

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio



TESI DI LAUREA MAGISTRALE

ANALISI AGGREGATA DELLE PROVE ESEGUITE
PER LA MICROZONAZIONE SISMICA DEI COMUNI
DEL CENTRO ITALIA COLPITI DAGLI EVENTI
SISMICI DEL 2016

RELATORE

Prof. Ing. Sebastiano Foti

CANDIDATO

Irene Coppetta

CORRELATORE

Ing. Andrea Ciancimino

Alla mia terra

*“ E che pensieri immensi,
Che dolci sogni mi spirò la vista
Di quel lontano mar, quei monti azzurri,
Che di qua scopro, e che varcare un giorno
Io mi pensava, arcani mondi, arcana
Felicità fingendo al viver mio!”*

(Giacomo Leopardi, Le Ricordanze)

INDICE

SOMMARIO	4
ABSTRACT.....	6
1 INTRODUZIONE	8
1.1. RISPOSTA SISMICA LOCALE	10
1.2. MICROZONAZIONE SISMICA.....	13
1.3. IL TERREMOTO DEL CENTRO ITALIA.....	16
2 CATALOGAZIONE CAMPIONI INDISTURBATI PER LA CARATTERIZZAZIONE MECCANICA...19	
2.1 STRUTTURA DEL DATABASE	21
2.1.1 CARATTERIZZAZIONE FISICA DEI TERRENI	22
2.1.2 PROVE MECCANICHE DI LABORATORIO	27
2.1.3 PROVE GEOFISICHE IN SITO: DOWN HOLE	32
2.2 CONFRONTO VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO IN SITO ED IN LABORATORIO	34
2.2.1. DISTURBO DEI CAMPIONI E RICONOLIDAMENTO	35
3 COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI	41
3.1. SOGLIA LINEARE E SOGLIA VOLUMETRICA	47
3.1.1 CONFRONTO CON LE SOGLIE DI VUCETIC, 1994.....	48
3.1.2 DISPERSIONE DEI VALORI DI SOGLIA LINEARE PER DETERMINATI RAGGRUPPAMENTI DI CAMPIONI	52
3.1.3 CALCOLO DELLA SOGLIA VOLUMETRICA IN FUNZIONE DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI	54
3.2 CURVE DI VARIAZIONE DEL MODULO DI RIGIDEZZA A TAGLIO E DEL FATTORE DI SMORZAMENTO.....	60
3.2.1 CONFRONTO CON IL MODELLO DI DARENDELI, 2001	63
3.2.2 CONFRONTO DEL VALORE D_{MIN} OTTENUTO DA PROVA RC E TTC.....	69
4 ANALISI DELLA VELOCITÀ IN SITO IN RELAZIONE ALLA GEOLOGIA	73

5	CONCLUSIONI.....	80
	BIBLIOGRAFIA.....	83
	APPENDICE A.....	85
	APPENDICE B.....	87
	RINGRAZIAMENTI.....	88

SOMMARIO

Il presente lavoro di tesi si inserisce all'interno del progetto di Microzonazione Sismica di Livello 3, per i comuni del Centro Italia colpiti dagli eventi sismici a far data dal 24 agosto 2016. In particolare questo studio è volto alla realizzazione di un database che unifichi tutti i risultati delle prove di caratterizzazione fisica e meccanica. Tali prove sono state svolte da differenti laboratori convenzionati con il centro MS, operando su campioni indisturbati prelevati nei territori citati. I parametri statici e dinamici ricercati in suddette prove sono alla base degli studi di risposta sismica locale. Una volta catalogati i risultati associati ad ogni campione, l'obiettivo principale è stato quello di valutare alcuni modelli di letteratura attraverso il confronto diretto con i dati sperimentali. Le varie interpretazioni sono ritenute valide per terreni aventi caratteristiche simili a quelle dei terreni presenti nella zona appenninica del Centro Italia. I principali confronti eseguiti prendono in considerazione le velocità delle onde di taglio in sito ed in laboratorio, le definizioni delle soglie deformative lineari e volumetriche e le curve di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del fattore di smorzamento.

L'analisi della relazione tra le velocità delle onde di taglio in sito ed in laboratorio permette di farsi un'idea sulla rappresentatività del modulo di rigidezza a taglio ottenuto dalle prove di laboratorio. Tale modulo può essere influenzato da diversi fattori, quali, ad esempio, l'effetto di campionamento o il riconsolidamento con incoerente tensione di consolidazione.

L'analisi delle soglie deformative e delle curve di variazione del modulo di taglio e del fattore di smorzamento permettono di definire il comportamento dinamico del terreno. Rilevanti sono le discrepanze emerse per piccole deformazioni, sottolineate da una sottostima della soglia lineare (γ_l) predetta dai modelli di letteratura rispetto i dati sperimentali. Le γ_l calcolate sui campioni indisturbati prelevati in Centro Italia sono molto disperse e coprono un range di livelli deformativi molto ampio (da circa $2 \cdot 10^{-4}\%$ a circa $10^{-2}\%$), mentre le soglie volumetriche (γ_v) tendono a confermare quanto è presente in letteratura. Tuttavia, vista la comune condizione di terreno sottofalda, la γ_v è stata stimata con più di un criterio: uno la valuta in relazione al rapporto adimensionale G/G_0 , l'altro, invece, considera l'insorgere delle pressioni interstiziali e, quindi, la calcola a partire da una percentuale del rapporto adimensionale $\Delta u/\sigma'_c$.

Nelle varie elaborazioni si è fatto principalmente riferimento ai risultati delle prove di colonna risonante e di taglio semplice ciclico (l'Università degli Studi di Roma La Sapienza ha utilizzato

questa differente tipologia di prova); tuttavia alcuni laboratori hanno fornito anche i risultati della prova di taglio torsionale ciclico, che sono stati utilizzati per un confronto sulla rappresentatività del valore del fattore di smorzamento a piccole deformazioni. I valori ottenuti dalle prove di colonna risonante sono maggiori di quelli ottenuti con taglio torsionale ciclico; di fatti confrontando il modello proposto da Darendeli (2001) con i risultati della RC emerge una sovrastima del fattore di smorzamento dei dati sperimentali.

L'analisi dei risultati delle prove geofisiche in sito, ovvero delle velocità delle onde di taglio V_{SITTO} , in relazione alla geologia dei fori di sondaggi sui cui sono state eseguite le prove stesse, per i dati del raggruppamento Marche 3, permette infine di ipotizzare quello che ci si può attendere a determinate profondità e per determinate geologie in termini di V_S .

Lo studio dei parametri che caratterizzano il comportamento dinamico dei terreni è di cruciale importanza nella quantificazione della pericolosità sismica locale, la cui conoscenza è utile ai fini della programmazione di strategie di mitigazione del rischio sismico, in vista di quello che sarà un ampio progetto di ricostruzione nei territori colpiti dal sisma.

ABSTRACT

This thesis work is part of the project of Level 3 Seismic Microzonation, for the territories of Central Italy affected by seismic events since August 24, 2016. In particular the purpose of the study is to create a database that unify all the results of the physical and mechanical characterization tests. These tests were carried out by different laboratories affiliated with the MS center, operating on undisturbed samples taken in the mentioned areas. The static and dynamic parameters sought in these tests are the basis of the studies of local seismic response. Once the results associated with each sample have been cataloged, the main objective has been to evaluate some models of literature through direct comparison with experimental data. The various interpretations are considered valid for soils with characteristics similar to those of the soils in the Apennine area of central Italy. The main comparisons performed take into consideration the shear wave velocities on site and in the laboratory, the definitions of linear and volumetric deformation thresholds and the variation curves of the shear stiffness modulus and of the damping ratio. Once the results associated with each sample have been cataloged, the main objective has been to evaluate some models of literature through direct comparison with experimental data. The main comparisons take into consideration the speed of the shear waves in the site and in laboratory, the definitions of linear and volumetric deformation thresholds and the variation curves of the shear stiffness modulus and of the damping ratio.

The analysis of the effect between the shear wave velocities on site and in the laboratory allows us to get an idea of the representativeness of the shear stiffness module obtained from laboratory tests. This module can be influenced by various factors, such as, for example, the effect of sample disturbance or the reconsolidation with inconsistent confining tension.

The analysis of the thresholds shear strain and of the variation curves of the shear module and of the damping ratio allow to define the dynamic behavior of the ground. Significant discrepancies emerged due to small deformations, underlined by an overestimation of the linear threshold (γ_l) in the experimental data compared to that expected with the literature models. The γ_l calculated on the undisturbed samples taken in Central Italy are very rarely spread and cover a very wide range of deformation levels (from about $2 \cdot 10^{-4}\%$ to about 10-2%), while the volumetric thresholds shear strain (γ_v) tend to confirm how much it is present in the literature. However the γ_v has been estimated with more than one criterion: one is the

currency in relation to G/G_0 , while the other considers the occurrence of pore-water pressures and, therefore, calculates it starting from a percentage of the $\Delta u/\sigma'_c$.

In the elaborations, reference was made mainly to the results of the Resonant Column tests and Double Specimen Direct Simple shear tests (the University of Rome La Sapienza used this different type of test); however, some laboratories have also provided the results of the Cyclic Torsional Shear test, which were used to compare the representativity of the small deformation damping ratio value. The values obtained from the Resonant Column tests are greater than those obtained with Cyclic Torsional Shear test; in fact, comparing the model proposed by Darendeli (2001) with the results of the RC shows an overestimation of the damping ratio of the experimental data.

The analysis of the results of the on-site geophysical tests, ie the speed of the V_{SITTO} shear waves, in relation to the geology of the survey holes on which the tests were performed, for the data of the Marche 3 grouping, allows to hypothesize that that can be expected at certain depths and for certain geologies in terms of V_S .

The study of the parameters that characterize the dynamic soil properties is of crucial importance in the quantification of the local seismic hazard, whose knowledge is useful for the purposes of planning seismic risk mitigation strategies, in view of what will be a large reconstruction project in the territories hit by the earthquake.

1 INTRODUZIONE

Nelle zone ad elevata pericolosità sismica, alla base di una corretta pianificazione e gestione del territorio, vi è l'elaborazione di un'affidabile analisi di rischio in tutte le sue fasi: prevenzione, mitigazione e gestione.

Il rischio sismico (Fig 1.1) è definibile come la misura dei danni attesi, in un determinato intervallo di tempo, in base al tipo di sismicità, resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti). Questi fattori sono considerati nei parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, la cui combinazione determina quantitativamente il valore del rischio.

Vulnerabilità ed esposizione sono i due parametri che per loro definizione sono più facilmente controllabili dall'azione dell'uomo. La vulnerabilità è infatti la predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata; quanto più un edificio è vulnerabile, tanto maggiori saranno le conseguenze dell'azione sismica. L'esposizione quantifica la presenza di beni esposti a rischio, ovvero la possibilità di subire un danno economico, ai beni culturali ed in termini di vite umane.

La pericolosità è una caratteristica fisica del territorio ed indica la frequenza e la forza con cui si manifestano i terremoti. Se si conoscono la frequenza e l'energia associate ai terremoti caratterizzanti un territorio e si attribuisce un valore di probabilità al verificarsi di un evento sismico di data magnitudo in un certo intervallo di tempo, si può definire la pericolosità sismica. Questa, a parità dell'intervallo di tempo considerato, sarà tanto più elevata quanto più probabile sarà il verificarsi di un terremoto di elevata magnitudo. Si parla quindi di una stima quantitativa dello scuotimento del terreno dovuto ad un evento sismico in una determinata area ed in un determinato intervallo di tempo. La quantificazione della pericolosità include le analisi di pericolosità sismica di base e di pericolosità sismica locale.

Pericolosità X Vulnerabilità X Esposizione = **Rischio sismico**

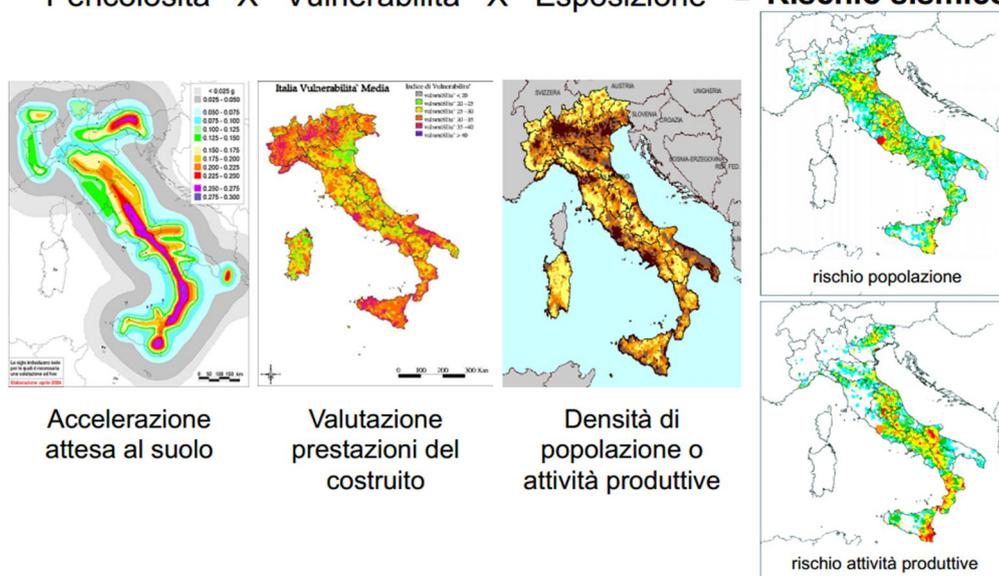


Fig 1.1 Definizione di rischio sismico (Foti, 2017)

La pericolosità di base è la componente dovuta alle caratteristiche sismologiche dell'area. I parametri calcolati (velocità, accelerazione ed intensità) descrivono lo scuotimento prodotto dal terremoto in condizioni di suolo rigido e senza irregolarità morfologiche, così da essere definito come terremoto di riferimento.

La componente di pericolosità sismica locale tiene invece in considerazione le caratteristiche locali, litostratigrafiche e morfologiche. Lo studio di questa componente è pertanto condotto a scala di dettaglio, partendo dai risultati degli studi di pericolosità sismica di base (considerando quindi il terremoto di riferimento) e analizzando i caratteri geologici, geomorfologici, geotecnici e geofisici del sito, permettendo di definire le amplificazioni locali e la possibilità di accadimento di fenomeni di instabilità del terreno. In questo contesto si inseriscono gli studi di Microzonazione Sismica definiti, in "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica", come la valutazione della pericolosità sismica locale attraverso zone di territorio caratterizzate da comportamento sismico omogeneo. Gli studi hanno infatti evidenziato come le caratteristiche locali del territorio possano alterare significativamente l'azione sismica, non solo in termini di amplificazione del moto (la cui conoscenza è necessaria per la determinazione delle azioni di progetto sui manufatti) ma anche per l'insorgere di fenomeni come la liquefazione, la rottura di faglie in superficie e l'instabilità di versante (questi fenomeni possono produrre deformazioni permanenti rilevanti per le costruzioni e le infrastrutture).

1.1. RISPOSTA SISMICA LOCALE

L'insieme delle modifiche del moto sismico indotte dalla conformazione topografica e litostratigrafica del sito, definiscono la risposta sismica locale. (Lanzo e Silvestri, 1999)

La peculiare risposta del sito dipende: da un'amplificazione topografica, legata alla geometria, ovvero alla topografia dei luoghi e alla riflessione data da superfici che non sono perfettamente pianeggianti, e da un'amplificazione meccanica (o amplificazione stratigrafica), dovuta alla differente risposta meccanica dei terreni mano a mano che ci si avvicina alla superficie, legata quindi ai cambiamenti di impedenza del terreno, andando da un mezzo più rigido ad uno meno rigido.

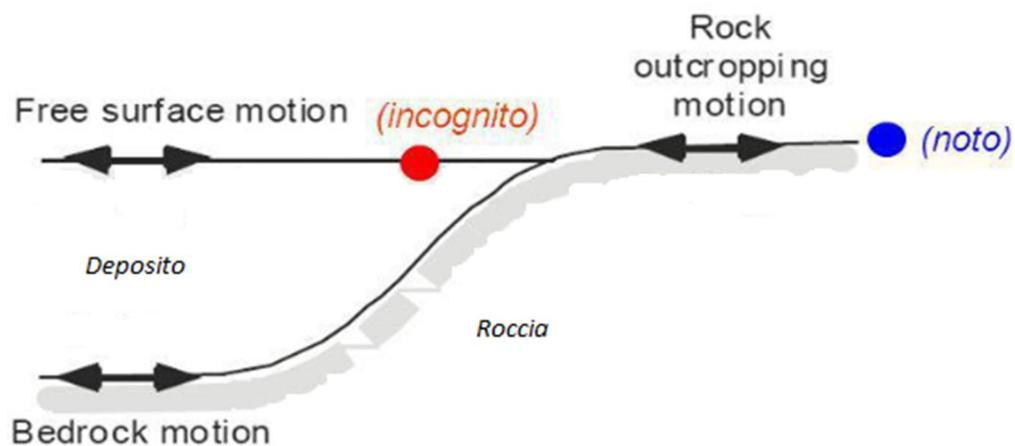


Fig 1.2 Schema di riferimento per l'analisi di risposta sismica locale

Nella valutazione dell'amplificazione sismica locale si considerano le modificazioni dei parametri descrittivi del moto, nel passaggio dal substrato roccioso ai terreni di copertura, sulla base delle loro caratteristiche dinamiche. Quantitativamente si effettua un confronto tra le diverse grandezze del moto sismico, partendo dal considerare due accelerogrammi (che definiscono il moto sismico nel dominio del tempo): uno registrato in corrispondenza della roccia di base, o affiorante, che si considera non aver subito alcuna amplificazione (il moto registrato coincide con l'input sismico rappresentato dal terremoto di riferimento), e l'altro in superficie.

Un modo speditivo per quantificare l'amplificazione del moto sismico è dato dal semplice rapporto tra il massimo di accelerazione in superficie rispetto al massimo di accelerazione sul

substrato di riferimento. Questo rapporto di amplificazione, detto fattore di amplificazione, non è però rappresentativo dell'effettiva differenza di risposta del deposito di terreno, in quanto si basa solamente su un'analisi di "picco", senza descrivere la variazione dell'intero segnale. Per quantificare la differenza di risposta tra substrato e terreno di copertura non solo in termini di accelerazione massima, è necessario passare alla descrizione della risposta sismica in termini di dominio di frequenza. Tale operazione si fa passando dalle storie temporali degli accelerogrammi considerati ai corrispondenti spettri di Fourier, ovvero ai contenuti in frequenza. Si definisce quindi un nuovo rapporto, detto funzione di trasferimento, tra lo spettro di superficie e quello del substrato. Questo è un rapporto tra due funzioni in genere complesse; la funzione di trasferimento è perciò a sua volta una funzione complessa, il cui modulo (lo spettro di ampiezza) è la funzione di amplificazione per ogni componente di frequenza dello spettro, ovvero il rapporto tra l'ampiezza nella condizione amplificata del deposito e l'ampiezza sull'affioramento del substrato. Il risultato mostra che alcune componenti di frequenza vengono amplificate di più e altre di meno, arrivando addirittura a deamplificare. Proprio la funzione di amplificazione indica quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso i terreni, quali sono state smorzate e in quale rapporto. L'amplificazione non è quindi omogenea per tutte le frequenze ma tende a riguardare una frequenza ben definita denominata frequenza di risonanza del deposito F_0 (Lanzo e Silvestri, 1999).

In generale un terreno viene definito come "filtro passabasso", in quanto tende ad amplificare l'energia a basse frequenze e ad attenuarla per le alte frequenze.

La conoscenza della sola funzione di amplificazione non è comunque sufficiente per determinare le caratteristiche del moto sismico alla superficie di un deposito. Qui il moto è significativamente condizionato dai caratteri del moto atteso al basamento roccioso (terremoto di riferimento), caratterizzato da contenuti di frequenza dipendenti dal meccanismo di sorgente, dalla magnitudo, dal percorso di propagazione.

Le considerazioni fatte fin qui sono lecite solamente se si assume il terreno come governato da una legge costitutiva lineare. Lo schema di base al quale si fa riferimento è il problema monodimensionale rappresentato da uno strato di terreno omogeneo poggiante su un basamento roccioso orizzontale, ed eccitato da un'oscillazione rappresentata da un'onda di taglio S, incidente al basamento con direzione di propagazione verticale. In questo contesto la

funzione di amplificazione è una proprietà del sito e può essere espressa in funzione della geometria e delle proprietà meccaniche del sottosuolo (Lanzo e Silvestri, 1999).

Tuttavia questo modello di sottosuolo omogeneo ed uniforme, caratterizzato da valori di densità, rigidità e smorzamento costanti su tutto lo strato, risulta poco attendibile per rappresentare l'effettiva complessità fisico-geometrica di un sottosuolo reale; come risulta altresì poco consono lo schema di stratificazione orizzontale, poiché il più delle volte ci si trova in presenza di depositi di terreno di pronunciate variabilità geometriche.

Per garantire la massima affidabilità di un'analisi di risposta sismica locale è necessario tener conto delle inevitabili disomogeneità del terreno e quindi delle variazioni tra strato e strato dei parametri di rigidità e smorzamento. Inoltre anche l'ipotesi di legame costitutivo lineare (elastico o viscoelastico) è un'approssimazione piuttosto lontana dalla realtà; il comportamento del terreno è fortemente non lineare e dissipativo, già a partire da deformazioni estremamente piccole, in cui si assume però un comportamento lineare su cui definire i parametri di G_0 e D_0 .

1.2. MICROZONAZIONE SISMICA

La microzonazione sismica (MS) ha lo scopo di riconoscere ad una scala sufficientemente grande (scala comunale o sub comunale) le condizioni locali che possono modificare sensibilmente le caratteristiche del moto sismico atteso o possono produrre deformazioni permanenti rilevanti per le costruzioni e le infrastrutture. Lo studio di MS è uno strumento conoscitivo della pericolosità sismica locale delle diverse zone, e consente di stabilire gerarchie di pericolosità utili per la programmazione di interventi di riduzione del rischio sismico a varia scala. (“Indirizzi e criteri per la Microzonazione Sismica”, 2008)

Lo studio è volto ad indicare tre tipologie di microzone:

- le zone stabili: il moto sismico non viene modificato rispetto a quello atteso in condizioni ideali di roccia rigida e pianeggiate e, pertanto, gli scuotimenti attesi sono equiparati a quelli forniti dagli studi di pericolosità di base;
- le zone stabili suscettibili di amplificazione: il moto sismico viene modificato rispetto a quello atteso in condizioni ideali di roccia rigida e pianeggiante;
- le zone suscettibili di instabilità: sono presenti fenomeni di deformazione permanente del territorio, indotti o innescati dal sisma (instabilità di versante, liquefazione, fagliazione superficiale, cedimenti differenziali, etc.)

In funzione dei diversi contesti e dei diversi obiettivi gli studi di MS possono essere effettuati a vari livelli di approfondimento, con complessità ed impegno crescenti dal livello 1 al livello 3.

Trascurando gli approfondimenti sul livello 1, propedeutico ai veri e propri studi di MS, e sul livello 2, che associa alle zone omogenee un fattore quantitativo calcolato tramite metodi semplificati, il livello 3 di approfondimento si applica, secondo quanto riportato testualmente in Indirizzi e criteri per la Microzonazione Sismica:

- nelle zone stabili suscettibili di amplificazioni locali, nei casi di situazioni geologiche e geotecniche complesse, non risolvibili con l’uso degli abachi (livello 2), o qualora l’estensione della zona di studio renda conveniente un’analisi globale di dettaglio o, infine, per opere di particolare importanza;
- nelle zone suscettibili di instabilità particolarmente gravose per complessità del fenomeno e/o diffusione areale, non risolvibile con l’uso di metodologie speditive.

Le indagini richieste per questo livello di approfondimento sono costituite da campagne di acquisizione di dati sismometrici, sondaggi, prove geofisiche in sito ed in foro per la valutazione delle Vs, prove geotecniche di laboratorio, sia statiche che dinamiche, campagne di microtemori. L'obiettivo è quello di ricostruire un modello geologico e geotecnico del sottosuolo che faccia da riferimento a tutte le elaborazioni successive. Il modello del sottosuolo definisce le geometrie delle unità omogenee, l'assetto strutturale, le proprietà fisico meccaniche, la presenza della falda acquifera, il limite tra copertura e bedrock sismico.

