maximum Velocity (cm/sec)	13.645
Effective Design Acceleration (g)	0.214	Effective Design Acceleration (g)	0.212	Effective Design Acceleration (g)	0.205	Effective Design Acceleration (g)	0.209
A95 parameter (g)	0.260	A95 parameter (g)	0.208	A95 parameter (g)	0.205	A95 parameter (g)	0.208
Predominant Period (sec)	0.209	Predominant Period (sec)	0.120	Predominant Period (sec)	0.520	Predominant Period (sec)	0.240
Mean Period (sec)	0.395	Mean Period (sec)	0.223	Mean Period (sec)	0.471	Mean Period (sec)	0.477
Significant Duration	4.360	Significant Duration	6.500	Significant Duration	12.230	Significant Duration	4.490
007142ya	Corrected Accelerogram	IN0388ya	Corrected Accelerogram	MM0-HGN	Corrected Accelerogram	VALORI MEDI	
Parameter	Parameter	Parameter	Parameter	Parameter	Parameter	Parameter	
Max. Acceleration (g)	0.212	Max. Acceleration (g)	0.212	Max. Acceleration (g)	0.212	Max. Acceleration (g)	0.212
Time of Max. Acceleration (sec)	23.760	Time of Max. Acceleration (sec)	13.130	Time of Max. Acceleration (sec)	22.245	Time of Max. Acceleration (sec)	12.616
Max. Velocity (cm/sec)	14.949	Max. Velocity (cm/sec)	29.398	Max. Velocity (cm/sec)	12.817	Max. Velocity (cm/sec)	17.977
Time of Max. Velocity (sec)	26.050	Time of Max. Velocity (sec)	12.750	Time of Max. Velocity (sec)	21.700	Time of Max. Velocity (sec)	12.243
Max. Displacement (cm)	2.688	Max. Displacement (cm)	14.322	Max. Displacement (cm)	10.270	Max. Displacement (cm)	6.273
Time of Max. Displacement (sec)	26.510	Time of Max. Displacement (sec)	13.090	Time of Max. Displacement (sec)	19.800	Time of Max. Displacement (sec)	12.256
Vmax / Amax (sec)	0.072	Vmax / Amax (sec)	0.141	Vmax / Amax (sec)	0.082	Vmax / Amax (sec)	0.096
Acceleration RMS (g)	0.021	Acceleration RMS (g)	0.029	Acceleration RMS (g)	0.028	Acceleration RMS (g)	0.028
Velocity RMS (cm/sec)	1.884	Velocity RMS (cm/sec)	3.955	Velocity RMS (cm/sec)	2.314	Velocity RMS (cm/sec)	2.612
Displacement RMS (cm)	0.644	Displacement RMS (cm)	3.014	Displacement RMS (cm)	0.703	Displacement RMS (cm)	1.363
Area Intensity (m/sec)	0.419	Area Intensity (m/sec)	0.705	Area Intensity (m/sec)	0.703	Area Intensity (m/sec)	0.555
Characteristic Intensity (lc)	0.024	Characteristic Intensity (lc)	0.037	Characteristic Intensity (lc)	0.055	Characteristic Intensity (lc)	0.032
Specific Energy Density (cm2/sec)	224.818	Specific Energy Density (cm2/sec)	826.221	Specific Energy Density (cm2/sec)	321.318	Specific Energy Density (cm2/sec)	385.611
Cumulative Absolute Velocity (cm/sec)	489.658	Cumulative Absolute Velocity (cm/sec)	684.427	Cumulative Absolute Velocity (cm/sec)	752.623	Cumulative Absolute Velocity (cm/sec)	566.885
Acceleration Spectrum Intensity (g*se)	0.189	Acceleration Spectrum Intensity (g*se)	0.205	Acceleration Spectrum Intensity (g*se)	0.191	Acceleration Spectrum Intensity (g*se)	0.197
Velocity Spectrum Intensity (cm)	57.439	Velocity Spectrum Intensity (cm)	90.977	Velocity Spectrum Intensity (cm)	46.216	Velocity Spectrum Intensity (cm)	66.497
Housner Intensity (cm)	53.126	Housner Intensity (cm)	83.588	Housner Intensity (cm)	38.157	Housner Intensity (cm)	59.460
