

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA PER L'AMBIENTE E IL TERRITORIO

DICAM

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

TESI DI LAUREA

in

Geologia Tecnica

**ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE PER UNA CASSA DI ESPANSIONE DELLE PIENE
SUL TORRENTE SAMOGGIA (LOC. LE BUDRIE, S. GIOVANNI IN PERSICETO)**

CANDIDATO

Lorenzo Ruggeri

RELATORE:

Prof.ssa Lisa Borgatti

CORRELATORI

Prof. Ing. Guido Gottardi

Dott. PhD. Ing. Gianluca Gottardi

Anno Accademico 2010/2011

Sessione II

INDICE

Prefazione

Ringraziamenti

PARTE PIRMA – Dinamica dei terreni e Ingegneria Geotecnica sismica

Capitolo 1. Genesi e sviluppo dell’Ingegneria Geotecnica Sismica	1
Capitolo 2. Microzonazione sismica	7
2.1. Fasi dello studio di microzonazione sismica.....	8
2.2. I tre livelli di zonazione.....	10
2.3. Risultati della microzonazione sismica.....	13
Capitolo 3. Risposta Sismica Locale	15
3.1. Le onde sismiche e la loro propagazione.....	16
3.2. Le fasi di analisi della risposta sismica locale.....	18
3.3. Parametri di input Sismici e Geotecnici	23
3.3.1. Analisi della pericolosità sismica locale e stima del moto di riferimento.....	25
3.3.2. Determinazione dei parametri geotecnici.....	29
3.3.2.1. Indagini geologiche e geomorfologiche.....	30
3.3.2.2. Prove geofisiche in sito.....	30
3.3.2.3. Prove geotecniche dinamiche in sito.....	32
3.3.2.4. Prove di laboratorio per la caratterizzazione dinamica dei terreni.....	37
3.3.2.5. Effetti dovuti alla non linearità del terreno: le curve di degrado.....	44
3.3.2.6. <i>Approfondimento</i> : Taglio torsionale ciclico e Colonna risonante.....	48
3.3.2.7. L’apparecchiatura RCTS	56
3.3.2.8. Il modello geotecnico del terreno.....	59
3.4. Modellazione e analisi numerica per la valutazione della risposta sismica locale	60
3.4.1. Analisi Monodimensionale.....	62
3.4.2. Strato di terreno omogeneo viscoelastico su substrato infinitamente rigido.....	64
3.4.3. I modelli e le applicazioni utilizzate.....	68
3.4.3.1. Modelli lineari equivalenti, il codice SHAKE	68
3.4.3.2. I software EERA, DEEPSOIL v4.0, STRATA.....	75
3.5. Parametri di output	76
3.5.1. Rappresentazione del moto sismico: il fattore di amplificazione.....	77
3.5.2. L’azione sismica di progetto e la normativa antisismica nazionale.....	78
3.5.3. L’interazione terreno-struttura	82
Capitolo 4. Normativa nazionale in materia sismica	83
4.1. Evoluzione della normativa in materia di riduzione del rischio sismico.....	83
4.2. Il D.M. 14 gennaio.2008 (NTC-08): aspetti innovativi.....	85
4.3. Il confine tra NTC e Microzonazione sismica.....	90
4.4. Aspetti di pianificazione territoriale a livello regionale e comunale.....	93
4.5. Opere d’interesse strategico.....	99

PARTE SECONDA – Verifiche tecniche della cassa di espansione

1. Caratteri generali: la cassa di espansione.....	105
1.1. <i>Il contesto territoriale.....</i>	105
1.2. <i>Funzionalità idrauliche e di protezione del suolo</i>	107
1.3. <i>Interventi proposti per la riduzione del rischio idraulico.....</i>	109
1.4. <i>La cassa di espansione delle Budrie: il progetto.....</i>	110
1.5. <i>Modalità esecutive.....</i>	111
2. Inquadramento geologico e indagini integrative.....	119
2.1. <i>Inquadramento geologico.....</i>	119
2.2. <i>Indagini integrative per la definizione dei modelli geotecnici</i>	124
3. Analisi di Risposta Sismica Locale.....	128
Attività 1. Prove CPTU con cono sismico.....	129
Attività 2. Sondaggi e Campionamenti	137
Attività 3. Sismica passiva HVSR	143
Attività 4. Prove di laboratorio	145
A4.1 <i>Prove geotecniche statiche</i>	145
A4.2 <i>Prove geotecniche Dinamiche e Cicliche</i>	148
Attività 5. Analisi sismica.....	153
A5.1 Moto di input.....	153
A5.1.a <i>Selezione reports registrati.....</i>	153
A5.1.b <i>Selezione reports sintetici.....</i>	162
A5.1.c <i>Confronto nel dominio tempo-frequenza.....</i>	162
A5.2 Moto di output.....	167
A5.2.a <i>Modellazione del deposito.....</i>	167
A5.2.b <i>Procedure di calcolo.....</i>	170
A5.2.c <i>Spettri di risposta.....</i>	177
Attività 6. Verifiche di stabilità e alla liquefazione.....	181
A6.1 <i>Modello geologico.....</i>	181
A6.2 <i>Verifiche di stabilità.....</i>	183
A6.3 <i>Suscettibilità a liquefazione.....</i>	192
4. Conclusioni e Commenti.....	195
Riferimenti Bibliografici.....	198
Allegati - Rapporti e Certificati di prova.....	202

Prefazione

I recenti accadimenti che hanno visto protagonisti eventi sismici rilevanti quali il terremoto del Giappone (2011) e quello dell'Abruzzo (2009) hanno posto in evidenza la necessità di investire maggiori risorse nella prevenzione contro gli effetti dei terremoti. Investire su auto più sicure o su ambienti e strumenti quotidiani, che migliorino la qualità della vita di ciascuno di noi, è pratica consolidata, facente parte del nostro pensiero quotidiano. Sappiamo, infatti, scegliere la nostra auto in funzione dei dispositivi di sicurezza che offre, acquistare il seggiolino più sicuro per il nostro bambino o l'alimento che garantisce i maggiori controlli di filiera. Diversamente però accade di non saper rispondere a quesiti quali ad esempio: che grado di sicurezza garantisce la nostra abitazione? Su cosa poggiano le fondazioni della struttura in cui nostro figlio passa le ore di scuola? Quale sia il grado di sismicità della nostra città? Forse non abbiamo altra scelta, forse non lo vorremmo sapere, o probabilmente sono altri i parametri che più ci interessano ai fini della scelta. La legislazione ci viene incontro; e in particolare negli ultimi anni dalla comunità europea, giungono procedure sempre più approfondite per la valutazione della pericolosità sismica. Questo è il quadro su cui si sviluppa la procedura di risposta sismica locale descritta nel presente lavoro.

Alla proposta della mia Relatrice di affrontare uno studio della risposta sito-dipendente, ho subito accettato, entusiasta di poter approfondire un argomento "spinoso" della vita professionale in cui mi ero spesso imbattuto ma che esigenze di tempo e di lavoro non mi avevano permesso di affrontare pienamente.

L'obiettivo che si è voluto raggiungere con questo lavoro è stato quello di porre i fondamenti teorici e pratici per un'analisi di risposta sismica locale, portando a termine, pur con le dovute proporzioni e semplificazioni, una procedura consolidata nei suoi aspetti peculiari. Si è cercato quindi di mettere le basi su alcuni concetti fondamentali di Ingegneria Geotecnica sismica e di dinamica dei terreni, materie ritenute propedeutiche per lo studio approfondito della sismicità sito-dipendente.

Il lavoro è stato suddiviso in due parti: una prima parte che riguarda gli aspetti teorici quali la dinamica dei terreni e l'ingegneria geotecnica sismica, le procedure di risposta sismica locale e alcuni concetti di sismologia e di pianificazione territoriale; la seconda parte invece si articola in modo più speditivo, tralasciando gli aspetti teorici, e descrivendo passo-passo le attività svolte

durante l'analisi di riposta sismica locale per il sito di San Giovanni in Persiceto. Durante i mesi trascorsi nella struttura del Servizio Tecnico di Bacino Reno ho potuto approfondire alcuni aspetti relativi alla procedure di assegnazione degli incarichi pubblici e agli aspetti burocratici che caratterizzano la pubblica amministrazione.

Ringraziamenti

Desidero ringraziare in primis i miei genitori, che mi hanno supportato in questi anni di studio e tutte quelle persone, prima tra tutti la mia compagna Valentina, che mi hanno incoraggiato nella difficile scelta di intraprendere il corso di laurea magistrale contestualmente all'attività lavorativa.

Un grazie particolare a Franco, per i consigli preziosi, per le opportunità di collaborazione professionale in cui mi ha coinvolto in questi anni e da cui ho imparato molto.

Si ringraziano i tecnici del Servizio Tecnico di Bacino Reno, in particolare il Dott. Ing. PhD Gianluca Gottardi correlatore del presente lavoro, che hanno saputo far fronte alle tempistiche di laurea accelerando talvolta il "normale" decorso degli eventi.

Un grazie al Dott. Geol. Luca Martelli del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli per l'aiuto datomi nella redazione della parte di inquadramento geologico, al Dott. Mucciarelli e al Dott. Ditommaso dell'Università della Basilicata per la parte relativa al trattamento dei segnali.

Ultimo ma non meno importante, un grazie alla Prof.ssa Lisa Borgatti per la fiducia concessami nell'affidarmi questo interessante argomento di studio.

PARTE PRIMA

Dinamica dei terreni e Ingegneria Geotecnica Sismica

Capitolo 1.

Genesi e sviluppo dell'Ingegneria Geotecnica Sismica

L'Ingegneria Geotecnica Sismica è un ramo dell'Ingegneria Geotecnica che studia gli effetti dei terremoti sull'ambiente naturale e antropizzato, prendendo in considerazione l'effetto dell'interazione tra evento sismico e terreno, ed elaborando metodi finalizzati alla previsione e alla mitigazione di tali effetti.

Le origini dello studio di questa materia si hanno durante i primi anni '50 e contestualmente al grande sviluppo demografico che interessava in quegli anni il mondo occidentale, si è avvertito il bisogno di identificare aree destinate all'ampliamento dei centri abitati che fossero compatibili con le caratteristiche sismiche del sottosuolo. L'evoluzione della materia è tuttora in attivo fermento, per quanto riguarda gli aspetti di carattere Geologico, Sismologico ed Ingegneristico; infatti ci troviamo davanti ad una materia ad accezione spiccatamente multidisciplinare che coinvolge, anche nella sua realizzazione pratica, una grande varietà di competenze scientifico-professionali. Non da ultimo si può individuare in essa un contenuto politico, economico e sociale derivante dal fatto che lo studio di

questi fenomeni d'interazione tra terreno ed evento sismico hanno come scopo ultimo quello di salvaguardare l'ambiente sia esso naturale che costruito, di proteggere vite umane, tutelare opere di interesse artistico e strategico, nonché di effettuare il controllo dell'equilibrio dei sistemi ambientali (stabilizzazione dei terreni liquefacibili, riduzione del rischio di dissesto).

La valutazione del pericolo connesso al danneggiamento di un territorio o di una singola struttura si può riassumere mettendo a funzione la pericolosità sismica regionale (H) la vulnerabilità del sistema terreno-fondazione struttura (V) ed il grado di esposizione della comunità interessata al sisma (E). Si può ottenere il così il parametro (R) che sviluppa il concetto di rischio sismico mediante la seguente relazione:

$$R = H * V * E$$

L'output che si ottiene dallo studio dell'Ingegneria Geotecnica Sismica si può identificare quindi con i parametri H e V ovvero rispettivamente nell'analisi statistica degli eventi sismici passati e nella determinazione dei parametri geotecnici caratteristici del terreno di fondazione.

Nel seguito di questa prima parte verranno presi in considerazione proprio questi ultimi due aspetti analizzati mediante due strumenti che prendono il nome rispettivamente di **Microzonazione Sismica** e di **Analisi della Risposta Sismica Locale**.

Tornando all'origine dello studio di questa materia è possibile individuare due eventi sismici di riferimento: Niigata, Giappone (2007), e Anchorage, Alaska (1964), su cui gli studiosi si sono maggiormente concentrati per estrapolare le leggi fondamentali che governano il comportamento dei terreni scossi da un terremoto.

Ci si avvia quindi a una prima fase di studio indirizzata principalmente alla progettazione antisismica dei nuovi edifici volta alla caratterizzazione del moto sismico atteso, senza tener conto dell'effetto dell'amplificazione o smorzamento operato dal terreno superficiale.

Tale approccio, sviluppato in paesi extraeuropei quali USA, Canada e Giappone, è

stato in parte scalzato, a partire dagli anni '70, dall'esigenza prettamente europea di porre particolare attenzione, oltre che alla progettazione antisismica di nuovi edifici, alla salvaguardia del patrimonio esistente, sia naturale che costruito; coinvolgendo così, in modo più consistente la sensibilità di ciascuna amministrazione locale. Si è così giunti, a una più attenta legiferazione in materia di progettazione antisismica e pianificazione territoriale.

L'introduzione del concetto del **fattore di sito**, che deve essere considerato nella valutazione delle azioni sismiche trasmesse agli edifici e alle infrastrutture, segna il passaggio definitivo tra una visione focalizzata alla sola risposta delle strutture e una visione che considera l'influenza e l'importanza delle caratteristiche fisiche, geometriche e meccaniche del terreno di fondazione e, più in generale, del sito.

Il concetto di sito può essere interpretato in diversi modi a seconda delle esigenze di dettaglio che si desidera raggiungere; è possibile avviare un'analisi su scala di centro abitato o di singola opera o edificio. Gli effetti che caratterizzano la distribuzione areale della risposta del suolo alle sollecitazioni sismiche profonde sono definiti più semplicemente **effetti di sito**.

Sulla base anche di semplici osservazioni sulla variabilità del danneggiamento sismico in direzione areale appare chiaro come non basti definire un terremoto atteso di riferimento su roccia in posto (bedrock) affiorante (outcropping) per progettare le caratteristiche sismoresistenti di una struttura, ma che occorra anche conoscere le modifiche in termini di ampiezza, contenuto in frequenza e direzione di propagazione che le onde sismiche subiscono nella parte finale del loro viaggio dalla sorgente alla superficie (effetti di sito), attribuibili alle caratteristiche topografiche, morfologiche e geotecniche dei depositi che tali onde attraversano.

Questa rinnovata sensibilità si estende alle questioni di carattere non prettamente strutturale ma che influenzano il terreno non antropizzato quali ad esempio: la stabilità dei pendii (movimenti franosi, cedimenti e collassi generalizzati) e i fenomeni di liquefazione che possono talvolta causare il collasso anche di edifici concepiti con le più rigorose norme antisismiche. Tali aspetti possono essere racchiusi nella categoria degli **effetti locali**.

Effetti locali ed effetti di sito sono l'oggetto primario dello studio di microzonazione sismica e più in particolare dell'analisi di risposta sismica locale. Grazie all'evoluzione della **Dinamica dei Terreni**, che ha per oggetto lo studio, alle diverse

scale, del comportamento tensionale e deformativo dei terreni in presenza di azioni dinamiche e/o cicliche, è stato possibile ampliare le conoscenze sull'influenza del sito riguardo l'azione sismica e sulla stabilità delle strutture; così che, in alcune Normative europee e internazionali il concetto di sito e di terreno di fondazione ha assunto nel tempo pari dignità rispetto ad altri fattori su cui era basata in precedenza la protezione sismica.

La conseguenza diretta di ciò, che possiamo vivere oggi sulla nostra pelle, è venuta da una normativa europea contenuta all'interno degli Eurocodici; in particolare l'**Eurocodice 8** intitolato: *Design of structures for earthquake resistance (Progettazione delle strutture per la resistenza sismica)*, il quale propone il recepimento nelle norme nazionali di standard di protezione più elevati, innalzando il grado di protezione sismica finora considerato nell'ambito del costruire.

Il nostro paese ha tardivamente recepito le normative contenute nell'Eurocodice emanando il **D.M. 14 gennaio 2008 Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)**. Il recepimento da parte degli stati membri degli Eurocodici è stato in generale assai lento per via delle ingenti complicazioni introdotte e per la vasta base di conoscenze ed esperienze sul territorio che esso richiede, traducendosi in un dispendio economico gravoso per le Amministrazioni Pubbliche.

È necessario ricordare però, che la Dinamica dei Terreni non nasce solo ed esclusivamente con lo scopo di studiare il comportamento del terreno in caso di evento sismico, ma più in generale per definire il comportamento dinamico dei terreni di fondazione in presenza di carichi dinamici o ciclici come ad esempio per:

- a) la progettazione delle fondazioni di macchine, turbine, antenne radar, impianti industriali, centrali nucleari, etc.;
- b) lo studio degli effetti indotti dalle vibrazioni prodotte dal traffico stradale e ferroviario, da macchine di cantiere, da sonde, magli, infissione di pali e di diaframmi, etc.;
- c) l'analisi degli effetti di esplosioni (accidentali e provocate);
- d) la progettazione di strutture offshore in presenza di azioni sismiche e/o moti ondosi eccezionali;
- e) il calcolo delle strutture di fondazione e delle opere geotecniche nelle zone sismiche;
- f) la previsione degli effetti locali dei terremoti (frane, fenomeni di liquefazione

del terreno, cedimenti ed effetti di amplificazione locale della risposta sismica);

- g) la messa a punto di tecniche di miglioramento dei terreni con metodi dinamici;
- h) l'esplorazione dei terreni con metodi geofisici.

La dinamica dei terreni dunque si rivela essere una materia assai complessa ed articolata, basata sulle conoscenze geotecniche classiche la cui padronanza risulta assolutamente necessaria per la comprensione dei fenomeni fisici che agiscono sul terreno sottoposto a stress dinamici o ciclici.

Capitolo 2

Microzonazione Sismica

Per microzonazione sismica si intende l'insieme degli studi che permettono di valutare e quantificare le risposte dei differenti terreni presenti in una determinata area e di suddividerla in zone omogenee dal punto di vista del rischio sismico¹. Gli aspetti da considerare sono principalmente: quello **strutturale**, già ampiamente studiato e affrontato nell'ambito dell'ingegneria sismica, e quello concernente la risposta del **sito** con riferimento ai fenomeni geotecnici connessi al moto sismico quali;

- Instabilità dei pendii
- Liquefazione

In questa fase quindi deve essere presa in considerazione la distinzione degli effetti presenti nella valutazione che si è esposta nel paragrafo precedente, suddividendo la valutazione in effetti locali ed effetti di sito, di cui di seguito si introducono le peculiarità:

Effetti locali: sono condizioni locali del terreno che si trova ai limiti della stabilità in condizioni statiche e che in caso di evento sismico può passare a una condizione di instabilità. Alcuni esempi possono essere: pendii in frana, depositi argillosi soffici o addensabili, depositi incoerenti saturi liquefacibili e tutti quei siti in cui si possono verificare condizioni di pericolo per l'integrità dell'ambiente naturale e costruito.

Effetti di sito: riguardano le amplificazioni e le riduzioni locali del moto sismico riferito alla base del deposito e dipendenti dalla natura del deposito stesso. La propagazione delle onde nel mezzo "terreno" dipendono dalle proprietà fisiche, geomorfologiche, topografiche, geometriche e geotecniche dei singoli strati che costituiscono il terreno stesso.

2.1 Fasi dello studio di microzonazione sismica

Nella realizzazione di uno studio di microzonazione sismica la valutazione del rischio sismico si può articolare in tre passi fondamentali:

- Studio della **sismicità regionale**.
- Analisi dell'**attenuazione dell'intensità del moto sismico** in superficie.
- Stima degli **effetti di sito** sul moto sismico e degli **effetti locali** di instabilità quali instabilità dei pendii e suscettibilità alla liquefazione.

Le prime due fasi sono volte alla determinazione dell'accelerogramma atteso di progetto su scala regionale e locale riferito al bedrock (roccia in posto o terreno rigido di riferimento) analizzando le modificazioni che tale segnale sismico subisce nel tragitto che intercorre tra la sorgente dell'energia sismica (ipocentro) e la base del deposito.

La terza fase è forse la più importante e complessa dal punto di vista geotecnico e riguarda le modifiche che l'accelerogramma di riferimento alla base del deposito

subisce, in termini di contenuto in ampiezza e in frequenza, passando dal substrato rigido alla superficie. Tale modificazione del segnale sismico dipende dalla morfologia, dalla geometria e dalle proprietà caratteristiche dei materiali costituenti il deposito.

Studiare la sismicità regionale significa determinare il potenziale sismico all'interno dell'area d'interesse, ovvero associare ad ogni zona a potenziale omogeneo, un set di parametri che possano essere utili a descrivere il fenomeno sismico; primo tra questi è il picco di accelerazione massimo (PGA, Peak Ground Acceleration) su affioramento di roccia o terreno duro. L'indagine può essere eseguita mediante il trattamento statistico di dati storici e dati sismologici registrati che indichino la posizione, la geometria e la tipologia di faglie attive presenti nell'area di interesse.

La metodologia segue due possibili approcci:

- **approccio deterministico** che fa riferimento ai meccanismi di sorgente o assume un terremoto di scenario per valutare gli effetti ricadenti nell'area d'interesse;
- **approccio probabilistico**, che, utilizzando la relazione di Gutenberg-Richter tra numero di eventi e magnitudo combinata con leggi d'attenuazione del moto sismico ed eventualmente con i dati sulle faglie attive, indica la probabilità di occorrenza del terremoto di riferimento con assegnato periodo di ritorno.

Per la determinazione dell'attenuazione dell'intensità del moto sismico si può compiere una valutazione in termini d'intensità macrosismica in funzione della distanza epicentrale o ipocentrale utilizzando le mappe delle isosisme di terremoti storici oppure in termini di parametri del moto sismico; decisamente più rappresentativo è l'approccio che ricava l'intensità dello scuotimento sismico direttamente dalle registrazioni strumentali.

Possono essere utilizzate anche correlazioni indirette per determinare l'intensità macrosismica che però non risultano sufficientemente affidabili.

Come si è detto in precedenza, il fulcro centrale, per complessità e contenuto scientifico, dello studio di microzonazione sismica risiede nella valutazione degli effetti di sito, ovvero nella determinazione delle trasformazioni in termini ampiezza, durata e contenuto in frequenza che il moto sismico di riferimento su roccia affiorante subisce in corrispondenza del sito preso in esame.

2.2 I tre livelli di zonazione

Per la valutazione dei principali fenomeni geotecnici oggetto dello studio di microzonazione sismica (amplificazione del moto sismico, suscettibilità a liquefazione e instabilità dei pendii) ci si può approcciare con tre differenti metodologie a differente livello di dettaglio sia in termini di qualità e quantità di informazioni sia di livello di protezione geotecnica raggiungibile.

Si riprendono, per questa classificazione, le direttive contenute nel volume *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica (Presidenza del Consiglio dei Ministri - Dipartimento di Protezione Civile, 2008)*.

Nelle seguenti tabelle (Tab. 1.1, 1.2 e 1.3) si possono vedere sinteticamente le principali peculiarità di ogni singolo livello di zonazione che si discuteranno di seguito nel dettaglio.

Il **primo livello** di zonazione è il più speditivo e quello che sicuramente comporta la minor spesa in termini economici e scientifici in quanto basa la sua attività su uno studio sul larga scala, a bassa risoluzione, effettuato utilizzando informazioni geologiche e sismologiche già presenti in letteratura. Lo scopo di un'analisi di primo livello è quello di dare una valutazione preliminare delle condizioni del sito così da individuare su quali aree concentrare lo studio su livelli maggiormente dettagliati d'indagine.

Tabella 1.1 - Livello 1. Sintesi delle indagini, elaborazioni e prodotti (Tabella 1.6-1)

Indagini	Raccolta dati pregressi: rilievi geologici, geomorfologici, geologico-tecnici e sondaggi
Elaborazioni	Sintesi dei dati e delle cartografie disponibili
Prodotti	Carta delle indagini Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica Relazione illustrativa della carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica

Il risultato finale di un'analisi di primo livello è una carta su base topografica che quantifichi la distribuzione del danno connesso all'evento sismico di riferimento per l'area di studio. L'informazione associata a ciascun'area omogenea zonizzata può essere valutata sia in termini di qualitativi sulla base delle osservazioni oppure in termini qualitativi a partire dall'intensità del moto sismico o dagli incrementi di

intensità. Sintesi di questa valutazione è l'assegnazione ad ogni zona a rischio omogeneo (zone omogenee in prospettiva sismica) di un **fattore di amplificazione**, inteso come rapporto tra il moto sismico superficiale e quello di riferimento su roccia, che si concretizza in una carta a scala 1:5.000 - 1:10.000 denominata *Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica*.

Il **secondo livello** prende il nome di microzonazione sismica e include nelle misure di rilievo a sostegno della valutazione di sito alcune prove in sito in campo statico quali: Standard Penetration Test (SPT) per terreni incoerenti, Cone Penetration Test (CPT) per terreni soffici. Queste indagini in sito, oltre a restituire un'indicazione della stratigrafia del deposito, possono essere utili per determinare la velocità delle onde S indirettamente mediante apposite correlazioni in funzione dell'indice N_{spt} o della resistenza alla punta del penetrometro q_c . Per indagini di maggiore dettaglio, la misura della velocità delle onde S può essere effettuata direttamente ricorrendo a prove in sito in campo dinamico per piccole deformazioni ($\gamma < 10^{-3}\%$), quali prove Down-Hole (DH), Cross-Hole (CH), SASW, Suspension P-S Velocity Logging Method. L'analisi di secondo livello restituisce una carta tematica di zonazione a scala più ridotta associando l'amplificazione del moto sismico, prima correlata alla geologia superficiale e ai dati sismologici secondo correlazioni empiriche di scarsa accuratezza, viene collegata in maniera più diretta ed affidabile alle caratteristiche geotecniche del deposito considerato espresse soprattutto in termini di velocità delle onde S e densità.

Tabella 1.2 - Livello2. Sintesi delle indagini, elaborazioni e prodotti (Tabella 1.6-2)

Indagini	Indagini geofisiche in foro del tipo DH o CH, cono sismico, sismica a rifrazione, analisi con tecniche attive e passive della dispersione delle onde superficiali per la stima di V_s , microtremori ed eventi sismici.
Elaborazioni	Correlazioni e confronto con i risultati del livello 1, revisione del modello geologico, abachi per i fattori di amplificazione, abachi e formule empiriche per le instabilità di versante e per la liquefazione.
Prodotti	Carta delle indagini Carta di microzonazione sismica Relazione illustrativa della Carta di microzonazione sismica.

Restando ancora nell'ambito di studio della microzonazione sismica, l'analisi di **terzo livello** rappresenta lo studio più completo e affidabile della situazione sismica

dell'area in esame. Esso oltre a prevedere indagini relative alla geologia superficiale e alla sismologia regionale, che caratterizzano il primo livello di indagine; le prove in sito in campo dinamico, che caratterizzano il secondo livello di approfondimento, necessita l'esecuzione di accurate indagini di laboratorio in campo statico e dinamico. Considerato l'elevato livello di dettaglio da perseguire e le risorse impiegate, sia in termini economici sia di tempo, questo tipo di analisi è spesso promossa da enti pubblici e collegato alla realizzazione o alla verifica di manufatti particolarmente importanti per la comunità quali scuole, strutture sanitarie, caserme, invasi artificiali, etc.

Tabella 2 - Livello3. Sintesi delle indagini, elaborazioni e prodotti (Tabella 1.6-3)

Indagini	Campagne di acquisizione dati sismometrici, sondaggi, prove in foro e in superficie per la determinazione del profilo di Vs, sismica a rifrazione, prove geotecniche in sito e di laboratorio, microtremori.
Elaborazioni	Analisi numeriche 1D e 2D per amplificazioni, analisi dinamiche complete per la stima delle deformazioni permanenti.
Prodotti	Carta delle indagini Carta di microzonazione sismica con approfondimenti Relazione illustrativa della Carta di microzonazione sismica con approfondimenti.

Per questo studio è necessario avvalersi di specifici software per l'analisi numerica della risposta sismica locale in grado di descrivere correttamente il comportamento del terreno soggetto a input sismico. Questi codici di calcolo utilizzano modelli lineari e non lineari, monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali. I dati di input che devono essere forniti in ingresso a questi modelli, in relazione alla complessità e alla raffinatezza del modello stesso, devono essere il più possibile affidabili (misura diretta della velocità delle onde S e modulo di taglio massimo) che quindi possono unicamente essere estrapolate da analisi di laboratorio in campo dinamico quali taglio torsionale ciclico e colonna risonante per piccole e medie deformazioni ($\gamma < 10^{-4}\%$) e triassiale ciclica per medie deformazioni ($\gamma < 10^{-2}\%$).

È necessario ricordare che per completare lo studio di microzonazione sismica, a qualsiasi livello di approfondimento, è necessario considerare oltre a fenomeni di amplificazione, anche i fenomeni locali di instabilità dei pendii e di liquefazione. Il caso di studio che si presenterà nella parte seconda di questo lavoro ricade appunto nello studio di terzo livello, eseguito a scala di manufatto, e reso necessario dalle normative in materia di riduzione del rischio sismico per infrastrutture d'interesse strategico quale risulta essere una cassa di espansione delle piene. Nella figura 2.1 si

riporta uno schema riassuntivo che identifica gli ambiti in cui si rende necessaria la predisposizione di uno studio di microzonazione sismica e a quale livello di dettaglio ci si deve attenere.

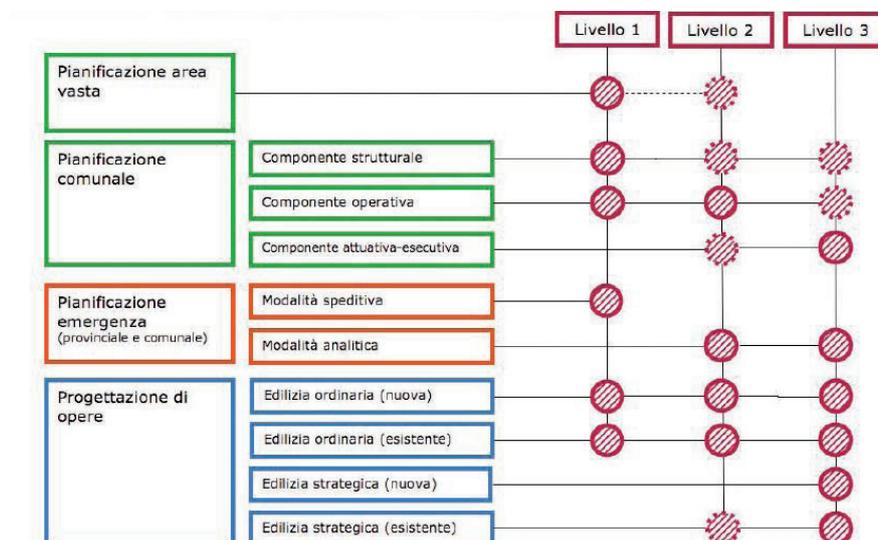


Fig. 2.1 - Diagramma esemplificativo degli ambiti di interesse per i diversi livelli di microzonazione sismica ¹

2.3 Risultati della microzonazione sismica

Visti i diversi livelli di dettaglio su cui si può impostare il problema della valutazione del rischio sismico è ora necessario riassumere quelle che sono le caratteristiche peculiari dello studio di microzonazione sismica e le sua finalità. Le fasi principali che interessano uno studio di microzonazione sismica sono essenzialmente tre:

- una prima fase preliminare di analisi della sismicità regionale e di analisi delle leggi di attenuazione del moto sismico eseguita con la finalità di ricavare un accelerogramma di riferimento su roccia. Ciò è possibile utilizzando le informazioni geologiche e sismologiche derivanti da archivi storici, informazioni geologiche superficiali e banche dati di rilievi sismici strumentali disponibili sul territorio;
- fase intermedia d'identificazione degli scenari di pericolosità indotti a scala locale dal terremoto di progetto mediante l'utilizzo di competenze geotecniche per l'interpretazione delle indagini effettuate in sito ed in laboratorio al fine di ottenere una prima suddivisione del territorio in aree sismicamente stabili o

instabili;

- una terza fase di maggior dettaglio che si delinea come analisi di risposta sismica locale all'interno delle aree a comportamento sismico omogeneo realizzata mediante l'ausilio di modelli numerici finalizzati alla determinazione di un fattore di amplificazione. Il risultato di quest'analisi fornisce le indicazioni da fornire al progettista strutturale per eseguire i calcoli statici.

Lo studio di microzonazione sismica risponde quindi a esigenze concrete e non rappresenta solamente un esercizio astratto dello studio del territorio. L'informazione scaturita da un'analisi di risposta sismica locale deve essere utilizzata per valutazioni che spaziano dalla progettazione strutturale, nella stima dei coefficienti sismici di progetto, alla pianificazione territoriale di qualsiasi livello, fino a interessare aspetti di ordine politico, culturale e sociale. Sia in relazione all'interesse diffuso che dimostrano questi studi su tutto il territorio sia per l'ingente mole di informazione che una analisi di Microzonazione Sismica (MS) richiede, non è possibile pensare che un privato possa sostenere gli elevati costi necessari per implementare, ad esempio, un'analisi di terzo livello. La ragione di ciò risiede nell'oggetto ultimo dello studio di microzonazione sismica: l'intero territorio nella sua globalità. Anche quando si ragiona su scala di singolo manufatto, come nel caso in esame, si sta agendo indirettamente in questa direzione ovvero: innalzare il grado di protezione sismica del territorio.

Capitolo 3

Risposta Sismica Locale

Con il concetto di valutazione o analisi di **Risposta Sismica Locale (RSL)** s'intende definire lo studio della risposta del terreno a una determinata sollecitazione sismica, finalizzato alla previsione del moto sismico atteso in superficie in termini di ampiezza, contenuto in frequenza, tensioni e deformazioni. Lo scopo è quindi quello di determinare per un assegnato sito d'interesse, l'entità del moto sismico rispetto a un terreno duro di riferimento (o roccia) e di confrontare i risultati con quanto previsto dalle normative vigenti in materia di riduzione del rischio sismico.

La risposta degli strati più superficiali del terreno all'evento sismico originato dal movimento lungo la superficie di faglia è valutata sia in termini di variabilità in direzione areale sia come amplificazione o smorzamento in funzione della profondità. Lo studio di RSL può considerarsi l'aspetto principale dello studio di microzonazione sismica e sicuramente il più interessante dal punto di vista geotecnico e ingegneristico.

3.1 Le onde sismiche e la loro propagazione

L'origine delle onde sismiche avviene per effetto dell'attrito prodotto dallo scorrimento delle masse crostali lungo la superficie di faglia. Questa energia in parte è dissipata come lavoro (spostamento delle masse coinvolte) e in parte si trasmette nella roccia fino a interessare la coltre più superficiale della superficie terrestre.

Questa porzione di energia che non interviene nello spostamento delle masse crostali si trasmette sotto forma di onde sismiche. Esse sono classificabili come onde di tipo elastico, caratterizzate da un determinato contenuto energetico espresso dai parametri quali velocità di propagazione, ampiezza e contenuto in frequenza.

Le informazioni utili per la rappresentazione del moto sismico connesse a una registrazione sismologica sono essenzialmente:

- l'**ampiezza**: picco più alto, in valore assoluto, registrato per l'accelerazione, e calcolato generalmente per una delle componenti orizzontali e per la componente verticale;
- il **contenuto in frequenza**: descrive come le ampiezze del moto sismico sono distribuite nelle varie frequenze, essa costituisce una informazione importante che deve essere tenuta in conto nella progettazione strutturale degli edifici;
- la **durata**: durata del fenomeno sismico relativa alla sola porzione strong motion (escludendo le porzioni ad intensità trascurabile) dell'accelerogramma.

Queste proprietà sono determinate dall'analisi degli **accelerogrammi**: diagrammi che rappresentano le accelerazioni, in funzione del tempo, indotte al suolo, in un dato sito in tre direzioni ortogonali, durante l'evento sismico (Fig. 3.1).

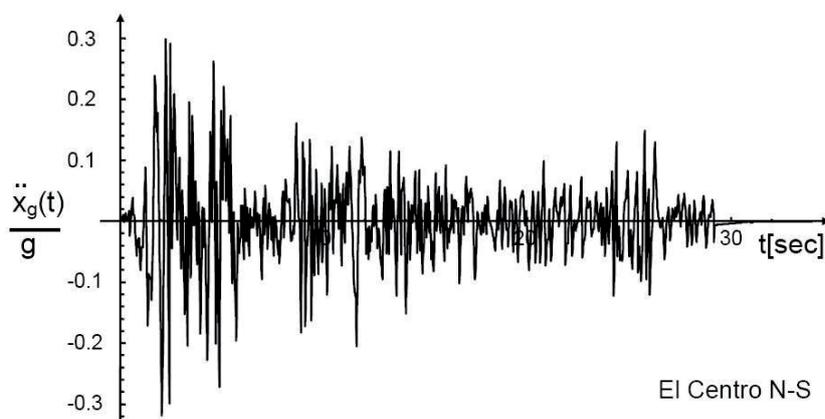


Fig. 3.1 –Accelerogramma

La propagazione delle onde attraverso gli strati che compongono la crosta terrestre, come pure succede per qualsiasi altro materiale, produce una modificazione delle caratteristiche peculiari dell'onda emessa, in termine di amplificazioni o smorzamenti dell'energia veicolata e modifica dello spettro elastico.

L'energia trasportata da queste onde si traduce, come effetti diretti, in sollecitazioni e deformazioni applicate al terreno superficiale e quindi in spostamenti; in letteratura questo fenomeno è meglio conosciuto come **scuotimento sismico**. Le onde sismiche si possono classificare a seconda della modalità di propagazione e degli effetti che producono sulla superficie terrestre in onde volumetriche (a loro volta classificate in onde di tipo P e tipo S) e di onde superficiali (onde di Love e di Rayleigh)(Fig. 3.2).

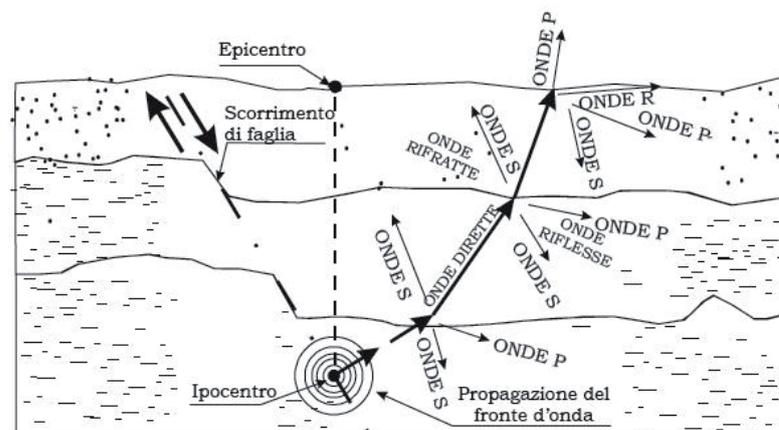


Fig. 3.2 – Fenomeno del raddrizzamento direzionale dell'onda sismica²

Per quanto riguarda l'evento sismico, a differenza di altri fenomeni locali in cui si ha la propagazione di onde elastiche nel terreno (grandi esplosioni, vibrazioni meccaniche, ecc..), tra le due tipologie di onde volumetriche, le onde di tipo S prevalgono sulle onde di tipo P poiché i fenomeni di scorrimento inducono prevalentemente sollecitazioni di taglio nel terreno. Le onde di superficie, a differenza di quelle volumetriche, sono limitate nella loro propagazione da discontinuità locali più o meno superficiali della crosta terrestre.

Nella sua complessità morfologica, litologica e stratigrafica, un territorio può essere rappresentato come un insieme di terreni superficiali, interessate dai loro fenomeni evolutivi tipici, poggianti su terreni più profondi, i cui andamenti possono essere stati resi complessi dai fenomeni tettonici ed orogenetici fino alla creazione di affioramenti dai fenomeni tettonici ed orogenetici. Prevalentemente, le formazioni profonde saranno costituite da rocce (igne, metamorfiche sedimentarie), mentre

quelle superficiali saranno di natura sedimentaria più recente, coerenti od incoerenti, e quindi di caratteristiche meccaniche ben differenziate rispetto alle prime.

Durante il percorso che compiono le onde elastiche dall'origine del sisma (ipocentro) fino a giungere in superficie, esse incontrano strati di terreno o roccia caratterizzati da differenti caratteristiche fisiche (densità) e meccaniche (rigidezza), eventualmente soggette a discontinuità e a comportamento non perfettamente elastico.

Conseguentemente il moto al suolo tende a non dipendere più solamente dal tipo di rottura della sorgente ma a diventare il risultato di ulteriori due meccanismi eventualmente combinati:

- la propagazione delle onde sismiche all'interno delle formazioni di base
- la risposta dinamica delle formazioni superficiali

Nell'attraversare questi differenti materiali le onde subiscono riflessioni e rifrazioni al punto che solo a una parte di esse giunge in superficie subendo importanti modifiche nella direzione di propagazione e comunque con una perdita di energia crescente con la distanza. Le principali modificazioni delle caratteristiche dell'onda sismica, che aumentano di entità all'aumentare dei volumi interessati dalla perturbazione, sono i seguenti:

- **raddrizzamento della direzione** dell'onda sismica che giunge alla superficie libera con direzione perpendicolare al suolo generando un moto di tipo orizzontale
- **un'attenuazione delle ampiezze** dovuta principalmente a: smorzamento geometrico prodotto dalla diffusione dell'energia sprigionata dal terreno su fronti d'onda di raggio crescente con la distanza della sorgente, da smorzamento per scattering (riflessione e rifrazione) e per smorzamento interno (dissipazione da parte dei mezzi interessati).

3.2 Le fasi di analisi della risposta sismica locale

Lo scopo di un'analisi di risposta sismica locale è quello di valutare la risposta in termini di amplificazione, suscettibilità alla liquefazione e instabilità dei pendii, per un determinato sito nei confronti delle sollecitazioni trasmesse ad esso da un evento sismico che si origina in un determinato punto nel sottosuolo.

Come si è detto nel capitolo precedente le onde elastiche prodotte in profondità dal movimento delle masse subiscono modifiche essenziali prima di raggiungere il suolo. Per poter valutare la risposta del terreno superficiale oggetto del costruire e del nostro vivere quotidiano occorre valutare:

1. le caratteristiche del meccanismo sorgente;
2. la propagazione delle onde dalla sorgente del sisma fino a giungere alla base dell'eventuale deposito superficiale;
3. trasmissione delle onde dal bedrock (o dalla base del deposito) alla superficie

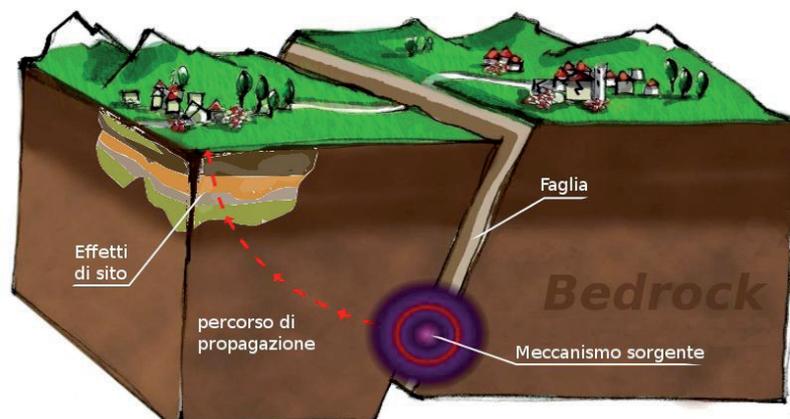


Fig. 3.3 – *Meccanismo sorgente e percorso di propagazione dell'onda sismica in superficie*²

Il punto 3 consiste nella valutazione degli effetti di sito di cui si è parlato precedentemente.

Per i primi due punti la difficoltà principale risiede nella modellazione del meccanismo sorgente; infatti, i meccanismi che regolano la rottura di una faglia profonda dipendono da un numero elevato di fattori non tutti di facile interpretazione. Si ricorre quindi all'analisi di dati di sismicità storica, all'osservazione delle registrazioni di una rete di sismografi disposti sul territorio, all'applicazione di modelli statistici per la rappresentazione del meccanismo sorgente in una determinata area. Gli archivi contenenti le registrazioni della rete sismologica sono: per il territorio nazionale **ITACA Italian ACcelerometric Archive** ottenuto dalle registrazioni del National Accelerometric Network e contenente gli accelerogrammi di un migliaio di eventi strong-motion mentre per il territorio europeo è disponibile **l'European Strong Motion Database (ESD)**. Lo studio di serie storiche o registrate porta alla definizione di una **legge di attenuazione** ovvero un modello che rappresenti la variazione dell'intensità macrosismica (e quindi degli effetti che si

osservano) con la distanza dall'epicentro.

Inoltre è possibile utilizzare correlazioni empiriche per rappresentare le modifiche che subiscono le onde sismiche durante il percorso tra sorgente e base del deposito; tali leggi di attenuazione così ricavate sono però difficilmente riproducibili su tutti i siti e quindi poco affidabili. L'analisi della sismicità regionale e l'applicazione delle leggi di attenuazione portano alla determinazione del **moto sismico atteso alla base del deposito**.

Partendo dalla conoscenza del moto sismico atteso $u_B(t)$ il problema della risposta sismica locale si riduce alla determinazione delle modifiche in termini di ampiezza, durata e contenuto in frequenza che il moto sismico subisce nell'attraversare gli strati di terreno che costituiscono il deposito e che si manifesta in superficie $u_S(t)$.

È possibile avere informazioni sulla risposta sismica locale $u_R(t)$ relativa ad un sito posto su roccia in affioramento (R) effettuando una deconvoluzione che consiste nel compiere l'operazione inversa rispetto all'analisi di risposta sismica locale (Fig. 3.4).

Il problema dell'analisi della risposta sismica locale può avvenire sia in modalità free-field, in cui viene considerato il sito privo di ogni tipo di struttura, oppure tenendo in considerazione le strutture presenti nel sito o la struttura di riferimento se l'analisi è rivolta, come nel nostro caso, alla valutazione di una singola opera strategica. La complessità di quest'ultimo tipo di analisi risiede nella necessaria conoscenza dei parametri che regolano l'interazione tra terreno e struttura quali il tipo di fondazione e le caratteristiche della struttura utilizzando modelli dinamici maggiormente elaborati che nel caso di un'analisi di tipo free-field.

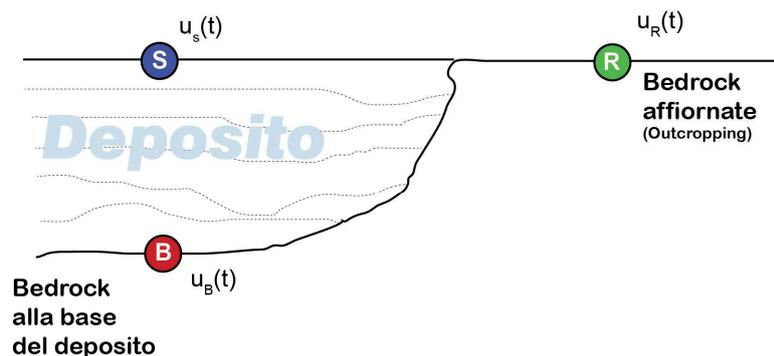


Fig. 3.4 – Elementi dello studio di studio della risposta sismica locale²

Considerando quindi il caso più semplice di un'analisi di tipo free-field, i dati in ingresso e in uscita dal modello possono essere schematizzati come segue:

Dati di input:

- Moto sismico atteso alla base del deposito o su roccia affiorante (roccia o terreno duro di riferimento) con assegnato tempo di ritorno
- Geometria del deposito (spessori ed estensione)
- Stratigrafia (natura, alternanza e spessore degli strati)
- Caratteristiche fisiche e geotecniche
 - Densità;
 - Coefficiente di Poisson;
 - Modulo di taglio massimo;
 - Velocità delle onde di taglio S;
 - Rapporto di smorzamento minimo;
 - Leggi di variazione della deformazione;

I dati di output saranno:

- Andamento del moto sismico sulla superficie espresso sotto forma di parametri sismici di ampiezza, frequenza e durata oppure interamente espressi in termini di tempo (time-history) o di contenuto in frequenza (spettri di risposta).

Dall'informazione in uscita si possono poi fare valutazioni sulla risposta del sito tramite il confronto degli spettri per determinare il rapporto tra moto in ingresso e moto in uscita, fattore di amplificazione del sito rispetto alle azioni di progetto proposte in normativa

Volendo sintetizzare quanto detto finora, si può osservare che la procedura di massima da seguire per eseguire correttamente uno studio di analisi della risposta sismica locale consta di tre punti fondamentali:

1. per prima cosa è necessario determinare i **dati di input** ovvero i parametri geotecnici e sismici del deposito su cui svolgere l'analisi. Per determinare i parametri geotecnici sarà necessario, ove non si abbiano dati utili, eseguire una campagna d'indagini integrative, adeguatamente pianificate e comprendenti prove geotecniche in sito e di laboratorio e indagini geofisiche. Per quanto riguarda il reperimento dei parametri sismici del deposito per completare il quadro degli input da assegnare al modello è necessario

¹ Schemi e diagrammi rielaborati da JOHANN FACCIORUSSO (2001) - *Valutazione degli effetti sismici locali mediante prove geotecniche in sito e in laboratorio* - Tesi di dottorato in Ingegneria Geotecnica –Università degli Studi di Firenze, Dipartimento di Ingegneria Civile, Sezione di Geotecnica

compiere un'analisi della sismicità regionale utilizzando anche registrazioni strong-motion disponibili su roccia o su deposito. Nel caso siano disponibili registrazioni solo sul deposito, queste devono essere riportate alla quota di base del deposito stesso mediante un procedimento deconvoluzione.

2. Definizione del **modello** da utilizzare: questa scelta deve essere fatta molto attentamente e deve considerare diversi fattori quali la disponibilità economica, le risorse scientifiche disponibili e la finalità d'indagine da ottenere. Il modello scelto deve quindi essere adeguato alla destinazione di utilizzo e alla precisione dei risultati richiesti.
3. I **risultati** ottenuti devono essere utilizzati allo scopo di dare indicazioni fondamentali per la progettazione antisismica e per la pianificazione territoriale secondo il grado di dettaglio su cui ci si è concentrati nell'analisi di risposta sismica locale ottemperando alle indicazioni contenute nella normativa vigente in materia di riduzione del rischio sismico.

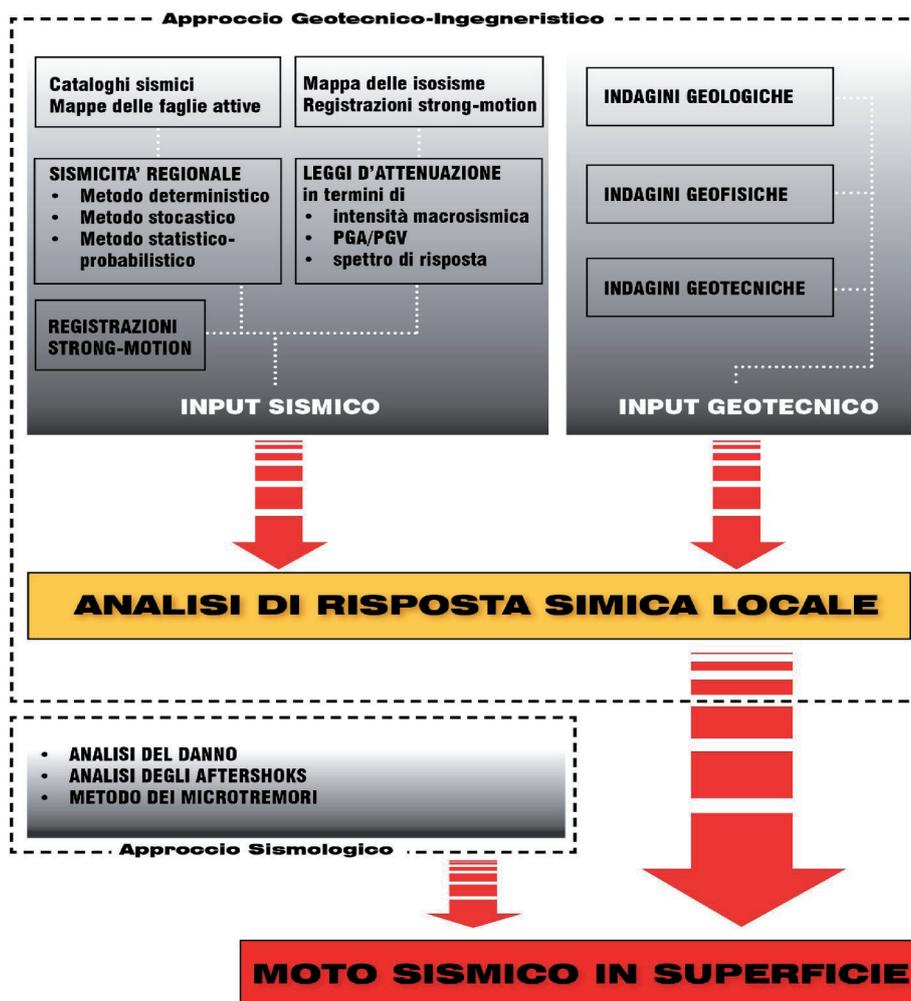


Fig. 3.5 – Digramma di flusso di un'analisi della risposta sismica locale (approccio Geotecnico-Ingegneristico e approccio Sismologico)¹

Per comprendere in maniera visuale i caratteri fondamentali di un'analisi di risposta sismica locale si riporta uno schema di flusso (Fig. 3.5) che rappresenta i due diversi approcci di analisi: ingegneristico-geotecnico e sismologico, ed i relativi input necessari alla valutazione del moto sismico in superficie.

Nei paragrafi che seguono (3.3, 3.4 e 3.5) si andranno a discutere nel dettaglio le fasi descritte in precedenza cercando di dare un quadro completo delle procedure e delle indagini necessarie al completamento di un'analisi di risposta sismica locale senza entrare nel particolare caso di studio di cui ci si occuperà in modo più dettagliato nella parte seconda.

3.3 Parametri di input sismico e geotecnico

Per compiere un'analisi di risposta sismica locale, si richiede un particolare impegno nell'indagine del sottosuolo finalizzata alla determinazione dei **parametri geotecnici e sismici** del terreno. Oltre alle indagini canoniche, che potrebbero essere richieste per la verifica dei cedimenti o per il dimensionamento delle fondazioni di un edificio o di una struttura, è necessario individuare indagini mirate alla valutazione del comportamento dinamico dei terreni che costituiscono il deposito. I dati così ricavati possono a questo punto essere raccolti all'interno di un modello le cui caratteristiche sono legate principalmente alla dimensionalità del caso in esame. Infatti, per depositi alluvionali stratificati orizzontalmente, con bedrock orizzontale e senza particolari irregolarità nei contatti stratigrafici, è possibile utilizzare una modellazione monodimensionale mentre per casi più complessi è opportuno modellare il terreno mediante rappresentazioni bidimensionali o addirittura tridimensionali. La scelta del modello è quindi inscindibilmente legata alla natura del sito indagato, alle risorse finanziarie messe a disposizione, al tipo e alla qualità dei dati che si desidera ottenere. La dimensione d'indagine non si limita soltanto ad una valutazione dei parametri di input geotecnici e geomorfologici del terreno ma comprende anche la valutazione degli aspetti sismici quali l'input sismico alla base del deposito ed il comportamento dinamico dei terreni.

I parametri che devono essere forniti in ingresso a un modello di risposta sismica locale sono essenzialmente di due tipi:

- **Sismici** (accelerogramma di progetto riferito al bedrock, inteso sia come base del deposito sia come roccia affiorante)
- **Geotecnici e geomorfologici** (morfologia sepolta, topografia superficiale,

stratigrafia, caratteristiche fisico-meccaniche degli strati sia in campo statico sia dinamico).

I parametri geotecnici e geomorfologici, in quantità e qualità dipendenti dal tipo di modello scelto, servono per indagare il deposito allo scopo di determinare per quali intervalli di frequenze caratteristiche si verificano le maggiori amplificazioni. In questa fase quindi non si determinano le ampiezze che occorrono in superficie, ma si ottiene soltanto un'indicazione sulla forma della funzione di amplificazione caratteristica del deposito. Le ampiezze (in valore assoluto) possono essere determinate soltanto associando al deposito l'accelerogramma di progetto (o di riferimento) che caratterizzi il moto sismico del substrato roccioso. Solo così facendo è possibile definire l'intera funzione di amplificazione del deposito, con le frequenze ed i relativi valori di amplificazione (Fig.3.6).

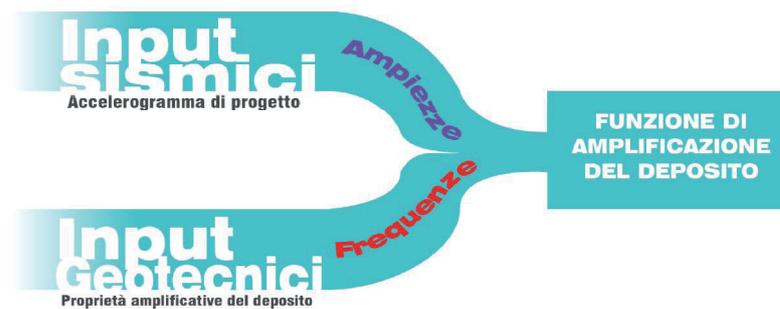


Fig. 3.6 - Input sismici e Geotecnici

Alcune parole devono essere spese ora riguardo l'influenza dei parametri geotecnici e sismici nei confronti della valutazione della funzione di amplificazione del sito in esame, in altri termini ci si deve domandare se tale risposta del deposito sia maggiormente sensibile al tipo di input sismico (accelerogramma di progetto) o ai parametri geotecnici caratterizzanti il sito.

L'importanza fondamentale dell'interazione del sisma con gli strati più superficiali del deposito, sebbene essi rappresentino una piccolissima parte del percorso di propagazione, fa sì che gli effetti di sito siano in generale predominanti nella valutazione della funzione di amplificazione attribuibile alla superficie libera.

La precedente affermazione può essere riscontrata in numerosi studi internazionali (Chang et al. 1981 riguardo Città del Messico, Hu et al., 1991 per Shanghai, e altri) i quali hanno dimostrato come l'uso di accelerogrammi di input diversi, non in termini di ampiezza massima o magnitudo ma in termini di frequenza, non influisca

particolarmente sulla risposta sismica locale del sito in esame, mentre un cambiamento delle proprietà dinamiche di alcuni particolari tipi di terreno può causare notevoli variazioni della risposta dello stato in cui essi sono contenuti.

3.3.1 Analisi della pericolosità sismica locale e stima del moto riferimento

Valutare la pericolosità sismica locale significa stimare gli effetti dello scuotimento superficiale dovuto a un evento sismico profondo il quale muta le proprie caratteristiche (ampiezza, direzione e contenuto in frequenza) durante il percorso che compie dalla sorgente alla superficie libera. Si ottiene così una stima del moto sismico atteso in superficie.

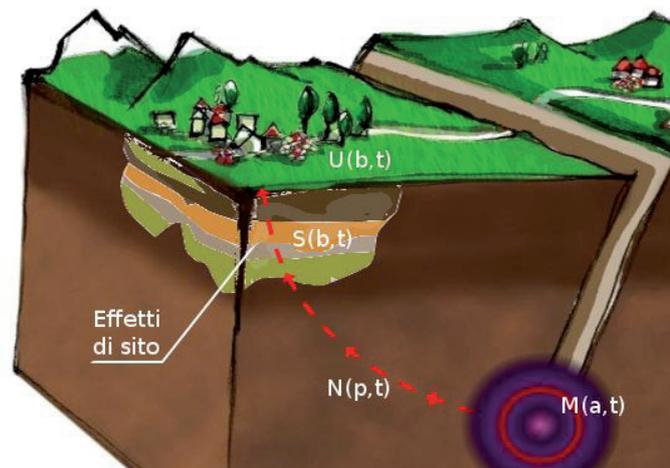


Fig. 3.7 – Modificazione del segnale sismico durante il percorso di propagazione

Il moto sismico atteso $U(b,t)$ in funzione delle caratteristiche di sito (b) e del tempo (t) si può considerare funzione del moto sismico alla sorgente $M(a,t)$, delle modifiche subite durante il percorso di propagazione (p) dell'onda sismica $N(p,t)$ e delle modifiche subite nell'attraversamento del deposito fino a giungere in superficie $S(b,t)$. Questa dipendenza in termini semplicistici può essere riassunta nella seguente relazione:

$$U(b,t) = f[M(a,t), N(p,t), S(b,t)]$$

La funzione rappresentativa degli effetti di sito può essere valutata considerando la linearità o la non linearità dei terreni che costituiscono il deposito. Il caso non lineare è la scelta più onerosa in termini computazionali. Infatti, la funzione rappresentativa degli effetti di sito $S(b,t)$ è caratterizzata da una notevole complessità poiché non

restituisce una interpretazione univoca del comportamento del terreno costituente il deposito dipendendo intrinsecamente sia da $M(a,t)$ che da $N(p,t)$. Ipotizzando il comportamento lineare dei terreni costitutivi del deposito è possibile esprimere il moto sismico atteso come prodotto di convoluzione delle funzioni rappresentative del moto sorgente, del percorso di propagazione e degli effetti di sito.

Una successiva semplificazione del fenomeno viene introdotta per via dell'impossibilità di conoscere con esattezza la posizione sorgente dell'evento sismico. Si considera quindi il moto sismico atteso alla base del deposito calcolato in termini probabilistici. La valutazione del moto sismico atteso consiste quindi nel prevedere con quale probabilità si può verificare un dato moto sismico, associato a un determinato tempo di ritorno, espresso in termini di probabilità di eccedenza o di non eccedenza.

Si possono quindi elencare i diversi input sismici che si possono incontrare nello studio della risposta sismica locale:

- **Moto sismico alla base del deposito**, è il moto atteso riferito al bedrock alla base del deposito, da utilizzare come input in un'analisi di risposta sismica locale.
- **Moto sismico di riferimento**: si tratta del moto sismico atteso sulla superficie, supposta orizzontale (Outcropping), in assenza di fenomeni locali di amplificazione o attenuazione. Generalmente viene determinato per primo il moto sismico di riferimento su roccia affiorante e in un secondo momento, mediante deconvoluzione, il moto sismico alla base del deposito. In entrambi i casi ci si deve riferire alla medesima formazione di base.

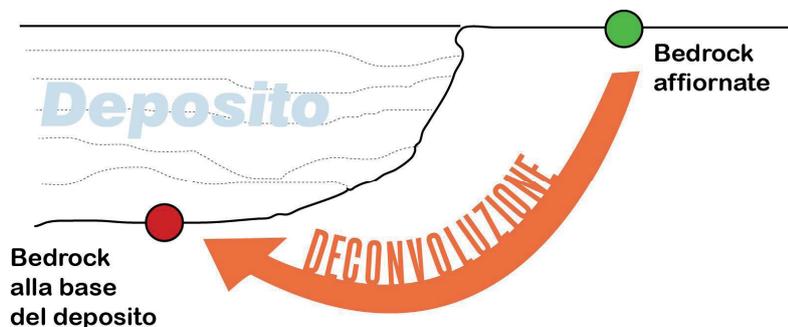


Fig. 3.8 – Schema esemplificativo del processo di deconvoluzione

La ricerca dell'input sismico quindi è questione decisamente complessa, che richiede diverse competenze tecniche e scientifiche. I metodi per determinare il moto sismico di riferimento sono essenzialmente di tre tipi:

- **Metodi deterministici:** hanno l'obiettivo di determinare con esattezza il moto sismico di riferimento basandosi sui modelli fisici lo generano. Tali modelli complessi possono essere sia *modelli cinematici*, cioè che studiano il moto senza considerare le forze in gioco e *modelli dinamici* più complessi che raffrontano i bilanci energetici del moto in esame. Metodi di questo tipo richiedono approfondite conoscenze in campo sismologico e la disponibilità di dati e parametri riferiti ai diversi terreni, difficilmente reperibili o comunque stimabili con scarsa precisione.
- **Metodi di simulazione stocastici**, combinano funzioni di simulazione stocastica come ad esempio la generazione di rumore bianco gaussiano (*White Noise*) con alcuni parametri fisici caratteristici del territorio facilmente reperibili o stimabili.
- **Metodi probabilistico-statistici:** associano al moto sismico di riferimento un'assegnata probabilità di eccedenza o di non eccedenza.

L'impiego dei metodi deterministici e stocastici è consigliato laddove si voglia determinare uno scenario sismico e cioè per valutare gli effetti sul sito prodotti da un terremoto avente caratteristiche ben definite.

L'utilizzo di metodi probabilistici è invece consigliato nello studio di microzinzazione sismica il cui obiettivo è quello di determinare delle aree a comportamento sismico omogeneo a cui associare un parametro sismico correlandolo alla probabilità di superamento relativa ad un assegnato periodo di ritorno.

Concentrandosi ora sui metodi probabilistico-statistici si vuole analizzare nel dettaglio le fasi che portano alla valutazione del moto sismico di riferimento. I due passi fondamentali nell'applicazione del metodo sono sostanzialmente: la **determinazione della pericolosità sismica attesa** al sito (in termini di picco massimo, coordinate spettrali o spettro di risposta) e il **calcolo dell'accelerogramma di riferimento** (o di progetto) corrispondente.

Metodi probabilistico-statistici

Determinazione della pericolosità sismica attesa. Per determinare la pericolosità attesa al sito d'interesse è necessario seguire i seguenti passi:

- *Localizzazione delle sorgenti sismiche* che avviene mediante l'osservazione della sismicità storica individuando le zone sismotettoniche capaci potenzialmente di produrre uno scuotimento sismico non trascurabile. Al fine di conoscere i fattori sismici che caratterizzano il sito, oltre all'analisi della sismicità storica, è consigliabile raffrontare i dati ottenuti con indagini geologiche che possano fornire indicazioni più precise sul potenziale sismogenetico dei volumi crostali e sui corrispettivi indizi geologici.
- *Definizione della sismicità per ciascuna sorgente* che consiste nel determinare per ciascuna delle sorgenti individuate, la distribuzione probabilistica dell'intensità o della magnitudo e i valori massimi possibili. Ciò viene fatto secondo un modello probabilistico. Tale modello può essere definito considerando il fenomeno sismico come indipendente dal tempo ovvero che ciascun evento sismico si ripete con cadenza assolutamente casuale (Modello di Poisson) oppure si può considerare la dipendenza delle occorrenze dal tempo mediante modelli *time-dependent* secondo il principio fisico della *Teoria del ricarico elastico*.
- Scelta della legge di attenuazione che implica determinare una legge che rappresenti la variazione di ciascun parametro caratteristico del moto sismico durante il suo trasferimento dalla sorgente alla base del deposito in funzione della distanza epicentrale D e della magnitudo M .
- *Calcolo della pericolosità del sito in esame*, ovvero il processo che restituisce la probabilità di eccedenza (o di non superamento) del parametro caratteristico del moto sismico prescelto, riferita ad un assegnato periodo di ritorno. Questa valutazione è effettuata considerando il contributo di sismicità in termini probabilistici e la legge di attenuazione definita in precedenza.

Determinazione dell'accelerogramma di riferimento: la seconda fase consiste nel determinare il moto sismico atteso nella sua forma completa (time – history) ovvero sotto forma di accelerogramma (diagramma tempo-accelerazione).

L'accelerogramma ricercato deve quindi rispondere a determinate caratteristiche di "forma" che possono essere determinate attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima al sito o dello spettro di risposta corrispondente a un prefissato coefficiente di smorzamento (5% se si prende il valore di normativa) e associato a un assegnato periodo di ritorno.

Ottenute queste caratteristiche, si procede alla ricerca degli accelerogrammi detti spettro-compatibili. Essi possono essere ricercati all'interno di particolari database contenenti registrazioni strong-motion provenienti dalla rete sismologica nazionale (**accelerogrammi registrati**), oppure generati sinteticamente mediante l'ausilio di modelli auto-regressivi a media mobile (*A.R.M.A. - Auto Regressive Moving Average*). L'interrogazione di questi database porta all'ottenimento di un set di accelerogrammi provenienti da diversi sismografi collocati in altrettante località del territorio nazionale ma considerati compatibili con lo spettro di risposta caratteristico del sito in esame. Quest'ultimo è indubbiamente il metodo preferibile per ottenere gli accelerogrammi spettro-compatibili da inserire in uno studio di risposta sismica locale, tuttavia la ricerca potrebbe restituire pochi risultati o in alcuni casi nessuno. In questo caso, ma anche se si voglia implementare il set di risultati, possono essere utilizzati degli accelerogrammi sintetici (**accelerogrammi simulati**) che però perdono di verosimiglianza poiché sono statisticamente compatibili con le proprietà ottenute mediante il confronto con uno spettro di risposta. Per questa ragione anche nel caso si riescano a trovare pochi accelerogrammi compatibili anche lontano dall'area oggetto dell'analisi, è preferibile utilizzare segnali registrati piuttosto che simularne di nuovi.

3.3.2 Determinazione dei parametri geotecnici

Lo studio della risposta sismica locale di un sito necessita quindi di un approfondimento delle conoscenze del terreno esaminato al fine di ottenere un modello geotecnico del terreno stesso contenente sia i parametri geotecnici sia in campo statico sia in campo dinamico.

Per ottenere tale modello è necessario predisporre una campagna di **indagini geologiche e geomorfologiche** e, **geotecniche in sito** ed in **laboratorio**. L'entità della campagna d'indagine dovrà essere commisurata alle esigenze di dettaglio che si vorranno ottenere dallo studio e alle risorse economiche messe a disposizione.

3.3.2.1. Indagini geologiche e geomorfologiche

Innanzitutto occorre conoscere la geologia superficiale della zona, vale a dire unità geologiche caratteristiche dell'area in esame, la loro distribuzione spaziale, distinguendo possibilmente, all'interno di ciascuna formazione, unità (litotecniche) caratterizzate da differenti proprietà geotecniche (stato di addensamento, grado di cementazione, consistenza, ecc.) e definendo la tipologia e le caratteristiche geometriche delle eventuali superfici di discontinuità, e l'assetto strutturale delle unità tettoniche presenti. A tale scopo occorre disporre di carte geologiche e litotecniche possibilmente recenti e aggiornate, a scala di sito ($1:2.000 \div 1:5.000$), e di sezioni geologiche (relative ai terreni in esame) che consentano di avere un'idea sulla disposizione stratigrafica delle formazioni presenti e sulla morfologia sepolta e superficiale delle unità geologiche.

È altrettanto importante conoscere i principali processi geomorfologici in atto nell'area in esame (genesi e stato di attività di forme e depositi di erosione o di accumulo, più o meno superficiali).

3.3.2.2. Prove geofisiche in sito

Le indagini geofisiche negli ultimi anni hanno portato grandi benefici in termini di costo, velocità di acquisizione dati ed elaborazione delle caratteristiche geometriche, stratigrafiche e geotecniche dei depositi. I metodi d'indagine geofisici in superficie sono inquadrati all'interno delle indagini preliminari su vasta scala e hanno lo scopo di investigare ampi volumi di terreno e fornire indicazioni di massima su cui basare la programmazione di successive indagini più approfondite. Tra i metodi maggiormente consolidati per la valutazione della morfologia sepolta, mediante la valutazione della trasmissione delle onde sismiche (onde P) nel terreno, vi sono le prove di sismica a rifrazione, sismica a riflessione, geoelettriche e le prove cosiddette SASW.

Vediamo ora nel dettaglio le principali caratteristiche di queste prove:

Sismica a riflessione

La sismica a riflessione analizza i tempi che intercorrono tra l'istante di generazione di un impulso elastico e l'istante di ricezione in superficie, dopo una o più riflessioni da parte di altrettante superfici riflettenti. Tale metodologia sfrutta le proprietà elastiche del terreno: ogni superficie che marca un passaggio litologico, sia essa di carattere litologico, stratigrafico o tettonico, rappresenta una discontinuità in grado di riflettere parte dell'energia sismica indotta nel sottosuolo. I raggi sismici generati dalla sorgente (S), si rifletteranno sulle interfacce che separano i diversi corpi presenti nel sottosuolo (caratterizzati da differenti litologie, differenti proprietà fisiche, etc.); i segnali riflessi, registrati in superficie da appositi ricevitori (geofoni o idrofoni, a seconda che si stia conducendo un'indagine delle aree emerse o di quelle sommerse) ed opportunamente elaborati, permetteranno di produrre delle sezioni sismiche in grado di mettere in evidenza l'esistenza di orizzonti caratterizzati da diversa impedenza acustica, di determinarne la profondità, di studiarne la geometria e di trarre elementi di giudizio sulle caratteristiche strutturali dell'area indagata

Sismica a rifrazione

La sismica a rifrazione è un metodo d'indagine del sottosuolo che utilizza, come la sismica a riflessione, le onde acustiche prodotte da una sorgente opportunamente tarata, ma che hanno subito un fenomeno di rifrazione lungo le superfici di discontinuità fisica e/o meccanica dei mezzi attraversati. Tale metodologia si basa sull'analisi dei tempi di arrivo delle onde rifratte che, elaborati tramite sistemi talvolta molto complessi (es. algoritmi d'inversione tomografica), permetteranno di individuare in profondità strati con caratteristiche meccaniche migliori e di risalire ai moduli elastici dinamici dei terreni investigati.

La prospezione, molto utilizzata soprattutto in campo ingegneristico, prevede uno stendimento di geofoni in superficie (generalmente in numero di 12 o 24) e diversi punti di energizzazione. All'atto di trasmissione dell'impulso elastico al terreno viene avviato un registratore che permette di misurare il tempo impiegato dalla perturbazione sismica indotta nel terreno a percorrere la distanza tra la sorgente e i geofoni, disposti in punti equispaziati lungo il profilo. L'elaborazione di opportuni diagrammi spazio-tempo (dromocrone) condurrà alla ricostruzione di un profilo del sottosuolo (in termini di disposizione geometrica e di caratteristiche meccanico-elastiche dei litotipi presenti al di sotto della zona di indagine) in grado di

evidenziare le velocità di trasmissione delle onde elastiche per i diversi corpi attraversati.

Si ricordi come la velocità delle onde di pressione sia fortemente influenzata dalla presenza di acqua (le rifrazioni in V_p fatte in pianura alluvionale forniscono V_p attorno a 1500m/s a pochissimi metri di profondità proprio a causa della presenza della tavola d'acqua) mentre la V_s ne sia solo modestamente influenzata. Tale interazione deve essere presa in particolare considerazione nel caso di studio che vede la presenza della falda a pochi metri dal piano di campagna.

MASW, SASW e Re.Mi

MASW è l'acronimo di Multi-channel Analysis of Surface Waves (Analisi Multi-canale di Onde di Superficie) e permette l'analisi della propagazione delle onde di superficie nel sottosuolo. Più specificatamente si analizza la dispersione delle onde di superficie ovvero le varie componenti di frequenza del segnale emesso da una sorgente in superficie che viaggiano ad una velocità che dipende dalle caratteristiche del mezzo. Infatti, le lunghezze d'onda più ampie sono influenzate dalla parte più profonda (in altre termini sentono gli strati più profondi), mentre le piccole lunghezze d'onda (le frequenze più alte) dipendono dalle caratteristiche della parte più superficiale.

Poiché tipicamente la velocità delle onde sismiche aumenta con la profondità, ciò si rifletterà nel fatto che le frequenze più basse delle onde di superficie viaggeranno ad una velocità maggiore rispetto alle frequenze più alte.

La prova Re.Mi (Refraction Microtremor) adotta lo stesso principio della prova MASW con l'unica differenza di utilizzare, in luogo dell'energizzazione del terreno in superficie ad opera di una massa battente, microtemori o "rumori ambientali" provenienti da sorgenti adiacenti all'area di misura come ad esempio, lavorazioni di cantiere, traffico veicolare ecc...

3.3.2.3. Prove geotecniche dinamiche in sito

Le prove dinamiche svolte in sito per la determinazione delle caratteristiche dinamiche del deposito sono un elemento molto importante nella costruzione del modello geotecnico del terreno ai fini dell'analisi di risposta sismica locale. Con questi metodi è possibile indagare in modo più o meno dettagliato e puntuale la

verticale prescelta fino alla profondità desiderata. In generale questi metodi risentono dell'effetto della profondità d'indagine dovuta alla degradazione del segnale generato in superficie.

- **Down-Hole test**

Questa prova si esegue all'interno di un solo foro di sondaggio opportunamente rivestito con tubo in PVC di 80 mm di diametro, assicurato alla parete del foro mediante l'iniezione di malta cementizia tra il rivestimento e la parete del sondaggio. All'interno del foro è quindi inserito un singolo ricevitore, o una stringa di ricevitori

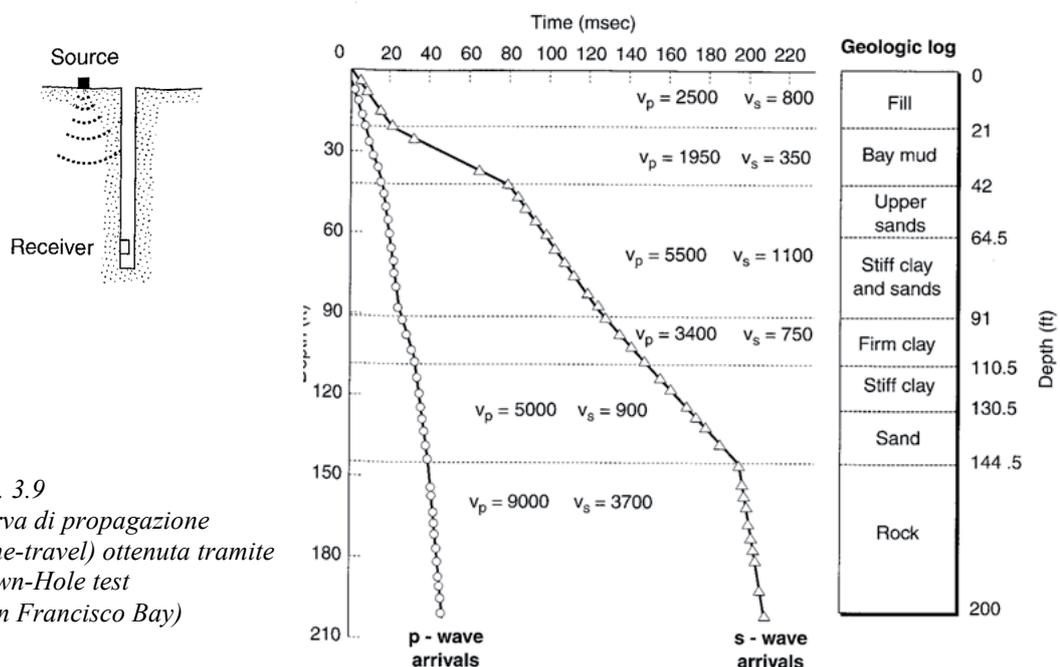


Fig. 3.9
Curva di propagazione
(time-travel) ottenuta tramite
Down-Hole test
(San Francisco Bay)

posti a profondità predeterminate, che permettono di captare le onde elastiche provenienti da una sorgente posta in superficie in adiacenza al foro praticato.

Tutti i ricevitori sono connessi a un sistema di acquisizione che traduce le informazioni di velocità in funzione del tempo.

L'obiettivo della prova Down-Hole è di misurare il tempo di trasferimento delle onde P o S tra la sorgente energetica posta in superficie e il ricevitore. La forma della curva di risposta a ogni profondità rappresenta la velocità di propagazione delle onde riferita alla profondità stessa.

La stessa prova può essere eseguita in configurazione up-hole, invertendo la posizione del ricevitore con quella della sorgente. La configurazione in Down-Hole è preferita tra le due per via della maggiore facilità di esecuzione. Poiché le onde sismiche possono attraversare qualsiasi tipo di materiale, il down-hole test può

agevolmente individuare strati di terreno che potrebbero rimanere nascosti da altri tipi d'indagine quali ad esempio la sismica a rifrazione.

I potenziali inconvenienti che si possono incontrare nella caratterizzazione sismica del terreno mediante Down-Hole test possono derivare da: disturbo provocato nel terreno durante la perforazione, iniezione del fluido di perforazione, rivestimento del foro di sondaggio, eccessive perdite o amplificazioni del segnale, rumore di fondo e l'effetto della falda. Questa prova si colloca nella fascia di prezzo medio-bassa e, laddove non sia necessario praticare alcun foro di sondaggio per prelevare campioni indisturbati, può essere sostituita con una prova SCPT che pur essendo di poco più costosa permette un notevole risparmio di tempo e di attrezzature indagando più verticali.

- **Cross-Hole test**

La prova Cross-Hole è concettualmente simile alla prova Down-Hole in precedenza descritta ma con l'utilizzo di due o più fori di sondaggio. Altra caratteristica distintiva è la collocazione della sorgente, non più in superficie ma all'interno di un foro dedicato. La più semplice configurazione di prova consiste in due fori di cui uno contenete la sorgente e l'altro attrezzato con uno o più ricevitori. Disponendo sorgente e ricevitore alla medesima profondità è possibile determinare la velocità di propagazione delle onde elastiche in ciascuno strato ottenendo così, variando la profondità per opportuni intervalli, il profilo delle velocità.

Per ovviare a possibili errori di misura dovuti ai fattori precedentemente descritti per il Down-Hole test e per le eventuali anisotropie del materiale costituente il deposito, è consigliabile mediare i risultati provenienti da più fori.

La velocità di propagazione delle onde sismiche si ottiene misurando il tempo di propagazione dell'onda su un singolo ricevitore (a) oppure misurando la differenza di tempo che impiega la medesima onda per raggiungere due ricevitori posti in

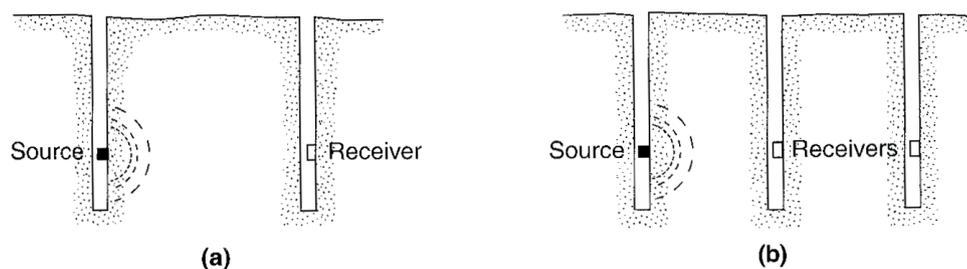


Fig. 3.10 - Schema del Cross-Hole test in configurazione a singolo ricevitore (a) e in modalità differenziale (b)

posizioni adiacenti (*b*) come mostrato in figura.

La sorgente può essere costituita da un dispositivo meccanico entro foro che energizza il terreno mediante impulsi prestabiliti, oppure tramite cariche esplosive. L'uso di esplosivo è però consigliato solo per profondità d'indagine superiori ai 30-60 m.

La prova cross-hole si colloca nella fascia di prezzo medio-alta per via dei numerosi fori di sondaggio da realizzare, per contro restituisce valori sicuramente più accurati rispetto ad una prova Down-Hole poiché risente in maniera minore della perdita di potenza in funzione della profondità e per via della possibilità di mediare i risultati sulla differenza di percorso tra due verticali contigue.

- **Cono sismico SCPT(U)**

La prova con cono sismico è molto simile al Down-Hole test ma non comporta la realizzazione di un foro di sondaggio poiché lo strumento di misura è alloggiato all'interno di un cono penetrometrico convenzionale. Il puntale del penetrometro contiene al suo interno un geofono o un accelerometro. La sorgente è caratterizzata da un dispositivo energizzante meccanico posto in superficie.

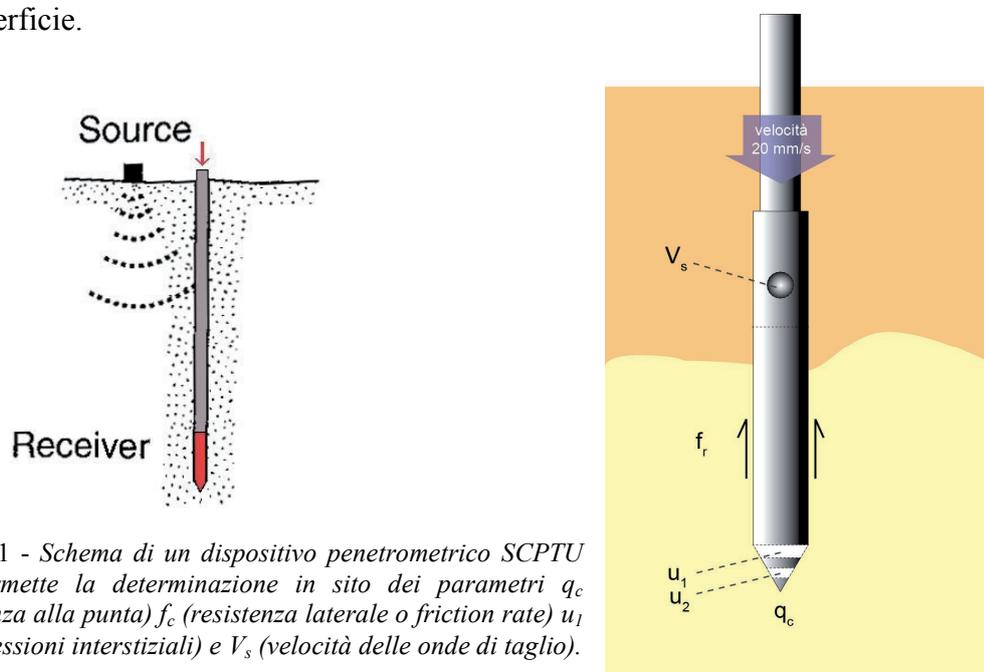


Fig. 3.11 - Schema di un dispositivo penetrometrico SCPTU che permette la determinazione in sito dei parametri q_c (resistenza alla punta) f_c (resistenza laterale o friction rate) u_1 e u_2 (pressioni interstiziali) e V_s (velocità delle onde di taglio).

La prova penetrometrica con cono sismico nasce come evoluzione delle prove CPT, con lo scopo di acquisire tutti i vantaggi derivanti dalle prove DH e CH superandone i limiti connessi all'elevato costo dovuto alla realizzazione dei fori. La prova viene

eseguita in modalità down-hole, con la sorgente meccanica ubicata in superficie e uno o due ricevitori solidali con l'asta del piezocono ubicati al di sopra del manicotto.

La procedura operativa è quindi la seguente: si mantiene fissa la sorgente in superficie e, si procede (a distanza di 1÷2 m dalla sorgente in direzione radiale) con la penetrazione della punta conica, che avviene contestualmente alla misura continua della resistenza alla punta, q_c , dell'attrito laterale, f_s , ed eventualmente, della pressione interstiziale, u (prova SCPTU). Ad intervalli successivi di 1 m si arresta la penetrazione e viene energizzata la sorgente delle onde P (battute verticali) e la sorgente delle onde S (battute orizzontali, eventualmente invertendone l'orientazione) e vengono acquisiti i segnali corrispondenti ai ricevitori, di cui è fissata la distanza e l'orientamento relativo.

Per quanto riguarda i costi, la tecnica SCPT si colloca rispetto alle altre prove sismiche in una fascia bassa con affidabilità delle misure da media a buona. Il prezzo medio relativo alla sola esecuzione della misura e alla successiva interpretazione è confrontabile con quello della prova DH e CH, il maggiore risparmio risiede invece nel fatto che tale tecnica non prevede l'esecuzione di prefori o altre operazioni preliminari e che le misure sismiche avvengono contestualmente ad altre misure (con conseguente ammortamento dei costi).

Riguardo a tali considerazioni si è valutato, come si vedrà più in dettaglio nella parte seconda (capitolo dedicato alle indagini sismiche in sito), l'opportunità di inserire all'interno della campagna d'indagine predisposta per il caso in esame la prova SCPTU in luogo del Down-Hole test.

Come per la prova Down-Hole anche la misura delle V_S derivante da cono sismico può essere interpretata mediante **metodo diretto** oppure mediante **metodo dell'intervallo**.

Con il **metodo diretto**, inizialmente, si correggono i tempi di tragitto dell'onda elastica generata in superficie per tenere conto dell'inclinazione del percorso sorgente-ricevitore e in seguito si realizza il grafico $t_{corr}-Z$, sia per le onde P che per le onde S. Ottenuti graficamente i sismostrati si hanno la densità media, funzione della densità e delle profondità, il coefficiente di Poisson, il modulo di compressibilità edometrica, il modulo di Young, il modulo di compressibilità volumetrica e la V_{S30} .

Con il **metodo dell'intervallo** i tempi di tragitto dell'onda sismica si misurano fra due ricevitori consecutivi posti a differente profondità. Nella prova SCPT i due geofoni sono posti sull'asta che contiene la punta, il primo in corrispondenza della punta ed il secondo al termine dell'asta e quindi distanti 1 m l'uno dall'altro. L'effetto diretto di questo metodo è di migliorare la qualità delle misure. Nell'ipotesi che sia disposta di un solo ricevitore (ciò può accadere sia nella prova SCPT sia nel DH) e quindi nell'ipotesi in cui le coppie non corrispondano a un unico impulso, i valori di velocità così registrati vengono detti di pseudo-intervallo, consentendo solo un'apparente migliore definizione del profilo di velocità.

Ricavati dalle misure effettuate i tempi corretti e le velocità intervallo delle onde P e S con relativo grafico, si ottengono la densità media, funzione della densità e delle profondità, il coefficiente di Poisson, il modulo di compressibilità edometrica, il modulo di Young, il modulo di compressibilità volumetrica e la V_{S30} .

3.3.2.4. Prove di laboratorio per la caratterizzazione dinamica dei terreni

Nell'ambito della progettazione geotecnica in zona sismica, *“le indagini di tipo geofisico permettono di valutare le caratteristiche di rigidità a bassi livelli di deformazione dei terreni; i risultati ottenuti non possono quindi essere utilizzati direttamente nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite che prevedano il raggiungimento della resistenza del terreno”* (Circolare 617/2009 – D.M. 14.01.2008).

Nel campo delle procedure di testing avanzato della dinamica dei terreni, quindi, le prove di laboratorio permettono la misurazione locale delle deformazioni e delle tensioni, nonché di imporre deformazioni e percorsi tensionali simili a quelli che si verificano in sito in caso di sisma.

Le prove di laboratorio dedicate alla determinazione dei parametri dinamici e ciclici che caratterizzano il terreno sono principalmente suddivise in base al campo di deformazione a cui sono destinate; esse si dividono in **Low-strain element test** (per bassi e medi livelli deformativi) e **High-strain element test** (per elevati livelli deformativi).

In particolare le prove costituenti questi due gruppi, che si vedranno nel dettaglio nei seguenti paragrafi, sono:

High-strain element test

- Triassiale ciclica (TXC)
- Taglio semplice ciclico (TSC)

Low-strain element test

- Colonna risonante (RC)
- Trasduttori piezoceramici (Bender Elements)
- Taglio torsionale ciclico (TTC)

Gli elementi caratterizzanti i due gruppi di prove dinamiche e cicliche di laboratorio sono legati alle modalità di applicazione dei carichi. A livelli deformativi bassi e medi i carichi sono applicati con frequenze comprese fra 1 e 100Hz e implicano forze di inerzia non trascurabili; a livelli deformativi elevati i carichi hanno invece frequenze generalmente comprese fra 0.01 e 1Hz e generano forze d'inerzia trascurabili (Fig 3.12).

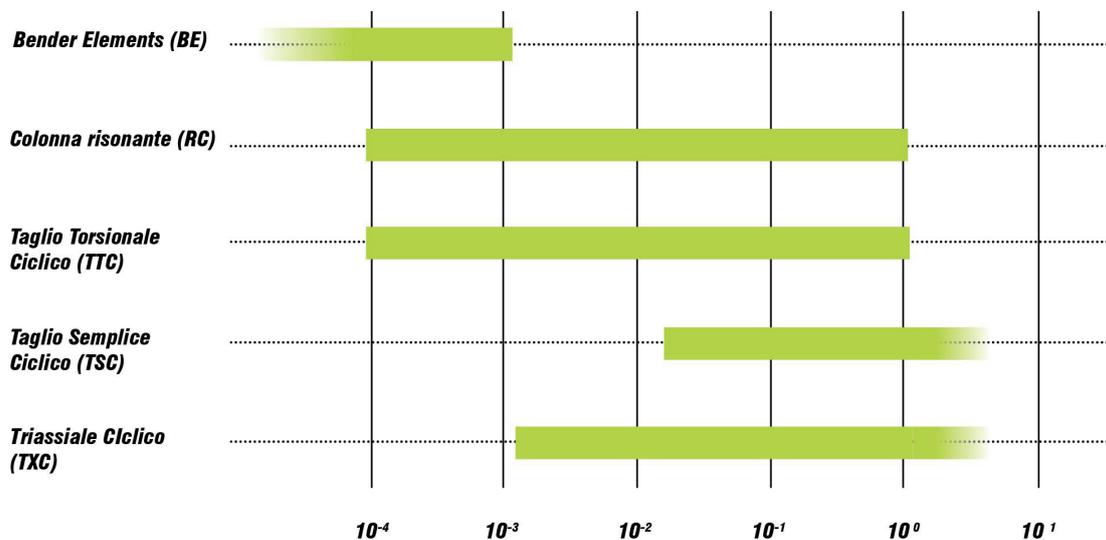


Fig. 3.12 – Campi deformativi indagati dalle prove cicliche e dinamiche

Tali tecniche di prova sono relativamente recenti e sono svolte con l'ausilio di apparecchiature specifiche e solo talvolta adattabili agli strumenti di prova dedicati all'analisi statica dei terreni. Per questi motivi ma anche per la modesta richiesta che caratterizza questo tipo di prove, sono pochi i laboratori sul territorio nazionale che dispongono delle apparecchiature necessarie; spesso per effettuare prove dinamiche e cicliche ci si deve rivolgere a laboratori universitari attrezzati.

Tipo di Prova	Sigla	Parametri dinamici		
		Rigidezza	Smorzamento	Rottura
Bender elements	BE	$V_s \rightarrow G_0$	-	-
Colonna risonante	RC	$f_0 \rightarrow G_0, G(\gamma)$	$D_0, D(\gamma)$ (con SS ¹ o AD ²)	-
Taglio torsionale ciclico	TTC	$\tau(\gamma) \rightarrow G_0, G(\gamma)$	$(DW^3, W^4) \rightarrow D_0, D(\gamma)$	-
Taglio semplice ciclico	TSC	$\tau(\gamma) \rightarrow G_0, G(\gamma, N)$	$(DW, W) \rightarrow D_0, D(\gamma, N)$	$\tau/\sigma_v(N)$
Triassiale ciclica	TXC	$q(e_a) \rightarrow G_0, G(\gamma, N)$	$(DW, W) \rightarrow D_0, D(\gamma, N)$	$q/p'(N)$

¹ SS = metodo Steady State

³ ΔW = area del ciclo d'isteresi

² AD = metodo Amplitude Decay

⁴ W = energia elastica

Fig. 3.13 – Parametri dinamici determinabili da prove cicliche e dinamiche in laboratorio

Le evidenze sperimentali, oltre a confermare che il parametro fondamentale per definire il comportamento di un terreno in presenza di carichi dinamici e ciclici è l'ampiezza della deformazione di taglio, mostrano l'esistenza di soglie di deformazione che segnano il passaggio dei terreni a diversi domini di comportamento. Analizzando i risultati di numerose indagini sperimentali mirate a valutare la variazione della rigidezza dei terreni con l'ampiezza della deformazione di taglio si osserva l'esistenza di una deformazione di soglia elastica oltre la quale si manifestano deformazioni elastiche non più lineari. Analizzando il comportamento dei terreni a deformazioni di taglio maggiori, si osserva inoltre l'esistenza di una deformazione di soglia volumetrica che segna il passaggio dal campo delle deformazioni elastiche non lineari a quello delle deformazioni elasto-plastiche. In relazione alla deformazione di taglio raggiunta è quindi possibile individuare i seguenti tre domini di comportamento del terreno, domini raggiungibili con le diverse prove dinamiche e cicliche di laboratorio:

- **dominio pseudo lineare**, caratterizzato da deformazioni permanenti trascurabili e andamento dei cicli lineare; in questo dominio il comportamento del terreno è totalmente reversibile e caratterizzabile dal valore del modulo di taglio tangente iniziale G_0 o G_{max} che rimane pressoché costante al variare della deformazione di taglio e del numero di cicli di carico. La soglia elastica lineare è definita convenzionalmente come il valore dell'ampiezza della deformazione di taglio corrispondente al valore del rapporto del modulo di taglio normalizzato, G/G_0 , uguale a 0,95 (Jamiolkowski et al., 1995) Tale soglia per terreni recenti non cementati assume generalmente valori compresi tra 0,0007% e 0,002%. Valori maggiori possono verificarsi con la cementazione, l'ageing e aumentando la velocità di deformazione;

- **dominio non lineare stabile**, in cui il legame sforzi-deformazioni è elastico non lineare e l'energia dissipata per ogni ciclo di carico non più trascurabile. Con il progredire del numero di cicli la deformazione di taglio tende a stabilizzarsi attorno ad un unico valore mentre le sovrappressioni interstiziali rimangono mediamente nulle. Il comportamento del terreno non è più descrivibile dal solo valore assunto da G ma deve essere introdotto il parametro D , detto rapporto di smorzamento, per descrivere la variazione delle proprietà dissipative del mezzo;
- **dominio non lineare degradabile**, caratterizzato da un comportamento elastoplastico conseguente a deformazioni irreversibili che interessano la microstruttura del terreno e che diventano più pronunciate con il progredire del numero dei cicli di carico, N . Per tali livelli deformativi i due parametri G e D variano, oltre che con la deformazione, con il valore N .