Il modello del sottosuolo, insieme all'input sismico, sono gli ingredienti necessari allo sviluppo dell'analisi numerica che consente di simulare il processo di propagazione delle onde sismiche attraverso il substrato e la copertura fino in superficie.

Il risultato del Livello 3 è rappresentato dalla *Carta di Microzonazione Sismica con approfondimenti su tematiche o aree particolari*.

In questo contesto, con l'Ordinanza n.24 del 12 maggio 2017 della Presidenza del Consiglio dei Ministri, ha preso il via l'attività di Microzonazione di Livello 3 in 138 comuni interessati dagli eventi sismici in centro Italia a partire dal 24 agosto 2016. Il progetto fa riferimento a 6 raggruppamenti territoriali, per un totale di circa 8000 Km²:

- 63 comuni per l'Abruzzo;
- 15 comuni per il Lazio;
- 15 comuni per l'Umbria;
- 85 comuni per le Marche, suddivisi in:
 - 25 comuni nel raggruppamento Marche 1;
 - 29 comuni nel raggruppamento Marche 2;
 - 31 comuni nel raggruppamento Marche 3.

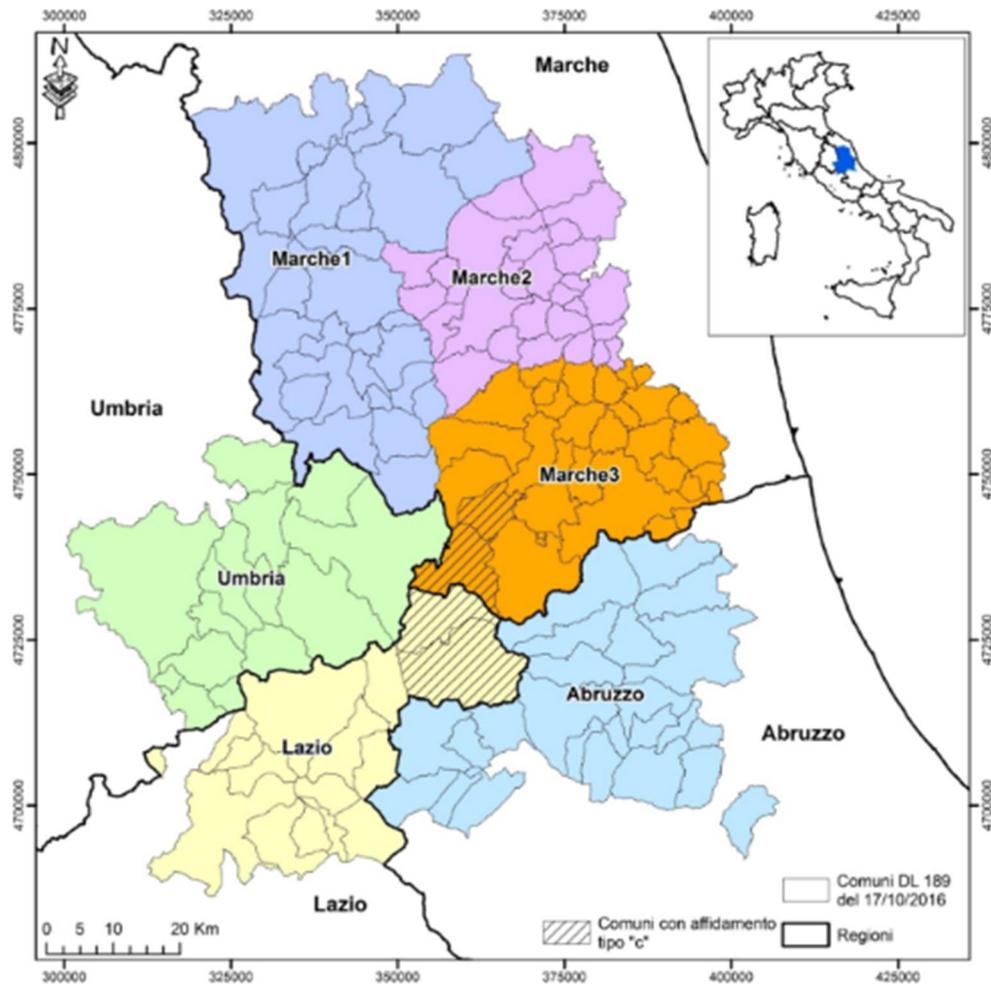


Fig 1.3 Delimitazione dei raggruppamenti territoriali oggetto dell'analisi di Microzonazione Sismica (Centro MS)

Si tratta del più vasto e complesso studio di MS post-evento mai realizzato in Italia, come sottolineato dal Centro di Microzonazione Sismica, attraverso un'attività coordinata di Governo, Regioni, Amministrazioni Locali, comunità scientifica e professionisti.

Lo scopo finale di questo ampio studio di Microzonazione Sismica è il miglioramento della conoscenza del territorio, a supporto delle valutazioni di chi sarà impegnato nella pianificazione e nella progettazione della ricostruzione.

1.3. IL TERREMOTO DEL CENTRO ITALIA

Il 24 agosto 2016 alle ore 3:36 una scossa di terremoto di magnitudo 6.0 con epicentro ad Accumoli (Rieti), e la sua immediata replica di magnitudo 5.4, danno origine ad una sequenza sismica che interessa una vasta zona dell'Appennino Centrale (Monti della Laga, Monti Sibillini, Valnerina e Valle del Tronto) e che ad oggi non sembra essersi definitivamente conclusa.

La sera del 26 ottobre, tra le 19:00 e le 21:30, vengono registrate altre due scosse con magnitudo 5.4 e 5.9, con epicentro localizzato tra i comuni di Castelsantangelo sul Nera ed Ussita, entrambe in Provincia di Macerata.

Alle 7:40 del 30 ottobre 2016 viene registrato, nei pressi di Norcia, il più forte terremoto degli ultimi 30 anni in Italia (M_w 6.5).

A quasi 5 mesi dall'inizio dell'emergenza sismica, il 18 gennaio 2017 si sono susseguiti in un arco di tempo di poco superiore alle quattro ore, quattro scosse con magnitudo superiore a 5 tra i comuni di Montereale, Capitignano, Pizzoli e Cagnano Amiterno.

A questi principali eventi riportati seguono migliaia di scosse, definite after shock, di minore intensità, che ad oggi, dopo quasi due anni, continuano ad interessare i territori colpiti.

Gli eventi, registrati ad una profondità inferiore ai 10 m, si collocano in un'area compresa tra la sequenza del 1997 (Umbria –Marche) a Nord e la sequenza del 2009 (L'Aquila) a Sud; territorio questo caratterizzato da numerosi terremoti di forte intensità e la cui sismicità storica è relativamente ben conosciuta. È possibile infatti fare un elenco dei terremoti distruttivi della zona a partire dall'inizio del '600: la zona di Amatrice ed Accumoli ha come caratteristica principale la presenza di un cluster di quattro terremoti verificatisi rispettivamente nel 1627, 1639, 1646 e 1672; la Valnerina annovera terremoti significativi nel 1703, 1719, 1730, e successivamente nel 1859 (INGV, 2016).

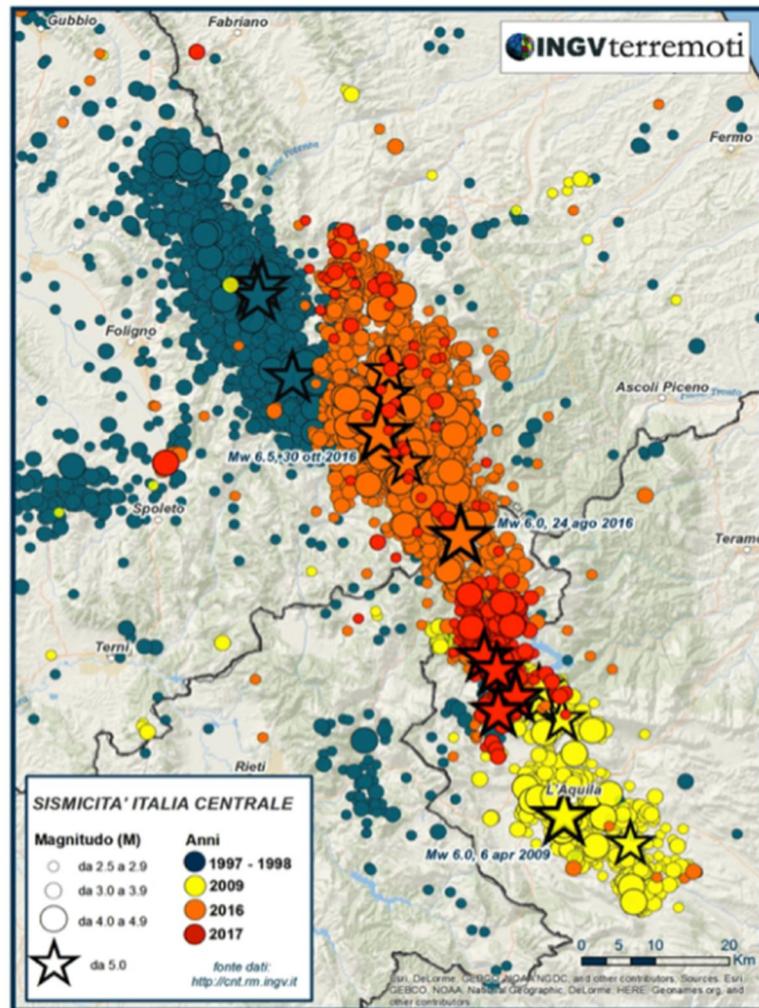


Fig 1.4 Maggiori sequenze sismiche in Italia Centrale negli ultimi anni. In blu la sequenza sismica del 1997 (Umbria-Marche), in giallo la sequenza del 2009 (Aquila), in arancione (2016) e in rosso (2017) la sequenza di questi ultimi anni aggiornata a Febbraio 2017 (INGV, 2017)

Il 26 settembre 1997 alle 2:33 una prima scossa di magnitudo 5.5, e successivamente alle 11:44 una seconda scossa di 6.0 M_w , colpiscono la zona localizzata lungo l'asse della dorsale appenninica tra Umbria e Marche, da Gualdo Tadino e Nocera Umbra a Nord, e Sellano e Norcia a Sud. A queste seguirono, nei mesi di ottobre 1997 e marzo 1998, cinque scosse con magnitudo superiore a 5.0 M_w . La sequenza sismica del 1997 rappresenta uno spartiacque per la sismologia italiana, in quanto si tratta del primo terremoto nel nostro paese per il quale furono disponibili dati di alta qualità rilevati dalle reti di monitoraggio a terra e dai satelliti. Ciò aprì una nuova fase anche per la geologia del terremoto in Italia, e studi molto importanti riguardarono l'amplificazione delle onde sismiche al variare della geologia di superficie (Fig 1.5) (INGV, 2017).

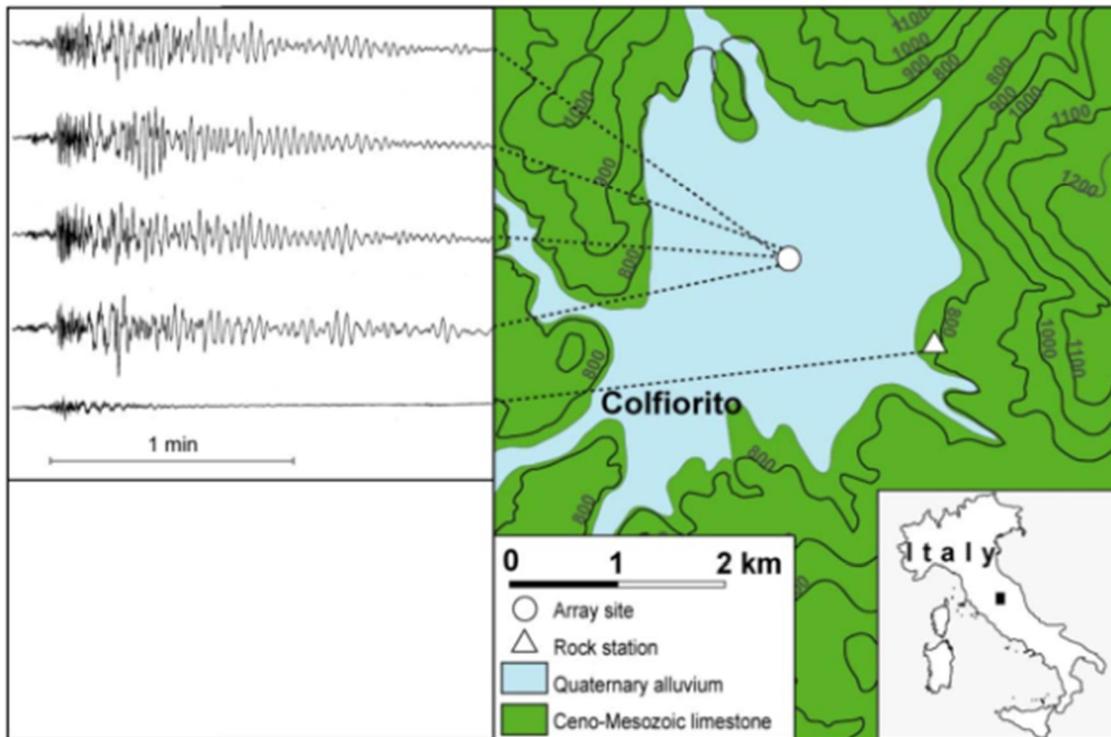


Fig 1.5 Esempio che mette in luce la differenza tra una registrazione effettuata sui rilievi calcarei al bordo del bacino e da un array di sismometri ubicato nel bacino stesso; si nota la forte amplificazione, sia come ampiezza che come durata, rilevata da questi ultimi a causa della spessa coltre di sedimenti lacustri presenti nell'area (INGV, 2017)

Il 6 aprile 2009 alle 3:32 una scossa di M_w 6.3, localizzata in prossimità del L'Aquila attiva due segmenti di faglia denominati faglia del L'Aquila (o Paganica) a Sud e faglia di Campotosto a Nord. All'evento principale seguirono nei giorni successivi (7, 9 aprile) un paio di scosse con magnitudo maggiore di 5, e durante tutto l'anno successivo l'INGV ha dichiarato di aver registrato circa 18.000 terremoti in tutta l'area attivata nella sequenza aquilana.

2 CATALOGAZIONE CAMPIONI INDISTURBATI PER LA CARATTERIZZAZIONE MECCANICA

Il presente lavoro di tesi si inserisce all'interno dell'attività di Microzonazione Sismica di Livello 3 riferita all'Ordinanza n.24 del 12 maggio 2017 della Presidenza del Consiglio dei Ministri, per i 138 comuni interessati dagli eventi sismici della sequenza del Centro Italia 2016/2017, con il particolare obiettivo di unificare e investigare i risultati delle analisi di laboratorio su campioni geotecnici indisturbati.

I laboratori coinvolti nell'attività di esecuzione di prove di caratterizzazione fisica e di prove meccaniche, afferiscono a cinque Unità di Ricerca facenti parte del Centro MS: Politecnico di Torino, Università di Roma La Sapienza, Università di Firenze, Università di Napoli Federico II, Università di Chieti-Pescara. Va precisato che per l'esecuzione delle prove l'Università di Chieti-Pescara ha stipulato una convenzione con il Dipartimento di Scienza della Terra e Geoambientali dell'Università di Bari, e che l'Università di Roma La Sapienza si è avvalsa di altri due laboratori geotecnici facenti capo all'Università di Messina e all'Università di Enna-Kore.

Complessivamente sono stati consegnati ai diversi laboratori coinvolti nell'attività sperimentale 138 campioni rimaneggiati e 135 campioni indisturbati. Di questi ultimi non su tutti è stato possibile effettuare prove meccaniche per diverse ragioni: campionamento non propriamente indisturbato, materiale in realtà non campionabile, ecc. Si dispongono quindi solo di 91 curve di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del fattore di smorzamento, ottenute tramite prove di colonna risonante/taglio torsionale ciclico o prova di taglio semplice ciclico (l'Università di Roma La Sapienza ha utilizzato questa tipologia di prova). Di questi 91 campioni sono stati esclusi dal catalogo elaborato per il progetto di tesi:

- 3 campioni (Rieti S1C3, Sefro S1C3, Vallo di Nera S1C1) in cui è stato rinvenuto materiale organico e classificabili come torbe, quindi presentanti comportamento a se stante (Fig 2.1);
- 1 campione (Servigliano S1C1) risultante parzialmente rimaneggiato;
- 10 campioni, affidati all'Università di Bari, con un comportamento anomalo non approfondito in questa prima parte della ricerca.

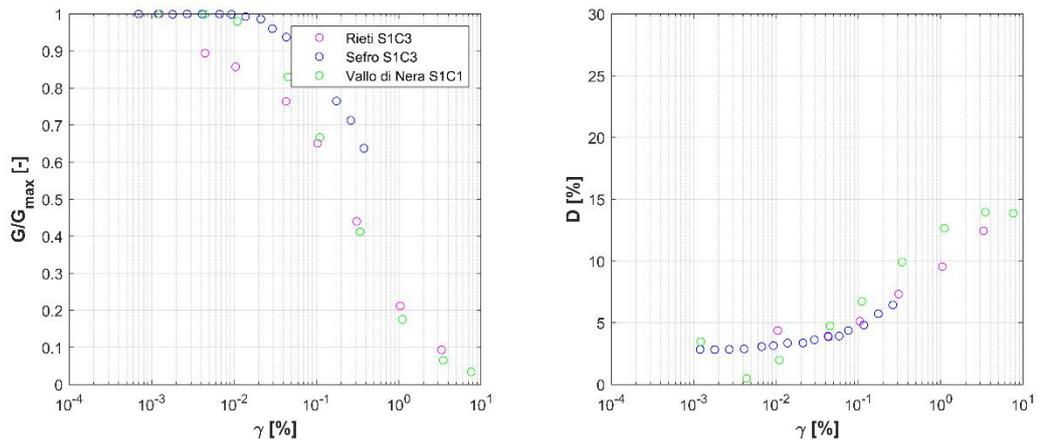


Fig 2.1 Curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio e del fattore di smorzamento per i due campioni classificabili come torbe.

Per quanto riguarda le torbe, in letteratura si ritrovano delle ricerche condotte a partire dagli anni novanta del secolo scorso. Queste hanno evidenziato una notevole variabilità dei risultati in funzione di indice di plasticità, tensione di confinamento e frequenza di carico, ma in generale le curve ottenute presentano valori piuttosto elevati del modulo di taglio normalizzato $\frac{G}{G_0}$ per elevati livelli di deformazione. Tale comportamento è probabilmente dovuto alla natura fibrosa dei vegetali di origine, che, ad alti livelli deformativi, induce un raddrizzamento e uno stiramento delle fibre. Relativamente al modulo di smorzamento invece, per elevati livelli deformativi, le torbe presentano valori di D significativamente inferiori rispetto a quello dei terreni inorganici, ovvero la curva di smorzamento è più spostata verso il basso (cioè verso destra).

Il database conclusivo, su cui sono state effettuate le elaborazioni per il presente progetto di tesi, contiene quindi 77 campioni indisturbati.

Va sottolineato che è risultato assai difficoltoso omogeneizzare i dati provenienti dai differenti laboratori, in quanto ogni università ha presentato i risultati secondo un proprio certificato non standardizzato. Ciò ha implicato ad esempio mancanza di dati (non tutte le università hanno riportato i valori di sovrappressione interstiziale) e approssimazione (alcuni laboratori forniscono le percentuali in peso dell'analisi granulometrica, altri solamente la curva da cui si è fatta poi un'estrapolazione dei valori percentuali delle singole frazioni).

In questa sezione viene discussa la distribuzione dei campioni secondo varie caratterizzazioni.

2.1 STRUTTURA DEL DATABASE

I parametri risultanti dalle prove di caratterizzazione fisica e prove meccaniche dei 77 campioni indisturbati sono stati organizzati in una variabile strutturata 'Data' elaborata con software Matlab (Appendice A). Per ogni campione sono stati riportati, dove presenti, i seguenti dati:

- ID: nomecomune_numerosondaggio_numerocampione;
- comune di provenienza del campione;
- laboratorio che ha effettuato le prove sul campione;
- zonazione: raggruppamento territoriale in cui è sito il comune;
- profondità media a cui è stato prelevato il campione;
- geologia: formazione geologica da cui proviene il campione (questa voce è presente solo per i campioni affidati al Politecnico di Torino);
- granulometria: descrizione granulometrica, percentuali di passante in peso, D_{10} e D_{60} ;
- peso per unità di volume (KN/m^3);
- limiti di Atterberg: indice di plasticità (%) e limite liquido (%);
- tensione di consolidazione σ'_c alla quale è stata eseguita la prova meccanica (kPa);
- risultati delle prove meccaniche: livello deformativo (%), modulo di rigidezza a taglio (MPa), modulo di rigidezza a taglio alle piccole deformazioni (MPa), rapporto adimensionalizzato tra i precedenti due moduli, fattore di smorzamento (%), sovrappressioni interstiziali (kPa);

A questi dati, legati unicamente a prove di laboratorio, sono stati affiancati i valori delle velocità delle onde P, V_P , e delle onde S, V_S , alla profondità di prelievo del campione, ottenute dall'elaborazione di prove geofisiche in sito, quale la Down Hole.

ID	LABORATORIO	COMUNE	ZONAZIONE	H	Z	GEOLOGIA	GRANULOMETRIA	PS	IP	WL	SIGMA	RC	TTC	DSDS	DH
'ACQUASA...	'POLITO'	'ACQUASAN...	'MARCHE 3'	'3,00 - 3,55'	3.2750	'MLec'	1x1 struct	20.1900	17	37.2000	59.8200	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'AMANDOL...	'UNIME'	'AMANDOLA'	'MARCHE 3'	'2,50 - 3,00'	2.7500	'GRS'	1x1 struct	19.4400	4.4700	28.6700	50	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'APIRO_S1...	'UNIFI'	'APIRO'	'MARCHE 1'	'3,00 - 3,50'	3.2500	'CL'	1x1 struct	20.5400	30	48	90	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'APIRO_S1...	'UNIFI'	'APIRO'	'MARCHE 1'	'3,00 - 3,50'	3.2500	'CL'	1x1 struct	20.3600	26	41	35	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'APPIGNAN...	'UNIVERSITA DEGL...	'APPIGNAN...	'MARCHE 3'	'11,40 - 12,00'	11.7000	[]	1x1 struct	20.6700	12.3800	30.6400	250	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'ARRONE_S...	'SAPIENZA'	'ARRONE'	'UMBRIA'	'7,50-8,10'	7.8000	[]	1x1 struct	17.3000	19.4000	44.9000	100	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'ASCOLPIC...	'SAPIENZA'	'ASCOLI PIC...	'MARCHE 3'	'5,50 - 6,10'	5.8000	'SM'	1x1 struct	19.8000	14.6600	31.1800	100	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'BELFORTE...	'UNIVERSITA DEGL...	'BELFORTE D...	'MARCHE 2'	'8,50-9,00'	8.7500	[]	1x1 struct	19.3300	34.8000	55.2000	170	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'BELMONTE...	'UNIVERSITA DEGL...	'BELMONTE'	'MARCHE 2'	'3,00 - 3,50'	3.2500	[]	1x1 struct	20.0400	18.4000	33	70	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'BORBONA...	'SAPIENZA'	'BORBONA'	'LAZIO'	'5,00-5,50'	5.2500	[]	1x1 struct	19.6000	12.8800	30.8000	80	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'CAGNANO...	'SAPIENZA'	'CAGNANO'	'ABRUZZO'	'15,00 - 15,50'	15.2500	[]	1x1 struct	18.8000	37.0100	62.3500	175	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'CAMERIN...	'UNIFI'	'CAMERINO'	'MARCHE 1'	'5,50 - 6,00'	5.7500	'CH'	1x1 struct	19.3700	36	56	120	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'CAMPOROT...	'UNIVERSITA DEGL...	'CAMPOROT...	'MARCHE 2'	'16,50 - 16,90'	16.7000	[]	1x1 struct	20.4300	34.4000	55.6000	350	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'CASCIA_S1...	'UNIVERSITA DEGL...	'CASCIA'	'UMBRIA'	'18,00 - 18,50'	18.2500	[]	1x1 struct	18.4800	27.7000	70.8700	335	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'CASTELCA...	'POLITO'	'CASTEL CAS...	'ABRUZZO'	'15,00 - 15,55'	15.2750	[]	1x1 struct	20.3100	22.1000	44.1000	297.5500	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'CASTELDIL...	'POLITO'	'CASTEL DI L...	'MARCHE 3'	'19,50 - 20,00'	19.7500	'COS'	1x1 struct	21.0800	36	64.5000	248.1000	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'CASTELDIL...	'POLITO'	'CASTEL DI L...	'MARCHE 3'	'10,50 - 11,10'	10.8000	'SMH'	1x1 struct	19.9100	23.5100	46.0400	219.5500	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'CASTELLI_S...	'UNIVERSITA DEGL...	'CASTELLI'	'ABRUZZO'	'4,80 - 5,40'	5.1000	[]	1x1 struct	19.2600	25.2700	48.9700	65	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'CASTELRAI...	'UNIFI'	'CASTELRAI...	'MARCHE 1'	'11,30 - 12,00'	11.6500	'MH'	1x1 struct	19.8900	17	36	190	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'CASTELSA...	'SAPIENZA'	'CASTEL SA...	'MARCHE 1'	'3,00 - 3,50'	3.2500	[]	1x1 struct	19	29.7000	63.4000	100	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'CASTIGNAN...	'POLITO'	'CASTIGNAN...	'MARCHE 3'	'11,30 - 12,00'	11.6500	'MLec'	1x1 struct	19.1000	21.7000	45.1000	199.4000	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct
'CINGOLI S...	'UNIME'	'CINGOLI'	'MARCHE 1'	'6,00 - 6,50'	6.2500	[]	1x1 struct	20.0640	23.1800	56.5100	105	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct	1x1 struct

Fig 2.2 Esempio di struttura del database elaborato in Matlab.