Sustained Maximum Acceleration (g)	0.179	Sustained Maximum Acceleration (g)	0.176	Sustained Maximum Acceleration (g)	0.186	Sustained Maximum Acceleration (g)	0.181
Sustained Maximum Velocity (cm/sec)	11.632	Sustained Maximum Velocity (cm/sec)	17.522	Sustained Maximum Velocity (cm/sec)	12.047	Sustained Maximum Velocity (cm/sec)	13.008
Effective Design Acceleration (g)	0.224	Effective Design Acceleration (g)	0.213	Effective Design Acceleration (g)	0.202	Effective Design Acceleration (g)	0.211
A95 parameter (g)	0.208	A95 parameter (g)	0.209	A95 parameter (g)	0.207	A95 parameter (g)	0.208
Predominant Period (sec)	0.080	Predominant Period (sec)	0.300	Predominant Period (sec)	0.300	Predominant Period (sec)	0.260
Mean Period (sec)	0.276	Mean Period (sec)	0.468	Mean Period (sec)	0.283	Mean Period (sec)	0.395
Significant Duration	6.800	Significant Duration	9.170	Significant Duration	12.805	Significant Duration	8.051

A.6. - Analisi PWP - SCENARIO SISMICO DM2018
PARAMETRI DI SCUOTIMENTO - ACCELEROGRAMMI DI OUTPUT

000055xa	000149xa	000198xa	004675xa
Parameter	Parameter	Parameter	Parameter
Max. Acceleration (g)	Max. Acceleration (g)	Max. Acceleration (g)	Max. Acceleration (g)
Time of Max. Acceleration (sec)	Time of Max. Acceleration (sec)	Time of Max. Acceleration (sec)	Time of Max. Acceleration (sec)
Max. Velocity (cm/sec)	Max. Velocity (cm/sec)	Max. Velocity (cm/sec)	Max. Velocity (cm/sec)
Time of Max. Velocity (sec)	Time of Max. Velocity (sec)	Time of Max. Velocity (sec)	Time of Max. Velocity (sec)
Max. Displacement (cm)	Max. Displacement (cm)	Max. Displacement (cm)	Max. Displacement (cm)
Time of Max. Displacement (sec)	Time of Max. Displacement (sec)	Time of Max. Displacement (sec)	Time of Max. Displacement (sec)
Vmax / Amax (sec)	Vmax / Amax (sec)	Vmax / Amax (sec)	Vmax / Amax (sec)
Acceleration RMS (g)	Acceleration RMS (g)	Acceleration RMS (g)	Acceleration RMS (g)
Velocity RMS (cm/sec)	Velocity RMS (cm/sec)	Velocity RMS (cm/sec)	Velocity RMS (cm/sec)
Displacement RMS (cm)	Displacement RMS (cm)	Displacement RMS (cm)	Displacement RMS (cm)
Area Intensity (m/sec)	Area Intensity (m/sec)	Area Intensity (m/sec)	Area Intensity (m/sec)
Characteristic Intensity (Ic)	Characteristic Intensity (Ic)	Characteristic Intensity (Ic)	Characteristic Intensity (Ic)
Specific Energy Density (cm2/sec)	Specific Energy Density (cm2/sec)	Specific Energy Density (cm2/sec)	Specific Energy Density (cm2/sec)
Cumulative Absolute Velocity (cm/sec)	Cumulative Absolute Velocity (cm/sec)	Cumulative Absolute Velocity (cm/sec)	Cumulative Absolute Velocity (cm/sec)
Acceleration Spectrum Intensity (g*se)	Acceleration Spectrum Intensity (g*se)	Acceleration Spectrum Intensity (g*se)	Acceleration Spectrum Intensity (g*se)
Velocity Spectrum Intensity (cm)	Velocity Spectrum Intensity (cm)	Velocity Spectrum Intensity (cm)	Velocity Spectrum Intensity (cm)
Housner Intensity (cm)	Housner Intensity (cm)	Housner Intensity (cm)	Housner Intensity (cm)
Sustained Maximum Acceleration (g)	Sustained Maximum Acceleration (g)	Sustained Maximum Acceleration (g)	Sustained Maximum Acceleration (g)
Sustained Maximum Velocity (cm/sec)	Sustained Maximum Velocity (cm/sec)	Sustained Maximum Velocity (cm/sec)	Sustained Maximum Velocity (cm/sec)