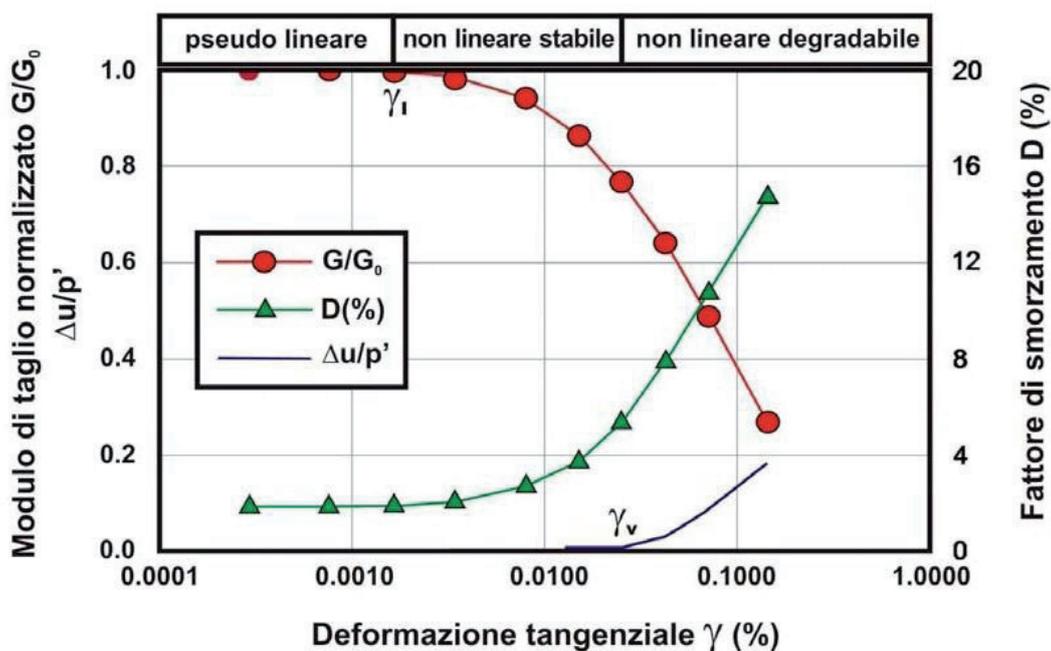


Fig. 3.14 – Andamento del Modulo di taglio normalizzato (G/G_0) e del Rapporto di smorzamento (D) in funzione del livello deformativo (γ)

High-strain element test

Triassiale ciclica (TXC)

Le prove triassiali cicliche sono le prove dinamiche più diffuse per la misura delle proprietà dinamiche dei terreni ad alti livelli deformativi. Devono la loro diffusione ai vantaggi, sia di tipo tecnico sia di natura economica, dati dal fatto che

l'apparecchiatura è fondamentalmente quella utilizzata in prove statiche, opportunamente modificata per consentire l'inversione dei carichi assiali e la loro acquisizione. Tuttavia tali prove presentano una inadeguata affidabilità delle misure dinamiche a livelli deformativi medi e bassi. Tale limite è principalmente legato a due ordini di problemi: i) l'accuratezza nelle misure di deformazione da parte dei sensori comunemente impiegati e ii) gli errori nelle misure dovuti sia agli attriti che si sviluppano tra le parti in movimento sia alle irregolarità nei contatti fra le superfici estreme del provino con il top cap e con il piedistallo di base. Teoricamente è possibile ricorrere a sensori con elevata precisione che permettono misure accurate delle deformazioni anche a bassi livelli deformativi; i trasduttori elettrici attualmente impiegati nella misura delle deformazioni assiali nel corso di prove TXC consentono misure a bassi livelli deformativi ($\varepsilon_a \approx 10^{-3}\%$).

Le prove TXC sono generalmente condotte con i seguenti fini: caratterizzare in campo dinamico il comportamento tensio-deformativo del terreno ad alti livelli di deformazione ($\varepsilon_a > 10^{-2}\%$); determinazione della resistenza ultima in campo dinamico e analisi del comportamento post-ciclico. In passato tali apparecchiature hanno trovato le applicazioni più rilevanti nello studio della liquefazione dei terreni sabbiosi saturi in seguito all'applicazione di carichi ciclici a bassa frequenza.

Le apparecchiature impiegate per le prove di TXC possono essere a percorso di carico e/o a deformazione controllata e permettono di applicare al provino sollecitazioni assiali e di cella, variabili nel tempo. Nella versione più comune l'apparecchio triassiale ciclico consiste in una cella triassiale, più robusta di quella utilizzata nelle prove statiche, posta sotto uno speciale sistema di contrasto in modo tale che, attraverso un sistema elettropneumatico, è possibile applicare a un provino cilindrico, precedentemente saturato e consolidato, un carico verticale dinamico e ciclico. Il sistema elettropneumatico è costituito da un generatore di funzioni elettrico, che produce un segnale elettrico che viene poi convertito in un segnale pneumatico per l'azionamento di un cilindro (attuatore) che produce sforzi assiali ciclici. I carichi dinamici prodotti possono essere monotoni crescenti o ciclici ad andamento sinusoidale, triangolare, rettangolare, di cui può esserne modificata l'ampiezza e la frequenza. La strumentazione comprende in genere, oltre agli usuali dispositivi della strumentazione impiegata per prove triassiali statiche, un registratore oscillografico e un registratore digitale a 4 canali ad alta velocità di acquisizione collegato a un computer, che permettono, durante la prova, di registrare in funzione

del tempo: 1) i carichi assiali; 2) le deformazioni assiali; 3) le pressioni di cella e 4) le pressioni interstiziali.

Le modalità di prova usualmente prevedono le seguenti tre fasi: i) la consolidazione (isotropa o anisotropa) del provino; ii) l'applicazione del carico assiale σ_d per un numero di cicli prefissato o fino a rottura, in condizioni non drenate e iii) la riconsolidazione del provino (aprendo i drenaggi e consentendo la dissipazione delle sovrappressioni pressioni interstiziali accumulate) seguita, eventualmente, da una prova statica fino a rottura.

I risultati di una prova triassiale ciclica, generalmente registrati automaticamente, sono riportati in due tipi fondamentali di grafici: quelli che rappresentano i cicli d'isteresi sul piano $\tau - \gamma$ e quelli che forniscono l'andamento nel tempo dei carichi, delle deformazioni assiali e delle pressioni interstiziali. Dai grafici dei cicli d'isteresi è possibile ricavare i parametri di deformabilità e di smorzamento ad alti livelli deformativi ed osservare il differente comportamento in compressione ed in estensione dei materiali esaminati. I dati registrati sono generalmente utilizzati anche per ricavare grafici che consentono di seguire in dettaglio la storia tensionale fino a rottura del materiale, come quelli che riportano in ascisse le pressioni efficaci medie p' e in ordinate le pressioni deviatoriche q .

Taglio semplice ciclico (TSC)

Le prove di taglio semplice ciclico sono spesso impiegate nelle analisi dinamiche di laboratorio perché le deformazioni, le sollecitazioni ed i percorsi tensionali che si alternano nel corso della prova simulano in maniera più verosimile, rispetto ad altre prove come la triassiale ciclica, quelle che si verificano sull'elemento di volume in sito quando è attraversato da onde di taglio, SH, che si propagano verticalmente per effetto di un terremoto.

Low-strain element test

Colonna risonante (RC)

L'apparecchio di colonna risonante è stato inizialmente sviluppato per lo studio del comportamento dinamico dei metalli e delle rocce e solo successivamente fu adattato allo studio dei terreni. Perciò esistono diverse versioni, riconducibili a due tipi fondamentali:

- l'apparecchio di Hardin, in cui è possibile applicare sul provino oltre al momento torcente armonico anche un carico verticale armonico; si può così determinare, oltre alla velocità delle onde S, anche la velocità delle onde P, e quindi anche il coefficiente di Poisson e il modulo longitudinale E; inoltre tale apparecchio permette la consolidazione anisotropa del provino;

- l'apparecchio di Stokoe, in cui si può eccitare il campione solo con un momento torcente, e la consolidazione può essere soltanto isotropa.

Nel corso di prove di RC vengono misurate la frequenza di risonanza e la rotazione del provino (Richart et al., 1970). Dal valore della prima grandezza è possibile risalire alla velocità di propagazione delle onde di taglio e quindi al modulo G; dalla misura delle rotazioni del provino si ricava la deformazione tangenziale, γ . Poiché la prova di RC opera alle frequenze proprie di un provino cilindrico⁵, le frequenze di prova saranno relativamente alte (10 ÷ 100Hz).

Durante le prove di RC viene generato un segnale elettrico sinusoidale, mediante un generatore di funzioni ed un amplificatore di potenza, che è possibile far variare in ampiezza e frequenza. Il segnale elettrico, $V(t)$, è trasformato in sollecitazione meccanica torsionale, $M_t(t)$, da un motore elettromagnetico costituito da otto bobine che interagiscono con quattro magneti permanenti solidarizzati alla testa del provino mediante una piastra, drive plate.

La frequenza di eccitazione viene fatta variare finché il sistema non raggiunge la condizione di risonanza. Quest'ultima può essere individuata come quel valore della frequenza in corrispondenza del quale si ha: angolo di fase tra eccitazione torsionale e rotazione del sistema pari a $\pi/2$ e massima ampiezza della risposta.

In condizioni di risonanza esiste una relazione fra la velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s , e la frequenza fondamentale, f_n , del tipo $V_s = f(f_n, h)$ dove: h è l'altezza del provino e f una funzione che dipende dalle condizioni di vincolo del provino. Poiché al variare della frequenza varia la risposta del provino (valutata generalmente in termini di accelerazione ma esprimibile anche in termini di rotazioni) e poiché la frequenza fondamentale è quella in corrispondenza della quale la risposta è massima, disponendo sul provino un accelerometro, è possibile identificare la condizione di risonanza relativamente al primo modo di vibrazione. Nota la densità del provino si può risalire al modulo di taglio, G , attraverso la già citata relazione $G = \rho V_s^2$. Mediante l'apparecchiatura di RC è possibile determinare il rapporto di smorzamento D , agendo in due modi, o considerando il fattore di

amplificazione in risonanza (*steady state method*), oppure, interrompendo l'eccitazione e misurando il decadimento delle oscillazioni libere (*amplitude decay method*).

I risultati sperimentali ottenuti nel corso di prove RC vengono interpretati facendo riferimento alla teoria di propagazione delle onde di taglio in un mezzo elastico lineare per determinare il modulo di taglio G , oppure, alla teoria delle oscillazioni libere, o forzate, in un mezzo elasto-plastico per determinare il rapporto di smorzamento D .

Taglio torsionale ciclico (TTC)

Vedere approfondimento

3.3.2.5. Effetti dovuti alla non linearità del terreno: le curve di degrado

Il risultato finale che si ottiene dalle prove di laboratorio in campo dinamico è chiamata **curva di degrado** (o decadimento) delle proprietà meccaniche del terreno. Le curve di degrado rappresentano gli effetti della non linearità del comportamento meccanico del terreno. Osservando queste curve si assiste a una **diminuzione del modulo di taglio** (a cui corrisponde un decadimento della rigidità) e ad un **aumento del rapporto di smorzamento** (a cui corrisponde un incremento delle proprietà dissipative), che possono condurre, in terreni incoerenti non saturi o coesivi soffici, a deformazioni irreversibili (addensamento) e in terreni granulari saturi a un incremento di pressione interstiziale con perdita di resistenza (liquefazione).

In letteratura sono disponibili numerosi studi a riguardo che, avvalendosi dei risultati di prove RC e TTC su materiali di diversa natura, hanno permesso di ricavare l'andamento medio di queste curve per categorie omogenee di terreno.

I principali fattori da cui dipende l'andamento delle curve di degrado sono principalmente: l'indice di plasticità PI , l'indice dei vuoti e la pressione di confinamento σ'_0 e l'indice di sovraconsolidazione OCR .

A titolo di esempio sono riportate le curve di decadimento normalizzate G/G_0 (in modo da prescindere dal valore iniziale del modulo di taglio massimo G_0), ricavate sulla base dei risultati sperimentali di numerose prove di laboratorio disponibili in letteratura (Vucetic e Dobry, 1991) per alcuni tipi di terreni naturali e rapportate alla pressione di confinamento (Fig. 3.15, Fig. 3.17) e al variare dell'indice di plasticità e

del grado di sovraconsolidazione (Fig. 3.16, Fig. 3.18)

Si riportano inoltre (Fig. 3.19, Fig. 3.20) due diagrammi che riportano il confronto tra tre curve di degrado del modulo di taglio sperimentali sui campioni prelevati in campagna e le curve di letteratura proposte in due diversi studi (Sun et al.1988 e EPRI, 1993).

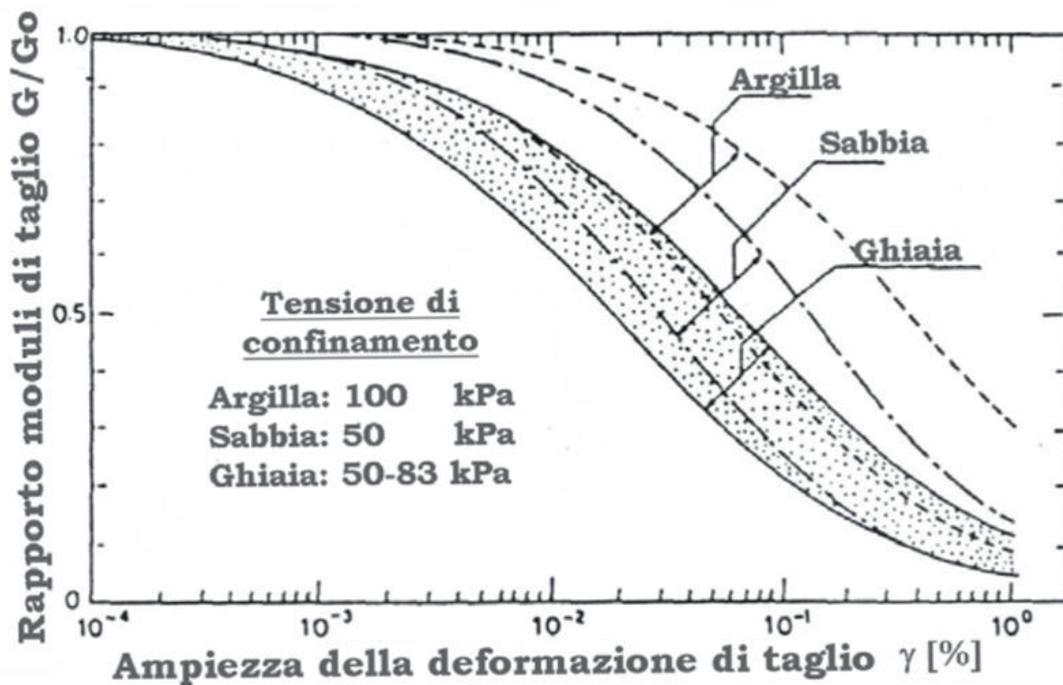


Fig. 3.15 – Curve di decadimento normalizzate ricavate per alcuni terreni naturali.

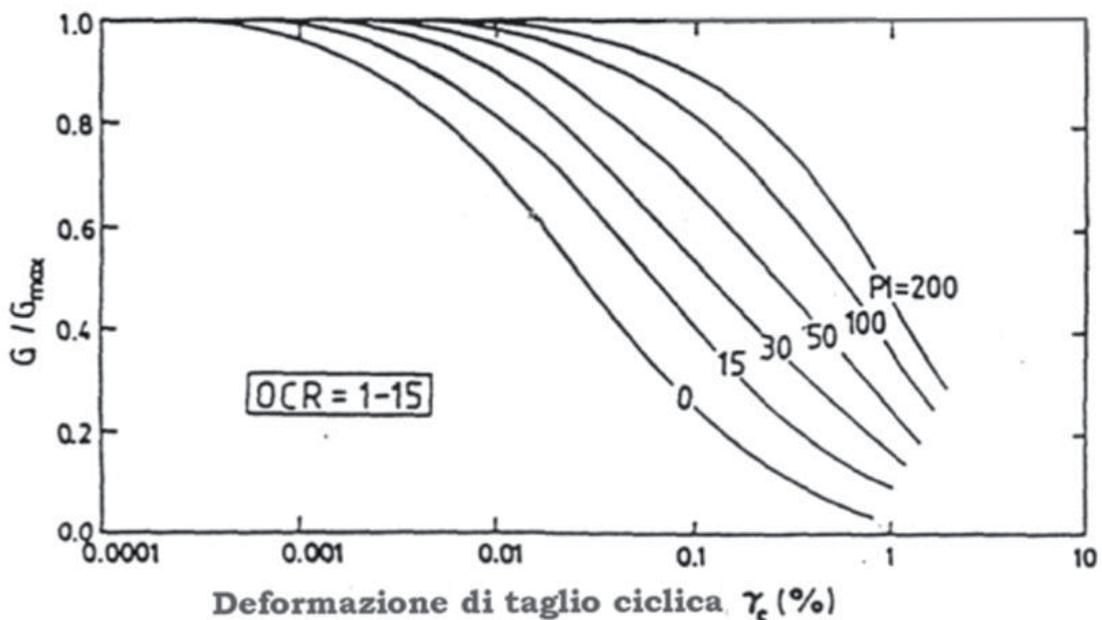


Fig. 3.16 – Curve di decadimento normalizzate ricavate per alcuni terreni naturali.

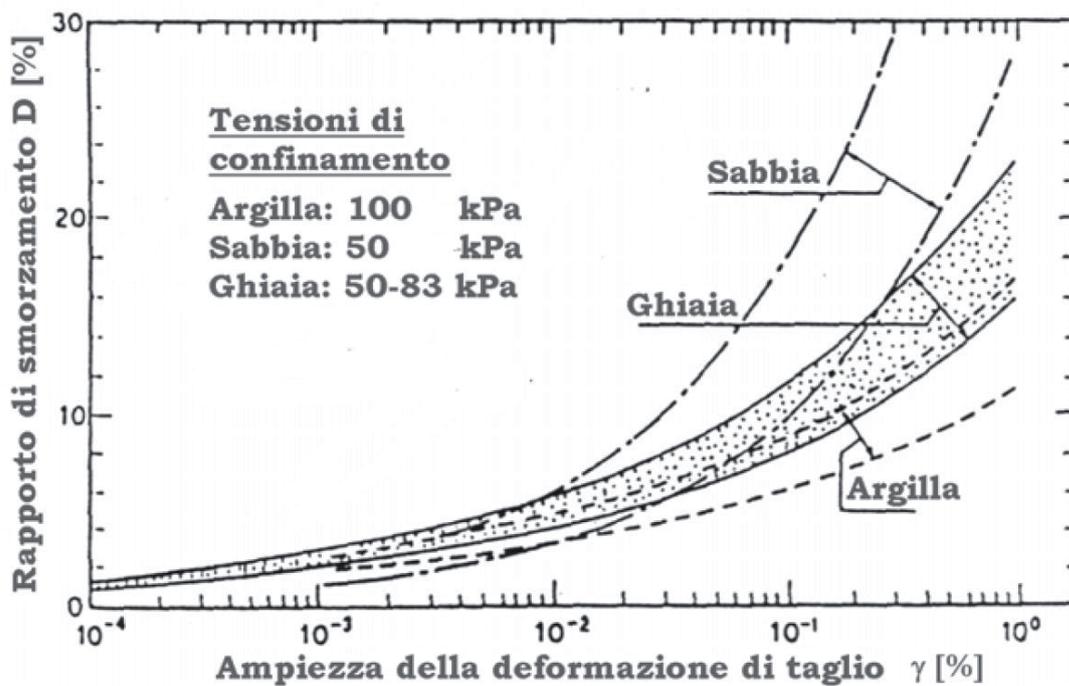


Fig. 3.17 – Curve di decadimento normalizzate ricavate per alcuni terreni naturali.

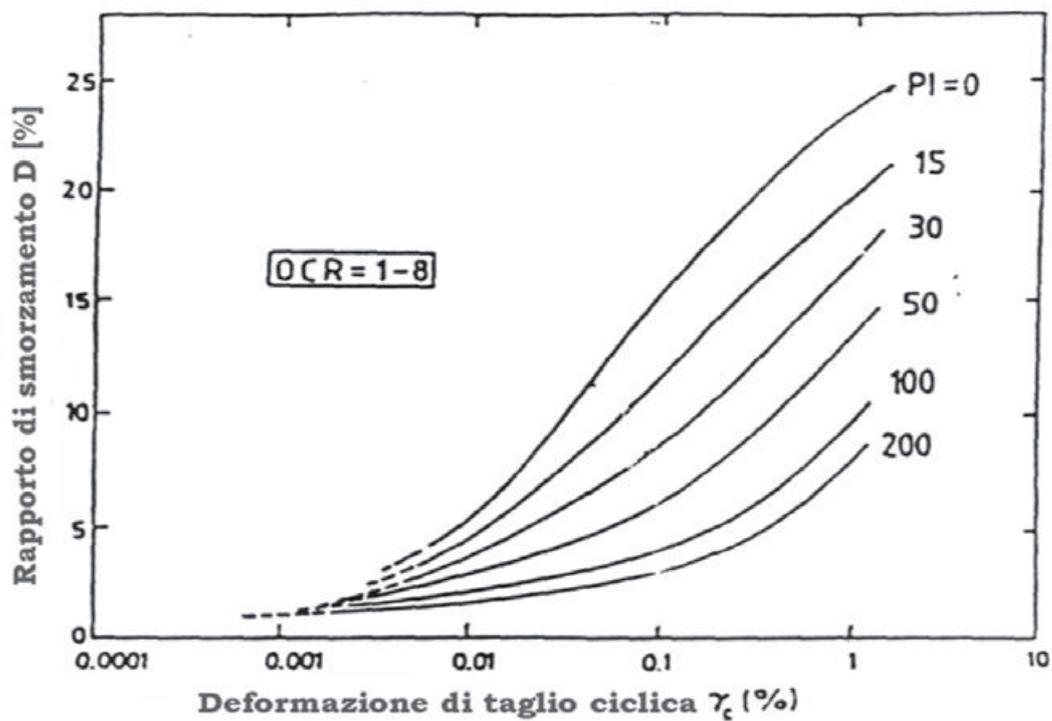


Fig. 3.18 – Curve di decadimento normalizzate ricavate per alcuni terreni naturali.)

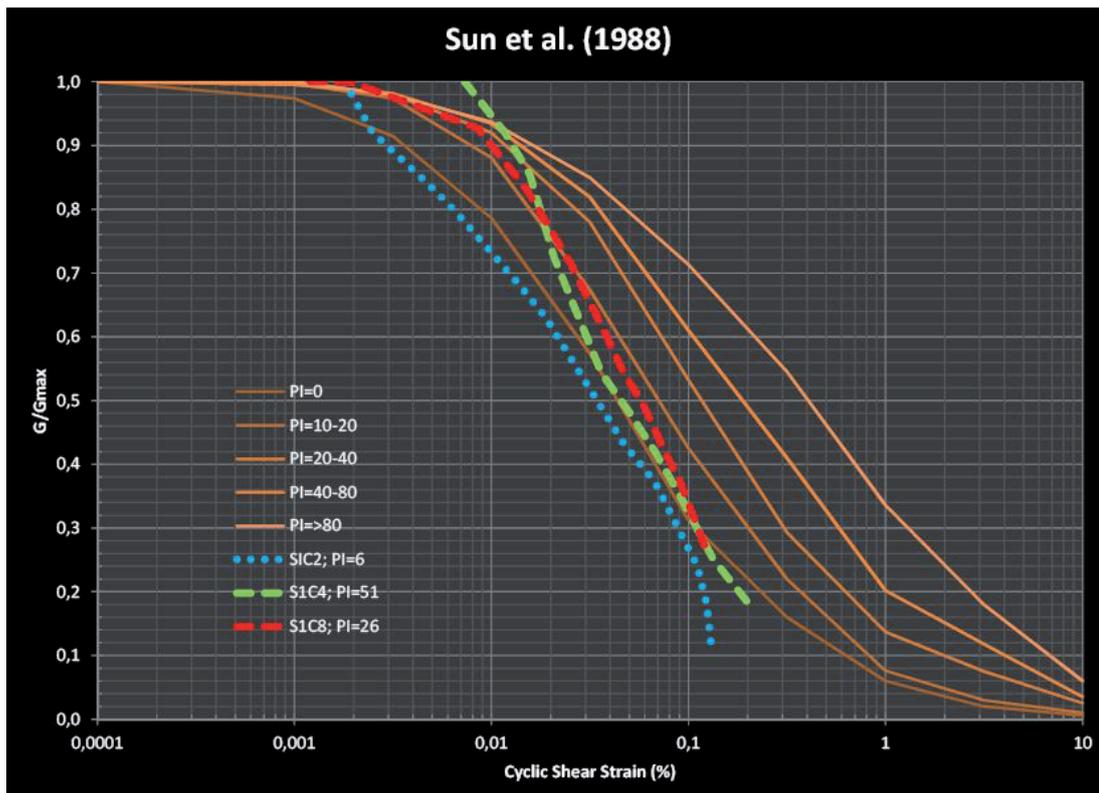


Fig. 3.19 – Curve di decadimento normalizzate (Sun et al. 1988) confrontate con alcune curve sperimentali

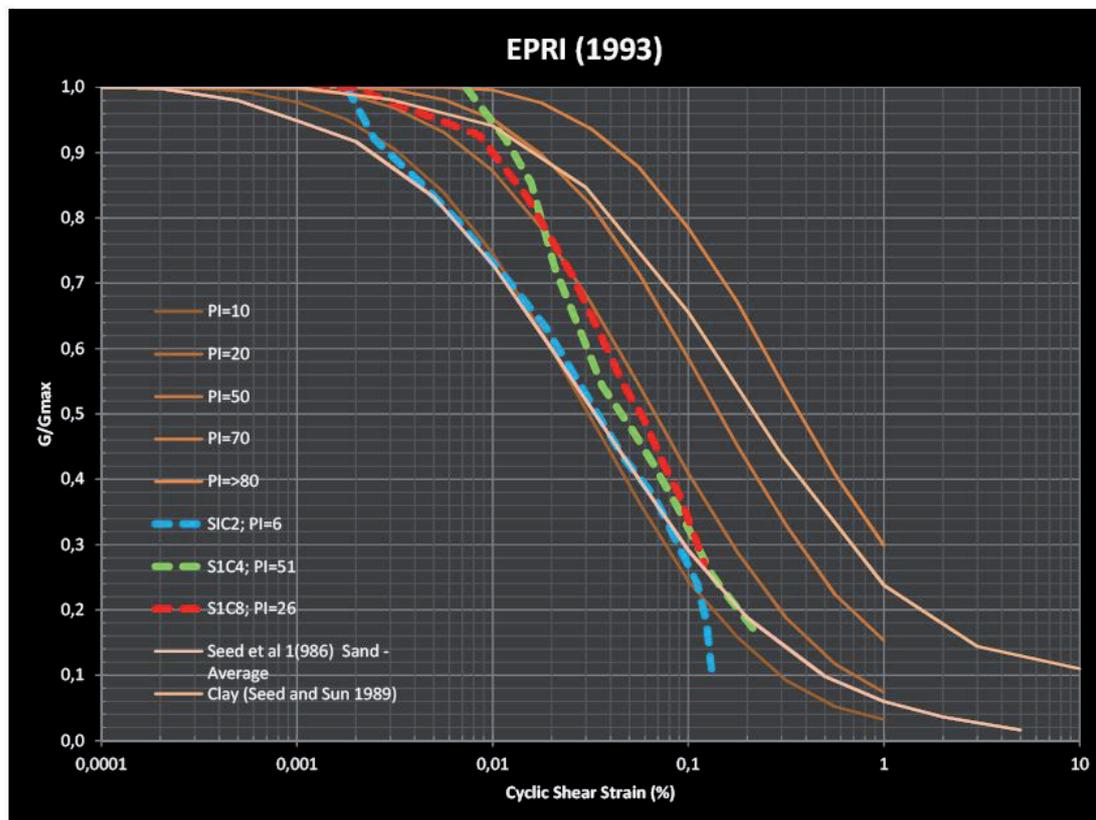


Fig. 3.20 – Curve di decadimento normalizzate (EPRI, 1993) confrontate con alcune curve sperimentali; in chiaro si riportano due curve sperimentali di altri autori a confronto

3.3.2.6. *Approfondimento: Taglio torsionale ciclico e Colonna risonante*

Le prove di laboratorio maggiormente utilizzate nello studio di un'analisi di risposta sismica locale sono principalmente la prova di **Colonna risonante (RC)** e **Taglio torsionale ciclico (TTC)** per le quali mi soffermerò a descrivere più nel dettaglio la procedura di prova e l'elaborazione dei risultati ottenuti. In particolare queste due prove sono state scelte per la caratterizzazione dinamica del sito oggetto dell'analisi svolta, e descritta nella parte seconda del presente lavoro.

Taglio torsionale ciclico (TTC):

Nelle prove di Taglio Torsionale Ciclico si attuano condizioni di taglio semplice su provini cilindrici sovrapponendo a uno stato di tensione efficace, isotropo e non (applicato nella fase di pre-sollecitazione statica), una coppia torcente variabile nel tempo con legge periodica. Le prove sono indicate per la misura della rigidità a piccole e medie deformazioni. La principale differenza che si può notare la prova di colonna risonante sta nel fatto che qui la frequenza di applicazione del carico rimane fissa mentre aumenta l'ampiezza delle sollecitazioni applicate. Spesso queste apparecchiature, per contenere i costi, sono realizzate per svolgere entrambe le prove RC e TTC in modalità combinata (RCTS). Nelle prove TTC il provino, una volta saturato e consolidato, è sottoposto all'azione di un momento torcente applicato all'estremità libera per mezzo di un motore torsionale, al quale viene inviato tramite un generatore di funzioni, un segnale sinusoidale di frequenza fissa e ampiezza crescente. La misura avviene per mezzo di due trasduttori di spostamento non a contatto applicati in corrispondenza della testa del provino. Le misure di rotazione così ottenute permettono di tracciare il diagramma tensione-spostamenti (τ - γ) rappresentante il ciclo d'isteresi per ogni ampiezza corrispondente.

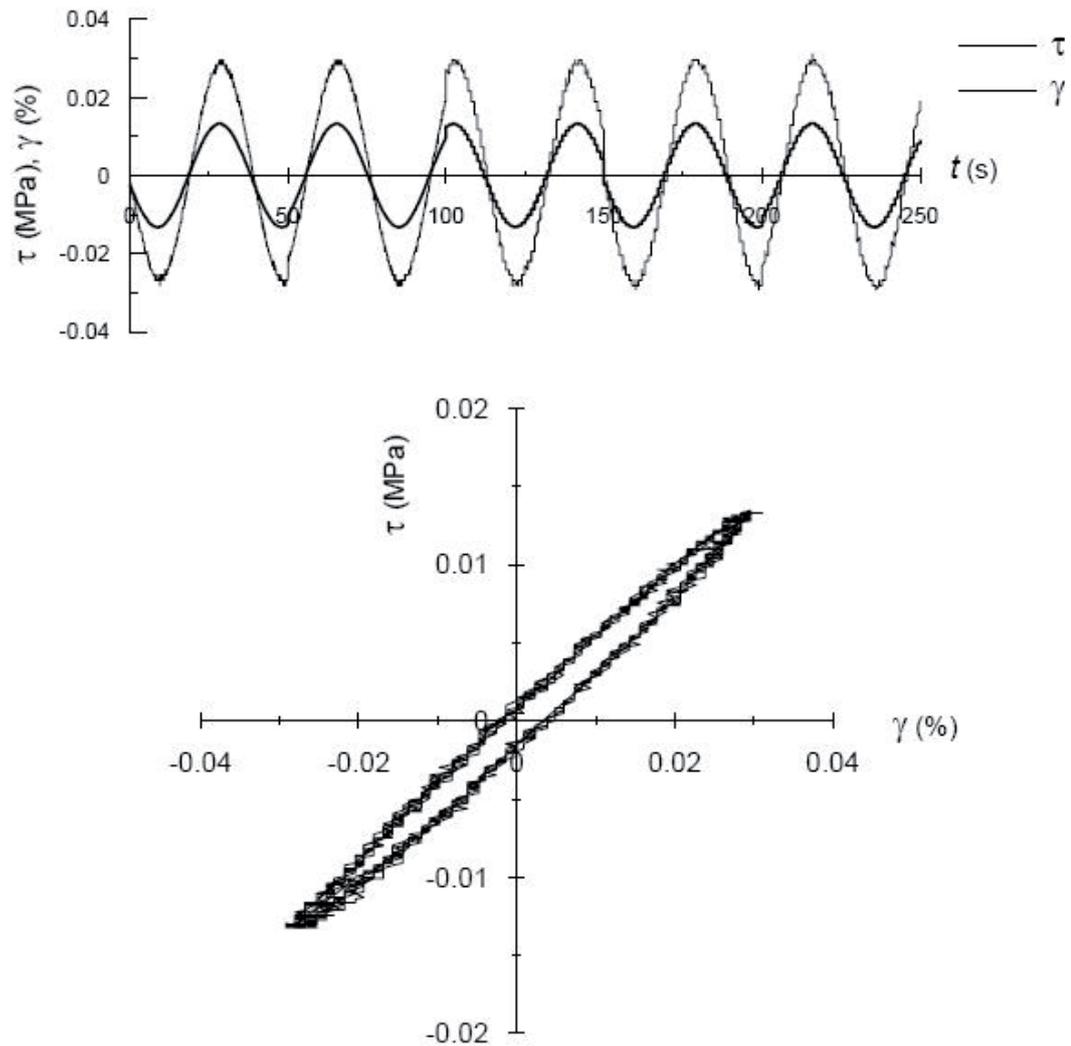


Fig. 3.21 – Sforzo-spostamento in funzione del tempo e involucro dei cicli d'isteresi rappresentati sul piano τ - γ

Da questo digramma è possibile ricavare sia il **modulo di taglio equivalente** G_{eq} che il **rapporto di smorzamento** D secondo le seguenti relazioni, per le quali non si esplicita in questa sede la dimostrazione analitica poiché troppo onerosa:

$$G_{eq} = \frac{\tau_{pp}}{\gamma_{pp}} \quad ; \quad =$$

dove τ_{pp} e γ_{pp} rappresentano rispettivamente le ampiezze picco-picco della tensione tangenziale e della tensione di taglio.

$$D = \frac{\Delta W}{4\pi W} \quad ;$$

Per il rapporto di smorzamento D , ΔW rappresenta l'area del ciclo d'isteresi mentre

W è l'energia elastica relativa alla traiettoria che va dall'origine O all'estremo A del ciclo, come mostrato in figura 3.22

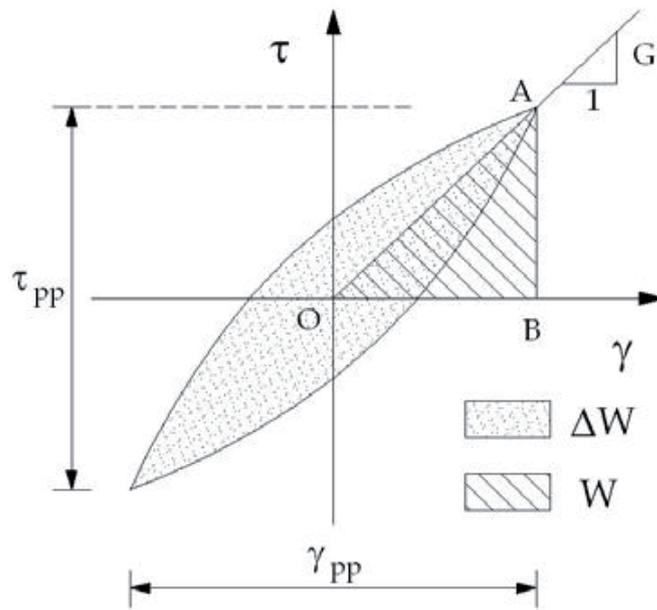


Fig. 3.22 – Definizione del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento equivalenti.

Procedura di prova

Le fasi sperimentali di prove di TTC condotte in modalità standard sono:

- 1) preparazione dell'apparecchiatura e del provino;
- 2) montaggio del provino e degli strumenti;
- 3) saturazione del provino;
- 4) consolidazione del provino;
- 5) decadimento in modalità TTC;
- 6) smontaggio della prova.

1) Preparazione dell'apparecchiatura e del provino. La preparazione dell'apparecchiatura consiste nel riempimento del serbatoio, posto in alto sul pannello, di acqua disareata e demineralizzata; nella saturazione della buretta; nella saturazione dei condotti di drenaggio; nella saturazione della sonda del trasduttore (da effettuare solo ogni tanto, ovvero quando l'apparecchiatura non è stata utilizzata per alcuni mesi); nella taratura del trasduttore di pressione. La preparazione del provino consiste nella sua realizzazione, a partire da un campione indisturbato, per tornitura o fustellazione; nel misurarlo e pesarlo.

2) Montaggio del provino e degli strumenti. Le procedure di assemblaggio del provino e degli strumenti prevedono l'avvitamento sul piedistallo della base ad aghi, con la relativa pietra porosa munita di carta filtro (entrambe le pietre porose, ovvero quella superiore e quella inferiore, prima di essere montate andranno disareate mediante bollitura in acqua demineralizzata); il montaggio del provino facendolo trafiggere dagli aghi; il montaggio del top-cap, dopo averlo opportunamente assemblato (con pietra porosa, base ad aghi e carta filtro); il montaggio di una carta filtro a gabbia intorno al provino; l'inserimento di una membrana di gomma, con due O-ring alla base e due O-ring al top per isolare idraulicamente il provino; il montaggio della celletta in plexiglas ed il suo successivo riempimento con acqua demineralizzata disareata; il posizionamento del cilindro portabobine; il montaggio sulla testa del provino del motore torsionale; il posizionamento dei trasduttori di non contatto; il posizionamento del misuratore degli assestamenti verticali, LVDT; l'inserimento della camera di pressione; la realizzazione dei collegamenti interni ed esterni degli strumenti (accelerometro, LVDT, tensione di alimentazione delle bobine, trasduttori di non contatto); il posizionamento del piatto superiore della camera di confinamento.

3) Saturazione del provino. Dopo aver terminato il montaggio e aver controllato la saturazione della pietra porosa inferiore viene eseguita la saturazione del provino.

Una possibile procedura di saturazione può essere svolta nelle seguenti quattro fasi:

- a) lasciare agire una modesta pressione di cella CP ($20 \div 25\text{kPa}$) per circa dieci minuti;
- b) applicare una contropressione BP di 100kPa in quattro incrementi da 25kPa (essendo i regolatori di pressione del pannello di controllo, servoassistiti, alla fine di tale fase la CP sarà a $120 \div 125\text{kPa}$);
- c) se nella fase precedente si è assistito alla riduzione dell'acqua in buretta senza aumenti di altezza del provino¹² si porta BP al valore di prova ($200\text{kPa} \div 300\text{kPa}$) in passi successivi da 50kPa , e la si lascia agire per circa 24 ore;
- d) la saturazione viene considerata conclusa quando, chiudendo il primo drenaggio per almeno cinque minuti, la variazione di BP è inferiore a $\Delta u = \pm 1\text{kPa}$.

4) Consolidazione del provino. Dopo aver saturato il provino, aver verificato che il

valore del parametro B di Skempton sia sufficientemente elevato e avere effettuato la misura di G_{\max} per almeno due valori di γ , viene impostata la consolidazione del provino. La prima consolidazione viene generalmente impostata con un valore di σ'_c pari a $\sigma'_{v0}/2$. Operando a bassi livelli deformativi viene misurata la variazione di G_0 nel tempo (generalmente i tempi di misura sono: 1', 2', 4', 8', 15', 30', 1h, 2h, 4h, 8h, 24h). Al termine della prima consolidazione si effettua nuovamente la misura di G_{\max} per almeno due valori di γ , dopodiché si imposta la seconda consolidazione impostando un valore di σ'_c pari a σ'_{v0} . Con tale valore della pressione efficace di cella viene nuovamente misurata la variazione di G_0 nel tempo per circa 24 ore. Le misure di G_0 , effettuate a partire dal termine della saturazione, di cui sopra vengono condotte in modalità RC.

5) Decadimento in modalità TTC. Dopo avere impostato l'ampiezza della sollecitazione di prova e la frequenza da utilizzare (operando sul generatore di funzioni, l'amplificatore di potenza ed il multimetro), viene applicata al provino la forzante e, contemporaneamente, viene fatta partire la registrazione del segnale di input e dei due segnali di output (misure dei trasduttori di non contatto) mediante il registratore Yokogawa. Una volta raggiunto il numero di cicli di carico e scarico desiderato (generalmente pari a 25 cicli) viene interrotta la sollecitazione delle bobine. Dopo circa 10' (ovvero il tempo necessario alle pressioni neutre all'interno del provino per stabilizzarsi) viene modificata la sollecitazione e ripetuta la prova per un nuovo punto. In genere la prova di TTC viene condotta per sei diversi valori della deformazione di taglio, avendo cura di non eccedere nei valori di γ (ovvero di non oltrepassare la soglia di deformazione elastica).

Colonna Risonante (RC):

Nelle prove di Colonna Risonante si applicano tipicamente carichi variabili con legge sinusoidale e con frequenze elevate, in modo da raggiungere le condizioni di risonanza per l'insieme costituito dal provino di terreno e dal sistema per l'applicazione dei carichi. Le prove sono condotte su provini cilindrici utilizzando attuatori di carico di tipo elettromagnetico (*motore torsionale*), in modo che nella stessa apparecchiatura possano eseguirsi anche prove torsionali cicliche (bassa frequenza). Con le prove RC non è possibile raggiungere la condizione di rottura, per cui esse sono utilizzate per determinare le leggi di decadimento della rigidezza e dell'incremento del fattore di smorzamento con la deformazione tangenziale.

Attraverso un generatore di segnali sinusoidali costituito da un generatore di funzioni e da un amplificatore di potenza, il segnale elettrico $V(t)$ viene trasformato in sollecitazione meccanica torsionale $M_i(t)$ da un motore elettromagnetico costituito da otto bobine che interagiscono con quattro magneti permanenti solidali alla testa del provino mediante una piastra di ancoraggio (*drive plate*). Il sistema è fatto oscillare trasmettendo sollecitazioni di ampiezza costante e frequenza crescente fino a raggiungere la condizione di risonanza del provino. Con frequenza di risonanza si intende la frequenza alla quale si ha uno sfasamento di $\pi/2$ tra oscillazione del sistema ed eccitazione torsionale del provino associata alla massima ampiezza di risposta.

In condizioni di risonanza esiste una relazione tra la velocità di propagazione delle onde di taglio V_s e la frequenza fondamentale del provino f_n in funzione delle proprietà geometriche del provino stesso ed espressa come:

$$V_s = f(f_n, h) ,$$

dove f è una funzione che dipende dalle condizioni di vincolo del provino e h rappresenta l'altezza del provino. È quindi possibile determinare la condizione di risonanza corrispondente al primo modo di vibrazione mediante un accelerometro disposto sul provino.

A questo punto nota la densità del provino si può risalire al modulo di taglio G secondo la relazione:

$$G = \rho \cdot V_s^2$$

Il rapporto di smorzamento D può essere determinato dalla prova RC sfruttando uno dei due metodi proposti in letteratura ovvero: ***Steady state method*** che si basa sulla considerazione del fattore di amplificazione in risonanza oppure l'***Amplitude decay method*** attraverso lo studio delle oscillazioni libere (interrompendo l'eccitazione e registrando l'oscillazione del sistema fino ad arresto completo). Il modulo di taglio G viene interpretato facendo riferimento alla teoria di propagazione delle onde elastiche in un mezzo elastico liberare mentre per il rapporto di smorzamento ci si riferisce alla teoria delle oscillazioni libere o forzate in un mezzo elasto-plastico rispettivamente per i due metodi sopra citati.

In particolare il metodo dell'**Amplitude decay** si applica considerando il decadimento dell'ampiezza di oscillazione libera una volta interrotta l'eccitazione del sistema.

Utilizzando le seguenti relazioni è possibile determinare rapporto di smorzamento passando per il calcolo del decremento logaritmico δ :

$$\delta = \frac{1}{(n-1)} \ln \left[\frac{A(t_i)}{A(t_{i+n})} \right]$$

dove $A(t_i)$ e $A(t_{i+n})$ sono rispettivamente l'ampiezza presa dal picco massimo all'origine nel primo ciclo intero disponibile dopo l'interruzione dell'eccitazione e la stessa ampiezza riferita al picco massimo dopo n cicli. Graficamente si possono vedere meglio nell'immagine che segue (Fig. 3.23).

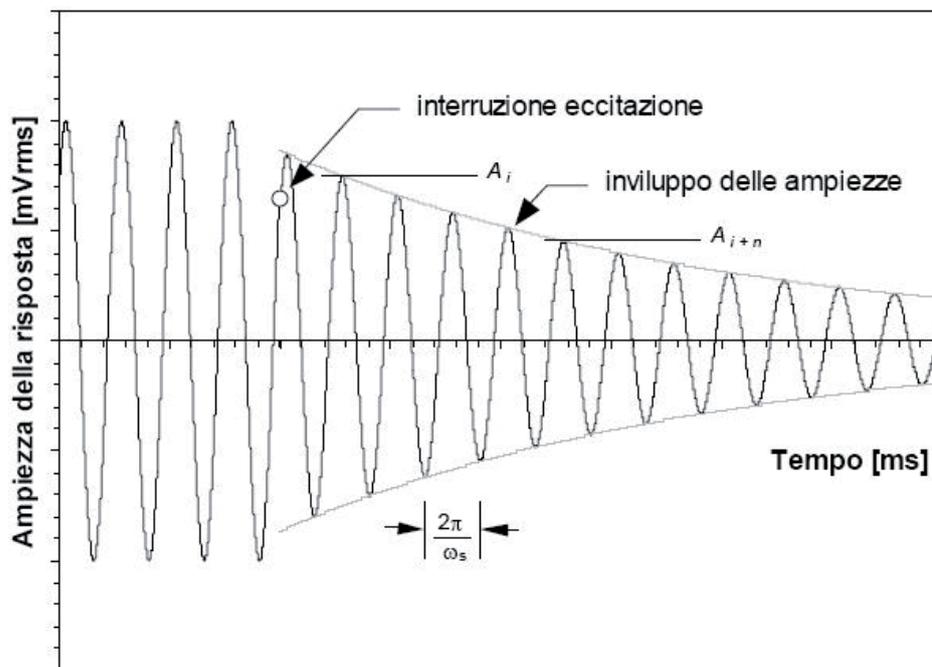


Fig. 3.23– Determinazione del rapporto di smorzamento con l'Amplitude decay method

Il rapporto di smorzamento quindi si determina applicando la formula:

$$\xi = \sqrt{\frac{\delta^2}{4\pi^2 + \delta^2}}$$

Procedura di prova

Le fasi sperimentali di prove di Colonna Risonante condotte in modalità standard sono:

- 1) preparazione dell'apparecchiatura e del provino;
- 2) montaggio del provino e degli strumenti;
- 3) saturazione del provino;
- 4) consolidazione del provino;
- 7) decadimento in modalità RC;
- 8) smontaggio della prova.

La procedura fino al punto 4) può essere eseguita allo stesso modo della prova TTC descritta al paragrafo precedente, si vede di seguito la procedura di decadimento in modalità RC di cui al punto 7).

7) *Decadimento in modalità RC.* La prova di decadimento in modalità RC, analogamente alla prova di decadimento in modalità TTC, viene effettuata a drenaggi chiusi dall'inizio alla fine. La prova di RC, che generalmente segue la prova di TTC se si opera con apparecchiatura RCTS, viene condotta in maniera continua senza interruzioni intermedie. Al fine di minimizzare l'effetto del numero di cicli sul comportamento dinamico del terreno, viene limitata al massimo la durata di applicazione della sollecitazione (al più ~30s a bassi livelli deformativi, mentre a livelli deformativi maggiori per durate minori). La prova di decadimento in modalità RC viene spinta fino alla massima potenza erogabile dall'attrezzatura, ovvero finché la deformazione tangenziale non è tale da far toccare i magneti permanenti alle bobine.

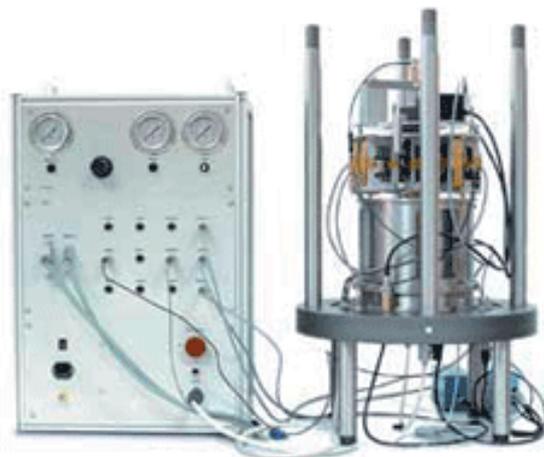


Fig. 3.17 – Sistema combinato di Colonna risonante e Taglio torsionale ciclico (Controls s.r.l.)

3.3.2.7. L'apparecchiatura RTCS

La complessità dell'apparecchiatura in dotazione al Laboratorio Geotecnico dell'Università di Firenze, come per la maggior parte della strumentazione geotecnica, è anche legata al fatto che le misure delle grandezze d'interesse viene fatta in maniera indiretta. L'apparecchiatura sperimentale in possesso del Dipartimento di Ingegneria Civile è la così detta RCTS (*Resonant Column-Torsional Shear*), ovvero un “sistema ibrido” che permette l'esecuzione di prove di taglio torsionale ciclico e di colonna risonante.

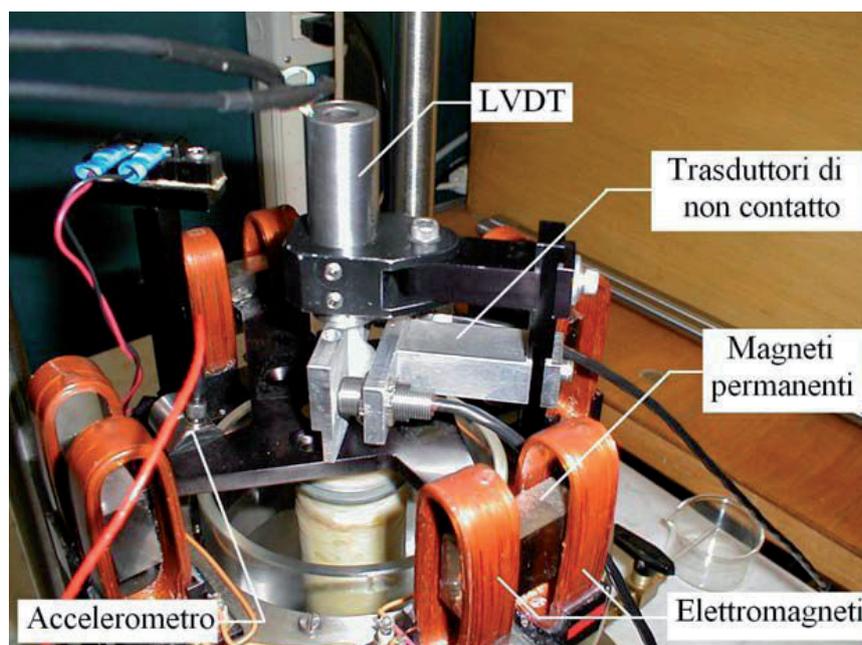


Fig. 3.24 – Particolare del motore torsionale dell'apparecchiatura RCTS in dotazione al laboratorio geotecnico dell'Università di Firenze

L'apparecchiatura di RCTS può essere mentalmente pensata come composta di tre parti fondamentali: il **sistema di eccitazione**; il **sistema elettromeccanico** ed il **sistema di registrazione**.

Limitandosi alla descrizione delle parti fondamentali costituenti l'apparecchiatura nel caso sia impiegata in modalità RC, per poi evidenziarne le differenze nel caso in cui sia utilizzata in modalità TTC, si ha:

Il sistema di eccitazione, direttamente collegato con uno dei canali dell'oscilloscopio, è costituito da: un generatore di funzioni (sinusoidali, rettangolari, triangolari, ecc.), che genera un segnale di prefissati valori di ampiezza e frequenza; un amplificatore di potenza per aumentare la potenza del segnale generato; un frequenzimetro che permette di misurare con precisione la frequenza del segnale di eccitazione; un interruttore specificamente predisposto per applicare o meno l'eccitazione al provino.

Il sistema elettromeccanico è essenzialmente composto dalla cella di pressione e dall'oscillatore torsionale. La cella di pressione a sua volta è composta da un piatto di base molto rigido a cui è rigidamente connesso un piedistallo di acciaio dove viene appoggiato il provino, da questo separato da una pietra porosa e da una piastra in ottone munita di spilli che penetrano dentro il provino, per un fissaggio più efficiente. Il provino è circondato da una membrana impermeabile fissata alla base e alla sommità da anelli elastici. Alla sommità del provino è disposta un'altra piastra munita di spilli e un'altra pietra porosa. Sulla piastra superiore poggia un cappellotto in alluminio (top cap), sul quale viene disposto l'oscillatore torsionale. Il piedistallo è attraversato da una via di drenaggio. Il piatto di base costituisce il fondo della cella di pressione ed è anch'esso attraversato da tubi muniti di rubinetto che collegano l'interno della cella con l'esterno. Sul piatto vengono fissati, oltre al piedistallo, una celletta piena d'acqua in cui si troverà immerso il provino e un supporto cilindrico rigido (cilindro portabobine), che ha lo scopo di sorreggere l'oscillatore torsionale. Sul piatto di base viene fissato in ultimo un robusto cilindro d'acciaio che racchiude al suo interno il provino, la celletta dell'acqua e il supporto cilindrico. Alla sommità viene quindi disposto un disco d'acciaio di chiusura della cella (piatto superiore) che viene rigidamente connesso al piatto di base con robusti supporti e dadi. Il tutto costituisce una camera chiusa isolata dall'esterno.

L'oscillatore torsionale è costituito da un anello d'acciaio fissato al cilindro portabobine, su cui si trovano quattro coppie di bobine e un dispositivo mobile a quattro bracci disposti a croce alle cui estremità sono fissati quattro magneti permanenti, ciascuno inserito in una coppia di bobine. L'insieme formato dalle bobine e dai magneti costituisce il motore elettrico in grado di applicare al provino, al passaggio della corrente nelle bobine, una coppia alternata.

Al centro del dispositivo a quattro bracci c'è un foro filettato in cui viene inserita l'asta del misuratore degli spostamenti verticali (*LVDT: Linear Variable Differential Transformer*); sono inoltre disposte delle viti di fissaggio in modo da connettere rigidamente i bracci dei magneti al top cap (e quindi al provino).

Il sistema di registrazione è composto da: un accelerometro connesso a uno dei bracci dell'oscillatore avente la funzione di misurare la risposta del provino (in termini di differenza di potenziale elettrico) e collegato a un canale dell'oscilloscopio; un amplificatore di carica per aumentare l'intensità della risposta; I componenti indispensabili per condurre prove TTC (con le medesime caratteristiche già descritte) sono il sistema di eccitazione; il sistema elettromeccanico ed il sistema di registrazione. Le differenze tra i componenti dell'apparecchiatura utilizzata per condurre prove di TTC e i componenti dell'apparecchiatura utilizzata in prove di RC sono:

- nel il sistema elettromeccanico: il misuratore degli spostamenti verticali in prove di TTC è utile soltanto in fase di consolidazione; si aggiungono due trasduttori di non contatto da montare sull'oscillatore torsionale;
- nel sistema di registrazione: in prove di TTC è necessario un acquisitore capace di acquisire tre segnali sincronizzati (uno proveniente dal generatore, costituito dall'onda forzante generata, e gli altri due provenienti dai trasduttori di non contatto), mentre non risultano più necessari l'accelerometro, l'amplificatore di carica, l'oscilloscopio, il voltmetro.

Di seguito si mostra uno schema che riassume le principali prove utilizzate per la determinazione dei parametri dinamici in sito e in laboratorio. A ciascuna prova è associato un determinato campo di deformazione e frequenza, i parametri di rigidezza, smorzamento e resistenza.

Categorie di prova		Tipo di prova	Stato tensionale	Deformazione γ [%]	Frequenza f [Hz]	Rigidezza	Smorzamento	Resistenza	
								G	F
In situ	Penetrom.	SPT				$N \rightarrow V_s \rightarrow G_0$		ϕ'	
		CPT				$q_c \rightarrow V_s \rightarrow G_0$		ϕ'	c_u
	Geofisiche	Down-Hole	Litostatico	$<10^{-3}$	10-100	$V_s \rightarrow G_0$	-		
		Cross-Hole				$V_s \rightarrow G_0$	possibile		
		SASW				$V_R \rightarrow V_s \rightarrow G_0$	-		
Laboratorio	Cicliche	Triassiale	Simmetria radiale	$>10^{-2}$	0.01-1	$q: \varepsilon_a \rightarrow E \rightarrow G$	$W_p/W_s \rightarrow D$	$q/\sigma'_r : N_c$	
		Taglio semplice	Simmetria radiale	$>10^{-2}$	0.01-1	$\tau: \gamma \rightarrow G$		$\tau/\sigma'_v : N_c$	
		Taglio torsionale o triax vero	Simmetria radiale o triax vero	$10^{-4}-1$	0.01-1	$\tau: \gamma \rightarrow G_0, G$			
	Dinamiche	Colonna risonante	Simmetria radiale o triax vero	$10^{-4}-1$	>10	$f_r \rightarrow G_0, G$	H.p., R.f. $\rightarrow D$		
		Trasduttori piezoceramici	Simmetria radiale	$<10^{-3}$	>100	$V_s \rightarrow G_0$	-		

Tab. 4 – Schema riassuntivo delle prove in situ e in laboratorio correlato ai relativi parametri dinamici di riferimento

3.3.2.8. Il modello geotecnico del terreno

Le nuove Norme Tecniche per la Costruzioni, definiscono il modello geotecnico del terreno nel modo seguente: “*Schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce, comprese nel volume significativo*”. È importante determinare quale sia il **volume significativo** a cui si deve riferire la modellazione geotecnica, che sempre citando le NTC08, si viene definito come la “*Parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione dell’opera e che influenza l’opera stessa*”. Nel contesto di un’analisi di risposta sismica locale, il modello geotecnico costituisce parte dell’input da inserire in ingresso al modello di analisi della risposta di sito. Essendo però oggetto dello studio, non una struttura ma la risposta del deposito alla sollecitazione sismica, il volume di significativo a cui ci si deve riferire va ben al di là delle dimensioni a cui asserisce la definizione sopra riportata. Infatti, il volume significativo da considerare si estende dalla base del deposito (tetto del bedrock) sino in superficie, coinvolgendo talora notevoli volumi di sottosuolo. Proprio nel nostro caso di studio, situato in un deposito alluvianale di pianura, la definizione del modello geotecnico si deve estendere ben al di sotto della quota raggiunta con indagini in situ e dovrà quindi, utilizzando le informazioni disponibili nella letteratura, fare una stima dell’andamento della V_s30 , con o senza l’ausilio di misurazioni indirette.

3.4. Modellazione e analisi numerica per la valutazione della risposta sismica locale

Lo sviluppo di tecniche di modellazione per l'analisi di risposta sismica locale nel corso degli ultimi anni, ha portato a disporre oggi di una vasta gamma di applicazioni numeriche per la valutazione del comportamento di un deposito sottoposto ad azione sismica. Ciascun'applicazione, basata su modelli fisici consolidati e costantemente implementati per migliorarne l'affidabilità, considera solo alcuni dei parametri che contribuiscono a determinare la risposta sismica del sito. Per questo motivo ogni modello, identificato dalle proprie caratteristiche operative in ragione dei parametri d'ingresso considerati, non può essere utilizzato in tutte le situazioni possibili ma deve essere scelto in base alla complessità richiesta dalla situazione reale cui deve essere applicato. Così, per rappresentare una situazione relativamente semplice in termini di geometria del deposito, effetti di bordo, amplificazione topografica, eterogeneità del deposito ecc., un modello eccessivamente complesso e "pretenzioso" riguardo il recepimento dei dati necessari, può non essere il modello migliore da utilizzare.

Questi modelli possono essere raggruppati in varie categorie, in base a:

- dimensionalità con cui rappresentano la situazione reale
 - **Modelli Monodimensionali (1D)**
 - **Modelli Bidimensionali (2D)**
 - **Modelli Tridimensionali (3D)**
- tipo di soluzione proposta
 - **Modelli analitici**
 - **Modelli numerici**
- schema matematico adottato
 - **Metodi della trave a taglio continua**
 - **Metodi della trave a taglio discretizzata**
- modello fisico di comportamento del terreno utilizzato
 - **Modelli lineari**
 - **Modelli lineari equivalenti**
 - **Modelli non lineari**
 - **Modelli elasto-plastici**

Tutti questi modelli, come pure quelli utilizzati e confrontati nell'analisi di RSL proposta in seguito, possono essere utilizzati in condizioni **free-field**: ovvero senza considerare l'interazione con eventuali strutture. Essi possono però essere implementati per la **verifica dell'interazione terreno-struttura**. Questi ultimi modelli non saranno considerati nella presente trattazione, poiché il loro ambito di applicazione esula dagli obiettivi di studio proposti.

L'input del modello, di qualsiasi tipo esso sia, consiste semplicisticamente nell'introduzione di due categorie di dati:

- Caratteristiche geotecniche e geometriche del deposito
- Moto sismico di riferimento

Com'è già stato detto in precedenza, il moto sismico da introdurre in ingresso al modello prescelto deve riferirsi alla stessa formazione di base del deposito reale (bedrock) ma in affioramento (outcropping).

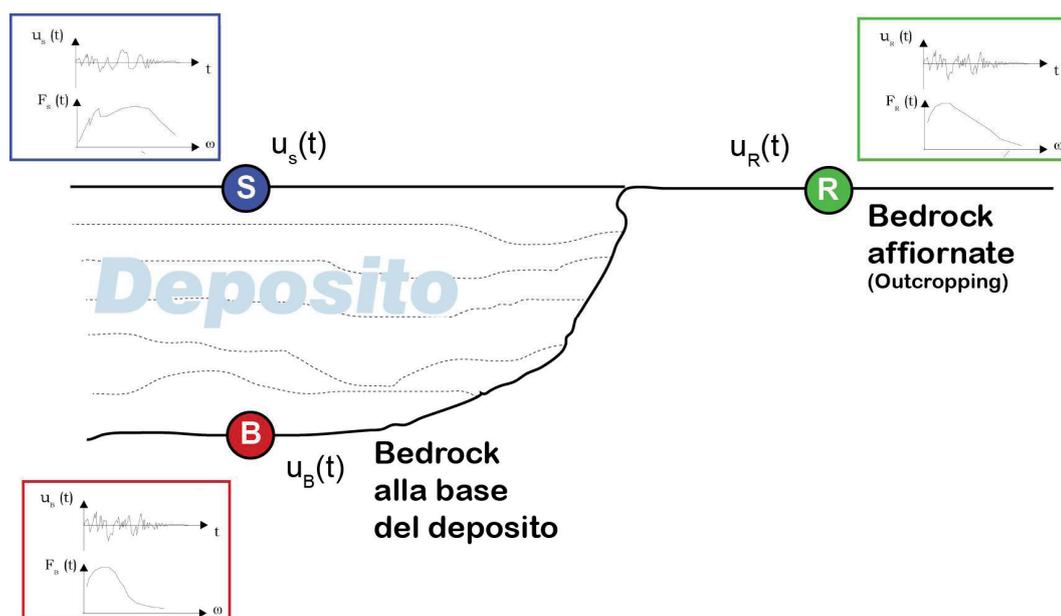


Fig. 3.25 – Schema di riferimento adottato per l'analisi di risposta sismica locale

Quello che segue, una volta definiti parametri di input, e resa nota la situazione reale cui ci si vuole dedicare, è la scelta del tipo di modello da applicare. Il tipo di modello da scegliere, tra i tanti disponibili oggi in letteratura, deve essere adeguato alla dimensionalità del caso in esame (dimensione di manufatto o di centro abitato). A questo punto resta da valutare verso quale livello di dettaglio si desidera orientare il proprio studio e di conseguenza con quale complessità, in termini di costo

computazionale e di volume di parametri disponibili, affrontare il problema di analisi. Il caso esaminato nella parte seconda del presente lavoro si presta bene ad essere rappresentato con analisi di tipo monodimensionali in quanto risponde in toto ai requisiti di applicabilità consigliati ossia:

1. Bedrock orizzontale ed indefinitamente esteso (ipotesi geometrica)
2. Il deposito sia omogeneo e al più stratificato orizzontalmente
3. La sollecitazione sismica sia costituita da sole onde di taglio polarizzate sul piano orizzontale (SH) incidenti il bedrock con direzione di propagazione verticale.

3.4.1. Analisi Monodimensionale

I modelli monodimensionali (1-D) descritti in seguito e che saranno utilizzati nell'analisi di risposta sismica locale, rappresentano la categoria di modelli maggiormente utilizzati per questo genere di studio. Il punto di forza cui devono la loro popolarità deriva da una serie d'ipotesi semplificative introdotte rispetto a:

- caratterizzazione geometrica e meccanica del deposito;
- leggi di propagazione delle onde sismiche;
- comportamento dei terreni.

Le ipotesi semplificative assunte sul deposito sono appunto quelle definite al termine del paragrafo precedente. Le ipotesi geometriche che si riferiscono ovviamente a condizioni ideali, possono trovare un certo riscontro nella realtà nel caso di depositi stratificati pressoché orizzontalmente con bedrock e superficie libera orizzontale ed estensione areale molto maggiore rispetto allo spessore del deposito stesso.

Le ipotesi sulla sollecitazione sismica e le sue modalità di propagazione all'interno del sono giustificate dal fatto che: in primo luogo la direzione di propagazione si "raddrizza" a seguito delle continue riflessioni dovute all'attraversamento di singoli strati secondo la legge di Snell. In secondo luogo le onde sismiche che destano maggiore preoccupazione ai fini della sicurezza sono appunto quelle orizzontali.

Il caso di studio della cassa di espansione delle Budrie rispetta queste ipotesi poiché la geometria del deposito, di tipo alluvionale, risulta stratificata, con andamento dei contatti prevalentemente orizzontale e senza apprezzabili effetti di bordo.

Tra i modelli monodimensionali si possono distinguere quattro categorie in base al tipo di comportamento meccanico adottato per il terreno:

- modelli lineari
- modelli lineari equivalenti
- modelli non lineari
- modelli elasto-plastici

Nella presente dissertazione non si entrerà nel merito dei modelli più complessi cercando di dare un quadro il più possibile completo ed esaustivo delle tecniche di analisi di risposta sismica locale mediante modelli monodimensionali lineari o lineari equivalenti, accennando soltanto brevemente alle caratteristiche principali di quelli non lineari.

La valutazione della risposta del sistema (discreto e a un solo grado di libertà), nei modelli lineari avviene mediante la cosiddetta **funzione di trasferimento**. Questa è una funzione complessa $F(\omega)$ nel dominio delle frequenze e caratteristica della geometria e delle caratteristiche meccaniche del deposito la quale, moltiplicata per la trasformata di Fourier $F_B(\omega)$ dell'input sismico alla base del deposito $u_B(t)$ fornisce la trasformata di Fourier $F_S(\omega)$ del moto sismico in superficie $u_S(T)$. L'applicazione della **trasformata di Fourier**² sfrutta il principio di sovrapposizione degli effetti, valido solo nel dominio di comportamento lineare e si può sintetizzare dalla relazione:

$$F_S(\omega) = F(\omega) \cdot F_B(\omega)$$

da cui

$$F(\omega) = \frac{F_S(\omega)}{F_B(\omega)} = \frac{|F_S(\omega)| \cdot e^{j\varphi_S(\omega)}}{|F_B(\omega)| \cdot e^{j\varphi_B(\omega)}} = |F(\omega)| \cdot e^{j[\varphi_S(\omega) - \varphi_B(\omega)]}$$

Da cui si deduce che la funzione di trasferimento può essere definita, come rapporto tra la trasformata di Fourier del moto sismico in superficie al deposito e la trasformata del moto su roccia alla base. L'ampiezza, o modulo, della funzione di

² La trasformata di Fourier rappresenta lo strumento di analisi di funzioni non periodiche attraverso il proprio spettro delle frequenze, delle ampiezze o delle fasi (nel nostro caso ci interessa maggiormente lo spettro nel dominio delle frequenze).

Si definisce trasformata di Fourier di f la funzione $\hat{f}: \mathbb{R} \rightarrow \mathbb{C}$ assegnata dalla formula:

$$\hat{f}(v) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) e^{-i2\pi vx} dx$$

trasferimento è pari al rapporto tra le ampiezze degli spettri di Fourier rispettivamente in superficie e alla base (chiamata **funzione di amplificazione**) e la fase ottenuta dalla differenza tra le fasi.

L'informazione che fornisce la funzione di trasferimento è quella di individuare quali sono le componenti del moto sismico che vengono modificate, amplificate o smorzate, durante il tragitto di attraversamento del deposito. Il deposito agisce quindi sul moto sismico di input come un "filtro" che concentra la sua azione amplificante o smorzante su determinati campi di frequenza, con un valore massimo corrispondente alla frequenza caratteristica del deposito.

La funzione di trasferimento quindi è indipendente dall'input sismico prescelto ma si riferisce solamente al sito e alle proprietà dei terreni che costituiscono il deposito. Contestualmente, dalla sola funzione di trasferimento, senza aver definito un moto di input sismico, non possono essere definiti i picchi di ampiezza massima raggiunti in superficie poiché non è detto che in corrispondenza dei picchi massimi della funzione di trasferimento si abbia un picco massimo dell'input sismico e quindi anche dell'output in superficie.

In definitiva il nodo centrale per un'analisi monodimensionale in campo lineare è la funzione di trasferimento che rappresenta, mediante i propri coefficienti, le condizioni meccaniche e geometriche del sito, comunicando un'informazione per lo più qualitativa sui campi di frequenza in cui è lecito aspettarsi una modificazione dell'input sismico proveniente dalla base del deposito.

3.4.2. Strato di terreno omogeneo viscoelastico su substrato infinitamente rigido

La teoria della dinamica dei sistemi discreti è applicata, nei modelli utilizzati, per descrivere la propagazione monodimensionale delle vibrazioni in un mezzo infinitamente esteso, soggetto a una eccitazione armonica. Gli schemi ideali utilizzati possono essere diversi a seconda che si consideri il materiale costituente il deposito avente un comportamento meccanico completamente elastico o viscoelastico o anche che si consideri la base del deposito infinitamente rigida o deformabile. La teoria applicata a un singolo strato viene poi estesa a sistemi multistrato come ad esempio nei modelli a strati continui di cui si parlerà nell'espone il funzionamento del software EERA (modello lineare equivalente multistrato con codice SHAKE).

Brevemente si vuole ora introdurre l'impostazione analitica relativa ad un singolo strato di terreno omogeneo e viscoelastico su substrato infinitamente rigido (Fig 3.26).

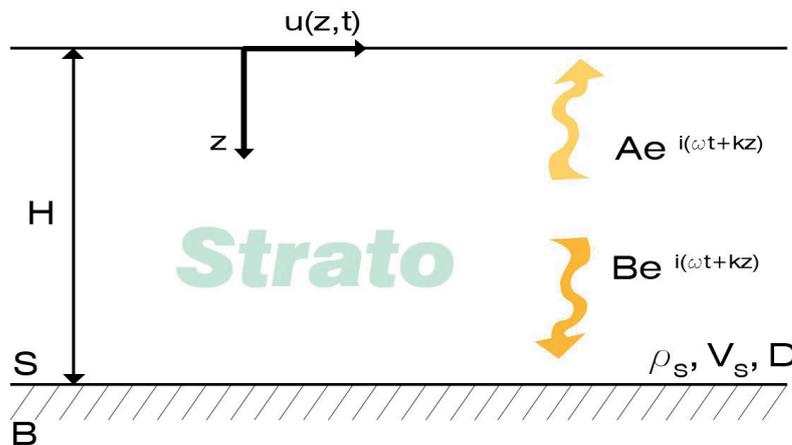


Fig. 3.26
Strato di terreno
omogeneo viscoelastico
su substrato
infinitamente rigido

Introducendo l'ipotesi di non linearità del comportamento del terreno e conservando l'ipotesi di rigidità del bedrock, per modellare l'attenuazione dell'ampiezza delle onde sismiche e quindi la riduzione dell'energia elastica da esse trasportata (convertita in calore) dovuto allo smorzamento interno del materiale, si adotta il modello viscoelastico lineare di Kelvin-Voigt:

$$\tau = G \cdot \gamma + \eta \cdot \frac{\partial \gamma}{\partial t}$$

in cui la resistenza a taglio τ è esprimibile come somma di una componente elastica e di una componente viscosa.

La componente elastica è proporzionale alla deformazione angolare di taglio corrispondente γ secondo una costante, rappresentata dal modulo di taglio G e fisicamente rappresentata nel modello da una molla; la componente viscosa è rappresentata da uno smorzatore, proporzionale alla velocità di deformazione, secondo un coefficiente η , che rappresenta la viscosità del materiale, legato al rapporto di smorzamento dalla relazione:

$$D = \frac{\eta \omega}{2G}$$

L'equazione del moto ottenuta in questo caso risulta:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^2 u}{\partial z^2 \partial t}$$

e la soluzione è del tipo:

$$u(z,t) = A \cdot e^{i(\omega t + k^* z)} + B \cdot e^{i(\omega t - k^* z)}$$

dove A e B, sono al solito le ampiezze delle onde che si propagano rispettivamente verso l'alto e verso il basso, legate alle condizioni al contorno, k_s^* ($= k_1 + ik_2$) è il numero d'onda complesso del terreno, legato, per piccoli valori del rapporto di smorzamento D, a quello precedentemente definito, dalla relazione:

$$k_s^* = k_s(1 - iD)$$

Applicando le condizioni al contorno, già ipotizzate nel caso precedente, si ottiene (A=B):

$$u(z,t) = A \cdot e^{k_2 z} \cdot e^{i(\omega t - k_1 z)}$$

che mostra come l'ampiezza del moto si riduce (essendo k_2 negativo) esponenzialmente con la profondità z, a causa della dissipazione interna del materiale.

La funzione di trasferimento, in questo caso, risulta, per piccoli valori del rapporto di smorzamento D:

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos[k_s(1-iD)H]} = \frac{1}{\cos\left[\frac{\omega H}{V_{s_s}} \cdot (1-iD)H\right]}$$

e la funzione di amplificazione:

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(k_s \cdot H) + (D \cdot k_s \cdot H)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos\left(\frac{\omega H}{V_{s_s}}\right) + \left(D \cdot \frac{\omega \cdot H}{V_{s_s}}\right)^2}}$$

da cui si può vedere (Fig. 3.27) come il rapporto tra lo spostamento in superficie e alla base del deposito, su roccia (affiorante data l'ipotesi di substrato infinitamente rigido), è funzione della frequenza di eccitazione ω , delle caratteristiche geometriche e meccaniche del terreno, e non raggiunge mai (per valori di $D > 0$) valori infiniti come nel caso precedente (essendo il denominatore sempre maggiore di 0), bensì massimi relativi per valori del fattore di frequenza $kH \approx \pi/2 + n\pi$.

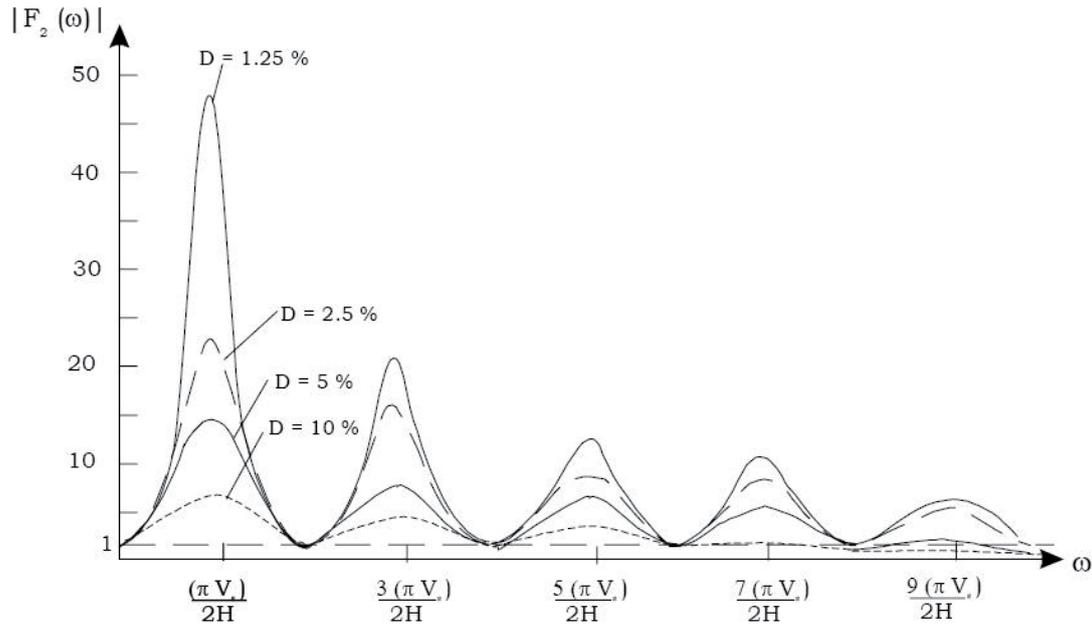


Fig. 3.27 – Frequenze naturali del deposito

Le frequenze corrispondenti ai massimi relativi della funzione di amplificazione rappresentano le **frequenze naturali del deposito** e risultano, all'incirca:

$$\omega_n \approx \frac{V_{S_s}}{H} \cdot \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right) \text{ con } n = 0, 1, 2, 3, \dots$$

e i valori di picco, a parità di D , decrescono all'aumentare della frequenza naturale considerata, per cui il picco massimo corrisponde alla frequenza naturale più bassa ($n = 0$), detta anche **frequenza fondamentale** del deposito:

$$\omega_0 = \frac{\pi \cdot V_{S_s}}{2H}$$

mentre il periodo corrispondente alla frequenza fondamentale è detto **periodo caratteristico** del sito:

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{4H}{V_{S_s}}$$

ed entrambi forniscono informazioni importanti sulla frequenza, o il periodo, in corrispondenza del quale è attesa la massima amplificazione dello strato di terreno, che risulta:

$$F_2(\omega)_{max} = \frac{2}{\pi D}$$

La massima amplificazione dipende solo dal rapporto di smorzamento, all'aumentare del quale diminuisce, mentre la frequenza (o il periodo) fondamentale dello strato dipendono solo dalle sue caratteristiche geometriche (spessore) e dalle proprietà meccaniche (velocità delle onde S).

Come si può notare osservando la figura 3.27, la funzione di amplificazione subisce un decremento man mano che ci si sposta nel campo delle alte frequenze. Ciò è dovuto alla non linearità del comportamento del terreno espressa dal modello di Kelvin-Voigt. In alcuni casi, per valori bassi ($D < 10\%$) del rapporto di smorzamento nel campo delle alte frequenze, si possono avere valori della funzione di amplificazione $|F_2(\omega)|$ inferiori all'unità, il ciò comporta una situazione di smorzamento dell'onda sismica incidente per quello strato invece che una amplificazione.

3.4.3. I modelli e le applicazioni utilizzate

Per valutare esaustivamente la risposta del sito è necessario avvalersi di strumenti che implementino al loro interno, modelli di analisi dinamica, prendendo in ingresso il modello geotecnico del terreno corredato dai parametri di rigidità e smorzamento, e il moto sismico di riferimento per il particolare sito di studio. Tutti i software per l'analisi di risposta sismica che si sono utilizzati in questo lavoro sfruttano il codice di calcolo SHAKE a cui è dedicato il paragrafo successivo.

3.4.3.1. Modelli lineari equivalenti, il codice SHAKE

Un'evoluzione protesa verso la valutazione della non linearità del comportamento del terreno rispetto ai modelli lineari, è rappresentata dai **modelli lineari equivalenti** che introducono legami costitutivi più complessi ma anche più adeguati alla natura di certi tipi di terreni e al livello di eccitazione sismica considerata. Tali modelli richiedono una maggiore quantità di dati di input (come anche prove dinamiche di laboratorio) e un maggiore impegno computazionale dovuto alla maggiore complessità dei codici utilizzati. Il modello lineare equivalente approssima il comportamento non lineare del terreno con una successione di di analisi lineari che portano i parametri caratteristici del terreno (G e D) a convergere ad un valore

compatibile con un livello di deformazione media, secondo le leggi di variazione del modulo di taglio G , e del rapporto di smorzamento D , con la deformazione di taglio γ , assegnate. Quindi i modelli lineari equivalenti richiedono, rispetto ai modelli lineari per descrivere il comportamento del terreno, oltre al valore del modulo di taglio iniziale G_0 e del rapporto di smorzamento D_0 , anche le corrispondenti leggi di variazione normalizzate ovvero: $G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)/D_0$.

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) e quindi per deformazioni inferiori alla soglia volumetrica (in genere non superiori a 10^{-3}). Per indagare altri livelli deformativi è necessario utilizzare modelli non lineari.

Come si è visto nei capitoli precedenti, l'analisi monodimensionale della risposta sismica locale di un sottosuolo stratificato è effettuabile con modelli numerici a strati continui o a parametri concentrati (Fig. 3.28).

I **modelli continui** schematizzano la colonna di terreno come un mezzo stratificato continuo, dove ogni strato viene considerato omogeneo con legame costitutivo viscoelastico lineare e i parametri necessari a caratterizzare ogni strato i -esimo sono : lo spessore H_i , la densità ρ_i , il modulo di taglio G_i (o in alternativa V_{Si}) e il rapporto di smorzamento D_i .

I **modelli discreti** invece schematizzano gli strati come una serie di masse concentrate in corrispondenza della superficie di separazione tra gli strati e collegate tra loro da molle e smorzatori viscosi che simulano la legge, in genere non lineare, di comportamento sforzi-deformazione assegnata al materiale. I parametri necessari a caratterizzare ogni strato i -esimo sono : lo spessore H_i , la massa m_i , la rigidezza della molla k_i (legata al modulo di taglio dalla relazione $k_i=G_i/H_i$) e il coefficiente di smorzamento dello smorzatore c_i .

Uno tra i più diffusi e utilizzati modelli lineari equivalenti, è il codice **SHAKE** elaborato da Schnabel et al. Presso l'Università di Berkeley nel 1972. Le ipotesi fondamentali su cui si basa questo codice sono:

- propagazione onde sismiche di taglio in direzione in direzione verticale,
- deposito stratificato orizzontalmente,
- substrato orizzontale deformabile.

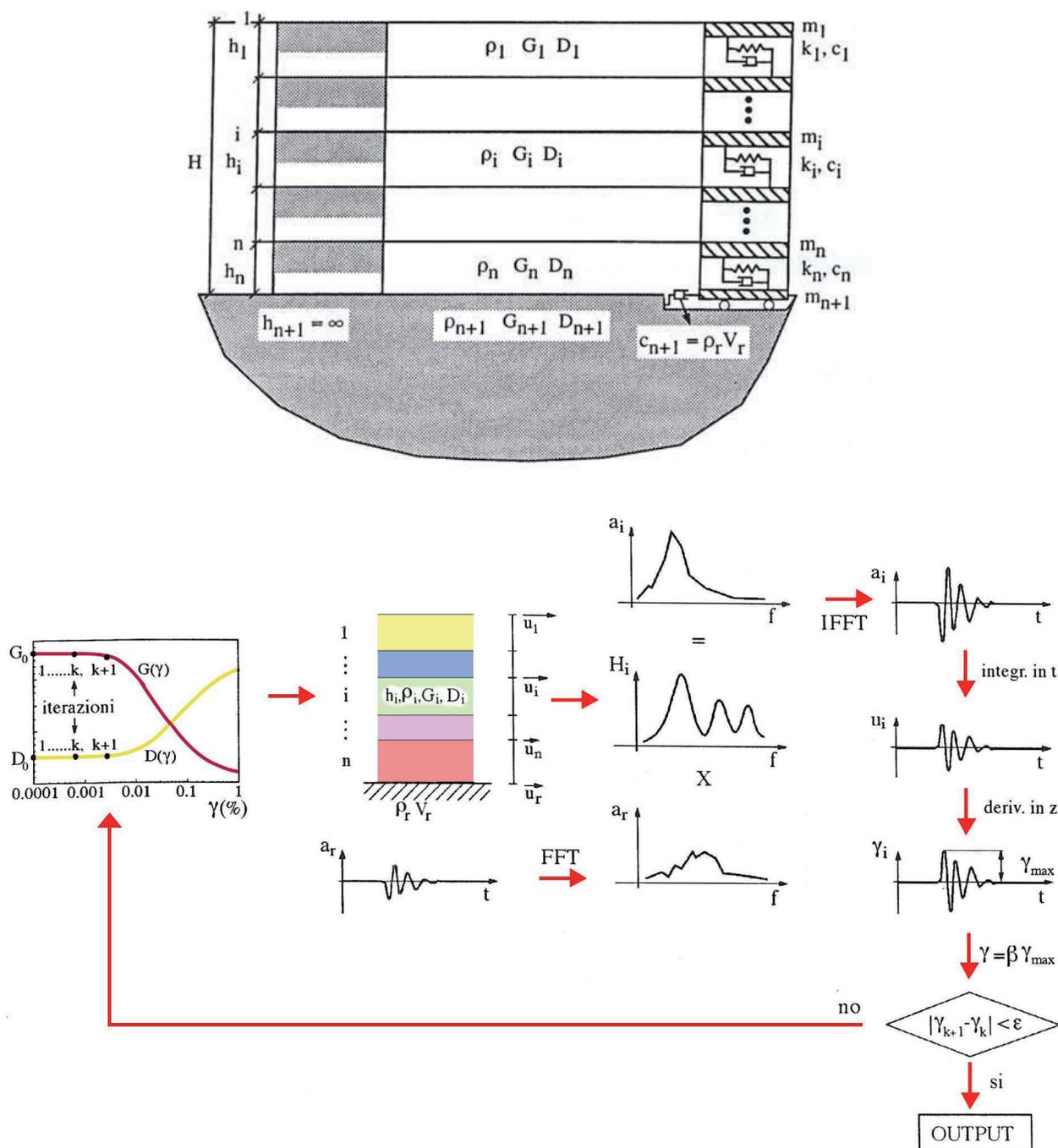


Fig. 3.28- Modelli monodimensionali a strati continui ed a parametri concentrati per l'analisi dinamica di un sottosuolo stratificato (rielaborato da Lanzo & Silvestri, 1999).

Per tenere conto delle eterogeneità del deposito è adottato un modello continuo in cui gli strati sono composti da materiale omogeneo e isotropo con comportamento viscoelastico lineare descritto dal modello di Kelvin-Voigt.

I parametri che caratterizzano lo strato i -esimo sono lo spessore h_i , la densità ρ_i , il modulo di taglio G_i ($=\rho_i V_{si}^2$) ed il fattore di smorzamento D_i , legato al coefficiente di viscosità η_i del mezzo continuo dalla relazione:

$$D_i = \frac{\eta_i \omega}{2G_i} \quad (1.1)$$

La previsione del moto dell'intero sistema si ottiene a partire dall'equazione differenziale di equilibrio dinamico che governa il fenomeno della propagazione delle onde in ciascuno strato omogeneo:

$$\rho_i \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} = G_i \cdot \frac{\partial^2 u_i}{\partial z^2} + \eta_i \frac{\partial^2 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1.2)$$

Per sollecitazione armonica di frequenza ω la risposta $u_i(z,t)$ può scriversi:

$$u_i(z,t) = p_i(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (1.3)$$

dove $p_i(z)$ è una funzione di forma. La (1.3), sostituita nell'equazione (1.2) fornisce la forma ordinaria in campo complesso:

$$(G_i + j\omega\eta_i) \frac{\partial^2 p_i}{\partial z^2} + \rho_i \omega^2 p_i = 0 \quad (1.4)$$

Introducendo il modulo complesso G_i^* e il numero d'onda k_i^* :

$$G_i^* = G_i + j\omega\eta_i = G_i(1 + 2jD_i) \quad (1.5)$$

$$k_i^* = \frac{1}{\sqrt{\frac{G_i^*}{\rho_i}}} = \frac{2\pi f}{V_{S_i}^*} = \frac{2\pi}{\lambda_i^*} \quad (1.6)$$

si verifica facilmente che la (1.4) ha per soluzione:

$$p_i(z) = A \cdot e^{jk_i^* z} + B \cdot e^{-jk_i^* z} \quad (1.7)$$

Per la (1.3) lo spostamento di un generico punto $u_i(z,t)$ si può in definitiva scrivere:

$$u_i(z, t) = A \cdot e^{j(\omega t + k_i^* z)} + B \cdot e^{-j(\omega t - k_i^* z)} \quad (1.8)$$

in cui A_i e B_i sono le ampiezze delle onde propagantisi verso l'alto e verso il basso. Fissando un sistema di coordinate locali ($0 \leq z \leq h_i$) per ciascuno strato, dalla (1.8) si possono esprimere sia gli spostamenti [$u_i(0, t)$, $u_i(h_i, t)$] che le tensioni tangenziali [$\tau_i(0, t)$, $\tau_i(h_i, t)$] in corrispondenza delle interfacce, in quanto:

$$\tau_i(z_i, t) = (G_i + j\omega\eta_i) \frac{\partial^2 u_i}{\partial z_i^2} = jk_i^* G_i^* \left(A_i \cdot e^{jk_i^* z} + B_i \cdot e^{-jk_i^* z} \right) e^{j\omega t} \quad (1.9)$$

Imponendo le condizioni di continuità di u e τ tra strato e strato, per ogni istante t :

$$\begin{aligned} u_i(h_i) &= u_{i+1}(0) \\ \tau_i(h_i) &= \tau_{i+1}(0) \end{aligned} \quad (1.10)$$

si ottengono le relazioni:

$$\begin{aligned} A_i \cdot e^{jk_i^* h_i} + B_i \cdot e^{-jk_i^* h_i} &= A_{i+1} + B_{i+1} \\ k_i^* G_i^* \left(A_i \cdot e^{-jk_i^* h_i} - B_i \cdot e^{-jk_i^* h_i} \right) &= k_{i+1}^* G_{i+1}^* (A_{i+1} - B_{i+1}) \end{aligned} \quad (1.11)$$

Introducendo in queste ultime il rapporto μ_i tra le impedenze complesse (indipendente da ω):

$$\mu_i = \frac{k_i^* G_i^*}{k_{i+1}^* G_{i+1}^*} \equiv \sqrt{\frac{\rho_i G_i^*}{\rho_{i+1} G_{i+1}^*}} \quad (1.12)$$

possono scriversi delle formule di ricorrenza per le ampiezze A_{i+1} , B_{i+1} rispetto alle A_i , B_i :

$$\begin{aligned} A_{i+1} &= \frac{1}{2} \left[A_i (1 + \mu_i) e^{-jk_i^* h_i} + B_i (1 - \mu_i) e^{-jk_i^* h_i} \right] \\ B_{i+1} &= \frac{1}{2} \left[A_i (1 - \mu_i) e^{-jk_i^* h_i} + B_i (1 + \mu_i) e^{-jk_i^* h_i} \right] \end{aligned} \quad (1.13)$$

Imponendo la condizione di superficie libera $\tau_1(0)=0$, dalla (1.9) risulta $A_1 = B_1$ (onda incidente e riflessa di pari ampiezza). Applicando iterativamente le formule di ricorrenza (1.13) per tutti gli strati ($i=1\dots n$), si ottengono infine le funzioni di trasferimento $a_i(\omega)$, $b_i(\omega)$ delle componenti ascendente e discendente, dalla superficie allo strato i -esimo:

$$\begin{aligned} A_i &= a_i(\omega)A_1 \\ B_i &= b_i(\omega)B_1 \equiv b_i(\omega)A_1 \end{aligned} \quad (1.14)$$

Queste espressioni, introdotte nella (1.8), permettono di esprimere la funzione spostamento $u(z,t)$. La funzione di trasferimento $H_{ik}(\omega)$, che esprime il rapporto tra le ampiezze di spostamento tra due qualsiasi livelli i e k , è data da:

$$H_{ik}(\omega) = \frac{|u_k|}{|u_i|} = \frac{A_k + B_k}{A_i + B_i} = \frac{a_k(\omega) + b_k(\omega)}{a_i(\omega) + b_i(\omega)} \quad (1.15)$$

Trattandosi di funzioni armoniche, risulta $|\ddot{u}| = \omega|\dot{u}| = \omega^2|u|$, con il che la (1.15) esprime anche la funzione di trasferimento di velocità e accelerazioni tra strato e strato. Per $k=1$, $i=n$, la (1.15) fornisce, al variare di ω , la funzione di amplificazione del moto tra il substrato roccioso (bedrock) e la superficie libera di un profilo di sottosuolo suddiviso in strati omogenei. L'applicazione delle (1.15) nel dominio delle frequenze permette di operare la convoluzione di un sismogramma da un punto all'altro del profilo, utilizzando algoritmi che effettuano molto rapidamente trasformate di Fourier dirette (Fast Fourier Transform, FFT) e inverse (IFFT).

Per esempio, se $a_r(t)$ è un dato accelerogramma al bedrock, per determinare numericamente il moto corrispondente in superficie $a_s(t)$, si può effettuare la serie di operazioni:

$$a_s(t) = IFFT \{a_s(\omega)\} = IFFT \{H_{rs}(\omega) \cdot a_r(\omega)\} = IFFT \{H_{rs}(\omega) \cdot FFT[a_r(t)]\} \quad (1.16)$$

dove H_{rs} è la funzione di trasferimento tra bedrock e superficie libera.

Il codice SHAKE, che utilizza l'analisi di Fourier secondo l'approccio descritto, implementa una procedura d'iterazione sui parametri per tener conto del comportamento non lineare del terreno, sinteticamente rappresentata in Figura 3.22.

Ogni iterazione (ciclo k) consiste nel calcolo del moto dell'intero sistema mediante le funzioni di trasferimento complesse $H_{ij}(f)$ calcolate con la (1.15); nell'iterazione successiva (ciclo $k+1$), i parametri di rigidità e smorzamento di ogni strato vengono aggiornati in relazione ad un valore caratteristico γ mediamente rappresentativo della storia irregolare di deformazione dello strato stesso, espresso come aliquota del valore massimo di $\gamma(t)$ (in genere tra 0.6 e 0.7, tipicamente 0.67). Il numero di step k va iterato fino a che non risulta $|\gamma_{k+1}-\gamma_k| < \varepsilon$ in ogni strato, essendo ε una prefissata tolleranza.

L'accuratezza della soluzione ottenuta è proporzionale al numero di elementi (gradi di libertà) introdotti nella discretizzazione, la cui crescita condiziona però i tempi di calcolo. Una regola aurea per ottimizzare la discretizzazione è quella di prevedere almeno 3÷4 punti per descrivere la generica semilunghezza d'onda della vibrazione di un elemento di spessore h e velocità V_S .