Avendo a disposizione una consistente quantità di dati lo scopo del seguente lavoro di tesi diviene quello di poter fare delle estrapolazioni di carattere generale, cercando di convalidare anche formulazioni e modelli di letteratura, con la finalità più generica di successive analisi di risposta sismica locale.

2.1.1 CARATTERIZZAZIONE FISICA DEI TERRENI

Le prove di laboratorio di caratterizzazione fisica di un terreno sono finalizzate principalmente a suddividere i terreni in classi, basandosi sull'ipotesi che terreni appartenenti alla stessa classe presentino un comportamento simile.

La più semplice classificazione dei terreni si basa sulla distribuzione della dimensione dei grani, in quanto i terreni naturali si presentano sotto forma di aggregati di particelle di varie dimensioni. La differenziazione viene fatta sulla base di una procedura nota come analisi granulometrica.

L'analisi granulometrica consiste nell'individuare la distribuzione percentuale in peso dei grani secondo le loro dimensioni. La prova viene eseguita mediante setacciatura (vagliatura meccanica) per i terreni a grana grossa con $d \geq 0.64\mu\text{m}$, mentre per i terreni fini con $d \leq 0.64\mu\text{m}$ si ricorre all'analisi per sedimentazione. La vagliatura meccanica consiste nel far passare il campione di terreno, attraverso una pila di setacci aventi diametro decrescente e posti su di uno scuotitore meccanico. Il trattenuto ad ogni singolo setaccio (andando dal setaccio a maglia più grande e scendendo fino al setaccio a maglia più piccola) viene pesato, e il relativo peso viene indicato con T_1, T_2, \dots, T_n . A questo punto, noto il peso totale del campione, è possibile calcolare la percentuale P_i di terra passante per il generico setaccio i , con la seguente espressione:

$$P_i(\%) = \frac{P_t - (T_1 + T_2 + \dots + T_n)}{P_t} \cdot 100$$

Si può passare così alla rappresentazione grafica, detta curva granulometrica, riportando, in ascissa in scala logaritmica (necessaria in quanto le dimensioni delle particelle possono variare di diversi ordini di grandezza), l'apertura della maglia del setaccio (rappresentante il diametro equivalente delle particelle) e, in ordinata, la percentuale del materiale passante a quel setaccio.

L'analisi per sedimentazione (o aereometria) prevede invece l'applicazione della legge di Stokes, che correla le dimensioni D delle particelle in sospensione in un liquido con la loro velocità di sedimentazione v , sulla base del loro peso specifico ρ_s e del peso specifico del liquido ρ_w .

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} gD^2$$

con g accelerazione gravitazionale e η coefficiente di viscosità.

Una massa di campione di prova (cioè la quantità rimanente nell'ultimo setaccio della vagliatura, ovvero il setaccio n.200 ASTM – $d = 0.64\mu\text{m}$) viene miscelata con acqua. La miscela è versata in una colonna graduata, che viene posta ferma e dritta in un bagno termostatico. Con un densimetro si effettuano alcune misure di densità della soluzione acquosa ad intervalli di tempo prestabiliti, così da ricavare la velocità di sedimentazione del campione in esame attraverso il tempo di sedimentazione. Il dato di velocità viene infine impiegato nella Legge di Stoke per poter così tracciare la curva granulometrica per la parte fine.

In funzione della distribuzione granulometrica ottenuta, è possibile definire un terreno: ben assortito, se presenta un ampio spettro di frazioni granulometriche con diametro differente; poco assortito, se caratterizzato dalla mancanza di particelle con determinati diametri; uniforme, se presenta per la maggior parte particelle con lo stesso diametro.

Sulla base dell'analisi granulometrica si può denominare il campione così da poterlo classificare; il criterio utilizzato per la denominazione in questa sede è il seguente:

- il primo nome è assegnato dal componente con il valore maggiore di P_i (%);
- il secondo nome è assegnato dal secondo componente in base al P_i (%) con cui è presente:

- $P_i (\%) \geq 25\%$ “con + nome componente”
 - $15\% \leq P_i (\%) < 25\%$ “nome componente + oso”
 - $5\% \leq P_i (\%) < 15\%$ “con + nome componente + oso”
 - $P_i (\%) < 5\%$ trascurabile
- il terzo nome è assegnato dal terzo componente seguendo le regole utilizzate per il secondo, ma generalmente si trascura.

Nell’istogramma di Fig 2.3 è riportata una classificazione dei 77 campioni, sulla base della loro descrizione granulometrica. I campioni soggetti a questa classificazione sono 76 per l’esattezza, in quanto sul campione prelevato nel comune di Farindola non è stato possibile eseguire l’analisi perché il materiale non era sufficiente.

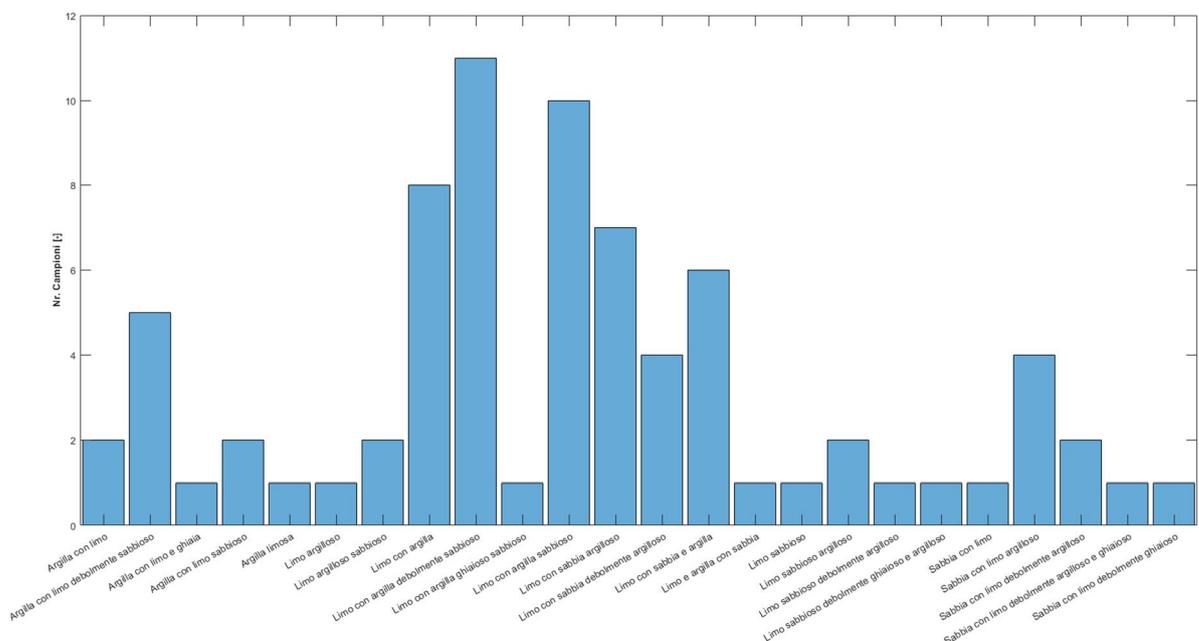


Fig 2.3 Classificazione dei campioni sulla base della loro descrizione granulometrica

Si nota come principalmente i campioni siano limi con una preponderanza di limi con argilla, seguono le argille, in particolare le argille con alte percentuali di limo, ed infine le sabbie, anche queste in misura maggiore con alte percentuale di limo.

Di questa distribuzione si ha riscontro anche nei risultati ottenuti effettuando le prove di determinazione dei limiti di Atterberg.

Per i terreni a grana fine, ovvero per le terre costituite da grani attivi, oltre che delle azioni di puro contatto bisogna anche tener conto delle azioni a distanza, che dipendono dalla

composizione mineralogica del terreno. Lo studio mineralogico viene fatto indirettamente per mezzo della determinazione dei “limiti di consistenza”. I valori di tali limiti sono valori del contenuto d’acqua a cui corrispondono convenzionalmente il passaggio di una terra coesiva dallo stato liquido allo stato plastico (W_L limite liquido), dallo stato plastico a quello semisolido (W_P limite plastico), dallo stato semisolido a quello solido (W_S limite di ritiro).

Il limite liquido si determina in laboratorio con il metodo del cucchiaio di Casagrande. La prova è normata in ASTM D4318-05 e prevede di prelevare un prefissato volume di terreno passante al setaccio n.40 ASTM (0.42 mm) e mescolarlo con acqua distillata (la presenza di sali influenzerebbe i risultati) fino ad ottenere una pastella omogenea. L’impasto viene disposto nel cucchiaio, e nella zona centrale, con un’apposita spatola, si pratica un solco di dimensioni standardizzate. Con un dispositivo a manovella il cucchiaio viene lasciato cadere ripetutamente e si contano i colpi necessari a far richiudere il solco per una lunghezza di 13 mm. Viene poi prelevato un po’ di materiale dal cucchiaio e su questo si determina il valore del contenuto d’acqua. La procedura viene ripetuta diverse volte variando la quantità di acqua, così da ottenere una serie di coppie di valori, 4 o 5, numero di colpi-contenuto d’acqua. Si costruisce con queste coppie di valori un diagramma semilogaritmico, valori che vengono poi interpolati linearmente. W_L corrisponde al contenuto d’acqua relativo a 25 colpi.

Il limite plastico rappresenta invece il contenuto d’acqua in corrispondenza del quale il terreno inizia a perdere il suo comportamento plastico, ovvero inizia a fessurarsi e sbriciolarsi. Si determina in laboratorio, secondo quanto normato da ASTM D4318-05 impastando, con acqua distillata, una certa quantità di terreno passante al setaccio n.40 ASTM (0.42 mm) e formando dei bastoncini di dimensione standardizzata. Questi bastoncini vengono rimaneggiati continuamente facendoli rotolare con le mani fino a che non iniziano a fessurarsi. Si determina a questo punto il contenuto d’acqua che coincide con W_P . Generalmente si fanno 3 misurazioni e si assume come limite plastico il valore medio.

Il limite plastico non è inserito all’interno del database creato per la presente analisi, ma vi è riportato direttamente l’indice di plasticità IP, che altro non è che la differenza tra i due limiti sopra descritti. L’indice di plasticità fisicamente si può tradurre nell’ampiezza dell’intervallo di contenuto d’acqua in cui il terreno rimane plastico.

$$IP (\%) = W_L - W_P$$

Il termine plasticità indica, in tale contesto, l'attitudine del materiale ad essere modellato e deformato in modo irreversibile senza rompersi o fessurarsi (Lancellotta, 2012).

In particolare, in funzione dell'indice di plasticità IP, si può definire un materiale:

$0 \leq IP < 5$	NON PLASTICO
$5 \leq IP < 15$	POCO PLASTICO
$15 \leq IP < 40$	PLASTICO
$IP \geq 40$	MOLTO PLASTICO

Tab 2.1 Plasticità dei terreni

L'indice di plasticità cresce linearmente in funzione della percentuale di argilla presente nel terreno. Sul campione indisturbato prelevato nel comune di Colmurano non sono stati eseguiti i Limiti di Atterberg, quindi i campioni di cui è fornito l'indice di plasticità sono 76.

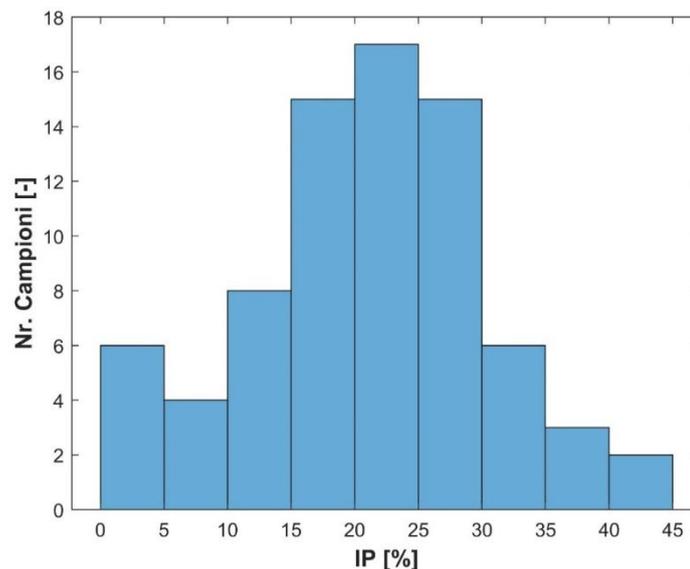


Fig 2.4 Numero di campioni per indice di plasticità IP.

Per le terre coesive Casagrande ha proposto un metodo di classificazione basata sull'osservazione che nelle argille, tra il limite di liquidità e l'indice di plasticità esiste in genere una relazione lineare ed, inoltre, a seconda che il valore del limite di liquidità sia minore o maggiore di $W_L = 50\%$, si può fare una distinzione rispettivamente tra terre poco o molto plastiche (Fig 2.5). Ogni materiale è identificato da due lettere: la prima indica la tipologia di terreno (argille C, limi M, terre organiche O), la seconda specifica la plasticità alta (H) o bassa (L). (Tab 2.2)

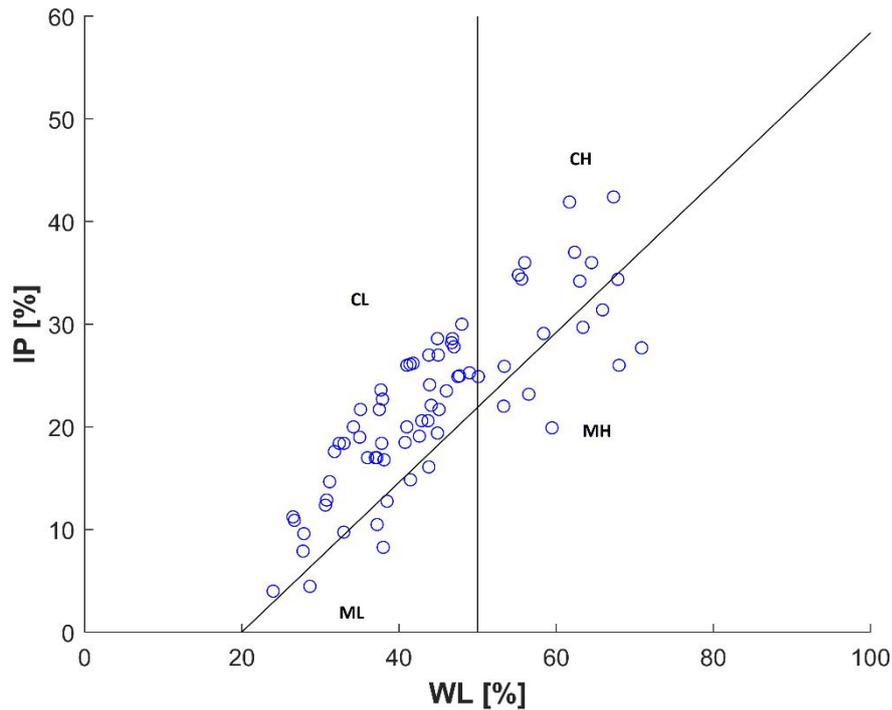


Fig 2.5 Classificazione di Casarande per i campioni indisturbati catalogati nella variabile 'Data'

$W_L < 50\%$	ML	Limi inorganici e sabbie molto fine, sabbie fine limose o argillose leggermente plastiche.
	CL	Argille inorganiche da bassa a media plasticità, argille sabbiose, argille limose, argille a bassa plasticità.
	OL	Limi organici e argille limose organiche a bassa plasticità.
$W_L > 50\%$	MH	Limi inorganici, sabbie micacee.
	CH	Argille inorganiche ad alta plasticità.
	OH	Argille organiche da alta a media plasticità.

Tab 2.2 Classificazione di Casagrande

I campioni così classificati suggeriscono una predominanza di terreni con alto contenuto argilloso e con una bassa/media plasticità. Il trend generale comunque non si discosta significativamente dalla così detta "Linea A", che teoricamente demarca il confine tra limi ed argille. Da questa "Carta di Plasticità di Casagrande" deriva la classificazione USCS la quale sarà oggetto di un riferimento approfondito nel Capitolo 4.

2.1.2 PROVE MECCANICHE DI LABORATORIO

Il comportamento meccanico dei terreni si caratterizza mediante la determinazione sperimentale delle curve di variazione del modulo di rigidità a taglio e del fattore di smorzamento (definiti nel capitolo 'COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI') al variare del livello deformativo γ . Le tecniche sperimentali alle quali si fa ricorso sono prove di

laboratorio che utilizzano specifiche apparecchiature per l'applicazione di carichi ciclici. Le prove più diffuse sono la prova di colonna risonante e la prova di taglio torsionale ciclico che sono prove a livelli deformativi bassi e medi, e la prova di taglio semplice ciclico, che è invece una prova a livelli deformativi elevati.

Queste prove di laboratorio consentono l'analisi di un ampio campo di sollecitazioni e deformazioni, da cui è possibile determinare sperimentalmente le curve di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del fattore di smorzamento. L'esperienza insegna che, anche in corrispondenza di terremoti di elevata magnitudo, i volumi di terreno coinvolti nell'interazione con le opere di ingegneria sono in massima parte interessati da un livello di deformazione contenuto entro l'ordine dell'1%.

La sperimentazione in laboratorio garantisce il controllo sulle condizioni tensionali, di drenaggio e deformative del campione, ma presenta problemi legati al disturbo prodotto dal campionamento indisturbato e alla preparazione dei provini, alla difficoltà di riprodurre lo stato tensionale in sito, e alla dimensione limitata dei provini rispetto ai volumi significativamente coinvolti dall'interazione con le opere di ingegneria.

La prova di colonna risonante e quella di taglio torsionale ciclico hanno in comune la modalità di applicazione della sollecitazione esterna e possono essere eseguite utilizzando la medesima apparecchiatura di prova (se questa è opportunamente configurata). Lo standard di riferimento per queste due prove è la norma ASTM D4015-2017; la loro esecuzione è seguita da due fasi sperimentali di notevole importanza: saturazione del provino e consolidazione del provino.

La fase di saturazione viene eseguita attraverso l'applicazione di pressioni di cella via via crescenti. Il controllo del grado di saturazione del provino si effettua tramite la determinazione del coefficiente B di Skempton, e il campione può essere ritenuto saturo quando B risulta prossimo ad 1. Il coefficiente B di Skempton è dato dal rapporto tra la variazione di pressione interstiziale Δu e la variazione di pressioni totali $\Delta \sigma$.

Dopo aver saturato il provino viene imposta la consolidazione isotropa di esso sotto tensione efficace costante σ'_c pari alla tensione di preconsolidazione σ'_{v0} . Tale fase presenta una durata di 24 h circa. Nell'istogramma di Fig 2.6 vengono riportate le tensioni di consolidazioni previste nei programmi di prova in relazione al numero di campioni sottoposto a tale tensione di consolidazione.

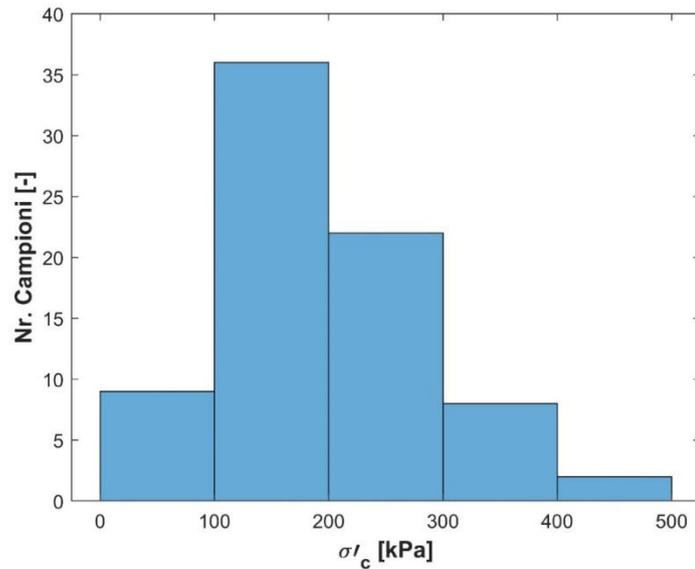


Fig 2.6 Distribuzione della tensione di consolidazione a cui è stata eseguita la prova

COLONNA RISONANTE

La prova si basa sull'applicazione del concetto di risonanza ad un campione cilindrico soggetto ad eccitazione torsionale. In corrispondenza della base superiore di un campione incastrato alla base inferiore vengono applicate sollecitazioni cicliche (momento torcente periodico) a frequenza variabile; si misurano quindi la frequenza di risonanza e la rotazione del provino. Dal valore della frequenza risonante è possibile risalire alla velocità di propagazione delle onde di taglio e quindi al modulo di rigidezza a taglio G , mentre dalla misura della rotazione del provino si ricava la deformazione tangenziale γ . Il rapporto di smorzamento invece è ricavabile o dalla forma della risposta in frequenza (half-power bandwidth method), basato sulla teoria della viscoelasticità lineare e quindi accurato per piccole deformazioni (all'aumentare di γ si avrebbe una sovrastima di D di circa l'1% che andrebbe a sfavore di sicurezza), o dal decadimento temporale delle vibrazioni libere (free-decay method), applicazione necessaria per livelli deformativi elevati in cui il terreno ha un comportamento fortemente non lineare. In entrambi i casi va comunque tenuto in considerazione che c'è un incremento di smorzamento dovuto al rumore di fondo e alle correnti parassite generate dall'apparecchiatura.

La prova è non drenata, le frequenze di prova sono relativamente alte (10-100 Hz) e il campo deformativo investigato è relativamente ampio ($10^{-5}\%$ – 1%). Variando l'ampiezza di sollecitazione, cioè la rotazione del provino, e quindi la deformazione media indotta sul campione, è possibile ricostruire le curve di variazione.

TAGLIO TORSIONALE CICLICO

In corrispondenza della base superiore, di un provino incastrato alla base inferiore, viene applicato un segnale (momento torcente periodico) di frequenza costante e predeterminata, e ampiezza via via crescente. Per ogni ampiezza di sollecitazione imposta si può tracciare una curva sforzi-deformazioni ciclica, da cui determinare direttamente il modulo di taglio secante ed il rapporto di smorzamento. Variando l'ampiezza di sollecitazione applicata nei cicli (ad ogni ciclo di isteresi corrisponde un'ampiezza di sollecitazione imposta), è possibile valutare il modulo di taglio e il rapporto di smorzamento per diversi livelli deformativi, ovvero si ricavano le curve di variazione. La valutazione del rapporto di smorzamento risulta più accurata in questa prova in quanto è il risultato di una determinazione diretta sul piano sforzi-deformazioni.

La prova di taglio torsionale ciclico è non drenata e le frequenze di prova sono comprese tra 0.01 Hz e 1 Hz, il campo deformativo investigato varia tra $10^{-4}\%$ – 1%.