Effective Design Acceleration (g)	Effective Design Acceleration (g)	Effective Design Acceleration (g)	Effective Design Acceleration (g)
A95 parameter (g)	A95 parameter (g)	A95 parameter (g)	A95 parameter (g)
Predominant Period (sec)	Predominant Period (sec)	Predominant Period (sec)	Predominant Period (sec)
Mean Period (sec)	Mean Period (sec)	Mean Period (sec)	Mean Period (sec)
Significant Duration	Significant Duration	Significant Duration	Significant Duration
Corrected Accelerogram	Corrected Accelerogram	Corrected Accelerogram	Corrected Accelerogram
0.160	0.167	0.181	0.191
6.040	6.040	6.770	6.770
22.803	19.879	42.140	42.140
4.765	5.145	6.165	6.165
5.389	3.418	16.318	16.318
4.330	0.025	5.170	5.170
0.146	0.121	0.239	0.239
0.043	0.039	0.053	0.053
4.654	4.000	11.328	11.328
1.070	1.027	4.328	4.328
0.593	0.478	1.096	1.096
0.041	0.035	0.061	0.061
444.304	321.554	3272.400	3272.400
538.714	501.454	964.567	964.567
0.197	0.172	0.166	0.166
103.017	76.503	187.723	187.723
91.517	71.778	190.384	190.384
0.152	0.160	0.161	0.161
15.167	12.574	37.300	37.300
0.160	0.164	0.181	0.181
0.158	0.164	0.179	0.179
0.520	0.380	0.540	0.540
0.588	0.499	1.106	1.106
6.265	8.530	15.656	15.656
0.165	0.155	0.17	0.17
6.765	7.400	13.17	13.17
21.431	42.320	21.70	21.70
7.255	7.875	4.25	4.25
5.885	14.851	10.15	10.15
5.420	12.670	4.77	4.77
0.133	0.279	0.13	0.13
0.042	0.042	0.05	0.05
5.918	8.954	5.65	5.65
1.904	4.631	2.75	2.75
0.614	0.750	1.15	1.15
0.041	0.045	0.06	0.06
865.388	2204.932	972.08	972.08
653.795	785.026	1052.95	1052.95
111.800	0.168	87.73	87.73
102.103	138.317	86.32	86.32
0.139	143.472	0.16	0.16
20.283	143.472	17.44	17.44
0.166	0.155	0.17	0.17
0.163	0.152	0.17	0.17
0.400	0.320	0.30	0.30
0.686	0.972	0.55	0.55
11.525	13.330	15.20	15.20
0.165	0.165	0.165	0.165
7.716	7.716	7.716	7.716
29.014	29.014	29.014	29.014
6.061	6.061	6.061	6.061
9.760	9.760	9.760	9.760
6.519	6.519	6.519	6.519
0.178	0.178	0.178	0.178
0.044	0.044	0.044	0.044
7.176	7.176	7.176	7.176
2.749	2.749	2.749	2.749
0.739	0.739	0.739	0.739
0.048	0.048	0.048	0.048
710.840	710.840	710.840	710.840
0.184	0.184	0.184	0.184
123.399	123.399	123.399	123.399
120.178	120.178	120.178	120.178
0.147	0.147	0.147	0.147
22.392	22.392	22.392	22.392
0.165	0.165	0.165	0.165
0.163	0.163	0.163	0.163
0.411	0.411	0.411	0.411
0.813	0.813	0.813	0.813
11.091	11.091	11.091	11.091

VALORI MEDI	
Max. Acceleration (g)	0.165
Time of Max. Acceleration (sec)	7.716
Max. Velocity (cm/sec)	29.014
Time of Max. Velocity (sec)	6.061
Max. Displacement (cm)	9.760
Time of Max. Displacement (sec)	6.519
Vmax / Amax (sec)	0.178
Acceleration RMS (g)	0.044
Velocity RMS (cm/sec)	7.176
Displacement RMS (cm)	2.749
Area Intensity (m/sec)	0.739
Characteristic Intensity (Ic)	0.048
Specific Energy Density (cm2/sec)	1415.442
Cumulative Absolute Velocity (cm/sec)	710.840
Acceleration Spectrum Intensity (g*se)	0.184
Velocity Spectrum Intensity (cm)	123.399
Housner Intensity (cm)	120.178
Sustained Maximum Acceleration (g)	0.147
Sustained Maximum Velocity (cm/sec)	22.392
Effective Design Acceleration (g)	0.165
A95 parameter (g)	0.163
Predominant Period (sec)	0.411
Mean Period (sec)	0.813
Significant Duration (sec)	11.091