Riassumendo il codice SHAKE richiede come dati di input:

- numero e spessore degli strati
- modulo di taglio massimo G_0 (o velocità delle onde di taglio V_S) e rapporto di smorzamento minimo D_0 per ciascuno strato
- legge di variazione normalizzata del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento con la deformazione di taglio
- profondità del bedrock e proprietà elastiche (velocità delle onde S)
- accelerogramma di riferimento digitalizzato

e fornisce come risultati di output:

- la storia temporale delle accelerazioni (velocità o spostamento), delle tensioni e delle deformazioni di taglio per ciascuno strato (in corrispondenza della superficie superiore o a metà dello strato) e per il bedrock
- lo spettro di Fourier e di risposta in termini di accelerazioni o velocità per ciascuno strato e per il bedrock
- l'andamento con la profondità dei valori massimi dell'accelerazione (o spostamento o velocità), della tensione e della deformazione di taglio;
- la funzione di trasferimento del deposito.

I vantaggi nell'uso di Shake risiedono nei seguenti fattori:

- la semplicità concettuale del modello utilizzato, che rende il codice di calcolo facilmente applicabile in numerose situazioni anche complesse;
- il numero limitato di dati che esso richiede;
- la grande quantità di risultati in uscita che propone, nel dominio del tempo e delle frequenze;
- l'elevato numero di ricerche effettuate che hanno notevolmente incrementato l'affidabilità e ben delimitato il campo di validità di tale programma.

I limiti principali risiedono invece:

- nel modello costitutivo di comportamento adottato per il terreno, che non sempre risulta applicabile con risultati affidabili soprattutto in quelle situazioni (terremoti di elevata magnitudo) e per quei terreni (soffici) in cui l'effetto della non linearità diventa predominante sul comportamento del terreno e sulla risposta sismica locale (e le amplificazioni che si registrano sperimentalmente sono decisamente inferiori rispetto a quelle stimate col modello);
- nel fatto che l'analisi viene condotta in termini di tensioni totali e non consente di controllare gli eventuali incrementi della pressione interstiziale e tutti quei fenomeni ad essa connessi (liquefazione).

3.4.3.2. I software EERA , DEEPSOIL v4.0, STRATA

Le applicazioni software presenti oggi sul mercato forniscono una vasta gamma di strumenti per l'analisi di risposta sismica locale, orientata alla facilitazione e automatizzazione dei procedimenti di calcolo che in molti casi non possono essere svolti in altro modo che mediante l'ausilio di calcolatore. Questo perché per analizzare, anche in campo lineare, un sistema multistrato, è necessario svolgere operazioni iterative di calcolo e gestire una mole non indifferente di parametri.

Seguendo i consigli del Dott. Ing. Gianluca Gottardi, correlatore della presente tesi di laurea, ho selezionato alcuni software per eseguire l'analisi di risposta sismica locale in modalità monodimensionale. I modelli scelti per il caso in analisi sono essenzialmente:

EERA (Equivalent-linear Earthquake Response Analysis) sviluppato dal Department of Civil Engineering dell'University of Southern California e basato su un modello lineare equivalente a strati continui sul codice SHAKE (Schnabel et

al., 1972). È implementato all'interno di un foglio di calcolo Excel e permette l'analisi monodimensionale della risposta sismica locale di un sottosuolo con modelli numerici a strati continui o a parametri concentrati. Il software è scaricabile gratuitamente dalla rete.

DEEPSOIL v4.0 ideato dal Department of Civil and Environmental Engineering University of Illinois at Urbana-Champaign, (Youssef M. A. Hashash). È un software stand-alone per l'analisi di risposta sismica locale monodimensionale con metodo lineare equivalente (1-D equivalent linear frequency domain analysis method) e non lineare (1-D non-linear time domain wave propagation analysis method). La versione 4.0 è stata rilasciata il 10 aprile 2011. La copia in uso è stata gentilmente concessa su richiesta del Dott. Ing. Gottardi a scopo di studio dalla stessa Università dell'Illinois.

STRATA software molto diffuso tra i professionisti per la facilità di utilizzo e la chiarezza dell'interfaccia di lavoro. Si basa anch'esso sul codice SHAKE computando la risposta dinamica unidimensionale del sito utilizzando l'approccio di analisi lineare equivalente. Sviluppato presso l'Earthquake Engineering Research Center (PEER) di Berkley, University of California.

3.5 Parametri di output

Un'analisi di risposta sismica locale può essere svolta con differente grado di dettaglio, sia nel reperimento dei parametri geotecnici del terreno sia nel processo di modellazione de sito in esame. La rappresentazione dei parametri che descrivono gli effetti di sito è quindi un passo molto importante nell'analisi di risposta sismica locale e deve essere necessariamente ricollegata agli obiettivi preposti in fase preliminare.

In breve, l'output di una risposta sismica locale consta nella rappresentazione del moto sismico in superficie ottenuto tramite modellazione, e del rapporto tra quest'ultimo e il target di normativa –che non considera gli effetti di sito- per la valutazione di fenomeni di amplificazione o attenuazione.

3.5.1. Rappresentazione del moto sismico: il fattore di amplificazione

Il moto sismico atteso in superficie, prodotto finale della modellazione di risposta sismica del sito, può essere rappresentato sotto diverse forme ed estensioni.

Se si utilizza un modello monodimensionale, come si vedrà nella parte seconda, si otterrà il dato puntuale derivante dall'analisi della modificazione del segnale sismico lungo la verticale indagata mentre utilizzando modelli bidimensionali si otterrà l'informazione riguardante la variazione del segnale su di una sezione di terreno e così via.

Il segnale sismico di output, sia esso puntuale o distribuito, può a sua volta essere espresso in forma completa, nel dominio del tempo (time-history), e/o delle frequenze (direttamente attraverso lo spettro di Fourier o indirettamente attraverso gli spettri di risposta), o addirittura sintetizzato da una serie di parametri sismici caratteristici (ampiezza, durata e contenuto in frequenza). Queste considerazioni possono aiutare il progettista geotecnico a comprendere quale sarà la forma più idonea di rappresentazione in relazione alla specifica situazione da analizzare.

In generale per applicazioni di microzonazione sismica di terzo livello, a scala di manufatto e nelle più comuni applicazioni ingegneristiche, in accordo con le nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni, ci si limita a rappresentare l'effetto di sito con un parametro "secco" che descrive con valori maggiori dell'unità fenomeni di amplificazione e con valori inferiori all'unità fenomeni di smorzamento.

Tale parametro è chiamato **fattore di amplificazione** e considera il rapporto tra il picco massimo di accelerazione al bedrock e quello in superficie. Questo coefficiente appare subito notevolmente semplificativo poiché non tiene conto in nessun modo dell'effetto di filtraggio delle frequenze operato dal deposito. Risulta quindi decisamente più corretto rappresentare il segnale sismico superficiale in modo più completo, possibilmente nel dominio delle frequenze per evidenziare per quali campi di frequenze il segnale subisce le maggiori amplificazioni o attenuazioni. Il contenuto in frequenza connesso alle proprietà del deposito si rivela utile per analizzare come l'amplificazione varia in funzione della frequenza e per stimare di conseguenza quale sarà il comportamento di differenti tipologie di strutture sottoposte a un possibile evento sismico. Ad esempio si può considerare la funzione di trasferimento del deposito, o meglio, facendo riferimento alle sole ampiezze, la funzione di amplificazione, intesa come rapporto tra le ampiezze degli spettri di Fourier in superficie e alla base del deposito, nell'ipotesi di substrato infinitamente

rigido, o su affioramento della formazione di base, nell'ipotesi di substrato deformabile. Tale funzione fornisce non solo informazioni sulla massima amplificazione attendibile e sulla frequenza corrispondente, ma anche sui valori di amplificazione o di attenuazione relativi ai campi di frequenza di interesse.

Ancora più diffuso, soprattutto per la loro utilità nel campo ingegneristico, è il confronto effettuato in termini di spettro di risposta, che può essere eventualmente sintetizzato con un solo parametro, per esempio l'intensità spettrale di Housner, il potenziale distruttivo, l'intensità di Arias, ecc..

3.5.2. L'azione sismica di progetto e la normativa antisismica nazionale

La determinazione dell'azione sismica di progetto connessa agli effetti della risposta sismica locale è una novità molto importante e molto positiva della nuova normativa tecnica per le costruzioni.

Nella precedente Normativa (D.M. 16 gennaio 1996) gli effetti delle condizioni locali erano praticamente del tutto trascurati. Unico e misero cenno alle condizioni locali era contenuto nella definizione di un coefficiente di fondazione ε . *“Si assume di regola $\varepsilon = 1$. In presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori, si assumerà per il coefficiente ε il valore 1,3”* (D.M. 16 Gennaio 1996, par. C.6.1.1 Azioni orizzontali).

I principali punti che caratterizzano le NTC in tema di effetti della risposta sismica locale sono esposti nel capitolo 5, a cui si rimanda per un maggior approfondimento.

Tornando alla valutazione dell'azione sismica di progetto, con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_{s30} > 800\text{m/s}$), viene definita mediante un approccio “sito dipendente” e non più tramite un criterio “zona dipendente”.

Ciò comporta delle non trascurabili differenze nel calcolo dell'accelerazione sismica di base rispetto alle precedenti normative.

Prendendo come esempio il caso in esame si descrivono ora le procedure per la determinazione dell'azione sismica attraverso la valutazione dei parametri sismici a_g , F_0 e T_c .

Con le precedenti normative in campo antisismico, applicando il criterio zona dipendente” avremmo potuto stimare l’accelerazione di base (senza considerare l’incremento dovuto ad effetti locali dei terreni) in maniera automatica, poiché essa sarebbe stata direttamente correlata alla Zona sismica di appartenenza del comune (nel caso di San Giovanni in Persiceto, Zona sismica 3).

Codice ISTAT 2001	Provincia	COMUNE	Anno di			Categoria secondo la classificazione precedente (Decreti fino al 1984)	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)
			prima classificazione	declassificazione	ridassificazione			
8037051	BO	SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO	2003			N.C.	III	3
8037052	BO	SAN GIORGIO DI PIANO	2003			N.C.	III	3
8037053	BO	SAN GIOVANNI IN PERSICETO	2003			N.C.	III	3
8037054	BO	SAN LAZZARO DI SAVENA	2003			N.C.	III	3
8037055	BO	SAN PIETRO IN CASALE	2003			N.C.	III	3
8037056	BO	SANTIAGATA BOLOGNESE	2003			N.C.	III	3

Fig. 3.29 – Estratto dell’Allegato A “Classificazione sismica dei Comuni dell’Emilia Romagna” contenuto all’interno della Deliberazione della Giunta Regionale N. 1435 del 21/07/2003.

Con l’entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la classificazione sismica del territorio è scollegata dalla determinazione dell’azione sismica di progetto, mentre rimane il riferimento per la trattazione di problematiche tecnico-amministrative connesse con la stima della pericolosità sismica.

Pertanto (secondo quanto riportato nell’allegato A del D.M. 14 gennaio 2008) la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell’azione sismica di progetto viene effettuata calcolandoli direttamente per il sito in esame, utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (riportato nella tabella 1 nell’Allegato B del D.M. 14 gennaio 2008).

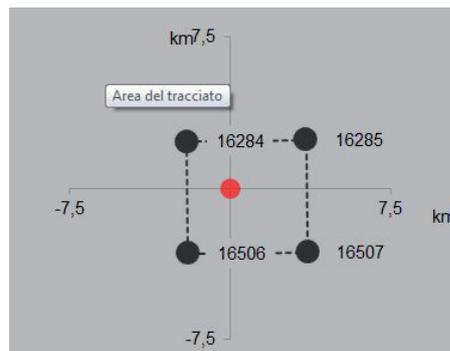
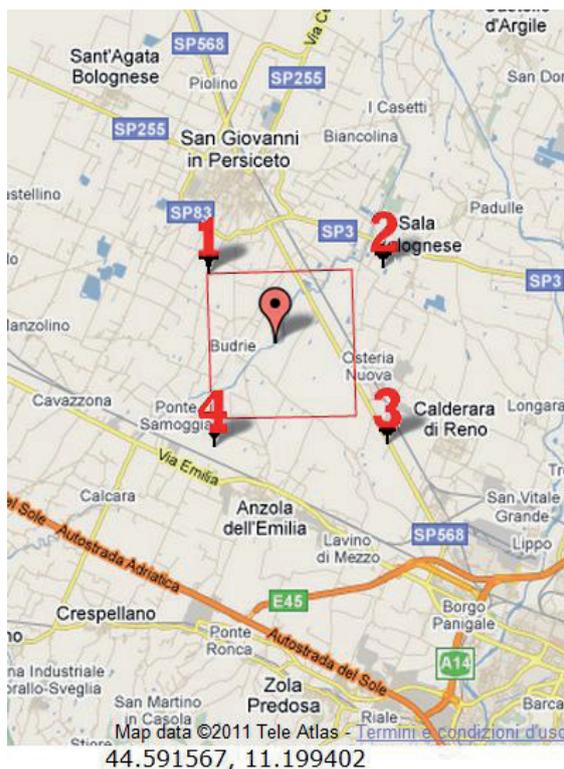


Fig. 3.30 – A sinistra l'identificazione dei punti del reticolo e l'ubicazione dell'opera sulla mappa (GeoStru-PS). Sopra è riportato il numero identificativo di ciascuno dei 4 vertici del reticolo (Foglio di calcolo Spettri-NTC v1.03)

In Figura 3.30 è stata rappresentata l'ubicazione del sito in cui sorgerà l'opera di derivazione cui è destinata la verifica di risposta sismica locale in relazione ai 4 nodi della griglia che comprendono il sito in oggetto.

Come indicato nell'Allegato A del D.M. 14 gennaio 2008, sarà possibile ottenere il valore dei suddetti parametri spettrali (a_g , F_0 e T^*c) propri del sito in esame tramite media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni (Tabella 1 in Allegato B) che comprendono l'area, mediante la seguente formula:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:
 p = valore del parametro di interesse nel punto in esame;
 P_i = valore del parametro di interesse nell' i -simo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
 d_i = distanza del punto in esame dall' i -esimo punto della maglia.

I valori dei parametri a_g , F_0 e T^*c determinati sono relativi a situazioni geologiche corrispondenti ad un sito con assenza di effetti locali dei terreni, ovvero con presenza di substrato sismico ($V_{s30} > 800 \text{m/s}$) affiorante o subaffiorante ed in condizioni morfologiche pianeggianti.

Qualora il sito di progetto non presenti le suddette condizioni sarà necessario, come indicato nel Cap.3.2 del D.M. del 14/01/2008, compiere specifiche analisi di valutazione della risposta sismica locale, o in alternativa, verificare:

- la categoria di suolo di fondazione mediante la stima del parametro $V_{s,30}$ (tabella 3.2.II nel Cap 3.2 della Norma) e di conseguenza valutare l'incremento sull'azione sismica (tabella 3.2.V nel Cap 3.2 della Norma);
- il coefficiente di amplificazione topografica (tabelle 3.2.IV e tabelle 3.2. VI nel Cap 3.2 della Norma).

Pertanto, valutati i parametri spettrali a_g , F_0 e T_c^* per il sito di progetto (approccio "sito-dipendente"), eventualmente corretti per il calcolo del periodo di ritorno necessario, incrementati per l'amplificazione stratigrafica e topografica (Cap. 3.2 del D.M.2008) e sulla base della classe d'uso della costruzione (Cap. 2.4 del D.M.2008), sarà possibile definire gli spettri orizzontali e verticali, necessari per la stima dell'azione sismica di progetto.

Per ciò che riguarda la suddivisione nelle diverse categorie di sottosuolo proposta per il metodo semplificato, emergono lacune che non permettono, in talune condizioni, di associare al sottosuolo indagato la corrispondente categoria.

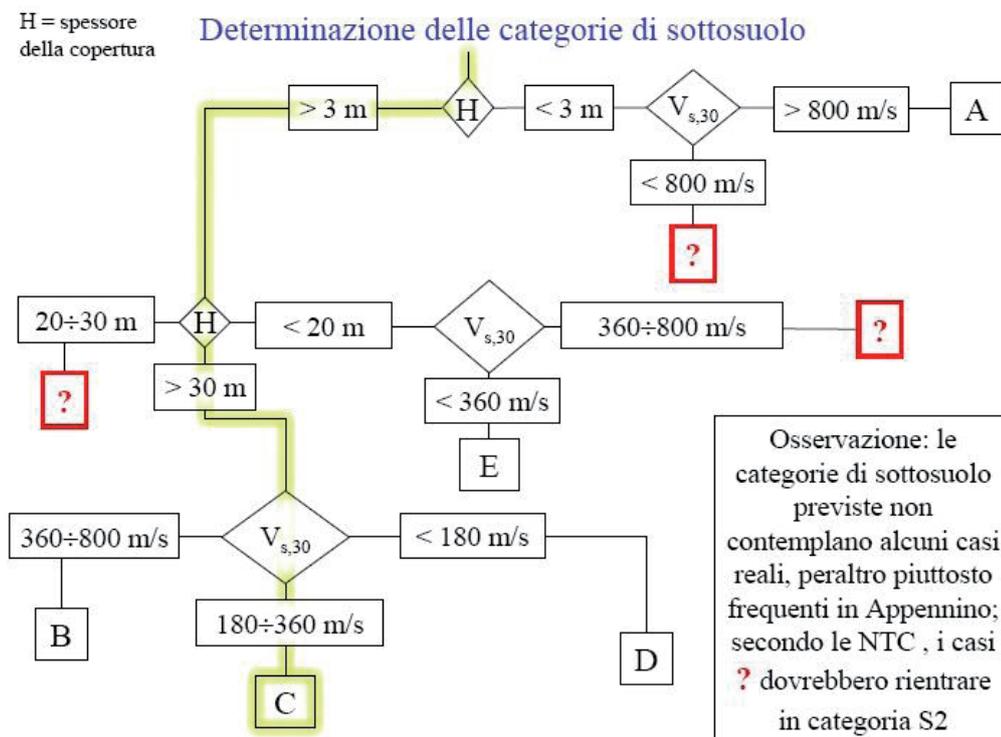


Fig. 3.31 – Diagramma di flusso per l'attribuzione della categoria di sottosuolo. Con i punti interrogativi (?) si evidenziano le lacune della classificazione proposta dalle NTC. In giallo si evidenzia il percorso di classificazione del deposito esaminato.

Il metodo appena visto si riferisce quindi a una pratica semplificata atta alla determinazione dell'azione sismica di progetto che dovrà essere aggiunta alle azioni statiche quali il peso proprio della struttura i carichi accidentali, vento, neve, etc.

Per l'analisi di risposta sismica locale che si mostrerà nella parte seconda (terzo livello di approfondimento), si necessita quindi di una valutazione più approfondita della risposta del sito mediante l'utilizzo di modelli che giustificano una mole di dati decisamente maggiore rispetto alla sola determinazione della V_{s30} ma che si estende nel campo della dinamica dei terreni e nella valutazione delle caratteristiche dinamiche del deposito.

3.5.3. L'interazione terreno-struttura

Il naturale destino di un'analisi di risposta sismica locale destinato alla progettazione strutturale è quello di fare luce sugli effetti del comportamento all'interfaccia terreno-fondazione qualora si verifichi un evento sismico. In particolare, si vuole esso consiste nella valutazione di eventuali scorrimenti relativi terreno-fondazione e scollamento (up-lifting) della fondazione dal terreno. Tali fenomeni certamente hanno degli effetti nella trasmissione, dal terreno alla fondazione, dell'accelerazione indotta dall'evento sismico e, pertanto, influenzano la distribuzione dei momenti flettenti e degli sforzi di taglio nella struttura in elevazione. La verifica viene fatta generalmente con l'utilizzo di modelli agli elementi finiti (FEM) che consentono, una volta introdotto il moto di riferimento in superficie e la caratteristiche geometriche e di carico della struttura, di quantificare il comportamento del volume significativo di terreno che interagisce con la fondazione della struttura di progetto.

Capitolo 4

Normativa nazionale in materia sismica

4.1 Evoluzione della normativa in materia di riduzione del rischio sismico

Nello studio di microzonazione sismica, e in generale in tutte quelle le pratiche ingegneristiche che si occupano della salvaguardia del territorio e principalmente della vita umana, l'interazione con la legislazione è notevolmente ampia e articolata poiché intervengono in questo ambito notevoli aspetti che coinvolgono direttamente e indirettamente gli interessi e i diritti della collettività.

Nel corso degli ultimi trent'anni, la scienza dei terremoti e in particolare l'ingegneria sismica hanno attraversato una trasformazione tecnico-scientifica non meno straordinaria di quella che ha visto nascere e svilupparsi a scala mondiale, tra gli anni '50 e '70, i primi metodi ingegneristici di approccio al problema della difesa dai terremoti e le prime normative sismiche per la protezione delle nuove costruzioni.

Il primo passo in avanti rispetto ai primi approcci riguardanti il concetto di progettazione antisismica delle nuove costruzioni è stato quello di riconoscere l'importanza della protezione sismica del patrimonio esistente, inteso come salvaguardia del patrimonio storico e architettonico del paese.

Ma salvaguardare un patrimonio artistico, culturale, ambientale, spesso assai vulnerabile all'azione sismica, e riguardante aree talora densamente abitate, non solo pone problemi ingegneristici totalmente nuovi (messa a punto di criteri di valutazione della pericolosità e vulnerabilità, di tecniche di censimento, di indagini storiche, sismologiche, geologiche, di ingegneria strutturale e geotecnica) ma richiede interventi legislativi e attuativi di salvaguardia a vasta scala, che richiedono ricerche, indagini, controlli sull'ambiente fisico e costruito, che presuppongono energie diffuse sul territorio, e quindi operatori capaci di rilevare, leggere, interpretare i dati, per definire gli "hazard" del sito, l'esposizione delle infrastrutture, la vulnerabilità degli edifici e dei monumenti. Indagini e strategie che vanno legati alla storia, al territorio, al contesto, e quindi non facilmente unificabili.

Il secondo passo rinnovatore rispetto la vecchia concezione di protezione sismica, riguarda l'importanza assegnata al sito inteso come area d'interesse ai fini ingegneristici e spazialmente definito su scala variabile da quella di centro abitato a quella di manufatto. Terremoto e costruzione erano stati, fino agli anni '70, le due polarità su cui la ricerca scientifica e la regolamentazione tecnica e normativa per la prevenzione avevano concentrato i loro sforzi perché la filosofia che stava alla base era che la difesa dai terremoti è legata esclusivamente alla scelta del terremoto di riferimento e alle caratteristiche sismo-resistenti delle sovrastrutture³. Le normative tecniche sono però partite dall'esperienza maturata nello studio della vulnerabilità sismica degli edifici per estrapolare i concetti fondamentali che potessero porre le basi per lo studio degli effetti di sito.

Seguendo l'evoluzione delle ricerche sismologiche e geotecniche, e anche delle normative, a scala mondiale è facile notare la crescente importanza che, a partire dagli anni '70, viene assegnata a fattori riguardanti il sito e il terreno di fondazione.

Sono questi gli anni in cui si vede nascere e consolidare la Dinamica de Terreni, branca della Geotecnica che si occupa dello studio del comportamento dei terreni in condizioni cicliche o dinamiche e che esplora campi di sollecitazione e deformazione che fino ad ora non erano mai stati indagati sperimentalmente.

Terremoto, sito, e costruzione sono, oggi, i tre poli, ufficialmente riconosciuti, e reciprocamente solidali, di ogni sistema di protezione nelle aree sismiche, e tutte le normative tecniche a scala mondiale, hanno provveduto, o stanno provvedendo, seppure in misura maggiore o minore, a introdurre criteri per la scelta dei siti, per la

³ T. CREPELLANI – *Effetti di sito e fenomeni di instabilità indotti dai terremoti nei depositi e nei pendii* – Dipartimento di Ingegneria Civile (DICEA). Università di Firenze

classificazione dei terreni e dei depositi, per l'adozione di spettri diversificati per le varie categorie di terreni, per la stima degli spostamenti e dei cedimenti in condizioni sismiche. Ma è importante rilevare che quando si considerano gli effetti di sito sull'esposizione sismica di un territorio il numero delle incognite cresce indefinitamente.

Il terzo e ultimo passo in avanti compiuto nel corso di questi ultimi anni riguarda appunto l'aspetto legislativo, e in particolare i rapporti tra diversi organi di governo attraverso gli strumenti della normativa comunitaria, nazionale e regionale.

La grande novità in fatto di normativa sismica in ambito geotecnico giunge appunto dalla Comunità Europea con lo strumento dell'Eurocodice, e in particolare con l'Eurocodice 8 (EC8). Grazie a questo decisivo input legislativo comunitario si deve il rinnovamento delle direttive nazionali in materia di protezione sismica che, dall'ormai lontano D.M. 16 gennaio 1996, non avevano subito alcun sostanziale adeguamento.

Il recepimento dell'Eurocodice 8 da parte degli stati membri è stato assai difficoltoso per via del notevole impegno di risorse tecniche ed economiche necessarie alla predisposizione delle strutture competenti all'attuazione della direttiva stessa.

Con il D.M. 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC) sono state recepite anche nel nostro paese le disposizioni contenute nell'Eurocodice 8. Nel capitolo che segue, si vedranno nel dettaglio i caratteri innovativi del nuovo decreto che ancora oggi, a più di tre anni dalla sua emanazione, induce alcuni dubbi (riguardo alla sua concreta applicazione) non ancora del tutto risolti.

4.2 Il D.M. 14 gennaio.2008 (NTC-08): aspetti innovativi.

La recente emanazione del **D.M. 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"** (NTC) costituisce un fondamentale punto d'approdo dell'estenuante cammino intrapreso nel 2002 per modificare le norme sismiche del nostro paese, dal momento che nel calcolo delle azioni sismiche di progetto le nuove norme tengono in ampia considerazione i fenomeni amplificativi dovuti alle caratteristiche stratigrafiche, geotecniche e topografiche, e suggeriscono criteri sufficientemente articolati per i casi ordinari, lasciando al progettista la responsabilità di valutazioni più dettagliate per opere e situazioni più complesse.

L'attenzione del legislatore nel redigere la norma si è concentrata appunto su aspetti geotecnici introducendo argomenti inediti, complessi e specialistici, estendendo principi che fino ad ora erano di completo appannaggio dell'ingegneria strutturale.

Queste innovazioni hanno portato al necessario ampliamento delle competenze del progettista che normalmente non comprendevano quelle conoscenze proprie dell'ingegneria geotecnica sismica e della dinamica dei terreni oggi richieste per la valutazione degli effetti di sito. Conseguenza di ciò potrebbe essere la nascita di nuove figure professionali competenti in grado di coadiuvare il lavoro del progettista strutturale in quei casi in cui si necessiti un approfondimento tecnico in materia di geotecnica sismica e dinamica dei terreni.

Venendo ora alle principali innovazioni apportate dal NTC-08 in materia di ingegneria geotecnica si possono elencare i seguenti aspetti:

1. In accordo con la concezione strutturale dell'Eurocodice si sono unificati in un unico corpo normativo sia gli aspetti d'ingegneria strutturale sia quelli propri dell'ingegneria geotecnica;
2. Viene introdotto e imposto il metodo semi-probabilistico agli stati limite anche per le verifiche di sicurezza delle opere geotecniche;
3. L'azione sismica di progetto che prima era valutata semplicemente con un coefficiente di amplificazione locale, ora deve essere valutata mettendo in conto gli effetti della risposta sismica locale;
4. In conformità con gli Eurocodici 7 e 8 sono introdotte specifiche norme di progettazione e verifica delle opere geotecniche in assenza e in presenza di azioni sismiche;
5. vengono indicati i principi a cui devono ispirarsi le indagini geotecniche per la caratterizzazione e modellazione geotecnica e, in particolare, per la caratterizzazione dei terreni a fini sismici;
6. nelle zone sismiche vengono richieste verifiche di stabilità del sito (inteso come area vasta intorno alla costruzione) nei confronti della liquefazione e di fenomeni di instabilità dei pendii;
7. si richiede sempre la relazione geologica e la relazione geotecnica precisando i contenuti delle due relazioni.

Prendiamo ora in considerazione i punti 3, 5 e 6, tralasciando gli altri aspetti che, seppur molto importanti, non ricadono direttamente nel campo applicativo che si considererà nel presente lavoro..

Punto 3.

Per quello che concerne la **valutazione degli effetti di sito ai fini di del calcolo delle azioni di progetto** si nota che nel precedente D.M. 16 Gennaio 1996 tali effetti non erano sufficientemente presi in considerazione. L'unico cenno all'influenza delle condizioni locali (paragrafo C. Edifici – C. 6.1.1. Azioni orizzontali), veniva dall'introduzione di un coefficiente di fondazione e moltiplicativo dell'azione sismica valutata, sulla base di uno spettro di progetto definito per le tre zone sismiche italiane, precisando che: *“Si assume di regola $\varepsilon=1$. In presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 m, soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori, si assumerà per il coefficiente il valore 1,3”*.

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni al par. 3.2.2 Categorie di sottosuolo, recitano:

“Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel §7.11.3. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III)”.

Per valutare quindi l'azione sismica mediante le NTC è necessario utilizzare le categorie di sottosuolo di riferimento proposte nella tabella 3.2.II.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento</i> (con $V_s > 800$ m/s).

Tab. 5 – *Tabella 3.2.II Categorie di sottosuolo NTC 2008*

Per definire a quale categoria di sottosuolo ci si deve riferire è necessario valutare la velocità di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 metri di profondità (V_{s30}) o in alternativa, confrontando indice $N_{spt,30}$ per terreni prevalentemente a grana grossa oppure, per i terreni a grana fine, la resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$.

Questo metodo rappresenta un approccio semplificato al problema dell'analisi della risposta del sito. Il progettista non è comunque obbligato a seguire tale approccio e scegliere di utilizzare i risultati derivanti da uno studio di risposta sismica locale che è in genere necessario solamente per alcune categorie di opere particolarmente importanti per la comunità.

Si può concludere dunque che con le nuove Norme Tecniche si è fatto un passo avanti importante e molto atteso nella normativa sismica italiana anche se ancora oggi, nonostante negli ultimi anni siano stati apportati miglioramenti al testo originario, permangono ancora alcune lacune e difficoltà interpretative che rendono la vita difficile alle categorie professionali interessate, forse ancora non abbastanza preparate per recepire tale mole di prescrizioni e indicazioni.

Punto 5

Questo è forse il più complesso e dibattuto tra gli aspetti originali introdotti con le nuove Norme Tecniche poiché inserisce tra le competenze del progettista anche argomenti propri della Dinamica dei Terreni, un settore disciplinare ancora non consolidato, in rapida evoluzione e poco conosciuto così che il progettista non può ancora avvalersi di testi, manuali, ecc. che possano supportarlo nelle sue analisi e nelle sue decisioni.

Questa mancanza di nozioni fondamentali di dinamica dei terreni può indurre il progettista a interpretare in modo sbagliato frasi del tipo:

“Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidità e dello smorzamento dal livello deformativo” oppure,

“nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tenere conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dell’eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi nei terreni saturi” (NTC 2008 § 7.11.2)

Leggendo quindi le nuove Norme Tecniche, il progettista potrebbe essere indotto a prescrivere delicate e costose indagini dinamiche o cicliche in casi dove esse non sono necessarie o ancor peggio a stimare sbrigativamente alcuni parametri dinamici che sappiamo, essere così delicati.

Punto 6.

Le NTC 2008 prescrivono che venga effettuata una verifica nei confronti della suscettibilità dei terreni alla liquefazione e che vengano verificate le condizioni di stabilità dei versanti. Il progettista deve quindi prevedere specifiche indagini per poter escludere la presenza di tali fenomeni. La circolare dedica un’apposita sezione a queste particolari problematiche indicando quando queste possono essere escluse e le metodologie di analisi da porre in atto per individuarle.

Anche in questo caso però sorgono alcuni dubbi relativamente alla modalità di calcolo del coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione.

Risulta più chiaro invece come calcolare le azioni sismiche per la valutazione della stabilità dei pendii in cui vengono offerte, nel caso dei metodi pseudostatici,

indicazioni precise per definire le componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica tenendo conto degli effetti stratigrafici e topografici.

Anche in questo caso, come nel caso della liquefazione, viene poi lasciato indeterminato il valore del coefficiente di sicurezza, che deve essere soppesato e motivato dal progettista.

4.3 Il confine tra NTC e Microzonazione sismica

In generale, tra normativa sismica nazionale e microzonazione intercorrono rapporti di complementarità di compiti. Nei vari paesi del mondo si osserva che dove gli studi di MS non sono molto diffusi sul territorio è la normativa nazionale che si fa carico dei problemi della pericolosità sismica legata al sito. Le norme sismiche francesi Normes NF P 06-013 (1998), contemporanee al D.M. 16. 01. 1996 e quindi precedenti alle NTC 2008, erano ad esempio, già molto attente nell'indicare le modalità con cui considerare gli effetti dinamici dei terremoti nei siti e nei terreni, nel fornire indicazioni progettuali per tenere conto delle condizioni stratigrafiche e delle caratteristiche geotecniche dei terreni, della profondità di interrimento delle sottostrutture di fondazione sui modi di vibrare delle strutture in elevazione, ecc. In altre zone del pianeta, dove invece gli studi di microzonazione sono diffusi, la normativa sismica è rivolta esclusivamente a fornire i criteri di progettazione delle strutture.

Il rapporto tra normativa sismica e microzonazione è dunque un nodo cruciale perché si tratta di strumenti di prevenzione che devono essere fra loro strettamente concatenati. In Italia, invece, fino all'emanazione delle nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni, non solo questi strumenti non erano ancora coordinati ma, addirittura, nelle norme sismiche in vigore, la microzonazione non era neppure nominata.

Come noto le NTC prevedono che ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto sia valutato l'effetto della risposta sismica locale (amplificazione locale) mediante specifiche analisi che consentano di definire le modifiche che un segnale sismico, relativo a un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A) subisce a causa delle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi e degli ammassi rocciosi e delle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. In assenza di analisi specifiche, per la definizione dell'azione sismica si può:

- per tenere conto dell'effetto stratigrafico', utilizzare un coefficiente (SS) facendo riferimento alle categorie di sottosuolo (identificate sulla base della velocità 'equivalente' V_{S30} , di propagazione delle onde S nei primi 30 m), alle quali le NTC associano valori dei parametri numerici che modificano lo spettro di risposta;
- per tenere conto degli effetti della topografia superficiale, utilizzare un coefficiente (ST) funzione della inclinazione e dell'altezza del pendio.

Oltre a valutare gli effetti di sito e topografici espressi con i coefficienti SS (tramite le categorie di sottosuolo) e ST, deve essere verificata la suscettibilità a liquefazione e la stabilità dei pendii. Questi aspetti sono trattati, anche se in modo certamente più complesso ad articolato, anche nella valutazione di risposta sismica locale nel caso di microzonazione sismica al III livello di approfondimento. Da questa similitudine deriva la confusione, manifestata soprattutto da professionisti e personale amministrativo, tra criteri di progettazione mediante applicazione delle NTC e studi di MS approfonditi.

Questa compenetrazione di obiettivi e competenze deve però essere risolta cercando una linea di confine tra i due strumenti di prevenzione, essa si deve ricercare nell'ambito di applicazione, il quale appare subito differente se si prendono in considerazione gli aspetti qualificanti delle NTC, che sono:

- a) *finalità*: consistono nella valutazione delle azioni sismiche per il calcolo strutturale (costruzioni e opere geotecniche) tenendo conto della risposta dei terreni di fondazione e del sito (inteso come area vasta intorno alla costruzione); comprendono inoltre la valutazione della pericolosità locale legata a fenomeni di liquefazione, instabilità dei pendii, cedimenti;
- b) *scala*: è tipicamente la scala del 'manufatto';
- c) *soggetti*: l'unico soggetto responsabile dell'applicazione della norma è l'ingegnere progettista dell'opera;
- d) *tecnici ed esperti*: il progettista si potrà avvalere di altri esperti afferenti ad altri settori disciplinari ma rimane l'unico soggetto responsabile del comportamento dell'opera;

- e) *livelli di approfondimento*: i livelli di approfondimento si riferiscono alle fasi della progettazione (studi di fattibilità, progetto di massima, definitivo, esecutivo) e all'importanza della costruzione;
- f) *indagini e dati di ingresso*: si richiedono sempre indagini ad hoc (sondaggi, prove penetrometriche, prove geofisiche, prove geotecniche di laboratorio, ecc.) che devono consentire, nei casi più semplici, la determinazione della categoria di sottosuolo del terreno in cui l'opera ricade nonché le sue principali caratteristiche stratigrafiche e geotecniche, e, nei casi più complessi, la valutazione, con procedure specifiche, della risposta sismica locale, la valutazione del pericolo di liquefazione, della stabilità del pendio, ecc.;
- g) *metodologie di valutazione della pericolosità*: devono essere rapportate alla fase della progettazione e al tipo di problema (risposta sismica locale, instabilità dei pendii, pericolo di liquefazione, dislocazioni dovute a faglie, ecc.);
- h) *prodotti*: sono da riportare alla fase della progettazione e consistono in relazioni, a vario livello di complessità, sulle indagini a sostegno della progettazione e in relazioni di calcolo dell'insieme opera-terreno di fondazione.

Uno studio di Microzonazione sismica è finalizzato quindi ad una conoscenza del territorio nelle sue caratteristiche di sismicità a diverse scale (dalla sismicità storica alla risposta del deposito in termini di resistenze) mentre le NTC guidano il progettista nella progettazione di opere edili o civili considerando la risposta sismica del sito applicando i concetti che stanno alla base del concetto di MS ma consentendo di adottare un approccio semplificato e adeguatamente tarato per le esigenze di progettazione strutturale.

Riassumendo quindi i concetti precedentemente esposti si può concludere che uno studio di MS si colloca a livello di pianificazione territoriale mentre le NTC intervengono per normare le procedure di progettazione. Talvolta, nel caso del tutto particolare di opere considerate rilevanti e/o strategiche per la collettività, i prodotti di uno studio di microzonazione (al II o più spesso al III livello di approfondimento) possono essere utilizzati per eseguire la progettazione strutturale in accordo con le NTC.

Al termine di questo paragrafo desidero riportare un estratto della lezione tenuta il 7 giugno 2010 nell'ambito del "Percorso di orientamento all'inserimento professionale e specifici approfondimenti tecnici per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni: il processo per l'autorizzazione ed il controllo sismico" dalla Prof. Ing. Tessa Crespellani⁴ e dal Dott. Geol. Luca Martelli⁵ poiché, a mio avviso, riassume sapientemente l'aspetto della separazione di competenze tra MS e progettazione strutturale antisismica.

Alla luce di quanto esposto, e che trova autorevoli conferme nell'esperienza mondiale, la confusione tra i piani operativi tipici degli studi di MS e delle NTC, e il turbamento conseguente da parte di alcune categorie professionali appaiono più pretestuosi che seriamente fondati.

Certamente il fatto che molti studi di MS post-terremoto, a cominciare da quello di Tarcento (Brambati et al., 1980), siano stati utilizzati anche ai fini della progettazione strutturale, può avere ingenerato l'idea che gli studi di MS siano essenzialmente orientati alla progettazione strutturale. Ed è anche indubbio che vi siano casi in cui uno studio di MS approfondito, ad esempio in una area destinata alla costruzione di un'opera strategica come una diga, condotto prevedendo che la valutazione della risposta sismica locale sia effettuata con procedure avanzate sostenute da una adeguata sperimentazione geotecnica in sito ed in laboratorio con prove di tipo dinamico, può essere direttamente utilizzato per la progettazione strutturale. Ma è evidente che si tratta di una condizione particolare, in cui la questione è forse più nominale che sostanziale.

In condizioni ordinarie i due strumenti di prevenzione operano in aree nettamente separate e distinte, e solo una scarsa conoscenza delle loro sfere specifiche può suscitare apprensioni e sospetti o indebite incursioni di campo.

4.4 Aspetti di pianificazione territoriale a livello regionale e comunale

Con la Deliberazione della Giunta Regionale dell'Emilia Romagna 2 maggio 2007 n.112 "Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1,

⁴ Prof. Ing. Teresa Crespellani, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Firenze.

⁵ Dott. Geol. Luca Martelli, Regione Emilia-Romagna, Bologna

della L.R. 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio", in merito a "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" si delinea il quadro tecnico-normativo in materia di pianificazione territoriale ai fini della microzonazione sismica del territorio regionale.

La successiva **Legge Regionale 30 ottobre 2008 n. 19**, *Norme per la riduzione del rischio sismico* legifera in merito alle competenze in materia sismica, al concorso degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica alla riduzione del rischio sismico, alle modalità di esercizio della vigilanza su opere e costruzioni [...] rimarcando l'importanza del ruolo della pianificazione territoriale e urbanistica (a livello comunale provinciale) nella riduzione del rischio sismico. Questa legge, seppur antecedente agli atti di indirizzo e coordinamento tecnico, mette le basi per definire i contenuti della pianificazione che deve comprendere un'analisi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione urbanistica al fine di indirizzare le scelte localizzative, processi di trasformazione urbana e realizzazione di opere secondo criteri di prevenzione e mitigazione del rischio sismico.

Gli indirizzi contenuti nel D.G.R. 112/2007 prevedono che la microzonazione sismica del territorio sia realizzata nelle fasi di pianificazione urbanistica a scala comunale. Il recente adeguamento degli strumenti di pianificazione a livello comunale introdotti dalla **Legge Regionale 20/2000** (abbandono dei vecchi PRG in luogo dei nuovi strumenti PSC-POC-RUE) hanno comportato l'obbligo da parte delle amministrazioni locali di dotarsi di uno studio di microzonazione sismica.

Per ottimizzare costi e tempi, gli studi di microzonazione sismica sono richiesti solo nelle aree di effettivo interesse urbanistico, cioè nei centri abitati, nelle aree di potenziale espansione, di riqualificazione urbanistica e lungo le fasce al contorno delle reti infrastrutturali, adottando vari livelli di approfondimento, a seconda delle condizioni di pericolosità, delle finalità, della scala di analisi e delle risorse disponibili.

Il primo livello di approfondimento consiste in un'analisi preliminare delle condizioni geologiche e morfologiche. Quest'analisi non fornisce la microzonazione sismica del territorio ma individua le aree suscettibili di effetti locali in cui effettuare gli studi e fornisce indicazioni sugli approfondimenti necessari (ad esempio Carta delle aree suscettibili degli effetti locali oppure la Carta di sintesi delle

pericolosità sismiche redatte per il Quadro Conoscitivo del PSC). Come si può vedere nell'estratto della cartografia in Fig. 4.1 (Tavola QC.6/T2, "Emergenze, criticità, limiti e condizioni alle trasformazioni" – PSC, Quadro Conoscitivo) le aree di approfondimento sono delimitate sulla cartografia da rettangoli ubicati in corrispondenza degli insediamenti urbani limitando l'analisi all'interno di essi.

Un'analisi di secondo livello è richiesta e ritenuta sufficiente nelle aree prive di particolari complicazioni geologiche e morfologiche, nelle quali sono attesi solo effetti di amplificazione. Per uno studio di secondo livello sono richieste indagini geotecniche e geofisiche di tipo standard e una stima dei fattori di amplificazione tramite tabelle e formule. E' importante sottolineare che la scelta e l'utilizzo delle tabelle richiedono un'attenta valutazione dei risultati delle indagini stratigrafiche e geofisiche.

Un'analisi più approfondita, di terzo livello, è invece richiesta nelle aree in cui sono presenti particolari condizioni di pericolosità locale (valli strette e zone pedemontane con spessori delle coperture rapidamente variabili, terreni potenzialmente liquefacibili ad elevata compressibilità, pendii instabili e potenzialmente instabili) o laddove sono previsti opere ed edifici di rilevante interesse pubblico (strutture di protezione civile, edifici pubblici, ...) come definiti ed elencati nella delibera di G.R. 1661/2009 di cui si parlerà nel paragrafo successivo. Per questo tipo di analisi sono richieste indagini in sito e in laboratorio ed elaborazioni più approfondite e onerose, in termini di tempi e soprattutto di costi, in quanto le prove necessarie e le procedure di elaborazione dei dati richiedono particolari strumentazioni e codici di calcolo e un'elevata preparazione tecnica degli operatori.

A livello comunale, il PSC, redatto in forma associata, riporta nella Parte II, Titolo II, capo secondo art. 62, la disciplina vigente a livello di autonomia locale concernente la pericolosità sismica locale, rimarcando la necessità di operare un'analisi di terzo livello nei casi in cui si debba progettare opere di particolare interesse pubblico o opere di qualsiasi genere ma in cui si individuino strati importanti di terreno potenzialmente soggetti a liquefazione.

Art. 62

Pericolosità sismica locale

1. Al fine della riduzione del rischio sismico, in fase di POC e di PUA dovranno essere realizzati gli ulteriori livelli di approfondimento previsti dagli Indirizzi regionali (D.A.L. R.E.R. 112/2007) per gli ambiti di trasformazione e il RUE dovrà definire prescrizioni per le aree già urbanizzate; in particolare, in sede di POC, tutti gli ambiti di nuova urbanizzazione sono assoggettati a “secondo livello di approfondimento” per la valutazione della pericolosità sismica locale ai sensi delle normative e direttive antisismiche vigenti; più precisamente, occorrerà determinare, sulla base delle prescrizioni della D.A.L. R.E.R. 112/2007 (Allegato A2):

- 1) la profondità del “bedrock sismico” locale;*
- 2) la velocità delle onde di taglio V_s almeno per i primi 31 metri dal p.c., misurate con strumentazione idonea ad ottenere un grado di definizione elevato;*
- 3) i coefficienti di amplificazione sismica delle aree suscettibili di effetti locali, in termini di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGAO) e di intensità di Housner (SI/SIO).*

*Gli ambiti, o porzioni di ambito, che da tali indagini risulteranno suscettibili di fenomeni di liquefazione e/o densificazione e **nelle aree in cui è prevista la realizzazione di opere di rilevante interesse pubblico, dovranno essere assoggettate, in sede di PUA, a “terzo livello di approfondimento”, ai sensi delle normative e direttive antisismiche vigenti (Allegati A3 e A4 del D.A.L. R.E.R. n. 112/2007); in questa analisi dovranno essere valutati:***

- 1) gli spettri di risposta sismica delle aree critiche, per un periodo di ritorno di 475 anni e smorzamento pari al 5%;*
- 2) esecuzione di prove geognostiche in sito e in laboratorio;*
- 3) la determinazione dell’indice di potenziale liquefazione IL in funzione del Fattore di sicurezza FL , a sua volta in funzione di CRR (resistenza ciclica normalizzata) e di CSR (tensione indotta dal terremoto);*
- 4) calcolo dei cedimenti post-sismici in terreni granulari e coesivi.*

La definizione dei fattori di amplificazione locale (FA) sarà effettuata sulla base di apposita modellistica di simulazione sismica, secondo le necessità. I criteri di elaborazione ed i dati di ingresso dovranno essere esposti, anche in formato

numerico, nella relazione geologica che accompagnerà ogni comparto di espansione. Il numero e la qualità delle prove ed indagini geologiche e geofisiche dovranno essere adeguate all'importanza degli interventi, all'ampiezza delle aree di progetto, ed alla possibilità di liquefazione dei sedimenti saturi; le prove dovranno inoltre essere sempre eseguite in conformità con il D.M. 11 marzo 1988.

2. I POC e i PUA potranno variare i perimetri ed i parametri delle microzone sismiche, solamente a seguito di approfondite indagini geognostiche e prospezioni sismiche, eseguite con adeguata strumentazione.

Le strumentazioni di indagine, il numero minimo delle prove da effettuare in relazione alla macrozonazione sismica, e le eventuali maggiori profondità di prospezione dovranno essere indicate nelle norme di ogni POC.

3. Su tutto il territorio comunale, gli interventi edilizi di nuova edificazione e di ristrutturazione parziale o totale dovranno attenersi alle disposizioni della legislazione vigente in materia di prevenzione del rischio sismico. Nelle relazioni geologiche a corredo dei POC e dei PUA, inoltre dovrà essere sempre espresso il giudizio di fattibilità per usi urbanistici delle aree inserite.

4.5 Opere d'interesse strategico

La cassa di espansione delle Budrie, come del resto tutti gli invasi artificiali d'importanza nazionale e regionale, è considerata opera d'interesse strategico. Tali tipologie di opere sono individuate alla voce B2.2.3, Allegato B della **Deliberazione della Giunta Regionale dell'Emilia Romagna nr. 1661 del 2 novembre 2009 - Approvazione elenco categorie di edifici di interesse strategico e opere infrastrutturale la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile ed elenco categorie di edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso-** di cui si riporta parte dell'Allegato B2 nella parte afferente le *Categorie di edifici ed opere infrastrutturali di competenza Regionale:*

B2.1	STRUTTURE CON AFFOLLAMENTI SIGNIFICATIVI	B2.1.1	Scuole di ogni ordine e grado; centri di formazione professionale
		B2.1.2	Servizi educativi per l'infanzia
		B2.1.3	Strutture universitarie
		B2.1.4	Strutture fieristiche, ricreative, culturali e per lo spettacolo (quali cinema, teatri, auditorium, sale convegni e conferenze, discoteche, musei, biblioteche) con capienza superiore a 100 persone
		B2.1.5	Stadi ed impianti sportivi, dotati di tribune anche mobili con capienza superiore a 100 persone
		B2.1.6	Chiese ed edifici aperti al culto
		B2.1.7	Residenze socio assistenziali, case di riposo e ogni altra struttura sanitaria con presenza di degenze
		B2.1.8	Mercati coperti, esercizi e centri commerciali aventi superficie di vendita al dettaglio superiore a 1.500 mq
B2.2	OPERE INFRASTRUTTURALI	B2.2.1	Ponti sulle strade provinciali e comunali privi di valide alternative la cui interruzione provochi situazioni di emergenza (interruzioni prolungate del traffico verso insediamenti produttivi e/o abitativi)
		B2.2.2	Stazioni e infrastrutture ferroviarie di competenza regionale, stazioni tramviarie, dei bus e della metropolitana
		B2.2.3	Dighe, invasi artificiali con sbarramenti, individuati nei piani provinciali di protezione civile
B2.3	STRUTTURE CON ATTIVITA' PERICOLOSE PER L'AMBIENTE	B2.3.1	Stabilimenti a rischio di incidente rilevante ai sensi del DLgs n. 334 del 17 agosto 1999, individuati nei piani provinciali di protezione civile
		B2.3.2	Altre strutture individuate nei piani provinciali di protezione civile (quali discariche, inceneritori, impianti di trattamento delle acque reflue) il cui collasso può determinare gravi conseguenze in termini di danni ambientali

Tab.6 – Estratto della Tabella 2.2.3 Allegato B - D.G.R.1661/2009

Il terzo livello, ovvero il maggiore approfondimento possibile all'interno della pratica di microzonazione sismica, è quindi dedicato a quelle opere, che siano esse infrastrutture, strutture o opere di ingegneria civile per la protezione del territorio, che risultano particolarmente delicate in caso di evento sismico. Si può quindi pensare in primo luogo a strutture di coordinamento di Protezione Civile o anche strutture pubbliche come scuole, ospedali e palestre. La cassa di espansione, che non sarà operativa per tutto l'arco dell'anno ma che per buona parte potrà ospitare volumi d'acqua anche notevoli, in caso di evento sismico e di eventuale collasso delle opere di contenimento o di presa, potrebbe ingenerare allagamenti che interesserebbero prima la viabilità circostante e in un secondo luogo le abitazioni presenti in adiacenza, rendendo difficoltose le operazioni di soccorso alle popolazioni interessate dal sisma. Questi importanti aspetti devono essere presi in considerazione durante la redazione di **Piani di Protezione Civile**, adottati dai singoli comuni o unioni comunali. A proposito di ciò, il Piano di Protezione civile adottato dall'Associazione Intercomunale Terre D'Acqua (di cui fa parte il Comune di San Giovanni in Persiceto), alla cui redazione ho personalmente collaborato e di cui riporto un estratto relativo alla cassa di espansione, riporta l'area come soggetta a inondazione e quindi viene individuata come criticità territoriale da considerare in caso di emergenza.

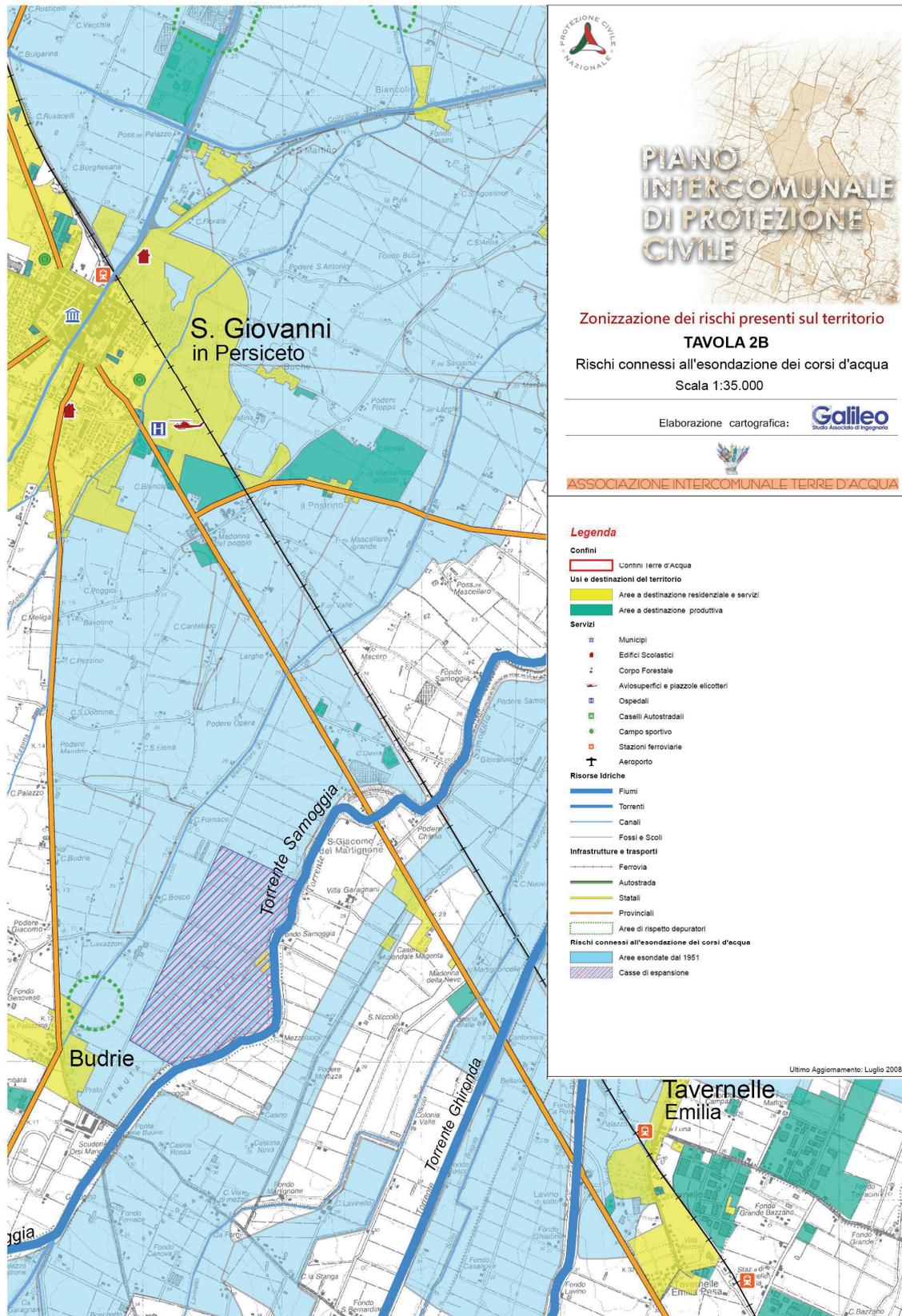


Fig. 4.2– Estratto della Tavola 2B - Rischi connessi all'esonazione dei corsi d'acqua – Associazione Intercomunale Terre d'Acqua (BO).
Per gentile concessione di Galileo Ingegneria Studio Associato

PARTE SECONDA

Verifiche tecniche della cassa di espansione

1 Caratteri generali: la cassa di espansione

1.1 Il contesto territoriale

Il fiume Reno ed il suo affluente Torrente Samoggia, nel tratto di pianura a valle della via Emilia, attraversano un territorio ricco di centri abitati, infrastrutture ed insediamenti produttivi, che hanno avuto un notevole sviluppo nei decenni recenti; lo stesso territorio presenta anche una attività agricola tradizionalmente intensa e pregiata. I problemi della sicurezza idraulica legati a questi corsi d'acqua, quindi, rivestono un'importanza fondamentale non solo nell'ambito del bacino del Reno, ma anche in rapporto all'intera realtà regionale.

Il sistema idraulico Reno-Samoggia ha evidenziato spesso situazioni di crisi in caso di piene straordinarie, dando luogo a rotte ed allagamenti.

L'evidente insufficiente dimensionamento e l'inadeguatezza a fare fronte a piene significative, almeno riferibili a tempi di ritorno di 100 anni, hanno spinto l'Autorità di Bacino interregionale del Reno ad individuare in questo sistema una delle situazioni alle quali dedicare attenzione in via prioritaria, effettuando un accurato studio del suo comportamento idraulico.

Lo studio è stato condotto dall'Università di Bologna - DISTART. La verifica delle condizioni di propagazione delle piene negli alvei è stata svolta con l'impiego del

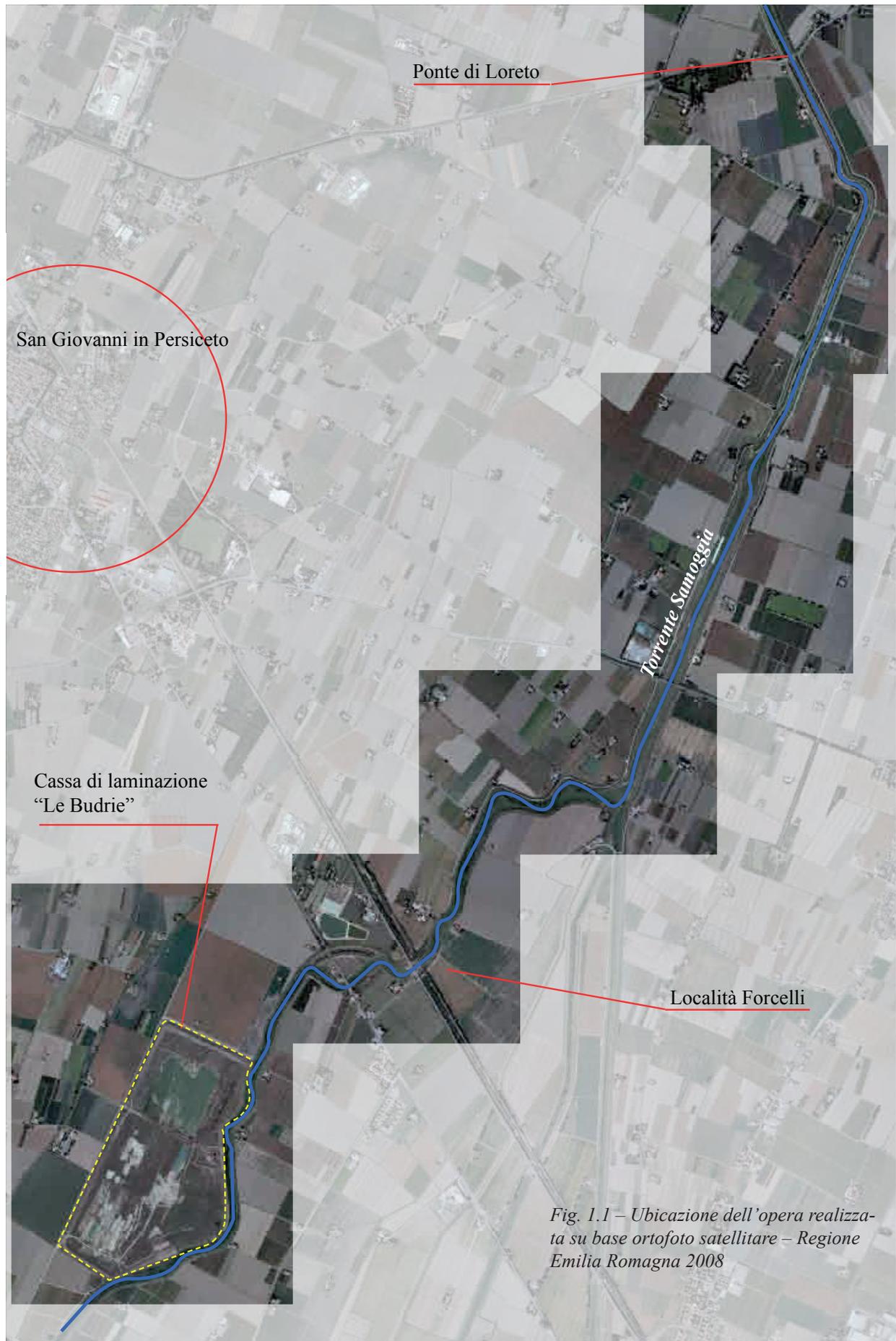


Fig. 1.1 – Ubicazione dell'opera realizzata su base ortofoto satellitare – Regione Emilia Romagna 2008

modello idraulico MIKE 11 tarato sui dati sperimentali ricavati dagli eventi di piena del 1990, 1994 e 1996. Queste verifiche indicano sia per il F. Reno che per il T. Samoggia rischi di tracimazione delle arginature, o franchi idraulici comunque insufficienti, anche per piene relativamente modeste, con tempo di ritorno venticinquennale. In particolare, il Samoggia presenta rischi elevati nella zona a cavallo della via Emilia e nel tratto compreso tra la località Forcelli ed il ponte di Loreto.

Per queste ragioni è stata realizzata la cassa di espansione in località “Le Budrie” nel Comune di San Giovanni in Persiceto oggetto della presente dissertazione.



Fig. 1.2 – Il modello fisico realizzato per simulare il deflusso di piena –
Università di Bologna (DISTART)

1.2 Funzionalità idrauliche e protezione del suolo

La cassa di espansione, anche chiamata vasca di laminazione, si colloca all'interno della categoria d'interventi di protezione idraulica del territorio, atti a salvaguardare i territori di pianura soventemente esposti al rischio d'inondazione. Tali episodi inondazione interessano quasi totalmente tratti fluviali pianeggianti in cui la pendenza del fondo diminuisce sensibilmente provocando, a parità di portata, un sovrizzo del tirante idrico che, in determinate condizioni di piena eccezionale, portano alla

tracimazione degli argini.

Il Torrente Samoggia, unico affluente di sinistra del F. Reno dopo la chiusura del bacino montano, raccoglie le acque che cadono su diversi sottobacini collinari della zona di confine tra le province di Bologna e Modena, a quote piuttosto basse, comprese tra i 600 e i 700 m s.l.m. Non essendo alimentato da sorgenti né da nevai significativi esso presenta un regime torrentizio estremamente variabile, con piene rapide ed improvvise e portate di magra praticamente nulle per la maggior parte dell'anno.

Il suo bacino montano misura 161 km² e si chiude a Bazzano; più a valle il Samoggia raccoglie le acque provenienti dai corsi d'acqua minori che scendono dalle colline tra Zola Predosa e Bazzano (Martignone, Ghironda ed altri). In località Forcelli si immette il torrente Lavino, che ha un proprio bacino montano di 84 kmq. Il Samoggia sfocia nel Reno dopo un percorso di circa 50 km, poco a monte di Cento e Pieve di Cento.

La massima portata storicamente rilevata è stata di 452 m³/s a Calcara, il 26/10/1940. Le portate di piena non subiscono alcuna apprezzabile attenuazione dei colmi da Bazzano fino circa al ponte della ferrovia Bologna-Verona, mentre poco prima della immissione del Lavino, la presenza di alcune ampie golene unite alla riduzione della pendenza del fondo, che passa da 2 m/km a 0,5 m/km, favoriscono un efficace processo di laminazione.

Le verifiche idrauliche effettuate indicano una officiosità idraulica di 350-400 mc/s con franco sufficiente fino a Calcara; poi si registra un primo momento di crisi in corrispondenza degli attraversamenti della via Emilia e della ferrovia Bologna-Milano, dove la portata compatibile scende a 250-280 m³/s. Nel tratto successivo l'officiosità ritorna ad un valore di 300-350 m³/s e si mantiene tale fino alla confluenza del Lavino.

La situazione diviene invece estremamente critica in corrispondenza del tratto che va dalla confluenza del Lavino fino quasi al ponte di Loreto; una sensibile depressione arginale in sinistra, a valle del ponte sulla SP n.3, rende tracimabile l'arginatura anche per piene con ricorrenza inferiore ai venticinque anni (portata ammissibile di 250-270 m³/s con franco nullo). In questo tratto la condizione più gravosa si registra nel caso di piene generate da piogge contemporanee su entrambi i bacini montani del Samoggia e del Lavino.

Nel tratto terminale, dal ponte di Loreto alla foce, l'efficienza idraulica è stimabile in $300 \text{ m}^3/\text{s}$; le condizioni più critiche si verificano in presenza di rigurgito prodotto dalle piene del Reno.

Per assicurare un adeguato franco rispetto al coronamento degli argini esistenti occorrerebbe limitare le portate in transito a non più di $280 \text{ m}^3/\text{s}$ nel tratto tra la via Emilia e la ferrovia Bologna-Milano e $300 \text{ m}^3/\text{s}$ dopo la confluenza del Lavino fino al ponte di Loreto, ripristinando comunque la quota di sommità arginale in corrispondenza della depressione in sinistra attualmente esistente. In quest'ultimo tratto, invece, la portata monosecolare attuale è stimata in circa $500 \text{ m}^3/\text{s}$.

Un altro particolare aspetto negativo della situazione idraulica del Samoggia (ma anche del Reno) emerge dal confronto tra i rilievi topografici eseguiti negli anni 1995-97 con quelli realizzati nei primi anni '70 dall'Ufficio Speciale del Genio Civile per il Reno; questo confronto indica un forte abbassamento del suolo nella fascia di pianura compresa tra le località Forcelli e Bonconvento, con punte fino a $2,70 \text{ m}$ in venticinque anni, pari a circa 11 cm all'anno.

Questa subsidenza differenziale, riconducibile sostanzialmente ai prelievi di acqua dal sottosuolo, ha influito in modo negativo sul comportamento di fiumi e canali durante le piene, come dimostrano i ridotti franchi di sicurezza riscontrati negli anni recenti anche a fronte di eventi di caratteristiche non particolarmente eccezionali.

1.3 Interventi proposti per la riduzione del rischio idraulico

Il pericolo di sormonto delle arginature, messo in evidenza dalle valutazioni riportate in precedenza, non è il solo fenomeno che occorre tenere presente per la sicurezza idraulica del territorio; esiste sempre la possibilità di dissesto degli argini per sifonamenti, erosioni o sfiancamenti; rischio particolarmente elevato quando questi raggiungono altezze considerevoli sul piano campagna, come accade per il Samoggia ed il Reno.

Questa situazione sconsiglia di ricercare la soluzione ai problemi della sicurezza idraulica con soli interventi di ulteriore innalzamento delle quote degli argini, cosa che li renderebbe ancora più vulnerabili ai fenomeni di dissesto.

Occorre invece individuare una combinazione di più interventi proponibili e realizzabili secondo i diversi aspetti dell'efficienza idraulica, dell'impatto ambientale,

dei tempi e costi di esecuzione e delle modalità di gestione, tali da creare un insieme di presidi idraulici capaci di assicurare condizioni uniformi di protezione del territorio nei confronti di eventi di piena con ricorrenza monosecolare.

Gli interventi proposti si articolano nelle seguenti tipologie:

- interventi atti a migliorare la officiosità idraulica degli alvei - *risezionamenti e rialzi arginali*;
- interventi per limitare le portate di piena al colmo - invasi per la laminazione delle piene;
- interventi per conservare l'officiosità idraulica degli alvei - manutenzione degli alvei.

1.4 La cassa di espansione delle Budrie: il progetto

La cassa, che dista circa 6,5 km dal centro abitato di San Giovanni in Persiceto, occupa un'area di poco più di 100 ha in sinistra idrografica del torrente Samoggia, circa 1 km a valle del ponte delle Budrie.

È costituita da un invaso di profondità variabile scavato nella campagna e circondato da argini di nuova costruzione. Una soglia a quota più bassa nelle arginature del Samoggia consentirà alle acque di piena di tracimare ed alimentare il bacino. Nella zona più a valle della cassa, un manufatto costituito da due condotte scatolari munite di valvole automatiche e paratoie di chiusura consentirà di scaricare le acque invasate nello stesso Samoggia, una volta passata l'onda di piena.

La portata di piena monosecolare di progetto nel tratto in corrispondenza della cassa è stimata in 350 - 400 m³/s. Le caratteristiche dell'alveo del T. Samoggia nella zona di Forcelli ed il contributo fornito dalle piene del torrente Lavino obbligano a limitare la portata a valle della cassa a non più di 180 m³/s. Questo significa che una portata quasi equivalente di 170 - 200 m³/s deve essere deviata nell'invaso.

Per ottenere questo effetto sarà costruito uno sbarramento nell'alveo del Samoggia dotato di una apertura centrale tarata per la portata massima di 180 mc/s nelle condizioni di piena monosecolare; la portata in eccedenza tracimerà lateralmente nella cassa. Lo sbarramento avrà comunque l'effetto di innalzare il livello delle acque a monte anche per portate notevolmente inferiori a quella monosecolare e di dare

luogo, di conseguenza, ad invasi limitati nella cassa con una relativa frequenza; lo sfioro laterale entrerà in funzione ogni volta che si verificheranno portate superiori a 140-150 m³/s, prevedibili mediamente ogni tre o quattro anni.

Per evitare rischi nel caso eccezionale in cui si dovesse raggiungere il completo riempimento della cassa, in prossimità del manufatto di scarico sarà realizzato anche uno sfioratore. Il complesso delle opere idrauliche sarà dotato di un ponte di attraversamento carrabile sul torrente Samoggia posto in prossimità del manufatto principale. Tale attraversamento sarà realizzato a una sola corsia, percorribile in senso alternato, per permettere ai mezzi di cantiere e al personale addetto di accedere agli argini e quindi sarà interdetto al transito degli autoveicoli privati. Questi manufatti saranno oggetto delle verifiche tecniche sviluppate nella parte seconda del presente lavoro.

Nell'estate 2001 è stata avviata l'esecuzione del primo lotto delle opere per la realizzazione della cassa di espansione del torrente Samoggia. Si tratta di un intervento del costo complessivo, compresa l'acquisizione delle aree, di oltre 10,7 milioni di euro.

Nel 2002 ha avuto inizio anche l'intervento di sovralzo e potenziamento degli argini del Samoggia. A oggi l'opera è corredata da un manufatto di scarico, non ancora dotato di paratie e della soglia di sfioro non in funzione. Essa verrà resa attiva abbattendo un tratto dell'argine sinistro del T. Samoggia che ora ne impedisce l'operatività.

L'area prescelta è risultata particolarmente idonea in quanto è caratterizzata dalla presenza di uno spesso strato di terreno argilloso a pochi metri di profondità rispetto al piano di campagna. Questo consente di realizzare un invaso praticamente impermeabile, inserendo un diaframma plastico (cemento e bentonite) nei tratti esistenti di arginatura del Samoggia che delimiteranno la cassa sul lato Est e costruendo all'interno dei nuovi argini perimetrali un nucleo in argilla opportunamente ammorsato al substrato.

1.5 Modalità esecutive

Il rilevato arginale si deve pensare come una barriera, di altezza variabile a seconda della portata da contenere, il più possibile impermeabile e costituito in materiale sciolto, spesso reperito in loco.

L'altezza dell'argine deve essere commisurata al passaggio della piena di progetto considerando un franco di sicurezza di 0,8-1 m al netto dei cedimenti del corpo del rilevato e di quelli derivanti da fenomeni di subsidenza.

La realizzazione dell'opera avviene tramite l'asportazione di materiale proveniente dal centro cassa che viene steso con l'ausilio di motorgrader o dozer e compattato a strati di spessore variabile tra 40 e 60 cm da appositi rulli compressori. Il nucleo dell'argine viene realizzato con materiale fine a prevalente matrice argillosa come si può vedere dalla sezione rappresentata in fig. XXX.

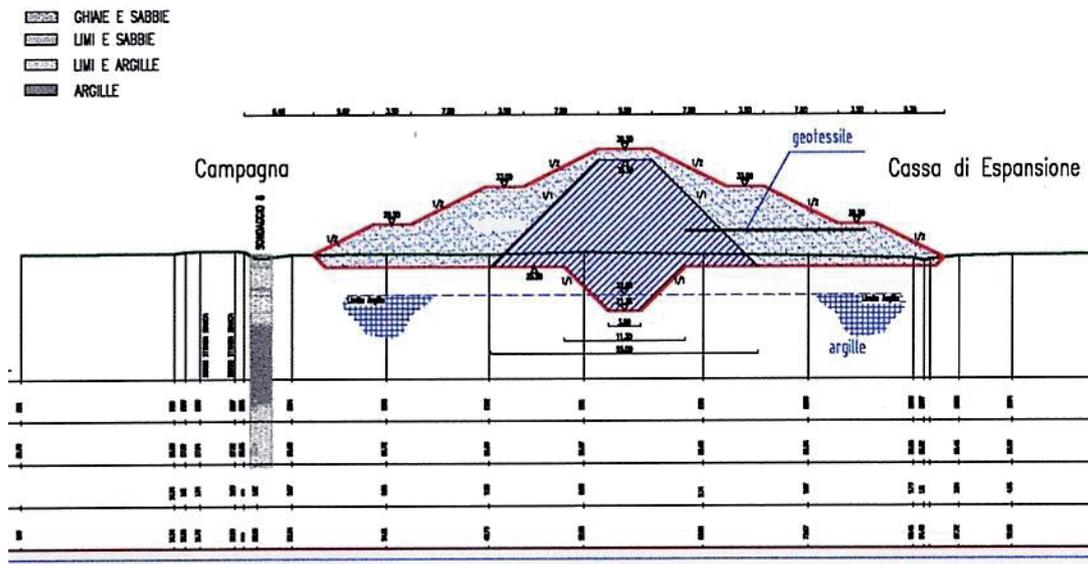


Fig. 1.3 – Sezione quotata del rilevato arginale che delimita la cassa delle Budrie

Il nucleo del rilevato arginale si estende al di sotto del piano di appoggio per creare un allungamento del percorso di filtrazione al di sotto dell'argine ed evitare fenomeni di sifonamento.



Fig. 1.4. *Operazioni di compattazione del materiale argilloso costituente il nucleo interno del rilevato arginale*

Esternamente al nucleo di argilla viene posto in opera quasi contemporaneamente il rivestimento, detto anche "mantello", che costituisce la massa del rilevato e che



Fig. 1.5 – *Vista del nucleo argilloso, la parte centrale costituisce l'appendice di prolungamento sotto piano di posa del nucleo stesso*

permette di ottenere le forme di banca e sotto banca, piè di banca ecc... Il materiale sciolto per la costruzione dei rilevati arginali deve essere sufficientemente impermeabile per impedire il rapido progresso verso valle della linea di saturazione, e dotato di buona resistenza meccanica, per assicurare la stabilità dei paramenti. Deve inoltre essere dotato di plasticità medio-bassa, per evitare rigonfiamenti e fessurazioni da ritiro al variare dell'umidità. Nel caso che non si trovi in luogo

economicamente accessibile un materiale che goda di tutte queste proprietà, le funzioni di stabilità e impermeabilità possono essere affidate a parti diverse del rilevato, costruendo argini con nucleo impermeabile, oppure assicurando l'impermeabilità con schermi di materiale artificiale (diaframmi impermeabili). È quest'ultimo il caso della cassa delle Budrie in cui è stato realizzato sia il nucleo argilloso sia un diaframma (cemento e bentonite) a partire dal piano di posa (Fig. 1.5).



Fig. 1.6 – Realizzazione dello scavo per la posa in opera del diaframma impermeabile

I nuovi argini perimetrali della cassa sono realizzati con la messa in opera di materiali argillosi, mentre per il contronucleo sono stati riportati terreni limo-sabbiosi (Fig. 1.6), miscelando eventualmente i terreni provenienti da vari punti al fine di ottenere percentuali più corrette di sabbia nell'impasto (ottimale 25-30%).

La scarpata interna dei nuovi argini, nel tratto in cui questi raggiungono una altezza considerevole e richiedono la presenza di una doppia banca, è realizzata inserendo una geogriglia (Fig. 1.7) all'interno del rilevato, come collegamento tra il nucleo di argilla ed il rivestimento esterno di materiali limosi, con la funzione di resistere alle spinte dovute alle pressioni interne che potrebbero produrre il distacco del contronucleo lungo la superficie di contatto con l'argilla ed il conseguente franamento delle scarpate, in particolare durante la fase di svuotamento della cassa.

Gli argini esistenti del torrente Samoggia, nel tratto in cui dovranno svolgere anche la funzione di contenimento delle acque invase all'interno della cassa, vengono potenziati e portati alla stessa altezza prevista per il nuovo argine esterno. La scarpata verso la cassa è rivestita con uno strato di terreno argilloso compatto,

prelevato anch'esso dalla cava aperta all'interno; al piede viene realizzato un diaframma plastico spinto fino ad immorsarsi nel banco argilloso presente a 4,00-6,00 metri di profondità sotto tutta l'area interessata.

Il tratto del torrente Samoggia compreso tra il ponte delle Budrie ed il ponte di San Giacomo (SS Persicetana) sarà opportunamente risagomato e regolarizzato, ricostruendo adeguate banche per creare le condizioni ottimali per le future operazioni di manutenzione e pulizia dell'alveo.



Fig. 1.7– Posa in opera della geogriglia

Il manufatto di alimentazione (già presente ma non ancora in funzione, da costruire in una seconda fase dei lavori come tutti gli altri manufatti puntuali) sarà costituito da una soglia nell'argine sinistro, realizzata con un nucleo in argilla compattata rivestito con un materasso in gabbioni riempiti di ciottolo e ricoperti di mastice bituminoso.

Per dissipare maggiormente l'energia della corrente di tracimazione è previsto un rivestimento in massi naturali per un certo tratto a monte e a valle delle gabbionate.

Lo sfioro di emergenza ha caratteristiche analoghe, ma sarà costruito posando il materasso di gabbioni direttamente sull'argine esistente, opportunamente ribassato e sagomato. Il tratto del torrente Samoggia a fronte dello sfioro di emergenza sarà adeguatamente rivestito con scogliere in massi naturali.

Lo scarico di fondo sarà costituito da una struttura in calcestruzzo quasi integralmente inserita nel rilevato arginale, con due canne di sezione quadrata di m 2,00x2,00 dotate di ventole automatiche di chiusura e di una doppia paratoia

ciascuna, una a monte e una a valle della ventola, per una maggiore garanzia di tenuta idraulica e per consentire futuri interventi di manutenzione.



Fig. 1.8 – *Manufatto di alimentazione già abbondantemente inerbato*

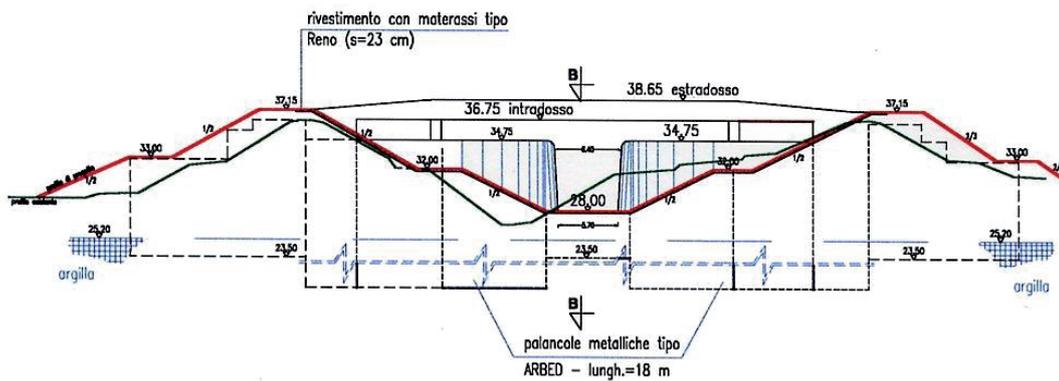
Le paratoie saranno azionate da motori elettrici ed attuatori. Tale manufatto è stato già approntato a eccezione degli organi di regolazione per permettere l'eventuale deflusso in caso di inondazione della cassa non ancora dotata di manufatto scolmatore.

La traversa di sbarramento (Fig. 1.8) sarà costituita da due elementi in calcestruzzo che daranno luogo ad una strozzatura dell'alveo, opportunamente tarata per consentire il transito di portate non superiori a quella limite di progetto. In corrispondenza della traversa l'alveo del Samoggia sarà rivestito, in parte con gabbioni metallici e ciottolo, in parte con scivoli in calcestruzzo.

La traversa sarà dotata di un ponte superiore di servizio, utile sia per accedere al tratto di argine sinistro compreso tra i due sfioratori, sia per effettuare eventuali interventi di emergenza per liberare la traversa da tronchi ed altri oggetti che potrebbero incastrarsi nella luce centrale durante gli eventi di piena.

Le fondazioni della traversa, delle pile e delle spalle del ponte poggeranno su palancole metalliche, aventi anche la funzione di diaframma per evitare ogni possibilità di sifonamento.

SEZIONE A-A



SEZIONE B-B

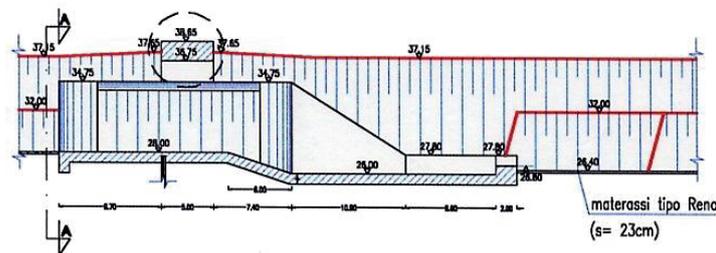


Fig. 1.8 – Sezione trasversale (A-A) e longitudinale (B-B) della traversa di sbarramento

Per quanto riguarda l'affidamento dei lavori di indagine su cui si basano le verifiche svolte in questa parte è stata effettuata una gara pubblica in modalità speditiva mediante l'istituto della trattativa privata; infatti gli appalti di qualsiasi tipologia devono essere affidati attraverso una "gara" pubblica, ossia una procedura di selezione ad evidenza pubblica, a cui possono partecipare i soggetti aventi i requisiti richiesti.

Le procedure di aggiudicazione sono le seguenti:

- asta pubblica o pubblico incanto: procedura aperta, in cui tutte le imprese interessate possono presentare la propria offerta;
- licitazione privata: procedura ristretta, a cui possono partecipare solo i soggetti invitati dall'amministrazione aggiudicatrice;
- appalto concorso: procedura ristretta in cui il candidato redige, in base alle richieste formulate dall'amministrazione aggiudicatrice, il progetto della prestazione oggetto di gara, indicando le condizioni ed i prezzi ai quali è disposto ad eseguirla;
- trattativa privata: sistema di negoziazione caratterizzato dall'assenza di una procedura formalizzata di gara, in cui l'amministrazione mantiene una

discrezionalità nell'individuazione del soggetto cui affidare l'esecuzione del contratto o dei soggetti da invitare alla gara ufficiosa preliminare al definitivo affidamento dello stesso.

Nel caso dell'affidamento dei lavori d'indagine per la cassa delle Budrie è stato definito un elenco ristretto di quattro aziende a cui è stato chiesto di effettuare un'offerta sulla base di proposta d'incarico definita mediante l'elenco prezzi della Regione Emilia Romagna. L'affidamento dei lavori è stato assegnato alla ditta Elletipi s.r.l. di Ferrara, che all'interno della propria struttura si occupa sia di prove in sito geotecniche e ambientali, prelievo di campioni sia di analisi geotecniche attraverso un laboratorio analisi su terre e aggregati. Il laboratorio materiali è autorizzato dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base alla legge 5 nov.1971 n° 1086 Dec. n° 50947 del 18/09/2003 e al D.P.R. n° 380/01 art. 59 circ. n° 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005, requisito fondamentale per poter partecipare ad appalti indetti da soggetti pubblici.

Il completamento della cassa di espansione delle piene in loc. Le Budrie sarà quindi effettuato mediante l'esecuzione di due procedure di appalto che riguardano nello specifico:

- **Appalto A:** riguarda l'esecuzione delle indagini geotecniche di dettaglio finalizzate alla realizzazione delle opere strutturali di regolazione della portata nell'alveo del torrente Samoggia a servizio della cassa di espansione per la laminazione delle piene in località Le Budrie.
- **Appalto B:** riguarda la realizzazione delle opere strutturali di regolazione della portata nell'alveo del torrente Samoggia a servizio della cassa di espansione per la laminazione delle piene in località Le Budrie, dello sfioratore di emergenza, della risagomatura dell'alveo e della sistemazione ambientale.

2 Inquadramento geologico e indagini integrative

2.1 Inquadramento geologico

L'area della cassa d'espansione del torrente Samoggia ricade nell'estremità settentrionale (quadrante NE) del foglio geologico n. 220 Casalecchio di Reno della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 (ISPRA, 2009a) e nell'estremità meridionale (quadrante SE) del foglio n. 202 S. Giovanni in Persiceto (ISPRA, 2009b) (Fig.2.1). Molte informazioni sulla geologia dell'area sono tratte perciò dai Fogli CARG 220 e 202.

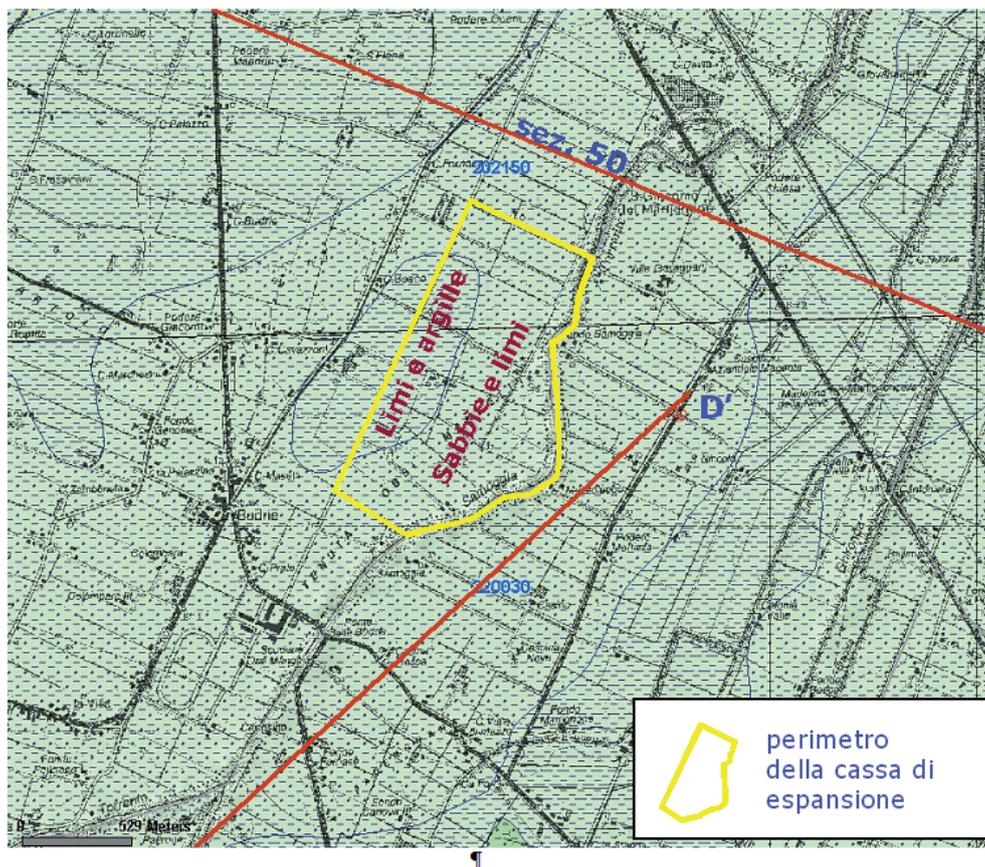


Figura 2.1 - Ubicazione della cassa d'espansione del T. Samoggia sulla cartografia geologica (http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canali/cartografia/sito_cartografia/sito_cartografia.htm)

Le litologie affioranti, che costituiscono il terreno di fondazione degli argini, sono riferibili all' "unità di Modena" (AES8a), sottounità del subsistema di Ravenna (AES8), di età post-romana, qui prevalentemente costituita da sabbie e limi di canale, argine e rotta fluviale e, limitatamente alla parte occidentale, da limi e argille di piana inondabile (Fig. 2.1).

L'assetto geologico-strutturale del sottosuolo, a scala regionale, è desumibile dalla sezione n. 4 dello studio "Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna" (RER -ENI, 1998) (Fig. 2.2) mentre la stratigrafia della parte più superficiale, che più interessa l'analisi della risposta sismica locale, è desumibile dal tratto terminale (nord) della sezione D-D' del Foglio 220 (Fig. 2.3) la cui traccia corre, più o meno parallela, poco a est del T. Samoggia (Fig. 2.1) e interpolando le sezioni geologiche E-E' del Foglio 202, che passa a ovest dell'area d'interesse (tra Castelfranco Emilia e S. Agata Bolognese), e la sez. n. 50 (Fig. 2.4), che passa poco a nord (nei pressi di S. Giacomo del Martignone), realizzata dal Servizio Geologico della Regione Emilia-Romagna per lo studio della conoide del fiume Reno e

disponibile nel sito web del Servizio⁶.

L'area della località Le Budrie sorge sul fianco meridionale della sinclinale compresa tra il margine appenninico-padano a sud e la dorsale sepolta delle Pieghe Ferraresi a nord (Fig. 2.2). Di conseguenza il sottosuolo è costituito da forti spessori, oltre 300 m, di sedimenti alluvionali (che sono anche sedi dei gruppi acquiferi A e B) che poggiano su un substrato, la cui parte alta è costituita da sabbie di ambiente marino-litorale di età compresa tra 650.000 e 800.000 anni (gruppo acquifero C), immergente verso nord. Il massimo spessore di sedimenti alluvionali è poco a nord di S. Giovanni in Persiceto, nell'asse della sinclinale, dove è quasi 500 m. Verso nord, per effetto delle Pieghe Ferraresi, il substrato torna a sollevarsi fino alla culminazione dell'alto strutturale di Finale Emilia-Mirandola, dove lo spessore della successione alluvionale è ridotto a circa 100-150 m.

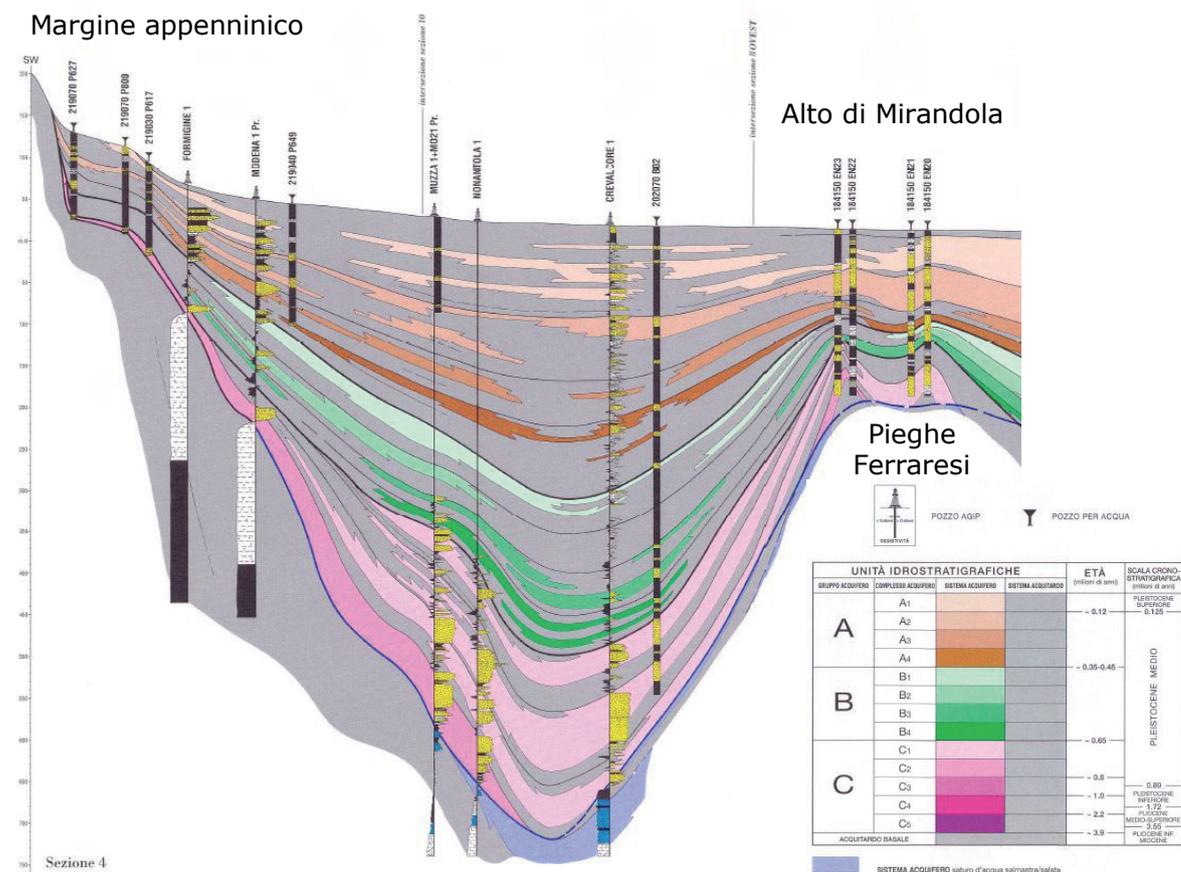


Figura 2.2 - sezione 4 da RER-ENI (1998).

⁶ http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canali/cartografia/sito_cartografia/web_gis_sezioni_geo.htm

Stratigrafia

La successione continentale è suddivisibile in due sequenze sedimentarie di ordine maggiore, risultato di due cicli deposizionali principali; il più antico, di età compresa tra circa 650.000 e 450.000 anni, ha prodotto i depositi del Sintema Emiliano-Romagnolo inferiore (AEI o gruppo acquifero B), quello più recente, di età compresa tra 450.000 anni e l'Attuale, ha dato origine ai depositi del Sintema Emiliano-Romagnolo superiore (AES o gruppo acquifero A).

I depositi di questi cicli deposizionali sono prevalentemente costituiti, in quest'area, da sedimenti fini, argilloso-limosi, con intercalazioni di corpi sabbiosi che costituiscono i principali corpi acquiferi (Fig. 2.3).

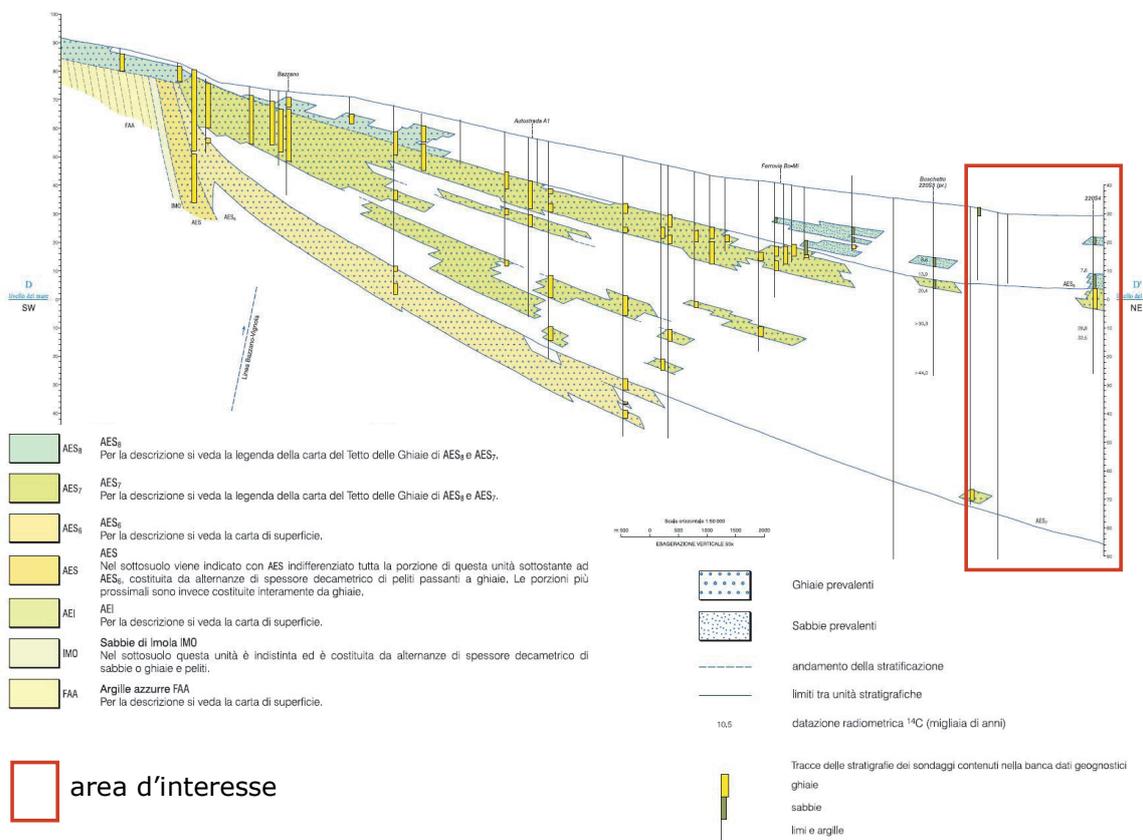


Figura 2.3 - Sezione geologica D-D' da Foglio 220 Casalecchio di Reno (ISPRA, 2009a)

I depositi più antichi del Pleistocene superiore mostrano, in affioramenti del margine appenninico, evidenze di deformazioni tettoniche (Boccaletti et al., 2004) e, a scala regionale, una certa concordanza geometrica con il substrato marino mentre in varie aree della regione presentano geometrie discordanti con i depositi sovrastanti. L'assetto strutturale e i rapporti geometrici permettono di ipotizzare un

coinvolgimento dei depositi alluvionali antichi nelle varie fasi deformative recenti che hanno portato alla formazione del margine appenninico e della Pianura Padana.