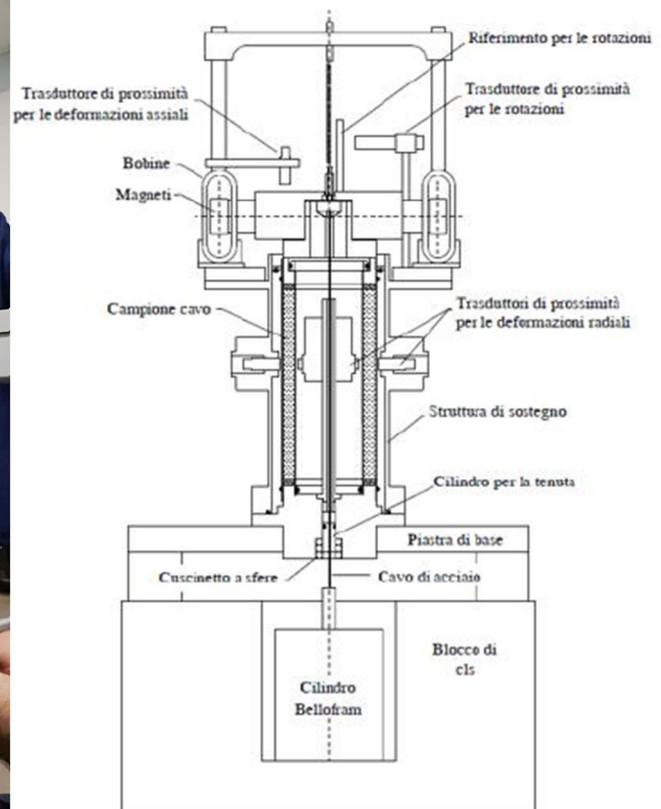


Fig 2.7 Vista d'insieme(a) dell'apparecchiatura Stokoe type, di tipo fixed-free, per prova di colonna risonante e taglio torsionale ciclico presente al Politecnico di Torin, e schema generale della colonna risonante(Armandi M., Lancellotta R., Lo Presti D.C.F., Maniscalco R., Pallara O., 1993)

TAGLIO SEMPLICE CICLICO

In questa prova si eseguono fasi di taglio ciclico a deformazione controllata per passi successivi, con ampiezza della deformazione di taglio ciclica crescente ad ogni passo. La misura diretta delle tensioni τ e delle deformazioni tangenziali γ durante la prova consente la costruzione dei cicli τ - γ e quindi la misura del modulo di rigidezza a taglio G e dello smorzamento D , potendo così costruire le curve di variazione. La deformazione tangenziale è applicata in modo da garantire le condizioni necessarie per effettuare prove a volume costante equivalenti a prove non drenate.

Il campo di deformazione investigato è piuttosto ampio (0.0004% - 7%) e la frequenza di prova varia nel campo 0.15Hz-0.35Hz. Si noti che, a differenza delle prove di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico, la prova di taglio semplice ciclico non viene effettuata in condizioni di stato tensionale isotropico, di conseguenza la σ'_v riportata nei certificati, non coincide con la tensione di consolidazione σ'_c . Nonostante ciò, in prima approssimazione per le presenti elaborazioni, è stato considerato $\sigma'_c = \sigma'_v$ anche in questa tipologia di prova.

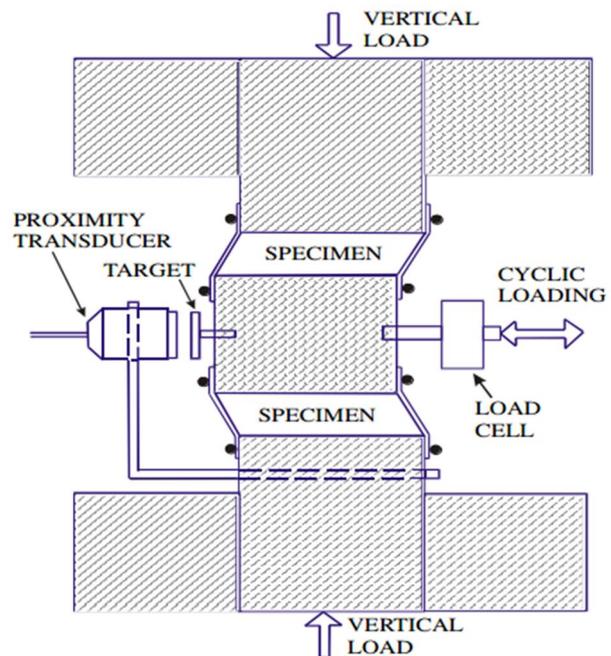


Fig 2.8 Vista d'insieme dell'apparecchiatura DSDSS (a), schema dell'apparecchiatura DSDSS (b) (Centro MS, 2018).

2.1.3 PROVE GEOFISICHE IN SITO: DOWN HOLE

Le prove geofisiche sono prove in sito che hanno il vantaggio di descrivere con continuità le caratteristiche del terreno in sede. Si basano sulla teoria della propagazione delle onde sismiche, onde generate con sorgenti che rilasciano modeste quantità di energia, e che quindi al più possono causare locali fenomeni di plasticizzazione nell'intorno del punto di applicazione. Ciò consente la stima dei moduli elastici alle piccole deformazioni, ovvero limitatamente al campo lineare, ed infatti sono finalizzate principalmente alla determinazione del modulo di rigidezza a taglio G_0 ed alla ricostruzione della geometria di stratificazione dei depositi. Le prove geofisiche di tipo sismico si differenziano principalmente in relazione al posizionamento di sorgenti e ricevitori, e si distinguono in prove invasive e non invasive. Nella prima categoria sorgenti e/o ricevitori sono posizionati nel sottosuolo, utilizzando ad esempio fori di sondaggio, mentre nella seconda categoria ricadono le prove in cui sorgenti e ricevitori sono posizionati esclusivamente sul piano campagna. I valori di V_S e V_P , catalogati nel database strutturato per l'analisi di tesi, fanno riferimento ad elaborazioni di prove Down-Hole. Questa è una prova invasiva che prevede l'utilizzo di un solo foro, in cui viene inserito un ricevitore (geofono tridimensionale) o una stringa di ricevitori, mentre la sorgente perturba dalla sua posizione a boccaforo sulla superficie; generalmente una piastra resa solidale al terreno e percossa tangenzialmente da una mazza ha lo scopo di provocare dislocazioni di taglio così da migliorare la capacità dei ricevitori di captare le onde S. Il ricevitore, invece, se è un geofono tridimensionale è costituito da tre trasduttori sensibili alle oscillazioni su tre piani coordinati, altrimenti se è una stringa di ricevitori è di tipo piezoelettrico non triassiale ed è quindi sensibile a deformazioni di volume (onde P), ma non permette di captare informazioni sulle onde S. La profondità a cui è posizionato il geofono tridimensionale deve essere fatta variare lungo il foro e la misura deve essere ripetuta per ogni profondità; invece le stringhe di ricevitori vanno utilizzate lungo il foro, quindi hanno il vantaggio di acquisire simultaneamente informazioni a diverse profondità. L'interpretazione è generalmente basata sulla costruzione di una domocrona che rappresenta la variazione dei tempi di primo arrivo delle onde con la profondità. Da questa è possibile stimare la velocità degli orizzonti che risultano essere valori di velocità medi sullo spessore degli strati.

Gli enti facenti parte del Centro MS ai quali sono state affidate le campagne delle prove geofisiche in sito (DH) non coincidono, in valore assoluto, con gli enti ai cui laboratori sono state

affidate le prove meccaniche. In particolare le acquisizioni e le elaborazioni dei dati tramite prova DownHole: per la macroarea dell'Abruzzo sono state eseguite dall'Università degli Studi dell'Aquila e dall'Università degli Studi "G.d'Annunzio" Chieti-Pescara; nei comuni del Lazio sono state affidate all'Università degli Studi di Roma La Sapienza; la macroarea di Marche 1 ha visto l'intervento dell'Università degli Studi di Firenze e dell'Università degli Studi del Sannio; nel raggruppamento territoriale Marche 2 e in quello dell'Umbria ha operato l'Istituto per l'Ambiente Marino e Costiero del Cnr; nei comuni della macroarea Marche 3, insieme all'Istituto per l'Ambiente Marino e Costiero del Cnr, è intervenuto il Politecnico di Torino.

2.2 CONFRONTO VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO IN SITO ED IN LABORATORIO

Nel contesto dello studio della risposta sismica locale, la velocità delle onde di compressione V_p riveste minore importanza rispetto alla velocità delle onde di taglio V_s . Questo perché le strutture con cui le onde interferiscono sono progettate tenendo conto dei carichi verticali, come il peso stesso della struttura, quindi la componente di sollecitazione verticale indotta dalle onde sismiche non ha lo stesso effetto della componente di sollecitazione orizzontale, la quale non viene considerata nella progettazione statica e verso cui quindi sono state prese meno precauzioni. Inoltre alla luce della natura multi fase e particellare dei terreni e della teoria di propagazione delle onde sismiche in mezzi porosi e saturi, V_p risulta fortemente influenzata dalla compressibilità del fluido interstiziale e pertanto non costituisce un valido indicatore delle proprietà elastiche dello scheletro solido. Da qui in avanti verranno dunque fatte considerazioni sulle sole velocità delle onde S.

La velocità delle onde S in sito, ottenuta come già visto dall'interpretazione della prova DH, viene confrontata con la velocità delle onde S calcolata indirettamente sulla base dei dati di laboratorio. Sono noti, per ogni campione, il modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni G_0 , coincidente in questo caso con il valore massimo del modulo di rigidezza a taglio fornito dalla prova di colonna risonante (o taglio semplice ciclico per quel che riguarda i campioni analizzati nel laboratorio dell'Università di Roma La Sapienza), e il peso per unità di volume del campione ρ , fornito con la caratterizzazione fisica dei campioni e posto pari a 19 KN/m^3 per quei campioni di cui non è stato possibile catalogare il valore. Si può quindi applicare la formula della teoria di propagazione delle onde in un mezzo elastico lineare per cui:

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

Come si può immediatamente notare da un primo confronto tra i valori delle due velocità alla profondità di recupero del provino (Fig 2.9), c'è tra loro una discrepanza non indifferente, con una chiara sottostima dei valori di laboratorio rispetto a quelli ricavati in sito.

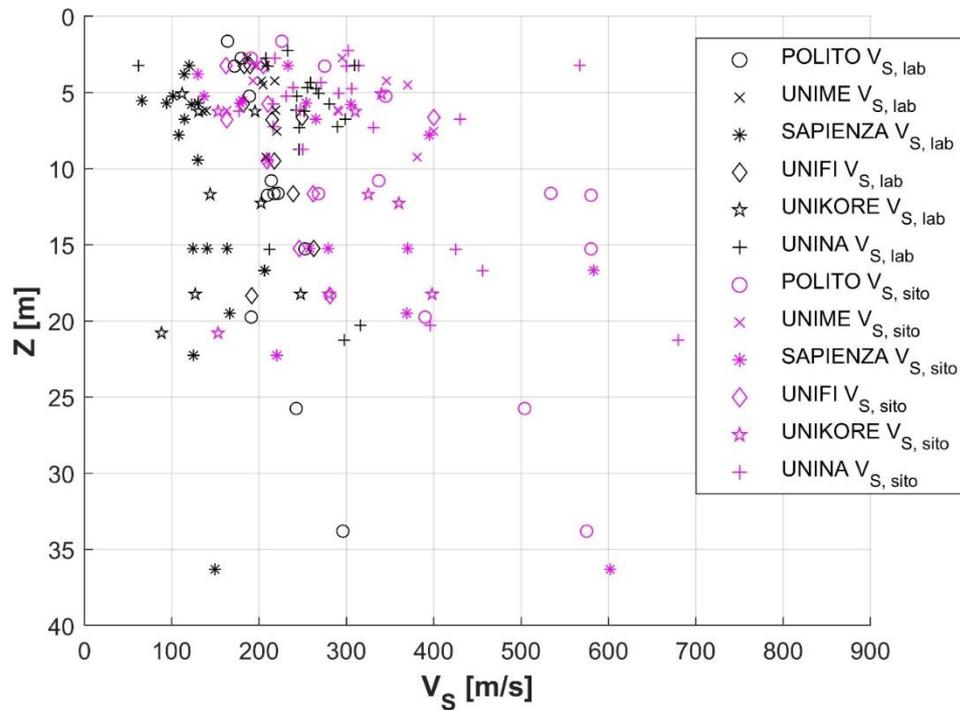


Fig 2.9. Confronto tra le velocità in sito ed in laboratorio in funzione della profondità di prelievo del provino.

In un articolo del 2000, Stokoe e Santamarina suggeriscono di porsi le seguenti domande quando si vanno a comparare dati in laboratorio ed in sito: in primo luogo ci si chiede se siano stati prelevati campioni indisturbati di alta qualità; poi ci si domanda quale stato di tensione finale dovrebbe essere applicato durante la fase di consolidazione del provino che precede la prova meccanica di laboratorio (dai cui risultati si ricava G_0); infine si considerano il tempo di consolidamento a cui dovrebbe essere sottoposto il provino durante la fase di consolidazione e le condizioni di drenaggio che dovrebbero essere usate nell' eseguire la prova in laboratorio.

2.2.1. DISTURBO DEI CAMPIONI E RICONOLIDAMENTO

I dati di laboratorio vanno sempre valutati considerando la loro rappresentatività rispetto alle condizioni in sito. Infatti, parte delle discrepanze tra i valori ottenuti in laboratorio e quelli in sito sono attribuibili alla variabilità delle condizioni dei terreni e a quanto è rappresentativo il campione di prova rispetto al deposito di terreno. È per tale ragione che le prove meccaniche di laboratorio devono essere effettuate su campioni indisturbati. Un campione indisturbato è un campione di terreno nel quale, durante la fase di prelievo, sono risultate minime le alterazioni della struttura, tessitura, contenuto d'acqua e dei costituenti chimici originali. Le difficoltà connesse a questa tipologia di campionamento limita quindi l'utilizzo di prove sperimentali di laboratorio per la determinazione dei parametri di comportamento meccanico

del terreno a piccole deformazioni. L'effetto del campionamento è risentito principalmente dai materiali a grana grossa e dai depositi antichi che presentano una struttura più compatta e legami diagenetici più forti; ma ciò non significa che i terreni a grana fine siano esenti dagli effetti di campionamento (Stoke e Santamarina, 2000). In particolare, l'alterazione della struttura influenza i valori di modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni, comportandone in laboratorio una sottostima per i terreni più rigidi e una sovrastima per i terreni più deformabili.

A prova di ciò viene fatto un confronto più accurato sulla base dell'esperienza effettuata nello studio ROSRINE (Resolution of Site Response Issues from the Northridge Earthquake). Lo studio considera 40 campioni indisturbati e confronta il rapporto tra le velocità delle onde di taglio in laboratorio e quelle in sito con le stesse velocità delle onde di taglio in sito, osservando un trend generale che dimostra come il gap tra le due velocità sia più accentuato per i terreni più rigidi, ovvero con V_s più elevate. Dunque un motivo per cui vi è una forte discrepanza tra i valori di V_s in campo ed in laboratorio è proprio l'effetto di campionamento che causa una riduzione della rigidezza del terreno danneggiando la struttura esistente in sito correlata alla storia di carico del terreno.

I risultati dello studio di questo lavoro di tesi sono in generale evidentemente traslati verso rapporti tra velocità di onde di taglio in laboratorio e velocità di onde di taglio in sito più piccoli rispetto al campo di validità dello studio ROSRINE (Fig 2.10)

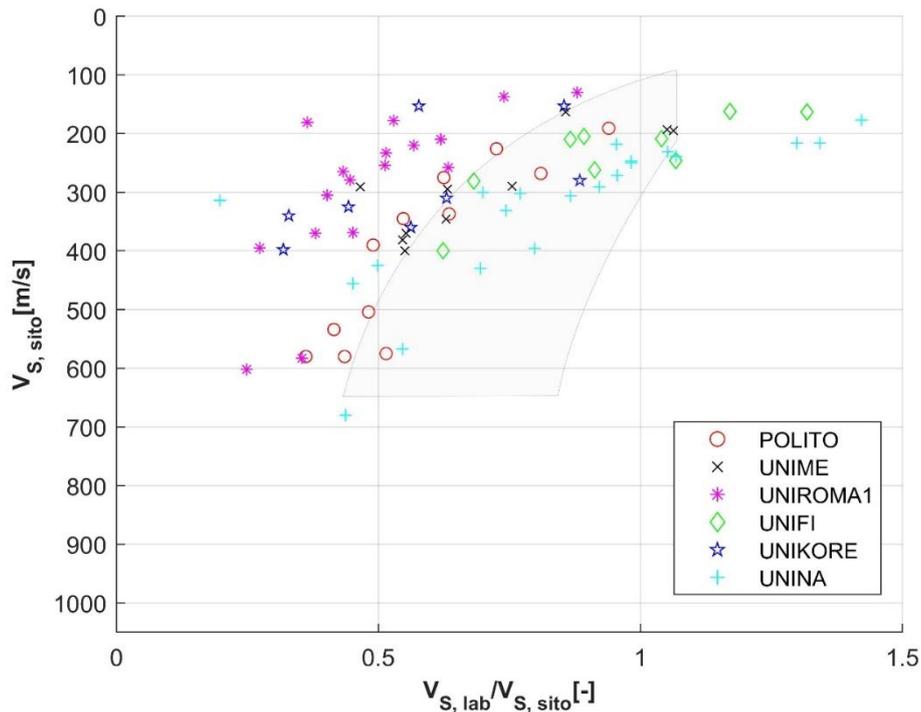


Fig 2.10 Comparazione tra il trend generale dello studio ROSRINE (in grigio) e la distribuzione dei campioni del terremoto in Centro Italia secondo il rapporto tra le V_S in laboratorio e in sito e le stesse V_S in sito.

Per sopperire a questo scostamento dovuto all'effetto di campionamento, la strategia ottimale per la caratterizzazione consiste nella determinazione in situ del modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni, in quanto, come già sottolineato, le prove geofisiche in sito presentano il vantaggio di perturbare il materiale nel suo stato naturale (Foti, 2016).

Lo scostamento della velocità in laboratorio dalla velocità in sito, oltre a dipendere dall'alterazione della struttura durante il campionamento, può giustificarsi anche con un incoerente utilizzo dei dati di prova rispetto a quella che dovrebbe essere la condizione in sito. In particolare la tensione di confinamento imposta durante la fase di consolidazione incide sul modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni, che incrementa all'aumentare della tensione di consolidazione efficace. Si è andata quindi ad investigare la coerenza della tensione di confinamento adottata nella fase di consolidazione isotropica del provino prima di eseguire la prova, σ'_c , con quella che dovrebbe essere la tensione di preconsolidazione in sito, σ'_{0} , ovvero la tensione efficace verticale in condizioni geostatiche. Le tensioni geostatiche sono quelle presenti nel terreno al suo stato naturale, indotte dal solo peso proprio; queste sono legate a molti fattori: geometria del deposito, condizioni della falda, natura del terreno, storia tensionale.

La sollecitazione di preconsolidazione effettiva stimata in sito, σ'_0 , è stata calcolata in base alla profondità del campione, all'ubicazione della falda freatica, presupponendo uno stato tensionale assial simmetrico e un coefficiente di spinta a riposo pari ad 1. In particolare, non conoscendo la posizione della falda rispetto alla profondità di campionamento, è stata considerata sia l'ipotesi che il campione fosse interessato dall'acqua di falda, sia che non lo fosse; si è ottenuto quindi un range di variazione di σ'_0 al variare della profondità all'interno del quale dovrebbe trovarsi il valore di σ'_c adottato nell'eseguire la prova. Risulta pertanto:

$$\sigma'_0 = (\rho - \rho_w) \cdot z$$

dove ρ è il peso per unità di volume del terreno e $\rho_w = 10 \text{ KN}/\text{m}^3$ è il peso per unità di volume dell'acqua. Come già sottolineato non è nota l'altezza dell'acqua di falda, di conseguenza il limite superiore della tensione ipotizzata in sito è stato calcolato assumendo nullo il contributo dell'acqua e ρ come la media dei pesi per unità di volume di tutti i campioni catalogati nel database, mentre per il limite superiore nel calcolo di σ'_0 è stata considerata la media, tra tutti i campioni, di $(\rho - \rho_w)$.

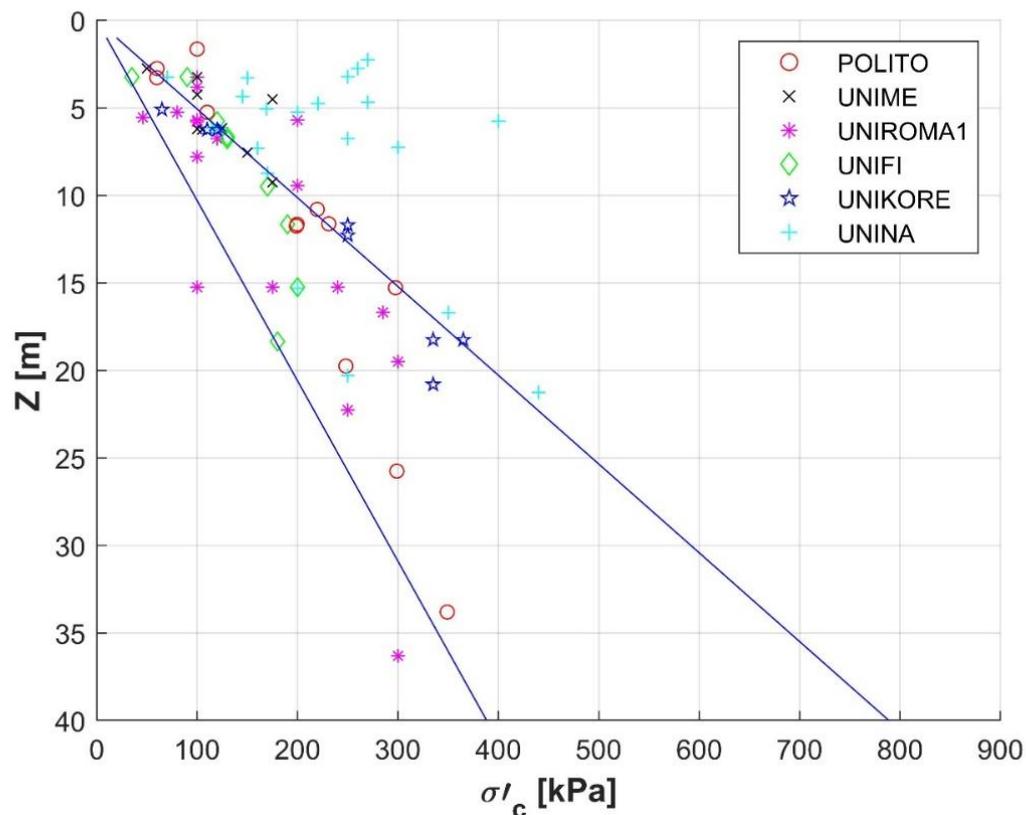


Fig 2.11 Confronto tra la tensione di consolidazione adottata nella prova e lo stato tensionale ipotizzato in sito.

Essendo la σ'_c un dato di prova, la sua scelta spetta all'ente che ha eseguito le prove, per questo viene graficata in funzione del laboratorio che ha eseguito la prova. Risulta quindi facile notare come le tensioni di consolidazione utilizzate nelle prove eseguite dall'Università degli studi di Napoli Federico II, non siano coerenti con quella che si ipotizza essere la condizione in sito, in quanto troppo elevate per le profondità esigue a cui sono stati prelevati i campioni a questa affidati.

Riassumendo i motivi per cui le velocità delle onde di taglio calcolate indirettamente in laboratorio siano differenti dalle velocità delle onde di taglio misurate in sito, si confrontano i due valori di velocità sulla base dei parametri che potrebbero influenzare il calcolo in laboratorio. La Fig 2.12 riporta i dati in funzione del laboratorio che ha eseguito la prova così da poter controllare se ci sia una correlazione con la tensione di consolidazione utilizzata nella fase sperimentale; la Fig 2.13 riporta i valori delle velocità in funzione dell'indice di plasticità così da controllare che la loro differenza non sia dovuta ad un effetto di campionamento su materiali a grana grossa piuttosto che su quelli a grana fine.

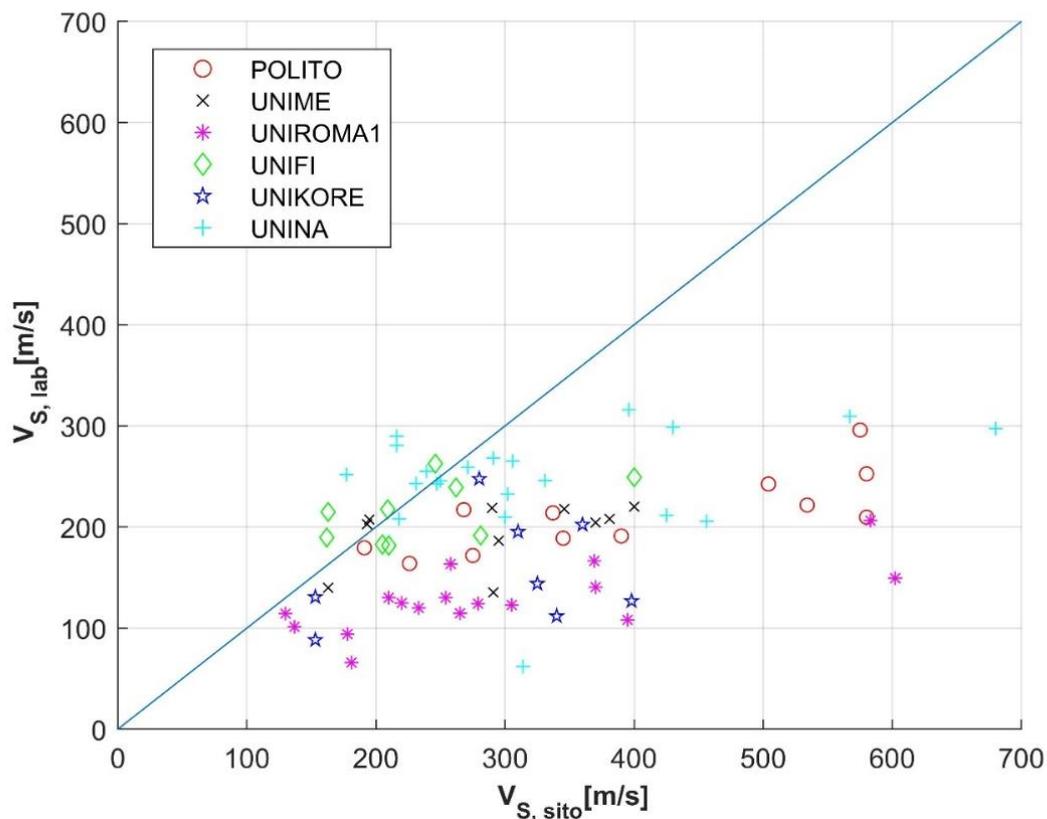


Fig 2.12 Confronto delle velocità delle onde di taglio in sito ed in laboratorio sulla base del laboratorio da cui è stata eseguita la prova.

Una lettura generale del confronto sulla base dei laboratorio che hanno eseguito le prove mette in luce che al crescere della V_S in sito, la V_S in laboratorio tende ad assestarsi su un valore costante per ogni laboratorio.

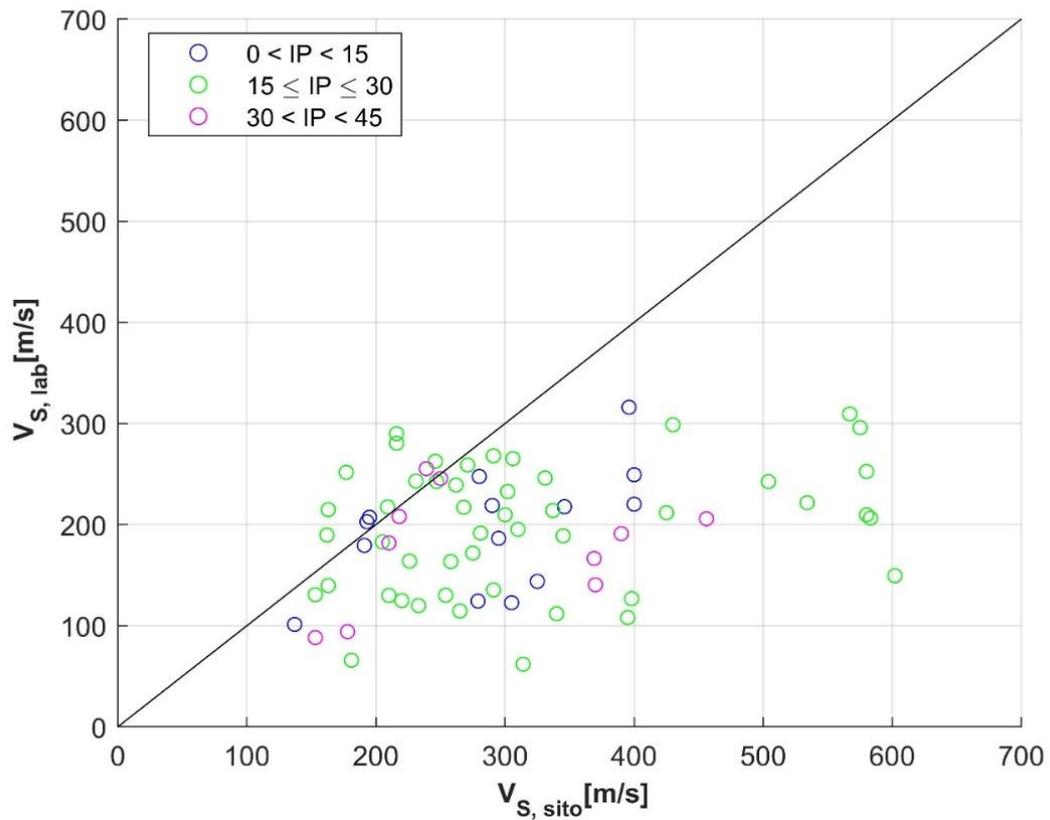


Fig 2.13 Confronto delle velocità delle onde di taglio in sito ed in laboratorio sulla base dell'indice di plasticità del campione.

Il confronto sulla base dell'indice di plasticità, probabilmente anche a causa del range limitato dei valori di IP, non ha un trend ben definito che permetta di formulare delle conclusioni.

3 COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI

La fenomenologia dell'evento sismico richiede l'analisi del comportamento meccanico del terreno in condizioni di taglio semplice, cioè in presenza di un processo di carico che sottopone l'elemento di sottosuolo, a partire dalle condizioni geostatiche, ad una tensione tangenziale variabile nel tempo con legge irregolare $\tau(t)$ (Lanzo e Silvestri, 1999).

La risposta meccanica dei terreni ai carichi ciclici, come le sollecitazioni del sisma, è complessa e caratterizzata da un comportamento non lineare, da accumulo di deformazioni permanenti e dissipazione di energia non reversibile, da decadimento progressivo dei parametri meccanici per effetto del numero dei cicli di carico applicati. A questo si aggiunge, in presenza di fluido interstiziale, l'accumulo di pressioni interstiziali qualora i terreni vengano a trovarsi in condizioni di drenaggio impedito o parziale.

La modellazione viene così effettuata facendo riferimento a modelli costitutivi semplificati, che pur non essendo rigorosi riescono a riprodurre in maniera adeguata la risposta sismica del terreno in riferimento a specifiche applicazioni.

In questo contesto, per un ciclo di carico in termini di tensioni tangenziali, il comportamento del terreno è efficacemente rappresentabile mediante una coppia di parametri che variano con il livello di deformazione tangenziale γ , impresso all'elemento di terreno.

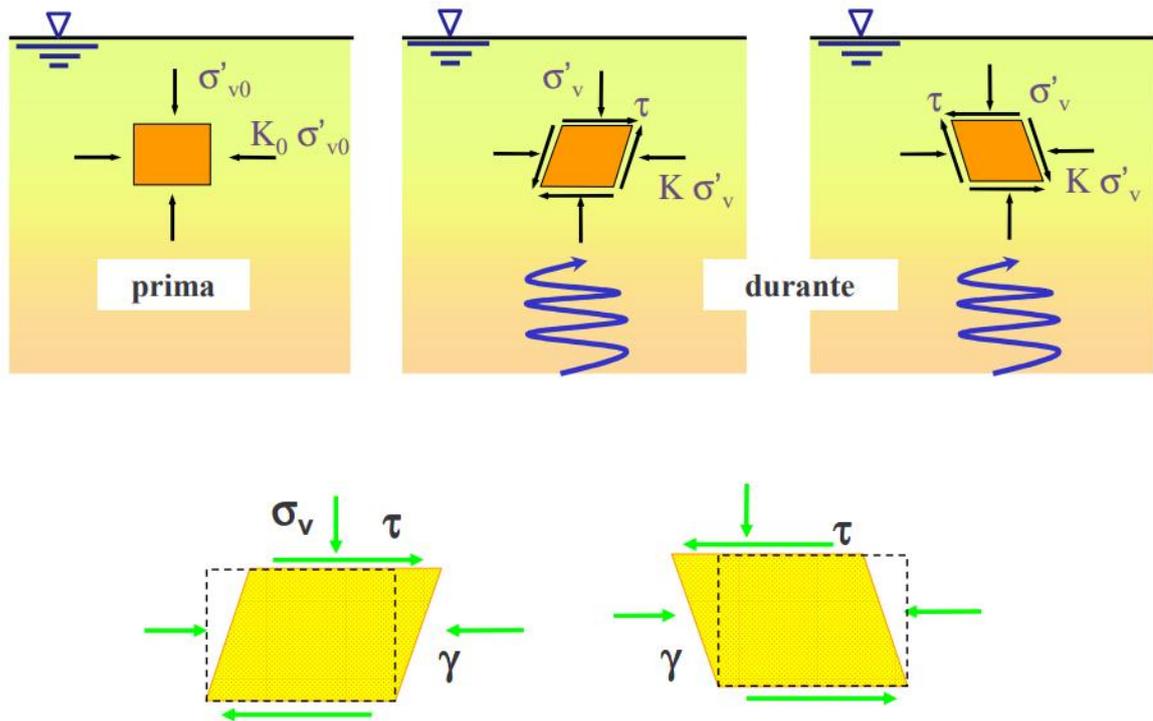


Fig 3.1 Sollecitazione di un elemento di terreno durante un evento sismico (Lanzo, 2012)

- Modulo di rigidezza a taglio G

Definisce la rigidezza a taglio di un terreno, ed è l'inclinazione della secante (o della tangente) alla relazione non lineare di taglio tra sforzi e deformazioni, e subisce un decremento all'aumentare dell'ampiezza di deformazione. La variazione di questo modulo in funzione della deformazione viene indicata come curva di decadimento del modulo di taglio. Generalmente questa curva viene riportata come una normalizzazione del modulo G rispetto al modulo calcolato per piccolissime deformazioni G_0 , dove si può assumere che il terreno abbia un comportamento lineare elastico. Nel catalogare i campioni è stato inserito nel database anche il valore di G_0 , assunto come il massimo degli G restituiti dalle prove di caratterizzazione meccanica. In Fig 3.2 è riportata la distribuzione degli G_0 associati ai 77 campioni di riferimento, considerando i risultati delle prove di colonna risonante e taglio semplice ciclico, qualora non fosse stata svolta la prova di colonna risonante.

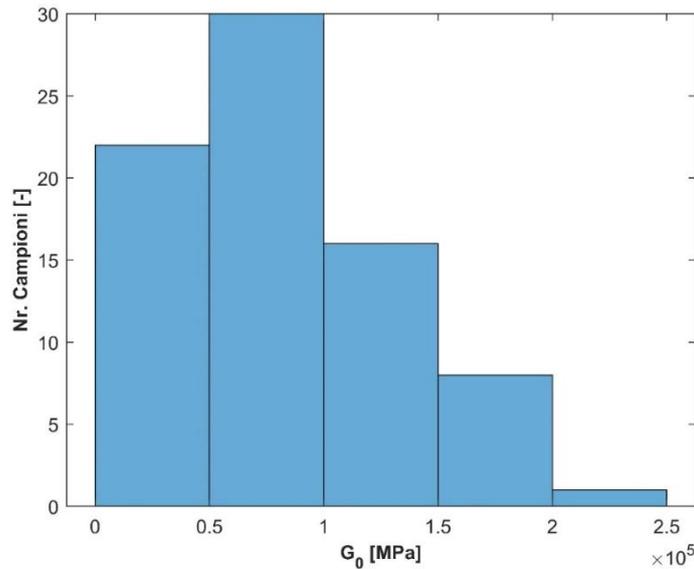


Fig 3.2 Distribuzione del valore del modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni per i campioni catalogati, in base ai risultati di prova di colonna risonante o taglio semplice ciclico.

Con riferimento alla Fig 3.6 il modulo di rigidezza a taglio è definito:

$$G = \frac{\tau_{pp}}{\gamma_{pp}}$$

- Rapporto di smorzamento D

Definisce il rapporto tra la dissipazione di energia nel singolo ciclo di carico e l'energia di deformazione massima accumulata. Questo parametro subisce un incremento all'aumentare dell'ampiezza delle deformazioni. Con riferimento alla Fig 3.6 il fattore di smorzamento è definito:

$$D = \frac{W_D}{4\pi W_S}$$

A piccolissime deformazioni, dove si può assumere che il terreno segua un comportamento elastico lineare, il rapporto di smorzamento tende ad assumere un valore costante coincidente con il suo minimo e definito D_0 . Per un dato terreno lo smorzamento iniziale è dipendente dallo stato tensionale effettivo, in particolare D_0 diminuisce all'aumentare dello stato tensionale effettivo, ma gli andamenti ed i valori tipici di D_0 variano da materiale a materiale e non sempre consentono una chiara valutazione degli effetti dei valori costitutivi (Lanzo e Silvestri, 1999). In "Risposta Sismica Locale" vengono indicate delle fasce di variazione dello smorzamento sulla base della tipologia di terreno; ad esempio, per terreni granulari (sabbie, ghiaie) il campo di

variazione del fattore di smorzamento a piccole deformazioni con la storia tensionale è ristretto a valori prossimi allo zero, mentre per terreni naturali a grana fine, i valori tipici ed il gradiente di diminuzione di D_0 con la tensione effettiva aumentano passando da argille consistenti a tenere (Fig 3.3). Inoltre, in generale, a parità di stato e storia tensionale i valori caratteristici del rapporto di smorzamento a piccole deformazioni dovrebbero aumentare con l'indice di plasticità (Vinale et al., 1996).

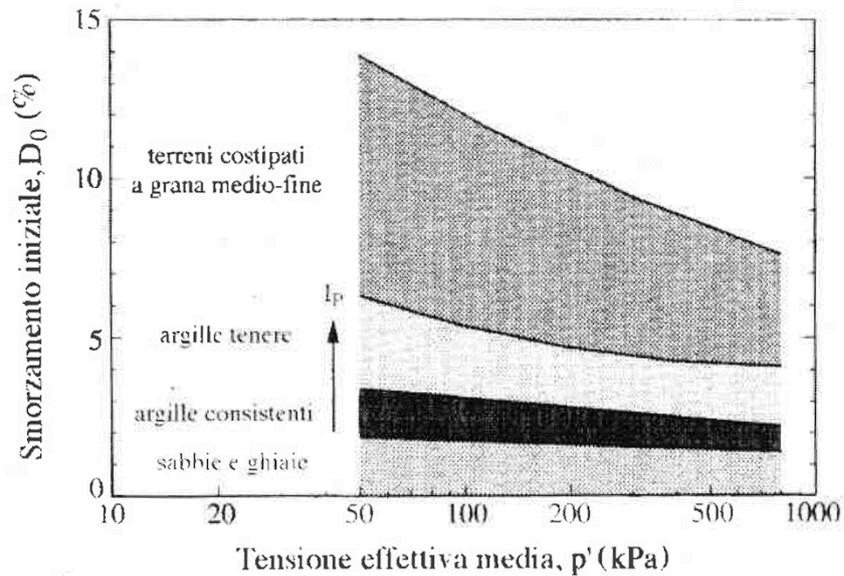


Fig 3.3 Dipendenza del fattore di smorzamento iniziale D_0 dal tipo di terreno e dalla tensione effettiva (Vinale et al., 1996)

In Fig 3.4, dove i dati che mettono in relazione il fattore di smorzamento e la tensione effettiva vengono plottati in funzione dell'IP, si nota che a quest'ultimo non è associato alcun andamento bene definito, probabilmente perché, come già spiegato in precedenza, il range di indice di plasticità coperto dai campioni, non è sufficientemente grande. Ugualmente la generale dipendenza di D_0 da σ'_c non è marcata, ma è comunque leggermente accennata.

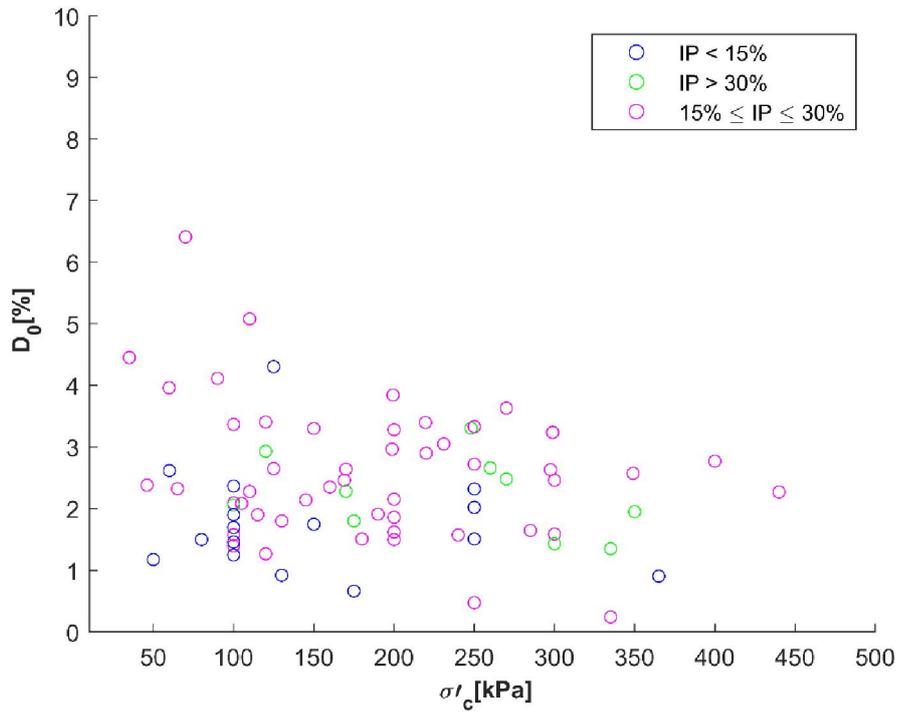


Fig 3.4 Dipendenza del fattore di smorzamento a piccole deformazioni D_0 dalla tensione di consolidazione effettiva σ'_c .

In Fig 3.5 è riportata la distribuzione del valore di D_0 per i campioni catalogati nella variabile 'Data'.

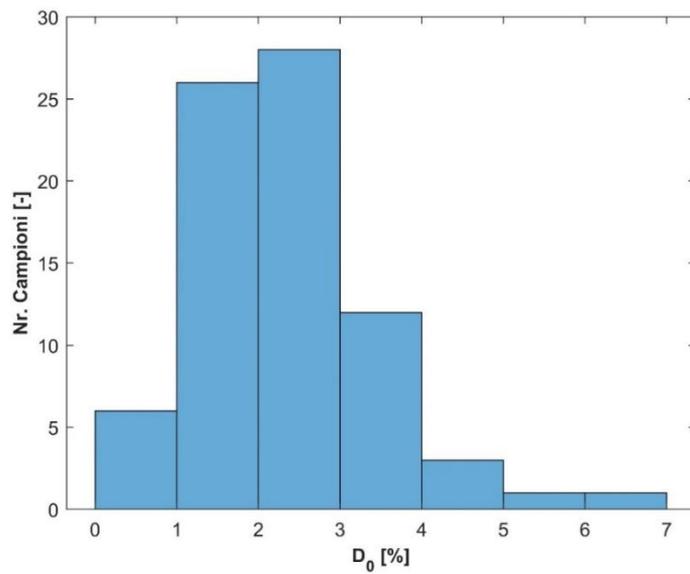
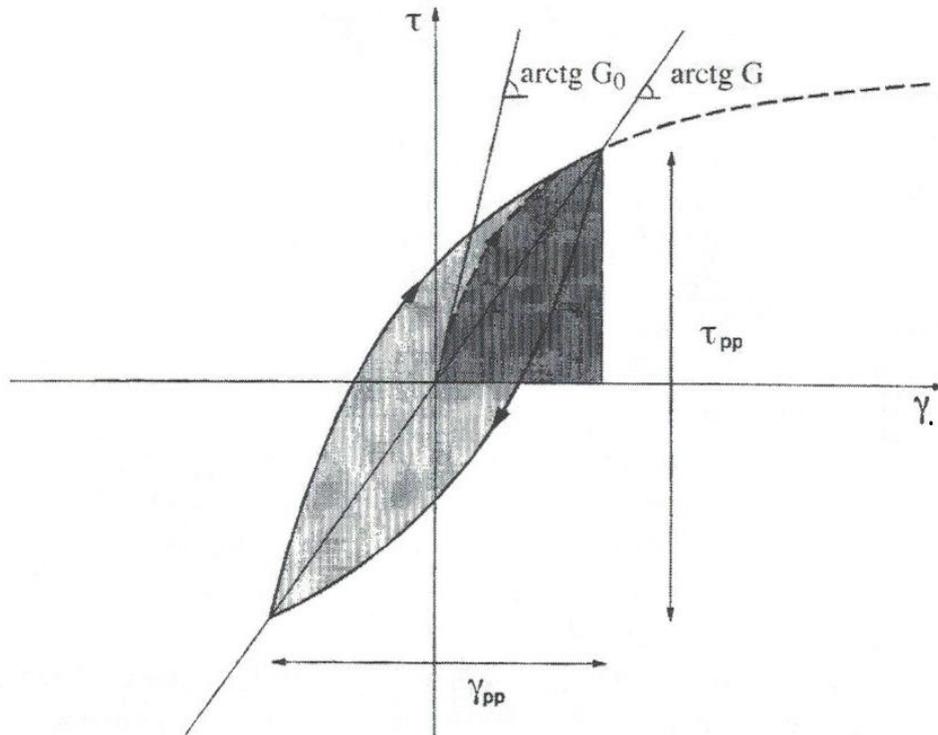


Fig 3.5 Distribuzione del valore del fattore di smorzamento a piccole deformazioni per i campioni catalogati, in base ai risultati di prova di colonna risonante o taglio semplice ciclico.



$W_D = \text{Area}$  = Energia dissipata nel ciclo
 $W_S = \text{Area}$  = Energia accumulata nel 1° carico

Fig 3.6 Definizione dei parametri di rigidità a taglio G e fattore di smorzamento D , in un ciclo tensione-deformazione tangenziale (Lanzo e Silvestri, 1999)

Entrambi i parametri e le relative curve associate al variare del livello deformativo, dipendono dai parametri di stato e dalle proprietà fisiche del terreno, oltre che dalle caratteristiche del carico applicato. In particolare, tale dipendenza risulta marcata in relazione alle variazioni di indice di plasticità e di stato tensionale; il grado di sovraconsolidazione, la frequenza di carico ed il numero di cicli influenzano in modo meno significativo le curve di variazione (Darendeli, 2001) ed infatti queste ultime dipendenze non verranno analizzate nel presente lavoro.

3.1. SOGLIA LINEARE E SOGLIA VOLUMETRICA

Nelle curve di variazione è possibile osservare tre campi di comportamento del terreno contigui, i cui intervalli sono delimitati da due livelli di deformazione specifici detti soglia di linearità e soglia volumetrica.

La soglia di linearità γ_l divide il comportamento approssimativamente lineare del terreno, ai cui livelli deformativi è associata una dissipazione di energia molto contenuta, da quello non lineare.

La soglia volumetrica γ_v divide il comportamento ciclico non distruttivo dal comportamento ciclico che causa significative modifiche permanenti nella microstruttura.