Lo stress tettonico può avere contribuito ad aumentare il grado di consolidazione dei sedimenti antichi, già sottoposti a notevole carico per il forte spessore dei sedimenti sovrastanti. Infatti, in vari affioramenti del margine appenninico e in campioni prelevati durante perforazioni, è stato osservato un elevato grado di consolidazione dei sedimenti del Pleistocene medio.

Tale sovraconsolidazione potrebbe avere un ruolo non indifferente per la risposta sismica locale. Infatti, da varie indagini realizzate e promosse dal Servizio Geologico regionale e da altre Amministrazioni Pubbliche per studi di microzonazione sismica e analisi della risposta sismica, risulta che nella pianura emiliano-romagnola sono presenti, già nella successione alluvionale, superfici di contrasto di impedenza assimilabili a bedrock sismico, spesso coincidenti con la base del Pleistocene superiore (depositi di AES7 o gruppo acquifero A1) o con la base dell'ultimo ciclo deposizionale del Pleistocene medio (depositi di AES6 o gruppo acquifero A2).

Perciò risulta di particolare importanza soprattutto la conoscenza della successione alluvionale fino alla base dei depositi AES6 (o gruppo acquifero A2).

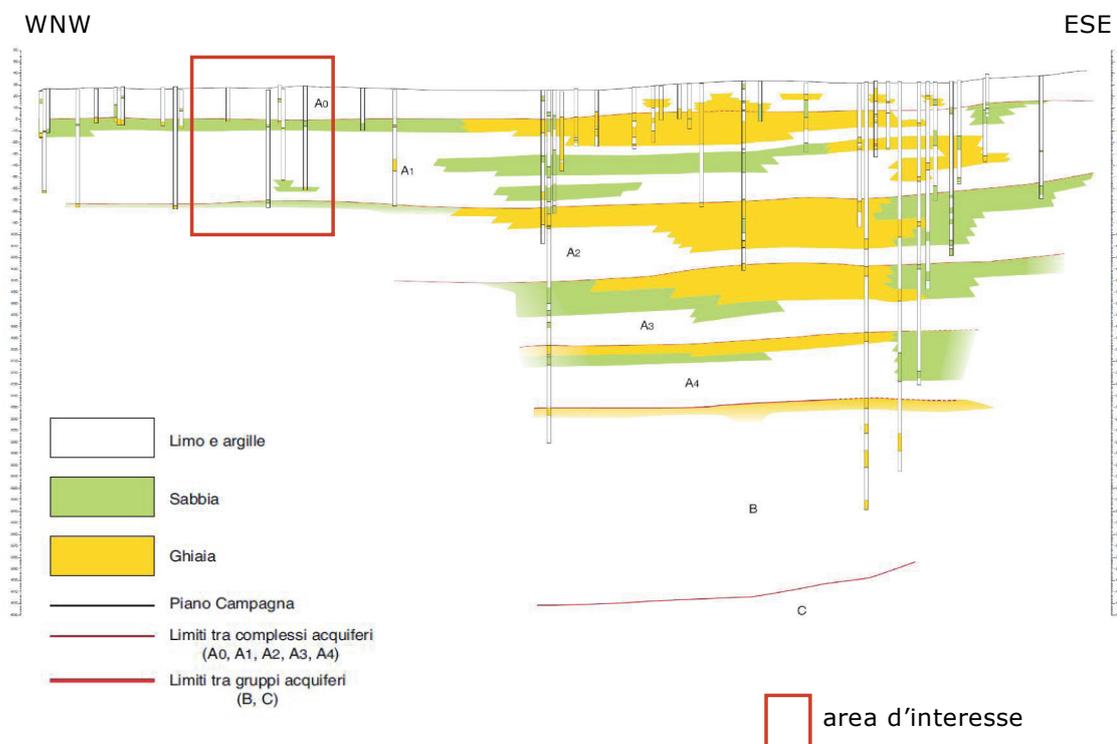


Fig. 2.4 - Sezione geologica n. 50, realizzata per il Progetto Conoide Reno.

I dati disponibili presso la banca dati del Servizio Geologico regionale, derivanti da perforazioni e profili sismici, permettono di descrivere in dettaglio la stratigrafia dell'area d'interesse fino alla profondità di circa 150-200 m (Figg. 2.3 e 2.4).

I primi 20-25 metri da piano campagna sono costituiti da alternanze di limi e sabbie di età olocenica (12.000 anni-Attuale) riferibili al subsistema AES8 (o gruppo acquifero A0) mentre la parte sottostante è costituita da sedimenti prevalentemente fini, attribuiti al Pleistocene superiore (AES7 o gruppo acquifero A1) la cui base, nell'area della cassa d'espansione, varia da sud a nord dalla profondità di circa 100 m fino a oltre 110 m. Nella parte superiore di AES7, a profondità comprese tra 25 e 35 m, è segnalata la presenza di lenti metriche di sedimenti grossolani, sabbioso-ghiaiosi.

I depositi sottostanti (AES6 o gruppo acquifero A2), riferibili all'ultimo ciclo del Pleistocene medio, la cui base ha un'età di circa 230.000-250.000 anni, hanno in quest'area uno spessore di circa 50-60 m per cui la base di questi depositi è ipotizzabile a profondità variabili tra 150 e 160 m.

Per meglio caratterizzare la stratigrafia della parte superiore della successione stratigrafica sono state riletti tutti i risultati delle indagini disponibili e realizzate alcune nuove indagini puntuali ubicate sulla sezione fluviale che interesserà la costruzione dell'opera di derivazione. Nel paragrafo seguente si mostra nel dettaglio la campagna di indagine eseguite nel luglio 2011 sulla base delle quali sarà effettuata l'analisi di risposta sismica locale.

2.2 Indagini integrative per la definizione del modello geotecnico

La campagna indagini integrative svolte al fine di caratterizzare il sito ai fini sismici è stata finanziata interamente dalla Regione Emilia-Romagna e realizzata con il coordinamento del Servizio Tecnico di Bacino Reno (STBR). Nel corso dell'affidamento dei lavori d'indagine e della progettazione degli interventi mi è stata data la possibilità di collaborare attivamente, in affiancamento ai tecnici del STBR, lasciandomi un notevole spazio di movimento. A tale riguardo desidero porre l'accento sulla disponibilità concessami dai tecnici del STBR nel coinvolgermi pienamente durante le fasi di pianificazione delle indagini e nella redazione dei documenti per la gara di affidamento. Ho potuto così osservare direttamente i

meccanismi che caratterizzano le procedure di appalto pubblico e le metodologie di attribuzione dei costi.

Le indagini per la caratterizzazione del sottosuolo costituente l'area in cui sarebbe sorta la cassa di espansione furono eseguite nell'anno 1998 e constavano di 23 sondaggi a carotaggio continuo e di 25 prove penetrometriche raccolte nell'archivio informatizzato del STBR. I certificati di prova delle indagini eseguite e tutto il restante materiale inerente è stato digitalizzato e organizzato all'interno del sistema GIS (su piattaforma ArcMap) in dotazione alla struttura regionale. Ogni punto d'indagine è stato quindi georeferenziato e collocato sulla Carta Tecnica Regionale. Le indagini integrative eseguite per la caratterizzazione sismica saranno immesse nel sistema informatizzato per dare un quadro di unione il più possibile completo della situazione geotecnica del sito. Ai fini dello studio di risposta sismica locale, a maggior ragione se puntuale come quello di cui ci sta per occupare, le informazioni preesistenti risultano piuttosto disperse all'interno dell'area e non abbastanza rappresentative della situazione particolare su cui ci si vuole concentrare (Fig. 2.5). È stato necessario quindi compiere nuove indagini che rispondessero agli obiettivi di ricerca delle caratteristiche sismiche del deposito, articolando in base al budget di spesa messo a disposizione, una pianificazione di indagine che potesse massimizzare la quantità di informazioni senza però incorrere in ridondanze e sprechi di denaro.

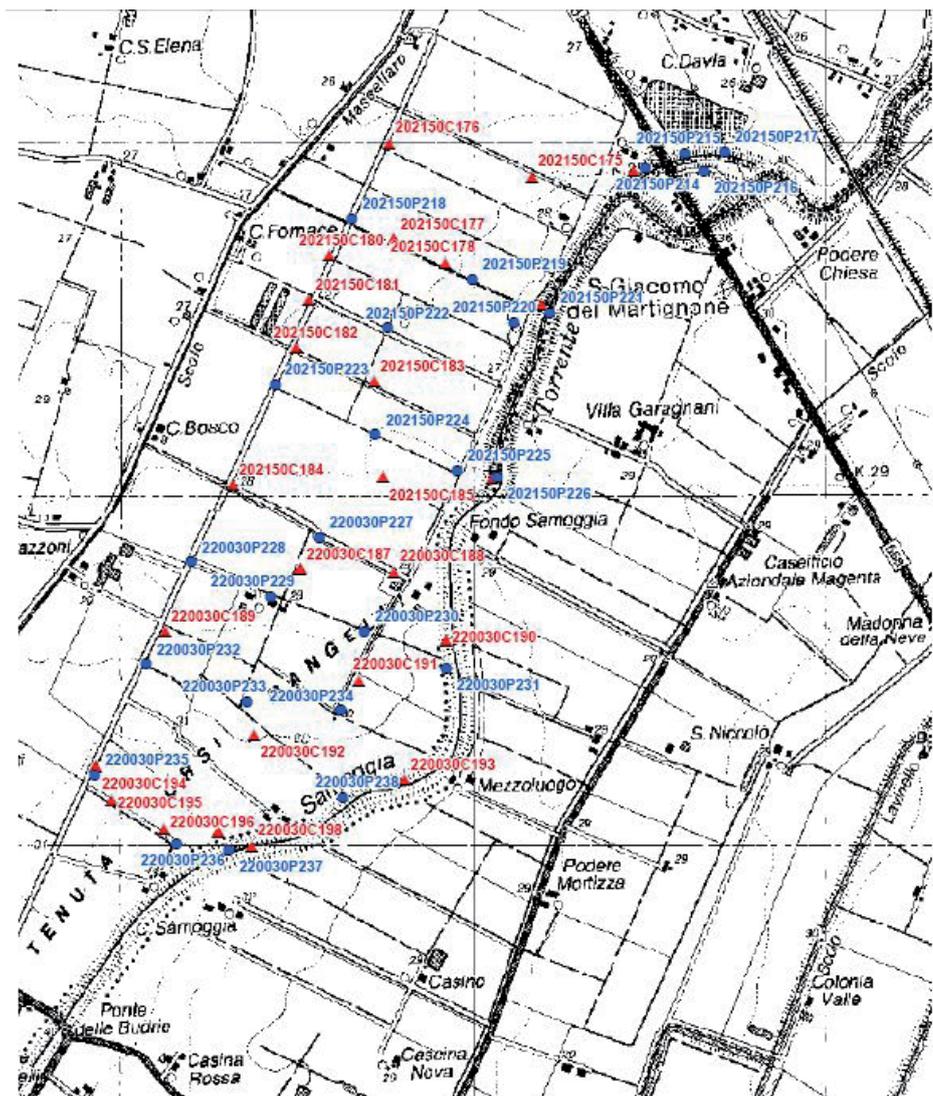


Fig. 2.5 – Ubicazione indagini esistenti (Archivio RER-GIS 1998)

La campagna d'indagini integrative è stata articolata nelle seguenti prove:

- SCPTU-1** Penetrometria statica con punta elettrica, misura delle pressioni interstiziali e cono sismico; spinta fino alla profondità di 30 m rispetto alla quota dalla banca intermedia dell'argine
- CPTU-1** Penetrometria statica con punta elettrica e misura delle pressioni interstiziali; spinta fino a 30 m rispetto alla quota della sommità dell'argine.
- S1** Sondaggio a carotaggio continuo con metodo di perforazione wireline con prelievo di campioni indisturbati; spinto fino alla quota di 35 m rispetto alla quota della banca intermedia dell'argine maestro.

Nella figura seguente (Fig. 2.6) viene mostrata, in pianta e in sezione, l'ubicazione delle prove in sito con l'indicazione di massima della disposizione dei campioni indisturbati prelevati durante il sondaggio.

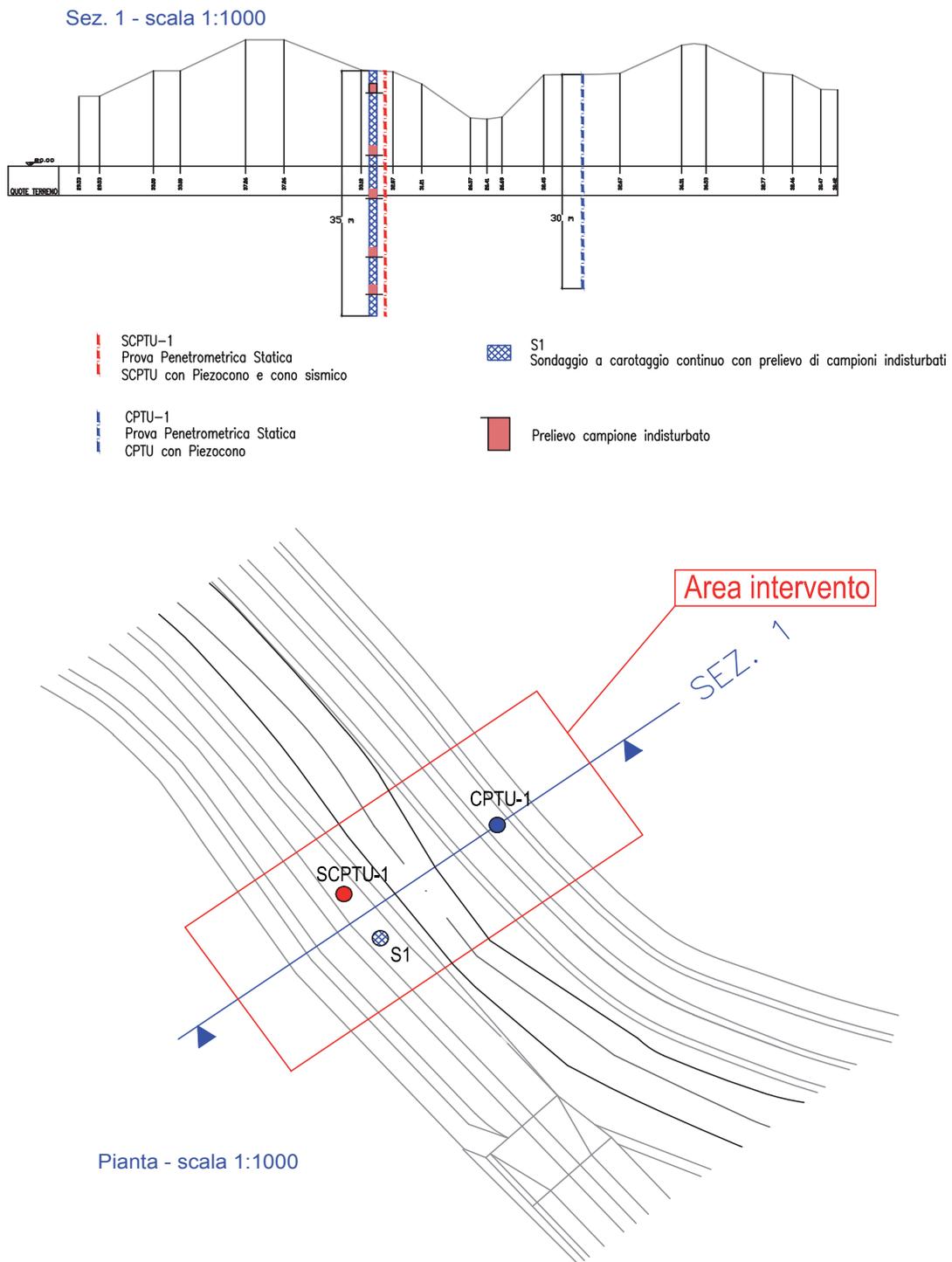


Fig. 2.6– Ubicazione delle prove in sito

2 Analisi di Risposta Sismica Locale

Attività 1. **Prove CPTU con cono sismico**

Attività 2. **Sondaggi e Campionamenti**

Attività 3. **Sismica passiva HVSr**

Attività 4. **Prove di laboratorio**

Attività 5. **Analisi sismica**

Attività 6. **Verifiche di stabilità e alla liquefazione**

Attività 1

Prove CPTU con cono sismico

La prova CPTU (*Cone Penetration Test con misura delle pressioni interstiziali*) si propone di determinare i parametri di resistenza di punta, attrito laterale e pressione interstiziale mediante l'infissione ad azione idraulica di una batteria di aste nel terreno. Alla normale configurazione si aggiunge ora il cono sismico (SCPTU, *Seismic Cone Penetration Test*), in altre parole una speciale punta penetrometrica (Fig.A1.1) dotata di due accelerometri alloggiati all'interno del manicotto principale. La prova permette di determinare, oltre ai parametri precedentemente elencati, anche la velocità delle onde di taglio, V_{s30} , con il metodo dello pseudo intervallo.

Nella giornata del 21/06/2011 sono state effettuate due prove penetrometriche, ubicate una sull'argine principale in sinistra idrografica con modalità SCPTU ed una seconda in destra idrografica senza la misura della velocità delle onde di taglio (CPTU).



Fig. A1.1 – Punta SCPTU

Si è utilizzato un penetrometro, su base autocarro Mercedes-Benz UNIMOG 4x4, da 20 t. di spinta con sistema idropneumatico ad avanzamento controllato (comandato da

un apposito motore diesel posto sul retro del veicolo), acquisizione dei parametri automatica tramite centralina dedicata e PC (Fig. A1.2).



Fig. A1.2 – da sinistra a destra, vista complessiva del penetrometro e centralina di acquisizione

L'energizzazione avviene mediante la battitura di una trave lignea solidale al terreno con una mazza da 6 kg. La trave è dotata di uno specifico dispositivo di rilevamento dell'istante di partenza del segnale sismico e dell'intensità di energizzazione che, essendo impressa manualmente dall'operatore, varia da battuta a battuta. Questo dispositivo è sostanzialmente un geofono chiamato *geofono trigger*, collegato alla centralina di acquisizione posta sul mezzo, esso ha la funzione di comandare l'inizio della fase di acquisizione degli accelerometri posti in profondità. All'aumentare della profondità d'indagine è necessario operare più di un'energizzazione al fine di effettuare una media sui tempi di arrivo del segnale. I tempi di percorrenza dell'onda sismica sono valutati con il metodo dello pseudo intervallo, tale metodo è stato già trattato nel capitolo §3.3.2.3 alla parte prima.

Entrambe le indagini, inizialmente proposte per una profondità di 35 m dalla sommità dell'argine, sono state arrestate a mt 30 per l'impossibilità di procedere a causa dell'elevato attrito laterale agente sulle aste infisse e per la notevole compattezza del terreno incontrato a questa profondità.

Il set di dati grezzi registrato dal sistema di acquisizione durante la prova, subisce una specifica elaborazione che consente di ottenere la correzione trigonometrica dovuta al percorso obliquo del segnale sismico, riportandolo sulla verticale indagata.

Il penetrometro utilizzato durante la prova è dotato di due ricevitori sismici, due accelerometri posizionati a circa un metro di distanza tra loro e posizionati sul piano orizzontale così da poter registrare sia la componente x che quella y dell'onda sismica inviata.

Le caratteristiche tecniche del sistema di acquisizione sono le seguenti (*catalogo TECNOPENTA s.r.l. ed. 2010*):

Il sistema G1-CPL2IN + D1-SISMI-USB permette di eseguire contemporaneamente alla prova penetrometrica statica, il calcolo della velocità delle onde S nel terreno (shear wave).

Lo strumento aggiunge alle funzioni di un normale piezocono la possibilità di registrare, alla profondità desiderata, per mezzo un sistema di acquisizione adeguato, le onde di taglio generate da un sistema energizzante presente in superficie e di

calcolare di conseguenza la velocità delle onde S nel terreno.

Il sistema si compone di alcuni dispositivi fondamentali e di accessori:

- piezocono sismico per la misura dei parametri Q_c , F_s , U , inclinazione, velocità delle onde trasversali;
- centralina di interfaccia USB per PC portatile. La stessa centralina permette anche di effettuare acquisizioni di prove di sismica di superficie, in pozzo o per analisi vibrazionali su strutture.

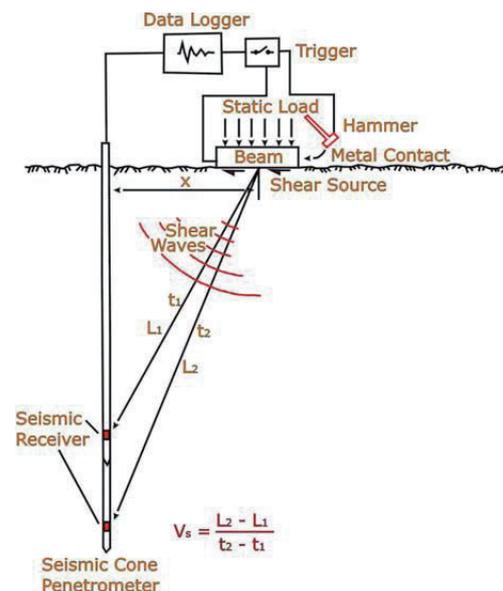


Fig. A1.3 – Schema di ricezione del segnale in profondità con il metodo SCPTU



Fig. A1.4 – Centralina D1-SIMI-USB (TECNO PENTA s.r.l.)

- sistema di energizzazione del terreno.
- Software EOLO
- Trigger via geofono

La centralina D1-SISMI USB dispone di 16 canali analogici; la velocità massima di campionamento è di 250 KHz. Essa consente, durante le prove con piezocono sismico, di acquisire 3 campioni ogni 0.01 ms. La risoluzione del sistema è 14 bit e le amplificazioni, selezionabili via software, vanno da 1 a 200. Una scheda di amplificazione e di filtraggio può migliorare ulteriormente le prestazioni del sistema. La scheda di acquisizione è alloggiata in una solida valigia antiurto che lo rende particolarmente adatto agli scopi di campagna.

Il software EOLO serve per la gestione dei segnali e del sistema piezocono e del cono sismico. Il sistema di energizzazione: Il sistema energizzante consiste in un'asse orizzontalmente inserita nel terreno e resa solidale a esso e da un sistema automatico o manuale di energizzazione consistente in un maglio del peso di circa 5/7 kg lasciato cadere da un'altezza di circa 2 metri.

Ad intervalli regolari prestabiliti la prova penetrometrica viene interrotta ed è attivata l'acquisizione dei dati ricevuti dai geofoni. Il programma, appositamente realizzato, visualizza i segnali ogni qualvolta il contrasto reso solidale con il terreno è energizzato dal maglio. I sensori alloggiati all'interno della punta coglieranno le onde trasversali con un ritardo dipendente dalla distanza tra la sorgente ed il ricevitore e dalle caratteristiche del terreno frapposto fra il punto di energizzazione ed il punto in cui si trovano i geofoni in quel momento. L'utente può verificare se il grafico del segnale è sufficientemente definito e registrare i valori o ripetere l'operazione di energizzazione. La velocità delle onde è calcolata conoscendo la distanza a cui si trovano i geofoni rispetto alla superficie e l'intervallo di tempo tra il momento dell'energizzazione ed il momento in cui esse sono raccolte dai geofoni.

Il trigger via geofono è utilizzato per dare il via all'acquisizione della traccia sismica e va accoppiato alla centralina di acquisizione sismica e di analisi delle vibrazioni D1-SISMI. Può essere usato anche per monitoraggi di fenomeni per i quali si desidera l'attivazione di allarmi, nel caso di superamento di una soglia di vibrazione.

Il triggeraggio avviene grazie ad un geofono montato all'interno che rileva la martellata di energizzazione. Per questo deve essere posto a pochi centimetri dal punto di battuta. I certificati di prova, elaborati dalla ditta Elletipi s.r.l., sono riportati di seguito ed evidenziano le proprietà meccaniche del sottosuolo.



elletipi s.r.l.

Sede operativa ed amm.va: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA
 tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it
 P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

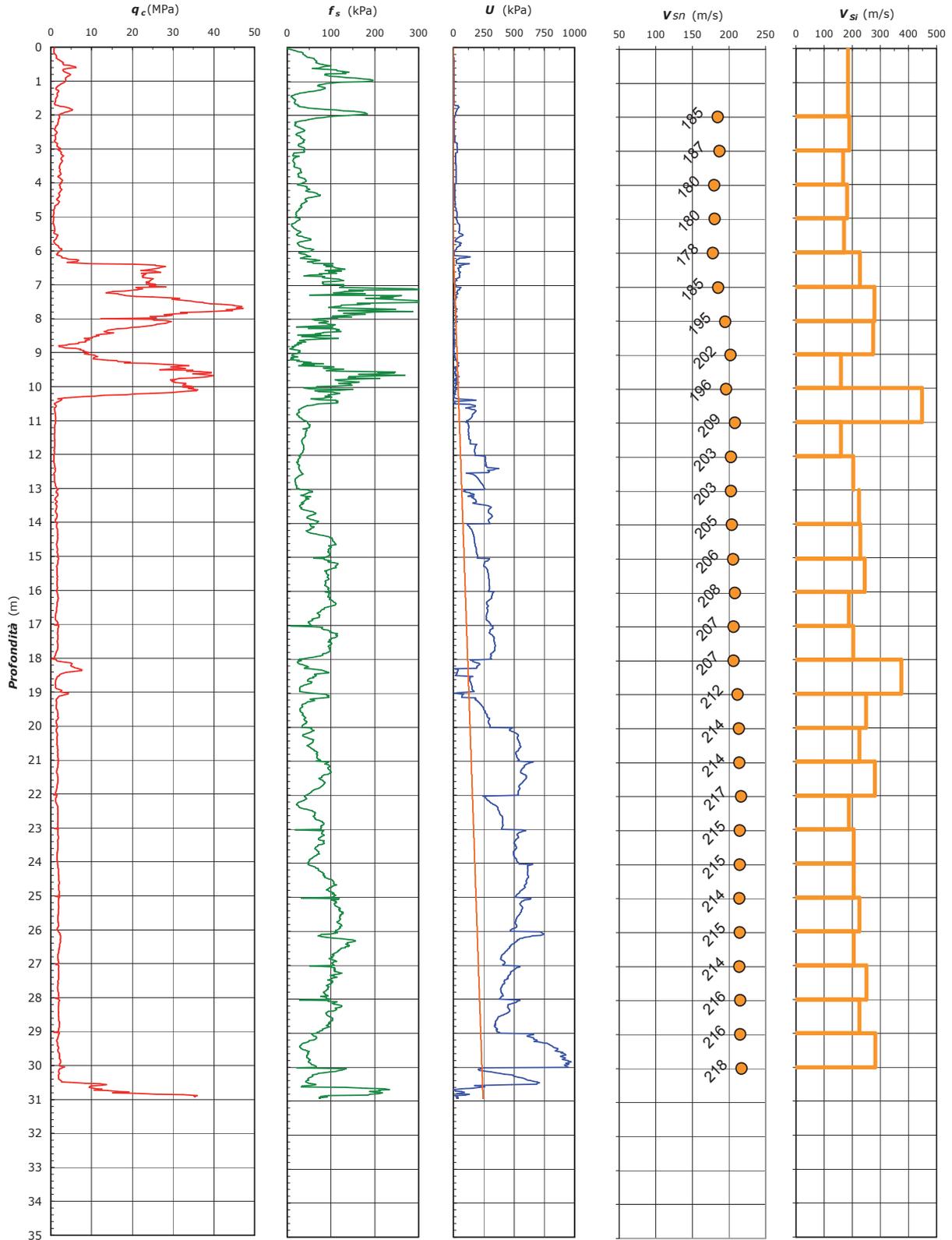
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
 INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

COMMITTENTE Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno

CANTIERE

Completamento della Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) - Torrente Sar

CPT N°	SCPTU Argine Destro	PROF. FALDA (m da p.c.)	6.00	TIPO PUNTA	piezocono G1 - CPL2IN
DATA	22/06/11	PREFORO (m da p.c.)		Lat.	
COMMESSA	9562/11	C. SITO N°:	xxxxxx	Long.	





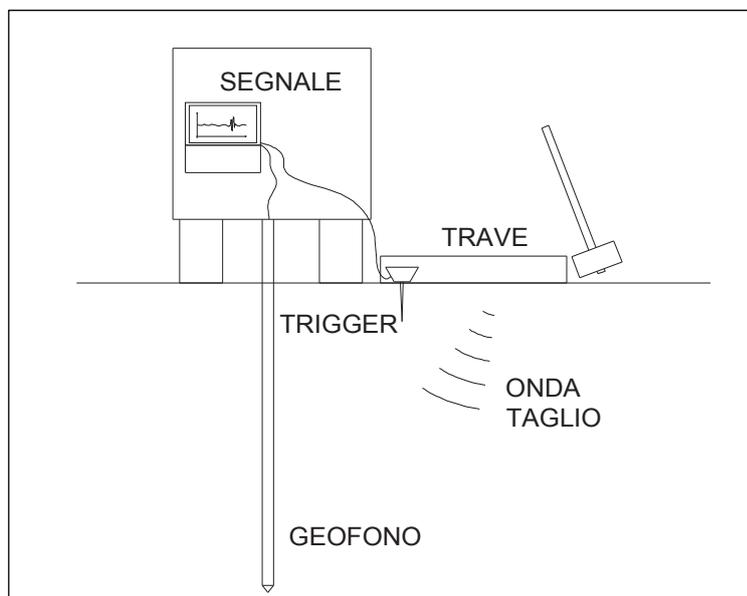
elletipi s.r.l.

Sede operativa ed amm.va: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA
tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it
P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

COMMITTENTE	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno				
CANTIERE	Completamento della Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) - Torrente Sar				
CPT N°	SCPTU Argine Destro	PROF. FALDA (m da p.c.)	6.00	TIPO PUNTA	piezocono G1 - CPL2IN
DATA	22/06/11	PREFORO (m da p.c.)		Lat.	
COMMESSA	9562/11	C. SITO N°:	xxxxxx	Long.	



Profondità (m)	Ts (s)	L (m)	Vs (m/s)	Vis (m/s)
1.0	T0	1.41	-	-
2.0	4.44	2.24	185	185
3.0	9.32	3.16	187	190
4.0	15.04	4.12	180	168
5.0	20.42	5.10	180	181
6.0	26.20	6.08	178	170
7.0	30.64	7.09	185	227
8.0	34.19	8.08	195	279
9.0	37.74	9.06	202	274
10.0	43.96	10.05	196	160
11.0	46.18	11.05	209	448
12.0	52.39	12.04	203	160
13.0	57.27	13.04	203	204
14.0	61.71	14.04	205	225
15.0	66.15	15.05	206	229
16.0	70.15	16.03	208	245
17.0	75.48	17.03	207	187
18.0	80.36	18.03	207	204
19.0	83.03	19.03	212	375
20.0	87.02	20.02	214	250
21.0	91.46	21.02	214	225
22.0	95.01	22.02	217	281
23.0	100.34	23.02	215	188
24.0	105.23	24.02	215	205
25.0	110.11	25.02	214	205
26.0	114.55	26.02	215	225
27.0	119.43	27.02	214	205
28.0	123.43	28.02	216	250
29.0	127.87	29.02	216	225
30.0	131.42	30.02	218	281

CATEGORIA SOTTOSUOLO
C
V_{s,30} = 218 m/s

- D = Distanza centro trave generatrice ond
- Profondità = Profondità punta da piano campagna
- Ts = Tempo percorrenza onda di taglio
- L = Lunghezza percorso onda di taglio
- Vs = Velocità onde di taglio da piano campagna alla profondità indic = 1.00 m
- Vis = Velocità onde di taglio nello strato di terreno compreso fra le due profondità indicate



elletipi s.r.l.

Sede operativa ed amm.va: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA
 tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it
 P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

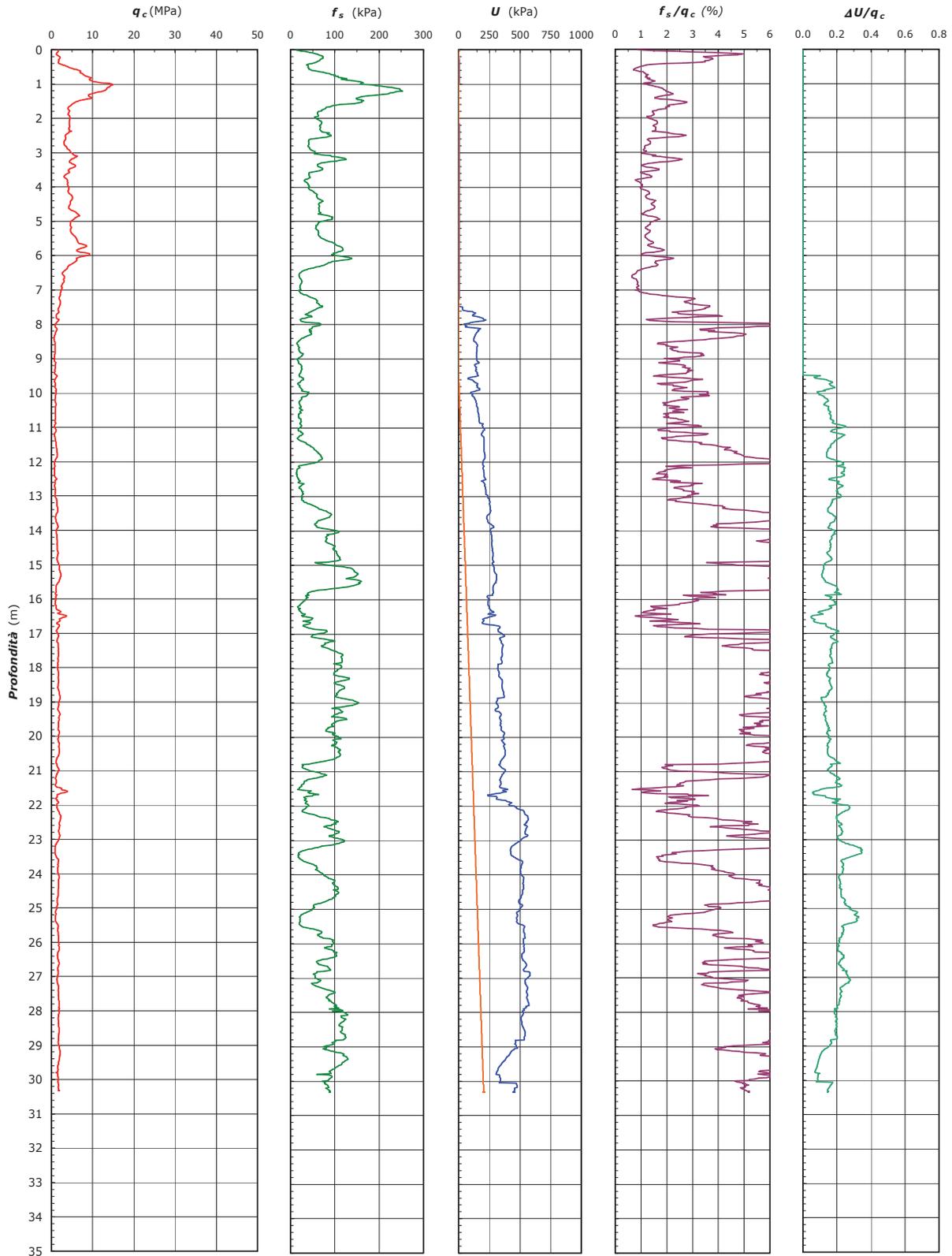
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
 INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

COMMITTENTE Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno

CANTIERE

Completamento della Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) - Torrente Samoggia. piezocono G1 - CPL2IN

CPT N°	CPTU Argine Sinistro	PROF. FALDA (m da p.c.)	9.50	TIPO PUNTA	
DATA	22/06/11	PREFORO (m da p.c.)		Lat.	
COMMESSA	9562/11	C. SITO N°:	xxxxxx	Long.	



Come si evince analizzando gli andamenti della resistenza di punta q_c e della resistenza per attrito laterale f_s , tra circa 6,5 e 10,5 m dal piano d'indagine sono presenti due strati di materiale granulare, probabilmente sabbia addensata o ghiaia, inframezzati da una sottile lente di materiale maggiormente plastico. Al di sopra di questo strato, tra 0 e 6,5 m è presente il materiale di riporto che costituisce il rilevato arginale, che a seguito della compattazione ha subito un sensibile miglioramento delle proprietà meccaniche.

Lo strato di materiale sciolto presente tra circa 6,5 e 10,5 m potrebbe presentare caratteristiche favorevoli alla liquefazione quindi si svolgerà nel seguito la verifica concernente tale suscettibilità.

Dall'andamento della velocità delle onde sismiche si determina la categoria di sottosuolo da applicare nel corso delle seguenti verifiche sismiche. Consultando le tabelle 3.2.II e 3.2.III del D.M. 14/01/2008 si riscontra che il sottosuolo in oggetto risiede nella categoria C.

Attività 2 Sondaggi e campionamenti

Il prelievo di campioni, mediante sondaggio a carotaggio continuo, è stato eseguito dalla ditta Elletipi s.r.l. nelle giornate del 6, 7 e 8 luglio 2011, con ubicazione prossima alla prova SCPTU eseguita sulla banca intermedia dell'argine destro del torrente Samoggia.

La prova penetrometrica SCPT-1 ed il sondaggio S1, sono stati ubicati nell'esatta posizione su cui sorgeranno l'opera di sbarramento (traversa fluviale) e il ponte di servizio.

Il sondaggio, denominato con la sigla S1, è stato spinto sino a una profondità di 35 m dalla banca intermedia dell'argine (circa 30m dal p.c.) permettendo il prelievo di 5 coppie di campioni indisturbati e di un campione disturbato prelevato in sacco.

La perforazione è stata eseguita con il metodo *wireline* che permette, rispetto al metodo tradizionale con aste e carotiere, una produzione maggiore in termini di tempo per via dell'utilizzo del solo rivestimento come mezzo di avanzamento. Il carotiere, infatti viene calato all'interno del rivestimento mediante un cavo d'acciaio

fino a raggiungere l'elemento di testa agganciandosi ad esso. Una volta terminata la manovra, si recupera il carotiere calando all'interno del rivestimento il "pescatore" ovvero il cavo d'acciaio dotato del dispositivo di aggancio. Per la perforazione è stata utilizzata una sonda da 10t marca Atlas Copco, semovente su cingoli.

Il sondaggio è stato effettuato in adiacenza alla prova SCPTU per poter correlare i valori di velocità delle onde di taglio V_s misurate in sito attraverso il cono sismico e in laboratorio mediante le prove RC e TTC.



Fig. A2.1 – Esecuzione del sondaggio S1

SONDAGGIO S1 - PROPOSTA DI PRELIEVO CAMPIONI INDISTURBATI

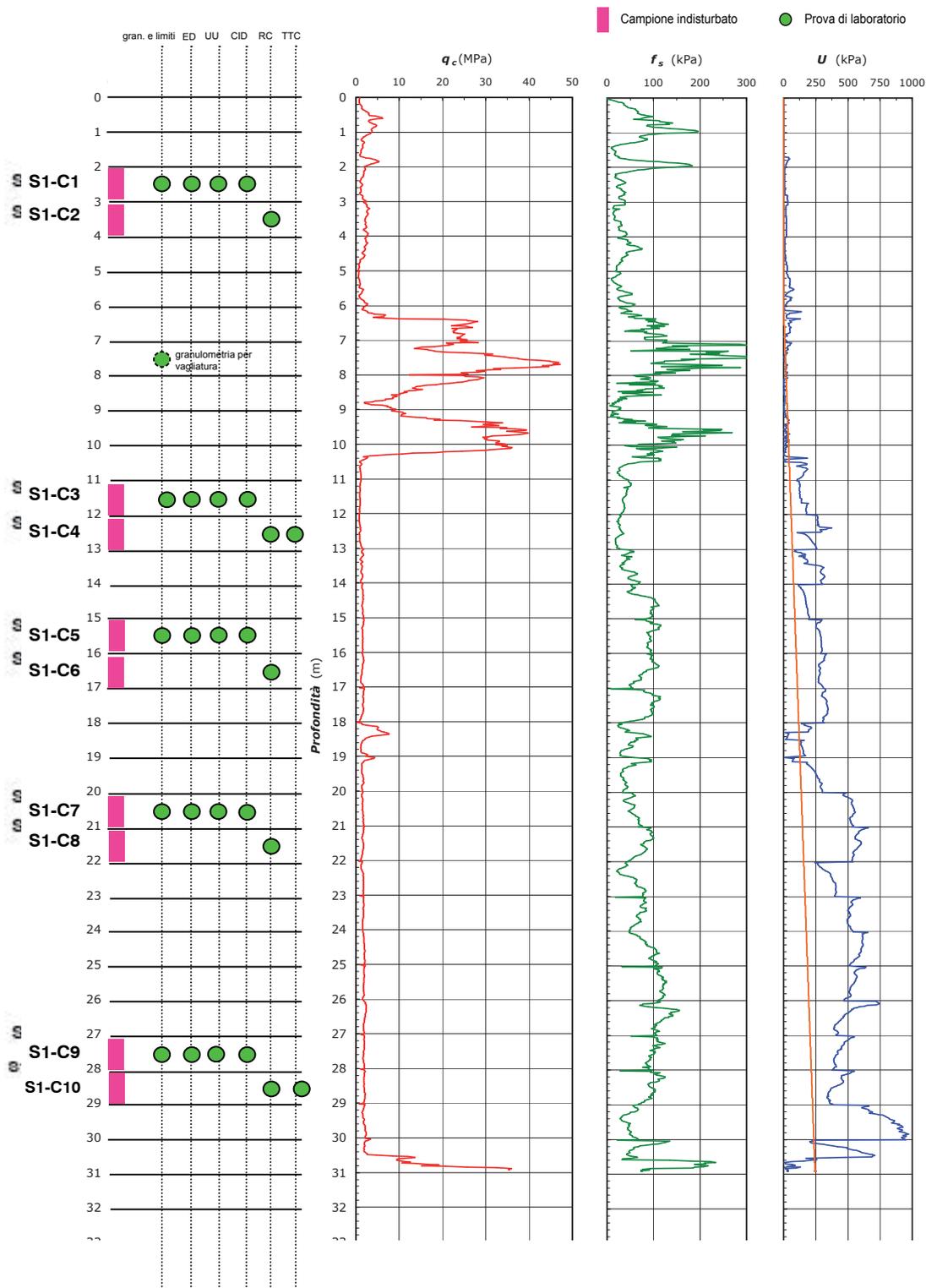


Fig. A2.1 – Prelievi di campioni indisturbati e relative prove di laboratorio

In cantiere è stata eseguita la caratterizzazione mediante pocket penetrometer e scissometro torvane per una prima identificazione dei terreni attraversati. Le carote disturbate prelevate dal carotiere sono state riposte in 7 cassette catalogatrici di cui si riporta documentazione fotografica (vedere Allegati, Rapporti e certificati di prova).

La scelta delle profondità cui prelevare i campioni è stata eseguita in base alle informazioni ottenute dalla prova penetrometrica SCPTU. Al fine di ottenere sufficiente materiale per lo svolgimento delle prove di caratterizzazione, prove statiche e dinamiche di laboratorio sono stati predisposti due campioni consecutivi di tipo Shelby per ciascuna profondità di prelievo individuata.

Di seguito si riporta uno schema riassuntivo delle prove richieste per ogni campione prelevato, considerando la numerosità e le effettive dimensioni dei provini necessari per eseguire ciascuna prova. Le profondità di prelievo sono state dedotte sulla base dei risultati della prova SCPTU-1 i cui grafici, che si riferiscono rispettivamente ai valori di q_c , f_s e u , sono riportati nelle tre colonne di destra. I campioni indisturbati prelevati sono stati denominati con la dicitura: S1C1, S1C2, S1C3, S1C4 S1C5, S1C6, S1C7, S1C8, S1C9, S1-10. Inoltre è stato prelevato un campione disturbato in sacco denominato CD1 su cui eseguire la sola analisi granulometrica al fine di valutare la possibile suscettibilità a liquefazione.

È stato considerato che per eseguire le prove triassiali statiche su 3 provini (UU e CID; $\Phi=38$ mm, $h=76$ mm), colonna risonante e prova di taglio torsionale ciclico (RC e TTC; $\phi = 70$ mm ed $h = 140$) un solo campione tipo Shelby di 60 cm di altezza non fosse sufficiente. Proprio per questa ragione sono stati prelevati, per ogni punto di prelievo individuato, due campioni consecutivi, rappresentativi dello stesso orizzonte litologico. I provini per prove triassiali, come anche quelli per le prove dinamiche di RC e TTC, sono ricavati dal campione indisturbato, in precedenza estratto dal campionatore Shelby, mediante infissione di una fustella d'acciaio opportunamente dimensionata.

La prova di taglio torsionale ciclico, per motivi di costi, è stata predisposta soltanto per due profondità di prelievo, al fine di svolgere un'analisi comparativa sui risultati, con riferimento alle rispettive prove di colonna risonante eseguite alla medesima profondità.

Si riporta di seguito la stratigrafia del sondaggio S1.

 elletipi s.r.l. via A. Zucchini, 69 - FERRARA tel. 0532/56771; fax 0532/56120 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it	Inizio Esecuzione 06/07/2011	Fine Esecuzione 08/07/2011	Metodo Perfor. Carotaggio cont. W.L.	Sondaggio S1
	Quota -		Attrezzo Atlas A 52	

Committente Regione Emilia Romagna S.T.B.R.	Località Sponda dx Fiume Samoggia - Le Budrie
---	---

Campioni Carotiere Semplice [T1] Carotiere Doppio [T2] Rimaneggiati [RI] Denison [D] Osterberg [OS] Shelby [SH] Indisturbati [IN]	Foto	Livello Acqua	Prof. Foro	Prof. Riv.	Assistente Dot. Mattace
		Data 08/07/11	Mt. p.c. 4.30	35.00	35.00
					Operatore Giommi

MT.	QUOTA DA P.C.	SIMBO LOGIA	CAMPIONI			DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	%	P.P.	T.V.	S.P.T.			Liv. acqua	Piezometro
			tipo	num	PROF					R.Q.D.	kg/cm2	kg/cm2		
	0.50					Terreno agrario.								
1							1.2	-						
2	2.00		SH 1	2-2.40		Limo sabbioso, grigio nocciola.	1.8	-						
			SH 2	2.4-3.00										
3						Argilla limosa debolmente sabbiosa color grigio marrone.	3.0	-						
4	3.40													
5												4.30		
6			RI A	5.6-6.00		Sabbia limosa marrone chiaro.								
7	7.10													
8														
9						Ghiaia medio-grossolana con sabbia limosa, marrone grigiastro chiaro. Diametro max 5 cm.							8.5	
10	10.50						1.5	0.5						
11							1.6	0.5						
12			SH 3	12.2-12.80		Argilla debolmente limosa grigio-azzurro con laminazioni torbose.	1.7	0.6						
			SH 4	12.8-13.40			1.4	0.4						
13	13.40						1.4	0.4						
14							1.6	0.6						
15							2.2	0.8						
16			SH 5	15.4-16.00			2.3	0.9						
			SH 6	16-16.60		Argilla giallastra-azzurra con laminazioni torbose da 18.00 m. a 18.40 m.	2.0	0.7						
17							2.0	0.6						
18	18.40						2.0	0.6						
19							1.7	0.5						
							1.8	0.6						
	19.80					Argilla limosa di colore giallastro								
	23.50						1.7	0.6					20.5	

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 249/99 Dec. n. 53962 del 06/05/2005.

 elletipi s.r.l. via A. Zucchini, 69 - FERRARA tel. 0532/56771; fax 0532/56120 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it		Inizio Esecuzione 06/07/2011	Fine Esecuzione 08/07/2011	Metodo Perfor. Carotaggio cont. W.L.	Sondaggio S1									
Quota -		Attrezzo Atlas A 52												
Committente Regione Emilia Romagna S.T.B.R.				Località Sponda dx Fiume Samoggia - Le Budrie										
Campioni Carotiere Semplice [T1] Carotiere Doppio [T2] Rimaneggiati [RI]		Foto		Livello Acqua	Prof. Foro	Prof. Riv.	Assistente Dott. Mattace							
Denison [D] Osterberg [OS] Shelby [SH] Indisturbati [IN]		Data 08/07/11		Mt. p.c. 4.30	35.00	35.00	Operatore Giommi							
MT.	QUOTA DA P.C.	SIMBO LOGIA	CAMPIONI			DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	%	P.P. kg/cm2	T.V. kg/cm2	S.P.T.			Liv. acqua	Piezometro
			tipo	num	PROF					R.Q.D.	N1	N2		
21			SH 7	20	2-20.80	Argilla debolmente limosa grigio-azzurra.	1.6	0.6						
			SH 8	20	8-21.40									
22							2.1	0.9						
23							2.2	0.9						
24	23.50 23.80					Limo argilloso grigio.	2.1	0.6						
25						Argilla debolmente limosa grigio-azzurra con concrezioni calcaree e laminazioni nerastre	2.5	1.2						
26	25.50						2.5	1.2						
27			SH 9	27	27-27.40	Argilla debolmente limosa grigio azzurra con noduli calcarei sparsi.	1.9	0.7						
28	28.00		SH 10	27	4-28.00									
29	28.80					Limo argilloso color grigio-azzurro.								
30	30.00					Limo son sabbia passante a sabbia limosa, grigio marrone chiaro.								
31						Ghiaia grossolana sub arrotondata con rari ciottoli, limoso sabbiosa marrone chiaro. Diam. max 8								
32	32.00						2.7	1.3						
33						Argilla debolmente limosa grigio azzurra con screziature giallognole e noduli calcarei sparsi.	2.6	1.3						
34							1.8	0.8						
35	35.00						2.5	1.2						
36							2.4	1.2						
37							2.3	1.1						
38														
39														

Laboratorio aut. del Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n. 53362 del 06/05/2005

Attività 3

Sismica passiva HVSR

In data 14/09/2011 è stata eseguita una prova di sismica passiva mediante Tromino® per completare il profilo di velocità delle onde sismiche nel sottosuolo e per definire la profondità del riflettore (bedrock sismico).

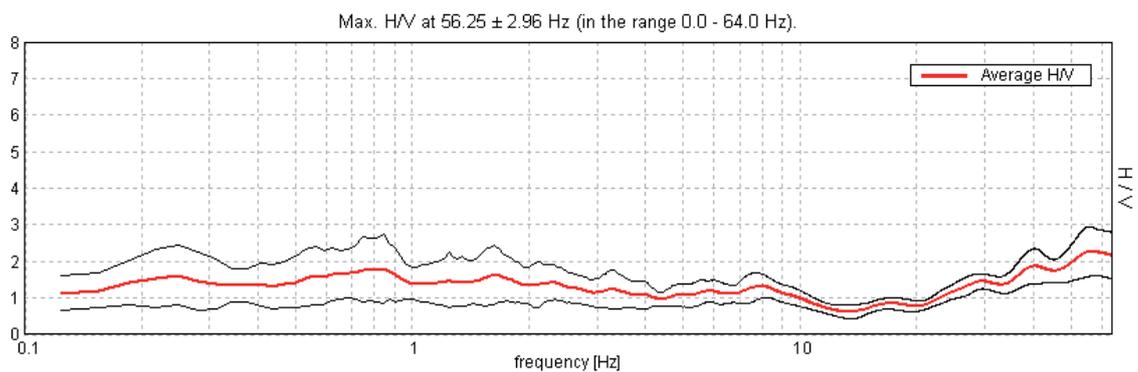


Fig. A3.1– Horizontal to vertical spectral ratio

Sono state eseguite un'indagine sismica passiva a stazione singola (tecnica HVSR) e un'indagine sismica in array di tipo attivo (MASW). Oltre a determinare il parametro V_{s30} , sono state stimate, grazie alla tecnica HVSR, le frequenze principali di vibrazione del terreno (generate dalla presenza di substrati rigidi o ad essi assimilabili), che rappresentano le frequenze alle quali è attesa la massima amplificazione sismica per risonanza stratigrafica. Il confronto di tali frequenze con quelle di vibrazione proprie della struttura consente di verificare la possibilità di amplificazioni del moto per il fenomeno di doppia risonanza suolo-struttura.

Dall'interpretazione del profilo H/V così ottenuto, coerentemente con quanto determinato dall'interpretazione delle sezioni geologiche di riferimento, è stato stimato che il bedrock sismico si attesti a una profondità di circa 150 m da piano campagna, con una velocità di propagazione delle onde sismiche superiore a 520 m/s.

L'interpretazione dell'andamento delle V_s è avvenuta integrando i risultati ottenuti mediante cono sismico, mediati con il profilo di velocità stimato dalla sismica passiva. Il risultato è stato riassunto nel grafico mostrato in Fig. A3.2 che mostra la

congruenza del profilo ottenuto con la tendenza esponenziale estrapolata dell'andamento di V_s ottenuta tramite sismocono.

La sismica passiva, realizzata con strumenti rapidi (Tromino), fornisce risultati del tutto indicativi che però possono essere utilizzati per estendere o integrare dati provenienti da indagini esistenti e maggiormente performanti. I principali pregi di queste indagini sono la velocità di esecuzione e il costo relativamente contenuto.

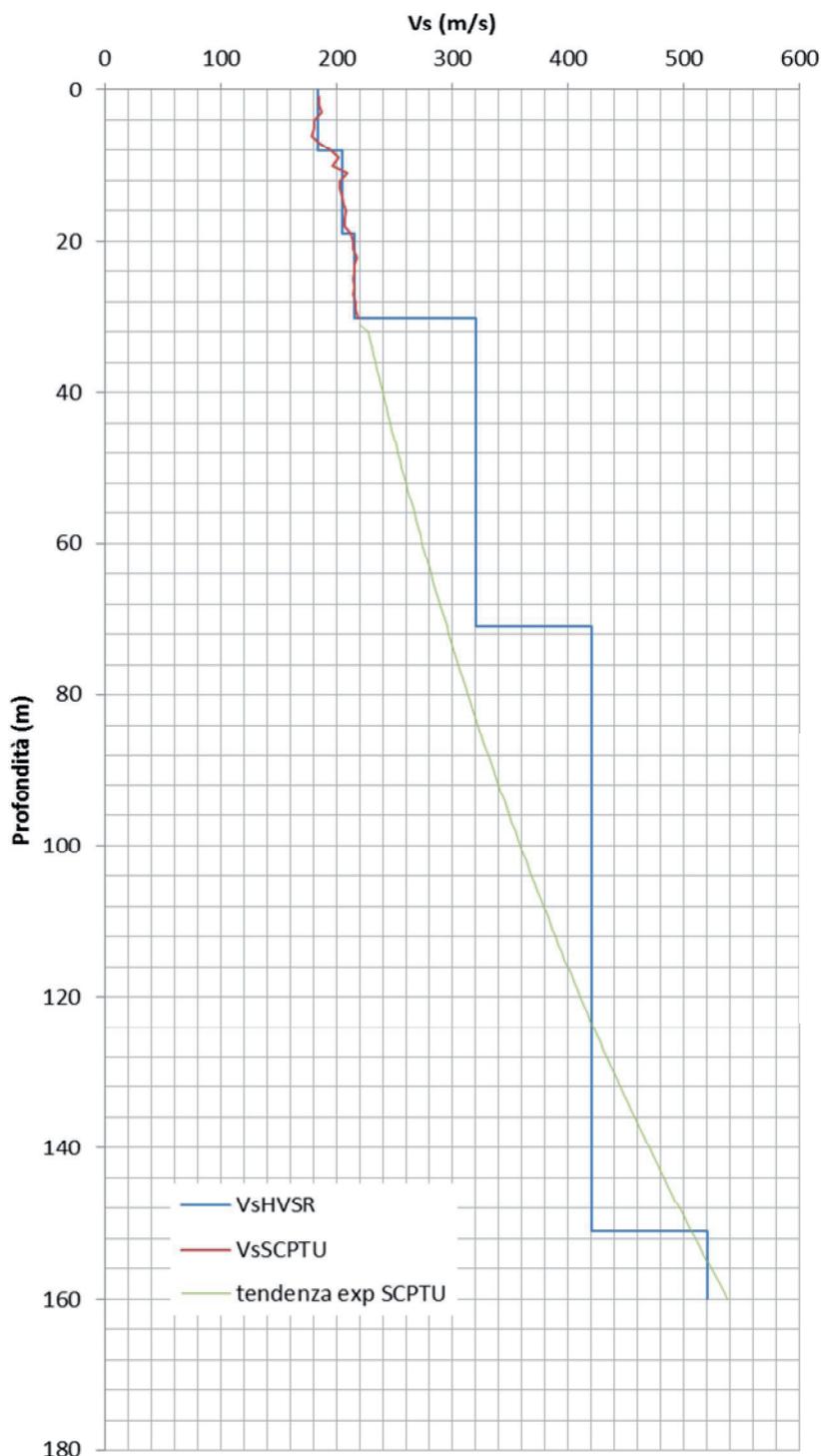


Fig. A3.2– Profilo di velocità ottenuto dal confronto tra cono sismico e indagine di sismica passiva

Prove di laboratorio

Le prove di laboratorio sono state svolte presso i laboratori della ditta Elletipi s.r.l. sita in via Annibale Zucchini, 69 a Ferrara la quale dispone di un laboratorio terre e rocce dotato di tutte le principali attrezzature di prova. Da un sopralluogo effettuato assieme ai tecnici della Servizio Tecnico di Bacino Reno, ho potuto constatare la validità delle attrezzature in dotazione e la buona organizzazione del laboratorio a cui sono state affidate le prove. Oltre al laboratorio terre e rocce, l'azienda dispone di laboratori specializzati operanti in altri settori quali ad esempio: aggregati stradali; legge 1086/71 riguardante calcestruzzi, ferri e acciai per l'edilizia; malte, resine e vernici; e certificazione di qualità per numerose tipologie merceologiche utilizzate in edilizia.

Per quanto riguarda lo svolgimento delle prove dinamiche quali RC e TTC la ditta Elletipi s.r.l. si è dotata recentemente di una macchina RCTS realizzata dall'americana GCTS (Tempe, Arizona, USA) e commercializzata in Italia dalla Tecnotest di Modena.

Di seguito si desidera affrontare un'analisi critica dei risultati ottenuti dalle prove di laboratorio, rimandando alla parte prima (§3.3.2.4) per i fondamenti teorici sulle modalità di esecuzione delle prove e agli allegati presenti in calce al presente lavoro per il dettaglio dei certificati e rapporti di prova emessi dal laboratorio incaricato.

A4.1 Prove geotecniche statiche

Per ogni coppia di campioni indisturbati prelevati sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Determinazione delle caratteristiche fisiche del campione
 - Contenuto d'acqua naturale (w)
 - Peso di volume naturale (γ)
 - Peso specifico dei grani (G_s)
- Analisi granulometrica mediante vagliatura
- Analisi granulometrica per sedimentazione con aerometro

- Determinazione dei limiti di Atterberg
 - Limite liquido (L.I.)
 - Limite plastico (L.p.)
 - Limite di ritiro (L.r.)
- Prova di compressibilità edometrica (EDOIL)
- Prova triassiale
 - Non consolidata, non drenata (UU)
 - Consolidata isotropicamente, drenata (CID)

Le prove geotecniche statiche sono state eseguite su tutti i campioni prelevati, fatta eccezione per la prova TxUU inerente al campione S1C1 per la quale non è stato possibile raggiungere l'adeguato grado di saturazione del provino. I risultati delle prove di laboratorio sono stati riassunti in una tabella per semplificare la definizione del modello geologico-tecnico del deposito. Si riporta quindi per ogni campione prelevato, i seguenti valori.

- Rapporto granulometrico (AASHTO, USCS)
- Contenuto d'acqua W(%);
- Peso specifico naturale γ_n (Mg/m³);
- Peso specifico secco γ_d (Mg/m³);
- Peso specifico immerso γ_{sat} (Mg/m³);
- Porosità n (%);
- Massa specifica ρ (Mg/m³);
- Limite liquido L.I.;
- Limite plastico L.P.;
- Indice plastico (L.P.-L.I.);
- Angolo di attrito in condizioni drenate;
- Coesione in condizioni drenate;
- Coesione non drenata;

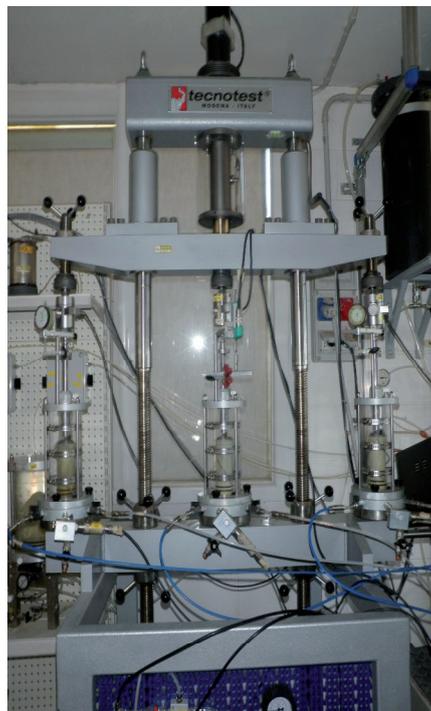


Fig. A4.1– Pressa per prove triassiali a tre posti in dotazione al laboratorio Elletipi s.r.l. (per gentile concessione della proprietà)

I report completi e i certificati ufficiali delle prove eseguite sono stati raccolti nell'allegato in calce al presente lavoro.

Campione	Granulometria		W (%)	γ_n (Mg/mc)	γ_d (Mg/mc)	γ_{sat} (Mg/mc)	n (%)	ρ (Mg/mc)	L.L (%)	L.P. (%)	I _p (%)	ϕ' (grad)	c' (kPa)	Cu (kPa)	
	USCS	AGI													
S1C1 da 2.00 a 2.40 m	GHIAIA	> 4,75 mm	> 2,00 mm	21,1	1,79	1,48	0,39	45	2,685	26	20	6	29,5	15,2	-
		0,0%	0,0%												
	SABBIA	> 0,075 mm	> 0,06 mm												
		16,0%	23,3%												
LIMO	> 2 μ	> 2 μ													
	71,6%	64,3%													
ARGILLA	< 2 μ	< 2 μ													
	12,4%	12,4%													
S1C3 da 12.20 a 12.80 m	GHIAIA	> 4,75 mm	> 2,00 mm	37,8	1,75	1,27	0,8	53	2,703	78	27	51	18,3	27,1	23,8
		0,0%	0,3%												
	SABBIA	> 0,075 mm	> 0,06 mm												
		4,2%	7,1%												
LIMO	> 2 μ	> 2 μ													
	51,7%	48,4%													
ARGILLA	< 2 μ	< 2 μ													
	44,1%	44,1%													
S1C5 da 15.40 a 16.00 m	GHIAIA	> 4,75 mm	> 2,00 mm	36,1	1,84	1,35	0,85	50	2,703	79	27	52	17,8	21,8	80,8
		0,0%	0,0%												
	SABBIA	> 0,075 mm	> 0,06 mm												
		0,0%	2,7%												
LIMO	> 2 μ	> 2 μ													
	46,0%	43,3%													
ARGILLA	< 2 μ	< 2 μ													
	54,0%	54,0%													
S1C7 da 20.20 a 20.80 m	GHIAIA	> 4,75 mm	> 2,00 mm	28,7	1,91	1,48	0,93	45	2,703	52	26	26	18,8	40,7	57,6
		0,0%	0,0%												
	SABBIA	> 0,075 mm	> 0,06 mm												
		6,6%	11,0%												
LIMO	> 2 μ	> 2 μ													
	57,0%	52,6%													
ARGILLA	< 2 μ	< 2 μ													
	36,5%	36,5%													
S1C9 da 27.00 a 27.40 m	GHIAIA	> 4,75 mm	> 2,00 mm	27,6	1,94	1,52	0,96	44	2,703	102	34	68	16,5	44,4	64,1
		0,0%	0,0%												
	SABBIA	> 0,075 mm	> 0,06 mm												
		0,0%	2,7%												
LIMO	> 2 μ	> 2 μ													
	47,1%	44,3%													
ARGILLA	< 2 μ	< 2 μ													
	52,9%	52,9%													

A4.2 Prove geotecniche Dinamiche e Cicliche

L'apparecchiatura RCTS in dotazione al laboratorio Elletipi di Ferrara rappresenta l'ultima innovazione in materia di gestione automatizzata di prove dinamiche su terre. A differenza dell'apparecchiatura in dotazione all'Università di Firenze, le cui



Fig. A4.2 – Cella di controllo della macchina RCTS, Elletipi s.r.l. (per gentile concessione della proprietà)

caratteristiche principali sono state descritte nell'approfondimento al capitolo 3 della parte prima, la RCTS mostrata nelle foto che seguono, gestisce tutte le fasi di prova attraverso un'interfaccia software dedicata. Sono tre le tipologie di prova supportate: colonna risonante, taglio torsionale ciclico e triassiale ciclico.

Le prove di RC e TTC sono svolte in sequenza, l'una dopo l'altra, consentendo di utilizzare lo stesso provino per entrambe le prove. Questo snellisce notevolmente la procedura poiché risparmia il passaggio più oneroso, in termini di tempo, ovvero la

consolidazione. La prova in sé, infatti, dura pochi minuti e permette dopo pochi semplici passaggi di ottenere un report dettagliato contenente le curve di decadimento G/G_0 e $D\%$.

Si riportano di seguito (Fig. A4.4 e A4.5) le curve di decadimento per ciascuno dei provini esaminati rimandando agli allegati per la consultazione dei report completi di prova.

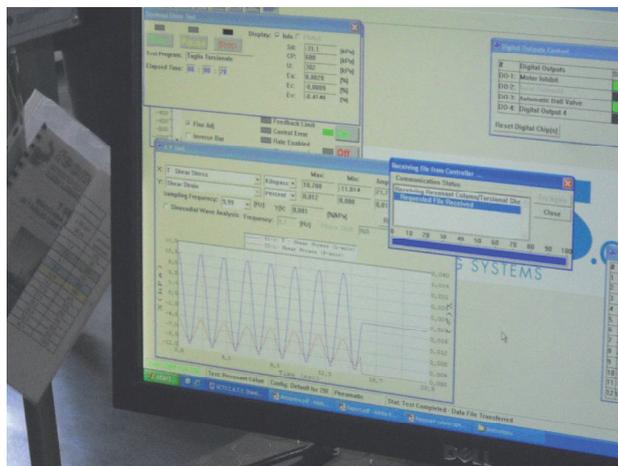


Fig. A4.3 – Schermata di controllo delle fasi di prova della macchina RCTS, Elletipi s.r.l. (per gentile concessione della proprietà)

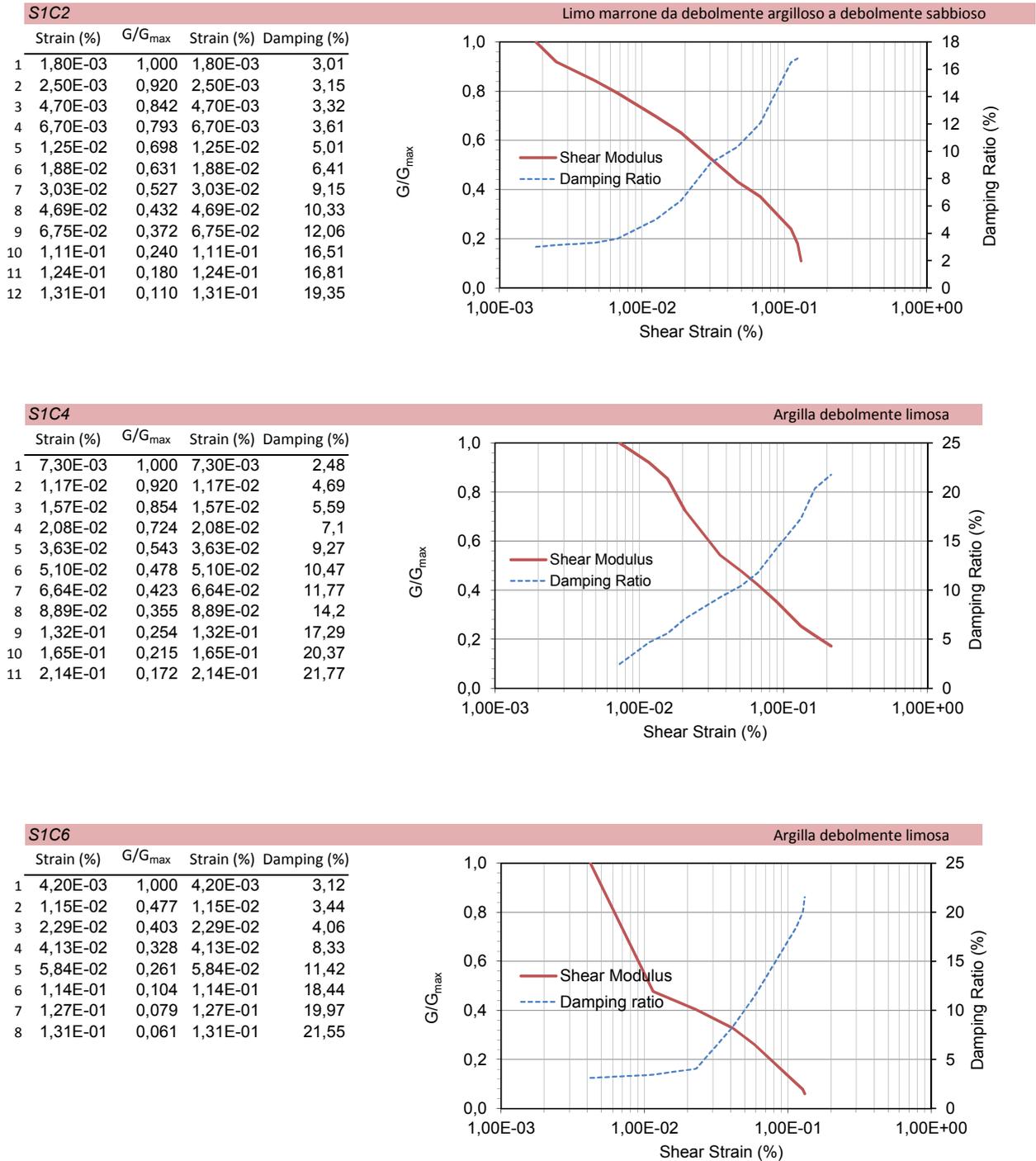


Fig. A4.4 – Curve di degrado sperimentali per il sito de Le Budrie

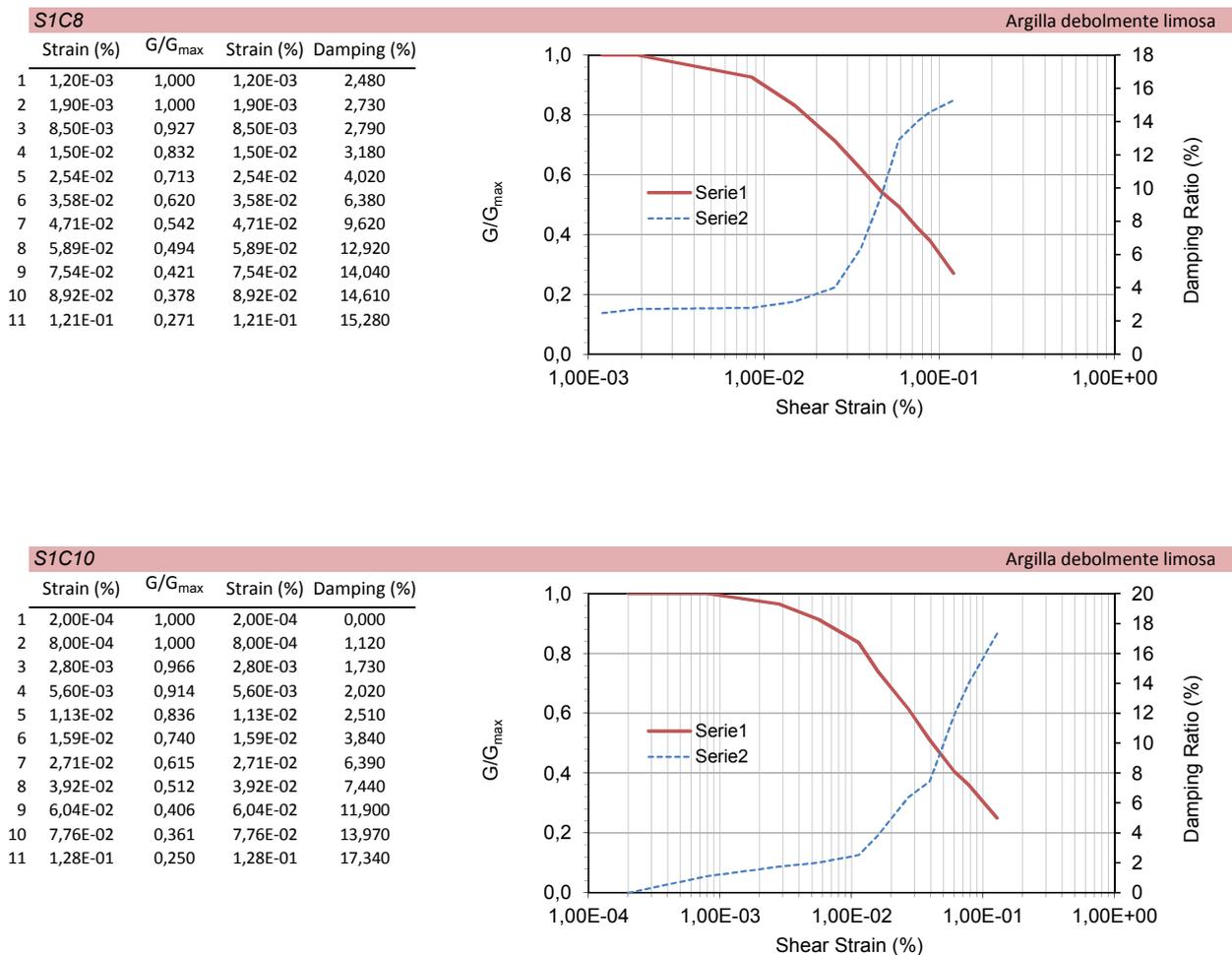


Fig. A4.5 – Curve di degrado sperimentali per il sito de Le Budrie

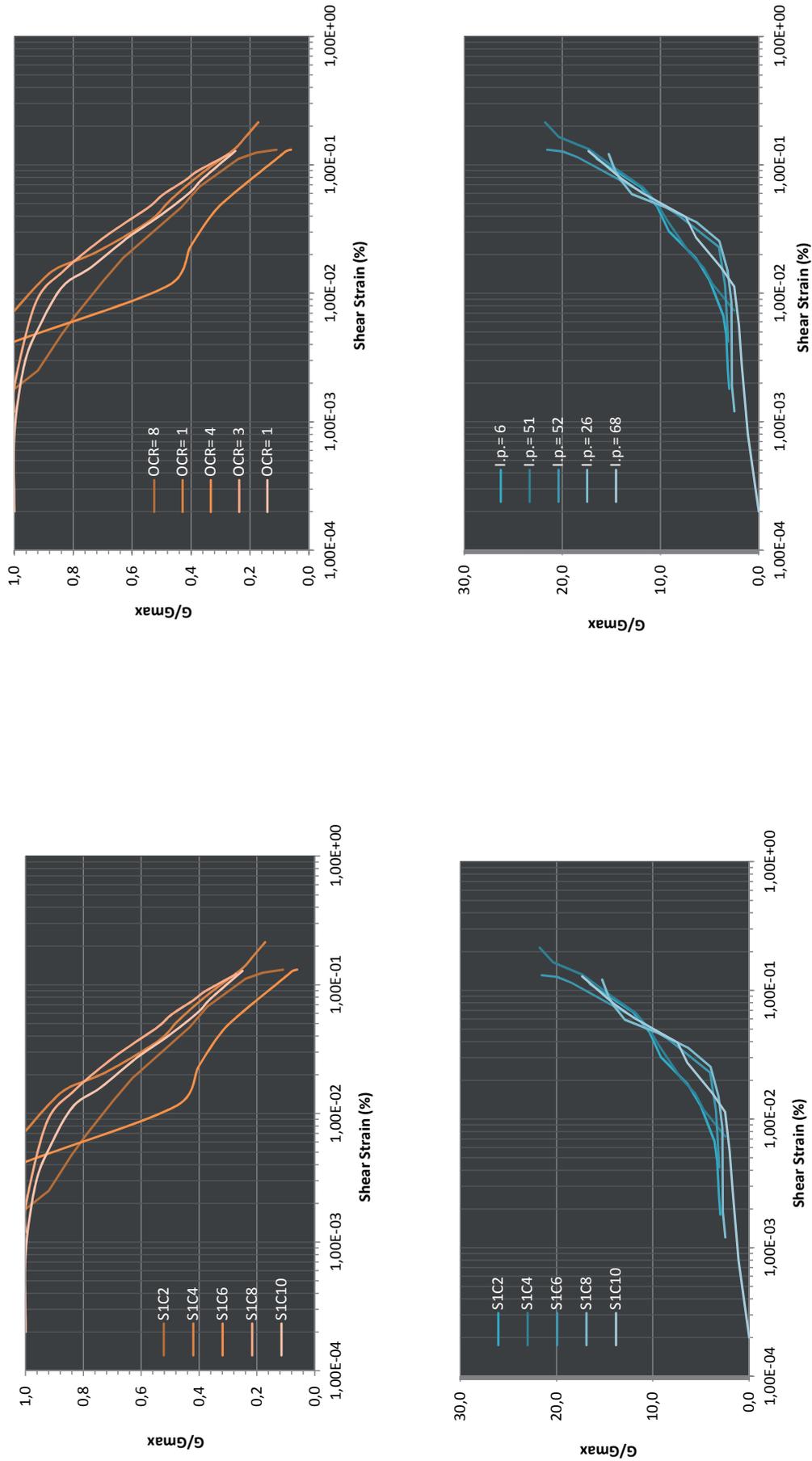


Fig. A4.6 – Confronto tra le curve di degrado sperimentali per il sito de Le Budrie

Come si evince dai risultati ottenuti dal confronto tra le curve di degrado riportato in figura A4.6, l'andamento medio delle curve di degrado è pressoché simile in termini di ordini di grandezza. Ciò significa che in termini qualitativi non vi è, almeno all'interno della verticale investigata, una sostanziale variabilità delle caratteristiche dinamiche del terreno. Strati localizzati di materiale incoerente quale limo con sabbia e sabbia con ghiaia che sono stati attraversati durante il sondaggio non sono stati indagati mediante prove di laboratorio non essendo possibile la loro estrazione in condizioni indisturbate. Per questi materiali sono state considerate, infatti curve reperite in letteratura, come si vedrà nel paragrafo relativo alla modellazione del deposito.

Analisi sismica

A5.1 Moto di Input

A5.1.a Selezione reports registrati

La ricerca del moto di input da assegnare in ingresso ai modelli è uno dei passaggi più importanti dell'analisi di risposta sismica locale e prevede, partendo da uno spettro di progetto su suolo rigido, la selezione di accelerogrammi spettro-compatibili sia essi naturali che generati artificialmente.

I moti di input utilizzati sono stati selezionati sulla base dell'azione di progetto derivante dal DM 14/02/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" di cui si riporta lo spettro elastico al 5% di smorzamento critico relativo ad un periodo di ritorno:

$T_r = 712$ anni.

Tale spettro è stato selezionato mediante il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 scaricabile gratuitamente dal portale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

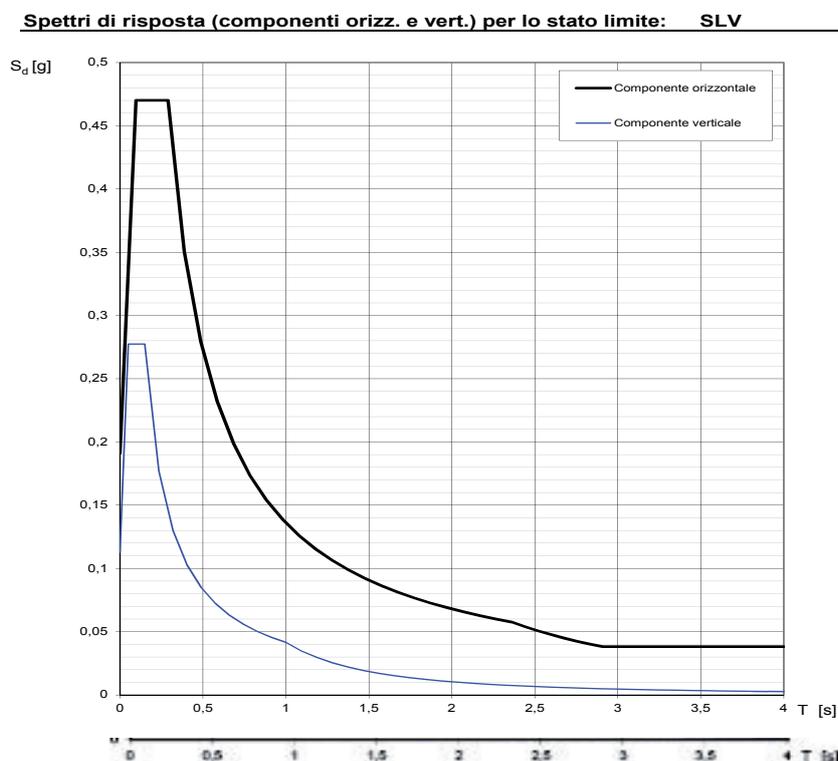


Fig. A5.1 – Spettri di risposta di progetto (verticale e orizzontale) per sottosuolo di categoria A e tempo di ritorno di 712 anni

Si riporta inoltre di seguito la tabella dei valori numerici dello spettro di risposta corredato dai corrispondenti valori dei parametri caratteristici dello spettro selezionato.

Per la selezione dello spettro elastico di progetto è necessario conoscere le coordinate geografiche del sito e alcuni parametri di calibrazione come ad esempio: la categoria topografica, la vita nominale del manufatto, lo stato limite considerato e la classe d'uso cui la struttura di riferimento appartiene.

Nel caso in esame è stata scelta una **categoria topografica T1** (morfologia pianeggiante), **vita nominale di 50 anni**, **classe d'uso III** e **stato limite di salvaguardia della vita** (SLV). Per la selezione di accelerogrammi spettrocompatibili per l'analisi di risposta sismica locale è necessario impostare la ricerca rispetto a una **categoria di sottosuolo di tipo A** (sottosuolo rigido, o bedrock affiorante). Lo spettro di progetto che si riferisce alla categoria di sottosuolo riscontrata in sito mediante la valutazione della V_{S30} (sottosuolo di tipo C) sarà utilizzato per eseguire un confronto con lo spettro medio ottenuto dalla modellazione del deposito.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,191 g
F_o	2,460
T_C^*	0,289 s
S_S	1,000
C_C	1,000
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,000
η	1,000
T_B	0,096 s
T_C	0,289 s
T_D	2,364 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,191
T_B ←	0,096	0,470
T_C ←	0,289	0,470
	0,388	0,350
	0,487	0,279
	0,586	0,232
	0,685	0,199
	0,783	0,174
	0,882	0,154
	0,981	0,139
	1,080	0,126
	1,179	0,115
	1,277	0,106
	1,376	0,099
	1,475	0,092
	1,574	0,086
	1,673	0,081
	1,771	0,077
	1,870	0,073
	1,969	0,069
	2,068	0,066
	2,167	0,063
	2,266	0,060
T_D ←	2,364	0,058
	2,442	0,054
	2,520	0,051
	2,598	0,048
	2,676	0,045
	2,754	0,042
	2,832	0,040
	2,910	0,038
	2,987	0,038
	3,065	0,038
	3,143	0,038
	3,221	0,038
	3,299	0,038
	3,377	0,038
	3,455	0,038
	3,533	0,038
	3,611	0,038
	3,688	0,038
	3,766	0,038
	3,844	0,038
	3,922	0,038
	4,000	0,038

Fig. A5.2 – Parametri dello spettro di target

Una volta determinato lo spettro di progetto, il passo successivo consiste nella selezione di un set di accelerogrammi (7 records) spettro-compatibili registrati, caratterizzati cioè da uno spettro che mediamente, all'interno di uno specifico intervallo di confidenza, ricalca lo spettro di riferimento su suolo rigido.

Per facilitare la selezione è stato utilizzato il software Rexel v3.2 (beta) sviluppato dal comitato interuniversitario ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica).

Questo software esegue la ricerca di accelerogrammi compatibili contenuti all'interno del database accelerometrico nazionale (ITACA) ed europeo (ESD).

Grazie a questo software è possibile eseguire la ricerca di accelerogrammi naturali scalati secondo la PGA (Peak Ground Acceleration) oppure non scalati. In prima battuta è consigliabile ricercare accelerogrammi non scalati che rappresentano situazioni reali associate a diversi eventi sismici. Trovare accelerogrammi non scalati non è però sempre possibile, spesso nel caso di eventi a bassa intensità e per bassi valori della distanza epicentrale non esistono registrazioni che prese tal quali, possano ricalcare adeguatamente lo spettro di progetto impostato. Per il caso in esame non è stato possibile ottenere accelerogrammi non scalati come si può osservare dal preliminary plot restituito dal software Rexel. I valori di magnitudo (M) e distanza epicentrale (R) sono desumibili dal **diagramma di disaggregazione** della pericolosità sismica fornito dallo stesso software Rexel e confrontato con il medesimo fornito dal portale dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

La disaggregazione della pericolosità sismica è un'operazione che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. Considerata una coppia di valori di magnitudo e distanza il processo di disaggregazione fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso. Inerentemente al caso di studio, la disaggregazione per il sito delle Budrie è rappresentato attraverso i diagrammi riportati nella pagine successiva.

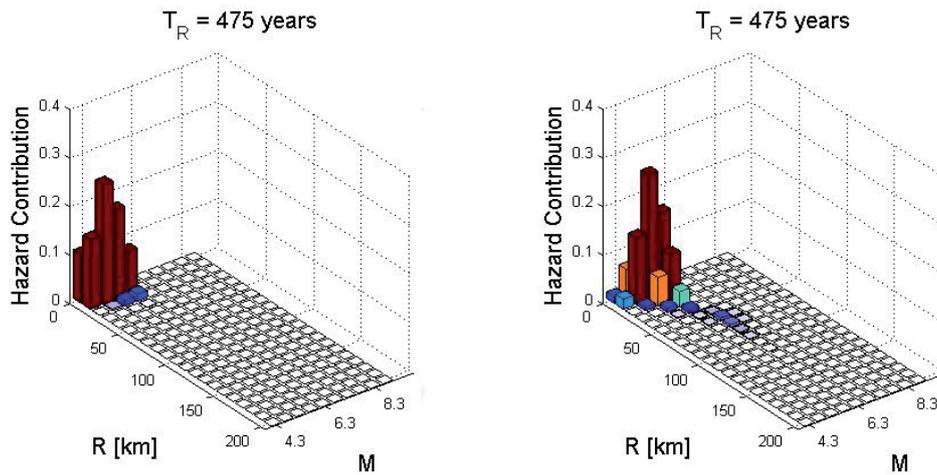


Fig. A5.3– Diagramma della disaggregazione per $Sa(T=0s)$ e $Sa(T=1s)$ con rappresentazione tridimensionale (Roxel)

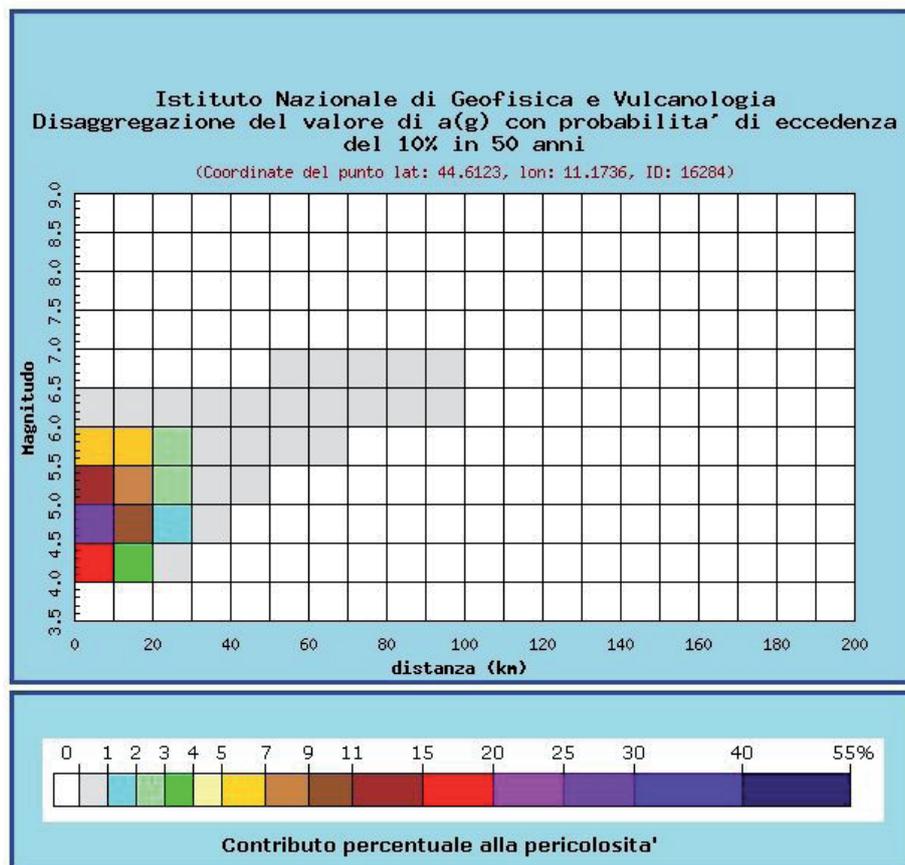


Fig. A5.4 – Diagramma della disaggregazione per il sito di interesse, ottenuto dall'interrogazione del webgis "Mappe interattive della pericolosità sismica" INGV (<http://essel-gis.mi.ingv.it/>)

Dall'informazione ottenuta attraverso lo studio di disaggregazione si ottiene il campo di valori di M e R da inserire nella maschera di ricerca dei records spettro-

compatibili. Impostati gli intervalli di M e R opportuni è possibile avere una prima idea generale della ricerca effettuata tramite la funzione di preliminary plot.

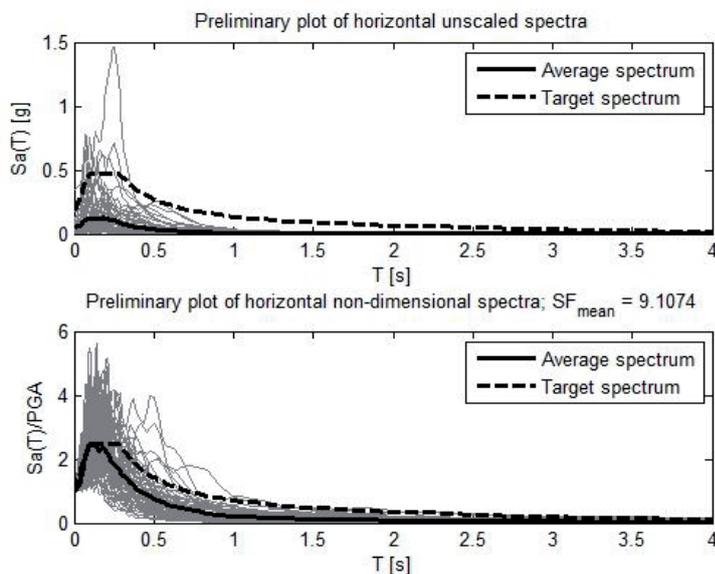


Fig. A5.5 – Preliminary Plot fornito dal software Rexel

Infatti, si può osservare che lo spettro medio riferito ai records non scalati si discosta notevolmente dallo spettro di target. Ciò significa che con buona probabilità la ricerca di records non scalati non potrà essere portata a termine. I records scalati invece sono stati ottenuti applicando un SF medio di 9.1074, il che significa che i records compatibili sono comunque molto diversi in termini di PGA rispetto alla forma dello spettro di target.

Si procede ora alla selezione dei records scalati, con riferimento al sito oggetto di studio, impostando i seguenti parametri di ricerca:

Parametro	valore
Longitude	11.199
Latitude	44.591
Site class	A
Topographic category	T1
Functional Type	III
Limit State	SLV
Magnitude	5.00 – 5.50
Distance	0 – 20 km
Lower Tolerance	10%
Upper Tolerance	30%
T1	0.15 s
T2	2 s

Tab. 7– Parametri di ricerca dei report spettro-compatibili

Si ottengono così 7 accelerogrammi spettro-compatibili scalati, cui viene associato un fattore di scala (SF). Si nota che, essendo lo spettro in frequenza scalato su tutto il dominio considerato, di un fattore omogeneo, essi perdono alcune importanti informazioni in termini contenuto in frequenza del segnale. Di seguito a un breve riepilogo dei records selezionati si cercherà di quantificare la perdita di informazione tra accelerogrammi reali scalati, non scalati e forme d'onda artificiali mediante l'analisi dello spettrogramma reale.

Tornando alla selezione degli accelerogrammi spettro-compatibili, il software Rexel trova all'interno dell'European Strong-Motion Database (ESD), 41 coppie di registrazioni provenienti da 20 eventi differenti. Il range di magnitudo selezionato è 5-5,5 mentre la distanza epicentrale è impostata tra 0 e 20 km. Gli intervalli di M e R sono stati scelti cercando di far ricadere la ricerca il più possibile all'interno della zona a massima pericolosità indicata nel diagramma della disaggregazione.

I sette records costituenti la prima combinazione trovata sono mostrati nel diagramma seguente (Fig. A5.6) in cui sono indicati i parametri di ricerca per compatibilità quali: le tolleranze percentuali superiore ed inferiore (tratteggio in rosso 10-30%) e il range di periodo considerato (tratteggio in nero 0,15-2s). Per questa ricerca il fattore di scala medio (SF_{mean}) risulta essere pari a 4,9987.

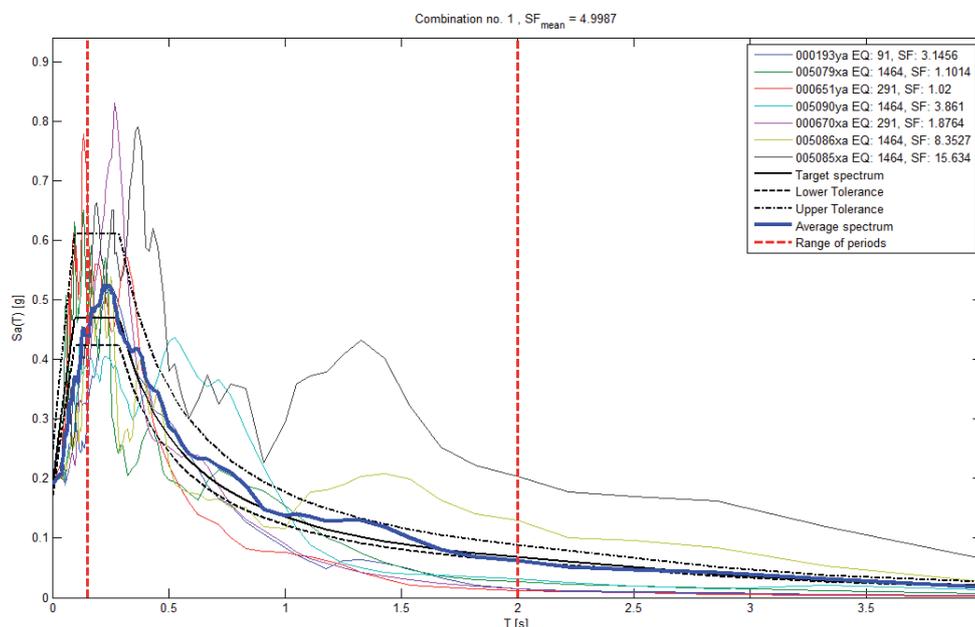


Fig. A5.6 – Set di spettri scalati risultanti dalla ricerca assistita dal software Rexel

Si mostra di seguito un riepilogo dei report selezionati in termini di spettro periodo(s)-accelerazione(g) e una distinta degli eventi sismici a cui appartengono le registrazioni selezionate.

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s ²]	PGA_Y [m/s ²]	PGA_Z [m/s ²]	PGV_X [m/s]	PGV_Y [m/s]	PGV_Z [m/s]	ID_X	ID_Y	ID_Z	ECB Site class	
193	91	ST64	Montenegro	09/04/1979		5.04 thrust	15	2,97152778	4,14	1,85	0,11	0,27	0,08	0,08	74737,00	38812,00	91764,00	A
5079	1464	ST2552	Mt. Hengill Area	04/06/1998		5.04 strike slip	6	2	1,33	4,27	0,76	0,35	0,19	0,19	53469,00	5526,00	106862,00	A
651	291	ST236	Umbria Marche (aftershock)	06/10/1997		5.05 normal	5	22	18,38	20,08	0,70	0,58	0,04	0,04	60098,00	111199,00	262707,00	A
5090	1464	ST2495	Mt. Hengill Area	04/06/1998		5.04 strike slip	18	2,134722222	3,37	1,36	0,14	0,27	0,08	0,08	85577,00	48224,00	111929,00	A
670	291	ST238	Umbria Marche (aftershock)	06/10/1997		5.05 normal	20	0,69375	18,31	3,43	0,47	0,08	0,14	0,14	5929,00	6211,00	95386,00	A
5086	1464	ST2556	Mt. Hengill Area	04/06/1998		5.04 strike slip	15	1,558333333	1,19	1,26	0,13	0,16	0,16	0,02	4844,00	54748,00	54946,00	A
5085	1464	ST2497	Mt. Hengill Area	04/06/1998		5.04 strike slip	15	0,832638889	1,19	0,97	0,13	0,16	0,16	0,10	83003,00	58882,00	64694,00	A
					5,42857429		13,42857143	0,858542857	0,92	0,56	0,05	0,05	0,05	0,02	6,64	6,13	11,26	

mean:

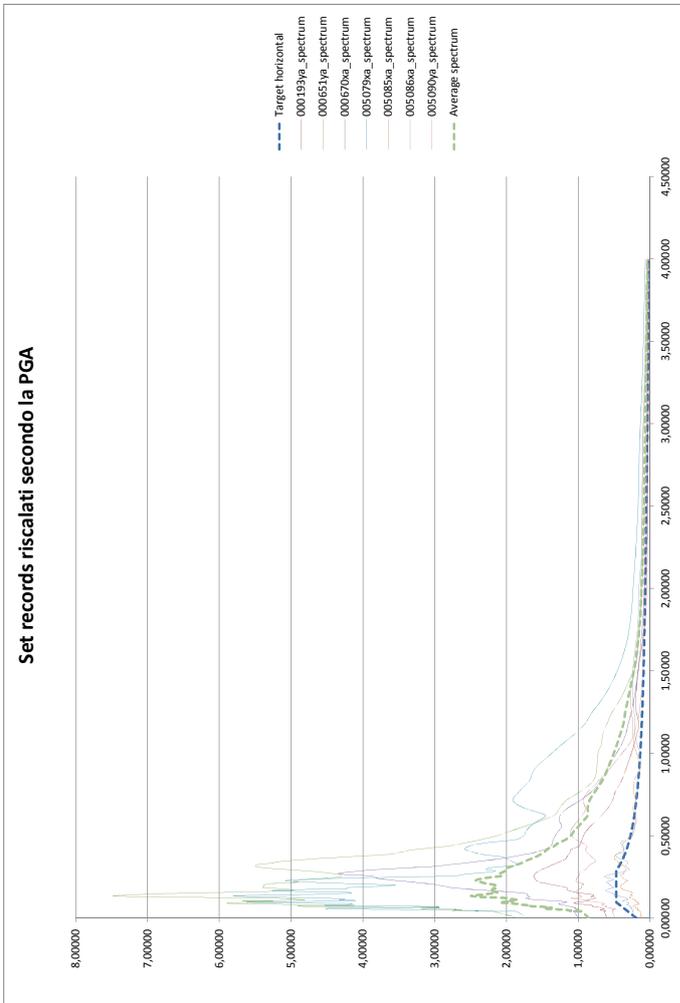
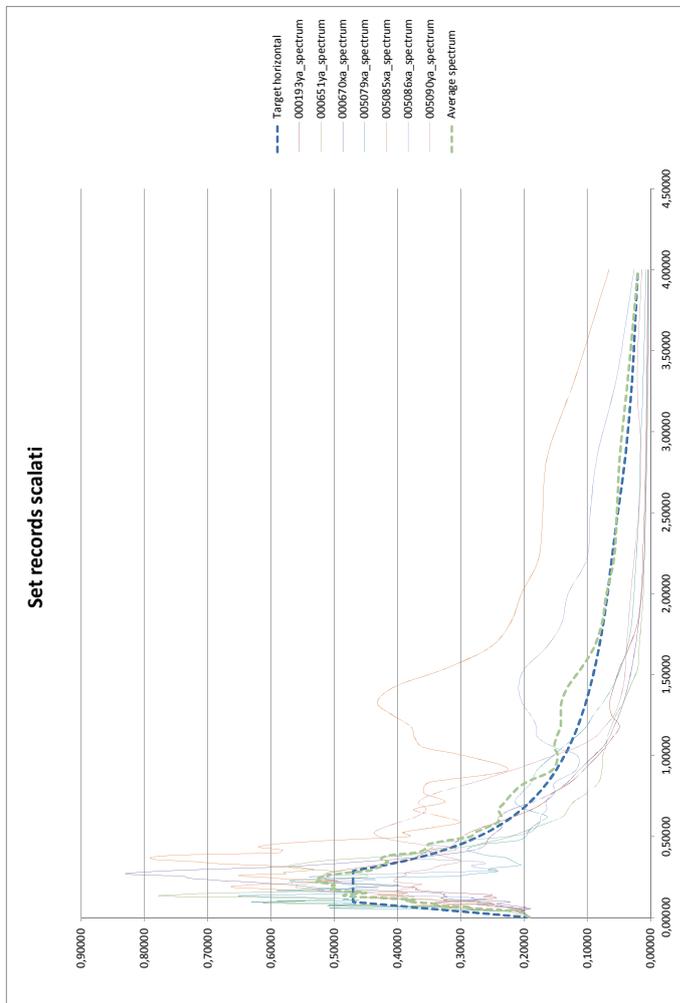


Fig. A5.7 – Parametri caratteristici degli eventi selezionati e relativi spettri (a) scalati e (b) non scalati

A5.1.b Selezione reports sintetici

La ricerca di accelerogrammi reali spettro-compatibili non è però l'unico modo per selezionare moti di input da inserire in ingresso a modelli per la risposta sismica locale. Pur essendo preferita la selezione da eventi reali, è possibile generare segnali artificiali (o sintetici), compatibili con lo spettro di progetto considerato. Tale compatibilità però è del tutto "formale" ovvero si considera soltanto che mediamente lo spettro in frequenza del segnale generato ricalchi la forma dello spettro di target, senza tenere in considerazione effetti topografici, categoria di sottosuolo o altri parametri che contraddistinguono la selezione di records reali.

Esistono tre principali tipologie di generatori di accelerogrammi sintetici: quelli a **base fisica** che simulano la sorgente in modo puntuale o esteso, ma il cui risultato (dati magnitudo e distanza) non è necessariamente compatibile con una forma spettrale di riferimento (spettro di progetto definito dalle NTC), e quelli a **base statistica** che filtrano rumore bianco fino a farlo coincidere con la forma spettrale di riferimento senza però includere nessun legame con le caratteristiche fisiche di riferimento. Un **terzo tipo** di generazione sintetica mette assieme le potenzialità dei metodi a base fisica e quelli a base statistica, creando dapprima un segnale correlato ai parametri di magnitudo e distanza e in un secondo momento, tramite l'ausilio di procedure iterative, mirando alla convergenza statistica allo spettro di normativa preso come riferimento. Tra questi ultimi si è scelto di utilizzare il software **BELFAGOR**, sviluppato dal Prof. M. Mucciarelli⁷.

Il software **SIMQKE** (SIMulation of earthQuaKE ground motions) utilizza invece un approccio del secondo tipo, basato sul filtraggio iterativo di una serie di rumore bianco con una serie trapezoidale delle ampiezze nel dominio del tempo.

Come si dimostra nel paragrafo che segue tramite un'analisi tempo-frequenza, l'utilizzo di spettri sintetici è da considerarsi come "ultima spiaggia" in un'analisi di risposta sismica locale poiché le caratteristiche proprie del segnale sismico perdono la naturalezza propria dei segnali registrati.

A5.1.c Confronto nel dominio tempo-frequenza

Il lavoro sviluppato, che si propone di mettere in luce le differenze tra segnali reali e segnali sintetici, è stato basato sulla rappresentazione nel dominio tempo-frequenza

⁷ Dipartimento di Strutture, Geotecnica e Geologia Applicata dell'Università della Basilicata.

di quattro segnali: segnale reale non scalato, reale scalato, sintetico generato con il software SIMQKE e sintetico generato con l'applicazione BELFAGOR.

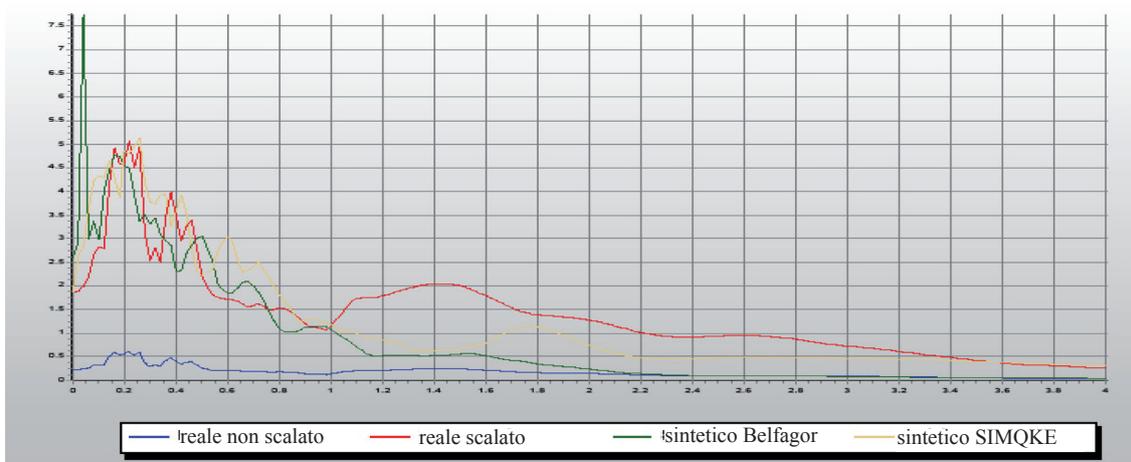


Fig. A5.8- Spettri dei 4 segnali considerati per la time-frequency analysis

La routine MatLab che ha permesso di estrapolare lo **spettrogramma reale** da ciascun accelerogramma richiama la function **s-transform st()** contenuta nella libreria standard del software di calcolo. Questa function sviluppa l'analisi discreta nel dominio tempo-frequenza combinando la Short Time Fourier Transforms e la Continuous Wavelet Transform with Morlet Wavelets. Il codice utilizzato è riportato di seguito:

```
%ANALISI SPETTROGRAMMA SEGNALI SISMICI
%09/09/2011

nomefile=input('Inserisci il nome del file da analizzare: ','s');
s=load(nomefile); % Legge Accelerogramma
fs =100 ; % Frequenza campionamento
L=length(s);
t=(0:(1/fs):(L-1)/fs)'; % Lunghezza segnale nel tempo
fmax=15
Nmax=fmax*L/fs;

[M,T,F] = st(s(:,2),0,Nmax,1/fs,1); T=T';

%plottaggio

h1=figure;

set(h1, 'Units', 'normalized', 'Position', [0 0 1 1]);
subplot(211)
plot(t,s(:,2))
xlabel('tempo');
ylabel('a (g)');
xlim([0 12])
```

```
subplot(212)  
imagesc(T,F,abs(M))  
xlabel('tempo');  
ylabel('frequenza (Hz)');  
set(gca, 'YDir','normal','position',[0.134 0.136 0.82 0.361])  
xlim([0 12])  
colormap  
colorbar
```

I grafici plottati danno subito un'idea del differente contenuto energetico trasportato da ciascun segnale. Ciascuno di questi segnali, infatti si basa sullo stesso spettro di riferimento ma la propria energia risulta distribuita in modo differente.

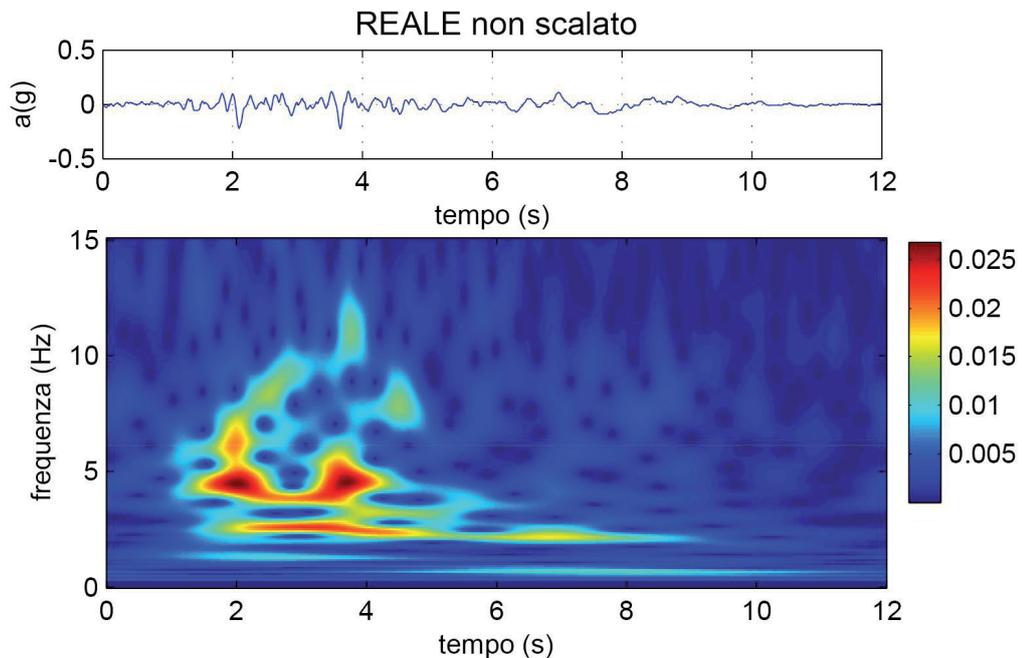


Fig. A5.9 - Spetrogramma del segnale reale non scalato 005086xa Mt. Hengill Area 04/06/1998 5.04 strike slip

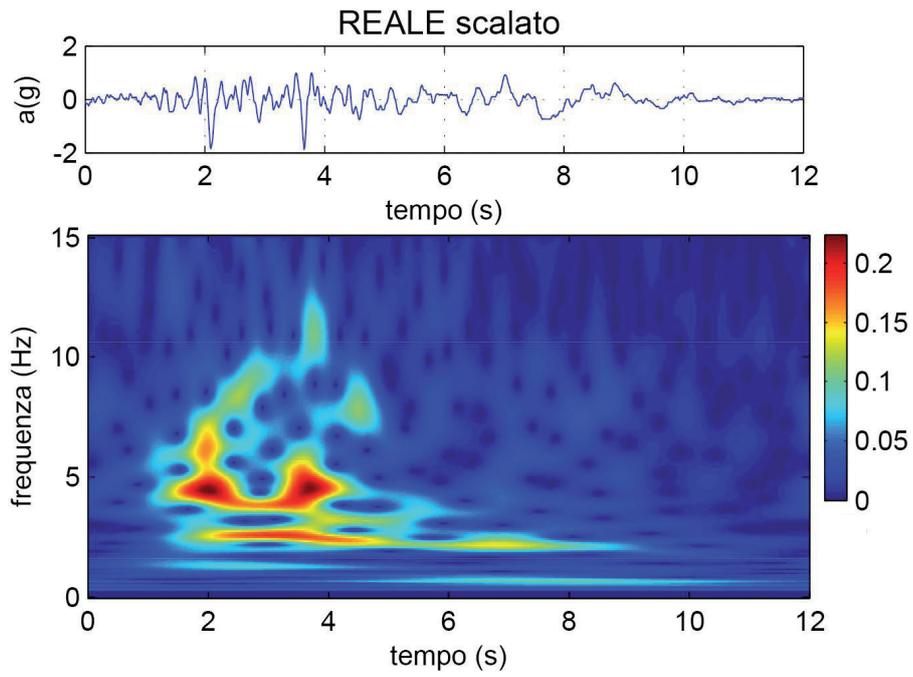


Fig. A5.10 - Spettrogramma del segnale reale scalato 005086xa Mt. Hengill Area 04/06/1998 5.04
strike slip $SF=8.3527$

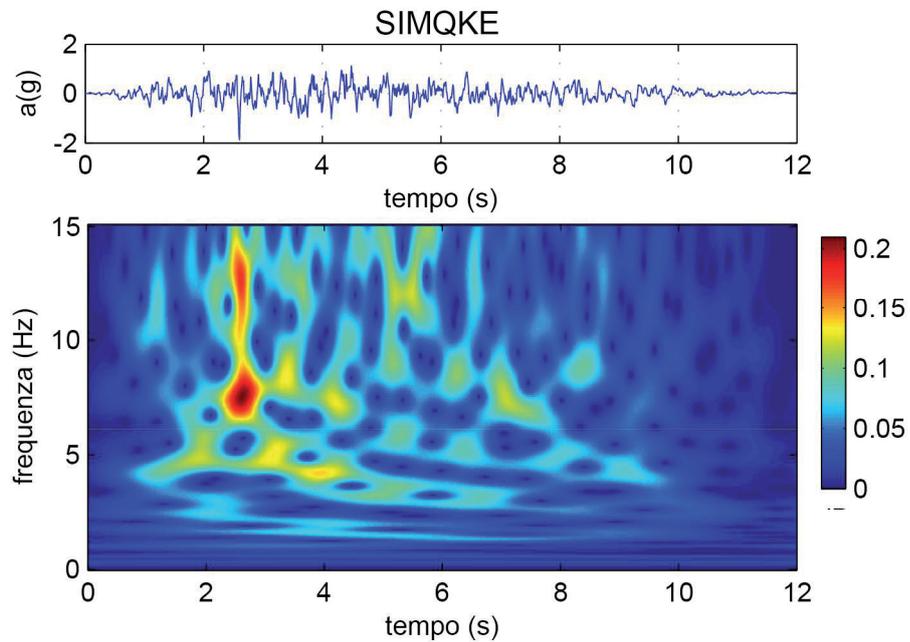


Fig. A5.11 - Spettrogramma del segnale sintetico realizzato con il software SIMQKE

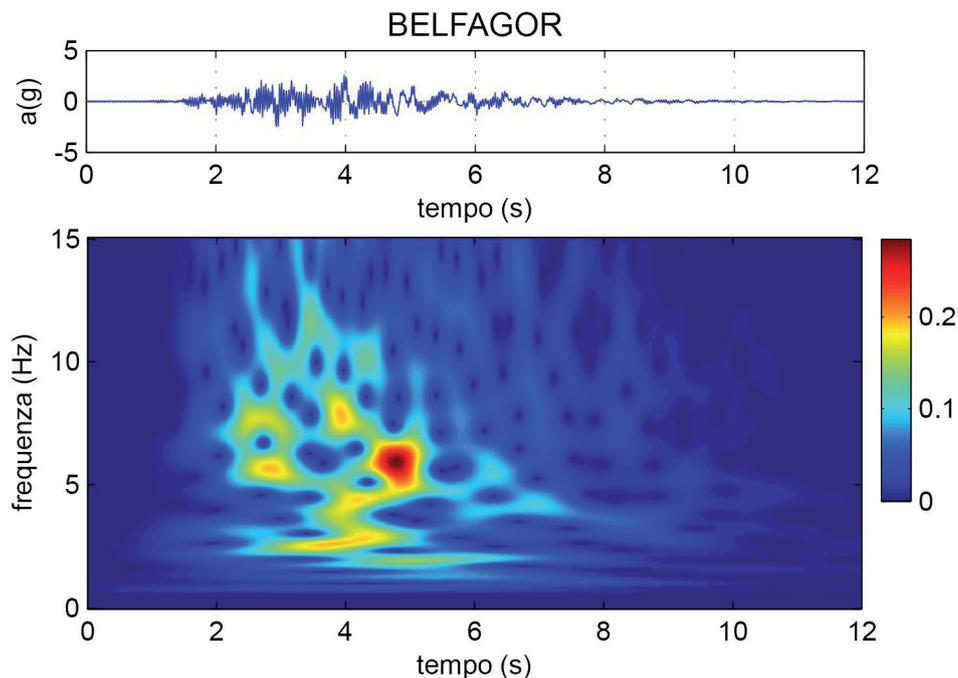


Fig. A5.12 - Spettrogramma del segnale sintetico realizzato con il software BELFAGOR

Come ci si poteva aspettare, la forma dello spettrogramma ottenuto dall'analisi tempo-frequenza del segnale registrato scalato (Fig. A5.9) e non scalato (Fig. A5.10) non differisce in alcun modo. Essendo il fattore di scala applicato su tutto il segnale, viene modificato il contenuto energetico in modo uniforme e senza alterarne la distribuzione. Per gli altri due segnali si può osservare come l'accelerogramma generato con il software SIMQKE (Fig. A5.11) si presenti molto più distribuito su tutto il campo di frequenze e quasi uniformemente in tutti l'intervallo temporale, generando un contenuto eccessivo di energia alle alte frequenze. Inoltre tale segnale risulta essere povero alle basse frequenze.

Il segnale prodotto con l'ausilio del software BELFAGOR (Fig. A5.12), invece concentra in una zona iniziale della time-history la maggior parte dell'energia, riproducendo più fedelmente le caratteristiche di un report reale.

A seguito di queste considerazioni si è deciso di utilizzare unicamente segnali selezionati di tipo reale per eseguire l'analisi di risposta sismica locale per il sito in oggetto.

A5.2 Moto di Output

A5.2.a Modellazione del deposito

Prima di intraprendere la procedura di analisi delle amplificazioni tramite software di calcolo è necessario definire correttamente il modello geotecnico del sottosuolo.

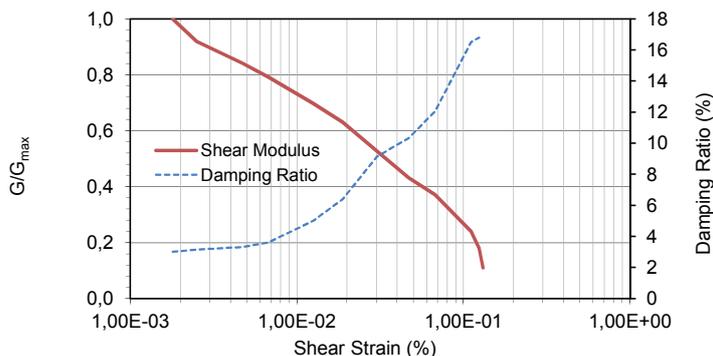
Il modello geotecnico del terreno è stato ottenuto, per i primi 30 m, inserendo le curve di decadimento del modulo di taglio (G/G_0) e dello smorzamento (D) ottenute da prove dinamiche in laboratorio, le V_s ottenute dalla prova penetrometrica con cono sismico, correlate con la stratigrafia geologica di dettaglio. Per estrapolare il profilo della velocità di propagazione delle onde elastiche oltre i 30 m è stato utilizzato un andamento medio, considerando come rappresentativa di tutto il deposito la tendenza ottenuta estendendo il profilo definito tramite prova SCPTU. Sono state quindi tracciate due linee, con tendenza di tipo a “potenza” utilizzate per interpolare le V_s in corrispondenza di ogni cambio di successione litologica. Sono presenti quindi nel profilo mostrato in fig. A5.14 una retta media e tre curve di tendenza rappresentanti rispettivamente l’andamento dei terreni fini, sabbioso/limosi e delle ghiaie. Da 30 a 60 m sono state utilizzate le informazioni derivanti da un sondaggio (ID 220030520) posto nelle vicinanze della cassa di espansione che conferma l’alternanza di limi sabbiosi e argille limose riscontrata durante l’esecuzione del sondaggio S1. Oltre i 60 m di profondità, non disponendo nelle vicinanze di pozzi o sondaggi profondi, si è proseguito con andamento di tipo lineare a gradino uniforme, associandovi terreni fini, prevalentemente argille debolmente limose. Nonostante le approssimazioni introdotte nella definizione del modello stratigrafico non si commettono errori particolarmente evidenti di valutazione, non essendo il sito oggetto di studio, caratterizzato da sensibili variazioni delle specie litologiche. Le curve di decadimento del modulo di taglio e dello smorzamento ottenute dalle prove di colonna risonante sono state estese alle tipologie litologiche del deposito, introducendo, dove non presenti, curve medie reperite in letteratura.

Nelle figura A5.13 sono tabellati gli andamenti del rapporto di smorzamento del modulo di taglio e del rapporto di smorzamenti utilizzati nella modellazione. I primi tre andamenti sono stati desunti da prove di colonna risonante mentre l’ultimo relativo alla ghiaia è stato assegnato da letteratura (Seed et al., 1990).

S1C1

Limo sabbioso

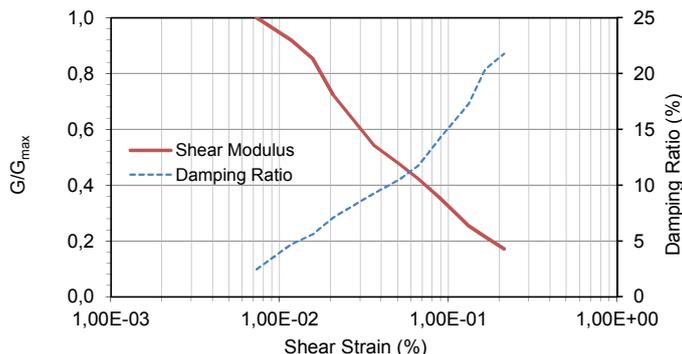
	Strain (%)	G/G _{max}	Strain (%)	Damping (%)
1	1,80E-03	1,000	1,80E-03	3,01
2	2,50E-03	0,920	2,50E-03	3,15
3	4,70E-03	0,842	4,70E-03	3,32
4	6,70E-03	0,793	6,70E-03	3,61
5	1,25E-02	0,698	1,25E-02	5,01
6	1,88E-02	0,631	1,88E-02	6,41
7	3,03E-02	0,527	3,03E-02	9,15
8	4,69E-02	0,432	4,69E-02	10,33
9	6,75E-02	0,372	6,75E-02	12,06
10	1,11E-01	0,240	1,11E-01	16,51
11	1,24E-01	0,180	1,24E-01	16,81
12	1,31E-01	0,110	1,31E-01	19,35



S1C4

Limo argilloso

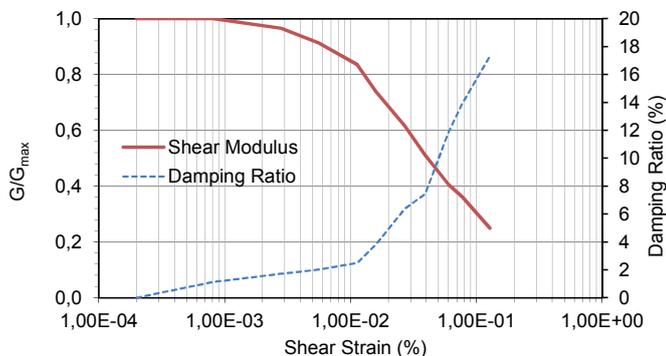
	Strain (%)	G/G _{max}	Strain (%)	Damping (%)
1	7,30E-03	1,000	7,30E-03	2,48
2	1,17E-02	0,920	1,17E-02	4,69
3	1,57E-02	0,854	1,57E-02	5,59
4	2,08E-02	0,724	2,08E-02	7,1
5	3,63E-02	0,543	3,63E-02	9,27
6	5,10E-02	0,478	5,10E-02	10,47
7	6,64E-02	0,423	6,64E-02	11,77
8	8,89E-02	0,355	8,89E-02	14,2
9	1,32E-01	0,254	1,32E-01	17,29
10	1,65E-01	0,215	1,65E-01	20,37
11	2,14E-01	0,172	2,14E-01	21,77
12				



S1C10

Argilla debolmente limosa

	Strain (%)	G/G _{max}	Strain (%)	Damping (%)
1	2,00E-04	1,000	2,00E-04	0
2	8,00E-04	1,000	8,00E-04	1,12
3	2,80E-03	0,966	2,80E-03	1,73
4	5,60E-03	0,914	5,60E-03	2,02
5	1,13E-02	0,836	1,13E-02	2,51
6	1,59E-02	0,740	1,59E-02	3,84
7	2,71E-02	0,615	2,71E-02	6,39
8	3,92E-02	0,512	3,92E-02	7,44
9	6,04E-02	0,406	6,04E-02	11,9
10	7,76E-02	0,361	7,76E-02	13,97
11	1,28E-01	0,250	1,28E-01	17,34
12				



Seed et al. 1990 - gravel

ghiaia

	Strain (%)	G/G _{max}	Strain (%)	Damping (%)
1	0,0001	1,000	0,0001	0,500
2	0,0002	0,987	0,0002	0,800
3	0,0005	0,937	0,0005	1,300
4	0,001	0,872	0,001	1,900
5	0,002	0,783	0,002	2,500
6	0,005	0,653	0,005	3,700
7	0,01	0,550	0,01	5,300
8	0,02	0,434	0,02	7,700
9	0,05	0,293	0,05	12,000
10	0,1	0,200	0,1	15,300
11	0,2	0,132	0,2	18,700
12	0,5	0,072	0,5	22,600
	1	0,049	1	24,400
	2	0,036	2	25,900
	5	0,027	5	27,300

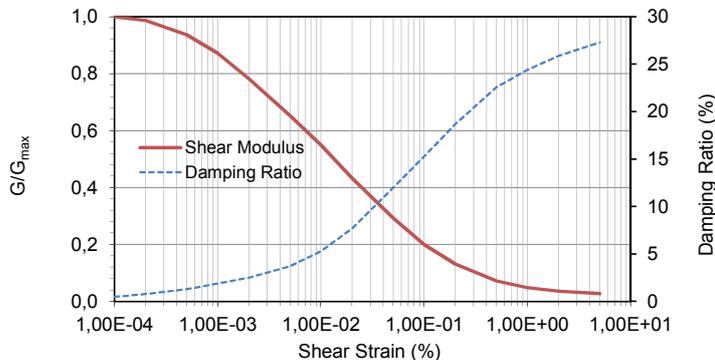


Fig. A5.13 – Curve di degrado utilizzate nella modellazione

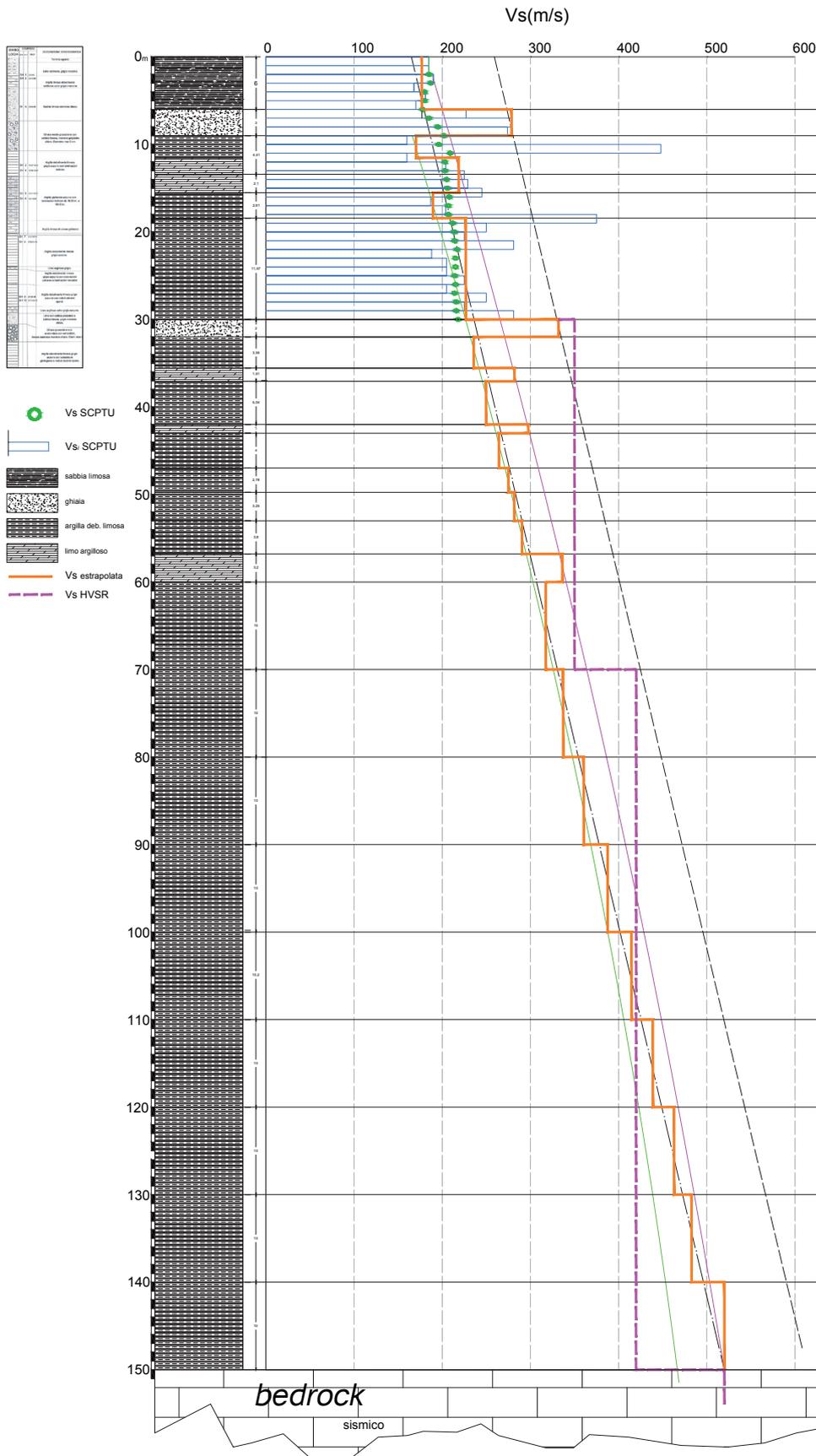


Fig. A5.14 – Stratigrafia

A5.2.b Procedure di calcolo

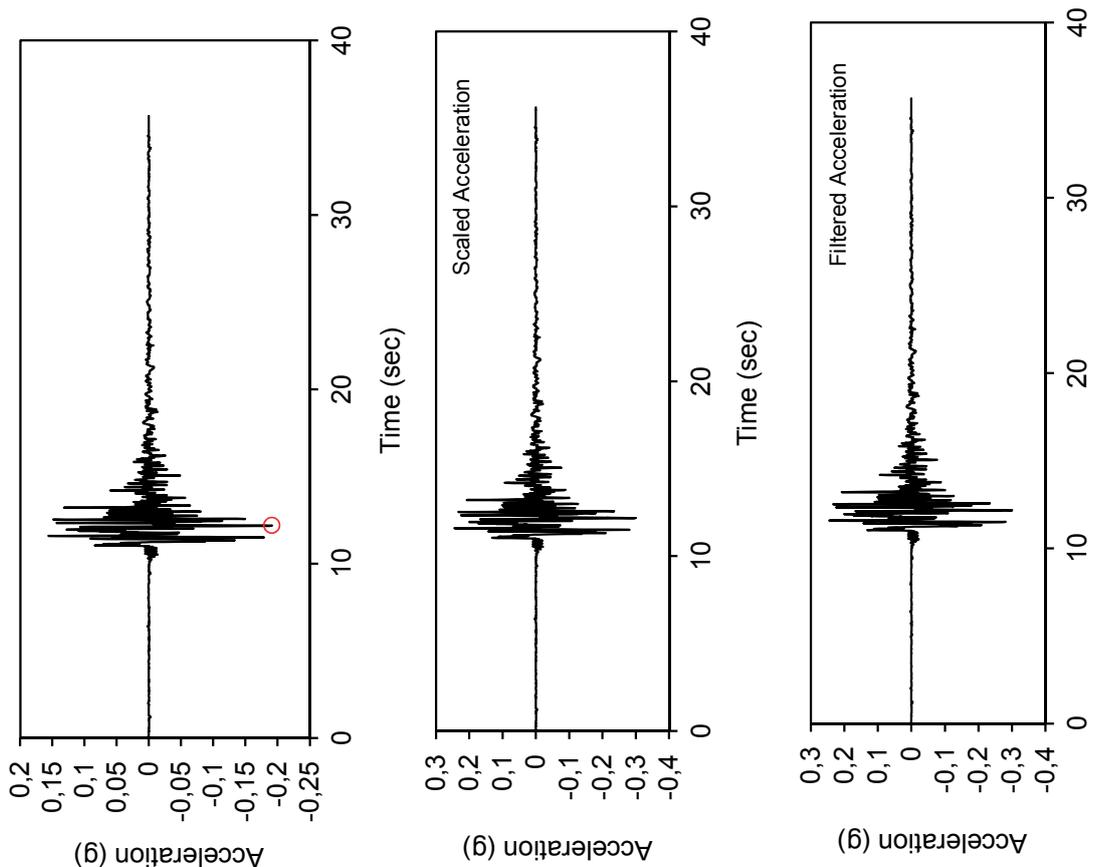
Per la modellazione è stato utilizzato prevalentemente il software EERA (a cui si riferiscono i reports mostrati in seguito), verificandone i risultati ottenuti con i software STRATA e DEEPSOIL che, essendo caratterizzati da un'impostazione sostanzialmente simile, restituiscono risultati confrontabili in termini di amplificazione media.

Di seguito si riportano le fasi di analisi e le rispettive schermate catturate durante l'utilizzo del software EERA per la valutazione dell'amplificazione:

- *Earthquake*: impostazione del moto sismico al bedrock e sua rappresentazione grafica.
- *Profile*: impostazione del profilo stratigrafico contenente per ogni stato omogeneo i parametri di spessore (thickness) in metri, velocità media delle onde di taglio nello stato in m/s^2 , modulo di taglio massimo (G_{max}) espresso in MPa e la localizzazione del piano di falda (water table) e del bedrock.
- *Mat*: scheda contenente, per ogni materiale, i parametri di variazione del modulo di taglio normalizzato (G/G_0) e del rapporto di smorzamento ($D\%$) in funzione della deformazione percentuale ($\gamma\%$).
- *Iteration*: contiene le procedure iterative per il calcolo dei parametri di rigidità e smorzamento compatibili con la deformazione tangenziale impressa dal sisma ed in particolare:
 - Sforzo di taglio massimo, *Maximum Shear strain (%)*
 - Sforzo di taglio massimo *Maximum Shear Stress (kPa)*
 - Accelerazione massima *Maximum Acceleration (g)*
 - Modulo di taglio normalizzato, G/G_{max}
 - *Rapporto di smorzamento, Damping Ratio (%)*
- *Acceleration*, time-history del segnale analizzato (output).
- *Spectra*: parametri e grafico degli spettri in accelerazione, velocità e spostamento.

005079xa_record Budrie

Time step ΔT (sec) = 0,01
 Desired maximum acceleration (g) = 0,3
 Maximum frequency cut-off (Hz) = 25
 Use frequency cut-off in calculation? No
 Number of points for FFT = 4096
 Import input motion from external file? No
 Name of input file = DIAM.ACC
 Total number of values read = 3568
 Peak Acceleration in input file (g) = -0,1911
 Time of peak acceleration (sec) = 12,190
 Mean Square Frequency (Hz) = 6,175
 Peak acceleration after filtering (g) = 0,300



Time (sec)	Input Acceleration (g)	Scaled Acceleration (g)	Filtered Acceleration (g)
0,000	0,0000333	0,00	0,00
0,010	0,0000896	0,00	0,00
0,020	0,0001334	0,00	0,00
0,030	0,0001290	0,00	0,00
0,040	0,0000856	0,00	0,00
0,050	0,0000196	0,00	0,00
0,060	0,0000198	0,00	0,00
0,070	0,0001795	0,00	0,00
0,080	0,0004486	0,00	0,00
0,090	0,0006353	0,00	0,00
0,100	0,0006333	0,00	0,00
0,110	0,0005402	0,00	0,00
0,120	0,0004861	0,00	0,00
0,130	0,0004506	0,00	0,00
0,140	0,0003627	0,00	0,00
0,150	0,0002581	0,00	0,00
0,160	0,0001957	0,00	0,00
0,170	0,0001334	0,00	0,00
0,180	0,0000364	0,00	0,00
0,190	-0,0000245	0,00	0,00
0,200	-0,0000065	0,00	0,00
0,210	0,0000177	0,00	0,00
0,220	-0,0000063	0,00	0,00
0,230	-0,0000294	0,00	0,00

Fig. A5.15 – Scheda “Earthquake”: input dati relativi al sisma di riferimento ed elaborazioni relative

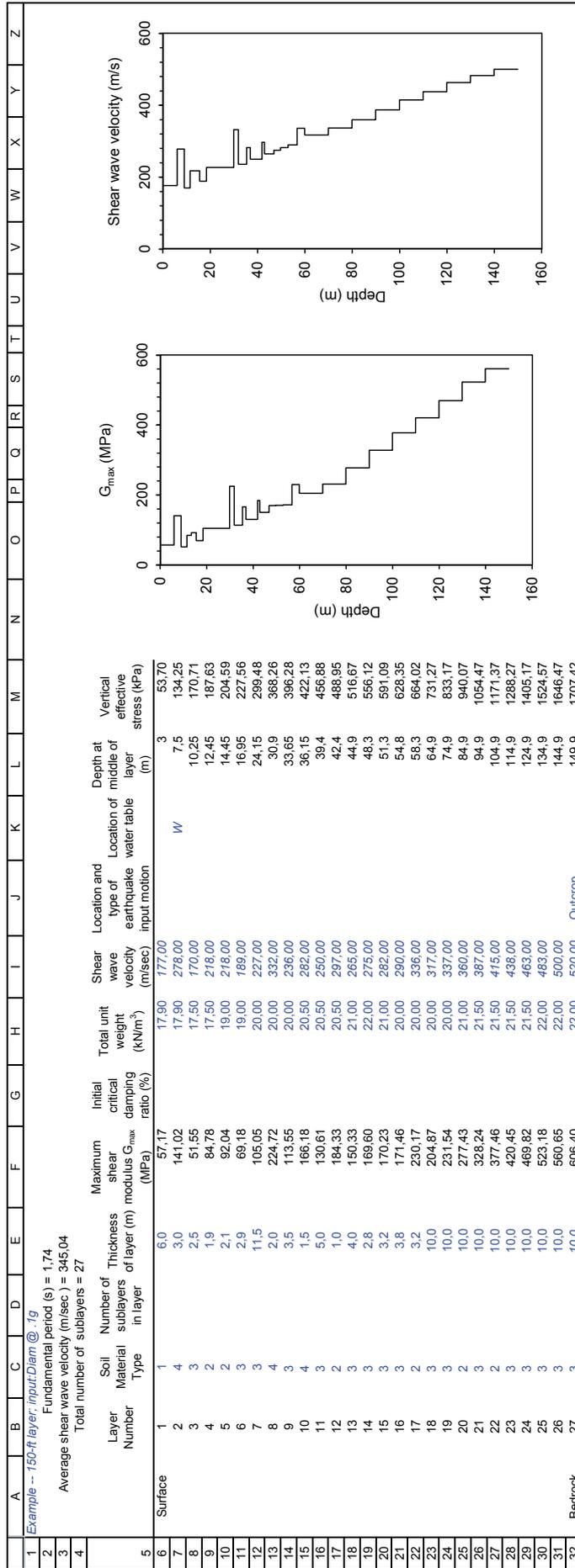


Fig. A5.16 – Scheda “Profile”: definizione della stratigrafia di riferimento

Limo sabbioso Budrie

Strain (%)	G/G _{max}	Strain (%)	Damping (%)
1,80E-03	1,000	1,80E-03	3,01
2,50E-03	0,920	2,50E-03	3,15
4,70E-03	0,842	4,70E-03	3,32
6,70E-03	0,793	6,70E-03	3,61
1,25E-02	0,698	1,25E-02	5,01
1,88E-02	0,631	1,88E-02	6,41
3,03E-02	0,527	3,03E-02	9,15
4,69E-02	0,432	4,69E-02	10,33
6,75E-02	0,372	6,75E-02	12,06
1,11E-01	0,240	1,11E-01	16,51
1,24E-01	0,180	1,24E-01	16,81
1,31E-01	0,110	1,31E-01	19,35

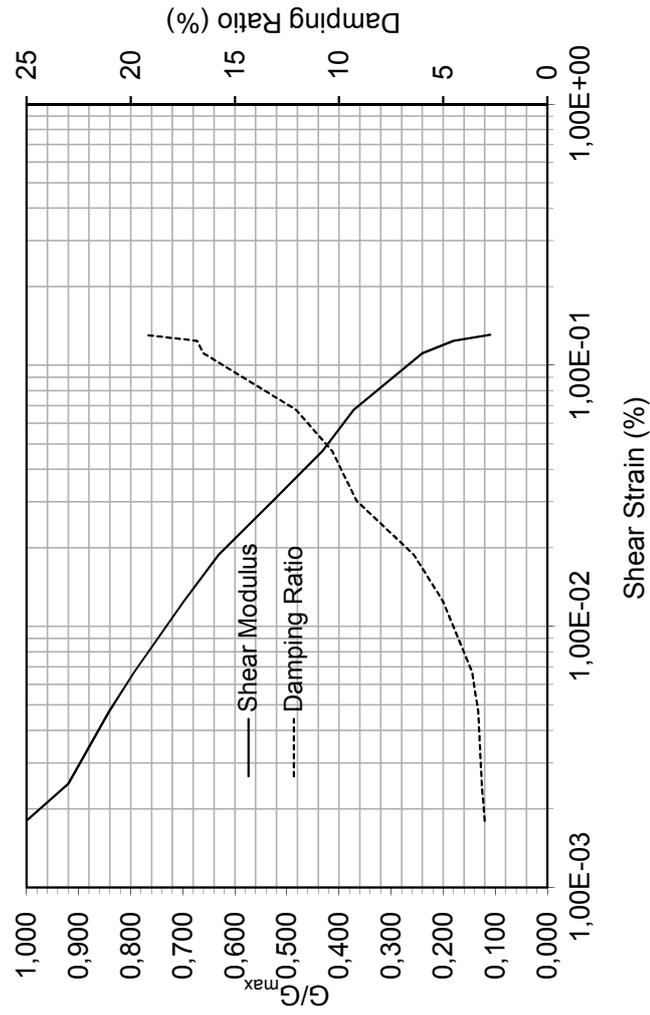


Fig. A5.17 – Scheda “Mat” per la definizione delle proprietà dinamiche del materiale

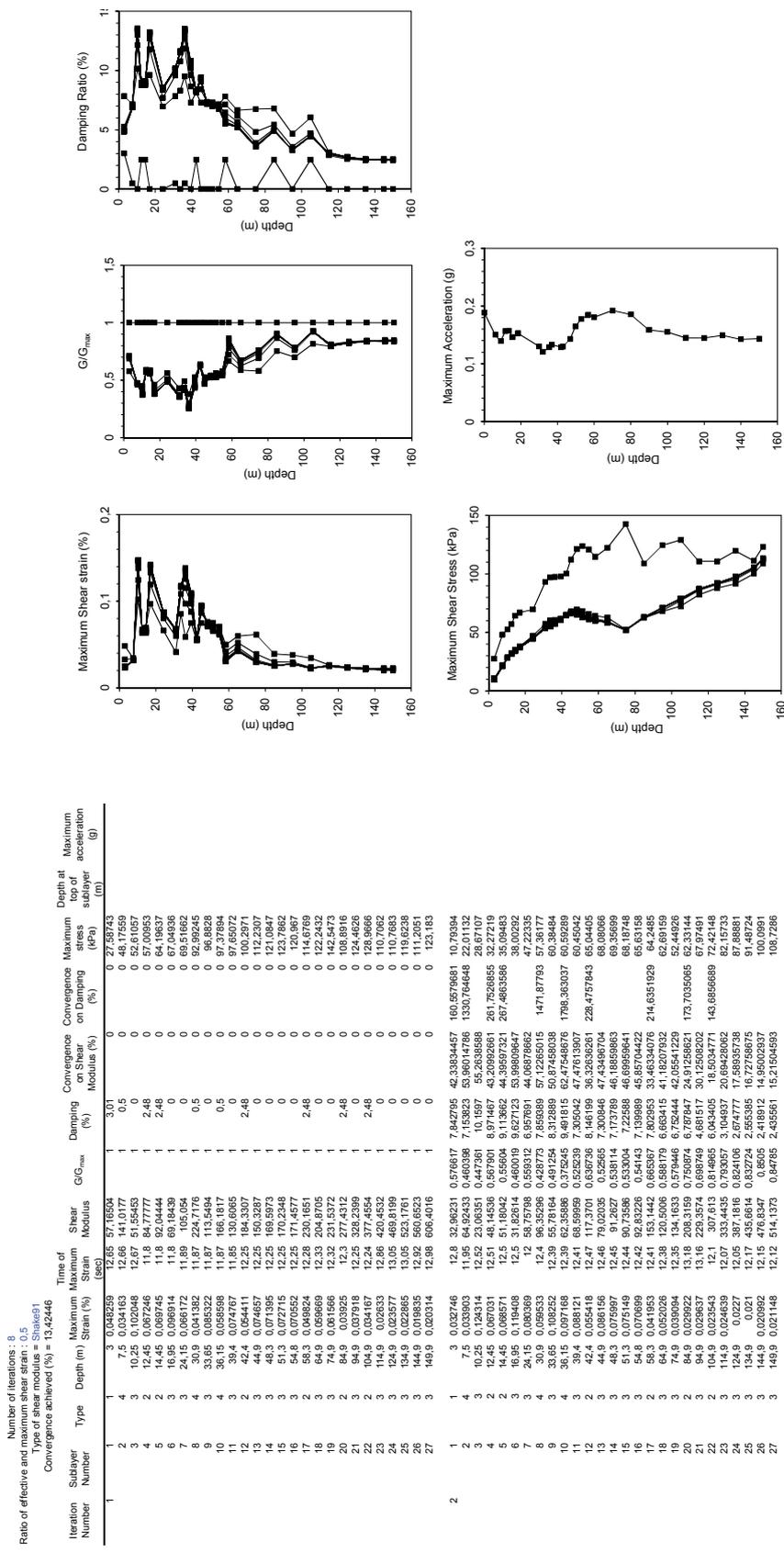


Fig. A5.18 – Schede "Iteration": procedura iterativa per il calcolo dei parametri di rigidità e smorzamento compatibili con la deformazione tangenziale impressa dal sisma. Esempio dello step di calcolo per il segnale 005079xa.

Number of sublayer = 1
 Type of sublayer = Outcrop
 Ratio of critical Damping (%) = 5
 Depth at top of sublayer (m) = 0
 Maximum Spectral Acceleration (g) = 0.5044
 Maximum Spectral Velocity (cm/s) = 61,9945

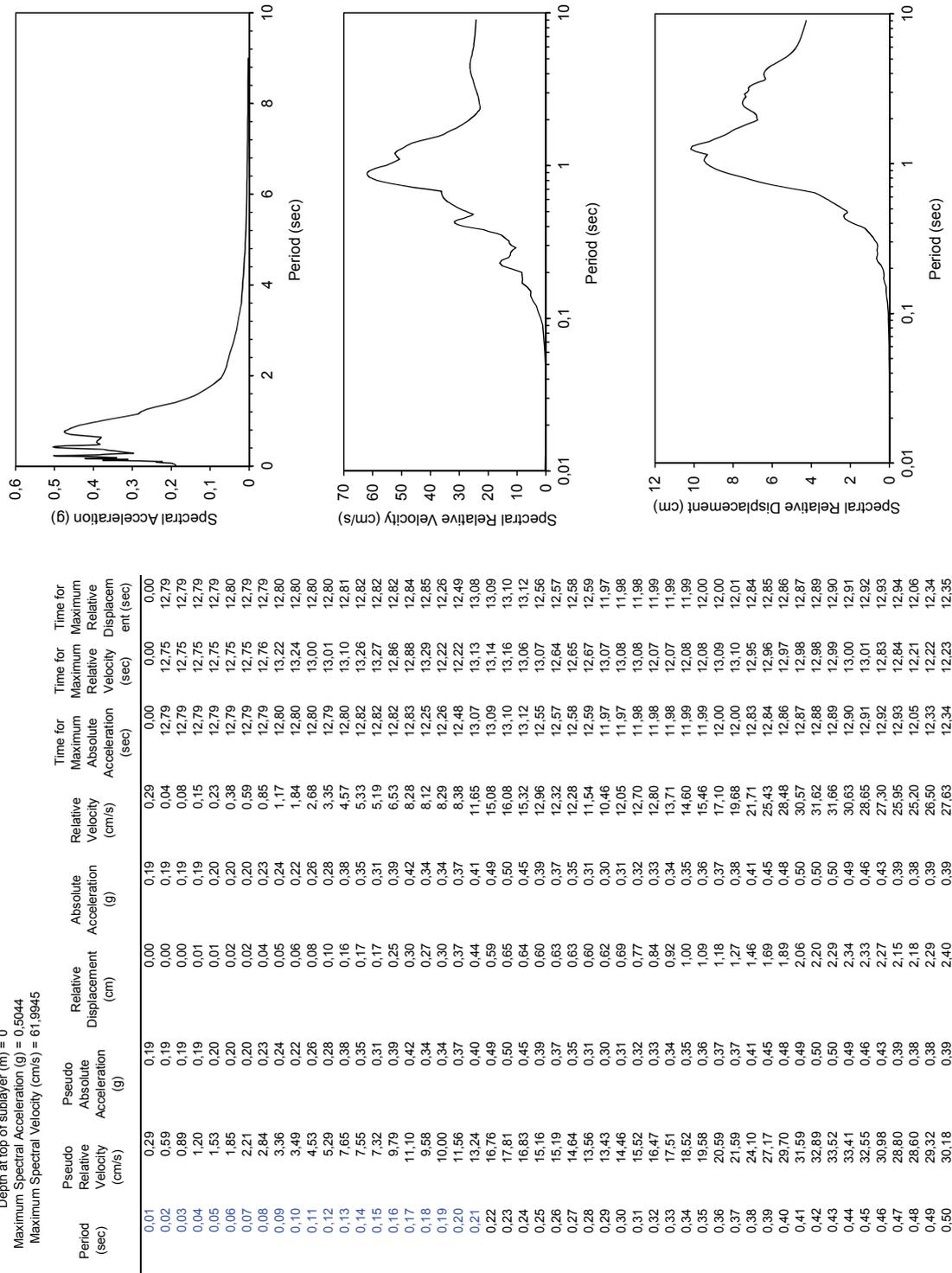


Fig. A5.19 – Scheda “Ampli” contenete gli spettri in uscita al modello

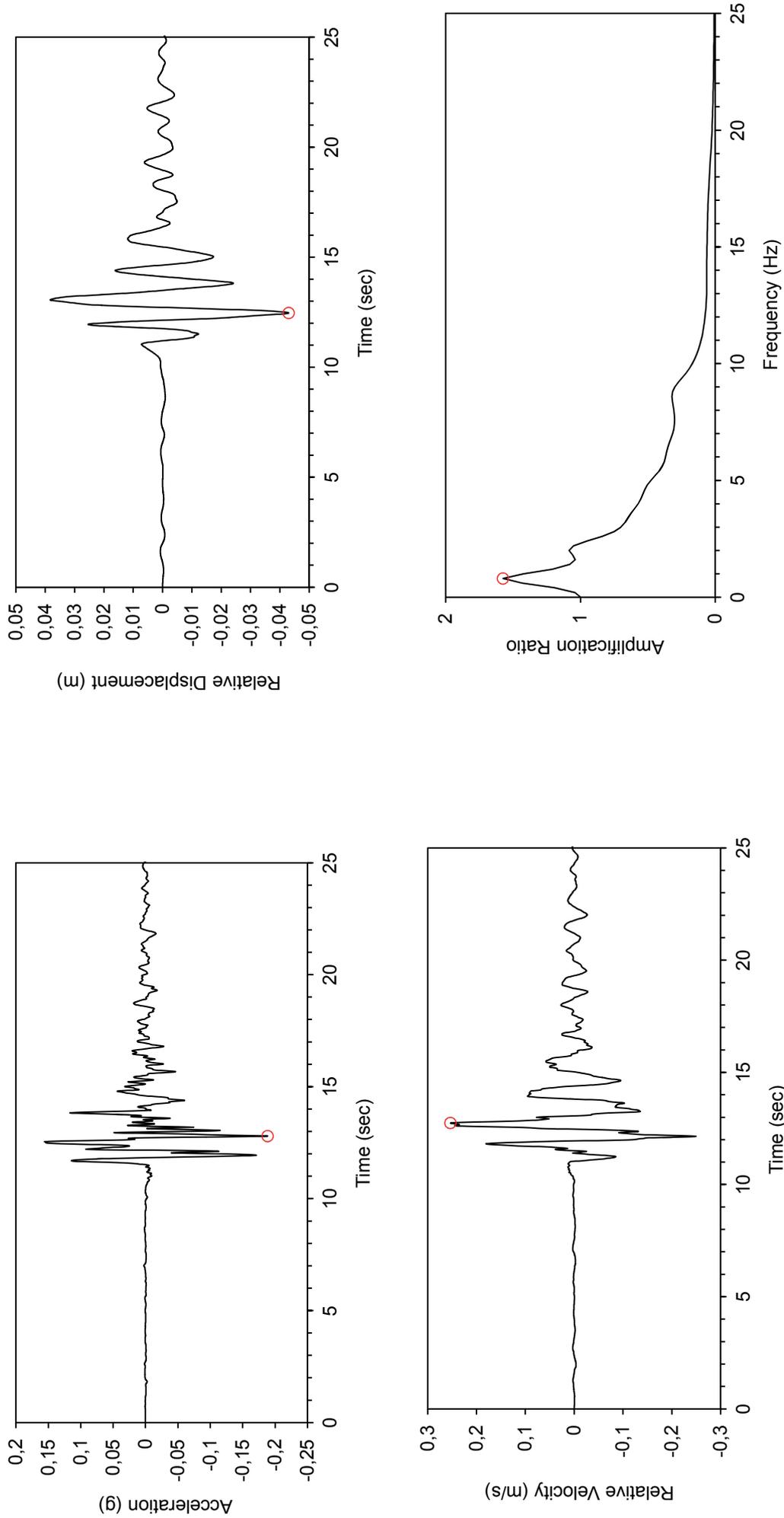


Fig. A5.20 – Scheda “**Acceleration**” output in termini di storia temporale dell’accelerazione al piano campagna e, per successive integrazioni, in termini di velocità e spostamento

A5.2.c Spettri di risposta

Analizzando tramite il software EERA ciascun segnale costituente il set di accelerogrammi spettro-compatibili scalati, si ottiene lo spettro medio mostrato in fig. A5.21.

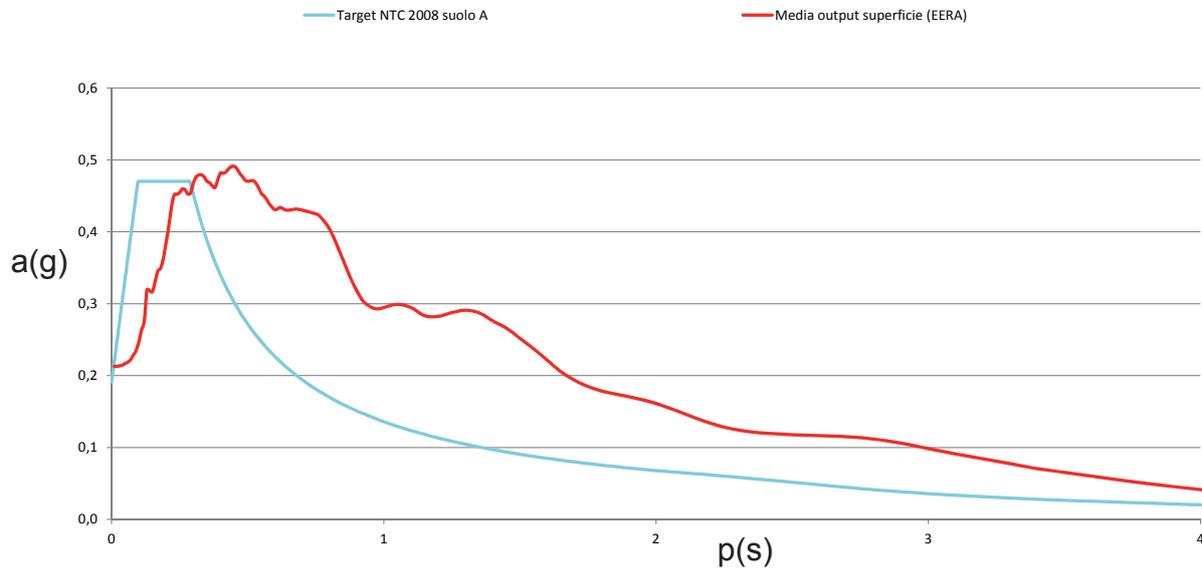


Fig. A5.21 – Confronto tra spettro di normativa (NTC08) su suolo A e spettro medio di output fornito dal software EERA

Ad una prima qualitativa osservazione dello spettro medio relativo ai segnali generati si può notare una minima amplificazione in termini di accelerazione massima e una traslazione, o meglio stiramento, dello spettro verso periodi crescenti.

Il parametro che più semplicemente qualifica l'amplificazione avvenuta ad opera del sito è senza dubbio il fattore di amplificazione, definito come il rapporto tra le intensità spettrali calcolate sugli spettri di risposta in pseudo velocità al 5% dello smorzamento critico, del moto in superficie e del moto di input, calcolati per due diversi intervalli di periodo, 0.1–0.5s e 0.5-1.5s, secondo le relazioni:

$$Fa_{0,1-0,5} = \frac{si_{0,1-0,5}(output)}{si_{0,1-0,5}(input)} \quad ; \quad Fa_{0,5-1,5} = \frac{si_{0,5-1,5}(output)}{si_{0,5-1,5}(input)}$$

Si ottiene:

Fa _(0,1-0,5)	Fa _(0,5-1,5)
0,96	2,23

Tabella 8 – Fattori di amplificazione spettrale su suolo A

Questo risultato evidenzia una sostanziale amplificazione nell'intervallo di periodo compreso tra 0,5 e 1,5s e la congruenza nei confronti dello spettro di progetto, per periodi compresi tra 0,1 e 0,5s.

Una valutazione di tipo semplificato, che non comporti la realizzazione di un'analisi così estesa della sismicità locale, si sarebbe basata quindi sulla definizione dello spettro di normativa su sottosuolo di categoria C. Sarebbe bastato quindi conoscere la velocità delle onde sismiche nei primi 30 m per identificare la categoria di suolo e definire lo spettro. È da verificare quale errore si sarebbe compiuto, in termini di fattore di amplificazione, se si fosse considerato il solo spettro di normativa in luogo di una nuova e più corretta rappresentazione del moto sismico. In questo caso, confrontando la media dei segnali ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale e lo spettro di normativa su suolo di categoria C, il fattore di amplificazione risulta:

Fa _(0,1-0,5)	Fa _(0,5-1,5)
0,67	0,99

Tabella 9 – Fattori di amplificazione spettrale su suolo C

Dal confronto mostrato in fig. A5.22, tra spettro medio di output e spettro di normativa calcolato su suolo C, si può notare come quest'ultimo sia abbondantemente cautelativo per periodi inferiori a 0,7s e mediamente equivalente per periodi superiori. Inoltre confrontando l'andamento dello spettro medio dei segnali di input con lo spettro medio dei segnali di output si può notare un minimo smorzamento dell'accelerazione massima al sito.

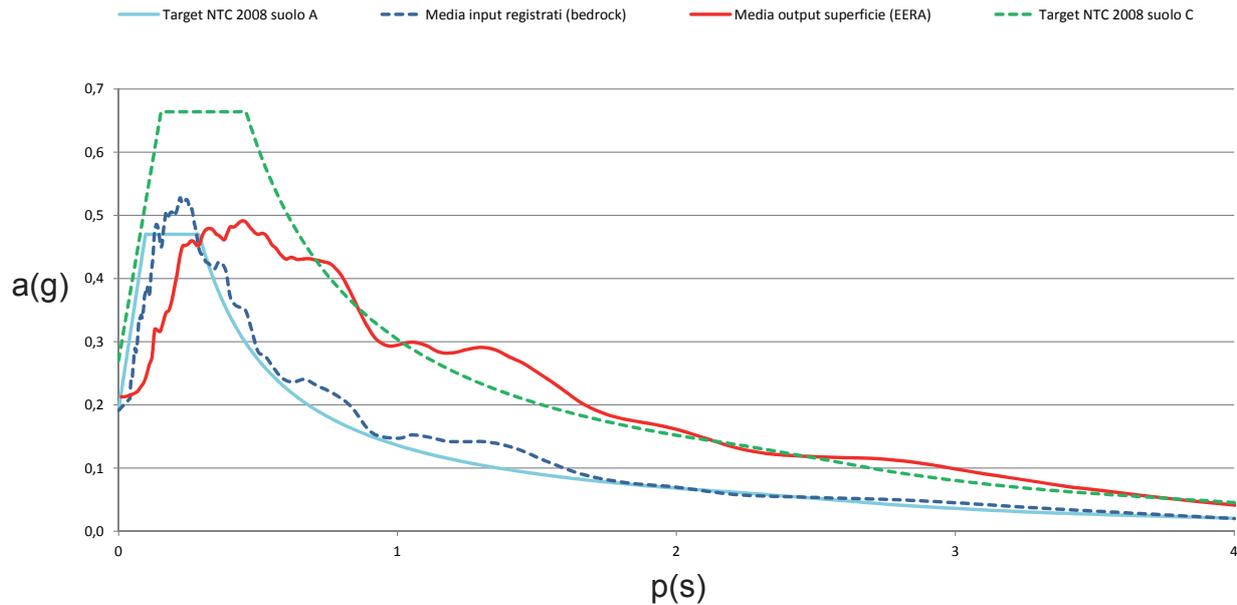


Fig. A5.22– Confronto tra spettro di normativa (NTC08) su suolo A e spettro medio di output fornito dal software EERA

Per ciò che concerne l'accelerazione massima al sito (A_{\max}) le NTC08 assegnano $A_{\max}=3,00 \text{ m/s}^2$ per un suolo di categoria C mentre il picco massimo registrato dagli accelerogrammi calcolati da risposta sismica locale raggiungono una accelerazione massima di 2.137 m/s^2 .

Su suolo di categoria A, le NTC08 assegnano una accelerazione massima in superficie di $2,113 \text{ m/s}^2$, di poco inferiore al valore trovato attraverso l'analisi sito-dipendente svolta per il caso di studio, sintomo anch'esso di una scarsa amplificazione indotta dal sottosuolo.

Il coefficiente sismico orizzontale (K_h) definito tramite la relazione:

$$k_h = \beta \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

risulta nel nostro caso specifico pari a 0,052 mentre considerando le NTC08 esso si attesta a 0,084. Nello svolgere le verifiche di stabilità e nel determinare la suscettibilità a liquefazione si sono utilizzati i valori di A_{\max} e K_h ottenuti dall'applicazione dello spettro di normativa su suolo C essendo maggiori dei valori corrispondenti trovato tramite analisi di risposta sismica locale.

Verifiche di stabilità e alla liquefazione

A6.1 Modello geologico

Il modello geologico è stato estrapolato dalle valutazioni geologiche e geotecniche di sondaggi e prove penetrometriche eseguite in sito, definendo gli orizzonti litologici predominanti e assegnando ad essi i parametri geotecnici caratteristici in relazione alle direttive imposte dalle D.M. 14/01/2008.

Principalmente ci si è basati sui risultati ottenuti dalle prove CPT poiché ritenute di maggior attendibilità rispetto all'interpretazione del sondaggio geognostico.

Prendendo i valori di q_c registrati si è quindi applicata una correlazione diretta tra q_c , σ'_{v0} e l'angolo di resistenza al taglio di picco, ϕ' , (Robertson e Campanella, 1983), diagrammata in fig A6.1 e rappresentata analiticamente dalla formula:

$$\phi' = \arctan \left[0,1 + 0,38 \cdot \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \right]$$

oppure in alternativa, da Kulhawy e Mayne (1990) la relazione:

$$\phi = 17,6 + \left\{ 11,0 \cdot \log_{10} \left[\frac{q_c / P_{atm}}{(\sigma'_{v0} / P_{atm})^{0,5}} \right] \right\}$$

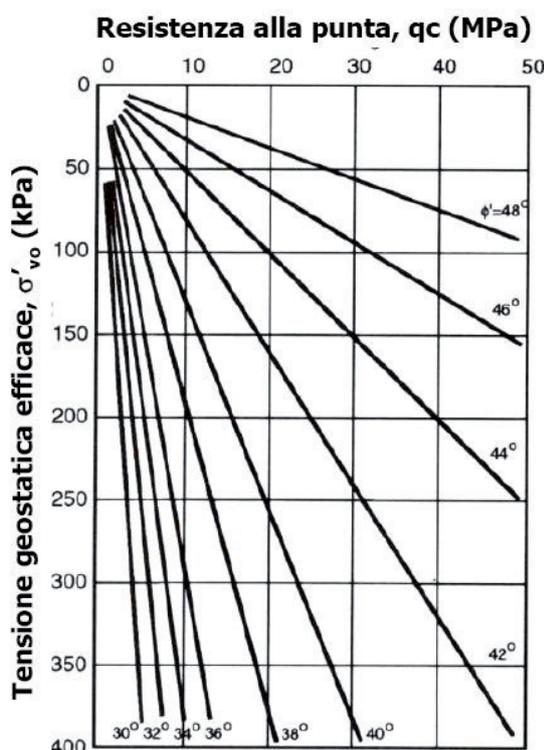


Fig. A6.1– Correlazione diretta tra q_c , σ'_{v0} e ϕ' (Robertson e Campanella, 1983)

La stima dei parametri da applicare alle verifiche di stabilità eseguite nel paragrafo successivo è stata svolta secondo l'approccio dei valori caratteristici inteso come stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione (principalmente ϕ' e c').

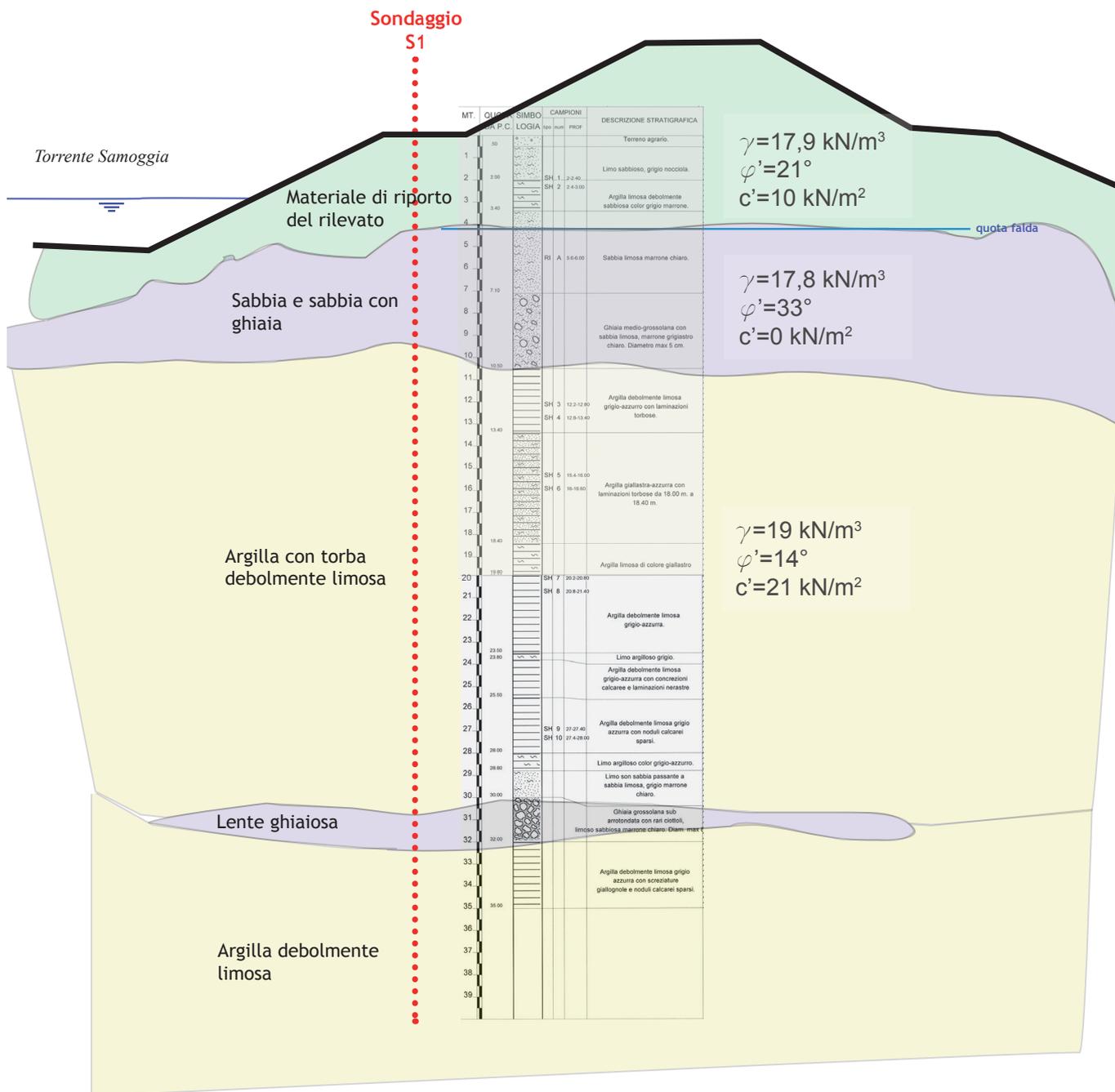


Fig. A6.2– Modello geologico e valori caratteristici dei parametri geotecnici

A6.2 Verifiche di stabilità

Con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni si esegue una verifica in termini di equilibrio limite in condizioni pseudo-statiche, per tener conto dell'input sismico dettato dalla nuova classificazione del comune di San Giovanni in Persiceto. Deve essere rispettata la condizione: (azioni) $E_d \leq R_d$ (resistenze), che in questo caso si traducono in termini di fattore di sicurezza FS.

Considerate le condizioni di resistenza più cautelative viene effettuata l'analisi in condizioni drenate con un comportamento tipo Mohr-Coulomb (con φ' e $c' \neq 0$).

Le verifiche sono state impostate riproducendo idealmente le condizioni di esercizio maggiormente sfavorevoli nei confronti della stabilità del rilevato:

- cassa vuota;
- cassa piena;
- cassa in rapido svuotamento.

Per avere una visione completa della situazione dell'opera, si sono svolte per ognuno dei precedenti casi le verifiche per una sezione ricavata nell'argine maestro del torrente Samoggia, lato cassa, e una ricavata sull'argine perimetrale. La principale differenza tra i due argini, oltre che la dimensione e i materiali costituenti, risulta essere la presenza di un nucleo impermeabile negli argini perimetrali più recente costruzione rispetto agli argini fluviali che sono costituiti da materiale pressoché omogeneo.

Si riportano di seguito i valori utilizzati per la verifica di stabilità dei rilevati arginali.

Contronucleo	Peso unità di volume	$\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$
	Coesione non drenata	$C_u = 5 \text{ t/m}^2$
	Angolo d'attrito in condizioni drenate	$\varphi' = 21^\circ$
	Coesione in condizioni drenate	$c = 1.0 \text{ t/m}^2$
	Coefficiente di conducibilità idraulica (permeabilità)	$k = 1E-7 \text{ m/sec}$
	Modulo di Compressibilità Edometrica	$Med = 100 \text{ kg/cm}^2$
Nucleo	Peso unità di volume	$\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$
	Coesione non drenata	$C_u = 8 \text{ t/m}^2$
	Angolo d'attrito in condizioni drenate	$\varphi' = 21^\circ$
	Coesione in condizioni drenate	$c = 1.0 \text{ t/m}^2$
	Coefficiente di conducibilità idraulica (permeabilità)	$k = 1E-10 \text{ m/sec}$
	Modulo di Compressibilità Edometrica	$Med = 100 \text{ kg/cm}^2$

Tabella 10 – Proprietà dei materiali costituenti l'argine della cassa di espansione

Per le verifiche di stabilità è stato utilizzato il software Slide (Rocscience Inc.) che permette la definizione del modello geotecnico, geometrico e idrometrico del rilevato, calcolando con differenti metodi (Jambu, Bishop, etc.) il fattore di sicurezza tramite la ricerca di superfici potenziali di scivolamento. Inoltre si è aggiunta la sollecitazione sismica di progetto tramite il coefficiente sismico orizzontale (K_h) pari a 0,084 ottenuto dai parametri caratteristici del sisma di progetto tramite la relazione:

$$k_h = \beta \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

dove a_{\max} rappresenta l'accelerazione orizzontale massima in superficie, determinata sullo spettro di risposta al 5% dello smorzamento critico calcolato su suolo C.

Tutte le verifiche presentate sono state realizzate con il metodo di Jambu semplificato, più conservativo del metodo di Bishop semplificato, nel calcolo del fattore di sicurezza.

	Cassa vuota	Cassa piena	Rapido svuotamento
Sez. 17/A Argine Samoggia	1,461	1,422	1,066
Sez. 89/B Argine Cassa	1,382	1,174	0,938

Tabella 11 – Fattori di sicurezza per le verifiche di stabilità

Considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici, trattati statisticamente secondo l'approccio suggerito dalle NTC08, il confine tra stabilità e instabilità è rappresentato dal fattore 1.

I fattori di sicurezza ottenuti dalle verifiche di stabilità e riassunti nella Tabella 11, mostrano buona stabilità nelle condizioni di cassa completamente vuota e completamente piena per entrambi i rilevati analizzati. Nel caso di rapido abbassamento del tirante idrico del Torrente Samoggia con cassa piena si riscontra un fattore di sicurezza poco superiore dell'unità. Questa condizione è abbastanza frequente durante eventi di piena che richiedono l'entrata in funzione della cassa di espansione. Si ottiene invece un fattore di sicurezza di poco inferiore all'unità per la condizione di rapido svaso della cassa di espansione. Quest'ultima condizione è comunque poco probabile poiché solo con il rilascio graduale del volume idrico

contenuto nella cassa di espansione si espleta la funzione di laminazione delle portate a cui tale manufatto è destinato.

Sono state considerate due sezioni tipo del manufatto. La sezione 17/A è situata a monte del manufatto di regolazione e rappresenta l'argine in sinistra idrografica del Torrente Samoggia. La sezione 89/B rappresenta l'argine esterno della cassa di espansione ed è posta approssimativamente a metà del lato lungo del contorno cassa (Fig. A6.3).

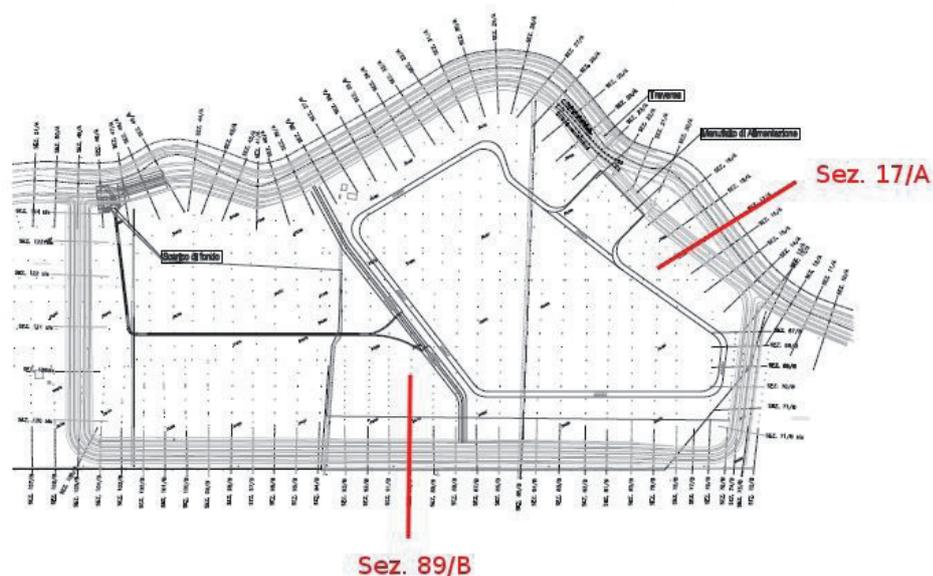


Fig. A6.3– Verifiche di stabilità: sezioni investigate

Nelle figure che seguono (Fig. A6.4-A6.9) sono riportati i risultati delle verifiche svolte, per ciascuna delle sezioni prese in considerazione, imponendo diverse condizioni di invaso:

(Fig. A6.3) – Verifica di stabilità lato interno cassa con cassa vuota. Sez. 17/A

(Fig. A6.4) – Verifica di stabilità lato esterno cassa, con cassa piena. Sez. 17/A

(Fig. A6.6)– Verifica di stabilità lato esterno cassa, con cassa piena e rapida diminuzione del tirante in alveo. Sez. 17/A

(Fig. A6.7) – Verifica di stabilità esterno cassa, con cassa vuota. Sez. 89/B

(Fig. A6.8) – Verifica di stabilità esterno cassa, con cassa piena. Sez. 89/B

(Fig. A6.9) – Verifica di stabilità interno cassa, con cassa in svasso rapido. Sez. 89/B

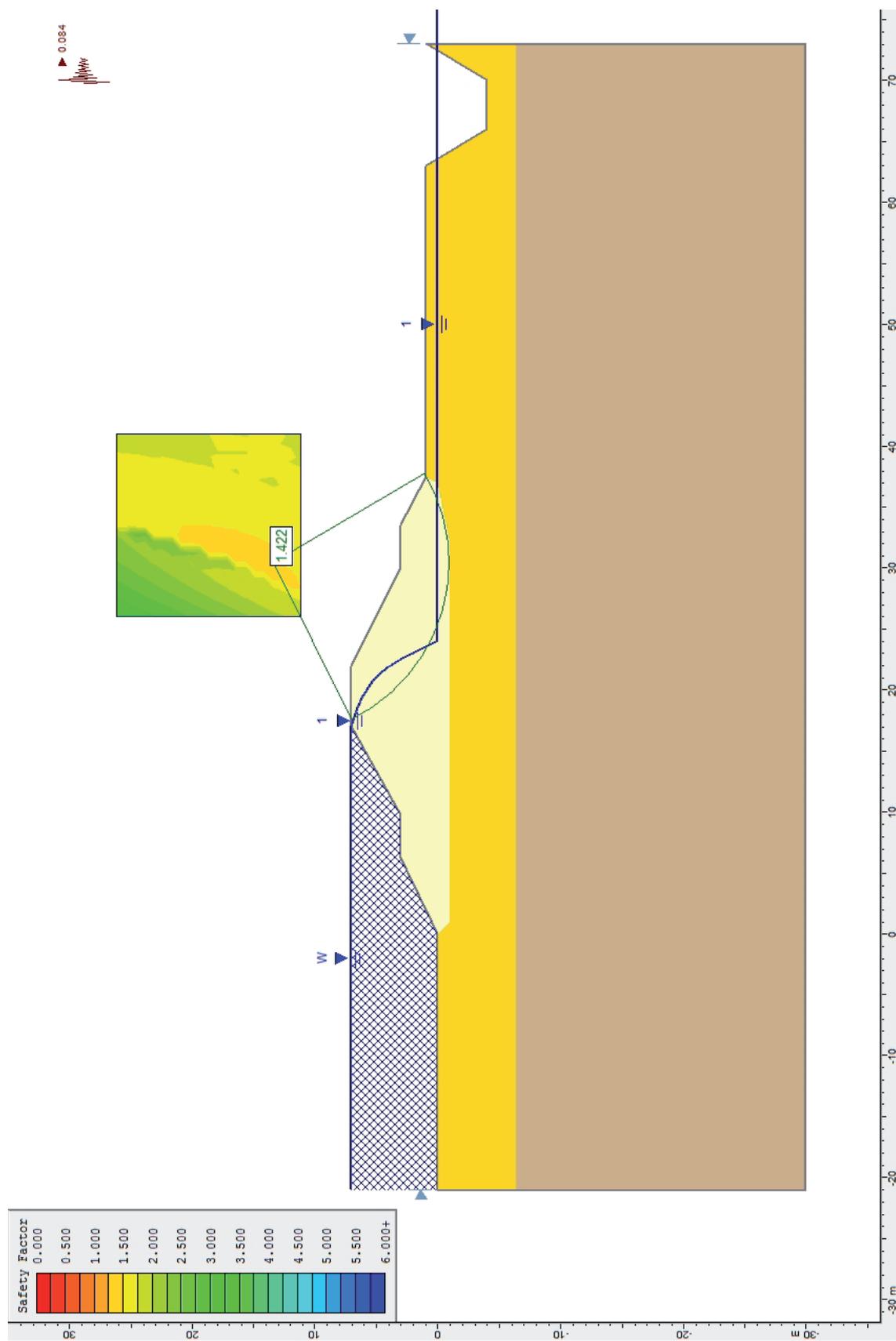


Fig. A6.4– Verifica di stabilità lato interno cassa con cassa vuota. Sez. 17/A

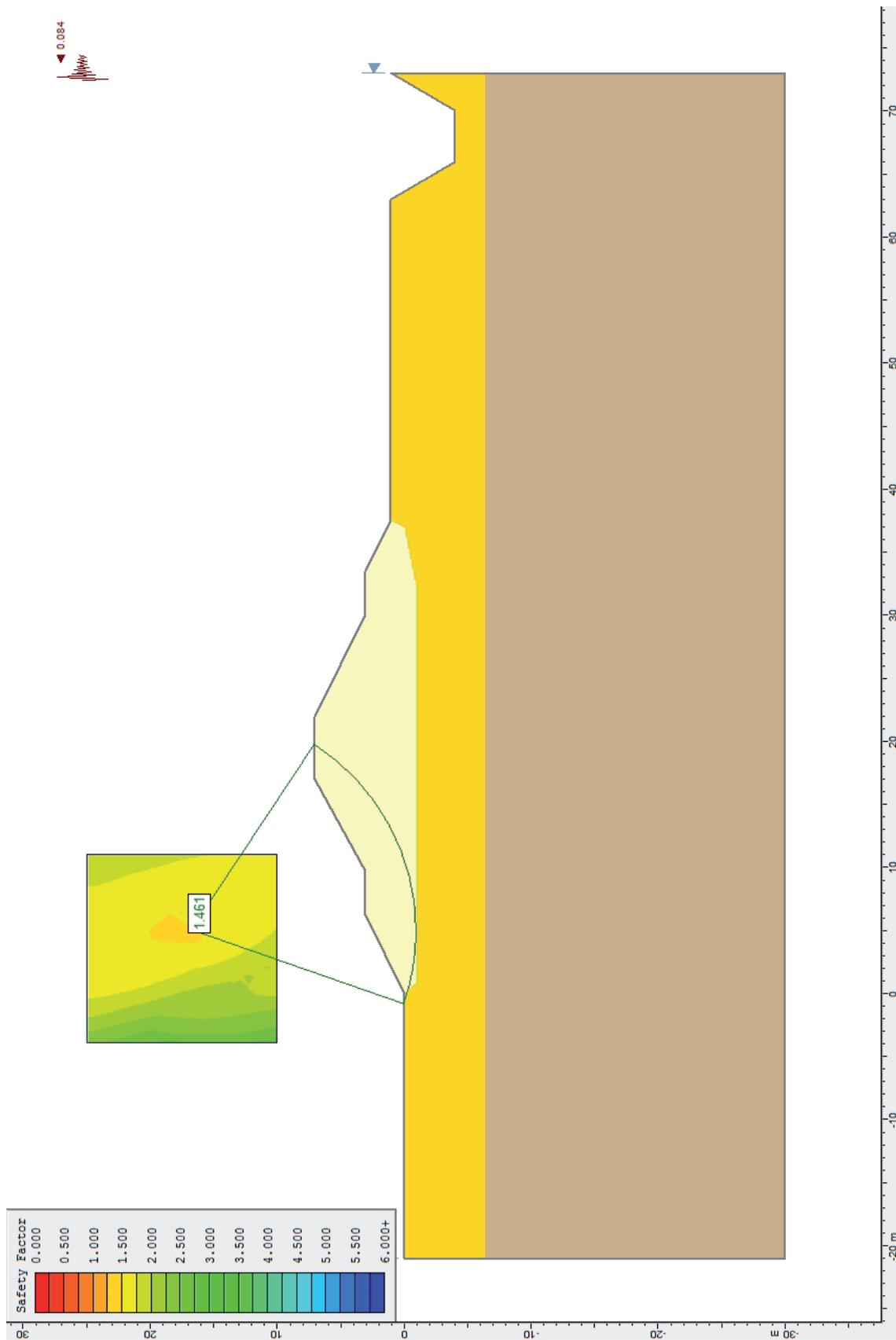


Fig. A6.5– Verifica di stabilità lato esterno cassa, con cassa piena. Sez. 17/A

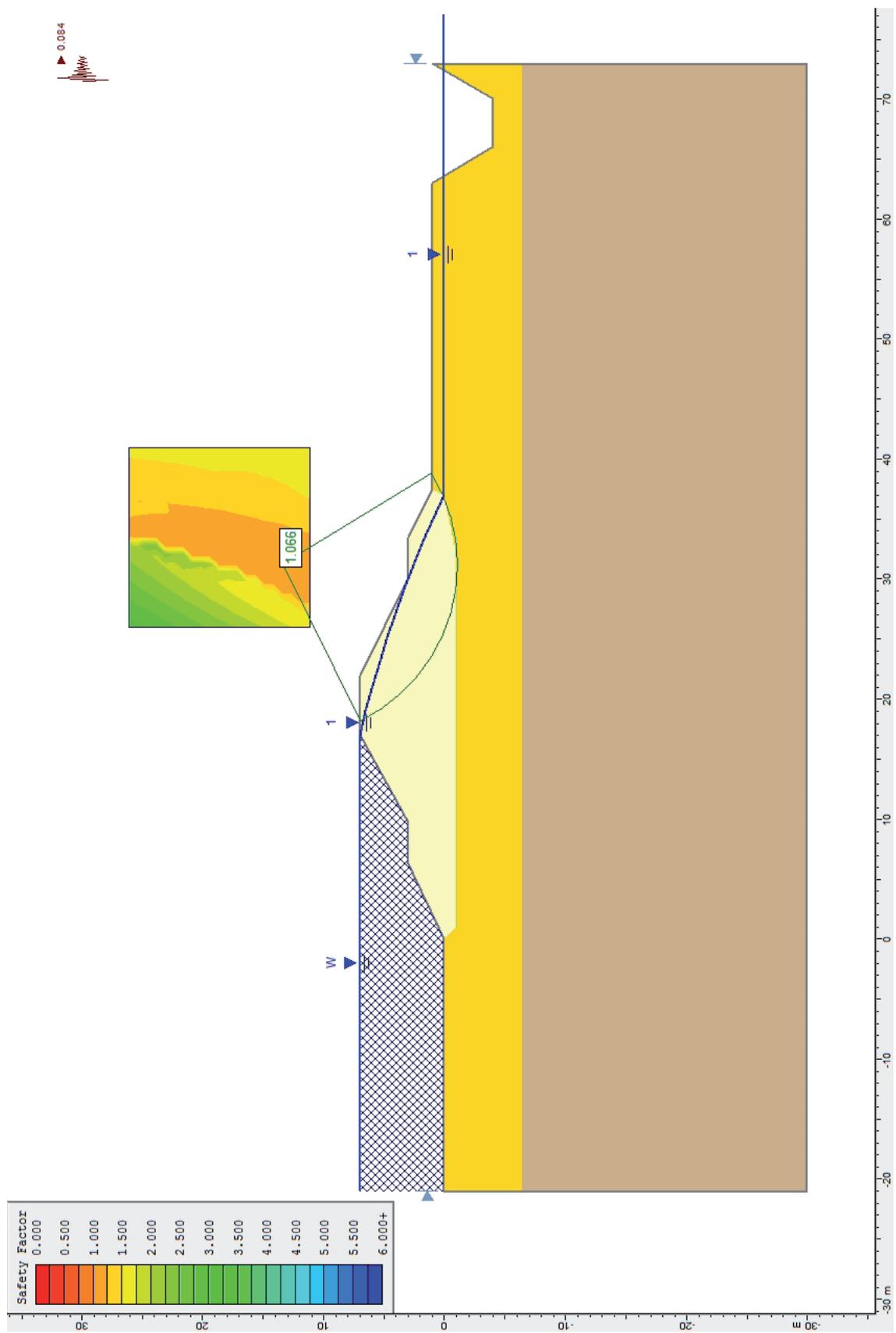


Fig. A6.6– Verifica di stabilità lato esterno cassa, con cassa piena e rapida diminuzione del tirante in alveo. Sez. I7/A

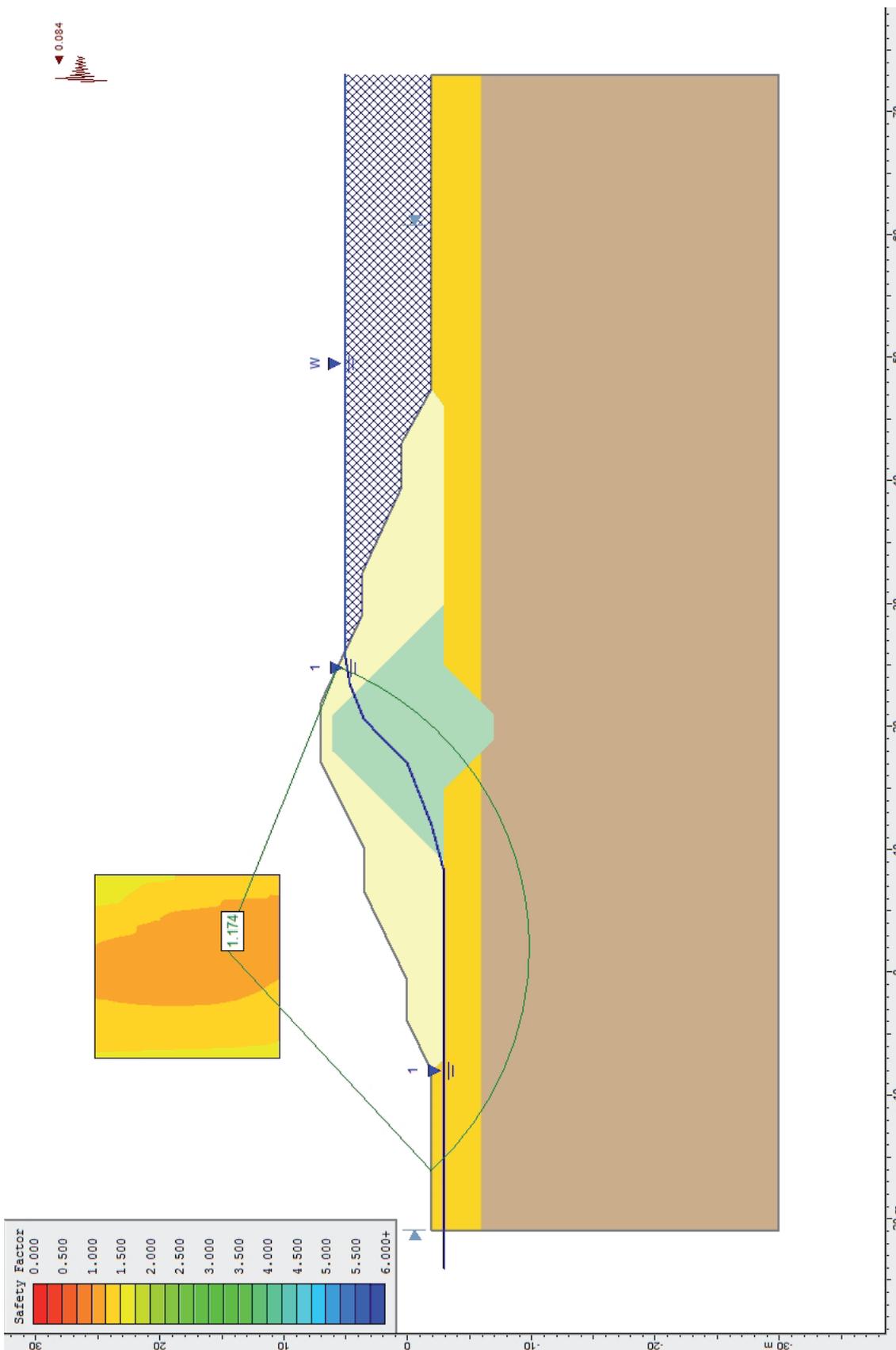


Fig. A6.7– Verifica di stabilità esterno cassa, con cassa vuota. Sez. 89/B

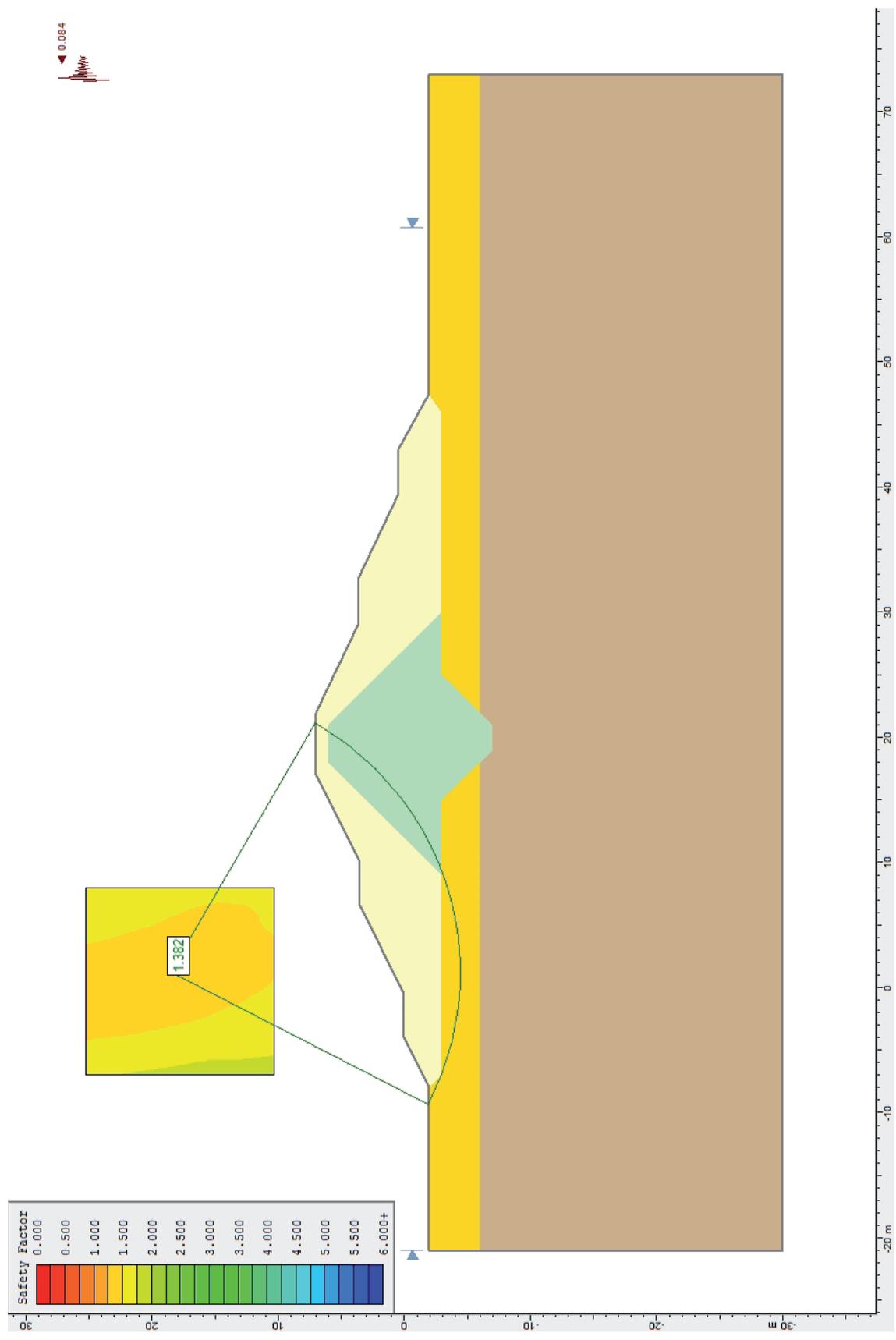


Fig. A6.8– Verifica di stabilità esterno cassa, con cassa piena. Sez. 89/B

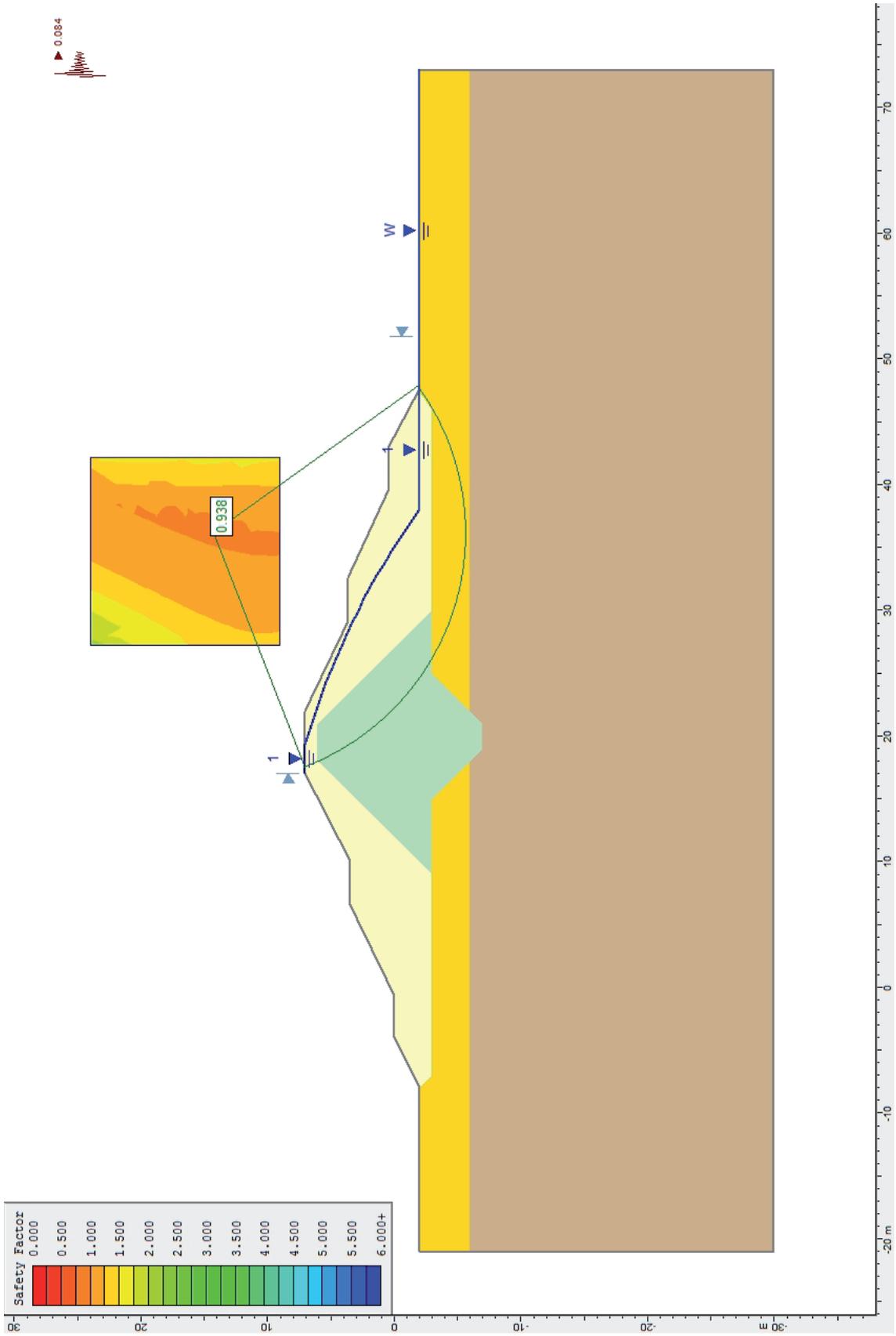


Fig. A6.9– Verifica di stabilità interno cassa, con cassa in svasso rapido. Sez. 89/B

A6.3 Suscettibilità a liquefazione

Per verificare la suscettibilità a liquefazione dello strato individuato come maggiormente incline a liquefarsi è stato utilizzato l'approccio semplificato illustrato nel documento "Procedure di riferimento per le analisi di terzo livello di approfondimento" [9] RER-2007 e basato sulla seguente relazione che definisce il coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione come:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF$$

Dove CRR è la resistenza normalizzata (rispetto alla pressione verticale efficace σ'_{v0}) che può essere valutata attraverso abachi che mettono in correlazione il parametro adimensionale CRR con la velocità delle onde sismiche normalizzata.