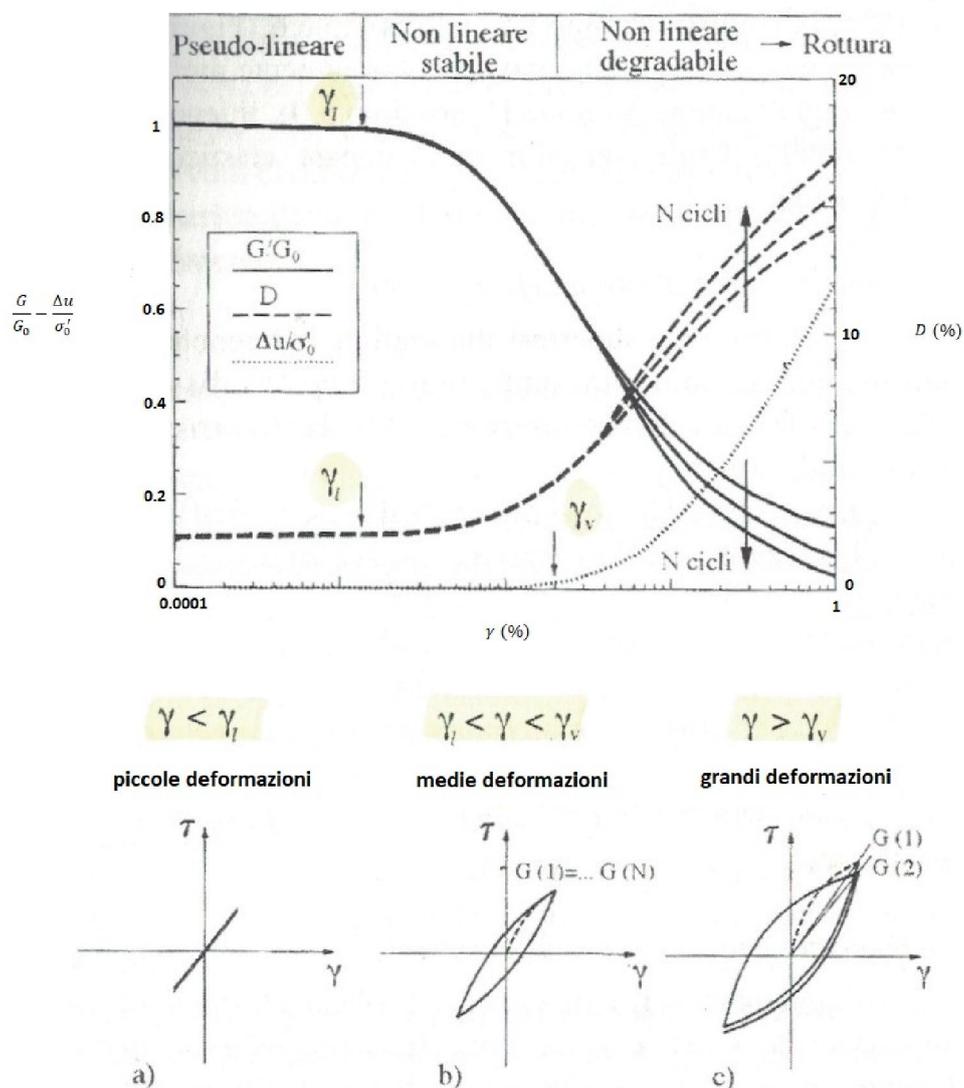


Fig 3.7 Livelli deformativi ed aspetti del comportamento meccanico del terreno in condizioni di taglio semplice ciclico (Lanzo e Silvestri, 1999)

I tre comportamenti che si possono distinguere sono quindi:

- comportamento a piccole deformazioni ($\gamma < \gamma_l$): il comportamento meccanico del terreno non si discosta significativamente da quello di un mezzo visco-elastico lineare. In questo intervallo il modulo di taglio assume un valore iniziale massimo G_0 che rimane pressoché costante, e la risposta del terreno durante un ciclo completo di isteresi è caratterizzata da energia dissipata percentualmente molto ridotta rispetto a quella impressa, ciò si traduce in un rapporto di smorzamento inferiore all'1% e prossimo allo 0%.
- comportamento a medie deformazioni ($\gamma_l < \gamma < \gamma_v$): il comportamento meccanico del terreno è marcatamente non lineare e dissipativo, evidenziato da una sensibile riduzione del modulo di taglio e da un corrispondente aumento del rapporto di smorzamento. Tuttavia, il materiale conserva un comportamento stabile ed indipendente dalla storia di carico, ed il carico ciclico non induce incrementi di pressioni interstiziali, in condizione non drenate, o deformazioni volumetriche permanenti, in condizioni drenate. Il legame costitutivo del terreno può essere attendibilmente simulato con un modello lineare equivalente, infatti la relazione sforzi-deformazioni è curva ma le deformazioni sono recuperabili durante il processo di scarico.
- comportamento a grandi deformazioni ($\gamma > \gamma_v$): il comportamento meccanico del terreno evolve degradando con il numero di cicli di carico N . Ad ogni singolo ciclo i valori residui delle deformazioni volumetriche (in condizioni drenate) diventano irrecuperabili e le sovrappressioni neutre (in condizioni non drenate) non sono trascurabili. A questi livelli deformativi il legame costitutivo del terreno non può che essere descritto da un modello non lineare di tipo elasto-plastico.

3.1.1 CONFRONTO CON LE SOGLIE DI VUCETIC, 1994

Seguendo il criterio utilizzato da Vucetic in "Cyclic threshold shear strains in soils" (1994), la soglia di deformazione ciclica lineare, viene definita arbitrariamente come il livello deformativo ciclico corrispondente ad un rapporto adimensionale del modulo di rigidezza pari a $\frac{G}{G_0} = 0.99$, dove G_0 coincide con il massimo dei valori di G resituiti dalle prove meccaniche di laboratorio.

La soglia di deformazione volumetrica, secondo le osservazioni sperimentali riportate da Vucetic (1994), corrisponde ad un decadimento del modulo di taglio adimensionale pari al 35%,

indipendentemente dal tipo di terreno considerato; di conseguenza, la suddetta soglia deformativa viene calcolata in corrispondenza $\frac{G}{G_0} = 0.65$.

Si osserva come, sia la soglia deformativa lineare che quella volumetrica, aumentino al crescere dell'indice di plasticità e come i relativi andamenti delle due soglie siano pressoché paralleli, distanziati da circa 1.5 cicli logaritmici (Fig 3.8)

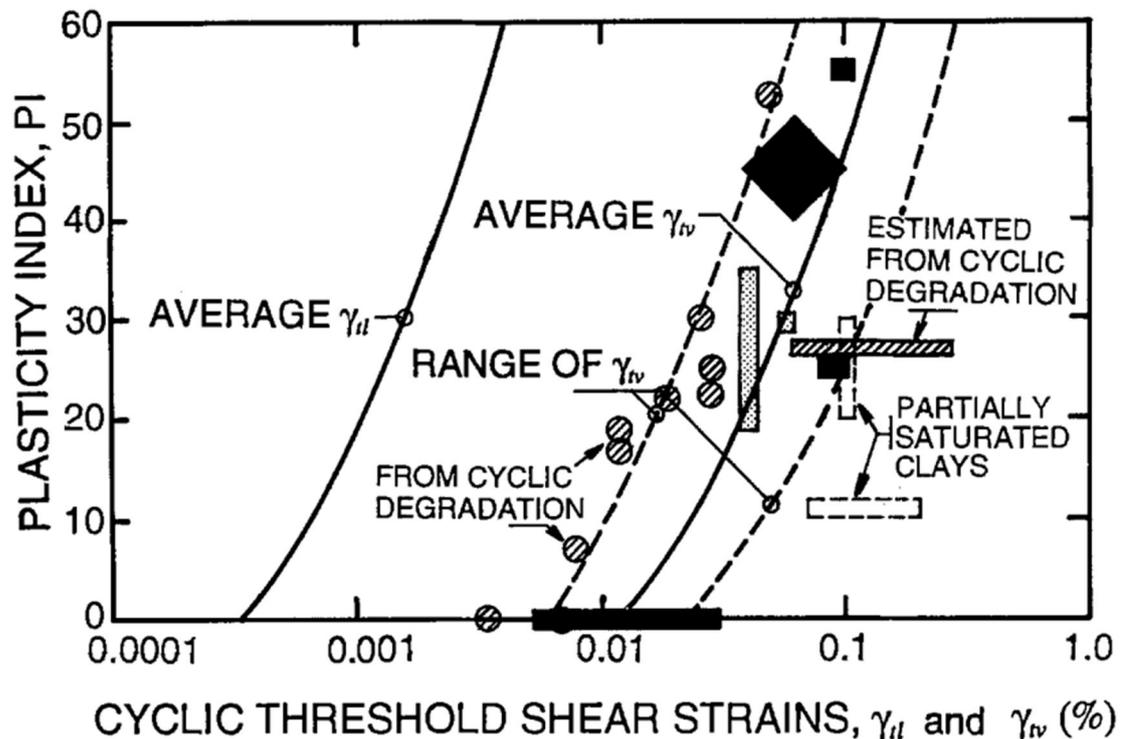


Fig 3.8 Effetto dell'indice di plasticità sulla soglia deformativa lineare e sulla soglia deformativa volumetrica (Vucetic, 1994).

I terreni con IP elevato richiedono deformazioni cicliche più grandi prima di mostrare una risposta anelastica e un comportamento non lineare. Di conseguenza la degradazione di rigidezza e l'insorgere delle sovrappressioni nei terreni saturi, in terreni più plastici iniziano a svilupparsi dopo piuttosto che in materiali meno plastici; ad esempio i terreni con basso IP, come le sabbie sature e i limi non plastici per cui $IP=0$, sono poco deformabili e fortemente non lineari, ciò significa che le loro soglie, lineare e volumetrica, hanno valori piuttosto contenuti. In accordo con queste considerazioni si avrà, in una condizione non drenata di caricamento ciclico, per uno stesso livello deformativo una degradazione della rigidezza più rapida per i terreni saturi a bassa plasticità piuttosto che per i terreni ad alta plasticità.

Lo stesso criterio adottato da Vucetic è stato applicato per cercare la soglia lineare e la soglia volumetrica dei campioni catalogati nel database. Sono stati interpolati i risultati di $\frac{G}{G_0}$ di colonna risonante e, in mancanza di essa, del taglio semplice ciclico, per poi estrapolare i valori di γ_l e γ_v secondo il criterio esplicito precedentemente.

In Fig 3.9 si può notare come i campioni del seguente studio si distribuiscono rispetto al modello di Vucetic (1994).

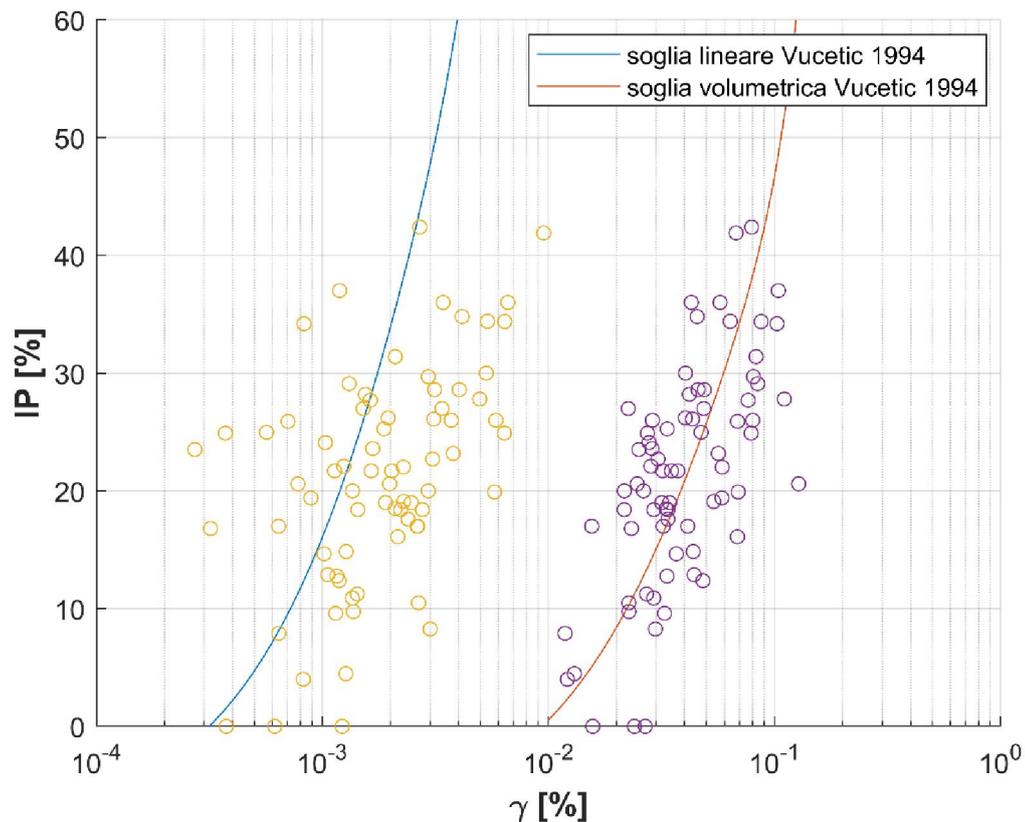


Fig 3.9 Confronto dei valori delle soglie deformative dei campioni provenienti dal Centro Italia con i risultati della sperimentazione di Vucetic

Tutti i dati della soglia volumetrica rientrano in una fascia relativamente ristretta che segue l'andamento di Vucetic, mentre i dati della soglia lineare sono notevolmente più dispersi rispetto al modello di riferimento, seguendo comunque nella maggior parte dei casi il trend generale secondo cui il valore di soglia aumenta all'aumentare dell'indice di plasticità. Tuttavia, se si effettua una semplice interpolazione lineare sui dati di soglia lineare si nota come questa sia traslata verso valori maggiori di livelli deformativi; il 21% dei campioni si trova infatti al di sotto della soglia modellata da Vucetic, ed il 79% risulta invece avere valori di soglia lineare maggiori.

I risultati di Vucetic e i dati sperimentali dei campioni provenienti dal Centro Italia, relativi alle soglie di linearità e volumetrica, vengono ulteriormente confrontati con i valori di γ_l e γ_v estrapolati dall'applicazione del modello empirico di Darendeli, 2001 (modello trattato nel paragrafo 3.2.1). Il modello è stato applicato, fissando OCR=1, per cinque valori crescenti della tensione di confinamento (50 MPa, 100 MPa, 150MPa, 200 MPa, 250MPa), e per un range di IP compreso tra 0% e 60%. Sull'implementazione delle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio secondo questo modello, è stato applicato il criterio utilizzato da Vucetic per la definizione delle soglie deformative (Fig 3.10).

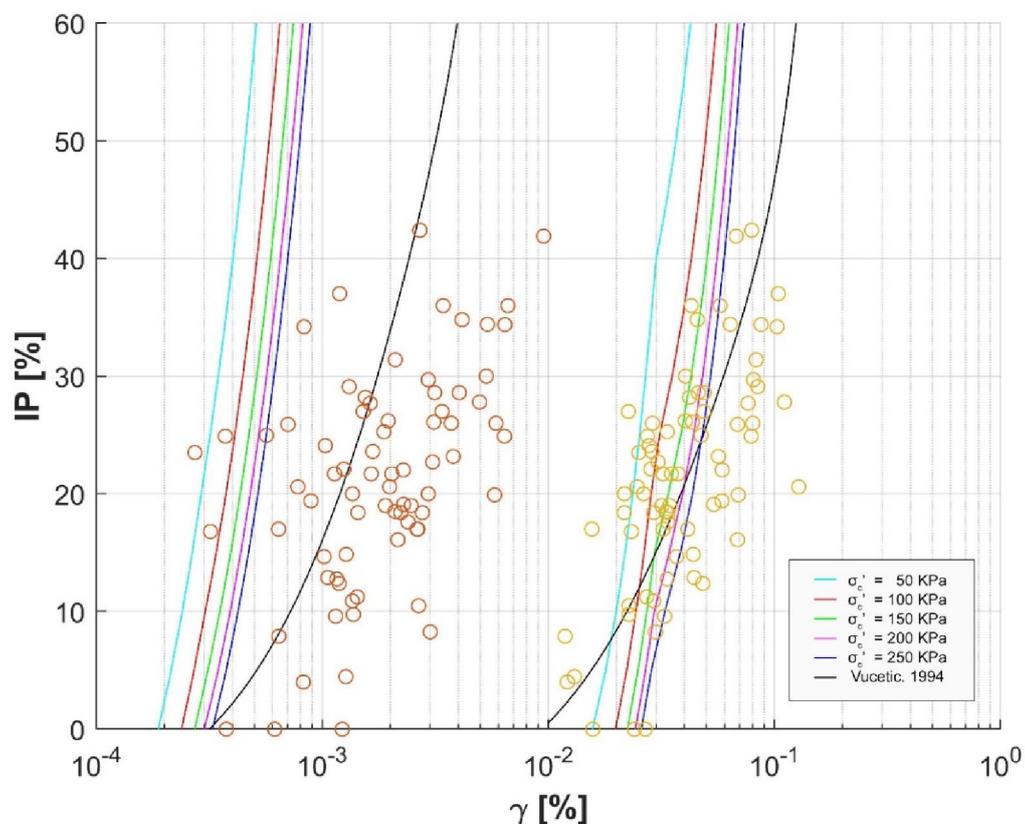


Fig 3.10 Confronto degli andamenti delle soglie deformative estrapolate dall'applicazione del modello sperimentale di Darendeli (2001) con i risultati di Vucetic e i dati sperimentali dei campioni del Centro Italia.

Ovviamente all'aumentare della tensione di confinamento imposta, entrambe le soglie traslano verso livelli deformativi maggiori, tuttavia al crescere di IP l'aumento di γ_l e γ_v è piuttosto contenuto rispetto all'andamento di Vucetic, andamento che abbiamo già visto essere confermato in parte dai dati sperimentali di questo lavoro. Mentre i valori di soglia volumetrica sono coerenti con quelli attesi, la discrepanza più grande riguarda la soglia di linearità che è fortemente sottostimata, soprattutto rispetto a quelli che sono i risultati provenienti dall'analisi dei campioni catalogati nel database su cui si sta lavorando in questa sede; ed ovviamente

all'aumentare dell'indice di plasticità questa differenza si fa sempre più marcata, in accordo con il ristretto range di variazione, all'incrementare di IP, della soglia deformativa estrapolata dall'applicazione del modello di Darendeli.

3.1.2 DISPERSIONE DEI VALORI DI SOGLIA LINEARE PER DETERMINATI RAGGRUPPAMENTI DI CAMPIONI

La dispersione delle soglie lineari per i dati sperimentali richiede un approfondimento quantitativo, elaborato con la funzione boxplot del software Matlab. Tale funzione dà la possibilità di rappresentare una distribuzione statistica dei campioni attraverso un diagramma a rettangoli (o "scatole"). In ogni "box" il segno centrale indica il valore mediano (delle soglie deformative, nel caso considerato), i bordi inferiori e superiori della casella indicano il 25° e il 75° percentile, mentre i "baffi" si estendono fino ai punti dati più estremi non considerati valori anomali e, questi ultimi, vengono invece tracciati individualmente.

I criteri di raggruppamento dei dati sperimentali su cui elaborare questa analisi statistica sono due: uno fondato sulla suddivisione dei campioni, in base al loro valore IP, in tre classi contraddistinte dal valore medio degli indici di plasticità dei campioni che vi ricadono ([0%-15%]-[15%-30%]-[30%-45%]), e l'altro basato sulla suddivisione dei campioni nelle quattro classi individuate dalla classificazione di Casagrande (ML-CL-MH-CH).

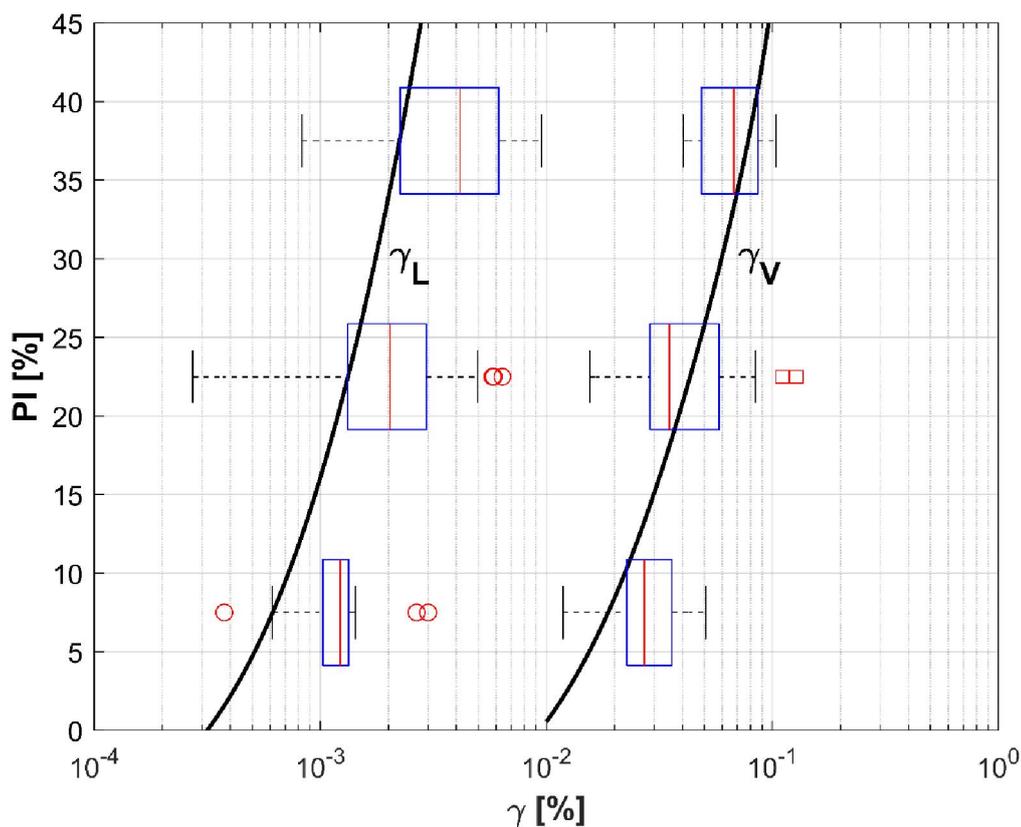


Fig 3.11 Boxplot delle soglie di linearità e delle soglie volumetriche dei dati sperimentali per tre classi di campioni suddivisi in base al valore di IP

In Fig 3.11 la mediana di ogni boxplot cresce ragionevolmente all'aumentare dei valori di IP contenuti nelle tre classi. La maggior dispersione della soglia di linearità si ha per i campioni che ricadono nel range tra 15 e 30%, probabilmente anche perché è la classe contenente più dati sperimentali, come si è visto nella descrizione della variabile strutturata in cui è stato organizzato il presente lavoro. I valori di γ_L , in questo raggruppamento vanno da un minimo di circa $2.5 \cdot 10^{-4}\%$ a circa $5 \cdot 10^{-3}\%$, con la presenza di tre outliers oltre il limite superiore, i quali spostano la distribuzione verso valori più elevati del livello deformativo. In Fig 3.11 viene affiancata al boxplot della soglia di linearità e al suo confronto con l'andamento di Vucetic, la stessa valutazione anche per la soglia volumetrica. Quello che si riscontra è, come ci si aspettava, una minore dispersione dei dati sperimentali e un fitting migliore delle mediane dei raggruppamenti da parte della curva di Vucetic.

Se invece si raggruppano i dati sperimentali secondo la distribuzione di Casagrande (Fig 2.5), si nota, da Fig 3.12, che la mediana delle soglie di linearità cresce al crescere della plasticità (da lower - L - a High - H -), senza però una notevole differenza tra argille (C) e limi (M). Il 67% dei campioni è contenuto nella classe delle argille a bassa plasticità, raggruppamento che ha due

outliers oltre l'estremo superiore, e la cui distribuzione è spostata verso valori più alti del range di γ_l che copre. Comportamento simile hanno i campioni che si trovano nella classe delle argille più plastiche (CH), questi rappresentano il 16% del totale. Le soglie di linearità legate ai terreni classificati da Casagrande come limi (alta e bassa plasticità) hanno dispersione molto più contenuta rispetto alle classi illustrate sopra; di questo è sicuramente responsabile anche il minor numero di dati sperimentali contenuti in ognuno dei due raggruppamenti, rispettivamente l'11% e l'8% del totale.