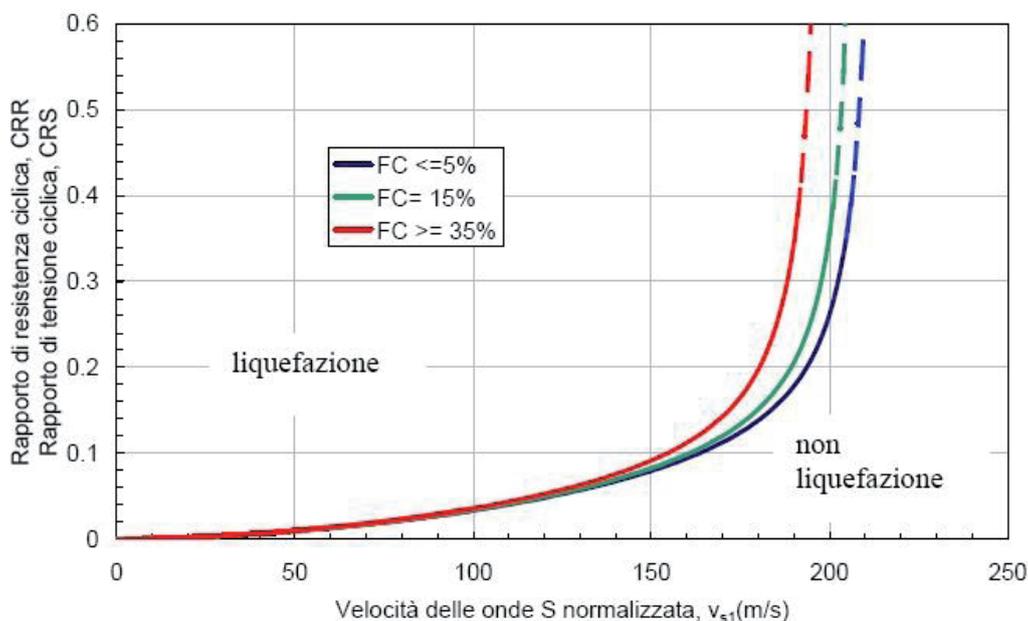


Fig. A6.10 – Abaco per la stima della resistenza normalizzata alla liquefazione CRR di un terreno sabbioso saturo in funzione della percentuale di fini FC e sulla base dei valori VS corretti.

Entrando nell'abaco con una V_S pari a 180 m/s si trova che:

$$CRR = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}} = 0,2$$

Il parametro CSR rappresenta la tensione indotta dal sisma e dove a_{maxs} 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; r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica

che porta in conto la deformabilità del sottosuolo e che può essere determinato con la relazione semplificata $r_d = 1 - 0.015z$;

risulta quindi:

$$CSR = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d = 0,65 \cdot \frac{3}{9,81} \cdot \frac{10,74}{9,04} [1 - 0,015 \cdot (6)] = 0,214$$

Il terzo parametro MSF è un fattore di scala che può essere valutato mediante la tabella, prendendo il valore più basso della magnitudo.

Il coefficiente di sicurezza a liquefazione risulta quindi:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF = 1.33$$

Magnitudo	MSF
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19

Essendo F_L superiore all'unità si può confermare la bassa suscettibilità a liquefazione di questo strato sabbioso. Da una preliminare osservazione della curva granulometrica, si può osservare che essa ricade in pieno all'interno della fascia a elevata possibilità di liquefazione. La sola granulometria quindi non basta a valutare correttamente la potenziale liquefacibilità di uno strato sabbioso ma influisce in buona parte anche il sisma di riferimento.

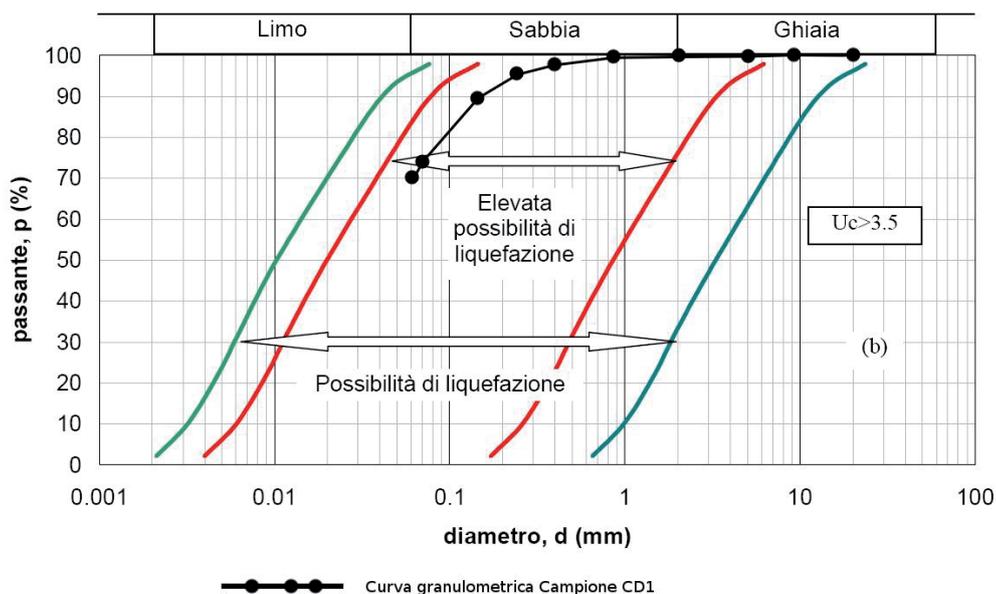


Fig. A6.11 – Fuso granulometrico del campione CD1 contenuto all'interno dei campi di possibile liquefazione

Ci sono altri fattori che portano a sospettare che il rischio di liquefacibilità sia pressoché nullo: facendo riferimento al diagramma di disaggregazione (Fig A5.4) mostrato nel paragrafo A5.1, si può osservare che la più alta probabilità è associata ad un evento di magnitudo compreso tra 4,5 e 5, assai modesta quindi per poter indurre fenomeni di liquefazione apprezzabili. Inoltre lo spessore dello strato sabbioso non si estende per più di 3,7 m ed esattamente tra i 3,40 e i 7,10 m di profondità dal piano di sondaggio. Le opere in progetto avranno presumibilmente fondazioni su palancole o pali che poggeranno su strati profondi e maggiormente consolidati, prevalentemente argillosi, caratterizzati da migliori proprietà meccaniche e non soggetti a fenomeni di liquefazione.

In caso di strati sabbiosi sotto falda e suscettibili di liquefazione, interagenti con le opere di fondazione è consigliabile, durante la progettazione, non considerare tale strato ai fini del calcolo della capacità portante delle fondazioni profonde.

Un eventuale fenomeno di liquefazione potrebbe, infatti, annullare le resistenze di attrito applicate ad un eventuale palo o palancole di fondazione associate allo strato sabbioso, il cui angolo di attrito si annullerebbe in presenza del sisma.

4 Conclusioni e commenti

Alla luce delle analisi svolte è possibile affermare che il sito oggetto del presente studio non presenta comportamenti amplificativi sostanziali in termini di accelerazione massima in superficie. Nella progettazione delle opere previste quindi la scelta dello spettro di risposta suggerito dalla normativa vigente consente un discreto margine di sicurezza.

In termini assoluti si può affermare che il sito delle Budrie, presenta un'amplificazione prominente per alti periodi e quindi basse frequenze di risonanza. Il modesto strato sabbioso presente sotto falda, non dà problemi di suscettibilità a liquefazione.

Le opere in terra quali le arginature fluviali e gli argini in contorno cassa, sono verificate nei confronti della stabilità sia in condizioni statiche sia in condizioni dinamiche e per onerose situazioni operative che si possono verificare durante il funzionamento dell'invaso.

Le opere sono state verificate applicando il valore del coefficiente sismico orizzontale (k_h) di normativa, notevolmente più elevato rispetto a quello determinato da analisi di risposta sismica locale. Per le opere in progetto si lascia la scelta al progettista strutturale di adottare i parametri sismici proposti da normativa oppure di considerare i parametri determinati dall'analisi di terzo livello proposti in questo lavoro. Infatti, le norme tecniche sulle costruzioni prescrivono che solo in caso di assenza d'informazioni maggiormente dettagliate sulla risposta sismica del sito, si adotti lo spettro medio proposto dalla normativa stessa. E' indubbio che, come nel caso della cassa delle Budrie, qualora si determinino mediante studio della sismicità sito-dipendente, parametri sismici inferiori da adottare ai fini della progettazione strutturale, si ottenga di conseguenza un risparmio in termini di dimensionamento delle strutture. Resta da determinare quale sia il costo sostenuto dall'ente pubblico per lo svolgimento di un'eventuale analisi di risposta sismica locale e il relativo minor costo derivante dalla realizzazione delle opere.

L'analisi di un deposito alluvionale di elevato spessore risulta assai difficoltosa dal punto di vista della modellazione geologica del deposito stesso a causa della grande variabilità laterale e in profondità delle diverse unità geologiche in un contesto geomorfologico molto attivo come quello fluviale. Inoltre, frequentemente, la

manca di indagini geologiche profonde, porta a un'incertezza notevole in termini di valutazione delle litologie e delle successioni stratigrafiche presenti in profondità. A posteriori sarebbe stato più opportuno estendere un eventuale sondaggio geognostico a profondità più elevate riducendo, per esigenze di budget, le indagini dinamiche di laboratorio. È pur vero che una sola verticale può risultare scarsamente significativa per descrivere aree vaste. Inoltre, per approfondire la conoscenza delle proprietà dinamiche dei materiali indagati mediante prove dinamiche si sarebbe potuto effettuare una caratterizzazione geotecnica sul campione da cui si era ricavato il provino da destinarsi alla prova dinamica/ciclica per ricavarne l'indice di plasticità. L'indice di plasticità è, infatti, un parametro molto utile per poter assegnare le curve di degrado presenti in letteratura ai materiali coesivi non indagati da prove RC o TTC. Inoltre si sarebbe potuto investire una quota maggiore dell'importo disponibile nella caratterizzazione del deposito tramite indagini geofisiche maggiormente performanti (Re.Mi. o MASW) per avere un maggior dettaglio dell'andamento delle V_s nel sottosuolo.

Le caratteristiche litologiche e stratigrafiche del deposito analizzato, caratterizzato da una successione regolare di materiali prevalentemente fini che vanno da limi argillosi ad argille limose, consente di poter semplificare notevolmente la definizione del modello geologico, soprattutto ai fini di una modellazione numerica.

L'area in esame fa parte dell'ambiente deposizionale della "Piana a copertura alluvionale", contraddistinta dalla presenza di depositi a sequenze prevalentemente fini (sabbie, limi, argille) dovuti ad una crescita di tipo verticale, data da processi di tracimazione e rotta fluviale, che hanno portato alla deposizione di strati sub-orizzontali a geometria lenticolare probabilmente riferibili a singoli eventi alluvionali. In generale, il modello di pianura alluvionale caratteristico di tutta la media e bassa pianura emiliano-romagnola interessata da fiumi e torrenti appenninici è relativamente semplice. Prima dei massicci interventi di regimazione idraulica che hanno portato alla costruzione di argini artificiali, la dinamica geomorfologica era caratterizzata da frequenti divagazioni degli alvei fluviali, dovute alle ricorrenti rotte e tracimazioni dei corsi d'acqua, che scorrevano in alvei pensili rispetto alla piana circostante, modellati dalla loro naturale azione di erosione e deposizione. Nel caso di rotte e tracimazioni le acque inondavano i territori adiacenti l'alveo, depositando

sedimenti più grossolani (i.e., sabbie e sabbie limose) nelle vicinanze dello stesso e sedimenti più fini al diminuire della capacità di trasporto. L'azione di deposito così descritta provocava un graduale accrescimento dell'area, con un innalzamento progressivo del canale rispetto alle zone circostanti, dove le acque di esondazione avevano carico solido già ridotto sia quantitativamente che granulometricamente. Se poi il corso d'acqua abbandonava il proprio alveo per un tracciato impostato in aree più depresse, l'evoluzione del reticolo idrografico continuava con l'innalzamento di un nuovo edificio pensile. Secondo questo modello, l'accrescimento della pianura avviene sia orizzontalmente, con il giustapporsi di successivi corpi d'alveo, sia verticalmente, a causa di continui cicli di sedimentazione in seguito a fenomeni esondazione. La pianura risulta dunque costituita da un intrecciarsi di lenti a tessitura prevalentemente sabbiosa, corrispondenti a corpi d'alveo sepolti, e da sedimenti più fini (limi e argille) che vanno a colmare i bacini interfluviali di esondazione.

L'area di indagine è collocata in un settore distale e laterale rispetto alla conoide del Torrente Samoggia. In questo contesto di bassa pianura alluvionale questo si traduce in alternanze di strati ad andamento prevalentemente orizzontale di materiali a granulometria fine, con rare lenti sabbiose e/o ghiaiose di limitate dimensioni, come si osserva anche nei profili prodotti dalla Regione Emilia-Romagna, Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli in aree adiacenti. Si può quindi ragionevolmente supporre che l'assetto delle unità osservato nei primi 60 m continui senza apprezzabili variazioni anche più in profondità, sino a quello che può essere considerato il bedrock.

Riassumendo brevemente quanto detto:

EFFETTI DI SITO

- Il sito delle Budrie non induce particolari amplificazioni in termini di accelerazione massima in superficie, si osserva però uno stiramento dello spettro verso le basse frequenze.
- La scelta e l'utilizzo dello spettro di risposta derivante da analisi di risposta sismica locale, in luogo dello spettro proposto dalla normativa (maggiormente cautelativo), rimane discrezione del progettista delle opere strutturali.
- La caratterizzazione statica e dinamica di un deposito profondo, in generale, induce un elevato grado d'incertezza nella definizione del modello geotecnico

per l'impossibilità di raggiungere profondità elevate con indagini dirette. La relativa omogeneità delle successioni caratterizzanti il sottosuolo investigato consente di limitare gli errori di valutazione derivanti da tali incertezze.

EFFETTI LOCALI

- Le verifiche di stabilità danno esiti positivi in tutte le condizioni d'invaso auspiccate, eccetto che nel caso assai infrequente di rapido svaso della cassa di espansione. Tale casistica è incompatibile con le caratteristiche funzionali della cassa stessa.
- Il verificarsi di fenomeni di liquefazione è scongiurato nello strato sabbioso individuato pur essendo costituito da terreni ad elevata probabilità di liquefazione. Il sisma di riferimento, assai modesto, influenza sensibilmente il calcolo del coefficiente di sicurezza a liquefazione che si attesta a un valore ampiamente superiore all'unità. In caso contrario si sarebbe dovuto escludere tale strato incoerente dal calcolo della capacità portante di fondazioni profonde interagenti con esso.

Riferimenti Bibliografici

Libri

- [1] STEVEN L. KRAMER (1996) - *Geotechnical Earthquake Engineering* - Prentice-Hall international Series in civil Engineering and Engineering Mechanics, Upper Saddle River, New Jersey.

Articoli

- [2] JOHANN FACCIORUSSO (2001) - *Valutazione degli effetti sismici locali mediante prove geotecniche in sito e in laboratorio* - Tesi di dottorato in Ingegneria Geotecnica –Università degli Studi di Firenze, Dipartimento di Ingegneria Civile, Sezione di Geotecnica
- [3] F. BRAMERINI, G. DI PASQUALE, G. NASO, M. SEVERINO (2008) - *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica* – Gruppo di lavoro “Indirizzi e criteri generali per la microzonazione sismica”, Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della protezione civile. Roma
- [4] C. MADIÀI, T. CRESPELLANI, J. FACCIORUSSO, G. VANNUCCHI (2010) - Dispense del corso “*Elementi di Dinamica dei Terreni e di Ingegneria Geotecnica Sismica per la progettazione e verifica sismica di costruzioni e opere geotecniche in zone pianeggianti in conformità al D.M. 14.01.2008*” nell’ambito del Percorso di orientamento all’inserimento professionale e specifici approfondimenti tecnici per l’applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni: il processo per l’autorizzazione ed il controllo sismico., Regione Emilia- Romagna, Bologna, 7-21 Giugno 2010
- [5] YOUSSEF M. A. HASHASH (2011) – *DEEPSOIL v4.0 – User Manual and Tutorial* - Department of Civil and Environmental Engineering University of Illinois at Urbana-Champaign
- [6] J. P. BARDET, K. ICHII, C. H. LIN (2000) – *EERA, A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposit*, University of Southern California
- [7] CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI; DM 14 Gennaio 2008: *Norme tecniche per le costruzioni*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 29
- [8] REGIONE EMILIA-ROMAGNA - Deliberazione della Giunta Regionale dell’Emilia Romagna nr. 1661 del 2 novembre 2009 - *Approvazione elenco categorie di edifici di interesse strategico e opere infrastrutturale la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile ed elenco categorie di edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso*.
- [9] REGIONE EMILIA ROMAGNA - *ALLEGATO A3 - Delibera dell'Assemblea legislativa progr. n°112 - oggetto n°3121 del 2 maggio 2007- Procedure di riferimento per le analisi di terzo livello di approfondimento*,
- [10] T. CRESPELLANI – *Effetti di sito e fenomeni di instabilità indotti dai terremoti nei depositi e nei pendii* – Dipartimento di Ingegneria Civile (DICEA). Università di Firenze

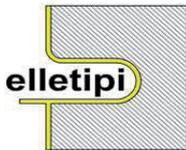
- [11] F. SANTUCCI DE MAGISTRIS, S. SICA, F. SILVESTRI, F. VINALE (2008) - *Indirizzi per studi di microzonazione sismica*. A cura di Filippo Vinale - AMRA S.c.a.r.l. - Napoli
- [12] GIACOMO SIMONI (2004), “*Prove dinamiche di laboratorio: Colonna Risonante e Taglio Torsionale Ciclico*”, Università degli Studi di Firenze, Corso di Laurea in Ingegneria Civile ed in Ingegneria per l’Ambiente e il Territorio, Corso di Geotecnica II, Prof. Ing. Teresa Crespellani, Appunti della lezione del 04/03/2004
- [13] GIUSEPPE SIMONI - *La cassa di espansione del torrente Samoggia in località Le Budrie, comune di San Giovanni in Persiceto*, Articolo di presentazione del progetto, Servizio Tecnico Bacino Reno, Regione Emilia-Romagna, Bologna
- [14] Associazione Intercomunale Terre d’Acqua - *Piano Associato di protezione civile e Piano Strutturale Comunale, Quadro conoscitivo (PSC)*
- [15] G. VANNUCCHI - *Osservazioni e commenti al DM 14/01/08 norme tecniche per le costruzioni, relativamente agli aspetti geotecnici*, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze
- [16] REGIONE EMILIA-ROMAGNA - Deliberazione della Giunta Regionale N. 1435 del 21/07/2003- Allegato A “*Classificazione sismica dei Comuni dell’Emilia Romagna*”.
- [17] IERVOLINO I., GALASSO C., COSENZA E. (2009). *REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis*. Bulletin of Earthquake Engineering. DOI 10.1007/s10518-009-9146 (in press)
- [18] IERVOLINO I., GALASSO C., COSENZA E. (2009). Spettri, Accelerogrammi e le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. *Progettazione Sismica*, Vol. I(1): 33-50, Gennaio-Aprile.
- [19] TECNOPENTA s.r.l. *Catalogo prodotti 2010*, via G. Galilei, 7A/2 – 37037 Teolo (PD)
- [20] ASSOCIAZIONE INTRCOMUNALE TERRE D’ACQUA – Comune di San Giovanni in Persiceto (BO) – *Piano Strutturale Comunale, Norme tecniche di Attuazione* – anno 2001
- [21] BOCCALETTI M., BONINI M., CORTI G., GASPERINI P., MARTELLI L., PICCARDI L., SEVERI P., VANNUCCI G. (2004) - *Carta Sismotettonica della Regione Emilia-Romagna*. Regione Emilia-Romagna, SGSS – CNR-IGG, Firenze. Selca, Firenze.
http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canali/geologia/geologia_appennino/carta_sismotettonica.htm
- [22] ISPRA (2009a) - *Carta Geologica d’Italia alla scala 1:50.000. Foglio 220 Casalecchio di Reno*. ISPRA, SGI – Regione Emilia-Romagna, SGSS. Coordinatori scientifici: P. Severi e L. Martelli, Regione Emilia-Romagna, SGSS.
<http://www.isprambiente.gov.it/MEDIA/carg/emilia.html>
- [23] ISPRA (2009b) - *Carta Geologica d’Italia alla scala 1:50.000. Foglio 202 S. Giovanni in Persiceto*. ISPRA, SGI – Regione Emilia-Romagna, SGSS. Coordinatore scientifico: M. Pizziolo, Regione Emilia-Romagna, SGSS.
<http://www.isprambiente.gov.it/MEDIA/carg/emilia.html>

- [24] RER-ENI (1998) - *Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna*. A cura di G. Di Dio. Regione Emilia-Romagna, ufficio geologico – ENI, Agip Divisione Esplorazione & Produzione. S.EL.CA., Firenze.
- [25] AUTORITA' DI BACINO DEL FIUME PO (Parma) – *Verifiche tecniche delle vasche di laminazione sugli effluenti del fiume Po*, Gruppo di lavoro “Progetto S.I.S.M.A.”
- [26] R. PUGLIA, R. DITOMMASO, F. PACOR, M. MUCCIARELLI, L. Luzi, M. BIANCA. *Frequency variation in site response over long and short time scales, as observed from strong motion data of the L'Aquila (2009) seismic sequence*. Bulletin of Earthquake Engineering. DOI: 10.1007/s10518-011-9266-2.

Indagini

- [27] ELLETIPI s.r.l. via A. Zucchini, 169 – Ferrara – Rapporti e certificati di prova, Cassa di Espansione in località Le Budrie, San Giovanni in Persiceto (2011).

Allegati - Rapporti e Certificati di prova



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

® Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

LIMITI LIQUIDO E PLASTICO - NORMA ASTM D 4318 metodo B

CLASSIFICAZIONE HRB-AASHTO* e USCS

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno				
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia				
CAMPIONE:	S1C1 m. 2,00 - 2,40				
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	30/09 - 06/10/10		
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11		
GEO - CERT. n°		rev.0 del:	10/06/10		

Nota *: questa classificazione equivale alla CNR-UNI 10006 che è stata ritirata.

codice cucchiaino: 344-codice bilancia 480

ASPETTO MACROSCOPICO DEL CAMPIONE: **Limo marrone, da debolmente argilloso a debolmente sabbioso.**

	limite liquido		limite plastico		W naturale
Nø colpi	24	24			
tara (g)	2.22	2.41	2.30	2.41	2.42
massa umida+ tara (g)	46.52	24.05	10.34	15.12	73.27
massa secca+ tara (g)	37.33	19.49	8.96	12.98	60.91
risultati (%)	26.0	26.6	20.7	20.2	21.1

L.L. = $W_i * (N_i/25)^{exp0.121(\%)}$

LIMITE LIQUIDO (%):	26
LIMITE PLASTICO (%):	20
indice plastico (LL-LP) (%):	6
W naturale (%):	21
Indice di consistenza (LL-Wn)/IP :	0.9

GRANULOMETRIA

PASSANTE AL VAGLIO nø 10:	100.0	%	cod.292
PASSANTE AL VAGLIO nø 40:	99.9	%	cod.283
PASSANTE AL VAGLIO nø 200:	84.0	%	cod.287

% ghiaia:	%sabbia:	%limo-argilla:
0.0	16.0	84.0

Coefficienti di calcolo per indice di gruppo:

a	b	c	d
40	40	0	0

INDICE DI GRUPPO: 8

CLASSIFICAZIONE HRB-AASHTO:	A 4
CLASSIFICAZIONE U.S.C.S.:	CL - ML



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

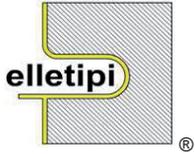
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C1 m. 2,00 - 2,40		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	21/07 - 03/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11

Il presente elaborato non è parte del certificato di prova cui è allegato, è solo un'interpretazione soggettiva dei risultati di prova.

Pressione di preconsolidazione (σ'_p):	713.65	kPa
Grado di sovraconsolidazione (OCR):	8	
con profondità falda m da p.c. = 7.00		peso di volume medio del terreno (kN/m^3) = 18.95
Rapporto di compressione (CR):	0.008	
Indice di compressione (Cc):	0.18	
Rapporto di ricomprensione (RR):	0.0023	
Indice di ricomprensione (Cr):	0.0510	
Rapporto di rigonfiamento (SR):	-0.007	
Indic di rigonfiamento (Cs):	-0.159	
Coeff. Cons. (Cv) tra:	392 e 784	2.54E-02 cm²/s
Coeff. Cons. (Cv) tra:	784 e 1568	2.03E-02 cm²/s
Coeff. Cons. (Cv) tra:	1568 e 3136	2.02E-02 cm²/s
Coeff. Sec. (Cα) tra:	392 e 784	1.71E-03
Coeff. Sec. (Cα) tra:	784 e 1568	2.59E-03
Coeff. Sec. (Cα) tra:	1568 e 3136	3.48E-03
Permeabilità tra (kPa):	392 e 784	1.48E-07 cm/s
Permeabilità tra (kPa):	784 e 1568	7.89E-08 cm/s
Permeabilità tra (kPa):	1568 e 3136	6.09E-07 cm/s



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV UNI EN ISO 9001/2000 UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

Table with 2 columns: Field Name (e.g., COMMITTENTE, CANTIERE) and Value (e.g., Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno).

edometro n: Ed 5

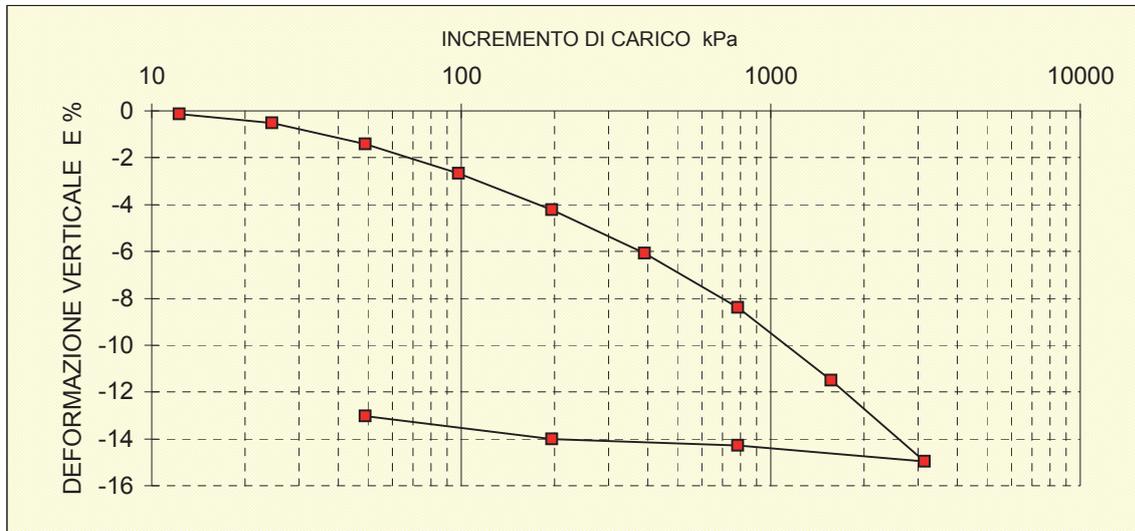
bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545

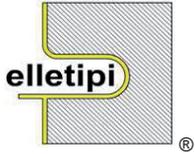
Table with 7 columns: Dp (kPa), DH (mm), epsilon (%), e, av (cm²/daN), mv (cm²/daN), M (daN/cm²). Contains multiple rows of test data points.

NATURA DEL CAMPIONE:

Limo marrone, da debolmente argilloso a debolmente sabbioso.

Table with 4 columns: Property Name (e.g., massa volumica reale), Value, Property Name (e.g., Gradi di Saturazione %), Value.





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

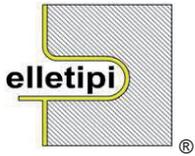
COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno					
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia					
CAMPIONE:	S1C1 m. 2,00 - 2,40					
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	21/07 - 03/08/11			
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11			
GEO - CERT. n°:	rev.01 del:					

edometro n: Ed 5

bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545

tempo (minuti)	cedimenti (mm) agli incrementi di carico (kPa)					
	12.3	24.5	49	98	196	392
0.08	0.023	0.046	0.159	0.397	0.653	1.001
0.14	0.023	0.048	0.166	0.404	0.665	1.017
0.23	0.023	0.051	0.174	0.414	0.684	1.028
0.39	0.023	0.053	0.181	0.422	0.700	1.045
1.08	0.023	0.057	0.200	0.438	0.724	1.079
1.81	0.023	0.059	0.211	0.450	0.737	1.094
5.05	0.023	0.064	0.226	0.467	0.758	1.118
8.44	0.023	0.068	0.235	0.473	0.769	1.129
14.09	0.023	0.072	0.242	0.480	0.778	1.137
39.29	0.023	0.080	0.256	0.494	0.796	1.156
65.61	0.024	0.083	0.262	0.503	0.806	1.164
109.58	0.024	0.086	0.266	0.510	0.815	1.174
182.98	0.024	0.090	0.269	0.517	0.824	1.187
305.58	0.026	0.094	0.272	0.524	0.834	1.196
510.33	0.027	0.099	0.278	0.528	0.840	1.205
852.27	0.027	0.103	0.282	0.535	0.845	1.213
1423.30	0.028	0.103	0.282	0.536	0.846	1.214

tempo (minuti)	cedimenti (mm) agli incrementi di carico (kPa)					
	784	1568	784	3136	784	392
0.08	1.280	1.768	2.299	2.886	2.831	2.721
0.14	1.383	1.849	2.426	2.884	2.829	2.717
0.23	1.444	1.961	2.549	2.881	2.827	2.711
0.39	1.467	2.004	2.605	2.880	2.825	2.708
1.08	1.507	2.064	2.684	2.875	2.820	2.692
1.81	1.521	2.088	2.714	2.873	2.819	2.686
5.05	1.551	2.130	2.769	2.870	2.816	2.668
8.44	1.571	2.151	2.796	2.869	2.814	2.660
14.09	1.584	2.165	2.815	2.867	2.813	2.650
39.29	1.608	2.201	2.862	2.865	2.810	2.637
65.61	1.622	2.216	2.881	2.863	2.809	2.631
109.58	1.633	2.237	2.909	2.862	2.808	2.627
182.98	1.644	2.252	2.928	2.861	2.807	2.623
305.58	1.654	2.265	2.945	2.860	2.806	2.619
510.33	1.666	2.279	2.963	2.859	2.805	2.615
852.27	1.674	2.290	2.977	2.859	2.805	2.611
1423.30	1.680	2.300	2.990	2.858	2.804	2.608



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

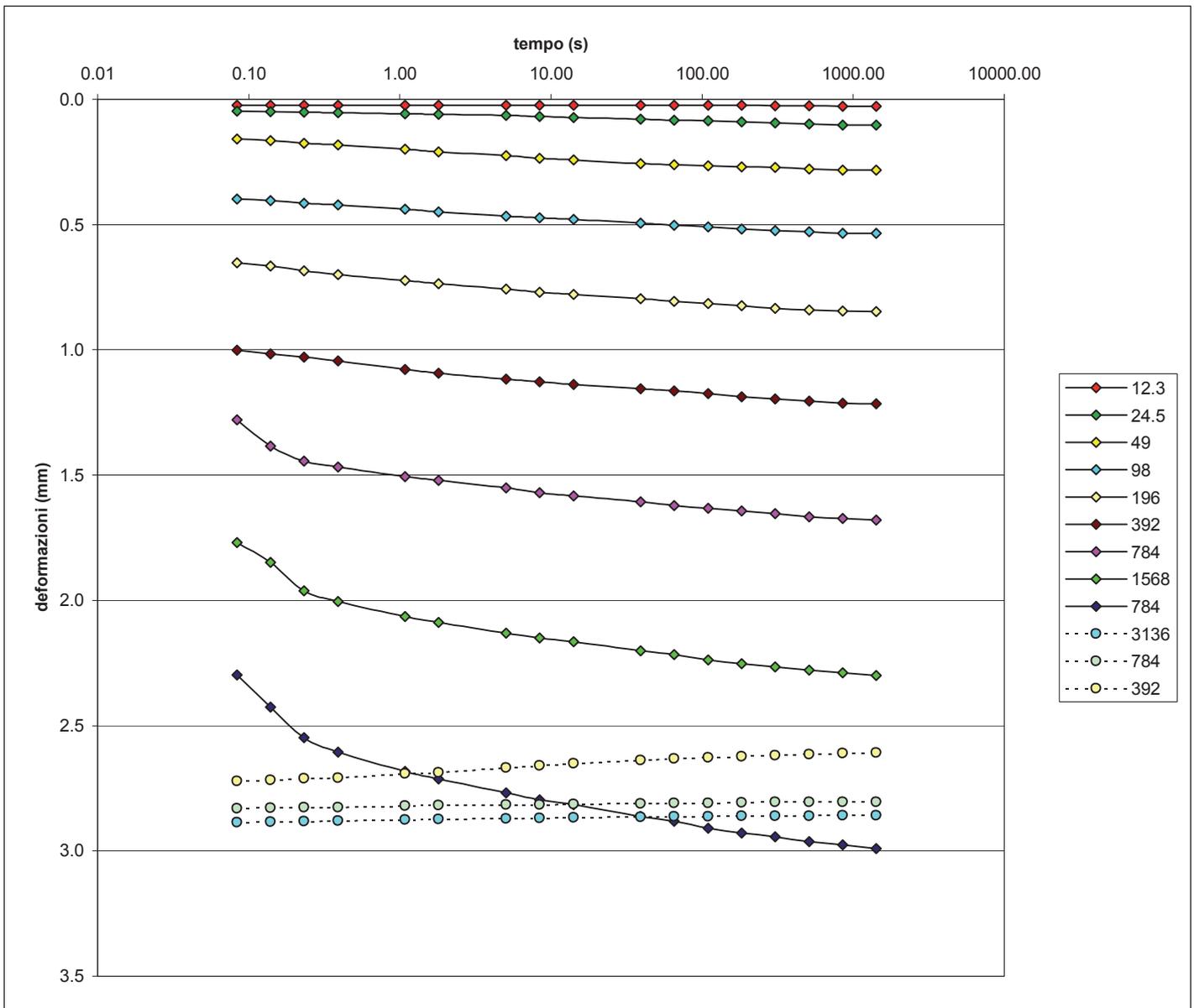
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C1 m. 2,00 - 2,40		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	21/07 - 03/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
GEO - CERT. n°:		rev.01 del:	

edometro n: Ed 5

bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV UNI EN ISO 9001/2000 UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

ANALISI GRANULOMETRICA (per setacciatura e sedimentazione) norma A.S.T.M. D 422

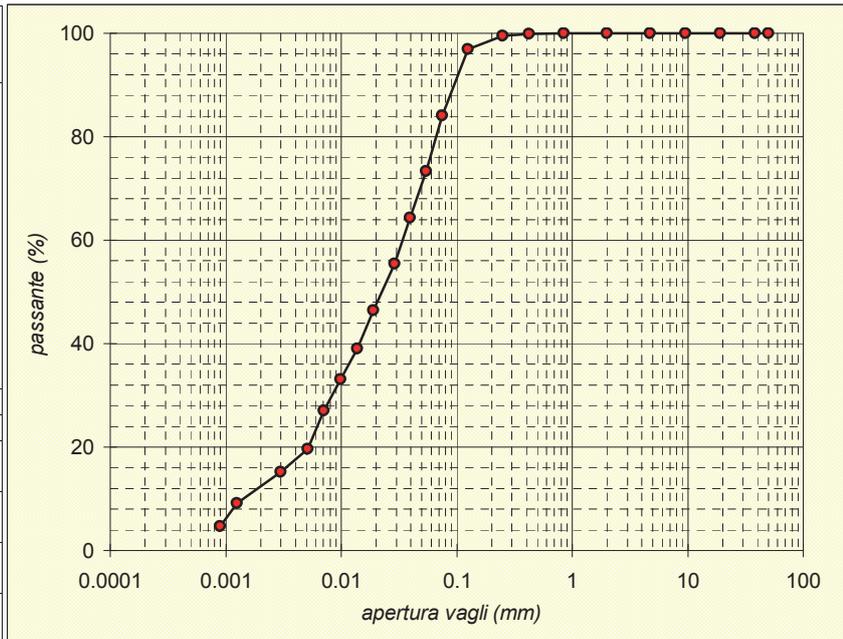
Table with 2 columns: Field Name (e.g., COMMITTENTE, CANTIERE) and Value (e.g., Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno)

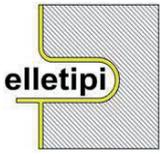
Codici strumentazione: 480, 419, 348, 432, 570, 571, 572, 573, 290, 291, 292, 293, 282, 283, 286

Aspetto del campione: Limo marrone da debolmente argilloso a debolmente sabbioso.

Main granulometry table with columns: TIPO VAGLIO, vaglio (mm), trattenuto (g), trattenuto (%), cum. tratt. (%), passante (%). Includes a 'TOTALE' row and 'phi max (mm) = 0.99'.

Summary table containing: Passante effettivo setaccio 0.075 (g) = 44.58; a table of temperature, time, and reading; and a granulometry report table for GHIAIA, SABBIA, LIMO, and ARGILLA.





elletipi s.r.l.

Sede legale: via Modena, 107/109; Sede operativa ed amm.va: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA
tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: elletipi@libero.it sito: www.elletipi.it
P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

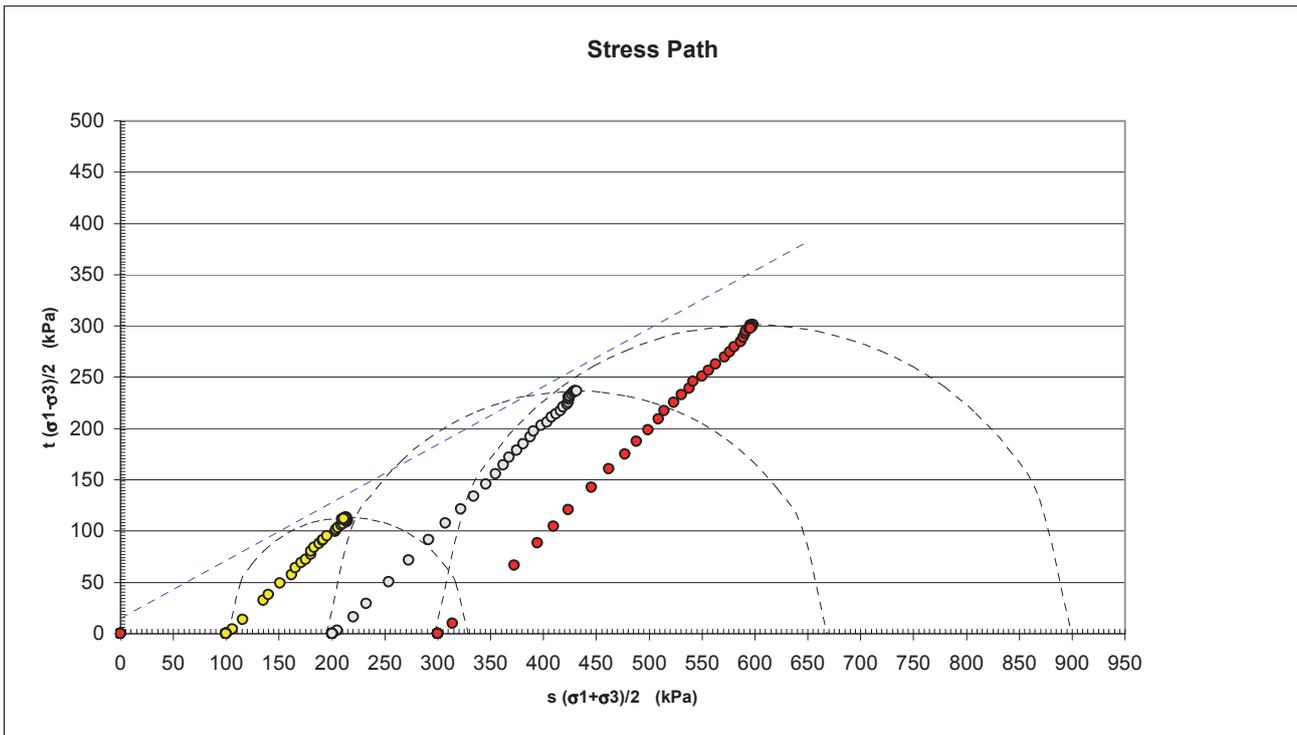
PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA DRENATA (CD)
raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samogg		
CAMPIONE:	S1C1 m. 2,00 - 2,40		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	22/07 - 10/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11

Il presente elaborato non è parte del certificato di prova cui è allegato, è solo un'interpretazione soggettiva dei risultati di prova.

CONDIZIONI A ROTTURA

tensione efficace a rottura s' (kPa)	213.4	431.6	598.2
tensione efficace a rottura t' (kPa)	113.4	236.6	301.2
c' (kPa):	15.2	ϕ' (°):	29.5





elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA
tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it
P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C1 m. 2,00 - 2,40		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	22/07 - 10/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
GEO - CERT. n°:	rev.00 del:		

Il campione è stato conservato in vasca umidostatica

CODICI STRUMENTAZIONE: calibro 12; bilancia 480; trasduttore LVDT 566; SG 537, manometri 531, 691; celle 1, 2 e 3; pressa 536.

Macchina:	CONTROLS Triax 50 Digital
Prova:	CONSOLIDATA DRENATA (CD)
Dimensioni provini:	$\phi \times h = 36,80 \times 76,20$ mm
Velocità prova:	0.005 mm/min

NATURA DEL CAMPIONE:	Limo marrone da debolmente argilloso a debolmente sabbioso.
Peso specifico (Mg/m^3):	2.685

	PROVINO 1	PROVINO 2	PROVINO 3
umidità iniziale (%)	21.1	21.1	21.1
massa volumica umida iniziale (Mg/m^3)	1.71	1.80	1.80
massa volumica secca iniziale (Mg/m^3)	1.41	1.48	1.48
indice dei vuoti iniziale	0.90	0.81	0.81
grado di saturazione iniziale (%)	63	70	70
umidità fine consolidazione (%)	29.3	28.6	26.5
massa volumica umida fine cons. (Mg/m^3)	1.73	1.93	1.88
massa volumica secca fine cons. (Mg/m^3)	1.34	1.50	1.48
indice dei vuoti fine cons.	1.01	0.79	0.81
grado di saturazione fine cons. (%)	78	98	88
pressione in cella (kPa)	700	791	889
contropressione (kPa)	600	591	589
Dimensioni fine consolidazione			
Hc (cm)	7.534	7.467	7.453
Ac (cm^2)	10.678	10.485	10.445
Skempton B	0.90	0.90	0.95
t100 min (Bishop & Henkel)	2	32	30
umidità fine prova (%)	28.6	26.1	23.7
massa volumica umida fine rottura (Mg/m^3)	1.74	1.96	1.89
massa volumica secca fine rottura (Mg/m^3)	1.36	1.56	1.53
indice dei vuoti fine rottura	0.98	0.72	0.75
grado di saturazione fine rottura (%)	100	100	100



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

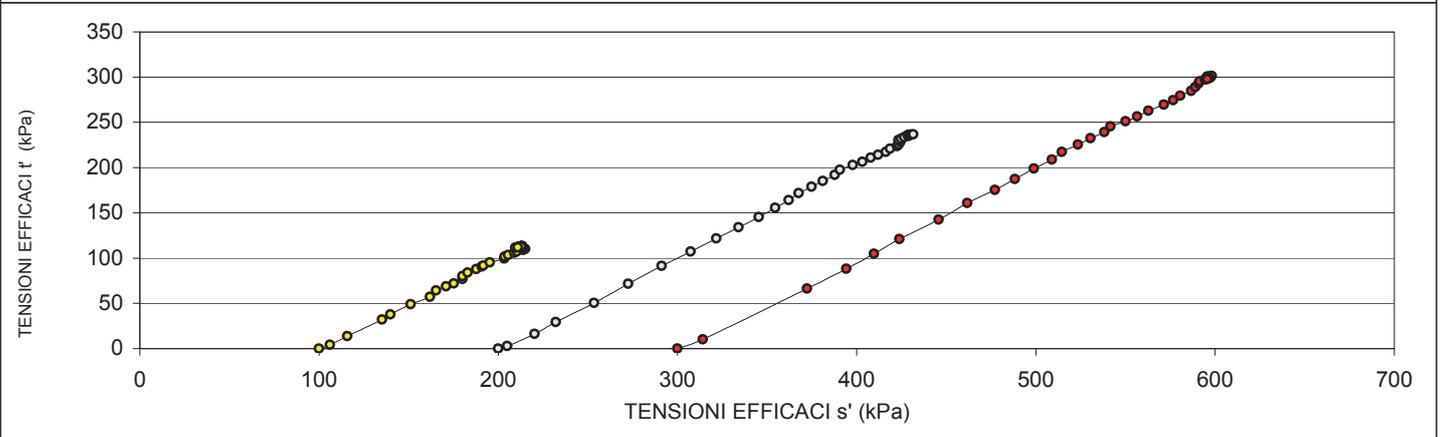
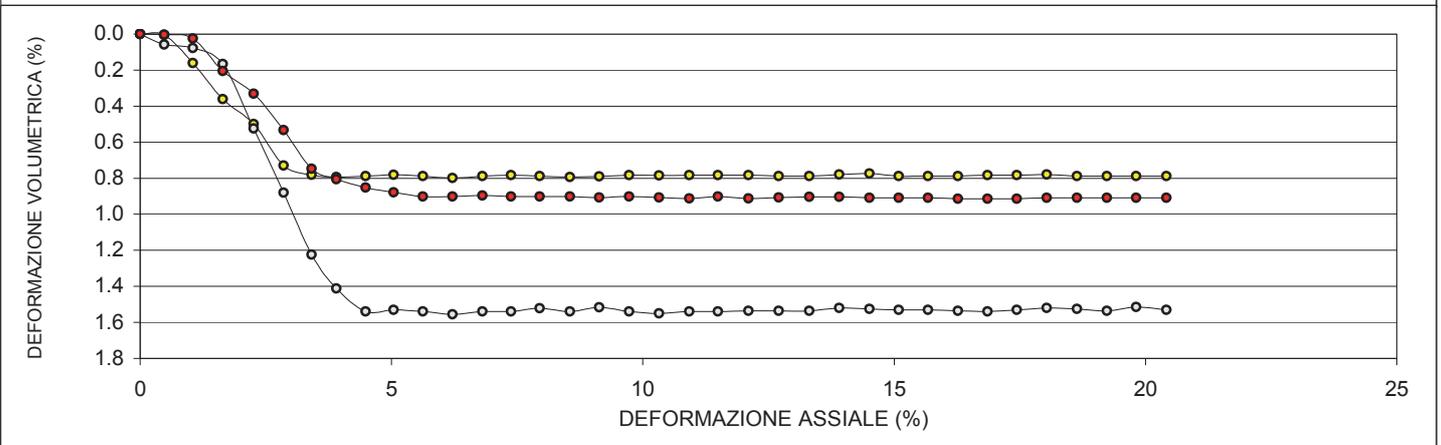
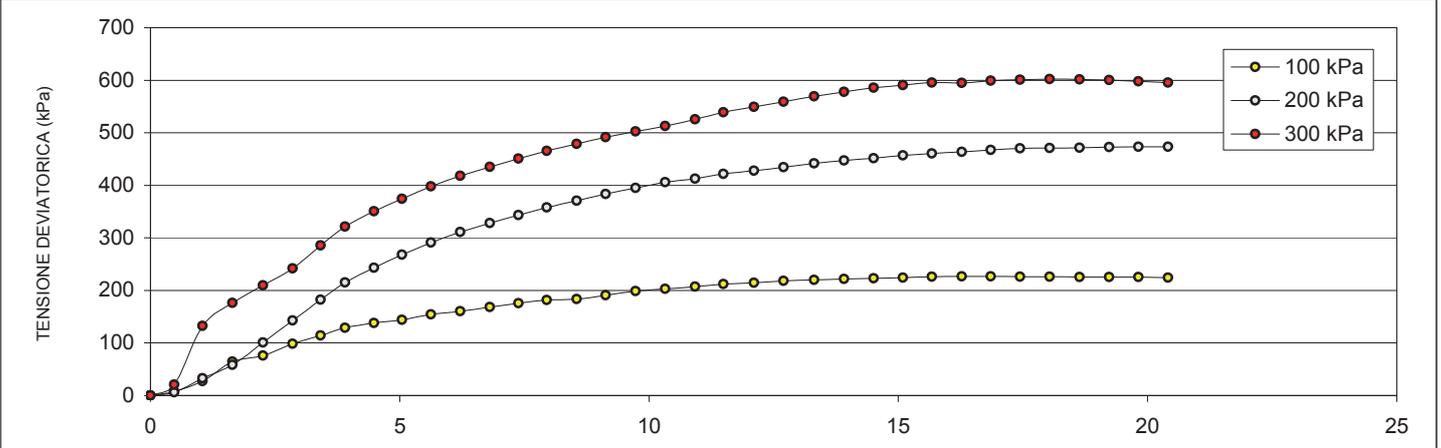
CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C1 m. 2,00 - 2,40**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:





elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C1 m. 2,00 - 2,40**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:

TENSIONE DEVIATORICA ($\sigma_1 - \sigma_3$)

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
Def. (%)	Tens. (kPa)	Def. (%)	Tens. (kPa)	Def. (%)	Tens. (kPa)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.478	8.202	0.478	5.983	0.478	20.487
1.049	27.568	1.049	32.679	1.049	132.665
1.646	64.434	1.646	58.445	1.646	176.452
2.256	75.715	2.256	101.117	2.256	209.380
2.854	98.430	2.854	142.927	2.854	241.717
3.411	114.052	3.411	182.515	3.411	285.386
3.902	128.637	3.902	214.843	3.902	321.576
4.486	137.947	4.486	243.331	4.486	350.393
5.044	144.301	5.044	268.190	5.044	374.577
5.628	154.116	5.628	290.885	5.628	397.798
6.212	160.260	6.212	311.028	6.212	417.899
6.809	168.021	6.809	328.317	6.809	435.028
7.380	175.726	7.380	343.443	7.380	450.903
7.951	181.603	7.951	357.663	7.951	465.200
8.548	183.369	8.548	370.471	8.548	478.527
9.132	190.768	9.132	383.591	9.132	491.386
9.729	198.706	9.729	395.241	9.729	502.259
10.327	203.232	10.327	405.785	10.327	513.084
10.924	207.007	10.924	412.618	10.924	525.788
11.495	211.862	11.495	421.805	11.495	538.868
12.105	214.798	12.105	427.983	12.105	549.218
12.702	218.046	12.702	434.714	12.702	559.206
13.313	220.039	13.313	441.498	13.313	569.427
13.910	221.752	13.910	447.309	13.910	578.146
14.508	223.108	14.508	451.184	14.508	585.564
15.092	224.101	15.092	456.842	15.092	590.834
15.676	225.823	15.676	460.642	15.676	595.569
16.273	226.753	16.273	463.567	16.273	594.860
16.857	226.729	16.857	467.203	16.857	598.905
17.441	226.072	17.441	470.190	17.441	601.000
18.038	225.973	18.038	471.185	18.038	602.323
18.636	225.193	18.636	471.322	18.636	601.471
19.233	225.522	19.233	472.917	19.233	600.099
19.817	225.481	19.817	473.050	19.817	597.852
20.414	224.026	20.414	473.222	20.414	595.397



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

**PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID)
raccomandazioni AGI 1994**

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**
 CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**
 CAMPIONE: **S1C1 m. 2,00 - 2,40**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11
 VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11
 GEO - CERT. n° rev.00 del:

PRESSIONE INTERSTIZIALE

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
Def. (%)	ΔV (%)	Def. (%)	ΔV (%)	Def. (%)	ΔV (%)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.478	0.005	0.478	0.058	0.478	0.004
1.049	0.162	1.049	0.078	1.049	0.024
1.646	0.361	1.646	0.167	1.646	0.206
2.256	0.500	2.256	0.524	2.256	0.331
2.854	0.730	2.854	0.881	2.854	0.533
3.411	0.781	3.411	1.224	3.411	0.748
3.902	0.794	3.902	1.411	3.902	0.807
4.486	0.789	4.486	1.540	4.486	0.853
5.044	0.781	5.044	1.530	5.044	0.879
5.628	0.789	5.628	1.540	5.628	0.902
6.212	0.799	6.212	1.556	6.212	0.902
6.809	0.789	6.809	1.540	6.809	0.897
7.380	0.784	7.380	1.540	7.380	0.902
7.951	0.789	7.951	1.521	7.951	0.902
8.548	0.794	8.548	1.540	8.548	0.902
9.132	0.789	9.132	1.516	9.132	0.907
9.729	0.784	9.729	1.540	9.729	0.902
10.327	0.784	10.327	1.551	10.327	0.907
10.924	0.784	10.924	1.540	10.924	0.912
11.495	0.784	11.495	1.540	11.495	0.902
12.105	0.784	12.105	1.535	12.105	0.912
12.702	0.789	12.702	1.535	12.702	0.907
13.313	0.789	13.313	1.535	13.313	0.903
13.910	0.779	13.910	1.520	13.910	0.903
14.508	0.774	14.508	1.525	14.508	0.908
15.092	0.789	15.092	1.530	15.092	0.908
15.676	0.789	15.676	1.530	15.676	0.908
16.273	0.789	16.273	1.535	16.273	0.913
16.857	0.784	16.857	1.540	16.857	0.913
17.441	0.784	17.441	1.530	17.441	0.913
18.038	0.779	18.038	1.520	18.038	0.908
18.636	0.789	18.636	1.525	18.636	0.908
19.233	0.789	19.233	1.535	19.233	0.908
19.817	0.789	19.817	1.515	19.817	0.908
20.414	0.789	20.414	1.530	20.414	0.908



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C1 m. 2,00 - 2,40**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:

STRESS PATH $s' = (\sigma'1 + \sigma'3)/2$ $t' = (\sigma'1 - \sigma'3)/2$

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
s' (kPa)	t' (kPa)	s' (kPa)	t' (kPa)	s' (kPa)	t' (kPa)
100.000	0.000	199.999	0.000	300.000	0.000
106.101	4.101	204.992	2.992	314.243	10.243
115.784	13.784	220.340	16.340	372.332	66.332
135.217	32.217	232.222	29.222	394.226	88.226
139.858	37.858	253.559	50.559	409.690	104.690
151.215	49.215	272.463	71.463	423.859	120.859
162.026	57.026	291.258	91.258	445.693	142.693
165.319	64.319	307.421	107.421	461.788	160.788
170.974	68.974	321.666	121.666	477.196	175.196
175.151	72.151	334.095	134.095	488.289	187.289
180.058	77.058	345.442	145.442	498.899	198.899
180.130	80.130	354.514	155.514	508.949	208.949
183.010	84.010	362.159	164.159	514.511	217.511
187.863	87.863	367.721	171.721	523.452	225.452
190.802	90.802	374.832	178.832	530.600	232.600
191.684	91.684	381.236	185.236	538.263	239.263
195.384	95.384	387.795	191.795	541.693	245.693
203.353	99.353	390.621	197.621	550.130	251.130
203.616	101.616	397.892	202.892	556.542	256.542
205.503	103.503	403.309	206.309	562.894	262.894
208.931	105.931	407.903	210.903	571.434	269.434
210.399	107.399	411.992	213.992	576.609	274.609
214.023	109.023	416.357	217.357	580.603	279.603
215.020	110.020	418.749	220.749	586.714	284.714
213.876	110.876	422.654	223.654	589.073	289.073
209.554	111.554	423.592	225.592	590.782	292.782
211.050	112.050	424.421	228.421	591.417	295.417
212.911	112.911	423.321	230.321	594.785	297.785
213.376	113.376	424.783	231.783	594.430	297.430
213.365	113.365	426.601	233.601	597.453	299.453
213.036	113.036	429.095	235.095	596.500	300.500
212.986	112.986	428.593	235.593	598.161	301.161
211.596	112.596	428.661	235.661	595.736	300.736
211.761	112.761	429.459	236.459	596.050	300.050
212.740	112.740	430.525	236.525	596.926	298.926
211.013	112.013	431.611	236.611	595.699	297.699



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C1 m. 2,00 - 2,40**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

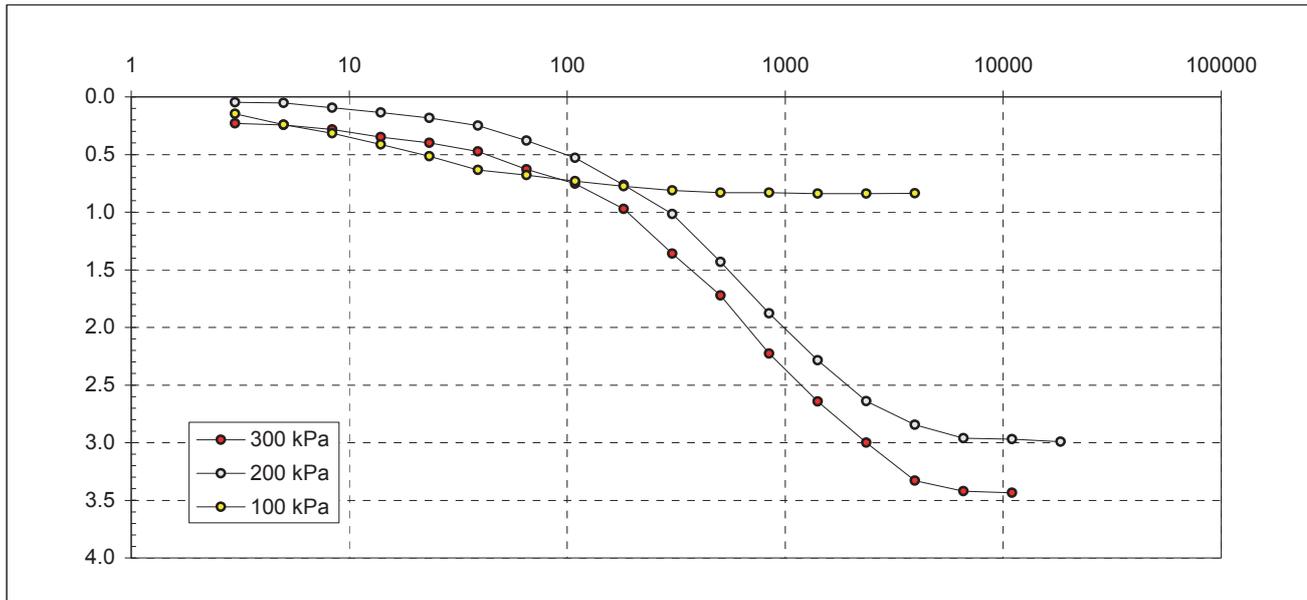
GEO - CERT. n° rev.00 del:

CONSOLIDAZIONE

PROVINO 1 100 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.15
5	0.24
8	0.32
14	0.41
23	0.52
39	0.63
65	0.68
109	0.73
181	0.78
303	0.81
506	0.83
845	0.83
1412	0.84
2357	0.84
3937	0.84

PROVINO 2 200 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.05
5	0.05
8	0.09
14	0.14
23	0.18
39	0.25
65	0.38
109	0.53
181	0.76
303	1.02
506	1.43
845	1.88
1412	2.29
2357	2.64
3937	2.85
6575	2.96
10979	2.97
18335	2.99

PROVINO 3 300 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.23
5	0.24
8	0.28
14	0.35
23	0.40
39	0.47
65	0.63
109	0.75
181	0.97
303	1.36
506	1.72
845	2.23
1412	2.64
2357	3.00
3937	3.33
6575	3.42
10979	3.44



SCHEDA GENERALE DEL CAMPIONE

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Completamento della Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C3 m. 12,20 - 12,80		
COMMESSA:	9562/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
VERBALE ACC.:	334/11	APERTURA CAMPIONE:	11/07/11

Il campione è stato conservato in vasca a temperatura ed umidità controllate.

alto	P.P. kPa	T.V. kPa	Descrizione litologica	
12.20			Argilla debolmente limosa grigia con resti torbosi sparsi.	
	130	60	LUNGHEZZA CAMPIONE (cm) 58 QUALITA' CAMPIONE Q 5 PROVE ESEGUITE: granulometria completa, limiti di Atterberg, triassiale CID, triassiale UU, edometria IL.	
	100	40	W naturale (%) 37.8 <small>(norma ASTM D 2216)</small> γ naturale(Mg/m³) 1.75 <small>(BS 1377)</small> γ secco (Mg/m³) 1.27 γ immerso (Mg/m³) 0.80 porosità (%) 53 indice dei vuoti 1.13 grado di saturazione (%) 90	
	12.80			massa specifica (Mg/m³) 2.703 <small>(media campioni)</small>
	basso			



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

® Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

LIMITI LIQUIDO E PLASTICO - NORMA ASTM D 4318 metodo B

CLASSIFICAZIONE HRB-AASHTO* e USCS

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno				
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia				
CAMPIONE:	S1C3 m. 12,20 - 12,80				
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	30/09 - 06/10/10		
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11		
GEO - CERT. n°:		rev.0 del:	10/06/10		

Nota *: questa classificazione equivale alla CNR-UNI 10006 che è stata ritirata.

codice cucchiaino: 344-codice bilancia 480

ASPETTO MACROSCOPICO DEL CAMPIONE: **Argilla debolmente limosa grigia con resti torbosi sparsi.**

	limite liquido		limite plastico		W naturale
Nø colpi	27	28			
tara (g)	2.34	2.34	2.26	2.36	2.38
massa umida+ tara (g)	53.97	42.65	10.40	14.08	73.28
massa secca+ tara (g)	31.50	25.21	8.70	11.60	53.85
risultati (%)	77.8	77.3	26.4	26.8	37.8

L.L. = $W_i \cdot (N_i/25)^{0.121}(\%)$

LIMITE LIQUIDO (%):	78
LIMITE PLASTICO (%):	27
indice plastico (LL-LP) (%):	51
W naturale (%):	38
Indice di consistenza (LL-Wn)/IP :	0.8

GRANULOMETRIA

PASSANTE AL VAGLIO nø 10:	99.7	%	cod.292
PASSANTE AL VAGLIO nø 40:	99.2	%	cod.283
PASSANTE AL VAGLIO nø 200:	95.8	%	cod.287

% ghiaia:	%sabbia:	%limo-argilla:
0.3	3.8	95.8

Coefficienti di calcolo per indice di gruppo:

	a	b	c	d
	40	40	20	20
INDICE DI GRUPPO:			20	
CLASSIFICAZIONE HRB-AASHTO:			A 7 - 6	
CLASSIFICAZIONE U.S.C.S.:			CH	



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

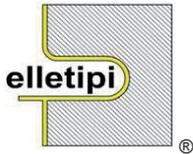
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C3 m. 12,20 - 12,80		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	21/07 - 03/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11

Il presente elaborato non è parte del certificato di prova cui è allegato, è solo un'interpretazione soggettiva dei risultati di prova.

Pressione di preconsolidazione (σ'_p):	94.32	kPa
Grado di sovraconsolidazione (OCR):	1	
con profondità falda m da p.c. = 7.00		peso di volume medio del terreno (kN/m^3) = 18.28
Rapporto di compressione (CR):	0.010	
Indice di compressione (Cc):	0.40	
Rapporto di ricomprensione (RR):	0.0006	
Indice di ricomprensione (Cr):	0.0250	
Rapporto di rigonfiamento (SR):	-0.008	
Indic di rigonfiamento (Cs):	-0.300	
Coeff. Cons. (Cv) tra:	96 e 192	5.61E-04 cm²/s
Coeff. Cons. (Cv) tra:	192 e 384	3.33E-04 cm²/s
Coeff. Cons. (Cv) tra:	384 e 768	3.74E-04 cm²/s
Coeff. Sec. (Cα) tra:	96 e 192	2.85E-03
Coeff. Sec. (Cα) tra:	192 e 384	2.29E-03
Coeff. Sec. (Cα) tra:	384 e 768	4.11E-03
Permeabilità tra (kPa):	96 e 192	3.95E-08 cm/s
Permeabilità tra (kPa):	192 e 384	1.37E-08 cm/s
Permeabilità tra (kPa):	384 e 768	8.96E-09 cm/s



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno					
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia					
CAMPIONE:	S1C3 m. 12,20 - 12,80					
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	21/07 - 03/08/11			
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11			
GEO - CERT. n°:	rev.01 del:					

edometro n: Ed 4

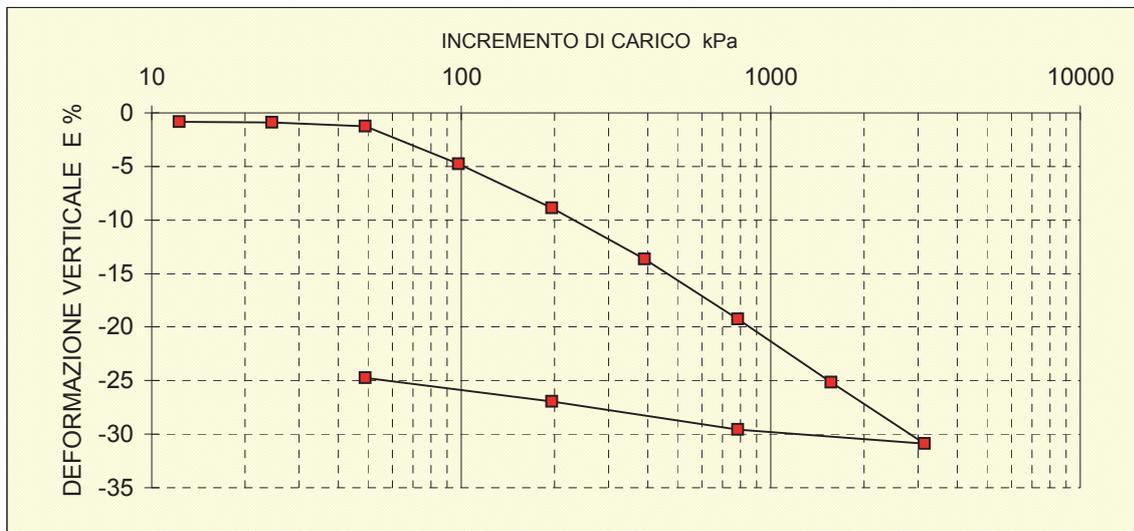
bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545

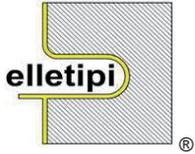
Dp	DH	epsilon	e	av	mv	M
(kPa)	(mm)	(%)		(cm ² /daN)	(cm ² /daN)	(daN/cm ²)
12.3	0.161	0.81	1.028			
24.5	0.176	0.88	1.027	0.013	0.006	163.43
49	0.250	1.25	1.019	0.031	0.015	66.51
98	0.953	4.76	0.947	0.147	0.072	13.94
196	1.774	8.87	0.863	0.086	0.042	23.86
392	2.732	13.66	0.766	0.050	0.024	40.92
784	3.847	19.23	0.652	0.029	0.014	70.34
1568	5.029	25.15	0.531	0.015	0.008	132.60
3136	6.172	30.86	0.414	0.007	0.006	163.43
784	5.911	29.56	0.440			
196	5.389	26.95	0.494			
49	4.951	24.76	0.539			

NATURA DEL CAMPIONE:

Argilla debolmente limosa grigia con resti torbosi sparsi.

massa volumica reale (Mg/m ³)	2.71		
massa volumica apparente ad inizio prova (Mg/m ³):	1.83	Gradi di Saturazione %	
massa volumica apparente a fine prova (Mg/m ³):	2.19	Iniziale:	98
umidità ad inizio prova (%):	37.75	Finale:	100
umidità a fine prova (%):	16.16	Massa volum. apparente secca (Mg/m ³):	
indice dei vuoti ad inizio prova:	1.045	ad inizio prova:	1.33
Cv (cm ² /s) media 2 determinazioni:	4.23E-04	a fine prova:	1.88
Permeabilità k (cm/s) media 3 determinazioni :	2.07E-08		





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

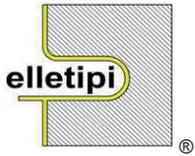
COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno					
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia					
CAMPIONE:	S1C3 m. 12,20 - 12,80					
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	21/07 - 03/08/11			
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11			
GEO - CERT. n°:	rev.01 del:					

edometro n: Ed 4

bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545

tempo (minuti)	cedimenti (mm) agli incrementi di carico (kPa)					
	12.3	24.5	49	98	196	392
0.08	0.137	0.168	0.196	0.472	1.162	1.888
0.14	0.137	0.168	0.198	0.488	1.185	1.913
0.23	0.137	0.168	0.199	0.508	1.207	1.933
0.39	0.137	0.168	0.201	0.527	1.227	1.956
1.08	0.137	0.168	0.207	0.595	1.282	2.018
1.81	0.137	0.169	0.212	0.634	1.305	2.060
5.05	0.137	0.169	0.219	0.694	1.399	2.186
8.44	0.137	0.169	0.222	0.736	1.448	2.264
14.09	0.137	0.170	0.224	0.776	1.509	2.366
39.29	0.139	0.170	0.229	0.867	1.632	2.545
65.61	0.140	0.171	0.232	0.905	1.678	2.610
109.58	0.141	0.171	0.234	0.920	1.703	2.645
182.98	0.142	0.172	0.238	0.930	1.720	2.676
305.58	0.155	0.174	0.240	0.938	1.737	2.697
510.33	0.158	0.175	0.245	0.945	1.750	2.713
852.27	0.159	0.176	0.248	0.951	1.761	2.725
1423.30	0.161	0.176	0.250	0.953	1.774	2.732

tempo (minuti)	cedimenti (mm) agli incrementi di carico (kPa)					
	784	1568	784	3136	784	392
0.08	2.864	3.881	4.748	6.163	5.822	5.349
0.14	2.884	3.954	4.815	6.158	5.820	5.346
0.23	2.909	4.016	4.882	6.151	5.817	5.344
0.39	2.938	4.056	4.939	6.140	5.812	5.339
1.08	3.011	4.159	5.044	6.116	5.800	5.322
1.81	3.068	4.219	5.116	6.097	5.790	5.312
5.05	3.225	4.402	5.286	6.057	5.749	5.275
8.44	3.334	4.519	5.415	6.036	5.723	5.252
14.09	3.454	4.643	5.558	6.009	5.689	5.226
39.29	3.658	4.837	5.842	5.966	5.595	5.134
65.61	3.719	4.898	5.950	5.942	5.538	5.087
109.58	3.756	4.939	6.024	5.926	5.483	5.037
182.98	3.778	4.965	6.075	5.919	5.443	5.001
305.58	3.800	4.985	6.107	5.916	5.420	4.980
510.33	3.815	5.004	6.131	5.912	5.403	4.964
852.27	3.828	5.018	6.155	5.912	5.393	4.955
1423.30	3.847	5.029	6.172	5.911	5.389	4.951



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

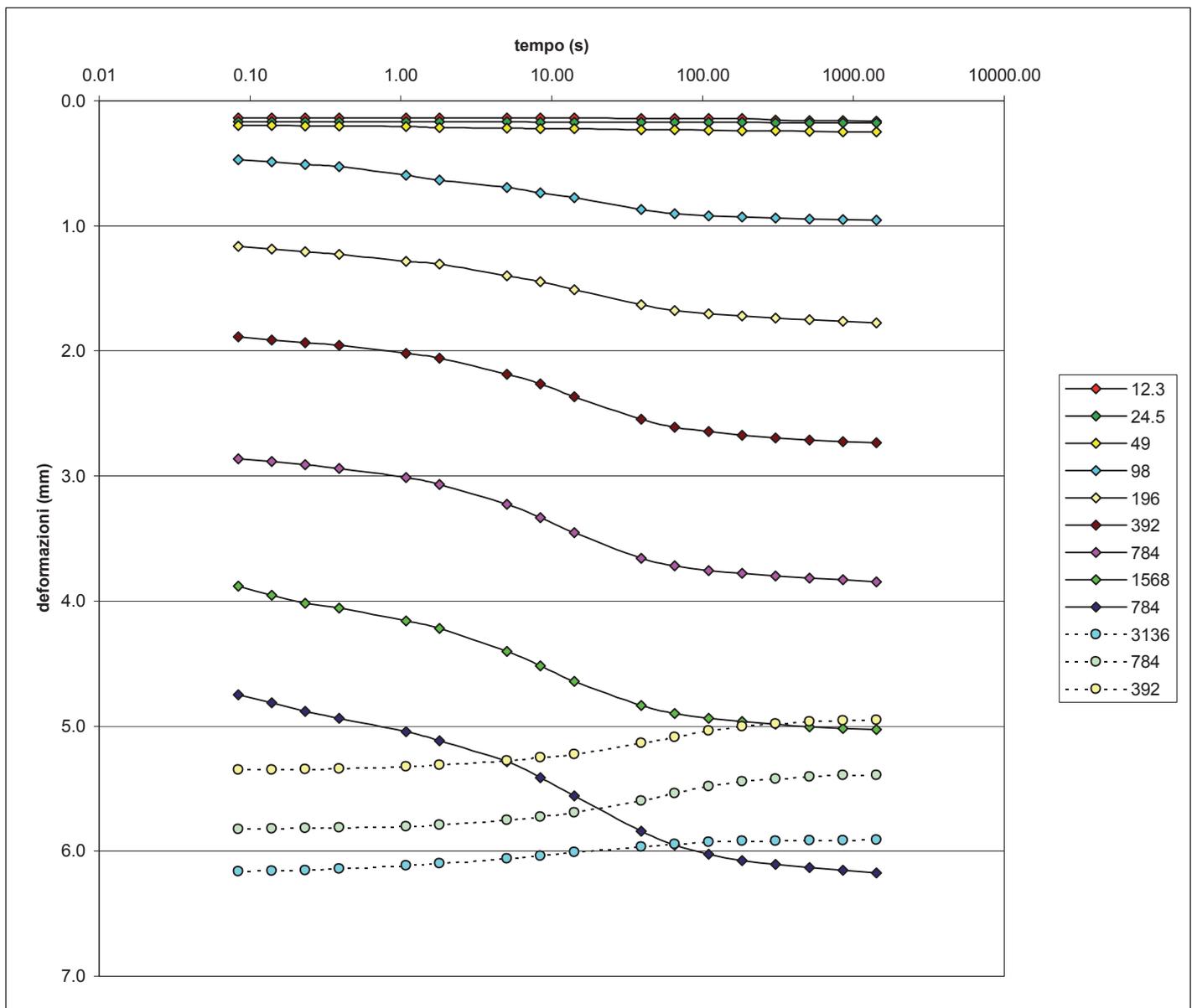
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C3 m. 12,20 - 12,80		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	21/07 - 03/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
GEO - CERT. n°:		rev.01 del:	

edometro n: Ed 4

bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV UNI EN ISO 9001/2000 UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

ANALISI GRANULOMETRICA (per setacciatura e sedimentazione) norma A.S.T.M. D 422

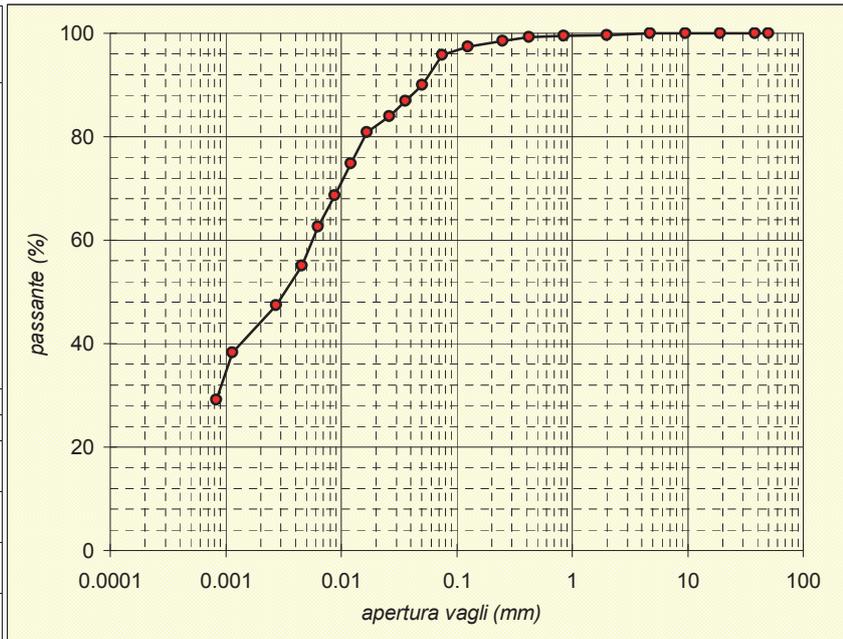
Table with 2 columns: Field Name (e.g., COMMITTENTE, CANTIERE) and Value (e.g., Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno)

Codici strumentazione: 480, 419, 348, 432, 570, 571, 572, 573, 290, 291, 292, 293, 282, 283, 286

Aspetto del campione: Argilla debolmente limosa grigia con resti torbosi sparsi.

Main granulometry table with columns: TIPO VAGLIO, vaglio (mm), trattenuto (g), trattenuto (%), cum. tratt. (%), passante (%). Includes a 'TOTALE' row and 'phi max (mm) = 2.80'.

Table with 3 columns: t°C, Tempo (s), Lettura. Includes 'Rapporti granulometrici' section with rows for GHIAIA, SABBIA, LIMO, ARGILLA and columns for USCS and AGI.





elletipi s.r.l.

Sede legale: via Modena, 107/109; Sede operativa ed amm.va: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA
tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: elletipi@libero.it sito: www.elletipi.it
P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA DRENATA (CD)
raccomandazioni AGI 1994

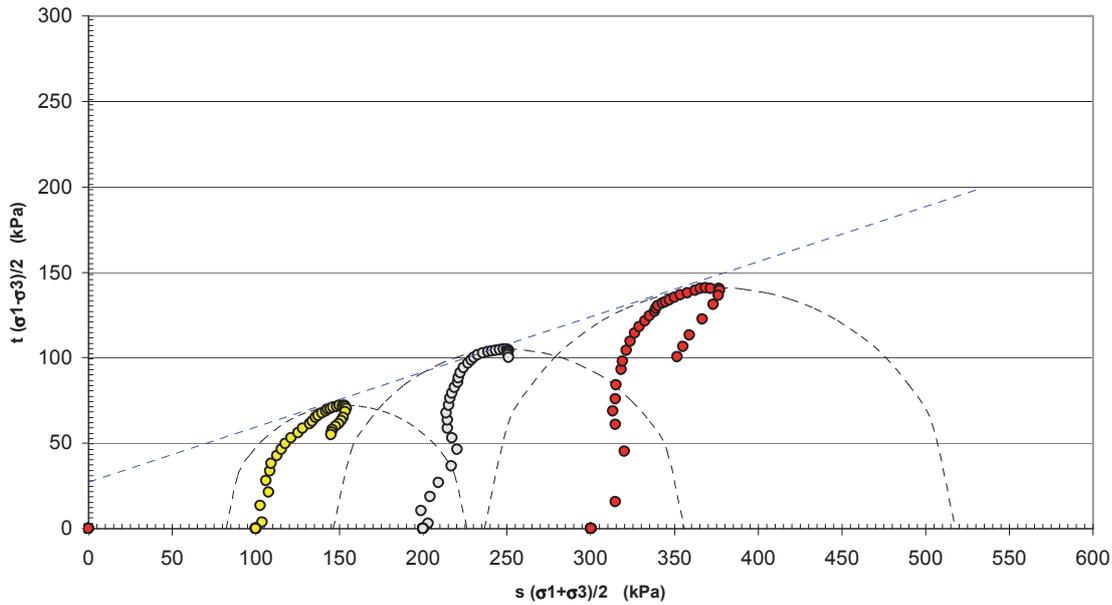
COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samogg		
CAMPIONE:	S1C3 m. 12,20 - 12,80		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	22/07 - 10/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11

Il presente elaborato non è parte del certificato di prova cui è allegato, è solo un'interpretazione soggettiva dei risultati di prova.

CONDIZIONI A ROTTURA

tensione efficace a rottura s' (kPa)	150.0	247.9	368.7
tensione efficace a rottura t' (kPa)	72.0	104.9	140.7
c' (kPa):	27.1	ϕ' (°):	18.3

Stress Path





elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C3 m. 12,20 - 12,80		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	22/07 - 10/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
GEO - CERT. n°:	rev.00 del:		

Il campione è stato conservato in vasca umidostatica

CODICI STRUMENTAZIONE: calibro 12; bilancia 480; trasduttore LVDT 566; SG 537, manometri 531, 691; celle 1, 2 e 3; pressa 536.

Macchina:	CONTROLS Triax 50 Digital
Prova:	CONSOLIDATA DRENATA (CD)
Dimensioni provini:	$\phi \times h = 36,80 \times 76,20$ mm
Velocità prova:	0.003 mm/min

NATURA DEL CAMPIONE:	Argilla debolmente limosa grigia
Peso specifico (Mg/m^3):	2.713

	PROVINO 1	PROVINO 2	PROVINO 3
umidità iniziale (%)	37.8	37.8	37.8
massa volumica umida iniziale (Mg/m^3)	1.77	1.78	1.78
massa volumica secca iniziale (Mg/m^3)	1.28	1.29	1.29
indice dei vuoti iniziale	1.12	1.10	1.10
grado di saturazione iniziale (%)	92	93	93
umidità fine consolidazione (%)	40.0	35.8	31.5
massa volumica umida fine cons. (Mg/m^3)	1.83	1.87	1.92
massa volumica secca fine cons. (Mg/m^3)	1.30	1.37	1.46
indice dei vuoti fine cons.	1.08	0.97	0.85
grado di saturazione fine cons. (%)	100	100	100
pressione in cella (kPa)	705	805	906
contropressione (kPa)	605	605	606
Dimensioni fine consolidazione			
Hc (cm)	7.479	7.348	7.365
Ac (cm^2)	10.519	10.131	10.184
Skempton B	0.95	0.90	0.95
t100 min (Bishop & Henkel)	118	128	211
umidità fine prova (%)	39.2	39.5	32.6
massa volumica umida fine rottura (Mg/m^3)	1.83	1.88	1.94
massa volumica secca fine rottura (Mg/m^3)	1.31	1.35	1.46
indice dei vuoti fine rottura	1.07	1.01	0.86
grado di saturazione fine rottura (%)	100	100	100



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

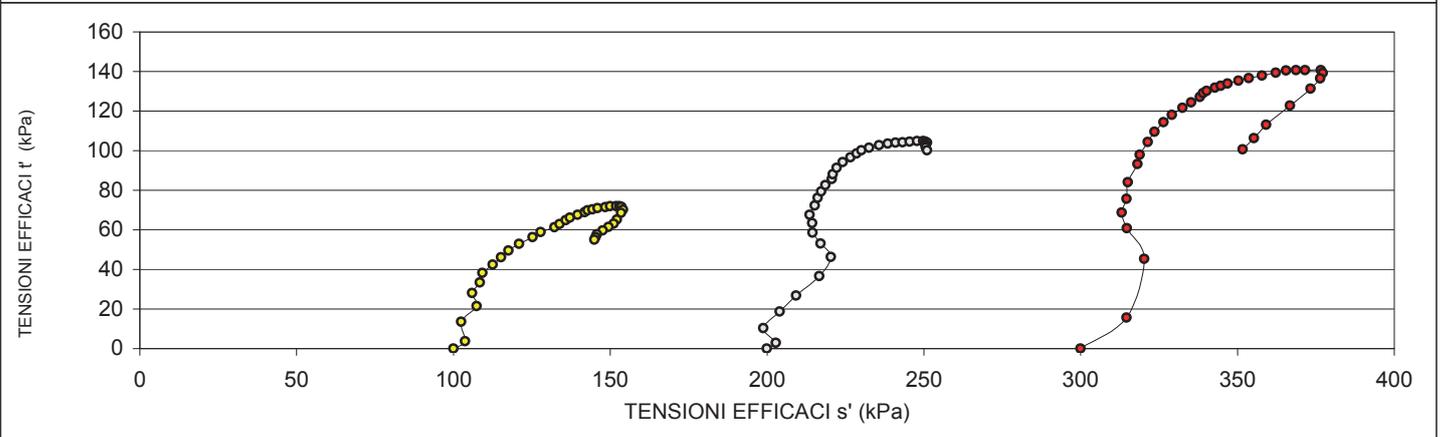
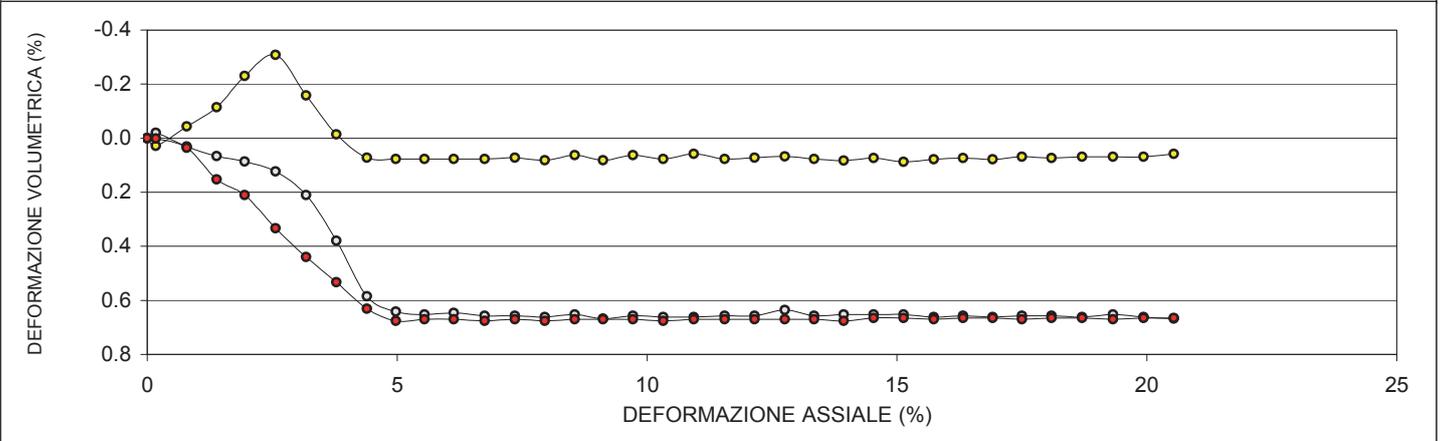
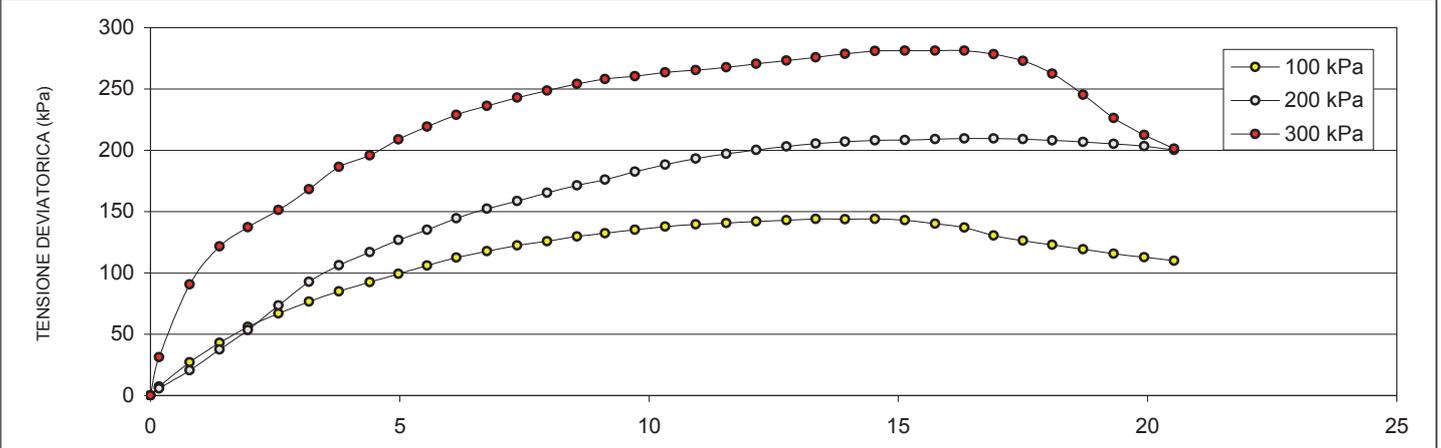
CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C3 m. 12,20 - 12,80**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:





elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**
 CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**
 CAMPIONE: **S1C3 m. 12,20 - 12,80**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11
 VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11
 GEO - CERT. n° rev.00 del:

TENSIONE DEVIATORICA ($\sigma_1 - \sigma_3$)

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
Def. (%)	Tens. (kPa)	Def. (%)	Tens. (kPa)	Def. (%)	Tens. (kPa)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.174	7.404	0.174	5.716	0.174	31.368
0.789	26.986	0.789	20.571	0.789	90.535
1.391	42.889	1.391	37.400	1.391	121.512
1.952	56.054	1.952	53.468	1.952	137.291
2.567	66.895	2.567	73.372	2.567	151.380
3.182	76.513	3.182	92.701	3.182	168.156
3.784	84.985	3.784	106.200	3.784	186.359
4.399	92.403	4.399	117.034	4.399	195.741
4.974	99.175	4.974	126.780	4.974	208.838
5.549	105.943	5.549	135.222	5.549	219.142
6.137	112.427	6.137	144.444	6.137	228.819
6.752	117.634	6.752	152.221	6.752	236.181
7.354	122.510	7.354	158.603	7.354	243.071
7.956	125.842	7.956	165.264	7.956	248.603
8.557	129.693	8.557	171.253	8.557	254.106
9.119	132.379	9.119	176.007	9.119	258.026
9.721	135.170	9.721	182.448	9.721	260.423
10.322	137.787	10.322	188.281	10.322	263.666
10.937	139.611	10.937	193.273	10.937	265.365
11.552	140.693	11.552	197.113	11.552	267.817
12.154	141.902	12.154	200.223	12.154	270.598
12.756	142.916	12.756	203.058	12.756	273.229
13.344	143.944	13.344	205.432	13.344	275.756
13.932	143.794	13.932	207.105	13.932	278.578
14.534	143.913	14.534	207.950	14.534	280.994
15.136	143.082	15.136	208.425	15.136	281.365
15.737	140.210	15.737	209.062	15.737	281.217
16.326	136.996	16.326	209.753	16.326	281.307
16.914	130.348	16.914	209.693	16.914	278.508
17.502	126.195	17.502	209.017	17.502	272.799
18.091	122.885	18.091	208.096	18.091	262.580
18.706	119.250	18.706	206.867	18.706	245.420
19.321	115.585	19.321	205.201	19.321	226.269
19.936	112.723	19.936	203.339	19.936	212.582
20.538	109.900	20.538	200.164	20.538	201.322



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C3 m. 12,20 - 12,80**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:

PRESSIONE INTERSTIZIALE

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
Def. (%)	ΔV (%)	Def. (%)	ΔV (%)	Def. (%)	ΔV (%)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.174	0.029	0.174	-0.020	0.174	0.001
0.789	-0.043	0.789	0.031	0.789	0.036
1.391	-0.114	1.391	0.067	1.391	0.153
1.952	-0.230	1.952	0.087	1.952	0.211
2.567	-0.308	2.567	0.123	2.567	0.333
3.182	-0.158	3.182	0.210	3.182	0.440
3.784	-0.014	3.784	0.380	3.784	0.533
4.399	0.072	4.399	0.585	4.399	0.631
4.974	0.077	4.974	0.642	4.974	0.676
5.549	0.077	5.549	0.652	5.549	0.671
6.137	0.077	6.137	0.647	6.137	0.671
6.752	0.077	6.752	0.657	6.752	0.676
7.354	0.072	7.354	0.657	7.354	0.671
7.956	0.082	7.956	0.662	7.956	0.676
8.557	0.063	8.557	0.652	8.557	0.671
9.119	0.082	9.119	0.667	9.119	0.671
9.721	0.063	9.721	0.657	9.721	0.671
10.322	0.077	10.322	0.662	10.322	0.676
10.937	0.058	10.937	0.662	10.937	0.671
11.552	0.077	11.552	0.657	11.552	0.671
12.154	0.072	12.154	0.657	12.154	0.671
12.756	0.067	12.756	0.636	12.756	0.671
13.344	0.077	13.344	0.657	13.344	0.671
13.932	0.083	13.932	0.652	13.932	0.676
14.534	0.073	14.534	0.652	14.534	0.665
15.136	0.088	15.136	0.652	15.136	0.665
15.737	0.078	15.737	0.662	15.737	0.671
16.326	0.073	16.326	0.657	16.326	0.665
16.914	0.078	16.914	0.662	16.914	0.665
17.502	0.068	17.502	0.657	17.502	0.671
18.091	0.073	18.091	0.657	18.091	0.665
18.706	0.068	18.706	0.662	18.706	0.665
19.321	0.068	19.321	0.652	19.321	0.671
19.936	0.068	19.936	0.662	19.936	0.665
20.538	0.059	20.538	0.667	20.538	0.665



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C3 m. 12,20 - 12,80**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:

STRESS PATH $s' = (\sigma'1 + \sigma'3)/2$ $t' = (\sigma'1 - \sigma'3)/2$

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
s' (kPa)	t' (kPa)	s' (kPa)	t' (kPa)	s' (kPa)	t' (kPa)
100.000	0.000	199.999	0.000	300.000	0.000
103.702	3.702	202.858	2.858	314.684	15.684
102.493	13.493	198.785	10.285	320.267	45.267
107.445	21.445	204.100	18.700	314.756	60.756
106.027	28.027	209.234	26.734	313.145	68.645
108.447	33.447	216.686	36.686	314.690	75.690
109.256	38.256	220.350	46.350	315.078	84.078
112.492	42.492	217.100	53.100	318.180	93.180
115.202	46.202	214.517	58.517	318.871	97.871
117.587	49.587	214.390	63.390	321.419	104.419
120.971	52.971	213.611	67.611	323.571	109.571
125.213	56.213	215.222	72.222	326.409	114.409
127.817	58.817	216.111	76.111	329.091	118.091
132.255	61.255	217.302	79.302	332.535	121.535
133.921	62.921	218.632	82.632	335.301	124.301
135.846	64.846	220.626	85.626	338.053	127.053
137.190	66.190	221.004	88.004	339.013	129.013
139.585	67.585	222.224	91.224	340.211	130.211
141.893	68.893	224.140	94.140	342.833	131.833
142.806	69.806	226.636	96.636	344.683	132.683
144.347	70.347	228.557	98.557	346.908	133.908
145.951	70.951	230.112	100.112	350.299	135.299
148.458	71.458	232.529	101.529	353.615	136.615
149.972	71.972	235.716	102.716	357.878	137.878
151.897	71.897	238.553	103.553	362.289	139.289
152.957	71.957	240.975	103.975	365.497	140.497
153.541	71.541	243.213	104.213	368.682	140.682
154.105	70.105	245.531	104.531	371.609	140.609
153.498	68.498	247.877	104.877	376.653	140.653
152.174	65.174	249.847	104.847	377.254	139.254
151.097	63.097	250.508	104.508	376.399	136.399
149.443	61.443	251.048	104.048	373.290	131.290
147.625	59.625	250.434	103.434	366.710	122.710
145.792	57.792	250.600	102.600	359.135	113.135
145.362	56.362	250.670	101.670	355.291	106.291
144.950	54.950	251.082	100.082	351.661	100.661



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C3 m. 12,20 - 12,80**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

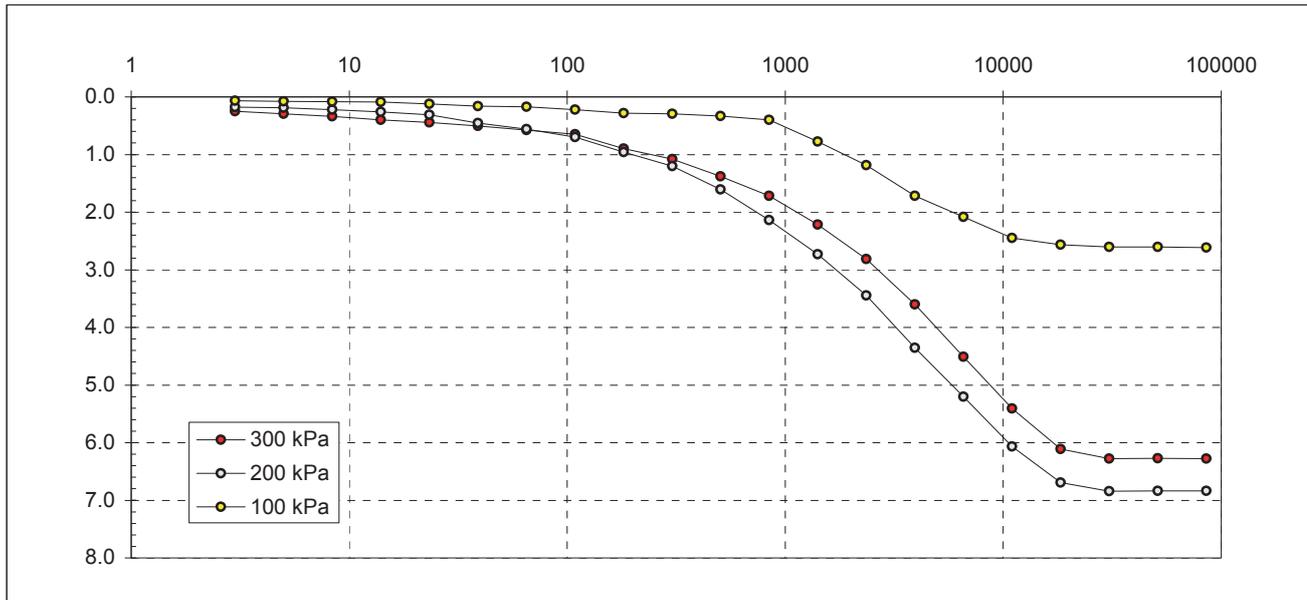
GEO - CERT. n° rev.00 del:

CONSOLIDAZIONE

PROVINO 1 100 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.06
5	0.08
8	0.08
14	0.09
23	0.12
39	0.16
65	0.17
109	0.22
181	0.28
303	0.30
506	0.33
845	0.40
1412	0.78
2357	1.19
3937	1.72
6575	2.08
10979	2.45
18335	2.57
30620	2.61
51136	2.61
85398	2.61

PROVINO 2 200 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.18
5	0.19
8	0.22
14	0.26
23	0.31
39	0.45
65	0.56
109	0.70
181	0.96
303	1.20
506	1.61
845	2.14
1412	2.73
2357	3.45
3937	4.35
6575	5.20
10979	6.07
18335	6.69
30620	6.84
51136	6.84
85398	6.84

PROVINO 3 300 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.25
5	0.29
8	0.34
14	0.40
23	0.44
39	0.50
65	0.58
109	0.65
181	0.90
303	1.08
506	1.38
845	1.72
1412	2.22
2357	2.81
3937	3.60
6575	4.51
10979	5.41
18335	6.11
30620	6.28
51136	6.27
85398	6.28

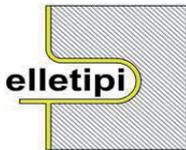


SCHEDA GENERALE DEL CAMPIONE

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Completamento della Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C5 m. 15,40 - 16,00		
COMMESSA:	9562/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
VERBALE ACC.:	334/11	APERTURA CAMPIONE:	11/07/11

Il campione è stato conservato in vasca a temperatura ed umidità controllate.

alto 15.40	P.P. kPa	T.V. kPa	Descrizione litologica	
	200	95	Primi 24 cm. campione rammollito. Argilla debolmente limosa grigia con ossidazioni marrone.	
			LUNGHEZZA CAMPIONE (cm)	64
			QUALITA' CAMPIONE	Q 2 / Q 5
			PROVE ESEGUITE: granulometria completa, limiti di Atterberg, triassiale CID, triassiale UU, edometria IL.	
	230	110	W naturale (%) <small>(norma ASTM D 2216)</small>	36.1
			γ naturale(Mg/m³) <small>(BS 1377)</small>	1.84
			γ secco (Mg/m³)	1.35
			γ immerso (Mg/m³)	0.85
			porosità (%)	50
			indice dei vuoti	1.00
16.00 basso			grado di saturazione (%) 98	
			massa specifica (Mg/m³) <small>(media campioni)</small>	2.703



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

® Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

LIMITI LIQUIDO E PLASTICO - NORMA ASTM D 4318 metodo B

CLASSIFICAZIONE HRB-AASHTO* e USCS

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno				
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia				
CAMPIONE:	S1C5 m. 15,40 - 16,00				
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	30/09 - 06/10/10		
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11		
GEO - CERT. n°:		rev.0 del:	10/06/10		

Nota *: questa classificazione equivale alla CNR-UNI 10006 che è stata ritirata.

codice cucchiaino: 344-codice bilancia 480

ASPETTO MACROSCOPICO DEL CAMPIONE: **Argilla debolmente limosa grigia**

	limite liquido		limite plastico		W naturale
Nø colpi	24	25			
tara (g)	2.21	2.46	2.29	2.33	2.52
massa umida+ tara (g)	39.89	36.07	10.54	9.84	61.71
massa secca+ tara (g)	23.20	21.18	8.77	8.24	46.02
risultati (%)	79.1	79.5	27.3	27.1	36.1

L.L. = $Wi \cdot (Ni/25)^{exp0.121(\%)}$

LIMITE LIQUIDO (%):	79
LIMITE PLASTICO (%):	27
indice plastico (LL-LP) (%):	52
W naturale (%):	36
Indice di consistenza (LL-Wn)/IP :	0.8

GRANULOMETRIA

PASSANTE AL VAGLIO nø 10:	100.0	%	cod.292
PASSANTE AL VAGLIO nø 40:	100.0	%	cod.283
PASSANTE AL VAGLIO nø 200:	100.0	%	cod.287

% ghiaia:	%sabbia:	%limo-argilla:
0.0	0.0	100.0

Coefficienti di calcolo per indice di gruppo:

	a	b	c	d
	40	40	20	20
INDICE DI GRUPPO:			20	
CLASSIFICAZIONE HRB-AASHTO:			A 7 - 6	
CLASSIFICAZIONE U.S.C.S.:			CH	



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

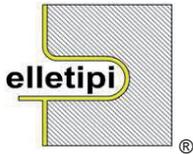
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C5 m. 15,40 - 16,00		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	01 - 16/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11

Il presente elaborato non è parte del certificato di prova cui è allegato, è solo un'interpretazione soggettiva dei risultati di prova.

Pressione di preconsolidazione (σ'_p):	726.03	kPa
Grado di sovraconsolidazione (OCR):	4	
con profondità falda m da p.c. = 7.00		peso di volume medio del terreno (kN/m^3) = 18.53
Rapporto di compressione (CR):	0.009	
Indice di compressione (Cc):	0.34	
Rapporto di ricomprensione (RR):	0.0011	
Indice di ricomprensione (Cr):	0.0421	
Rapporto di rigonfiamento (SR):	-0.005	
Indic di rigonfiamento (Cs):	-0.188	
Coeff. Cons. (Cv) tra:	392 e 784	1.14E-04 cm²/s
Coeff. Cons. (Cv) tra:	784 e 1568	7.57E-05 cm²/s
Coeff. Cons. (Cv) tra:	1568 e 3136	5.44E-05 cm²/s
Coeff. Sec. (Cα) tra:	392 e 784	5.04E-03
Coeff. Sec. (Cα) tra:	784 e 1568	7.01E-03
Coeff. Sec. (Cα) tra:	1568 e 3136	9.83E-03
Permeabilità tra (kPa):	392 e 784	1.17E-09 cm/s
Permeabilità tra (kPa):	784 e 1568	4.90E-10 cm/s
Permeabilità tra (kPa):	1568 e 3136	7.48E-10 cm/s



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV UNI EN ISO 9001/2000 UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

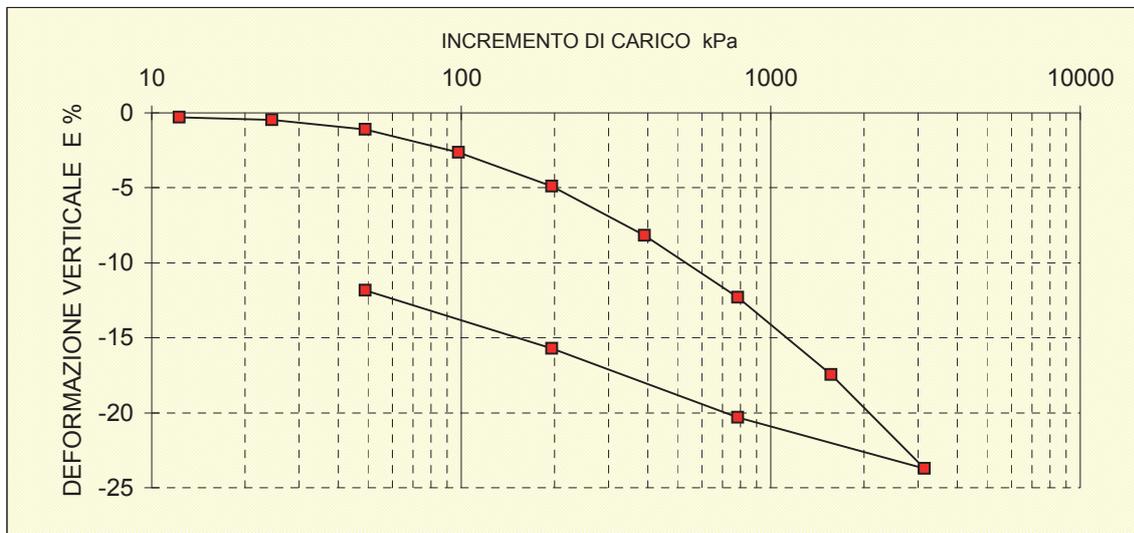
Table with 2 columns: Field Name (e.g., COMMITTENTE, CANTIERE) and Value (e.g., Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno).

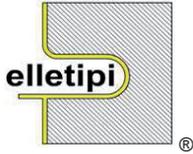
edometro n: Ed 15

bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545

Table with 7 columns: Dp (kPa), DH (mm), epsilon (%), e, av (cm²/daN), mv (cm²/daN), M (daN/cm²). Contains 14 rows of data points.

Table with 2 columns: Parameter (e.g., NATURA DEL CAMPIONE, massa volumica reale) and Value (e.g., Argilla debolmente limosa grigia, 2.71).





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

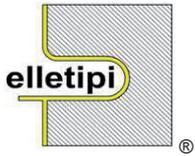
COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno					
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia					
CAMPIONE:	S1C5 m. 15,40 - 16,00					
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	01 - 16/08/11			
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11			
GEO - CERT. n°:	rev.01 del:					

edometro n: Ed 15

bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545

tempo (minuti)	cedimenti (mm) agli incrementi di carico (kPa)					
	12.3	24.5	49	98	196	392
0.08	0.062	0.077	0.113	0.255	0.566	1.039
0.14	0.064	0.077	0.116	0.262	0.576	1.047
0.23	0.066	0.077	0.119	0.268	0.590	1.055
0.39	0.070	0.077	0.123	0.274	0.599	1.068
1.08	0.078	0.078	0.135	0.297	0.620	1.094
1.81	0.082	0.078	0.142	0.307	0.636	1.114
5.05	0.087	0.080	0.166	0.344	0.676	1.163
8.44	0.088	0.083	0.170	0.356	0.704	1.198
14.09	0.088	0.084	0.178	0.376	0.734	1.240
39.29	0.084	0.086	0.193	0.425	0.814	1.362
65.61	0.078	0.088	0.199	0.450	0.863	1.436
109.58	0.071	0.089	0.204	0.472	0.905	1.505
182.98	0.069	0.089	0.206	0.490	0.933	1.556
305.58	0.067	0.091	0.210	0.500	0.952	1.584
510.33	0.066	0.092	0.215	0.512	0.965	1.607
852.27	0.064	0.095	0.221	0.523	0.975	1.623
1423.30	0.062	0.096	0.223	0.527	0.983	1.639

tempo (minuti)	cedimenti (mm) agli incrementi di carico (kPa)					
	784	1568	784	3136	784	392
0.08	1.687	2.504	3.553	4.703	4.026	3.107
0.14	1.697	2.513	3.567	4.694	4.028	3.107
0.23	1.709	2.526	3.583	4.686	4.026	3.107
0.39	1.719	2.538	3.597	4.676	4.021	3.107
1.08	1.753	2.574	3.635	4.656	4.008	3.099
1.81	1.775	2.598	3.662	4.638	3.997	3.094
5.05	1.838	2.674	3.740	4.592	3.957	3.077
8.44	1.882	2.725	3.792	4.556	3.932	3.062
14.09	1.940	2.791	3.872	4.510	3.892	3.040
39.29	2.096	2.979	4.082	4.389	3.776	2.969
65.61	2.191	3.096	4.218	4.304	3.687	2.915
109.58	2.280	3.219	4.367	4.217	3.577	2.840
182.98	2.346	3.326	4.507	4.148	3.450	2.748
305.58	2.390	3.397	4.610	4.103	3.327	2.639
510.33	2.418	3.439	4.676	4.084	3.231	2.525
852.27	2.438	3.472	4.718	4.074	3.175	2.432
1423.30	2.459	3.494	4.748	4.063	3.143	2.372



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

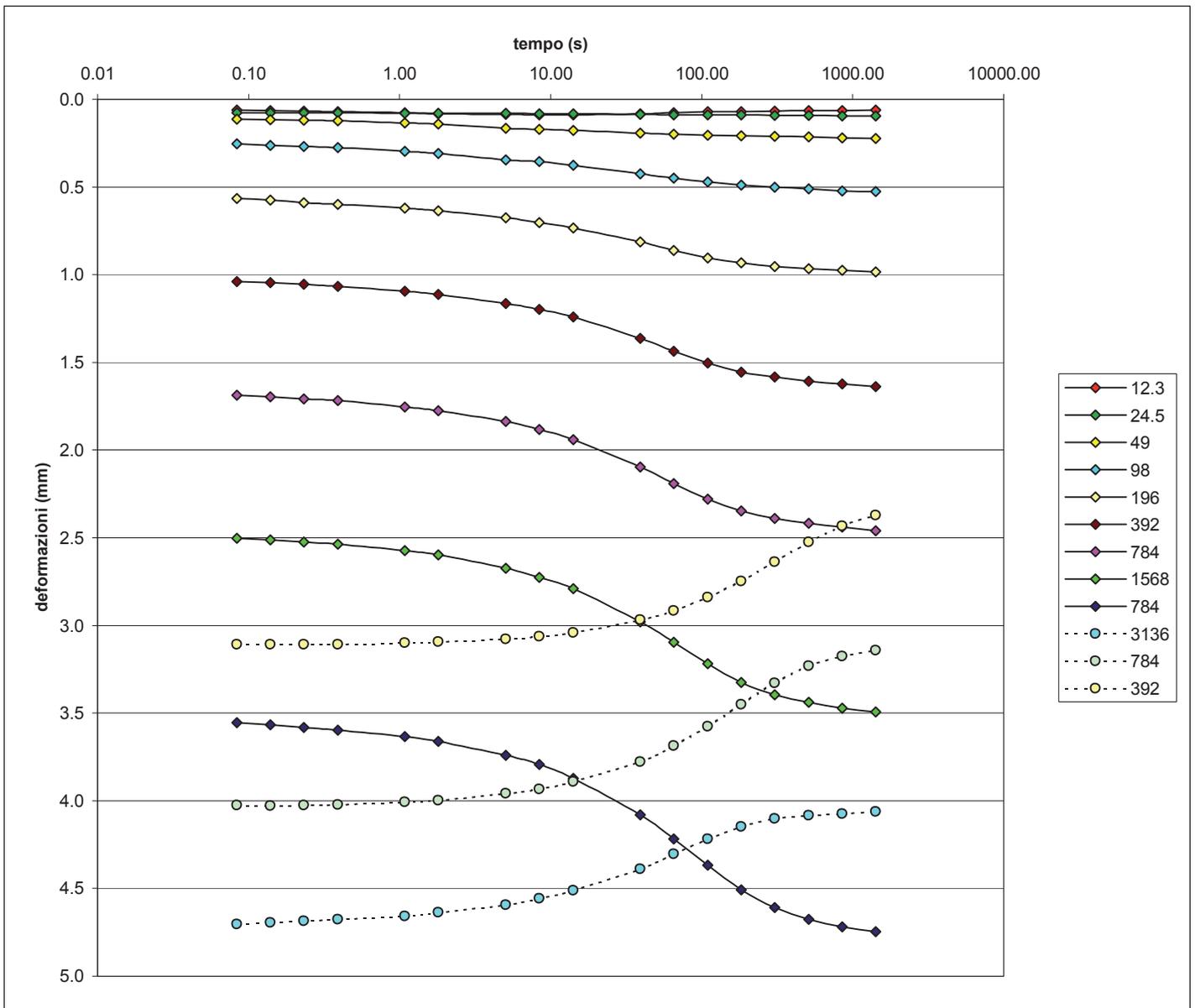
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C5 m. 15,40 - 16,00		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	01 - 16/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
GEO - CERT. n°:		rev.01 del:	

edometro n: Ed 15

bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

ANALISI GRANULOMETRICA (per setacciatura e sedimentazione) norma A.S.T.M. D 422

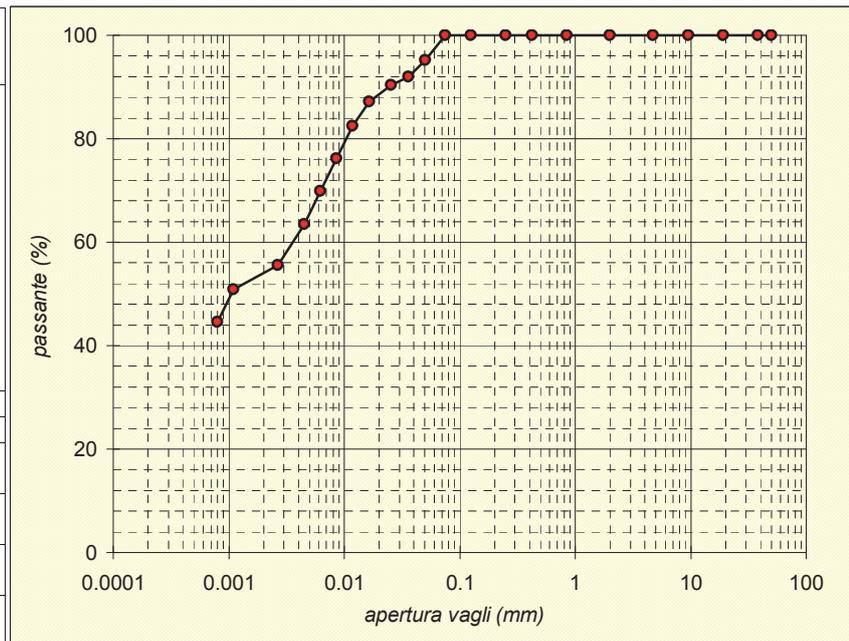
COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno				
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia				
CAMPIONE:	S1C5 m. 15,40 - 16,00				
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	18 - 29/07/11		
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11		
GEO - CERT. n°:		rev.00 del:			

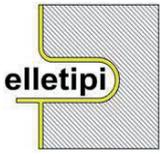
Codici strumentazione: 480, 419, 348, 432, 570, 571, 572, 573, 290, 291, 292, 293, 282, 283, 286

Aspetto del campione: **Argilla debolmente limosa grigia**

TIPO VAGLIO	vaglio (mm)	trattenuto (g)	trattenuto (%)	cum. tratt. (%)	passante (%)
setaccio	50	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	38.1	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	19.1	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	9.5	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	4.75	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	2.0	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	0.850	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	0.425	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	0.250	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	0.125	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	0.075	0.00	0.00	0.00	100.00
calcolato	0.0503	4.87	4.87	4.87	95.13
calcolato	0.0360	3.16	3.16	8.04	91.96
calcolato	0.0257	1.58	1.58	9.62	90.38
calcolato	0.0165	3.16	3.16	12.78	87.22
calcolato	0.0119	4.75	4.74	17.52	82.48
calcolato	0.0086	6.33	6.33	23.85	76.15
calcolato	0.0062	6.33	6.33	30.18	69.82
calcolato	0.0045	6.33	6.33	36.50	63.50
calcolato	0.0027	7.91	7.91	44.41	55.59
calcolato	0.0011	4.75	4.74	49.16	50.84
calcolato	0.0008	6.33	6.33	55.48	44.52
calcolato	fondo	44.54	44.52	100.00	0.00
TOTALE		100.05			
				ϕ max (mm) =	0.06

Passante effettivo setaccio 0.075 (g)	50.02	
t°C	Tempo (s)	Letture
26	30	32.5
26	60	31.5
26	120	31
26	300	30
26	600	28.5
26	1200	26.5
26	2400	24.5
26	4800	22.5
26	14400	20
26	86400	18.5
26	172800	16.5
Rapporti granulometrici		
	USCS	AGI
GHIAIA	> 4,75 mm 0.0%	> 2,00 mm 0.0%
SABBIA	> 0,075 mm 0.0%	> 0,06 mm 2.7%
LIMO	> 2 μ 46.0%	> 2 μ 43.3%
ARGILLA	< 2 μ 54.0%	< 2 μ 54.0%





elletipi s.r.l.

Sede legale: via Modena, 107/109; Sede operativa ed amm.va: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA
tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: elletipi@libero.it sito: www.elletipi.it
P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

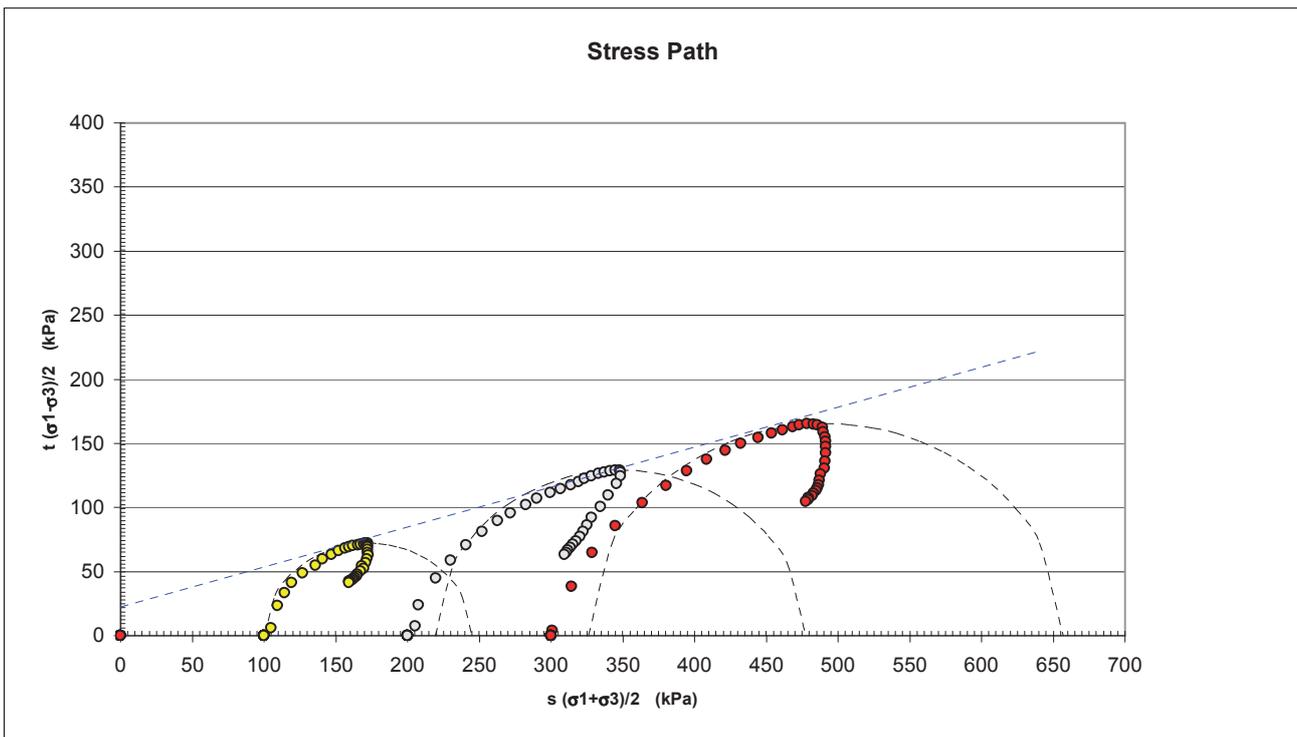
Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA DRENATA (CD)
raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samogg		
CAMPIONE:	S1C5 m. 15,40 - 16,00		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	22/07 - 10/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11

Il presente elaborato non è parte del certificato di prova cui è allegato, è solo un'interpretazione soggettiva dei risultati di prova.

CONDIZIONI A ROTTURA			
tensione efficace a rottura s' (kPa)	172.1	345.1	478.3
tensione efficace a rottura t' (kPa)	72.1	129.1	165.3
c' (kPa):	21.8	ϕ' (°):	17.8





elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C5 m. 15,40 - 16,00		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	22/07 - 10/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
GEO - CERT. n°:	rev.00 del:		

Il campione è stato conservato in vasca umidostatica

CODICI STRUMENTAZIONE: calibro 12; bilancia 480; trasduttore LVDT 566; SG 537, manometri 531, 691; celle 1, 2 e 3; pressa 536.

Macchina:	CONTROLS Triax 50 Digital
Prova:	CONSOLIDATA DRENATA (CD)
Dimensioni provini:	$\phi \times h = 36,80 \times 76,20$ mm
Velocità prova:	0.003 mm/min

NATURA DEL CAMPIONE:	Argilla debolmente limosa grigia
Peso specifico (Mg/m^3):	2.713

	PROVINO 1	PROVINO 2	PROVINO 3
umidità iniziale (%)	36.1	36.1	36.1
massa volumica umida iniziale (Mg/m^3)	1.86	1.83	1.83
massa volumica secca iniziale (Mg/m^3)	1.36	1.35	1.35
indice dei vuoti iniziale	0.99	1.01	1.01
grado di saturazione iniziale (%)	99	96	96
umidità fine consolidazione (%)	33.2	32.6	36.3
massa volumica umida fine cons. (Mg/m^3)	1.89	1.95	1.91
massa volumica secca fine cons. (Mg/m^3)	1.42	1.47	1.40
indice dei vuoti fine cons.	0.91	0.85	0.94
grado di saturazione fine cons. (%)	99	104	105
pressione in cella (kPa)	601	704	803
contropressione (kPa)	501	504	503
Dimensioni fine consolidazione			
Hc (cm)	7.511	7.491	7.458
Ac (cm^2)	10.613	10.555	10.457
Skempton B	0.95	1.00	0.95
t100 min (Bishop & Henkel)	383	592	569
umidità fine prova (%)	31.8	30.9	33.3
massa volumica umida fine rottura (Mg/m^3)	1.89	1.95	1.92
massa volumica secca fine rottura (Mg/m^3)	1.44	1.49	1.44
indice dei vuoti fine rottura	0.89	0.82	0.89
grado di saturazione fine rottura (%)	100	100	100



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

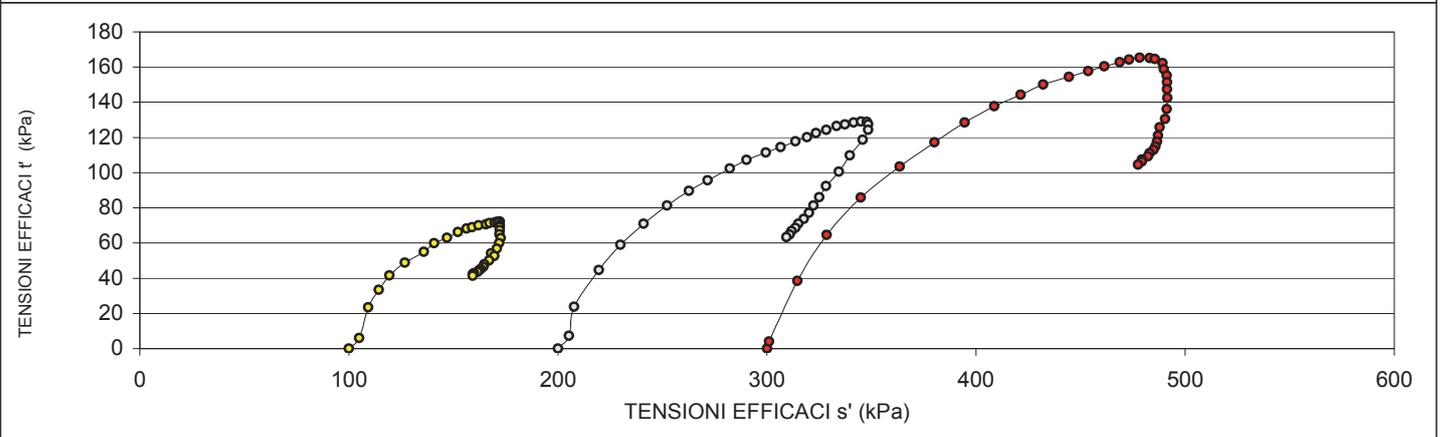
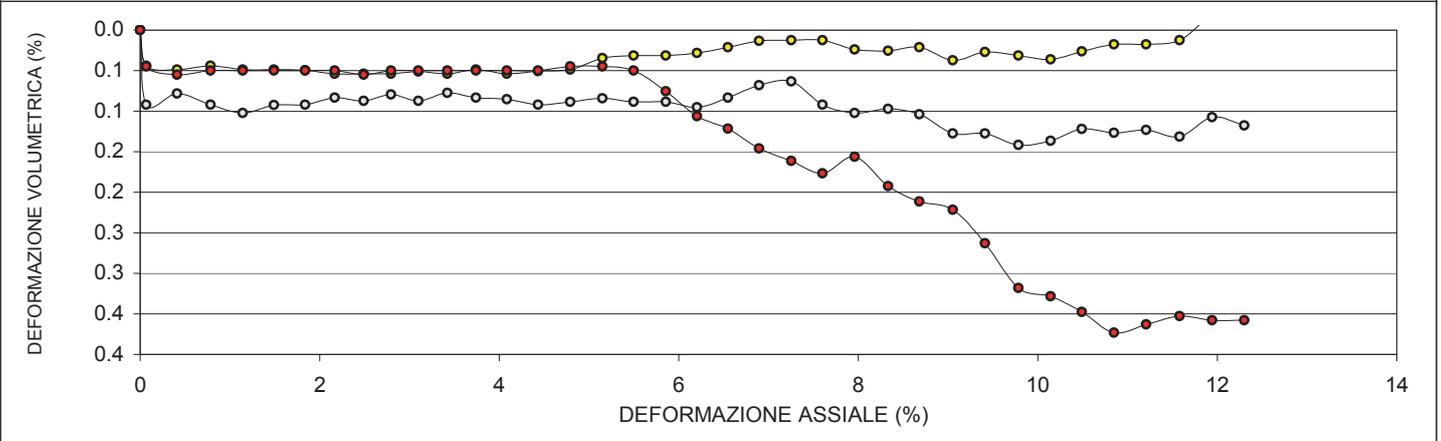
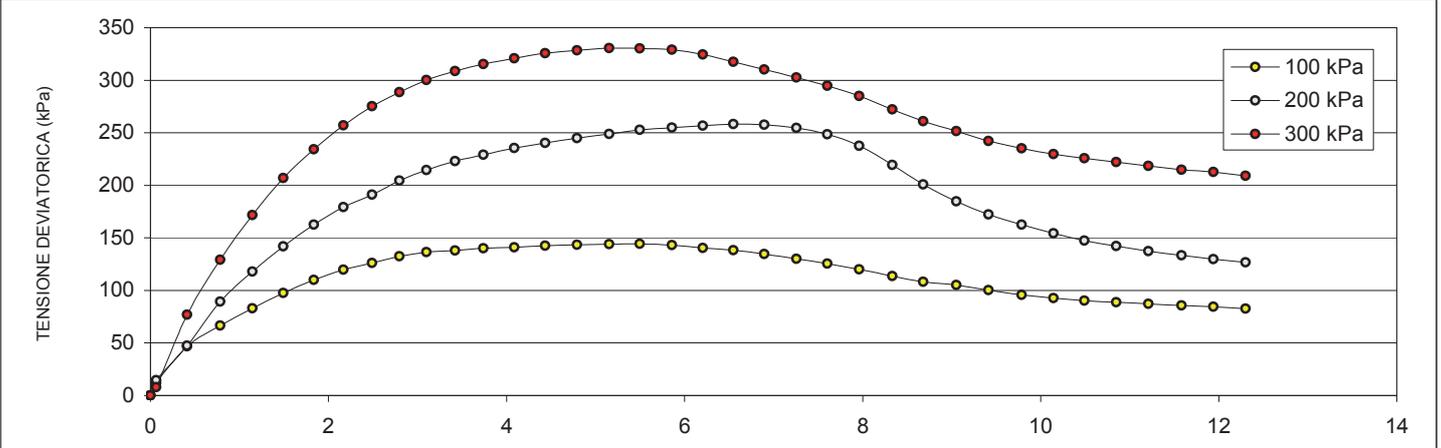
CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C5 m. 15,40 - 16,00**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:





elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C5 m. 15,40 - 16,00**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:

TENSIONE DEVIATORICA ($\sigma_1 - \sigma_3$)

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
Def. (%)	Tens. (kPa)	Def. (%)	Tens. (kPa)	Def. (%)	Tens. (kPa)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.067	11.964	0.067	14.593	0.067	8.031
0.413	46.659	0.413	47.494	0.413	76.953
0.785	66.684	0.785	89.282	0.785	129.174
1.145	82.940	1.145	117.843	1.145	171.721
1.491	97.601	1.491	141.892	1.491	206.973
1.837	109.844	1.837	162.430	1.837	234.308
2.170	119.714	2.170	179.304	2.170	256.989
2.490	126.034	2.490	191.207	2.490	275.307
2.796	132.328	2.796	204.600	2.796	288.602
3.102	136.566	3.102	214.446	3.102	300.153
3.421	138.031	3.421	222.874	3.421	308.810
3.741	140.109	3.741	229.087	3.741	315.414
4.087	141.059	4.087	235.362	4.087	320.777
4.433	142.617	4.433	240.328	4.433	325.544
4.793	143.335	4.793	244.922	4.793	328.348
5.152	144.025	5.152	248.753	5.152	330.592
5.498	144.296	5.498	252.784	5.498	330.162
5.858	142.949	5.858	254.769	5.858	328.991
6.204	140.386	6.204	256.873	6.204	324.434
6.550	138.360	6.550	258.110	6.550	317.489
6.896	134.503	6.896	257.645	6.896	310.291
7.256	129.962	7.256	254.703	7.256	302.638
7.602	125.472	7.602	248.657	7.602	294.757
7.961	119.880	7.961	237.502	7.961	284.876
8.334	113.608	8.334	219.404	8.334	272.336
8.680	108.182	8.680	200.922	8.680	260.964
9.053	105.101	9.053	184.621	9.053	251.662
9.412	100.235	9.412	172.119	9.412	242.120
9.785	95.660	9.785	162.533	9.785	235.025
10.145	92.743	10.145	154.205	10.145	229.665
10.491	90.183	10.491	147.391	10.491	225.835
10.850	88.805	10.850	142.070	10.850	222.008
11.210	87.108	11.210	137.281	11.210	218.533
11.582	85.821	11.582	133.445	11.582	214.844
11.942	84.398	11.942	129.614	11.942	212.664
12.301	82.652	12.301	126.769	12.301	209.069



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C5 m. 15,40 - 16,00**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:

PRESSIONE INTERSTIZIALE

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
Def. (%)	ΔV (%)	Def. (%)	ΔV (%)	Def. (%)	ΔV (%)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.067	0.044	0.067	0.092	0.067	0.045
0.413	0.049	0.413	0.078	0.413	0.055
0.785	0.044	0.785	0.092	0.785	0.050
1.145	0.049	1.145	0.102	1.145	0.050
1.491	0.049	1.491	0.093	1.491	0.050
1.837	0.050	1.837	0.092	1.837	0.050
2.170	0.054	2.170	0.083	2.170	0.050
2.490	0.054	2.490	0.087	2.490	0.055
2.796	0.054	2.796	0.079	2.796	0.050
3.102	0.051	3.102	0.087	3.102	0.050
3.421	0.054	3.421	0.077	3.421	0.050
3.741	0.049	3.741	0.083	3.741	0.050
4.087	0.054	4.087	0.086	4.087	0.050
4.433	0.051	4.433	0.092	4.433	0.050
4.793	0.049	4.793	0.089	4.793	0.045
5.152	0.035	5.152	0.084	5.152	0.045
5.498	0.031	5.498	0.089	5.498	0.050
5.858	0.031	5.858	0.089	5.858	0.076
6.204	0.028	6.204	0.095	6.204	0.106
6.550	0.021	6.550	0.083	6.550	0.122
6.896	0.013	6.896	0.068	6.896	0.146
7.256	0.013	7.256	0.063	7.256	0.162
7.602	0.013	7.602	0.092	7.602	0.177
7.961	0.024	7.961	0.102	7.961	0.156
8.334	0.026	8.334	0.097	8.334	0.192
8.680	0.021	8.680	0.104	8.680	0.212
9.053	0.037	9.053	0.128	9.053	0.222
9.412	0.027	9.412	0.128	9.412	0.263
9.785	0.031	9.785	0.142	9.785	0.318
10.145	0.036	10.145	0.137	10.145	0.328
10.491	0.026	10.491	0.122	10.491	0.347
10.850	0.018	10.850	0.127	10.850	0.373
11.210	0.018	11.210	0.123	11.210	0.363
11.582	0.013	11.582	0.132	11.582	0.353
11.942	-0.018	11.942	0.107	11.942	0.358
12.301	-0.022	12.301	0.118	12.301	0.358



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C5 m. 15,40 - 16,00**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:

STRESS PATH $s' = (\sigma'1 + \sigma'3)/2$ $t' = (\sigma'1 - \sigma'3)/2$

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
s' (kPa)	t' (kPa)	s' (kPa)	t' (kPa)	s' (kPa)	t' (kPa)
100.000	0.000	199.999	0.000	300.000	0.000
104.982	5.982	205.297	7.297	301.016	4.016
109.330	23.330	207.747	23.747	314.477	38.477
114.342	33.342	219.641	44.641	328.587	64.587
119.470	41.470	229.921	58.921	344.861	85.861
126.801	48.801	240.946	70.946	363.486	103.486
135.922	54.922	252.215	81.215	380.154	117.154
140.857	59.857	262.652	89.652	394.494	128.494
147.017	63.017	271.603	95.603	408.654	137.654
152.164	66.164	282.300	102.300	421.301	144.301
156.283	68.283	290.223	107.223	432.077	150.077
159.016	69.016	299.437	111.437	444.405	154.405
162.054	70.054	306.544	114.544	453.707	157.707
165.529	70.529	313.681	117.681	461.389	160.389
167.309	71.309	319.164	120.164	468.772	162.772
169.667	71.667	323.461	122.461	473.174	164.174
171.012	72.012	328.377	124.377	478.296	165.296
172.148	72.148	333.392	126.392	483.081	165.081
171.474	71.474	337.384	127.384	485.495	164.495
172.193	70.193	341.436	128.436	489.217	162.217
172.180	69.180	345.055	129.055	489.744	158.744
172.251	67.251	347.822	128.822	491.146	155.146
171.981	64.981	348.351	127.351	491.319	151.319
172.736	62.736	348.328	124.328	491.379	147.379
171.940	59.940	345.751	118.751	491.438	142.438
170.804	56.804	339.702	109.702	491.168	136.168
168.091	54.091	334.461	100.461	490.482	130.482
169.550	52.550	328.310	92.310	487.831	125.831
167.117	50.117	325.059	86.059	487.060	121.060
164.830	47.830	322.266	81.266	486.513	117.513
164.371	46.371	320.103	77.103	485.832	114.832
163.091	45.091	317.696	73.696	484.917	112.917
162.402	44.402	315.035	71.035	483.004	111.004
161.554	43.554	313.641	68.641	482.267	109.267
159.911	42.911	311.723	66.723	479.422	107.422
159.199	42.199	310.807	64.807	479.332	106.332
159.326	41.326	309.384	63.384	477.534	104.534



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno

CANTIERE: Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia

CAMPIONE: S1C5 m. 15,40 - 16,00

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

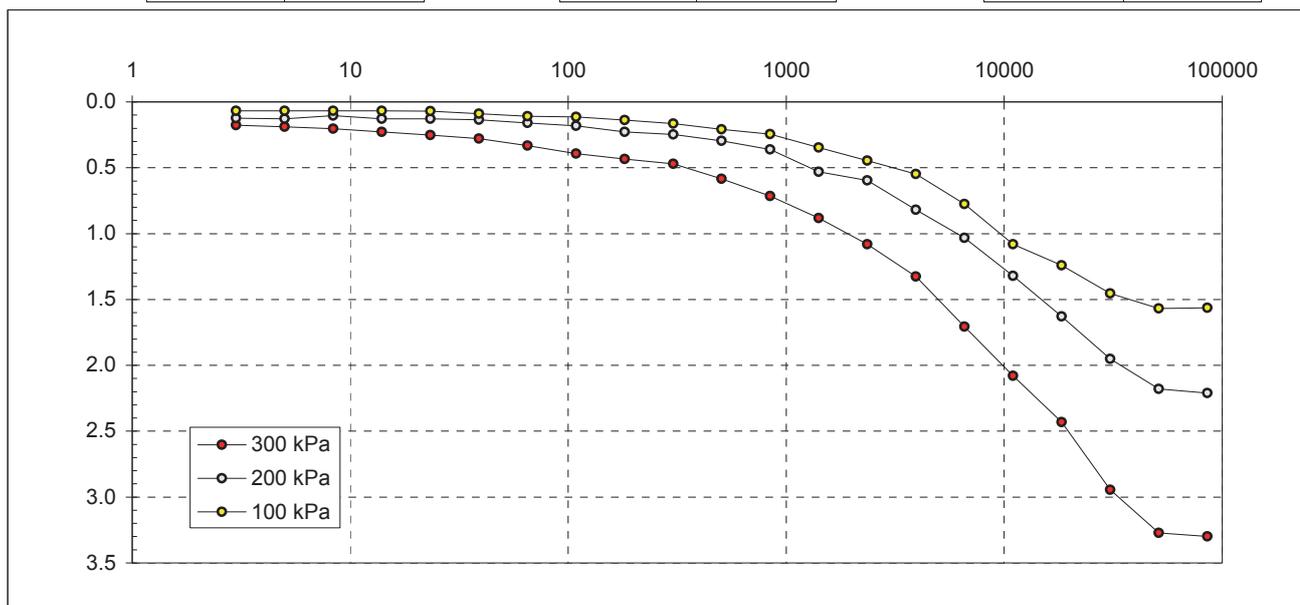
GEO - CERT. n° rev.00 del:

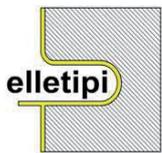
CONSOLIDAZIONE

PROVINO 1 100 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.07
5	0.07
8	0.07
14	0.07
23	0.07
39	0.09
65	0.11
109	0.11
181	0.14
303	0.17
506	0.21
845	0.24
1412	0.35
2357	0.45
3937	0.55
6575	0.78
10979	1.08
18335	1.24
30620	1.45
51136	1.57
85398	1.56

PROVINO 2 200 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.12
5	0.13
8	0.10
14	0.13
23	0.13
39	0.14
65	0.16
109	0.18
181	0.23
303	0.25
506	0.30
845	0.36
1412	0.53
2357	0.60
3937	0.82
6575	1.03
10979	1.32
18335	1.63
30620	1.95
51136	2.18
85398	2.21

PROVINO 3 300 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.18
5	0.19
8	0.20
14	0.23
23	0.25
39	0.28
65	0.33
109	0.39
181	0.44
303	0.47
506	0.58
845	0.71
1412	0.88
2357	1.08
3937	1.33
6575	1.71
10979	2.08
18335	2.43
30620	2.95
51136	3.27
85398	3.30





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

®

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE NON CONSOLIDATA NON DRENATA ASTM 2850 - 95

COMMITTENTE: Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno

CANTIERE: Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia

CAMPIONE: S1C5 m. 15,40 - 16,00

COMMESSA: 9562/11

DURATA PROVE:

18 - 29/07/11

VERBALE ACC.: 334/11

DATA CONSEGNA:

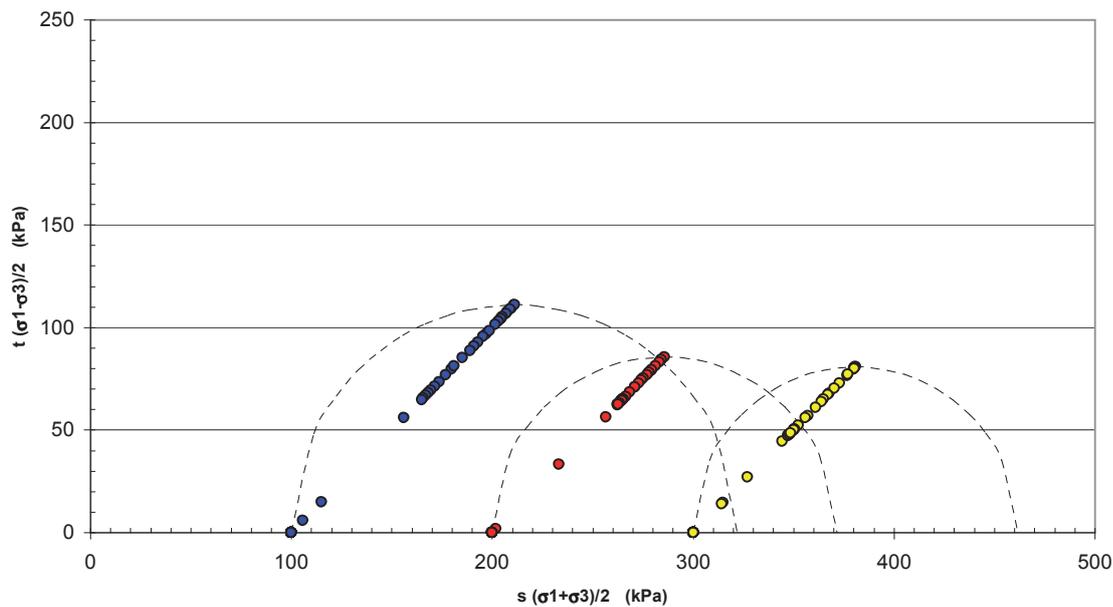
08/07/11

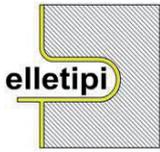
Il presente elaborato non è parte del certificato di prova cui è allegato, è solo un'interpretazione soggettiva dei risultati di prova.

CONDIZIONI A ROTTURA

Sigma 3:	100	200	300
Tensione deviatorica a rottura (kPa):	222.01	171.45	161.63
Deformazione a rottura (%):	5.76	3.99	4.46
Cu (kPa):	111.00	85.72	80.81

Stress Path





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE NON CONSOLIDATA NON DRENATA

A.S.T.M. D 2850

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C5 m. 15,40 - 16,00		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	18 - 29/07/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
GEO - CERT. n°:		rev.0 del:	

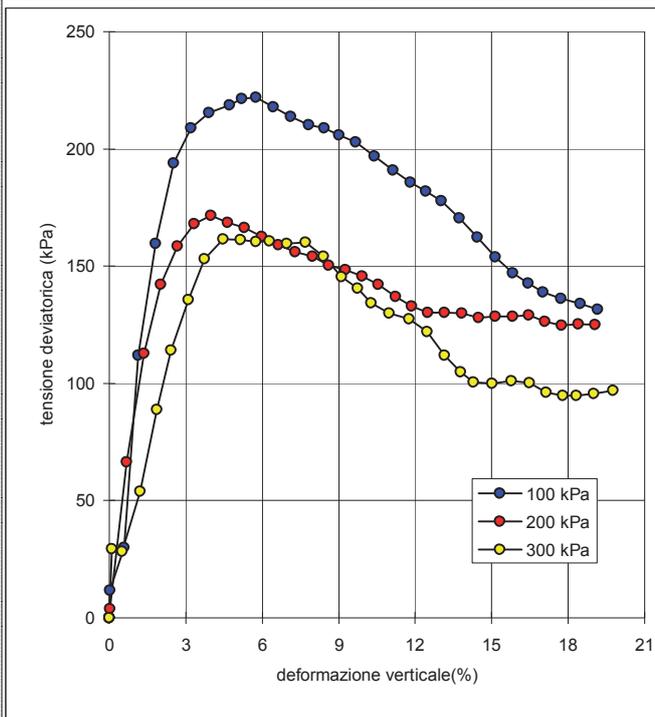
Il campione è stato conservato in vasca umidostatica

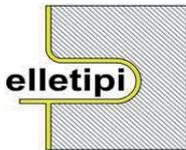
bilancia cod. 311 - anello dinamometrico cod. 237 - trasduttore spost. cod. 33 - calibro cod. 12 - pressa cod. 425

Modello pressa: **Controls Triaxial tester T401 Electronic**
Velocità della pressa: **0,75 mm/min**

NATURA DEL CAMPIONE: Argilla grigia con ossidazioni marrone.

PROVINO 1		PROVINO 2		PROVINO 3		CARATTERISTICHE DEI PROVINI			
DEF. VERTICALE	TENSIONE A ROTTURA	DEF. VERTICALE	TENSIONE A ROTTURA	DEF. VERTICALE	TENSIONE A ROTTURA	Provino numero:	1	2	3
(ε) %	(σ1 - σ3) kPa	(ε) %	(σ1 - σ3) kPa	(ε) %	(σ1 - σ3) kPa	Dimensioni h x φ (cm):	7.56 x 3.7	7.56 x 3.7	7.56 x 3.7
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Peso (g):	152.1	148.4	144.4
0.03	11.62	0.01	3.72	0.09	29.46	Umidità naturale (%):	36.1	36.1	36.1
0.59	29.86	0.67	66.52	0.51	28.22	Massa volumica umida (Mg/m3):	1.87	1.83	1.78
1.13	111.91	1.35	112.85	1.22	54.02	Massa volumica secca (Mg/m3):	1.37	1.34	1.31
1.82	159.52	2.02	142.16	1.86	88.90	sigma 3:	100 kPa	200 kPa	300 kPa
2.53	193.90	2.68	158.40	2.41	114.17				
3.22	208.83	3.33	168.12	3.10	135.55				
3.92	215.35	3.99	171.45	3.74	153.09				
4.72	218.69	4.63	168.52	4.46	161.63				
5.21	221.46	5.30	166.46	5.14	161.27				
5.76	222.01	5.97	162.66	5.76	160.39				
6.43	218.00	6.63	158.92	6.29	160.63				
7.13	213.87	7.30	156.06	6.96	159.57				
7.82	210.30	7.97	154.07	7.70	160.26				
8.44	208.89	8.61	150.45	8.41	154.18				
9.00	205.91	9.25	148.54	9.11	145.40				
9.67	202.88	9.92	145.77	9.75	140.43				
10.41	196.90	10.55	142.26	10.26	134.37				
11.13	191.02	11.23	137.04	10.98	129.90				
11.81	185.69	11.86	132.79	11.76	127.45				
12.43	181.95	12.51	130.20	12.47	121.95				
13.02	177.73	13.15	130.05	13.15	111.87				
13.73	170.51	13.83	129.83	13.78	104.73				
14.44	162.26	14.49	128.04	14.28	100.61				
15.14	153.89	15.14	128.64	15.01	99.91				
15.83	147.02	15.81	128.41	15.79	101.11				
16.44	142.60	16.46	128.98	16.48	100.28				
17.01	138.94	17.09	126.47	17.14	96.10				
17.73	136.20	17.76	124.68	17.78	94.74				
18.46	133.92	18.40	125.22	18.32	94.65				
19.15	131.44	19.07	124.95	19.02	95.66				
				19.76	97.09				





elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

® Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

LIMITI LIQUIDO E PLASTICO - NORMA ASTM D 4318 metodo B

CLASSIFICAZIONE HRB-AASHTO* e USCS

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno				
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia				
CAMPIONE:	S1C7 m. 20,20 - 20,80				
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	30/09 - 06/10/10		
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11		
GEO - CERT. n°:		rev.0 del:	10/06/10		

Nota *: questa classificazione equivale alla CNR-UNI 10006 che è stata ritirata.

codice cucchiaino: 344-codice bilancia 480

ASPETTO MACROSCOPICO DEL CAMPIONE: **Limo grigio scuro con passaggio ad argilla debeolmente limosa**

	limite liquido		limite plastico		W naturale
Nø colpi	22	23			
tara (g)	2.33	2.18	2.29	2.83	2.29
massa umida+ tara (g)	32.24	32.86	10.22	12.47	119.28
massa secca+ tara (g)	21.86	22.29	8.58	10.46	93.19
risultati (%)	52.3	52.0	26.1	26.3	28.7

L.L. = $Wi*(Ni/25)^{exp0.121}$ (%)

LIMITE LIQUIDO (%):	52
LIMITE PLASTICO (%):	26
indice plastico (LL-LP) (%):	26
W naturale (%):	29
Indice di consistenza (LL-Wn)/IP :	0.9

GRANULOMETRIA

PASSANTE AL VAGLIO nø 10:	100.0	%	cod.292
PASSANTE AL VAGLIO nø 40:	99.8	%	cod.283
PASSANTE AL VAGLIO nø 200:	93.4	%	cod.287

% ghiaia:	%sabbia:	%limo-argilla:
0.0	6.6	93.4

Coefficienti di calcolo per indice di gruppo:

a	b	c	d
40	40	12	16

INDICE DI GRUPPO: 17

CLASSIFICAZIONE HRB-AASHTO:	A 7 - 6
CLASSIFICAZIONE U.S.C.S.:	CH



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

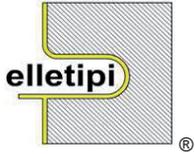
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA
norma ASTM D 2435-method A

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C7 m. 20,20 - 20,80		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	01 - 16/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11

Il presente elaborato non è parte del certificato di prova cui è allegato, è solo un'interpretazione soggettiva dei risultati di prova.

Pressione di preconsolidazione (σ'_p):	722.63	kPa
Grado di sovraconsolidazione (OCR):	3	
con profondità falda m da p.c. = 7.00	peso di volume medio del terreno (kN/m^3) = 19.46	
Rapporto di compressione (CR):	0.008	
Indice di compressione (Cc):	0.25	
Rapporto di ricomprensione (RR):	0.0020	
Indice di ricomprensione (Cr):	0.0593	
Rapporto di rigonfiamento (SR):	-0.007	
Indic di rigonfiamento (Cs):	-0.215	
Coeff. Cons. (Cv) tra:	392 e 784	1.44E-02 cm²/s
Coeff. Cons. (Cv) tra:	784 e 1568	1.80E-02 cm²/s
Coeff. Cons. (Cv) tra:	1568 e 3136	2.14E-02 cm²/s
Coeff. Sec. (Cα) tra:	392 e 784	7.87E-04
Coeff. Sec. (Cα) tra:	784 e 1568	3.06E-03
Coeff. Sec. (Cα) tra:	1568 e 3136	5.44E-03
Permeabilità tra (kPa):	392 e 784	1.19E-07 cm/s
Permeabilità tra (kPa):	784 e 1568	9.51E-08 cm/s
Permeabilità tra (kPa):	1568 e 3136	9.25E-07 cm/s



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV UNI EN ISO 9001/2000 UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

Table with 2 columns: Field Name (e.g., COMMITTENTE, CANTIERE) and Value (e.g., Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno).

edometro n: Ed 11

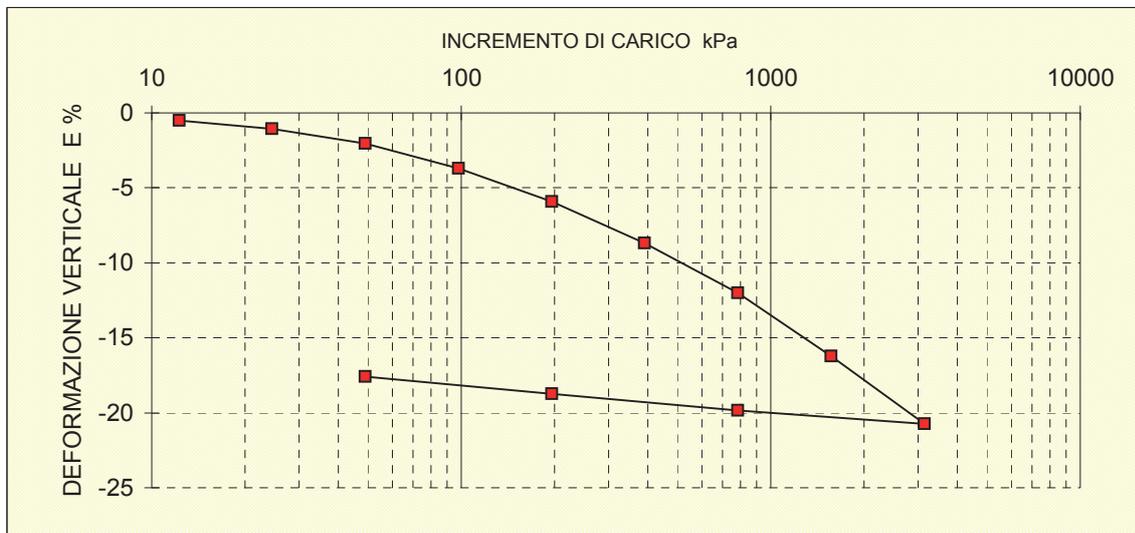
bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545

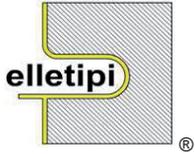
Table with 7 columns: Dp (kPa), DH (mm), epsilon (%), e, av (cm²/daN), mv (cm²/daN), M (daN/cm²). Contains 14 rows of data points.

NATURA DEL CAMPIONE:

Limo grigio scuro con passaggio ad argilla debeolmente limosa

Table with 4 columns: Property Name, Value, Property Name, Value. Lists properties like mass volumica reale, umidità, and permeabilità.





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

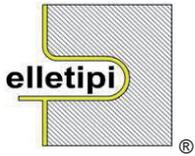
COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno					
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia					
CAMPIONE:	S1C7 m. 20,20 - 20,80					
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	01 - 16/08/11			
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11			
GEO - CERT. n°:	rev.01 del:					

edometro n: Ed 11

bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545

tempo (minuti)	cedimenti (mm) agli incrementi di carico (kPa)					
	12.3	24.5	49	98	196	392
0.08	0.032	0.120	0.258	0.516	0.863	1.343
0.14	0.043	0.125	0.275	0.545	0.904	1.390
0.23	0.055	0.130	0.294	0.579	0.956	1.451
0.39	0.067	0.137	0.318	0.611	0.999	1.507
1.08	0.085	0.151	0.365	0.656	1.053	1.566
1.81	0.093	0.154	0.376	0.671	1.069	1.591
5.05	0.101	0.166	0.388	0.690	1.097	1.625
8.44	0.105	0.169	0.390	0.697	1.109	1.639
14.09	0.105	0.173	0.393	0.703	1.120	1.650
39.29	0.105	0.188	0.399	0.715	1.136	1.677
65.61	0.108	0.196	0.400	0.723	1.142	1.689
109.58	0.108	0.202	0.404	0.728	1.151	1.702
182.98	0.107	0.206	0.409	0.734	1.157	1.711
305.58	0.106	0.208	0.410	0.735	1.164	1.719
510.33	0.105	0.209	0.413	0.737	1.171	1.730
852.27	0.105	0.211	0.412	0.741	1.176	1.736
1423.30	0.105	0.213	0.411	0.744	1.180	1.742

tempo (minuti)	cedimenti (mm) agli incrementi di carico (kPa)					
	784	1568	784	3136	784	392
0.08	1.874	2.570	3.340	4.078	3.888	3.715
0.14	1.948	2.668	3.462	4.025	3.870	3.707
0.23	2.047	2.791	3.635	3.999	3.855	3.693
0.39	2.107	2.886	3.738	3.991	3.843	3.677
1.08	2.198	3.005	3.874	3.985	3.811	3.638
1.81	2.223	3.026	3.901	3.983	3.798	3.617
5.05	2.268	3.071	3.951	3.981	3.782	3.578
8.44	2.283	3.090	3.974	3.979	3.777	3.569
14.09	2.300	3.110	3.993	3.978	3.774	3.561
39.29	2.331	3.145	4.028	3.975	3.768	3.549
65.61	2.347	3.161	4.045	3.973	3.766	3.545
109.58	2.360	3.177	4.064	3.972	3.763	3.541
182.98	2.373	3.191	4.081	3.971	3.762	3.538
305.58	2.383	3.206	4.096	3.970	3.759	3.532
510.33	2.394	3.221	4.110	3.968	3.756	3.529
852.27	2.397	3.230	4.130	3.967	3.753	3.522
1423.30	2.401	3.245	4.151	3.966	3.751	3.516



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

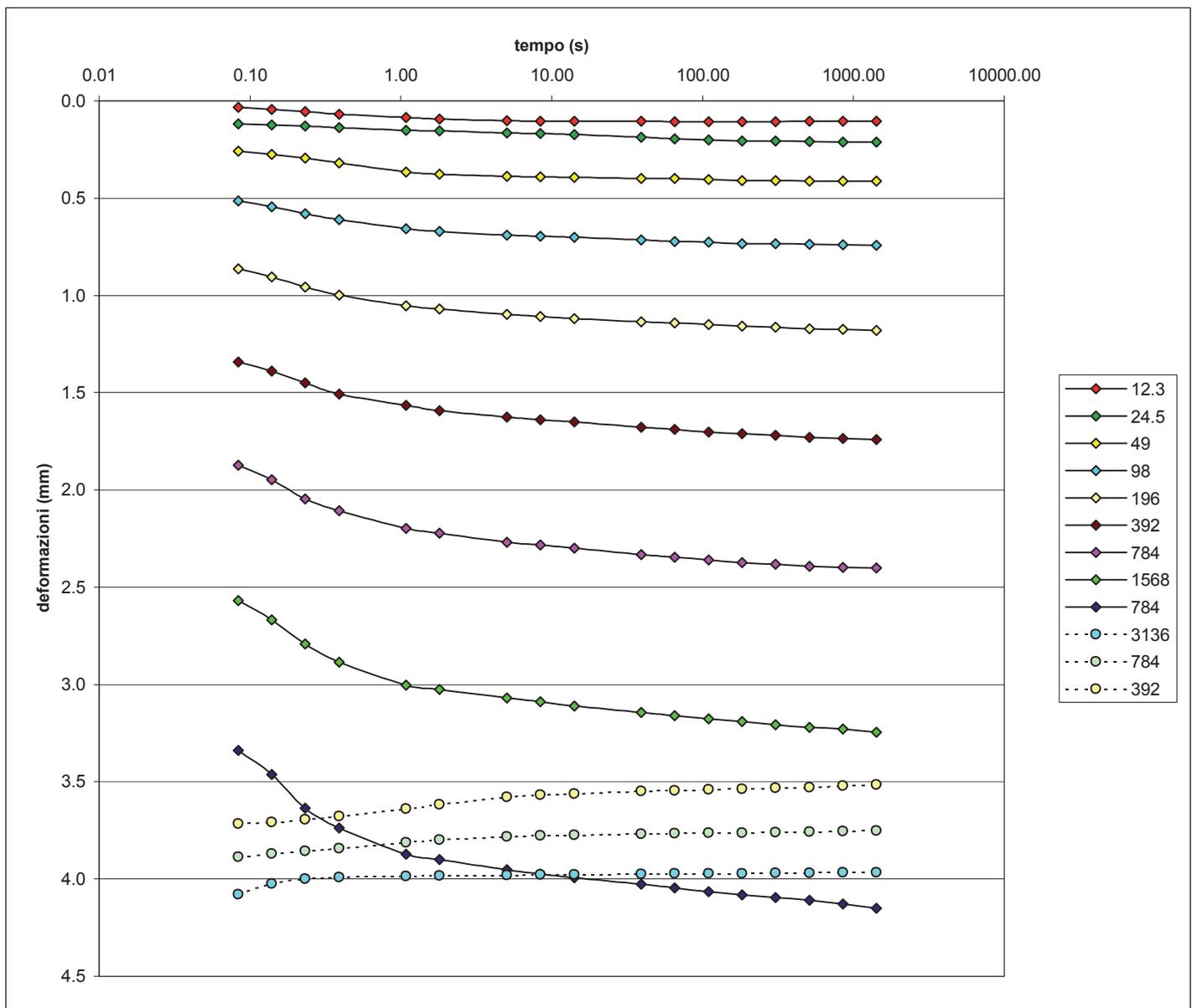
**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C7 m. 20,20 - 20,80		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	01 - 16/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
GEO - CERT. n.°:	rev.01 del:		

edometro n: Ed 11

bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

ANALISI GRANULOMETRICA (per setacciatura e sedimentazione) norma A.S.T.M. D 422

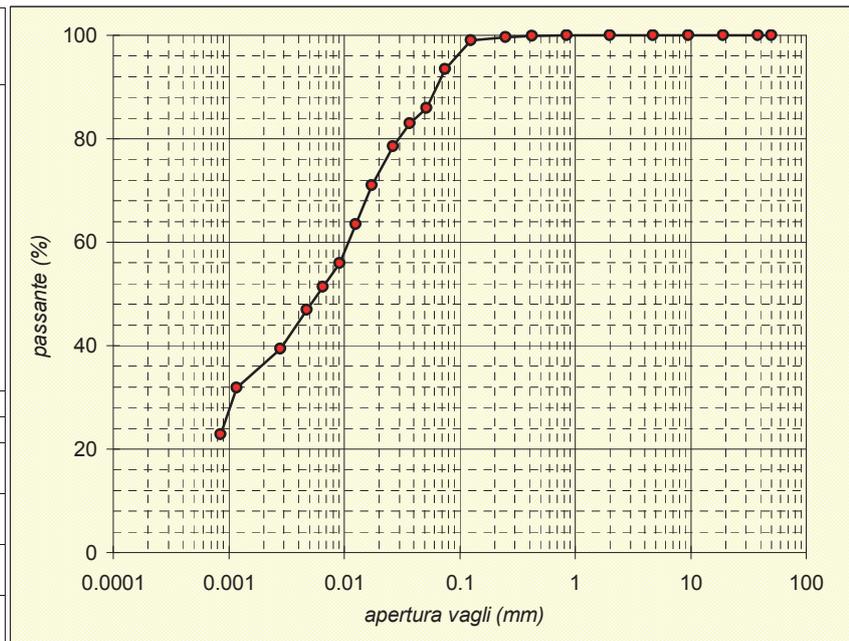
COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C7 m. 20,20 - 20,80		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	18 - 29/07/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
GEO - CERT. n°:		rev.00 del:	

Codici strumentazione: 480, 419, 348, 432, 570, 571, 572, 573, 290, 291, 292, 293, 282, 283, 286

Aspetto del campione: **Limo con argilla debolmente sabbioso scuro**

TIPO VAGLIO	vaglio (mm)	trattenuto (g)	trattenuto (%)	cum. tratt. (%)	passante (%)
setaccio	50	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	38.1	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	19.1	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	9.5	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	4.75	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	2.0	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	0.850	0.09	0.06	0.06	99.94
setaccio	0.425	0.20	0.12	0.18	99.82
setaccio	0.250	0.25	0.15	0.33	99.67
setaccio	0.125	1.15	0.70	1.03	98.97
setaccio	0.075	9.07	5.54	6.58	93.42
calcolato	0.0513	12.17	7.44	14.02	85.98
calcolato	0.0368	4.92	3.01	17.03	82.97
calcolato	0.0265	7.39	4.51	21.54	78.46
calcolato	0.0173	12.31	7.52	29.06	70.94
calcolato	0.0126	12.31	7.52	36.59	63.41
calcolato	0.0092	12.31	7.52	44.11	55.89
calcolato	0.0066	7.39	4.51	48.62	51.38
calcolato	0.0047	7.39	4.51	53.14	46.86
calcolato	0.0028	12.31	7.52	60.66	39.34
calcolato	0.0012	12.31	7.52	68.18	31.82
calcolato	0.0008	14.77	9.03	77.21	22.79
calcolato	fondo	37.29	22.79	100.00	0.00
TOTALE		163.62			
				ϕ max (mm) =	0.98

Passante effettivo setaccio 0.075 (g)	49.12	
t°C	Tempo (s)	Letture
26	30	31
26	60	30
26	120	28.5
26	300	26
26	600	23.5
26	1200	21
26	2400	19.5
26	4800	18
26	14400	15.5
26	86400	13
26	172800	10
Rapporti granulometrici		
	USCS	AGI
GHIAIA	> 4,75 mm 0.0%	> 2,00 mm 0.0%
SABBIA	> 0,075 mm 6.6%	> 0,06 mm 11.0%
LIMO	> 2 μ 57.0%	> 2 μ 52.6%
ARGILLA	< 2 μ 36.5%	< 2 μ 36.5%





elletipi s.r.l.

Sede legale: via Modena, 107/109; Sede operativa ed amm.va: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA
tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: elletipi@libero.it sito: www.elletipi.it
P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA DRENATA (CD)
raccomandazioni AGI 1994

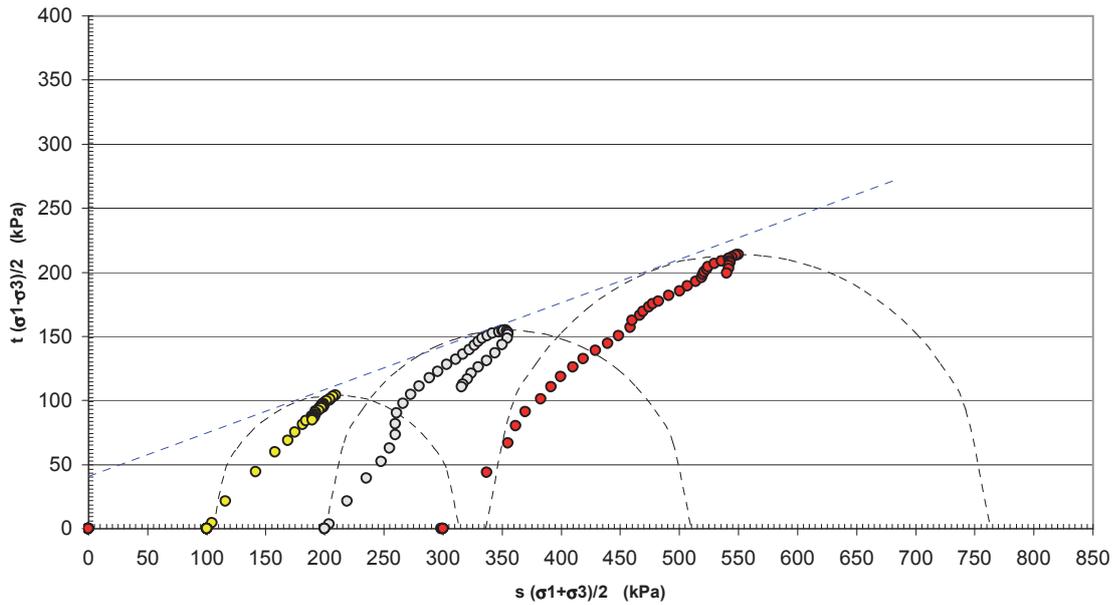
COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samogg		
CAMPIONE:	S1C7 m. 20,20 - 20,80		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	22/07 - 10/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11

Il presente elaborato non è parte del certificato di prova cui è allegato, è solo un'interpretazione soggettiva dei risultati di prova.

CONDIZIONI A ROTTURA

tensione efficace a rottura s' (kPa)	209.2	352.8	548.9
tensione efficace a rottura t' (kPa)	104.2	154.8	213.9
c' (kPa):	40.7	ϕ' (°):	18.8

Stress Path





elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C7 m. 20,20 - 20,80		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	22/07 - 10/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
GEO - CERT. n°:	rev.00 del:		

Il campione è stato conservato in vasca umidostatica

CODICI STRUMENTAZIONE: calibro 12; bilancia 480; trasduttore LVDT 566; SG 537, manometri 531, 691; celle 1, 2 e 3; pressa 536.

Macchina:	CONTROLS Triax 50 Digital
Prova:	CONSOLIDATA DRENATA (CD)
Dimensioni provini:	$\phi \times h = 36,80 \times 76,20$ mm
Velocità prova:	0.002 mm/min

NATURA DEL CAMPIONE:	Limo argilloso grigio scuro
Peso specifico (Mg/m^3):	2.713

	PROVINO 1	PROVINO 2	PROVINO 3
umidità iniziale (%)	28.7	28.7	28.7
massa volumica umida iniziale (Mg/m^3)	1.94	1.91	1.91
massa volumica secca iniziale (Mg/m^3)	1.51	1.48	1.48
indice dei vuoti iniziale	0.80	0.83	0.83
grado di saturazione iniziale (%)	97	94	94
umidità fine consolidazione (%)	27.8	27.6	22.6
massa volumica umida fine cons. (Mg/m^3)	1.98	1.97	2.06
massa volumica secca fine cons. (Mg/m^3)	1.55	1.55	1.68
indice dei vuoti fine cons.	0.75	0.75	0.61
grado di saturazione fine cons. (%)	100	99	100
pressione in cella (kPa)	603	705	603
contropressione (kPa)	503	505	303
Dimensioni fine consolidazione			
Hc (cm)	7.509	7.431	7.375
Ac (cm^2)	10.606	10.378	10.211
Skempton B	0.95	0.95	1.00
t100 min (Bishop & Henkel)	213	423	726
umidità fine prova (%)	26.5	24.5	20.3
massa volumica umida fine rottura (Mg/m^3)	2.00	2.00	2.11
massa volumica secca fine rottura (Mg/m^3)	1.58	1.60	1.76
indice dei vuoti fine rottura	0.71	0.69	0.54
grado di saturazione fine rottura (%)	100	100	100



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

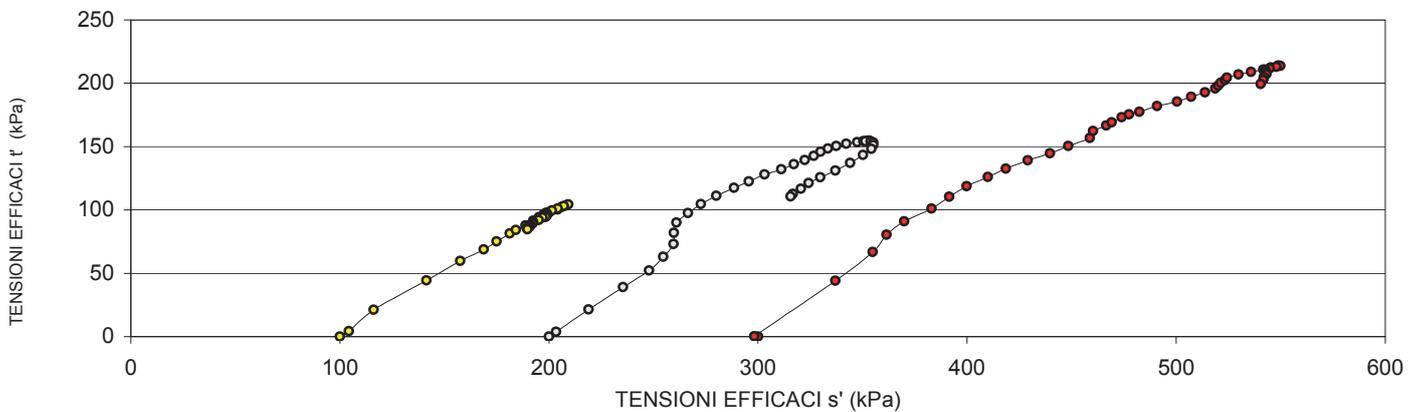
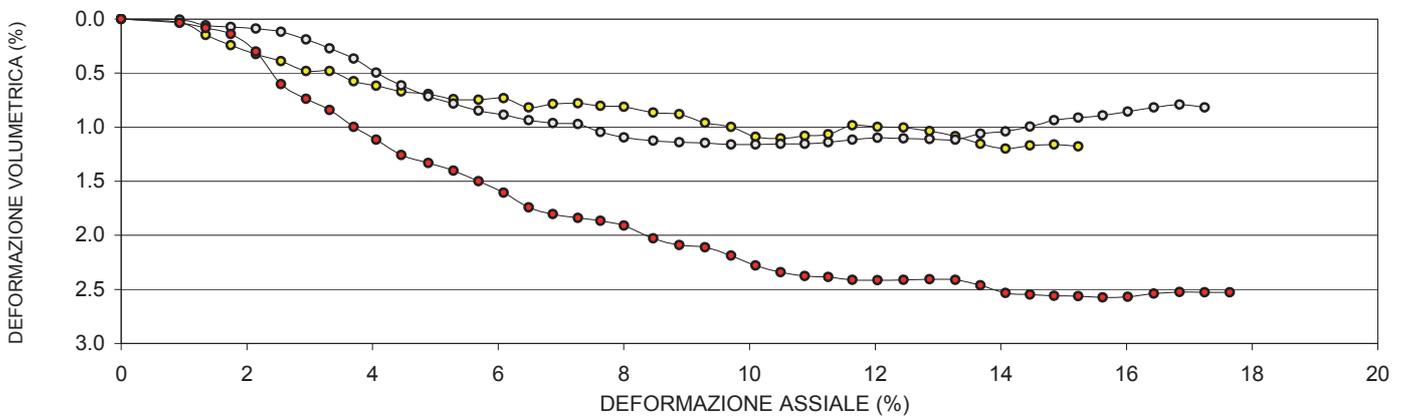
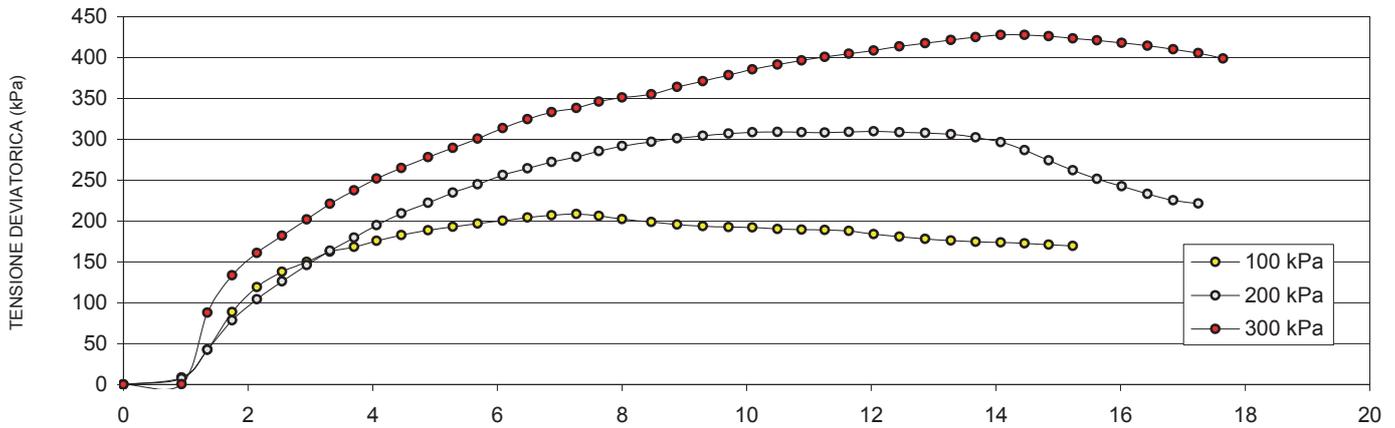
CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C7 m. 20,20 - 20,80**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:





elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C7 m. 20,20 - 20,80**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:

TENSIONE DEVIATORICA ($\sigma_1 - \sigma_3$)

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
Def. (%)	Tens. (kPa)	Def. (%)	Tens. (kPa)	Def. (%)	Tens. (kPa)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.932	8.671	0.932	7.446	0.932	0.485
1.345	42.406	1.345	42.612	1.345	87.989
1.745	88.783	1.745	78.355	1.745	133.739
2.144	119.301	2.144	104.189	2.144	160.807
2.544	137.712	2.544	125.983	2.544	181.855
2.943	150.072	2.943	145.980	2.943	202.044
3.316	162.613	3.316	163.664	3.316	220.954
3.702	168.402	3.702	179.835	3.702	237.473
4.062	175.636	4.062	195.003	4.062	251.784
4.461	182.905	4.461	209.336	4.461	265.027
4.888	188.491	4.888	222.272	4.888	278.101
5.287	193.043	5.287	234.922	5.287	289.268
5.687	196.969	5.687	245.081	5.687	300.896
6.086	200.531	6.086	256.284	6.086	313.501
6.486	204.402	6.486	264.326	6.486	324.628
6.872	206.959	6.872	272.361	6.872	333.147
7.271	208.458	7.271	278.709	7.271	338.315
7.631	206.224	7.631	285.482	7.631	346.031
8.004	202.333	8.004	291.910	8.004	351.042
8.470	198.907	8.470	297.030	8.470	354.896
8.883	195.542	8.883	301.063	8.883	363.905
9.296	193.640	9.296	304.400	9.296	370.952
9.709	192.696	9.709	307.021	9.709	378.322
10.095	192.046	10.095	308.688	10.095	385.526
10.494	190.333	10.494	308.958	10.494	391.503
10.880	189.398	10.880	308.668	10.880	396.303
11.253	188.917	11.253	308.022	11.253	400.651
11.640	188.009	11.640	308.844	11.640	404.687
12.039	184.103	12.039	309.629	12.039	408.528
12.452	180.913	12.452	308.703	12.452	413.793
12.865	178.260	12.865	307.772	12.865	417.766
13.278	176.245	13.278	306.245	13.278	421.378
13.677	174.505	13.677	302.480	13.677	424.856
14.077	173.838	14.077	296.502	14.077	427.775
14.463	172.485	14.463	286.628	14.463	427.552
14.849	170.974	14.849	274.313	14.849	426.009
15.235	169.455	15.235	262.120	15.235	423.502
		15.622	251.685	15.622	421.193
		16.021	242.407	16.021	417.910
		16.434	233.163	16.434	414.298
		16.847	225.411	16.847	410.014
		17.246	221.329	17.246	405.322
				17.646	398.814



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C7 m. 20,20 - 20,80		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	22/07 - 10/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
GEO - CERT. n°:	rev.00 del:		

PRESSIONE INTERSTIZIALE

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
Def. (%)	ΔV (%)	Def. (%)	ΔV (%)	Def. (%)	ΔV (%)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.932	0.033	0.932	0.005	0.932	0.036
1.345	0.147	1.345	0.059	1.345	0.082
1.745	0.242	1.745	0.074	1.745	0.138
2.144	0.323	2.144	0.089	2.144	0.301
2.544	0.390	2.544	0.119	2.544	0.602
2.943	0.480	2.943	0.188	2.943	0.739
3.316	0.480	3.316	0.272	3.316	0.841
3.702	0.575	3.702	0.367	3.702	0.999
4.062	0.618	4.062	0.495	4.062	1.116
4.461	0.670	4.461	0.614	4.461	1.259
4.888	0.694	4.888	0.713	4.888	1.331
5.287	0.742	5.287	0.783	5.287	1.402
5.687	0.747	5.687	0.847	5.687	1.499
6.086	0.732	6.086	0.887	6.086	1.606
6.486	0.818	6.486	0.936	6.486	1.744
6.872	0.785	6.872	0.961	6.872	1.805
7.271	0.780	7.271	0.971	7.271	1.840
7.631	0.804	7.631	1.045	7.631	1.866
8.004	0.813	8.004	1.095	8.004	1.912
8.470	0.865	8.470	1.125	8.470	2.029
8.883	0.880	8.883	1.140	8.883	2.090
9.296	0.960	9.296	1.144	9.296	2.111
9.709	0.999	9.709	1.159	9.709	2.187
10.095	1.089	10.095	1.159	10.095	2.279
10.494	1.103	10.494	1.154	10.494	2.340
10.880	1.079	10.880	1.154	10.880	2.376
11.253	1.065	11.253	1.140	11.253	2.386
11.640	0.984	11.640	1.115	11.640	2.411
12.039	0.999	12.039	1.100	12.039	2.417
12.452	1.003	12.452	1.105	12.452	2.411
12.865	1.037	12.865	1.110	12.865	2.406
13.278	1.084	13.278	1.115	13.278	2.411
13.677	1.155	13.677	1.060	13.677	2.462
14.077	1.198	14.077	1.040	14.077	2.534
14.463	1.170	14.463	0.996	14.463	2.549
14.849	1.160	14.849	0.936	14.849	2.559
15.235	1.179	15.235	0.912	15.235	2.564
		15.622	0.892	15.622	2.575
		16.021	0.857	16.021	2.569
		16.434	0.817	16.434	2.539
		16.847	0.793	16.847	2.524
		17.246	0.817	17.246	2.529
				17.646	2.529



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C7 m. 20,20 - 20,80**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:

STRESS PATH $s' = (\sigma'1 + \sigma'3)/2$ $t' = (\sigma'1 - \sigma'3)/2$

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
s' (kPa)	t' (kPa)	s' (kPa)	t' (kPa)	s' (kPa)	t' (kPa)
100.000	0.000	199.999	0.000	300.000	0.000
104.336	4.336	203.423	3.723	298.243	0.243
116.203	21.203	219.006	21.306	336.995	43.995
141.392	44.392	235.407	39.177	354.870	66.870
157.650	59.650	247.885	52.095	361.404	80.404
168.856	68.856	254.662	62.992	369.928	90.928
175.036	75.036	259.570	72.990	383.022	101.022
181.307	81.307	259.832	81.832	391.477	110.477
184.201	84.201	260.917	89.917	399.736	118.736
188.818	87.818	266.501	97.501	409.892	125.892
192.453	91.453	272.668	104.668	418.513	132.513
195.245	94.245	280.136	111.136	429.050	139.050
197.522	96.522	288.461	117.461	439.634	144.634
200.484	98.484	295.541	122.541	448.448	150.448
204.265	100.265	303.142	128.142	458.750	156.750
206.201	102.201	311.163	132.163	460.314	162.314
208.479	103.479	317.180	136.180	466.574	166.574
209.229	104.229	322.354	139.354	469.157	169.157
207.112	103.112	326.741	142.741	474.016	173.016
204.167	101.167	329.955	145.955	477.521	175.521
201.453	99.453	333.515	148.515	482.448	177.448
198.771	97.771	337.532	150.532	490.953	181.953
197.820	96.820	342.200	152.200	500.476	185.476
199.348	96.348	347.511	153.511	507.161	189.161
199.023	96.023	350.344	154.344	513.763	192.763
198.167	95.167	352.479	154.479	518.752	195.752
198.699	94.699	353.334	154.334	520.152	198.152
198.459	94.459	353.011	154.011	521.326	200.326
197.004	94.004	353.422	154.422	523.343	202.343
195.051	92.051	352.814	154.814	524.264	204.264
192.456	90.456	351.351	154.351	529.897	206.897
192.130	89.130	353.886	153.886	535.883	208.883
191.122	88.122	355.122	153.122	541.689	210.689
190.253	87.253	355.240	151.240	545.428	212.428
190.919	86.919	354.251	148.251	548.888	213.888
190.242	86.242	350.314	143.314	549.776	213.776
189.487	85.487	344.156	137.156	548.004	213.004
189.728	84.728	337.060	131.060	544.751	211.751
		329.843	125.843	542.596	210.596
		324.204	121.204	542.955	208.955
		320.582	116.582	543.149	207.149
		316.706	112.706	542.007	205.007
		315.665	110.665	541.661	202.661
				540.407	199.407



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C7 m. 20,20 - 20,80**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

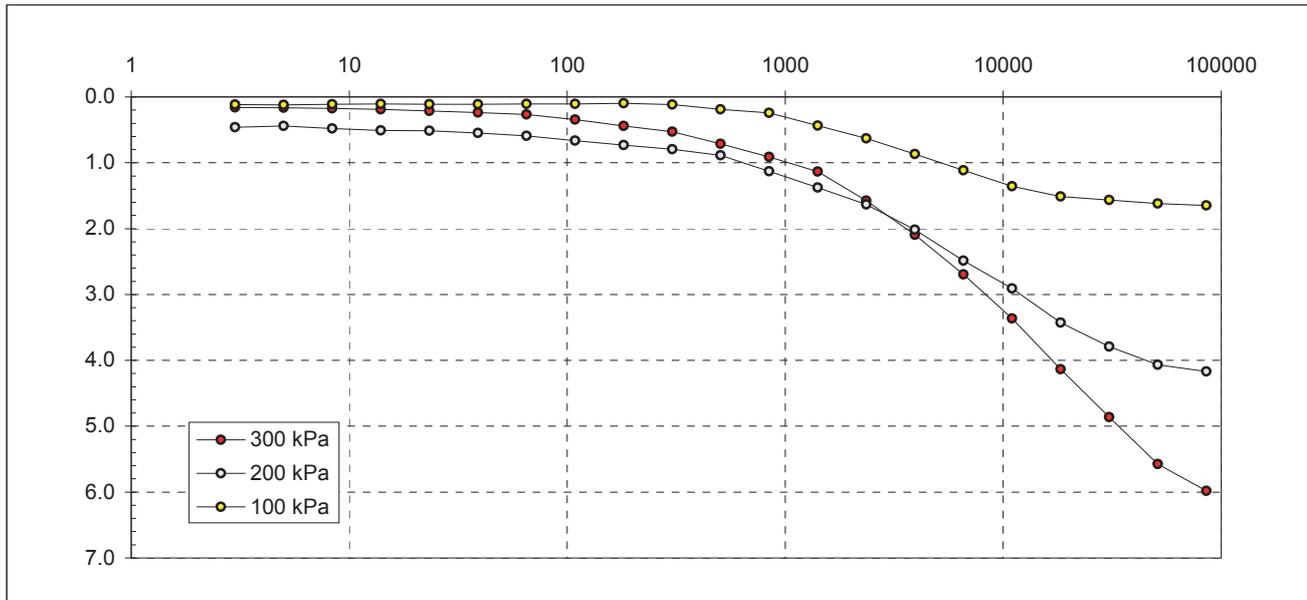
GEO - CERT. n° rev.00 del:

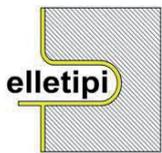
CONSOLIDAZIONE

PROVINO 1 100 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.12
5	0.12
8	0.11
14	0.11
23	0.11
39	0.11
65	0.11
109	0.11
181	0.10
303	0.12
506	0.19
845	0.24
1412	0.44
2357	0.63
3937	0.87
6575	1.11
10979	1.36
18335	1.51
30620	1.57
51136	1.62
85398	1.65

PROVINO 2 200 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.46
5	0.44
8	0.48
14	0.51
23	0.51
39	0.55
65	0.59
109	0.66
181	0.73
303	0.79
506	0.89
845	1.13
1412	1.38
2357	1.63
3937	2.02
6575	2.49
10979	2.91
18335	3.43
30620	3.79
51136	4.07
85398	4.17

PROVINO 3 300 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.16
5	0.17
8	0.17
14	0.19
23	0.21
39	0.24
65	0.26
109	0.35
181	0.44
303	0.53
506	0.71
845	0.91
1412	1.14
2357	1.58
3937	2.10
6575	2.70
10979	3.36
18335	4.13
30620	4.86
51136	5.57
85398	5.98





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

®

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE NON CONSOLIDATA NON DRENATA ASTM 2850 - 95

COMMITTENTE: Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno

CANTIERE: Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia

CAMPIONE: S1C7 m. 20,20 - 20,80

COMMESSA: 9562/11

DURATA PROVE:

18 - 29/07/11

VERBALE ACC.: 334/11

DATA CONSEGNA:

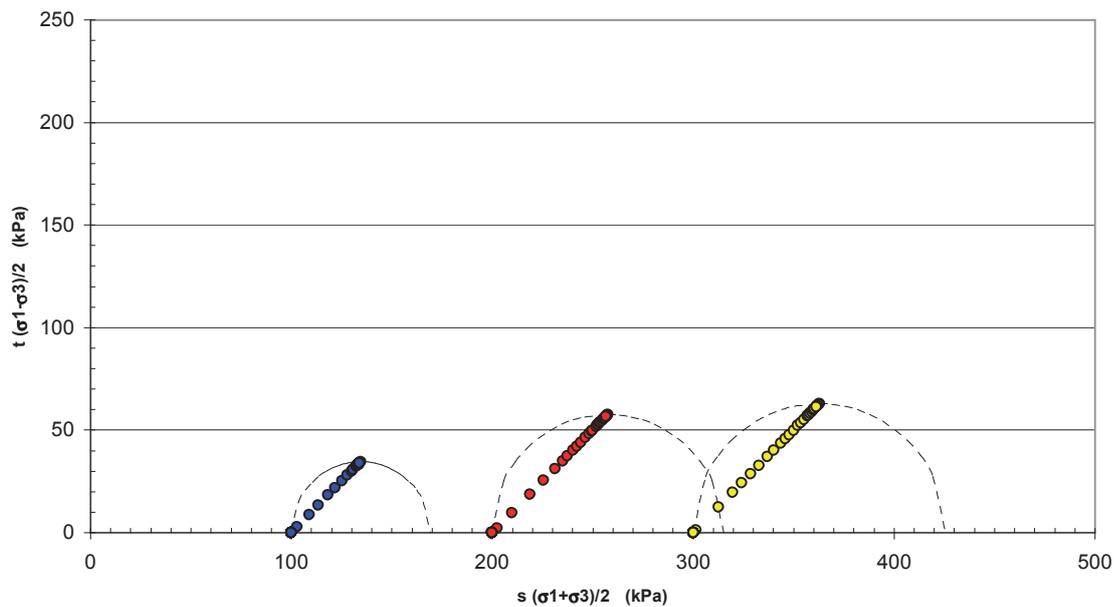
08/07/11

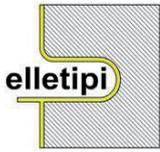
Il presente elaborato non è parte del certificato di prova cui è allegato, è solo un'interpretazione soggettiva dei risultati di prova.