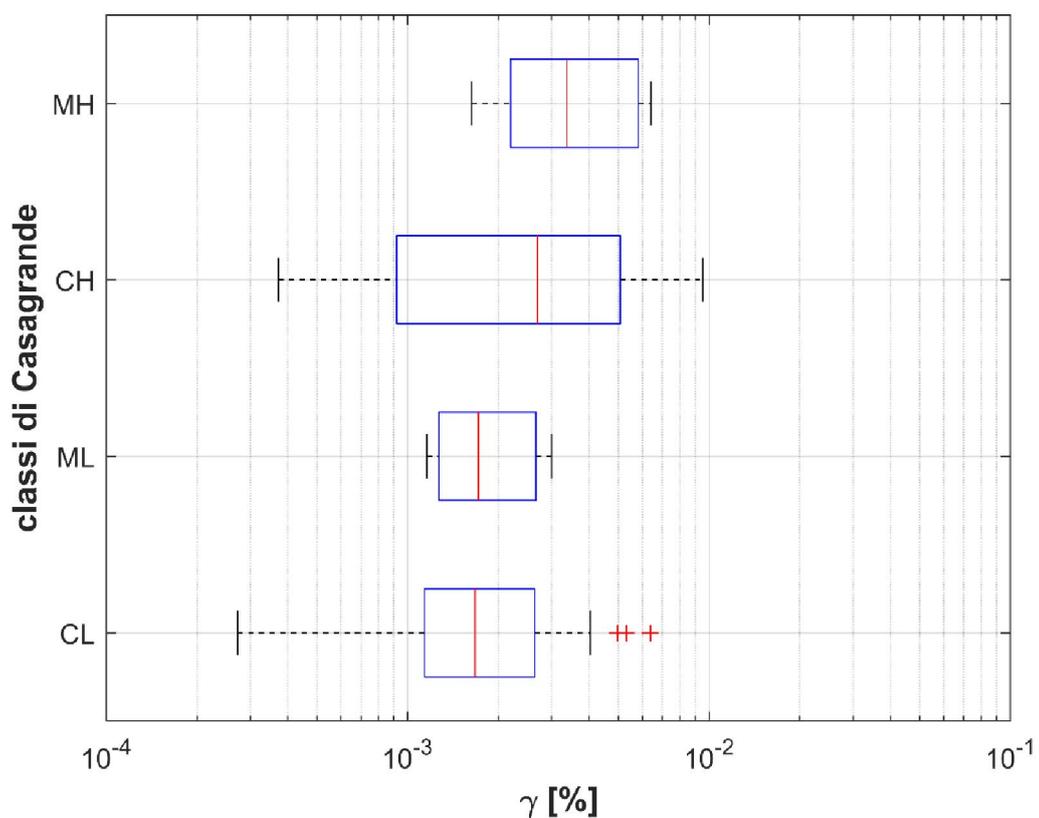


Fig 3.12 Boxplot delle soglie di linearità dei dati sperimentali per quattro classi di campioni suddivisi in base alle quattro classi individuate nella carta di Casagrande.

3.1.3 CALCOLO DELLA SOGLIA VOLUMETRICA IN FUNZIONE DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

Si tiene presente della definizione di soglia volumetrica, secondo cui γ_v corrisponde al livello deformativo sopra cui si ha una modificazione permanente del volume del terreno o un cambiamento permanente delle sovrappressioni interstiziali, e sotto cui, invece, la microstruttura del terreno non si modifica e i cambiamenti di volume e di pressioni interstiziali

sono considerati trascurabili. Inoltre si considera la modalità di prova in condizioni sature non drenate, ammettendo quindi che un dato significativo della soglia volumetrica è quello che tiene in considerazione dell'insorgere delle sovrappressioni Δu . Nonostante, in un'argilla, le sovrappressioni possono essere sia negative che positive, in dipendenza dall'OCR, numerosi studi suggeriscono che per una data argilla la soglia volumetrica tende ad essere pressoché unica indipendentemente dal grado di sovraconsolidazione; per questo motivo il ragionamento che segue avrà un significato più generale per un'argilla piuttosto che per una sabbia (Vucetic, 1994).

Non tutti i certificati delle prove meccaniche di laboratorio sui campioni destinati al progetto di MS del Centro Italia riportano i valori delle sovrappressioni. Solo i certificati del Politecnico di Torino, dell'Università degli Studi di Firenze e dell'Università degli Studi di Messina forniscono i valori di Δu , per un totale di 28 campioni (Cossignano, Esanatoglia e un campione di Offida non hanno valori di sovrappressioni attendibili e quindi vengono automaticamente esclusi). Di questi, in Fig 3.13 sono stati considerati solo quelli con un indice di plasticità compreso tra il 15% e il 30%, range considerato più significativo per il presente studio sulla base della tipologia di campioni.

La Fig 3.13 (a) mostra l'incremento delle sovrappressioni Δu all'aumentare del livello deformativo durante la prova di colonna risonante, mentre la Fig 3.13 (b) mostra le stesse sovrappressioni adimensionalizzate per la tensione di confinamento adottata nella relativa prova.

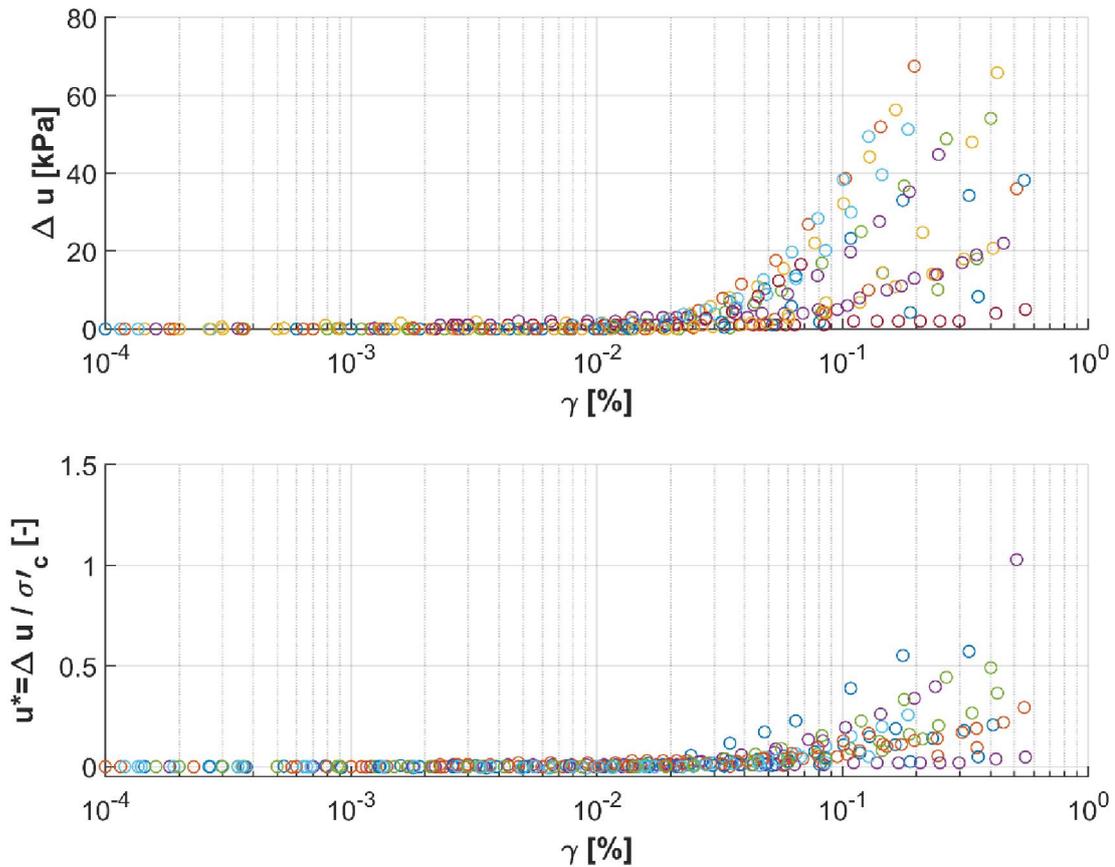


Fig 3.13 Sovrappressioni (a), e loro adimensionalizzazione (b) rispetto alla tensione di consolidazione, in funzione del livello deformativo per campioni con IP compreso tra 15% e 30%

Viene definito un nuovo criterio per la ricerca della soglia volumetrica secondo cui γ_v corrisponde ad un valore di $u^* = \frac{\Delta u}{\sigma'_c} = 0.01$ e, successivamente, $u^* = 0.005, u^* = 0.02, u^* = 0.03$. Si interpolano quindi i valori di u^* e si restituisce la deformazione associata ai valori adottati nel criterio, che corrisponde quindi alla soglia volumetrica.

Confrontando i risultati ottenuti con questo criterio che considera l'insorgere delle sovrappressioni interstiziali, con il criterio adottato in precedenza seguendo la sperimentazione di Vucetic, si nota come i valori di γ_v associati a $\frac{G}{G_0} = 0.65$ siano in accordo con quelli corrispondenti alle varie percentuali del rapporto adimensionale u^* tra le Δu e la tensione di confinamento σ'_c imposta per la prova di colonna risonante (Fig 3.14).

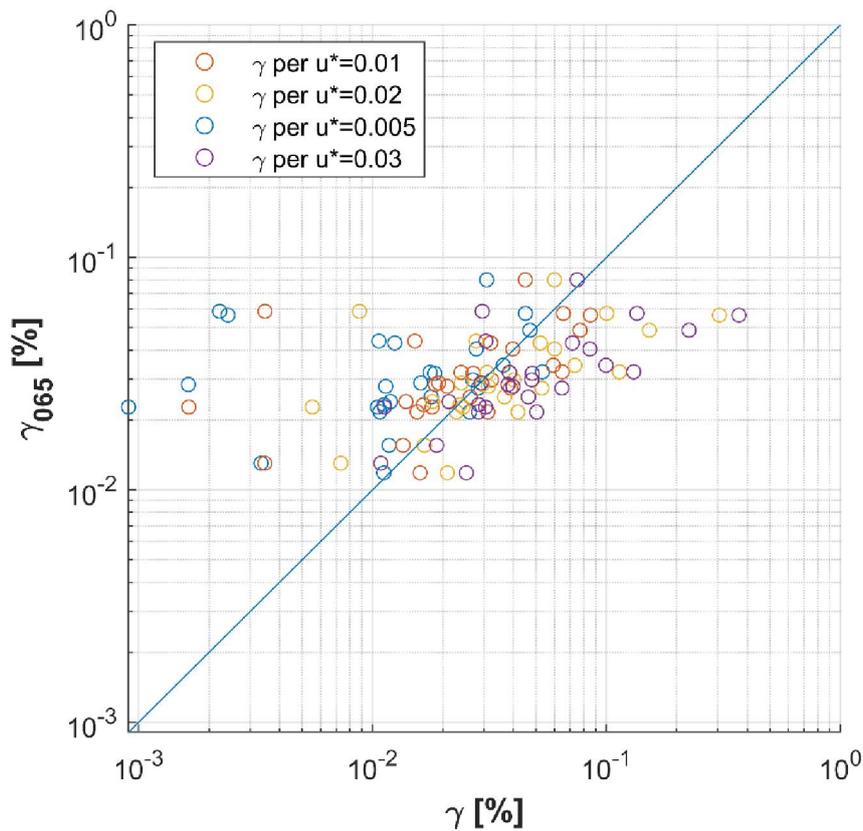


Fig 3.14 Confronto tra le soglie volumetriche dei campioni presenti nel database di cui si conoscono le Δu di prova, calcolate sulla base di differenti criteri: in ascissa la soglia volumetrica calcolata con il criterio che considera l'insorgere delle sovrappressioni, in ordinata la soglia volumetrica calcolata a partire dalla curva di decadimento del modulo di resistenza a taglio così come fatto da Vucetic.

Per ogni percentuale di u^* per cui è stata valutata la soglia volumetrica si calcola, su ciascun campione, lo scarto di tale soglia rispetto a quella estrapolata con il criterio di Vucetic. La sommatoria di tali scarti restituisce come risultato che la percentuale della sovrappressione interstiziale, adimensionalizzata per la tensione di consolidazione, che più si avvicina al criterio che estrapola il valore della γ_v dalla curva di decadimento del modulo di rigidezza a taglio ($\frac{G}{G_0} = 0.65$), è il 1%. (Tab 3.1)

	$u^* = 0.5\%$	$u^* = 1\%$	$u^* = 2\%$	$u^* = 3\%$
ACQUASANTATERME_S1_C1	0,003794	0,00206	-0,0011	-0,00323
AMANDOLA_S1_C1	0,009693	0,009565	0,005715	0,00218
APIRO_S1_C1 (PARTE_ALTA)	0,01266	0,000688	-0,01961	-0,04448
APIRO_S1_C1 (PARTE_CENTRALE)	0,012776	0,009676	0,004893	-0,00031
CAMERINO_S1_C1	0,012413	-0,00793	-0,04273	-0,07753
CASTELCASTAGNA_S1_C3	0,026777	0,009874	-0,00111	-0,00957
CASTELDILAMA_S1_C2	0,030426	0,010875	-0,00927	-0,02864
CASTELDILAMA_S2_C1	0,007309	-0,00106	-0,0115	-0,02124
CASTELRAIMONDO_S1_C3	-0,02104	-0,03247	-0,08137	-0,09857
CASTIGNANO_S1_C1	0,014418	0,008126	0,001159	-0,00641
CINGOLI_S2_C1	0,054036	-0,0289	-0,2477	-0,31222
FABRIANO_S2_C1	0,00155	-0,02844	-0,10398	-0,17681
FOLIGNANO_S2_C1	0,012092	0,006771	-0,0004	-0,00518
FORCE_S1_C1	-0,00087	-0,01155	-0,02545	-0,03705
MATELICA_S1_C1	0,056456	0,055206	0,049886	0,029226
MONTEDINOVE_S1_C1	0,000668	-0,00413	-0,00905	-0,01333
MONTEFORTINO_S2_C1	0,010921	0,006156	-0,00115	-0,00673
MONTEPARO_S1_C1	0,016494	0,007017	-0,00343	-0,01192
MONTERINALDO_S1_C1	-0,00439	-0,00948	-0,02022	-0,02872
MONTORIOALVOMANO_S1_C1	0,012208	0,00474	-0,00167	-0,00771
MONTORIOALVOMANO_S2_C1	0,002869	-0,00254	-0,01048	-0,01822
OFFIDA_S1_C1	0,03306	0,028541	0,015995	0,013185
SANSEVERINO_S1_C1	0,013293	0,004823	-0,00698	-0,01639
SANSEVERINO_S1_C2	-0,00183	-0,02486	-0,0389	-0,06516
SEFRO_S1_C4	0,049355	0,035107	0,020176	0,005157
TREIA_S1_C1	0,021818	0,021083	0,017193	0,011488
VALLECASTELLANA_S1_C1	0,012048	0,010091	0,005954	0,002759
VENAROTTA_S1_C1	0,012048	0,010091	0,005954	0,002759
	0,411043	0,089126	-0,50918	-0,92267

Tab 3.1 Scarti tra la soglia volumetrica calcolata con il criterio di Vucetic e la soglia volumetrica calcolata considerando diverse percentuali del rapporto $\frac{\Delta u}{\sigma'_c}$, per ogni campione

La soglia lineare ovviamente, per sua definizione, non risente dell'effetto dell'insorgere delle sovrappressioni, quindi rimane quella calcolata secondo il criterio arbitrario della corrispondenza a $\frac{G}{G_0} = 0.99$.

In Fig 3.15, al fianco delle soglie lineari, sono plottate, per ogni campione, la soglia volumetrica calcolata con il criterio secondo cui γ_v corrisponde a $\frac{G}{G_0} = 0.65$, e il criterio che più gli si avvicina considerando le sovrappressioni: $u^* = \frac{\Delta u}{\sigma'_c} = 0.01$.

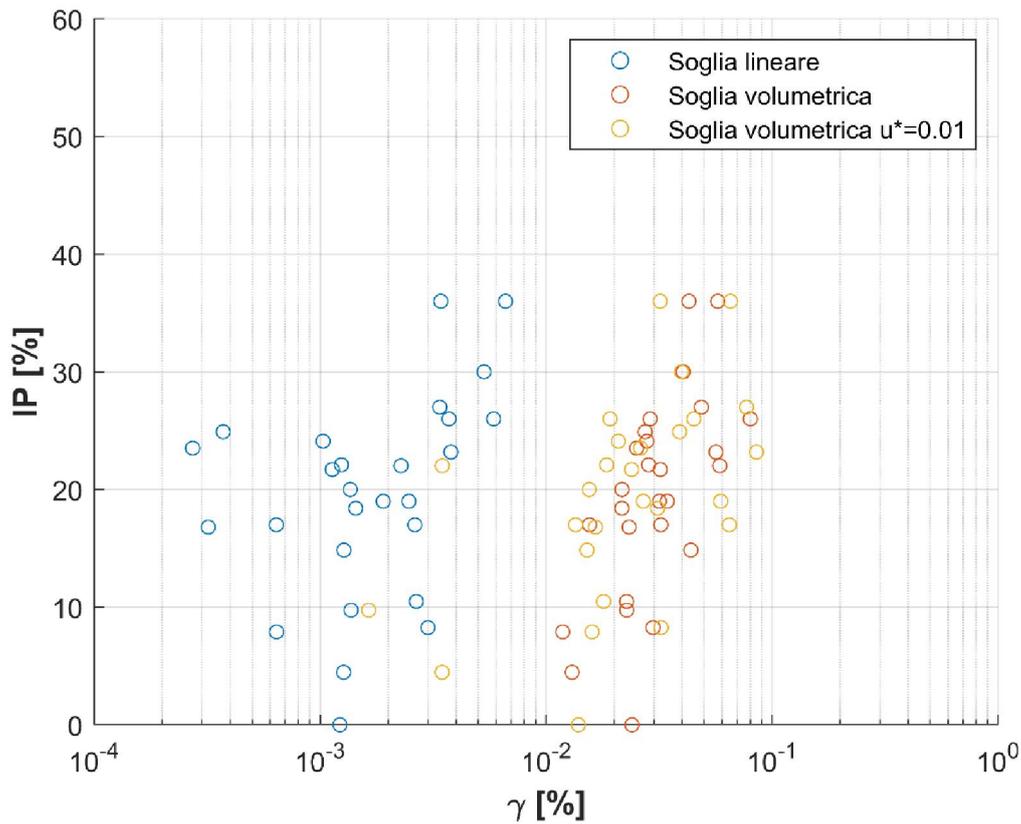


Fig 3.15 Andamento delle soglie deformative, in cui la soglia volumetrica è calcolata seguendo il criterio che considera l'insorgere delle sovrappressioni interstiziali.

3.2 CURVE DI VARIAZIONE DEL MODULO DI RIGIDEZZA A TAGLIO E DEL FATTORE DI SMORZAMENTO.

I terreni mostrano un comportamento sforzi-deformazioni a taglio marcatamente non lineare, espresso mediante i parametri G , modulo di rigidezza a taglio, e D , fattore di smorzamento. La variazione del modulo di rigidezza a taglio G , in funzione della deformazione, viene indicata come curva di decadimento, e spesso viene rappresentata in rapporto con il valore massimo di G , che dovrebbe corrispondere al valore G_0 a piccolissime deformazioni, ovvero al valore del modulo di rigidezza nel campo di validità della linearità. Tale modulo, decresce all'incrementare del livello deformativo. La non linearità nella relazione sforzi-deformazioni dimostra un incremento di energia dissipata e di conseguenza un aumento del fattore di smorzamento al crescere del livello deformativo.

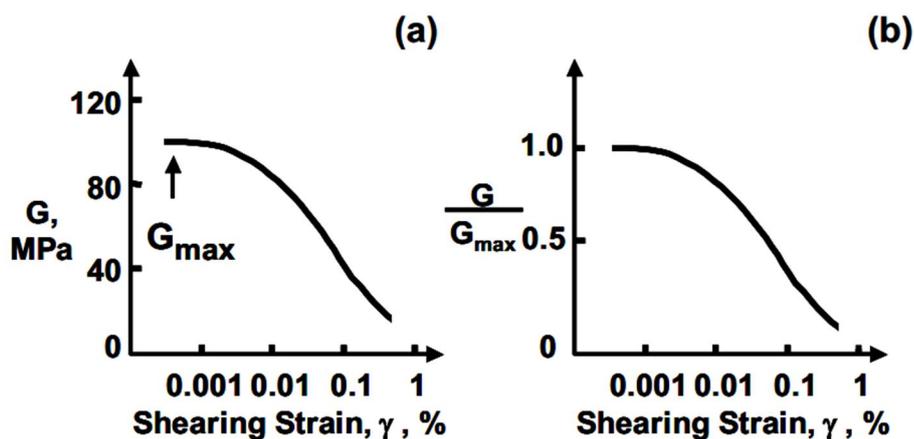


Fig 3.16 (a) Modulo di taglio non lineare; (b) curva di degradazione del modulo di taglio normalizzato (Darendeli, 2001)

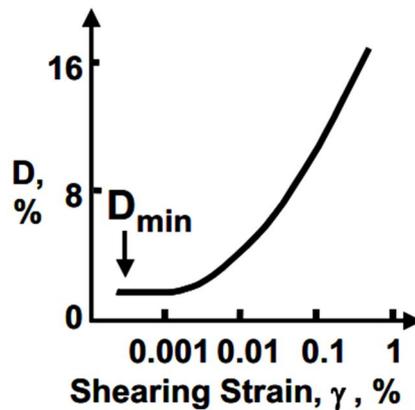


Fig 3.17 Curva del fattore di smorzamento non lineare (Darendeli, 2001)

I valori di G_0 e G_{MAX} potrebbero però non coincidere, ovvero lo G_{MAX} potrebbe non essere il modulo di rigidezza a taglio rappresentativo del tratto lineare; assumendo infatti il valore massimo tra quelli riportati nel certificato di laboratorio si potrebbe sovrastimare G_0 . Si procede quindi a regolarizzare il tratto di curva per livelli deformativi entro la soglia lineare, imponendogli il valore medio degli G precedenti tale soglia, così da poter normalizzare la curva di degradazione per un valore di G_0 costante per i valori di γ in cui il terreno può essere considerato nel campo lineare elastico. Tutte le curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio plottate da qui in avanti sono normalizzate per uno G_0 medio del tratto lineare.

È possibile osservare sperimentalmente come le curve di variazione dipendano dai parametri di stato e dalle proprietà fisiche dei terreni, oltre che dalle caratteristiche del carico ciclico applicato. In particolare, tale dipendenza risulta marcata in relazione alle variazioni di indice di plasticità (Fig 3.18) e dello stato tensionale (Fig 3.19), mentre il grado di sovraconsolidazione, la frequenza di carico ed il numero di cicli le influenzano in modo meno significativo.

Risulta di particolare interesse la ricerca dei motivi per cui le curve di variazione delle proprietà meccaniche di un terreno risultino fortemente influenzate dall'entità dell'indice di plasticità. I terreni ad alta plasticità sono caratterizzati dalla presenza di particelle di piccola dimensione e pertanto mostrano un'elevata superficie specifica ed un elevato numero di punti di contatto. Di conseguenza i legami di natura elettrostatica che si instaurano tra le particelle risultano di notevole entità se comparati al peso proprio delle stesse e quindi governano il comportamento di tali terreni. Al contrario i terreni a grana grossa, caratterizzati da bassa o nulla plasticità, risultano dominati da forze di natura meccanica, come la forza di gravità e quella di attrito tra

le particelle (Lancellotta, 2012). La porzione lineare delle curve di variazione risulta esclusivamente funzione dei contatti tra le particelle, pertanto è possibile ipotizzare che i legami interparticellari, attrattivi e repulsivi, agiscano come un sistema lineare di molle, le quali presentano la capacità di sviluppare livelli deformativi relativamente alti prima di giungere a rottura e consentire deformazioni non lineari e degradazione della rigidità.