CONDIZIONI A ROTTURA

Sigma 3:	100	200	300
Tensione deviatorica a rottura (kPa):	69.20	115.21	125.68
Deformazione a rottura (%):	14.48	16.86	16.59
Cu (kPa):	34.60	57.60	62.84

Stress Path





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE NON CONSOLIDATA NON DRENATA

A.S.T.M. D 2850

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C7 m. 20,20 - 20,80		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	18 - 29/07/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
GEO - CERT. n°:		rev.0 del:	

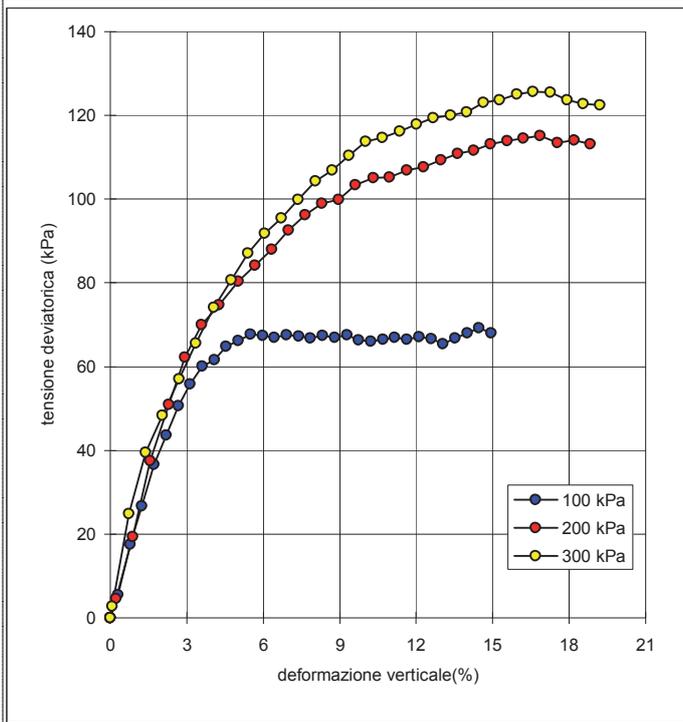
Il campione è stato conservato in vasca umidostatica

bilancia cod. 311 - anello dinamometrico cod. 237 - trasduttore spost. cod. 33 - calibro cod. 12 - pressa cod. 425

Modello pressa: **Controls Triaxial tester T401 Electronic**
Velocità della pressa: **0,75 mm/min**

NATURA DEL CAMPIONE: **Limo argilloso grigio scuro**

PROVINO 1		PROVINO 2		PROVINO 3		CARATTERISTICHE DEI PROVINI			
DEF. VERTICALE (ε) %	TENSIONE A ROTTURA (σ1 - σ3) kPa	DEF. VERTICALE (ε) %	TENSIONE A ROTTURA (σ1 - σ3) kPa	DEF. VERTICALE (ε) %	TENSIONE A ROTTURA (σ1 - σ3) kPa	Provino numero:	1	2	3
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Provino numero:			
0.30	5.56	0.24	4.64	0.07	2.79	Dimensioni h x φ (cm):	7.56 x 3.7	7.56 x 3.7	7.56 x 3.7
0.77	17.53	0.89	19.36	0.73	24.93	Peso (g):	155.7	155.3	159.9
1.25	26.64	1.56	37.54	1.39	39.44	Umidità naturale (%):	28.7	28.7	28.7
1.72	36.56	2.30	50.89	2.03	48.29	Massa volumica umida (Mg/m3):	1.92	1.91	1.97
2.19	43.66	2.93	62.30	2.69	57.02	Massa volumica secca (Mg/m3):	1.49	1.48	1.53
2.66	50.70	3.60	69.94	3.35	65.62	sigma 3:	100 kPa	200 kPa	300 kPa
3.14	55.85	4.28	74.78	4.07	74.05				
3.61	60.06	5.01	80.39	4.74	80.62				
4.08	61.55	5.68	84.21	5.41	87.10				
4.55	64.80	6.33	87.99	6.05	91.75				
5.03	66.25	6.98	92.57	6.72	95.43				
5.50	67.68	7.64	96.21	7.38	99.93				
5.97	67.34	8.31	98.92	8.06	104.32				
6.44	67.00	8.96	99.91	8.71	106.97				
6.92	67.53	9.62	103.39	9.36	110.44				
7.39	67.18	10.31	105.10	10.01	113.82				
7.86	66.84	10.96	105.17	10.68	114.64				
8.33	67.35	11.64	106.83	11.35	116.25				
8.81	67.00	12.30	107.67	12.02	117.83				
9.28	67.50	12.97	109.28	12.68	119.39				
9.75	66.31	13.62	110.86	13.35	120.08				
10.22	65.96	14.27	111.63	13.99	120.79				
10.70	66.45	14.91	113.17	14.65	123.04				
11.17	66.92	15.56	113.87	15.28	123.71				
11.64	66.56	16.21	114.56	15.94	125.08				
12.11	67.03	16.86	115.21	16.59	125.68				
12.59	66.67	17.55	113.50	17.26	125.44				
13.06	65.50	18.19	114.13	17.91	123.68				
13.53	66.75	18.83	113.24	18.56	122.71				
14.00	67.98			19.21	122.47				
14.48	69.20								
14.95	68.03								



Lo Spesimentatore:

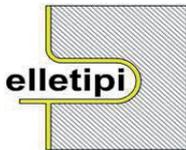
Il Direttore del Laboratorio:

SCHEDA GENERALE DEL CAMPIONE

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Completamento della Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C9 m. 27,00 - 27,40		
COMMESSA:	9562/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
VERBALE ACC.:	334/11	APERTURA CAMPIONE:	11/07/11

Il campione è stato conservato in vasca a temperatura ed umidità controllate.

alto	P.P. kPa	T.V. kPa	Descrizione litologica		
27.00			Argilla debolmente limosa grigia.		
	170	80	LUNGHEZZA CAMPIONE (cm)	50	
			QUALITA' CAMPIONE	Q 5	
			PROVE ESEGUITE: granulometria completa, limiti di Atterberg, triassiale CID, triassiale UU, edometria IL.		
		360	125	W naturale (%) <small>(norma ASTM D 2216)</small>	27.6
	γ naturale(Mg/m³) <small>(BS 1377)</small>			1.94	
	γ secco (Mg/m³)			1.52	
	γ immerso (Mg/m³)			0.96	
	porosità (%)			44	
				indice dei vuoti	0.78
				grado di saturazione (%)	96
27.40			massa specifica (Mg/m³) <small>(media campioni)</small>	2.703	
basso					



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA
tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it
P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

® Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

LIMITI LIQUIDO E PLASTICO - NORMA ASTM D 4318 metodo B

CLASSIFICAZIONE HRB-AASHTO* e USCS

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno				
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia				
CAMPIONE:	S1C9 m. 27,00 - 27,40				
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	30/09 - 06/10/10		
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11		
GEO - CERT. n°:		rev.0 del:	10/06/10		

Nota *: questa classificazione equivale alla CNR-UNI 10006 che è stata ritirata.

codice cucchiaino: 344-codice bilancia 480

ASPETTO MACROSCOPICO DEL CAMPIONE: **Argilla debolmente limosa grigia.**

	limite liquido		limite plastico		W naturale
Nø colpi	28	28			
tara (g)	2.24	2.34	2.34	2.34	2.28
massa umida+ tara (g)	55.59	42.19	10.41	11.45	46.46
massa secca+ tara (g)	28.74	22.21	8.36	9.14	36.9
risultati (%)	102.7	101.9	34.1	34.0	27.6

L.L. = $W_i \cdot (N_i/25)^{exp0.121(\%)}$

LIMITE LIQUIDO (%):	102
LIMITE PLASTICO (%):	34
indice plastico (LL-LP) (%):	68
W naturale (%):	28
Indice di consistenza (LL-Wn)/IP :	1.1

GRANULOMETRIA

PASSANTE AL VAGLIO nø 10:	100.0	%	cod.292
PASSANTE AL VAGLIO nø 40:	100.0	%	cod.283
PASSANTE AL VAGLIO nø 200:	100.0	%	cod.287

% ghiaia:	%sabbia:	%limo-argilla:
0.0	0.0	100.0

Coefficienti di calcolo per indice di gruppo:

a	b	c	d
40	40	20	20
INDICE DI GRUPPO:		20	

CLASSIFICAZIONE HRB-AASHTO:	A 7 - 5
CLASSIFICAZIONE U.S.C.S.:	CH



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

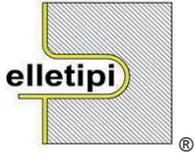
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C9 m. 27,00 - 27,40		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	01 - 16/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	07/08/11

Il presente elaborato non è parte del certificato di prova cui è allegato, è solo un'interpretazione soggettiva dei risultati di prova.

Pressione di preconsolidazione (σ'_p):	244.22	kPa
Grado di sovraconsolidazione (OCR):	1	
con profondità falda m da p.c. = 7.00	peso di volume medio del terreno (kN/m^3) = 19.51	
Rapporto di compressione (CR):	0.010	
Indice di compressione (Cc):	0.29	
Rapporto di ricomprensione (RR):	0.0003	
Indice di ricomprensione (Cr):	0.0084	
Rapporto di rigonfiamento (SR):	-0.005	
Indic di rigonfiamento (Cs):	-0.147	
Coeff. Cons. (Cv) tra:	98 e 196	2.52E-04 cm²/s
Coeff. Cons. (Cv) tra:	196 e 392	1.24E-04 cm²/s
Coeff. Cons. (Cv) tra:	392 e 784	1.01E-04 cm²/s
Coeff. Sec. (Cα) tra:	98 e 196	1.81E-03
Coeff. Sec. (Cα) tra:	196 e 392	2.75E-03
Coeff. Sec. (Cα) tra:	392 e 784	6.00E-03
Permeabilità tra (kPa):	98 e 196	5.46E-09 cm/s
Permeabilità tra (kPa):	196 e 392	2.21E-09 cm/s
Permeabilità tra (kPa):	392 e 784	1.10E-09 cm/s



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV UNI EN ISO 9001/2000 UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

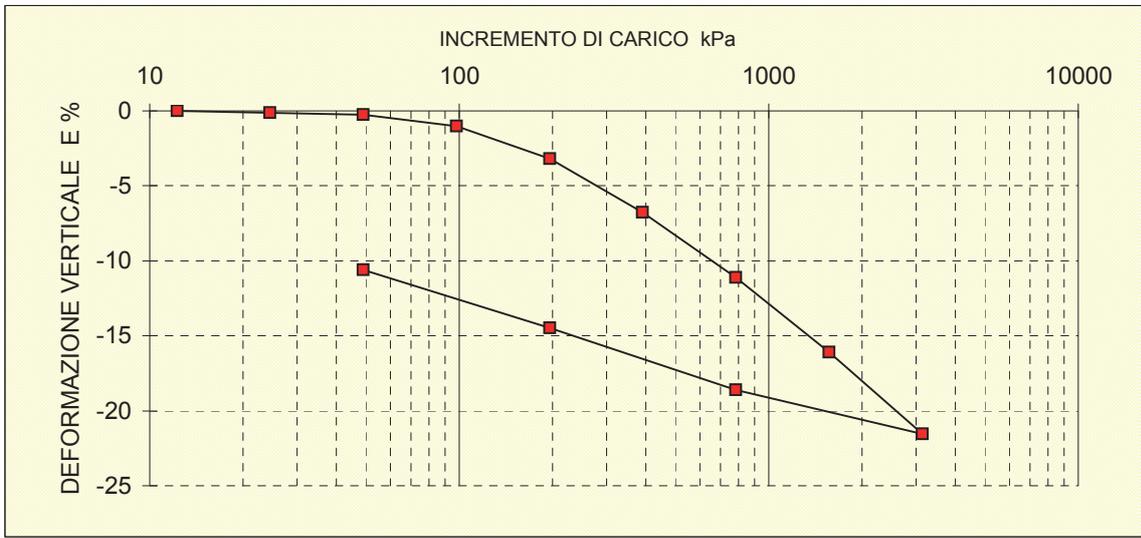
Table with 2 columns: Field Name (e.g., COMMITTENTE, CANTIERE) and Value (e.g., Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno).

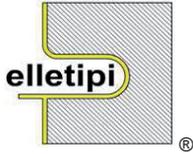
edometro n: Ed 12

bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545

Table with 7 columns: Dp (kPa), DH (mm), epsilon (%), e, av (cm²/daN), mv (cm²/daN), M (daN/cm²). Contains 14 rows of data points.

Table with 2 columns: Parameter (e.g., NATURA DEL CAMPIONE, massa volumica reale) and Value (e.g., Argilla debolmente limosa grigia, 2.71).





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

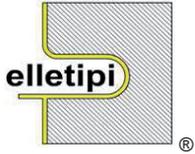
COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno					
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia					
CAMPIONE:	S1C9 m. 27,00 - 27,40					
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	01 - 16/08/11			
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	07/08/11			
GEO - CERT. n°:	rev.01 del:					

edometro n: Ed 12

bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545

tempo (minuti)	cedimenti (mm) agli incrementi di carico (kPa)					
	12.3	24.5	49	98	196	392
0.08	0.001	0.016	0.027	0.075	0.269	0.720
0.14	0.000	0.017	0.028	0.079	0.277	0.729
0.23	0.000	0.017	0.029	0.083	0.289	0.743
0.39	0.000	0.017	0.030	0.089	0.301	0.756
1.08	0.001	0.019	0.033	0.102	0.327	0.786
1.81	0.001	0.021	0.034	0.109	0.342	0.804
5.05	0.000	0.021	0.041	0.128	0.380	0.857
8.44	0.000	0.021	0.042	0.136	0.403	0.890
14.09	0.000	0.021	0.044	0.145	0.430	0.936
39.29	0.000	0.021	0.046	0.163	0.495	1.058
65.61	0.000	0.020	0.046	0.174	0.534	1.135
109.58	0.000	0.020	0.046	0.183	0.569	1.210
182.98	0.000	0.021	0.046	0.190	0.596	1.268
305.58	0.000	0.021	0.047	0.196	0.613	1.307
510.33	0.000	0.021	0.047	0.200	0.625	1.330
852.27	0.000	0.021	0.049	0.205	0.634	1.346
1423.30	0.000	0.022	0.050	0.208	0.641	1.354

tempo (minuti)	cedimenti (mm) agli incrementi di carico (kPa)					
	784	1568	784	3136	784	392
0.08	1.400	2.258	3.276	4.260	3.684	2.872
0.14	1.408	2.266	3.290	4.250	3.684	2.872
0.23	1.420	2.278	3.303	4.241	3.680	2.872
0.39	1.432	2.291	3.317	4.234	3.675	2.871
1.08	1.461	2.323	3.353	4.211	3.661	2.866
1.81	1.484	2.350	3.377	4.196	3.650	2.861
5.05	1.547	2.419	3.456	4.154	3.614	2.843
8.44	1.591	2.472	3.513	4.117	3.591	2.829
14.09	1.646	2.540	3.585	4.069	3.557	2.809
39.29	1.808	2.729	3.786	3.947	3.445	2.735
65.61	1.908	2.847	3.913	3.877	3.362	2.678
109.58	2.012	2.969	4.036	3.816	3.261	2.602
182.98	2.092	3.069	4.142	3.772	3.148	2.505
305.58	2.144	3.131	4.211	3.746	3.042	2.390
510.33	2.175	3.173	4.255	3.733	2.964	2.274
852.27	2.200	3.199	4.289	3.728	2.921	2.180
1423.30	2.225	3.220	4.311	3.719	2.899	2.122



elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

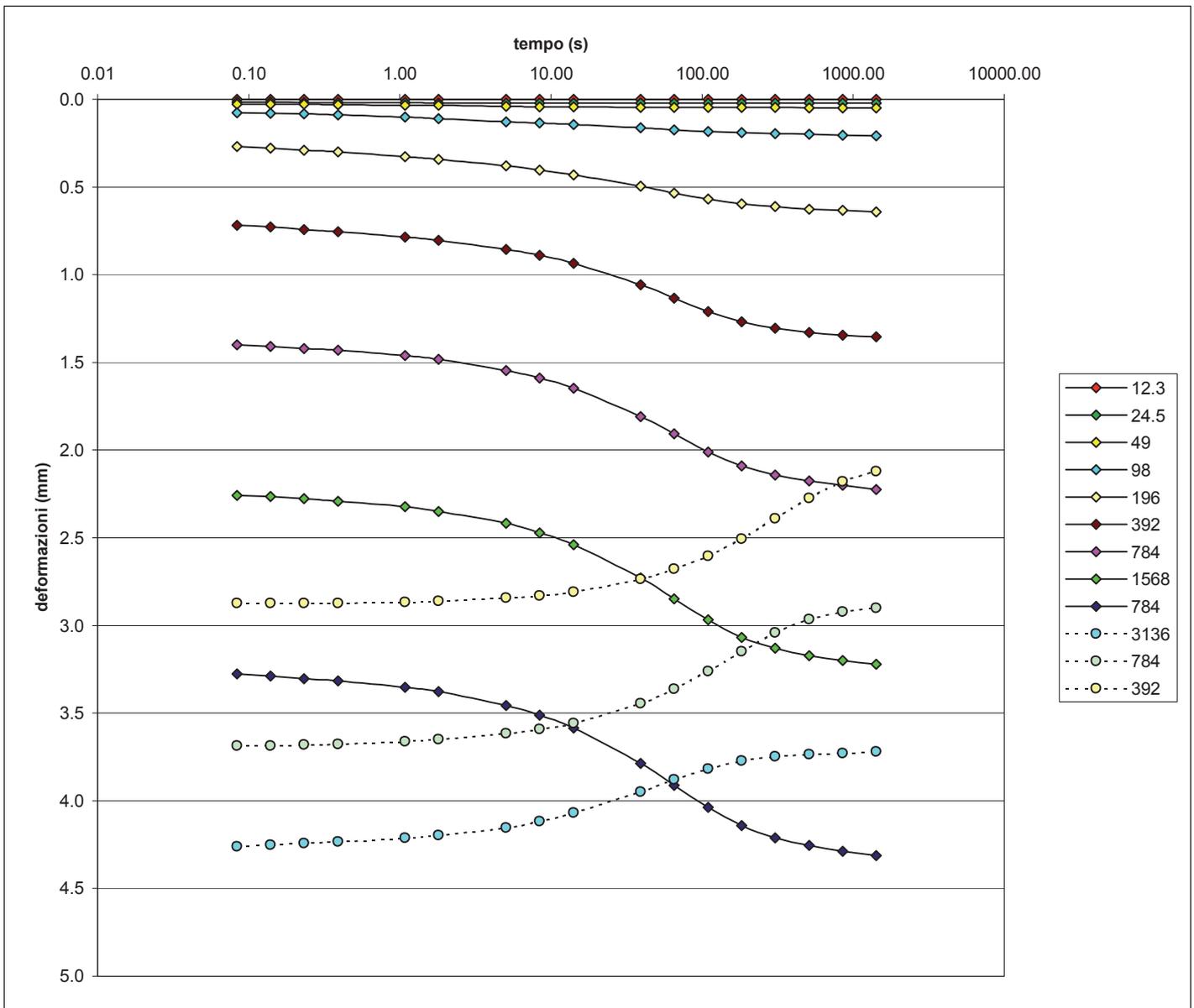
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA norma ASTM D 2435-method A

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C9 m. 27,00 - 27,40		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	01 - 16/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	07/08/11
GEO - CERT. n°:	rev.01 del:		

edometro n: Ed 12

bilancia cod. 480 - calibro cod. 708 - picnometro cod. 545





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

ANALISI GRANULOMETRICA (per setacciatura e sedimentazione) norma A.S.T.M. D 422

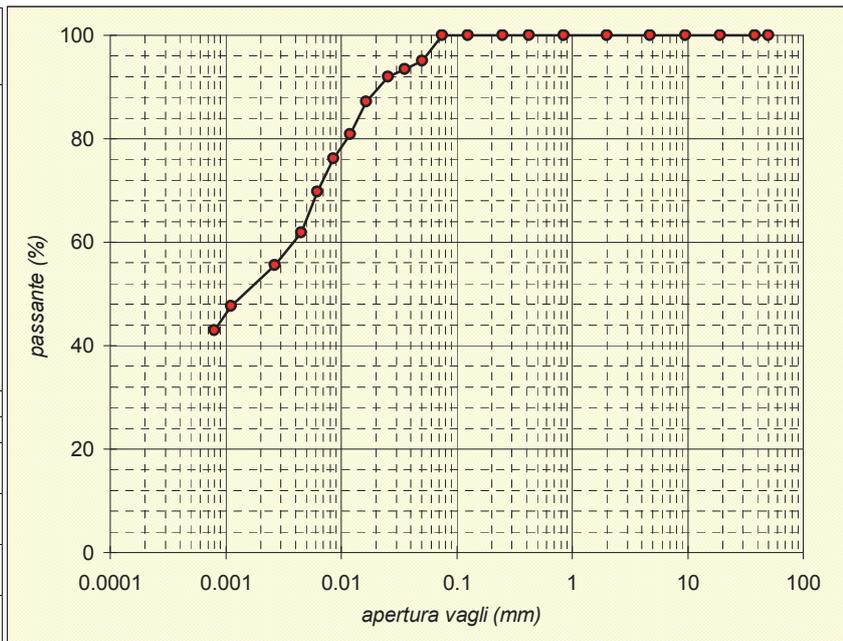
COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno				
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia				
CAMPIONE:	S1C9 m. 27,00 - 27,40				
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	18 - 29/07/11		
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11		
GEO - CERT. n°:		rev.00 del:			

Codici strumentazione: 480, 419, 348, 432, 570, 571, 572, 573, 290, 291, 292, 293, 282, 283, 286

Aspetto del campione: **Argilla debolmente limosa grigia.**

TIPO VAGLIO	vaglio (mm)	trattenuto (g)	trattenuto (%)	cum. tratt. (%)	passante (%)
setaccio	50	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	38.1	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	19.1	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	9.5	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	4.75	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	2.0	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	0.850	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	0.425	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	0.250	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	0.125	0.00	0.00	0.00	100.00
setaccio	0.075	0.00	0.00	0.00	100.00
calcolato	0.0503	5.44	4.91	4.91	95.09
calcolato	0.0358	1.75	1.58	6.49	93.51
calcolato	0.0255	1.75	1.58	8.07	91.93
calcolato	0.0165	5.25	4.74	12.81	87.19
calcolato	0.0119	7.01	6.32	19.14	80.86
calcolato	0.0086	5.25	4.74	23.88	76.12
calcolato	0.0062	7.01	6.32	30.21	69.79
calcolato	0.0045	8.76	7.90	38.11	61.89
calcolato	0.0027	7.01	6.32	44.43	55.57
calcolato	0.0011	8.76	7.90	52.34	47.66
calcolato	0.0008	5.25	4.74	57.08	42.92
calcolato	fondo	47.55	42.92	100.00	0.00
TOTALE		110.78			
				ϕ max (mm) =	0.06

Passante effettivo setaccio 0.075 (g)	50.04	
t°C	Tempo (s)	Letture
26	30	32.5
26	60	32
26	120	31.5
26	300	30
26	600	28
26	1200	26.5
26	2400	24.5
26	4800	22
26	14400	20
26	86400	17.5
26	172800	16
Rapporti granulometrici		
	USCS	AGI
GHIAIA	> 4,75 mm 0.0%	> 2,00 mm 0.0%
SABBIA	> 0,075 mm 0.0%	> 0,06 mm 2.7%
LIMO	> 2 μ 47.1%	> 2 μ 44.3%
ARGILLA	< 2 μ 52.9%	< 2 μ 52.9%





elletipi s.r.l.

Sede legale: via Modena, 107/109; Sede operativa ed amm.va: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA
tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: elletipi@libero.it sito: www.elletipi.it
P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA DRENATA (CD)
raccomandazioni AGI 1994

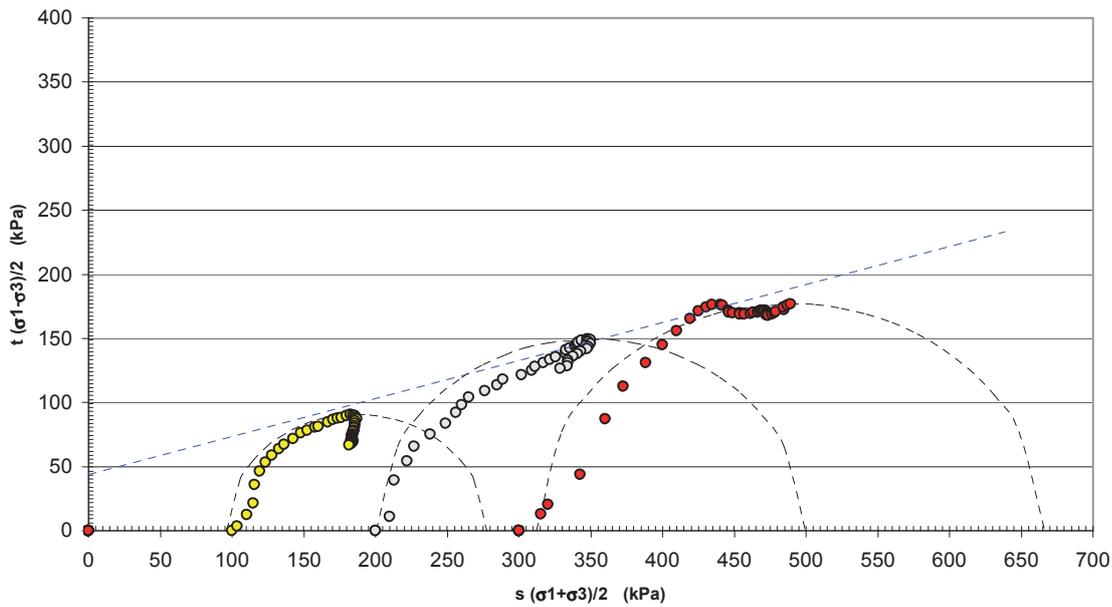
COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samogg		
CAMPIONE:	S1C9 m. 27,00 - 27,40		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	22/07 - 10/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11

Il presente elaborato non è parte del certificato di prova cui è allegato, è solo un'interpretazione soggettiva dei risultati di prova.

CONDIZIONI A ROTTURA

tensione efficace a rottura s' (kPa)	182.6	347.6	489.1
tensione efficace a rottura t' (kPa)	90.6	149.6	177.1
c' (kPa):	44.4	ϕ' (°):	16.5

Stress Path





elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA
tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it
P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C9 m. 27,00 - 27,40		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	22/07 - 10/08/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
GEO - CERT. n°:	rev.00 del:		

Il campione è stato conservato in vasca umidostatica

CODICI STRUMENTAZIONE: calibro 12; bilancia 480; trasduttore LVDT 566; SG 537, manometri 531, 691; celle 1, 2 e 3; pressa 536.

Macchina:	CONTROLS Triax 50 Digital
Prova:	CONSOLIDATA DRENATA (CD)
Dimensioni provini:	$\phi \times h = 36,80 \times 76,20$ mm
Velocità prova:	0.002 mm/min

NATURA DEL CAMPIONE: Argilla debolmente limosa grigia.

Peso specifico (Mg/m^3): 2.713

	PROVINO 1	PROVINO 2	PROVINO 3
umidità iniziale (%)	27.6	27.6	27.6
massa volumica umida iniziale (Mg/m^3)	1.95	1.92	1.92
massa volumica secca iniziale (Mg/m^3)	1.53	1.51	1.51
indice dei vuoti iniziale	0.78	0.80	0.80
grado di saturazione iniziale (%)	96	94	94
umidità fine consolidazione (%)	26.2	24.6	24.2
massa volumica umida fine cons. (Mg/m^3)	1.99	2.03	2.03
massa volumica secca fine cons. (Mg/m^3)	1.58	1.63	1.64
indice dei vuoti fine cons.	0.72	0.67	0.66
grado di saturazione fine cons. (%)	99	100	100
pressione in cella (kPa)	604	703	805
contropressione (kPa)	504	503	505
Dimensioni fine consolidazione			
Hc (cm)	7.503	7.473	7.425
Ac (cm^2)	10.588	10.501	10.362
Skempton B	0.95	0.95	0.95
t100 min (Bishop & Henkel)	701	377	116
umidità fine prova (%)	25.2	23.6	23.4
massa volumica umida fine rottura (Mg/m^3)	2.00	2.04	2.05
massa volumica secca fine rottura (Mg/m^3)	1.60	1.65	1.66
indice dei vuoti fine rottura	0.69	0.64	0.63
grado di saturazione fine rottura (%)	100	100	100



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

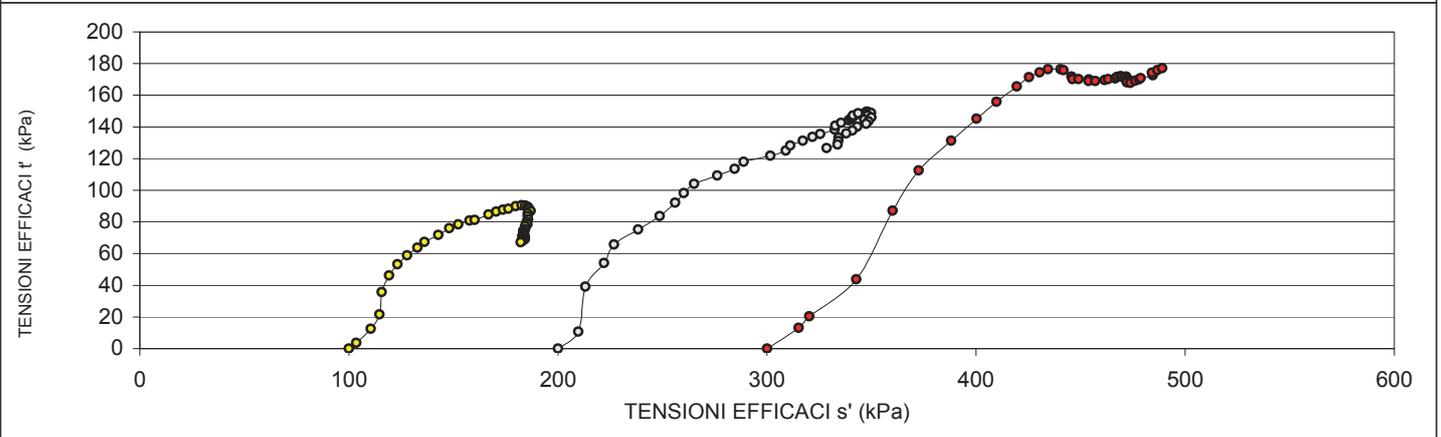
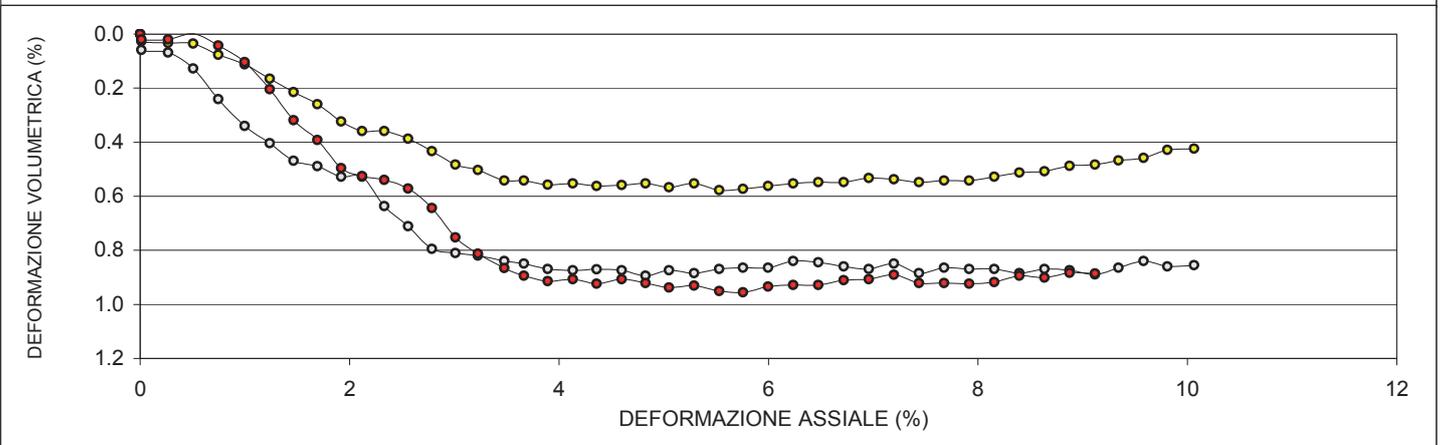
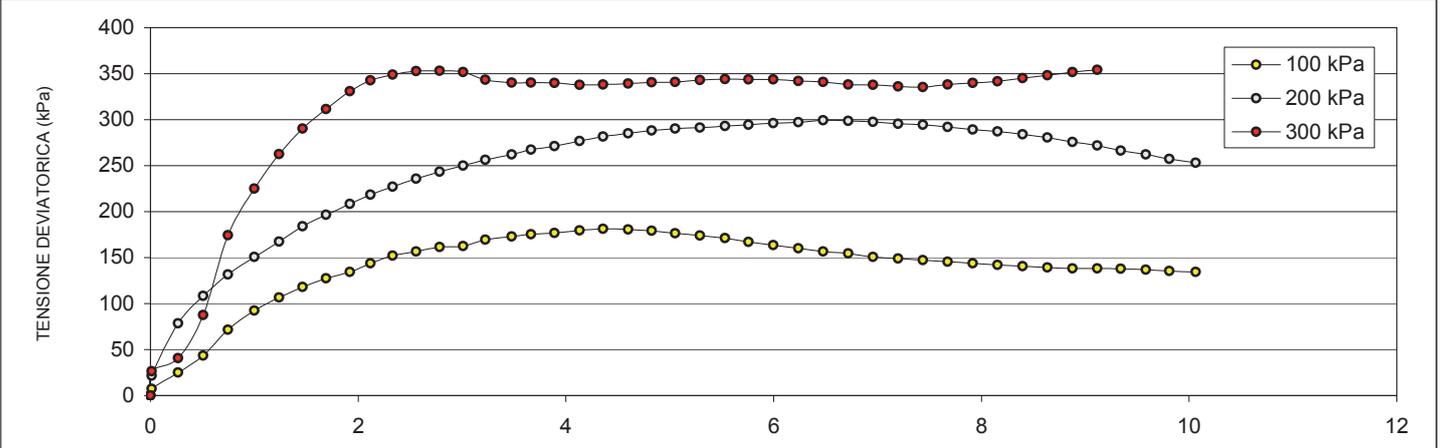
CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C9 m. 27,00 - 27,40**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:





elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C9 m. 27,00 - 27,40**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:

TENSIONE DEVIATORICA ($\sigma_1 - \sigma_3$)

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
Def. (%)	Tens. (kPa)	Def. (%)	Tens. (kPa)	Def. (%)	Tens. (kPa)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.013	7.274	0.013	21.436	0.013	26.251
0.267	24.876	0.267	78.406	0.267	40.625
0.506	43.242	0.506	108.240	0.506	87.377
0.746	71.488	0.746	131.599	0.746	174.309
1.000	92.393	1.000	150.596	1.000	225.043
1.240	106.607	1.240	167.420	1.240	262.352
1.466	117.887	1.466	184.113	1.466	290.383
1.693	127.536	1.693	196.426	1.693	311.551
1.919	134.480	1.919	208.257	1.919	330.849
2.119	143.624	2.119	218.421	2.119	342.615
2.333	152.013	2.333	227.169	2.333	348.930
2.559	156.694	2.559	235.690	2.559	352.869
2.786	161.565	2.786	243.366	2.786	352.962
3.012	162.466	3.012	250.099	3.012	351.584
3.226	169.490	3.226	256.356	3.226	343.395
3.479	172.964	3.479	262.317	3.479	340.332
3.665	175.374	3.665	267.480	3.665	340.147
3.892	176.813	3.892	271.059	3.892	339.882
4.132	179.641	4.132	276.750	4.132	337.704
4.358	181.232	4.358	281.505	4.358	338.081
4.598	180.681	4.598	284.935	4.598	339.127
4.825	179.065	4.825	288.248	4.825	340.502
5.052	176.501	5.052	290.149	5.052	341.045
5.291	173.870	5.291	291.355	5.291	343.108
5.531	171.050	5.531	293.024	5.531	344.060
5.758	167.139	5.758	294.298	5.758	343.615
5.998	163.483	5.998	296.258	5.998	343.585
6.238	160.200	6.238	297.319	6.238	342.046
6.478	156.762	6.478	299.267	6.478	340.897
6.718	154.677	6.718	298.724	6.718	338.057
6.958	150.810	6.958	297.717	6.958	337.808
7.197	148.843	7.197	295.375	7.197	336.247
7.437	147.242	7.437	294.536	7.437	335.484
7.677	145.538	7.677	291.852	7.677	338.211
7.917	143.848	7.917	289.162	7.917	339.853
8.157	141.882	8.157	287.173	8.157	341.629
8.397	140.534	8.397	284.002	8.397	345.205
8.637	139.118	8.637	280.407	8.637	348.238
8.877	138.206	8.877	275.570	8.877	351.612
9.117	138.353	9.117	271.743	9.117	354.147
9.343	137.901	9.343	266.382		
9.583	136.836	9.583	262.225		
9.810	135.511	9.810	257.461		
10.063	134.271	10.063	253.184		



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C9 m. 27,00 - 27,40**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:

PRESSIONE INTERSTIZIALE

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
Def. (%)	ΔV (%)	Def. (%)	ΔV (%)	Def. (%)	ΔV (%)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.013	0.028	0.013	0.059	0.013	0.019
0.267	0.033	0.267	0.069	0.267	0.019
0.506	0.035	0.506	0.127	0.506	-0.001
0.746	0.077	0.746	0.241	0.746	0.043
1.000	0.112	1.000	0.340	1.000	0.104
1.240	0.166	1.240	0.404	1.240	0.204
1.466	0.215	1.466	0.469	1.466	0.318
1.693	0.260	1.693	0.489	1.693	0.393
1.919	0.324	1.919	0.528	1.919	0.496
2.119	0.359	2.119	0.528	2.119	0.525
2.333	0.359	2.333	0.637	2.333	0.539
2.559	0.388	2.559	0.711	2.559	0.572
2.786	0.433	2.786	0.795	2.786	0.643
3.012	0.483	3.012	0.810	3.012	0.753
3.226	0.503	3.226	0.820	3.226	0.812
3.479	0.543	3.479	0.840	3.479	0.866
3.665	0.543	3.665	0.850	3.665	0.894
3.892	0.558	3.892	0.870	3.892	0.914
4.132	0.553	4.132	0.874	4.132	0.907
4.358	0.562	4.358	0.870	4.358	0.924
4.598	0.559	4.598	0.874	4.598	0.907
4.825	0.553	4.825	0.895	4.825	0.921
5.052	0.568	5.052	0.874	5.052	0.938
5.291	0.553	5.291	0.884	5.291	0.931
5.531	0.577	5.531	0.870	5.531	0.951
5.758	0.572	5.758	0.865	5.758	0.955
5.998	0.562	5.998	0.865	5.998	0.934
6.238	0.553	6.238	0.840	6.238	0.928
6.478	0.548	6.478	0.845	6.478	0.928
6.718	0.548	6.718	0.860	6.718	0.911
6.958	0.533	6.958	0.870	6.958	0.907
7.197	0.538	7.197	0.850	7.197	0.890
7.437	0.548	7.437	0.884	7.437	0.921
7.677	0.543	7.677	0.865	7.677	0.921
7.917	0.543	7.917	0.870	7.917	0.924
8.157	0.528	8.157	0.870	8.157	0.918
8.397	0.513	8.397	0.884	8.397	0.894
8.637	0.508	8.637	0.870	8.637	0.901
8.877	0.488	8.877	0.874	8.877	0.884
9.117	0.483	9.117	0.889	9.117	0.886
9.343	0.468	9.343	0.865		
9.583	0.458	9.583	0.840		
9.810	0.429	9.810	0.860		
10.063	0.424	10.063	0.855		



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: **Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno**

CANTIERE: **Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia**

CAMPIONE: **S1C9 m. 27,00 - 27,40**

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

GEO - CERT. n° rev.00 del:

STRESS PATH $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ $t' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$

PROVINO 1 100 kPa		PROVINO 2 200 kPa		PROVINO 3 300 kPa	
s' (kPa)	t' (kPa)	s' (kPa)	t' (kPa)	s' (kPa)	t' (kPa)
100.000	0.000	199.999	0.000	300.000	0.000
103.637	3.637	209.718	10.718	315.126	13.126
110.438	12.438	213.203	39.203	320.313	20.313
114.621	21.621	222.120	54.120	342.689	43.689
115.744	35.744	226.799	65.799	360.155	87.155
119.196	46.196	238.298	75.298	372.522	112.522
123.303	53.303	248.710	83.710	388.176	131.176
127.943	58.943	256.056	92.056	400.191	145.191
132.768	63.768	260.213	98.213	409.776	155.776
136.240	67.240	265.128	104.128	419.425	165.425
142.812	71.812	276.210	109.210	425.307	171.307
148.007	76.007	284.585	113.585	430.465	174.465
152.347	78.347	288.845	117.845	434.434	176.434
157.783	80.783	301.683	121.683	440.481	176.481
160.233	81.233	309.049	125.049	441.792	175.792
166.745	84.745	311.178	128.178	445.698	171.698
170.482	86.482	317.159	131.159	446.166	170.166
173.687	87.687	321.740	133.740	449.074	170.074
176.407	88.407	325.529	135.529	453.941	169.941
179.820	89.820	332.375	138.375	453.852	168.852
182.616	90.616	332.753	140.753	457.041	169.041
184.340	90.340	335.467	142.467	461.563	169.563
185.532	89.532	339.124	144.124	463.251	170.251
186.250	88.250	340.074	145.074	466.522	170.522
186.935	86.935	340.678	145.678	467.554	171.554
185.525	85.525	341.512	146.512	469.030	172.030
185.570	83.570	341.149	147.149	469.808	171.808
185.741	81.741	344.129	148.129	471.792	171.792
185.100	80.100	343.659	148.659	471.023	171.023
185.381	78.381	347.634	149.634	472.449	170.449
184.338	77.338	348.362	149.362	472.028	169.028
184.405	75.405	349.858	148.858	472.904	168.904
183.421	74.421	347.687	147.687	472.124	168.124
183.621	73.621	348.268	147.268	473.742	167.742
183.769	72.769	349.926	145.926	476.106	169.106
183.924	71.924	346.581	144.581	477.926	169.926
182.941	70.941	348.587	143.587	478.814	170.814
184.267	70.267	347.501	142.001	484.602	172.602
183.559	69.559	343.204	140.204	484.119	174.119
183.103	69.103	340.785	137.785	486.806	175.806
184.176	69.176	337.871	135.871	489.073	177.073
183.951	68.951	334.191	133.191		
183.418	68.418	334.112	131.112		
182.756	67.756	333.731	128.731		
182.136	67.136	328.592	126.592		



elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n°53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE - CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (CID) raccomandazioni AGI 1994

COMMITTENTE: Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno

CANTIERE: Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia

CAMPIONE: S1C9 m. 27,00 - 27,40

COMMESSA: 9562/11 DURATA PROVE: 22/07 - 10/08/11

VERBALE ACC.: 334/11 DATA CONSEGNA: 08/07/11

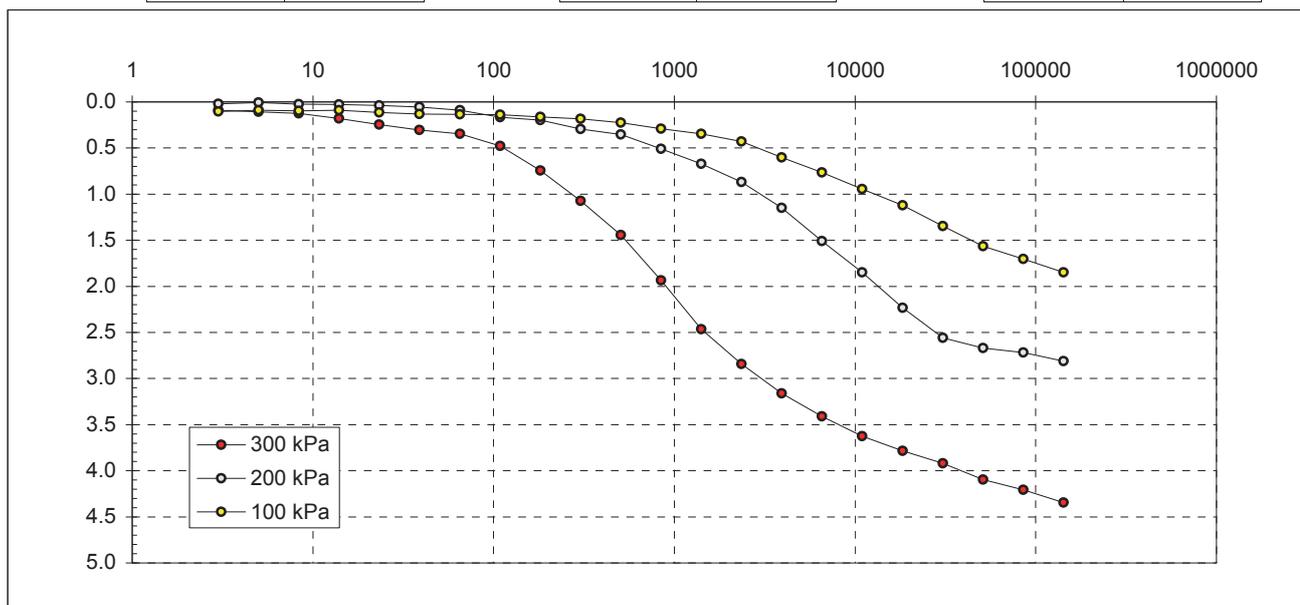
GEO - CERT. n° rev.00 del:

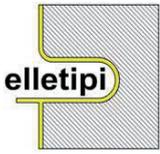
CONSOLIDAZIONE

PROVINO 1 100 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.10
5	0.09
8	0.10
14	0.09
23	0.11
39	0.13
65	0.13
109	0.14
181	0.16
303	0.19
506	0.22
845	0.29
1412	0.35
2357	0.43
3937	0.60
6575	0.76
10979	0.95
18335	1.12
30620	1.35
51136	1.56
85398	1.70
142616	1.85

PROVINO 2 200 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.02
5	0.01
8	0.02
14	0.03
23	0.04
39	0.05
65	0.09
109	0.17
181	0.20
303	0.30
506	0.35
845	0.51
1412	0.67
2357	0.87
3937	1.15
6575	1.51
10979	1.85
18335	2.23
30620	2.56
51136	2.67
85398	2.72
142616	2.81

PROVINO 3 300 kPa	
Tempo (s)	Vol (cc)
3	0.09
5	0.11
8	0.13
14	0.18
23	0.25
39	0.31
65	0.35
109	0.48
181	0.75
303	1.07
506	1.44
845	1.93
1412	2.47
2357	2.84
3937	3.16
6575	3.41
10979	3.63
18335	3.78
30620	3.92
51136	4.10
85398	4.21
142616	4.35





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE NON CONSOLIDATA NON DRENATA ASTM 2850 - 95

COMMITTENTE: Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno

CANTIERE: Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia

CAMPIONE: S1C9 m. 27,00 - 27,40

COMMESSA: 9562/11

DURATA PROVE:

18 - 29/07/11

VERBALE ACC.: 334/11

DATA CONSEGNA:

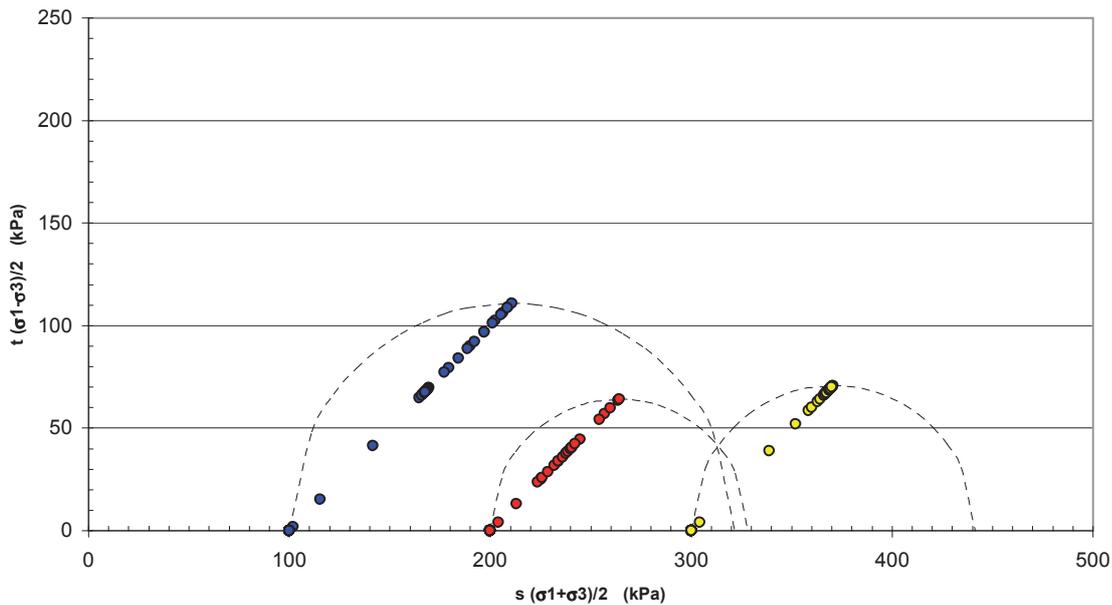
08/07/11

Il presente elaborato non è parte del certificato di prova cui è allegato, è solo un'interpretazione soggettiva dei risultati di prova.

CONDIZIONI A ROTTURA

Sigma 3:	100	200	300
Tensione deviatorica a rottura (kPa):	221.64	128.31	140.43
Deformazione a rottura (%):	3.52	2.15	9.04
Cu (kPa):	110.82	64.16	70.21

Stress Path





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

PROVA TRIASSIALE NON CONSOLIDATA NON DRENATA

A.S.T.M. D 2850

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno		
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia		
CAMPIONE:	S1C9 m. 27,00 - 27,40		
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	18 - 29/07/11
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	08/07/11
GEO - CERT. n°:		rev.0 del:	

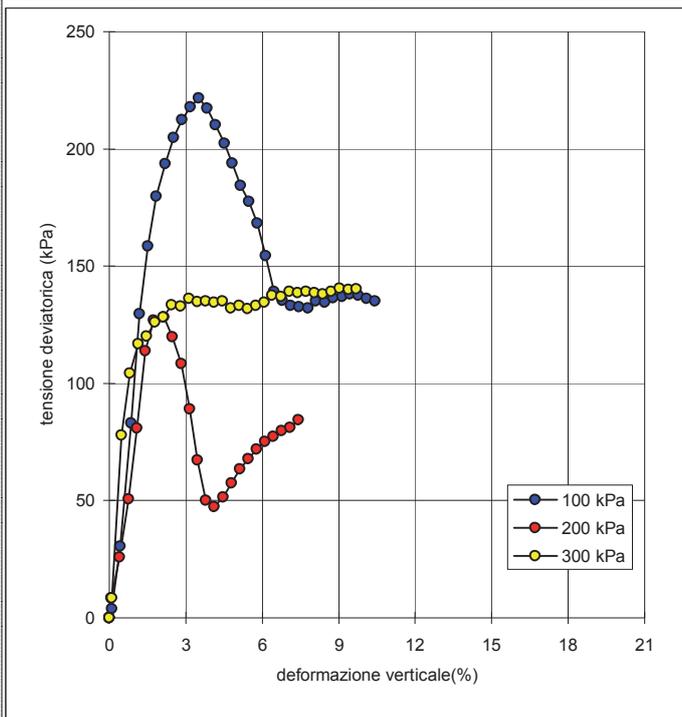
Il campione è stato conservato in vasca umidostatica

bilancia cod. 311 - anello dinamometrico cod. 237 - trasduttore spost. cod. 33 - calibro cod. 12 - pressa cod. 425

Modello pressa: **Controls Triaxial tester T401 Electronic**
Velocità della pressa: **0,75 mm/min**

NATURA DEL CAMPIONE: Argilla debolmente limosa grigia.

PROVINO 1		PROVINO 2		PROVINO 3		CARATTERISTICHE DEI PROVINI			
DEF. VERTICALE (ε) %	TENSIONE A ROTTURA (σ1 - σ3) kPa	DEF. VERTICALE (ε) %	TENSIONE A ROTTURA (σ1 - σ3) kPa	DEF. VERTICALE (ε) %	TENSIONE A ROTTURA (σ1 - σ3) kPa	Provino numero:	1	2	3
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Provino numero:			
0.10	3.72	0.08	8.36	0.10	8.36	Dimensioni h x φ (cm):	7.56 x 3.7	7.56 x 3.7	7.56 x 3.7
0.43	30.56	0.41	25.94	0.47	77.75	Peso (g):	156.1	156.3	155.2
0.87	82.98	0.75	50.77	0.80	104.25	Umidità naturale (%):	27.6	27.6	27.6
1.19	129.57	1.08	80.96	1.13	116.78	Massa volumica umida (Mg/m3):	1.92	1.92	1.91
1.51	158.47	1.40	113.71	1.47	120.05	Massa volumica secca (Mg/m3):	1.51	1.51	1.50
1.85	179.83	1.73	127.04	1.80	126.04	sigma 3:	100 kPa	200 kPa	300 kPa
2.19	193.76	2.15	128.31	2.13	128.35				
2.52	204.89	2.48	119.72	2.45	133.36				
2.85	212.34	2.82	108.46	2.80	132.90				
3.18	217.92	3.15	89.17	3.12	136.05				
3.52	221.64	3.46	67.34	3.45	134.69				
3.85	217.31	3.79	50.11	3.79	135.11				
4.17	210.33	4.12	47.26	4.12	134.65				
4.51	202.48	4.46	51.54	4.45	135.08				
4.83	193.84	4.79	57.56	4.78	131.96				
5.16	184.36	5.12	63.54	5.10	133.27				
5.49	177.56	5.46	67.70	5.43	131.93				
5.81	168.19	5.79	71.85	5.76	133.22				
6.14	154.51	6.12	75.09	6.08	134.52				
6.46	139.20	6.44	77.44	6.39	137.56				
6.78	135.24	6.77	79.77	6.73	137.05				
7.11	133.04	7.10	81.22	7.06	139.17				
7.45	132.55	7.43	84.37	7.39	138.67				
7.80	132.06			7.72	139.04				
8.11	135.03			8.04	138.55				
8.46	134.51			8.37	138.05				
8.79	136.57			8.71	139.24				
9.13	136.91			9.04	140.43				
9.45	138.12			9.38	139.90				
9.78	137.62			9.70	140.26				
10.09	136.30								
10.42	134.97								





elletipi s.r.l.

Sede legale ed operativa: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA

tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: info@elletipi.it sito: www.elletipi.it

® P IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

ANALISI GRANULOMETRICA

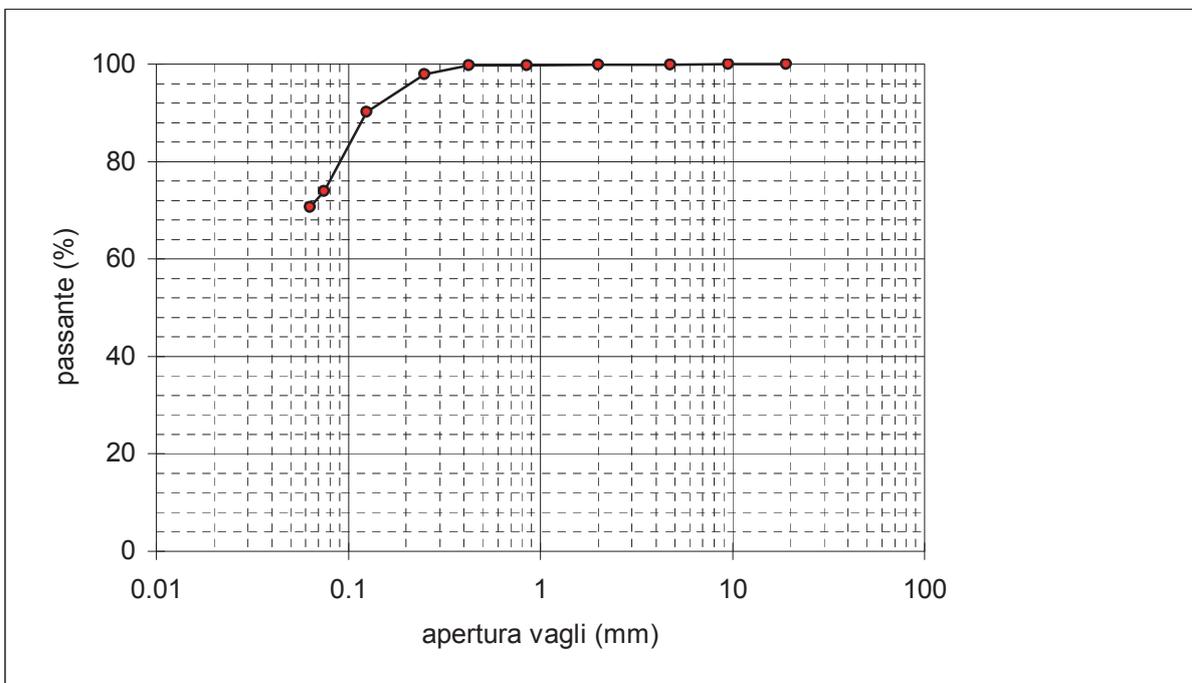
norma C.N.R. B.U. N. 23

COMMITTENTE:	Regione Emilia Romagna - Servizio Tecnico Bacino Reno				
CANTIERE:	Cassa di Espansione delle Piene in Loc. Le Budrie. San Giovanni in Persiceto (BO) – Torrente Samoggia				
CAMPIONE:	CD1 m. 5,60 - 6,00				
COMMESSA:	9562/11	DURATA PROVE:	25 - 28/07/11		
VERBALE ACC.:	334/11	DATA CONSEGNA:	01/03/11		
GEO - CERT. n°:		rev.0 del:			

bilancia cod. 480 - stufa 567

NATURA DEL CAMPIONE: Limo con sabbia fine marrone e rari resti vegetali.

codici		vaglio (mm)	trattenuto (g)	trattenuto (%)	cum. tratt. (%)	passante (%)
278	Setaccio	19.1	0.00	0.00	0.00	100.00
279	Setaccio	9.51	0.00	0.00	0.00	100.00
280	Setaccio	4.75	1.30	0.15	0.15	99.85
281	Setaccio	2	0.24	0.03	0.18	99.82
282	Setaccio	0.85	0.51	0.06	0.24	99.76
283	Setaccio	0.425	0.68	0.08	0.32	99.68
284	Setaccio	0.25	14.92	1.76	2.08	97.92
285	Setaccio	0.125	65.38	7.72	9.80	90.20
286	Setaccio	0.075	138.29	16.32	26.12	73.88
534	Setaccio	0.063	26.98	3.18	29.31	70.69
FONDO			598.88	70.69	100.00	0.00
totale			847.18			ϕ max (mm) = 7.07



PROVA DI COLONNA RISONANTE (ASTM D 4015)

<i>Committente:</i>	Regione Emilia Romagna
<i>Località:</i>	Loc. Le Budrie (BO)
<i>Cantiere:</i>	Cassa espansione delle piene del fiume Samoggia
<i>Sondaggio:</i>	S1
<i>Campione:</i>	Sh2
<i>Profondità (m):</i>	2,40 - 3,00

<i>Certificato di prova N°:</i>	G118424
<i>Verbale di accettazione N°:</i>	334/11

<i>Data ricevimento campione:</i>	26/07/11
<i>Data inizio analisi:</i>	09/09/11
<i>Data fine analisi:</i>	12/09/11
<i>Data emissione certificato:</i>	14/09/11

DATI INIZIALI		
<i>Altezza:</i>	140	mm
<i>Diametro:</i>	70	mm
<i>Raggio eq.:</i>	24,745	mm
<i>Massa:</i>	1038	g
<i>W:</i>	20,1	%
<i>γ:</i>	19,27	kN/m ³
<i>γ_s:</i>	16,04	-
<i>e:</i>	0,67	-

DATI DI PROVA		
<i>Tipo di campione:</i>	Limo argilloso sabbioso marrone giallastro chiaro	
<i>Fattore Raggio Eq.:</i>	0,707	-
<i>Coefficiente B:</i>	0,84	%
<i>Pressione cella:</i>	564	kPa
<i>Contropressione:</i>	497	kPa

DATI FINALI		
<i>Altezza:</i>	140	mm
<i>Diametro:</i>	70	mm
<i>Raggio eq.:</i>	24,745	mm
<i>Massa:</i>	1038	g
<i>W:</i>	0	%
<i>γ:</i>	19,34	kN/m ³
<i>γ_s:</i>	15,05	-
<i>e:</i>	0,78	-

	<i>Frequenza Risonanza (Hz)</i>	<i>Momento Torcente (Nm)</i>	<i>Def. Taglio max (%)</i>	<i>Vel. Onde Taglio V_s (m/s)</i>	<i>Modulo Taglio G (MPa)</i>	<i>G/G₀</i>	<i>Rapporto Smorz. D (%)</i>	<i>ΔU/σ³ (kPa)</i>
Test1 *	146,00	0,0150	1,80E-03	154,69	46,10	1,000	3,01	0,00E+00
Test2	140,00	0,0600	2,50E-03	148,33	42,39	0,920	3,15	0,00E+00
Test3	134,00	0,0900	4,70E-03	141,97	38,83	0,842	3,32	0,00E+00
Test4	130,00	0,1200	6,70E-03	137,74	36,55	0,793	3,61	3,00E-03
Test5	122,00	0,2400	1,25E-02	129,26	32,19	0,698	5,01	3,00E-03
Test6	116,00	0,3600	1,88E-02	122,90	29,10	0,631	6,41	3,00E-03
Test7	106,00	0,6000	3,03E-02	112,31	24,30	0,527	9,15	3,00E-03
Test8	96,00	0,9000	4,69E-02	101,71	19,93	0,432	10,33	3,00E-03
Test9	89,00	1,2000	6,75E-02	94,30	17,13	0,372	12,06	8,00E-03
Test10	71,50	1,8000	1,11E-01	75,76	11,06	0,240	16,51	2,00E-02
Test11	62,00	2,1000	1,24E-01	65,69	8,31	0,180	16,81	3,50E-02
Test12	48,50	2,7000	1,31E-01	51,39	5,09	0,110	19,35	5,50E-02
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

 * Test 1 corrispondente al valore G₀

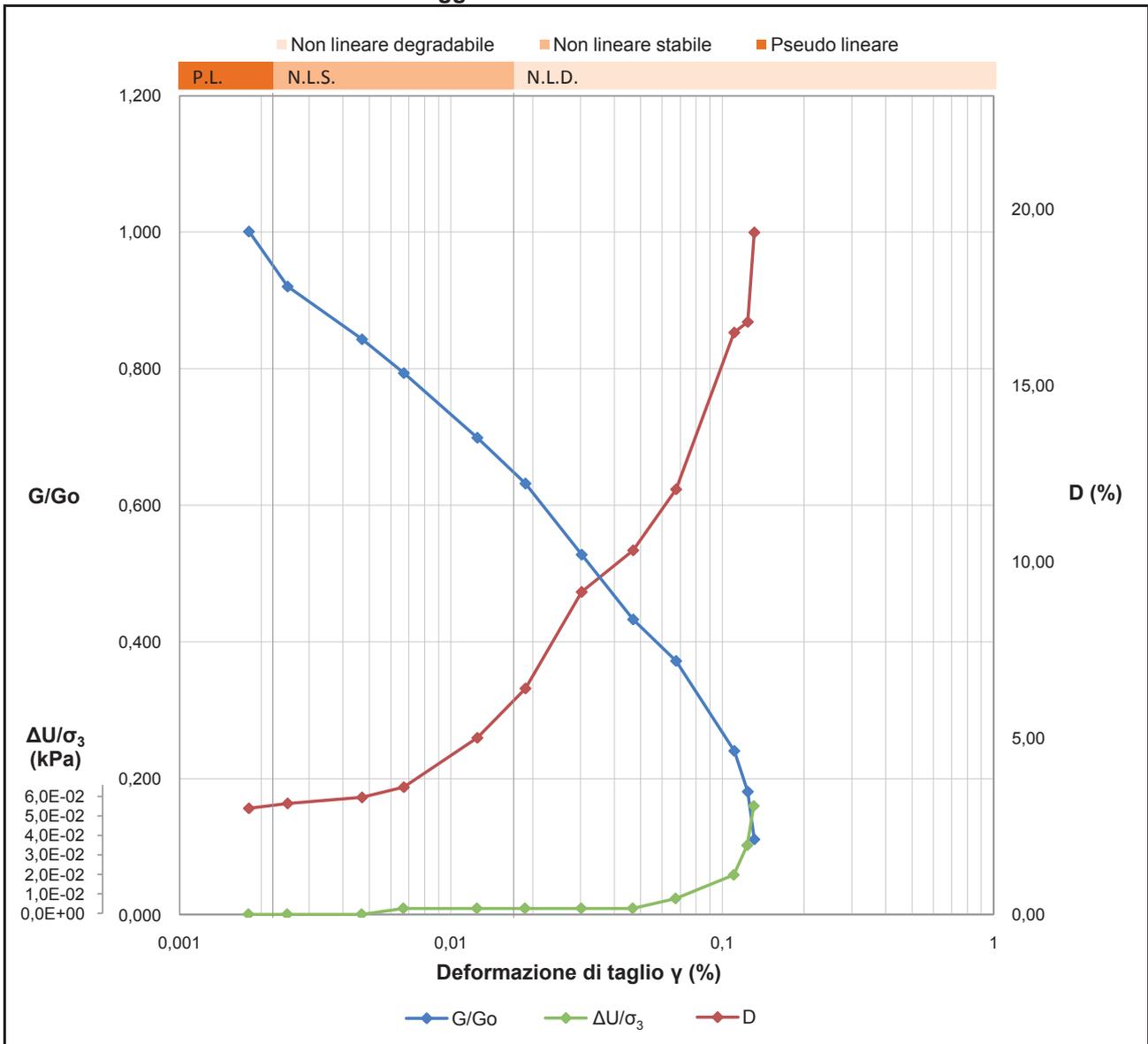
PROVA DI COLONNA RISONANTE (ASTM D 4015)

Committente:	Regione Emilia Romagna
Località:	Loc. Le Budrie (BO)
Cantiere:	Cassa espansione delle piene del fiume Samoggia
Sondaggio:	S1
Campione:	Sh2
Profondità (m):	2,40 - 3,00

Certificato di prova N°:	G118424
Verbale di accettazione N°:	334/11

Data ricevimento campione:	26/07/11
Data inizio analisi:	09/09/11
Data fine analisi:	12/09/11
Data emissione certificato:	14/09/11

Legge Costitutiva del Terreno



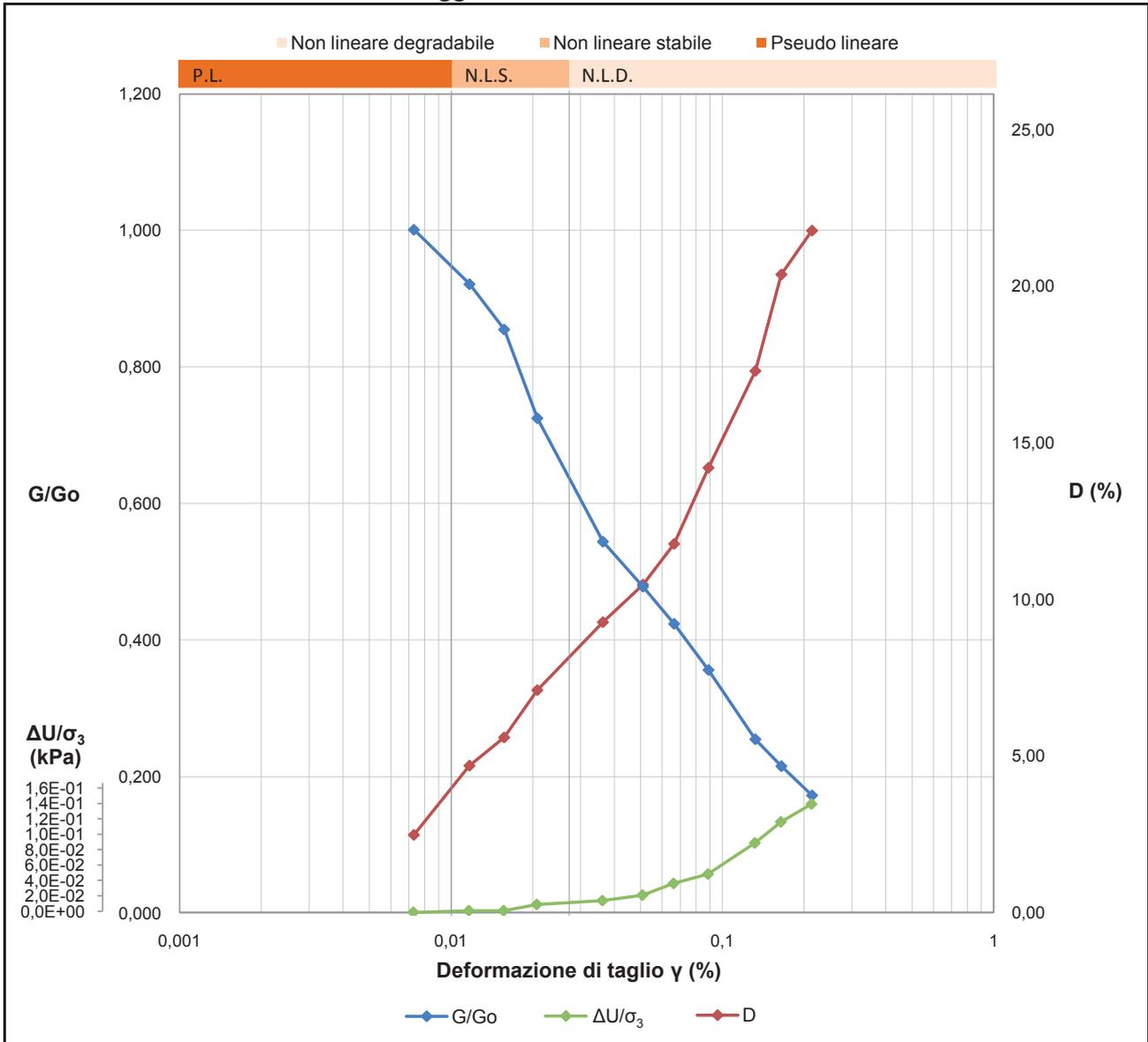
PROVA DI COLONNA RISONANTE (ASTM D 4015)

Committente:	Regione Emilia Romagna
Località:	Loc. Le Budrie (BO)
Cantiere:	Cassa espansione delle piene del fiume Samoggia
Sondaggio:	S1
Campione:	Sh4
Profondità (m):	12,80 - 13,40

Certificato di prova N°:	G118423
Verbale di accettazione N°:	334/11

Data ricevimento campione:	26/07/11
Data inizio analisi:	06/09/11
Data fine analisi:	09/09/11
Data emissione certificato:	14/09/11

Legge Costitutiva del Terreno



PROVA DI COLONNA RISONANTE (ASTM D 4015)

<i>Committente:</i>	Regione Emilia Romagna
<i>Località:</i>	Loc. Le Budrie (BO)
<i>Cantiere:</i>	Cassa espansione fiume Samoggia
<i>Sondaggio:</i>	S1
<i>Campione:</i>	Sh6
<i>Profondità (m):</i>	16,00 - 16,60

<i>Certificato di prova N°:</i>	G118422
<i>Verbale di accettazione N°:</i>	334/11

<i>Data ricevimento campione:</i>	27/06/11
<i>Data inizio analisi:</i>	09/02/2011
<i>Data fine analisi:</i>	9/4/11
<i>Data emissione certificato:</i>	14/09/11

DATI INIZIALI		
<i>Altezza:</i>	140	mm
<i>Diametro:</i>	70	mm
<i>Raggio eq.:</i>	24,745	mm
<i>Massa:</i>	1057	g
<i>W:</i>	27,2	%
<i>γ:</i>	19,62	kN/m ³
<i>γ_s:</i>	15,42	-
<i>e:</i>	0,75	-

DATI DI PROVA		
<i>Tipo di campione:</i>	Argilla con limo marrone grigiastro	
<i>Fattore Raggio Eq.:</i>	0,707	-
<i>Coefficiente B:</i>	0,91	%
<i>Pressione cella:</i>	850	kPa
<i>Contropressione:</i>	691	kPa

DATI FINALI		
<i>Altezza:</i>	140	mm
<i>Diametro:</i>	70	mm
<i>Raggio eq.:</i>	24,745	mm
<i>Massa:</i>	1057	g
<i>W:</i>	0	%
<i>γ:</i>	19,62	kN/m ³
<i>γ_s:</i>	15,37	-
<i>e:</i>	0,76	-

	<i>Frequenza Risonanza (Hz)</i>	<i>Momento Torcente (Nm)</i>	<i>Def. Taglio max (%)</i>	<i>Vel. Onde Taglio V_s (m/s)</i>	<i>Modulo Taglio G (MPa)</i>	<i>G/G₀</i>	<i>Rapporto Smorz. D (%)</i>	<i>ΔU/σ³ (kPa)</i>
Test1 *	178,00	0,0600	4,20E-03	187,32	68,84	1,000	3,12	0,00E+00
Test2	123,00	0,1500	1,15E-02	129,44	32,87	0,477	3,44	1,00E-02
Test3	113,00	0,3000	2,19E-02	118,92	27,74	0,403	4,06	1,30E-02
Test4	102,00	0,6000	4,13E-02	107,34	22,60	0,328	8,33	1,30E-02
Test5	91,00	0,9000	5,84E-02	95,76	17,99	0,261	11,42	1,50E-02
Test6	57,50	1,5000	1,14E-01	60,51	7,18	0,104	18,44	2,00E-02
Test7	50,00	1,8000	1,27E-01	52,62	5,43	0,079	19,97	2,30E-02
Test8	44,00	2,1000	1,31E-01	46,30	4,21	0,061	21,55	2,50E-02
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

 * Test 1 corrispondente al valore G₀

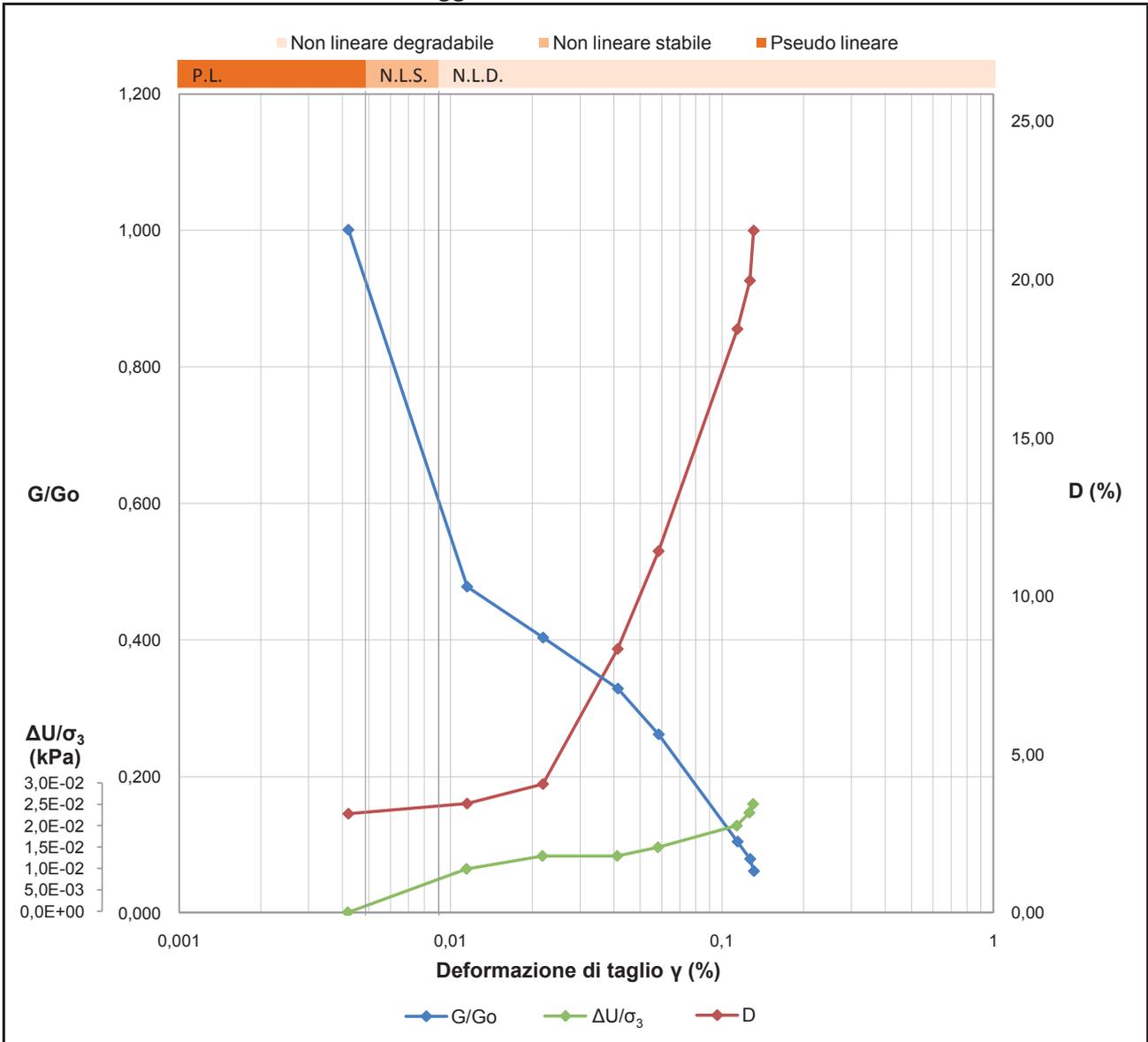
PROVA DI COLONNA RISONANTE (ASTM D 4015)

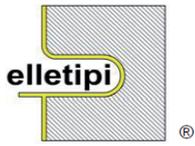
Committente:	Regione Emilia Romagna
Località:	Loc. Le Budrie (BO)
Cantiere:	Cassa espansione fiume Samoggia
Sondaggio:	S1
Campione:	Sh6
Profondità (m):	16,00 - 16,60

Certificato di prova N°:	G118422
Verbale di accettazione N°:	334/11

Data ricevimento campione:	27/06/11
Data inizio analisi:	09/02/2011
Data fine analisi:	09/04/11
Data emissione certificato:	14/09/11

Legge Costitutiva del Terreno





elletipi s.r.l.

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44122 FERRARA

P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387

sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
INTEGRATO CERTIFICATO DA DNV
UNI EN ISO 9001/2000
UNI EN ISO 14001**

Laboratorio aut. dal Ministero Infrastrutture e Trasporti P.C.S. LL.PP. S.T.C. in base al D.P.R. n. 380/01 art. 59 circ. n. 349/99 Dec. n° 53362 del 06/05/2005

PROVA DI COLONNA RISONANTE (ASTM D 4015)

Committente:	Regione Emilia Romagna
Località:	Loc. Le Budrie (BO)
Cantiere:	Cassa espansione delle piene del fiume Samoggia
Sondaggio:	S1
Campione:	Sh8
Profondità (m):	20,80 - 21,40

Certificato di prova N°:	G118421
Verbale di accettazione N°:	334/11

Data ricevimento campione:	26/07/11
Data inizio analisi:	31/08/11
Data fine analisi:	02/09/11
Data emissione certificato:	14/09/11

DATI INIZIALI	
Altezza:	140 mm
Diametro:	70 mm
Raggio eq.:	24,745 mm
Massa:	1028 g
W:	28,5 %
γ :	19,08 kN/m ³
γ_s :	14,47 -
e:	0,82 -

DATI DI PROVA	
Tipo di campione:	Argilla limosa grigia
Fattore Raggio Eq.:	0,707 -
Coefficiente B:	0,93 %
Pressione cella:	860 kPa
Contropressione:	625 kPa

DATI FINALI	
Altezza:	140 mm
Diametro:	70 mm
Raggio eq.:	24,745 mm
Massa:	1028 g
W:	31,1 %
γ :	19,28 kN/m ³
γ_s :	14,47 -
e:	0,87 -

	Frequenza Risonanza (Hz)	Momento Torcente (Nm)	Def. Taglio max (%)	Vel. Onde Taglio V_s (m/s)	Modulo Taglio G (MPa)	G/G₀	Rapporto Smorz. D (%)	$\Delta U/\sigma^3$ (kPa)
Test1 *	148,00	0,0150	1,20E-03	148,67	49,23	1,000	2,48	0,00E+00
Test2	148,00	0,0300	1,90E-03	148,67	49,23	1,000	2,79	5,00E-03
Test3	142,50	0,1500	8,50E-03	143,15	45,64	0,927	2,73	1,60E-02
Test4	135,00	0,3000	1,50E-02	135,61	40,96	0,832	3,18	1,90E-02
Test5	125,00	0,6000	2,54E-02	125,57	35,12	0,713	4,02	2,10E-02
Test6	116,50	0,9000	3,58E-02	117,03	30,50	0,620	6,38	2,20E-02
Test7	109,00	1,2000	4,71E-02	109,49	26,70	0,542	9,62	2,30E-02
Test8	104,00	1,5000	5,89E-02	104,47	24,31	0,494	12,92	2,90E-02
Test9	96,00	1,8000	7,54E-02	96,44	20,71	0,421	14,04	4,00E-02
Test10	91,00	2,1000	8,92E-02	91,41	18,61	0,378	14,61	5,70E-02
Test11	77,00	3,0000	1,21E-01	77,35	13,33	0,271	15,28	8,20E-02
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

* Test 1 corrispondente al valore G₀

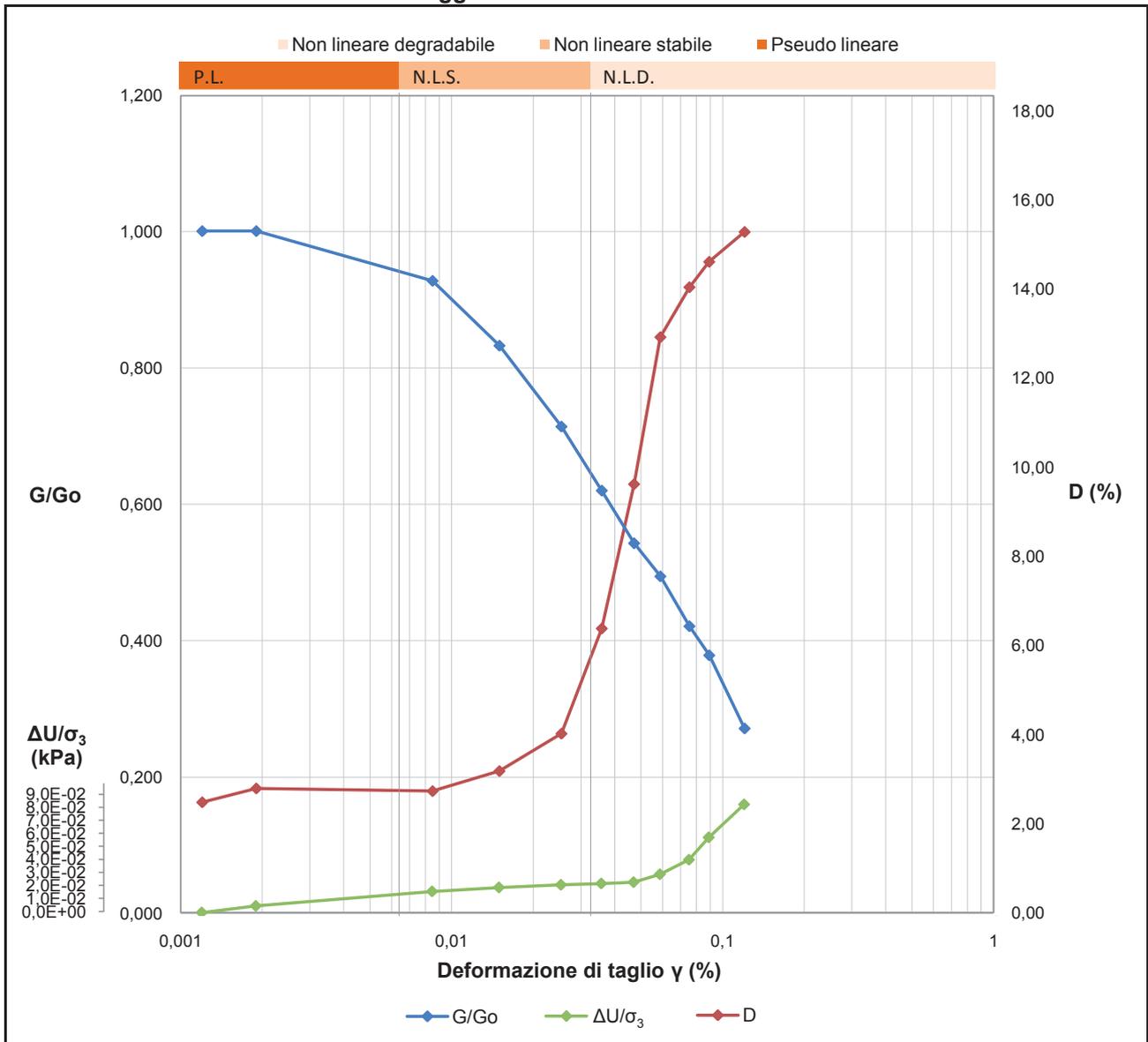
PROVA DI COLONNA RISONANTE (ASTM D 4015)

Committente:	Regione Emilia Romagna
Località:	Loc. Le Budrie (BO)
Cantiere:	Cassa espansione delle piene del fiume Samoggia
Sondaggio:	S1
Campione:	Sh8
Profondità (m):	20,80 - 21,40

Certificato di prova N°:	G118421
Verbale di accettazione N°:	334/11

Data ricevimento campione:	26/07/11
Data inizio analisi:	31/08/11
Data fine analisi:	02/09/11
Data emissione certificato:	14/09/11

Legge Costitutiva del Terreno



PROVA DI COLONNA RISONANTE (ASTM D 4015)

<i>Committente:</i>	Regione Emilia Romagna
<i>Località:</i>	Loc. Le Budrie (BO)
<i>Cantiere:</i>	Cassa espansione delle piene Fiume Samoggia
<i>Sondaggio:</i>	S1
<i>Campione:</i>	Sh10
<i>Profondità (m):</i>	27,40 - 28,00

<i>Certificato di prova N°:</i>	G118420
<i>Verbale di accettazione N°:</i>	334/11

<i>Data ricevimento campione:</i>	26/07/11
<i>Data inizio analisi:</i>	29/08/11
<i>Data fine analisi:</i>	31/08/11
<i>Data emissione certificato:</i>	14/09/11

DATI INIZIALI		
<i>Altezza:</i>	140	mm
<i>Diametro:</i>	70\	mm
<i>Raggio eq.:</i>	24,745	mm
<i>Massa:</i>	1100	g
<i>W:</i>	22,9	%
<i>γ:</i>	20,40	kN/m ³
<i>γ_s:</i>	16,61	-
<i>e:</i>	0,63	-

DATI DI PROVA		
<i>Tipo di campione:</i>	Limo con argilla grigio	
<i>Fattore Raggio Eq.:</i>	0,707	-
<i>Coefficiente B:</i>	0,92	%
<i>Pressione cella:</i>	910	kPa
<i>Contropressione:</i>	593	kPa

DATI FINALI		
<i>Altezza:</i>	140	mm
<i>Diametro:</i>	70	mm
<i>Raggio eq.:</i>	24,745	mm
<i>Massa:</i>	1100	g
<i>W:</i>	0	%
<i>γ:</i>	20,90	kN/m ³
<i>γ_s:</i>	17,31	-
<i>e:</i>	0,56	-

	<i>Frequenza Risonanza (Hz)</i>	<i>Momento Torcente (Nm)</i>	<i>Def. Taglio max (%)</i>	<i>Vel. Onde Taglio V_s (m/s)</i>	<i>Modulo Taglio G (MPa)</i>	<i>G/G₀</i>	<i>Rapporto Smorz. D (%)</i>	<i>ΔU/σ³ (kPa)</i>
Test1 *	204,00	0,0030	2,00E-04	216,26	95,48	1,000	0,00	0,00E+00
Test2	204,00	0,0150	8,00E-04	216,26	95,48	1,000	1,12	0,00E+00
Test3	200,50	0,0900	2,80E-03	212,55	92,24	0,966	1,73	5,00E-03
Test4	195,00	0,1500	5,60E-03	206,72	87,24	0,914	2,02	5,00E-03
Test5	186,50	0,3000	1,13E-02	197,71	79,80	0,836	2,51	7,00E-03
Test6	175,50	0,6000	1,59E-02	186,05	70,67	0,740	3,84	7,00E-03
Test7	160,00	1,2000	2,71E-02	169,62	58,74	0,615	6,39	1,20E-02
Test8	146,00	1,8000	3,92E-02	154,77	48,91	0,512	7,44	2,40E-02
Test9	130,00	2,4000	6,04E-02	137,81	38,78	0,406	11,90	5,70E-02
Test10	122,50	3,0000	7,76E-02	129,86	34,43	0,361	13,97	6,90E-02
Test11	102,00	3,7500	1,28E-01	108,13	23,87	0,250	17,34	1,42E-01
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

 * Test 1 corrispondente al valore G₀

PROVA DI COLONNA RISONANTE (ASTM D 4015)

Committente:	Regione Emilia Romagna
Località:	Loc. Le Budrie (BO)
Cantiere:	Cassa espansione delle piene Fiume Samoggia
Sondaggio:	S1
Campione:	Sh10
Profondità (m):	27,40 - 28,00

Certificato di prova N°:	G118420
Verbale di accettazione N°:	334/11

Data ricevimento campione:	26/07/11
Data inizio analisi:	29/08/11
Data fine analisi:	31/08/11
Data emissione certificato:	14/09/11

Legge Costitutiva del Terreno