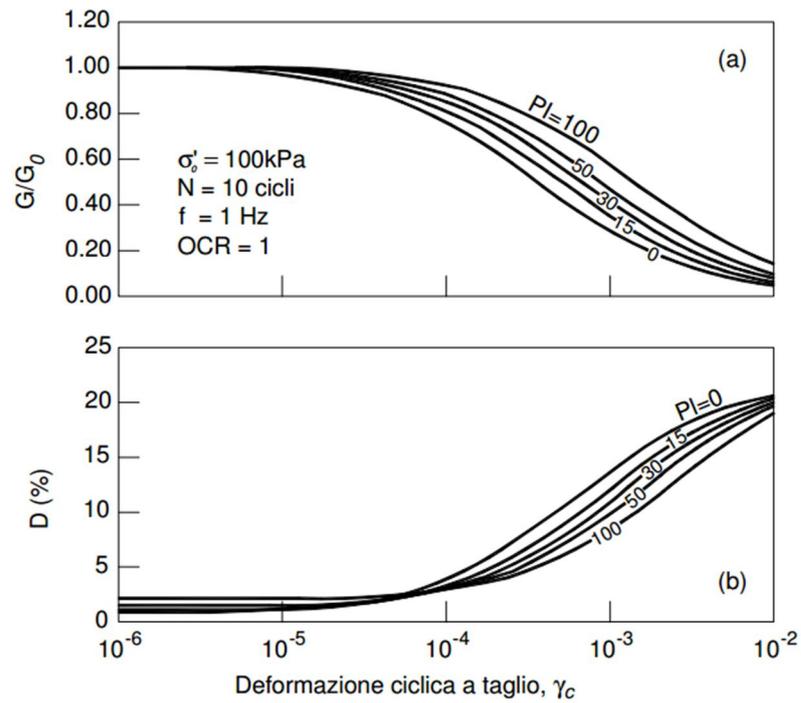


Fig 3.18 Dipendenza delle curve di decadimento del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento dall'indice di plasticità (Darendeli, 2001)

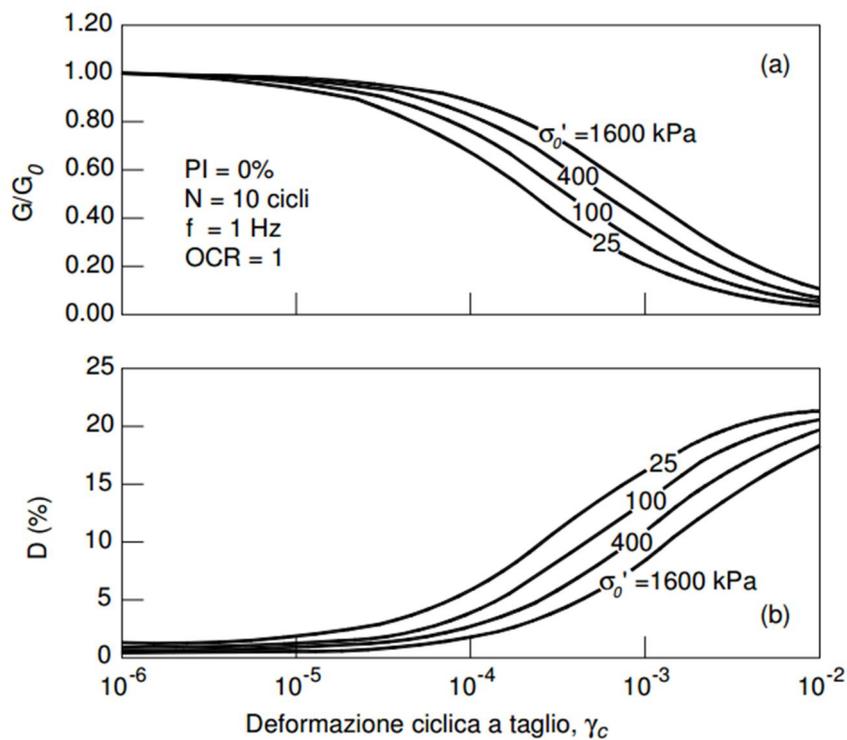


Fig 3.19 dipendenza delle curve di decadimento del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento dalla tensione di confinamento per terreni non plastici (Darendeli, 2001)

3.2.1 CONFRONTO CON IL MODELLO DI DARENDELI, 2001

Largo impiego trovano le curve empiriche che definiscono l'andamento del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento al variare del livello deformativo. L'obiettivo è quello di valutare l'approssimazione delle curve di letteratura proposte dal modello parametrizzato di Darendeli (2001), rispetto alle curve di decadimento restituite dai risultati delle prove meccaniche di laboratorio per i campioni considerati in questo lavoro di tesi.

Il modello generato da Darendeli propone uno sviluppo delle curve di variazione del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento, basato sul modello iperbolico del terreno definito in origine da Hardin e Drnevich (1972). La relazione di base tensioni-deformazioni risulta migliorata al fine di garantire un più opportuno adattamento ai risultati sperimentali. Un modello iperbolico prevede la determinazione del modulo di taglio normalizzato tramite la seguente equazione:

$$\frac{G}{G_{MAX}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}}$$

dove γ_r è la deformazione a taglio di riferimento, corrispondente al livello deformativo che si ha quando il modulo di taglio assume un valore pari alla metà del suo massimo.

Al fine di adattare al meglio ai risultati sperimentali la curva che lega le tensioni tangenziali alle deformazioni di taglio, Darendeli introduce un coefficiente di curvatura a , che modifica la curva di decadimento del modulo di taglio.

$$\frac{G}{G_{MAX}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^a}$$

A seconda del valore del coefficiente di curvatura, l'andamento della funzione tensioni-deformazioni potrebbe non tendere asintoticamente a τ_{max} , ma, essendo il presente studio rivolto a livelli deformativi molto minori di quelli corrispondenti allo stato di rottura, l'equazione si ritiene affidabile nel campo di interesse.

Per quanto riguarda l'andamento della curva relativa al rapporto di smorzamento, Darendeli definisce la sua dipendenza da due fattori: uno inerente la perdita di energia dovuta all'attrito generato tra le particelle, il quale sviluppa uno smorzamento indipendentemente dal livello deformativo raggiunto; il secondo riferito al range di deformazioni che coincide con quello indotto dal sisma ed è fortemente non lineare. Quest'ultimo contributo viene valutato facendo riferimento alla relativa curva di decadimento del modulo di taglio ed ai criteri di Masing. Tuttavia, lo smorzamento di Masing non può essere determinato algebricamente per valori del coefficiente di curvatura differenti dall'unità. Pertanto si procede con un approccio numerico e lo smorzamento di Masing viene espresso in funzione di tre coefficienti correttivi c_1, c_2, c_3 , che tengono conto della presenza del coefficiente di curvatura diverso da 1. I coefficienti c_1, c_2, c_3 sono calibrati sulla base di sessanta curve del rapporto di smorzamento valutate per differenti valori del coefficiente di curvatura a .

$$D_{Masing,a=1}(\%) = \frac{100}{\pi} \cdot \left[4 \cdot \frac{\gamma - \gamma_r \ln\left(\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r}\right)}{\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r}} - 2 \right]$$

$$D_{Masing} = c_1 \cdot D_{Masing,a=1} + c_2 \cdot D_{Masing,a=1}^2 + c_3 \cdot D_{Masing,a=1}^3$$

Nonostante ciò, l'equazione fornisce dei valori di smorzamento ad alte deformazioni molto più elevati rispetto ad altre curve empiriche presenti in letteratura. Viene così generata una condizione a sfavore di sicurezza, in quanto uno smorzamento maggiore conduce ad una più marcata deamplificazione dell'input sismico; risulta quindi necessario l'inserimento di una funzione correttiva:

$$F = b \cdot \left(\frac{G}{G_{MAX}} \right)^p$$

dove b è il coefficiente di scala che rappresenta il rapporto tra lo smorzamento misurato e lo smorzamento di Masing a livelli deformativi intermedi e che varia in funzione del numero di cicli di carico, mentre p è fissato pari a 0.1 in relazione al miglior adattamento ai dati sperimentali. La curva del rapporto di smorzamento così ottenuta, viene ulteriormente modificata tramite una traslazione verso l'alto di una quantità pari a D_{MIN} . Tale valore di smorzamento a basse deformazioni è funzione del tipo di terreno considerato (indice di plasticità IP, grado di sovraconsolidazione OCR, tensione di confinamento efficace σ'_0) e della frequenza di carico frq . Il rapporto di smorzamento finale viene espresso come:

$$D = b \cdot \left(\frac{G}{G_{MAX}} \right)^{0.1} \cdot D_{Masing} + D_{MIN}$$

Viene quindi ottenuta una curva a quattro parametri: livello deformativo di riferimento γ_r , coefficiente di curvatura a , coefficiente di scala b e rapporto di smorzamento a basse deformazioni D_{MIN} . Nell'espressione analitica del modello di Darendeli, ciascuno di questi quattro parametri viene esplicitato in funzione di coefficienti φ_i , calibrati sulla base delle osservazioni sperimentali effettuate.

$$\gamma_r = (\varphi_1 + \varphi_2 \cdot IP \cdot OCR^{\varphi_3}) \cdot \sigma'_0{}^{\varphi_4}$$

$$a = \varphi_5$$

$$b = \varphi_{11} + \varphi_{12} \cdot \ln(N)$$

$$D_{min} = (\varphi_6 + \varphi_7 \cdot IP \cdot OCR^{\varphi_8}) \cdot \sigma'_0{}^{\varphi_9} \cdot [1 + \varphi_{10} \cdot \ln(frq)]$$

Queste equazioni possono modellare lo spostamento della curva di decadimento del modulo di taglio normalizzata con l'aumento della plasticità, il grado di sovraconsolidazione, la tensione di confinamento e la frequenza di carico.

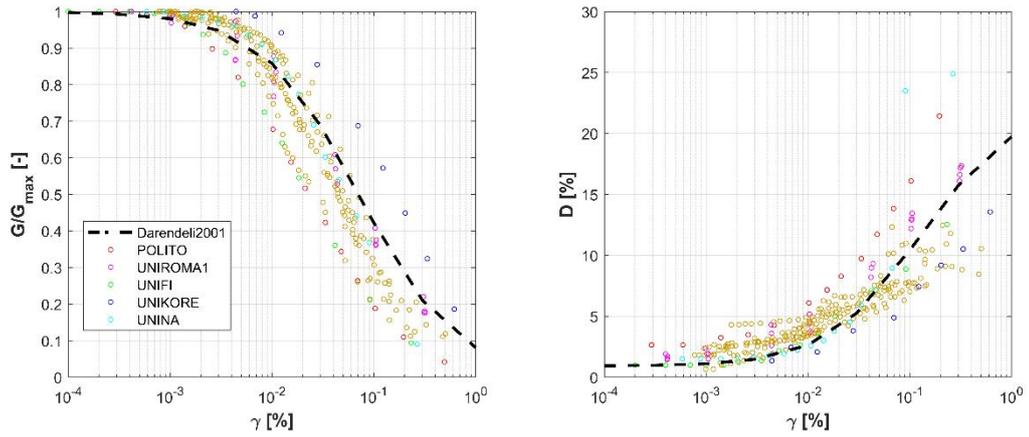


Fig 3.20 Curve di decadimento del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento per campioni con IPe[0%-15%]

19

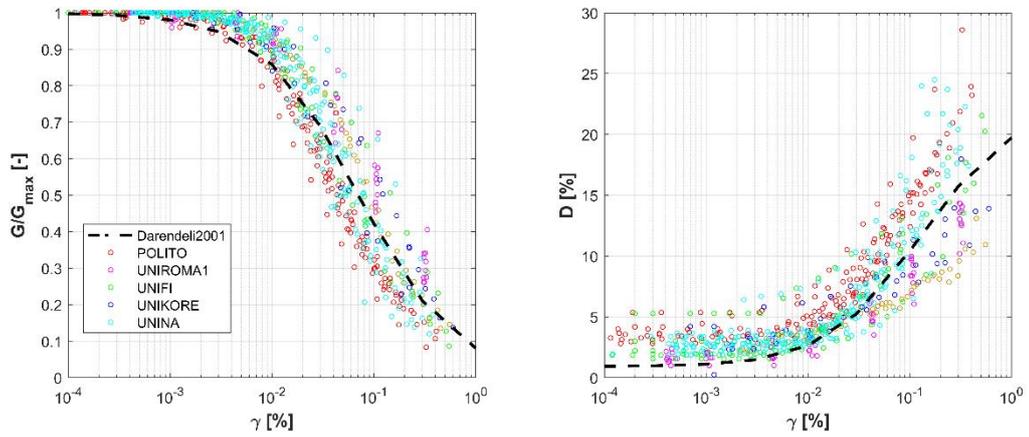


Fig 3.21 Curve di decadimento del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento per campioni con IPe[15%-30%]

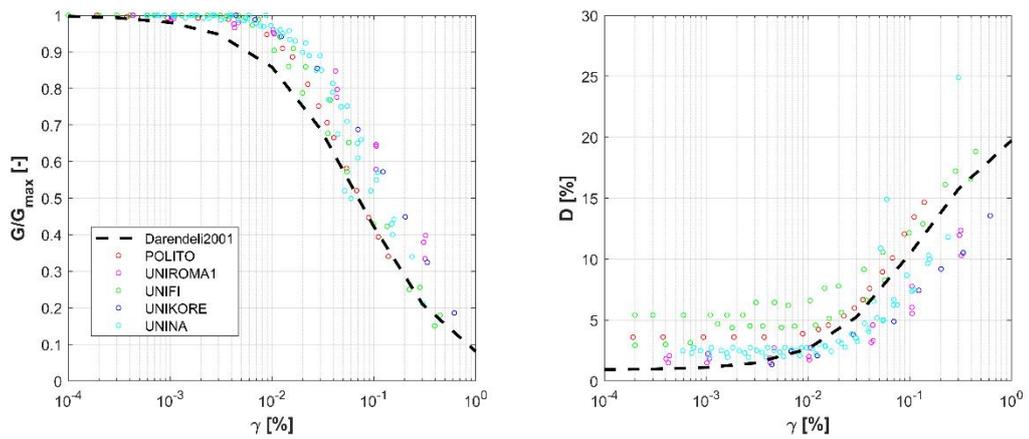


Fig 3.22 Curve di decadimento del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento per campioni con IPe[30%-45%]

67

I principali punti in cui modello e dati sperimentali si discostano sono i valori di $\frac{G}{G_0}$ e D per piccoli livelli deformativi. La soglia lineare risulta fortemente sottostimata dalla curva di Darendeli, risultato di cui si aveva già riscontro dal capitolo 3.1. All'aumentare del livello deformativo invece, i dati sperimentali seguono discretamente l'andamento del modello ed infatti, come già noto, le soglie volumetriche stimate sono pressoché le stesse. Il valore del rapporto di smorzamento D_{MIN} , risulta essere per i dati sperimentali nettamente sovrastimato, soprattutto all'aumentare dell'indice di plasticità. Effettivamente una migliore valutazione del rapporto di smorzamento minimo andrebbe fatto con la prova di taglio torsionale ciclico, che infatti restituisce valori del fattore di smorzamento più attendibili e più prossimi al modello di Darendeli. Questo perchè bisogna notare che le ipotesi fatte riguardo la frequenza di carico non sono del tutto coerenti con i dati di prova delle sperimentazioni di colonna risonante svolte che si vanno a confrontare. Le prove di colonna risonante vengono infatti tipicamente eseguite a frequenze nettamente più elevate rispetto ai test di taglio torsionale ciclico o taglio semplice ciclico; proprio questa differenza comporta una sovrastima dello smorzamento minimo ottenuto con la prova di colonna risonante. In prima approssimazione tale sovrastima può essere valutata considerando l'espressione precedentemente presentata per il calcolo della D_{MIN} proposta da Darendeli, se si considera una $freq = 50 Hz \div 60 Hz$, il D_{MIN} della colonna risonante risulta 2 \div 2.5 volte il D_{MIN} valutato ad una $freq = 1Hz$. Nel capitolo 3.2.2 si approfondisce la differenza tra il D_{MIN} restituito dalla prova di colonna risonante e quello restituito dalla prova di taglio torsionale ciclico.

3.2.2 CONFRONTO DEL VALORE D_{MIN} OTTENUTO DA PROVA RC E TTC

La prova di colonna risonante e la prova di taglio torsionale ciclico restituiscono valori differenti di D_{MIN} , in relazione alle modalità di prova. Nella prova di colonna risonante la valutazione del rapporto di smorzamento può essere effettuata secondo due diversi metodi: fattore di amplificazione- Half Power Band Width Method (oscillazioni forzate), e decremento logaritmico (oscillazioni libere). Il primo metodo definisce il fattore di amplificazione, corrispondente al rapporto tra la risposta in condizioni dinamiche e la risposta in condizioni statiche. Questo metodo si basa sull'ipotesi di terreno lineare elastico, ed essendo il terreno appartenente a tale categoria esclusivamente entro limitati livelli deformativi, non risulta sempre possibile utilizzare questo metodo per determinare il fattore di smorzamento, perché genererebbe una sovrastima del fattore di smorzamento all'aumentare del livello deformativo raggiunto, producendo una condizione a sfavore di sicurezza. Il secondo metodo si basa sull'andamento delle oscillazioni della testa del campione a partire dal momento in cui la forza eccitatrice viene interrotta, così che i risultati siano meno influenzati dall'entità di smorzamento generato dall'apparecchiatura e il metodo risulti pertanto più affidabile. La prova di taglio torsionale risulta più attendibile della colonna risonante, per quanto riguarda la definizione di D , sia perché è il risultato di una stima diretta sul piano tensioni-deformazioni, ma anche perché la prova di taglio torsionale ciclico è effettuata a frequenze di applicazione di carico simili a quelle dei terremoti. Nella TTC, ad ogni step, corrisponde un determinato numero di cicli carico-scarico descritti nel diagramma tensioni-deformazioni, quindi ad ogni ciclo di isteresi è attribuito un valore di smorzamento che all'aumentare del livello deformativo raggiunto, subirà una degradazione ciclica sempre più marcata, all'interno del medesimo step; quello che si considera è il valore medio di D per ogni step.

Un primo confronto (Fig 3.23) considera tutti i campioni di cui si hanno a disposizione sia i risultati di colonna risonante sia quelli di taglio torsionale ciclico; i campioni così filtrati risultano essere 50.

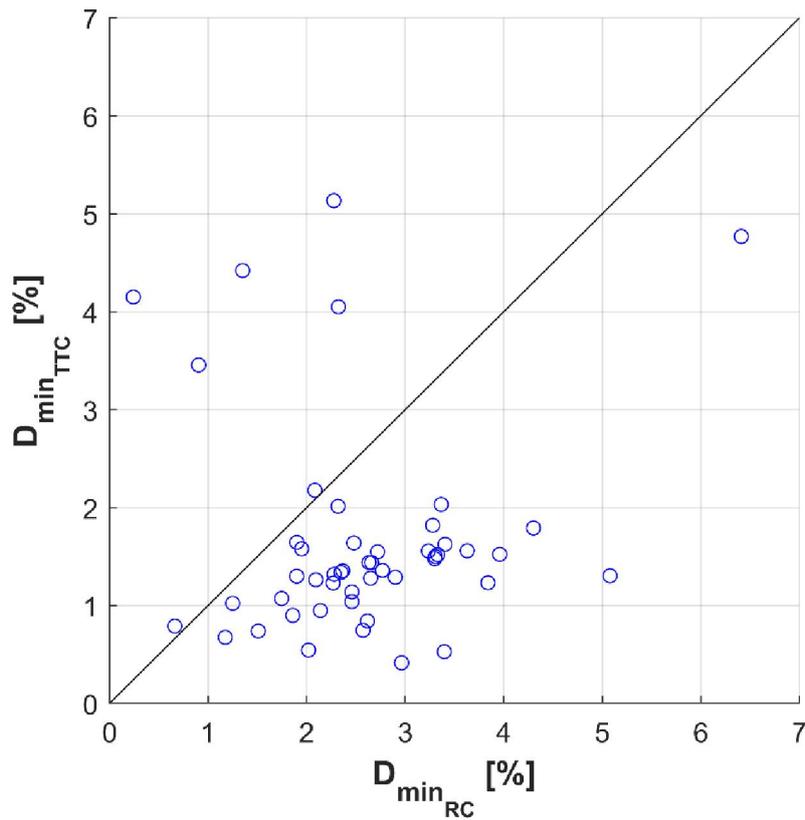


Fig 3.23 Confronto tra D_{min} di RC e TTC per i campioni di cui si hanno i risultati di entrambe le prove.

Questa visualizzazione non è scientificamente robusta in quanto i valori di D che sono stati plottati non considerano il livello deformativo a cui sono associati, e quindi i valori di D_{MIN} non sarebbero confrontabili. Tuttavia, si ha una prima stima qualitativa generale del fatto che le D_{MIN} di colonna risonante siano più alte delle D_{MIN} di taglio torsionale ciclico, come già noto.

Per poter fare un confronto più veritiero si considerano solo i campioni la cui gamma iniziale della prova di colonna risonante non differisce dalla gamma iniziale di taglio torsionale ciclico di più di 0.0001%; i campioni così confrontabili diventano solamente 19 (Fig 3.24).

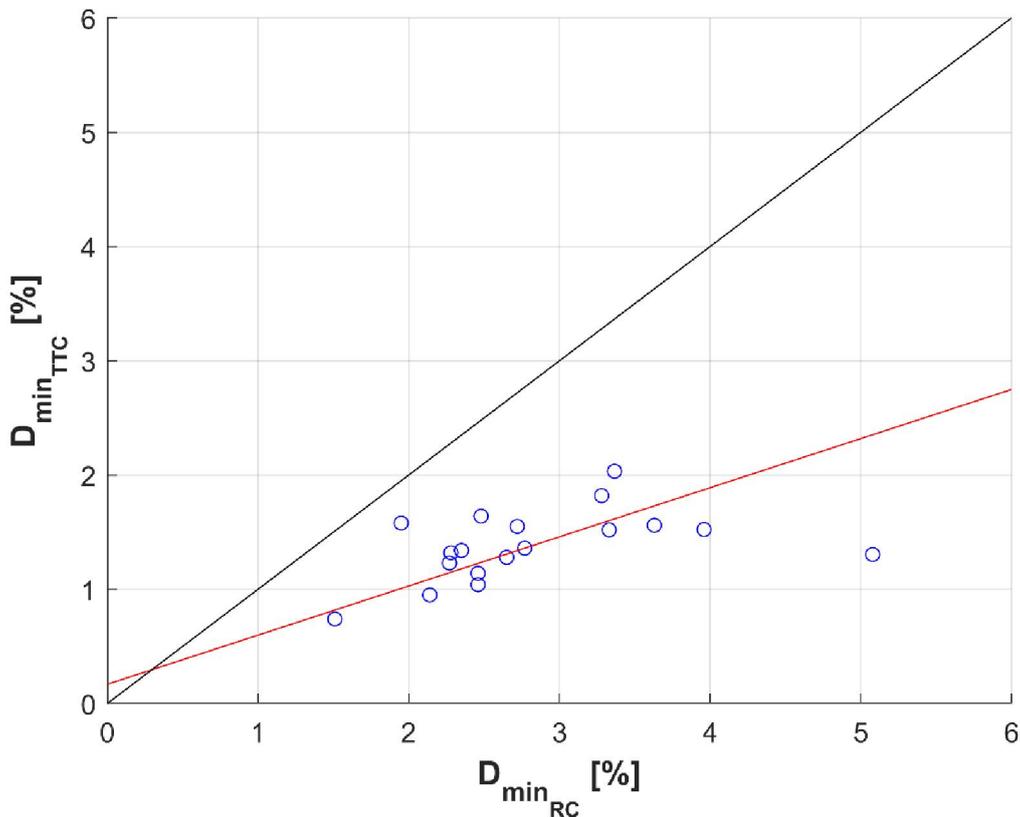


Fig 3.24 Confronto di D_{min} della RC e della TTC per i campioni i cui gamma di prova iniziale sono confrontabili.

Su questi 19 campioni è stata effettuata un'interpolazione lineare con il tool Curve Fitting di Matlab in norma 1 (Robust:LAR), che ha restituito i coefficienti di una retta di equazione $D_{MIN_{TTC}} = 0.4302 D_{MIN_{RC}} + 0.1684$. Utilizzando la norma 1, gli outliers hanno meno peso sul risultato dell'interpolazione.

Essendo però, 19 campioni, un numero piuttosto esiguo, per generalizzare si applica un altro criterio di selezione dei campioni da poter confrontare in termini di smorzamento minimo fornito dalla RC e dalla TTC (Fig 3.25). Dei 50 campioni di cui sono forniti i risultati sia della prova di colonna risonante che di taglio torsionale ciclico, solo 40 hanno il primo livello deformativo della prova TTC inferiore alla soglia di deformazioni lineare calcolata dalla curva di degradazione del modulo di taglio normalizzato fornita dalla RC. Questo criterio ipotizza che la prova di colonna risonante definisca con certezza il campo di deformazioni in cui si considera che il terreno abbia un comportamento assimilabile a quello lineare elastico. Anche su questi 40 dati è stata effettuata un'interpolazione lineare con norma 1 attraverso il tool Curve Fitting di Matlab, che ha restituito una retta di equazione $D_{MIN_{TTC}} = 0.2733 D_{MIN_{RC}} + 0.6098$. Entrembi i criteri confermano che il valore di D_{MIN} fornito dal risultato della colonna risonante

è più alto di quello ricavato con la prova di taglio torsionale ciclico, ciò a dimostrazione del fatto che la misura di D_{MIN} è fortemente affetta da incertezze sperimentali, quali ad esempio le correnti parassite.

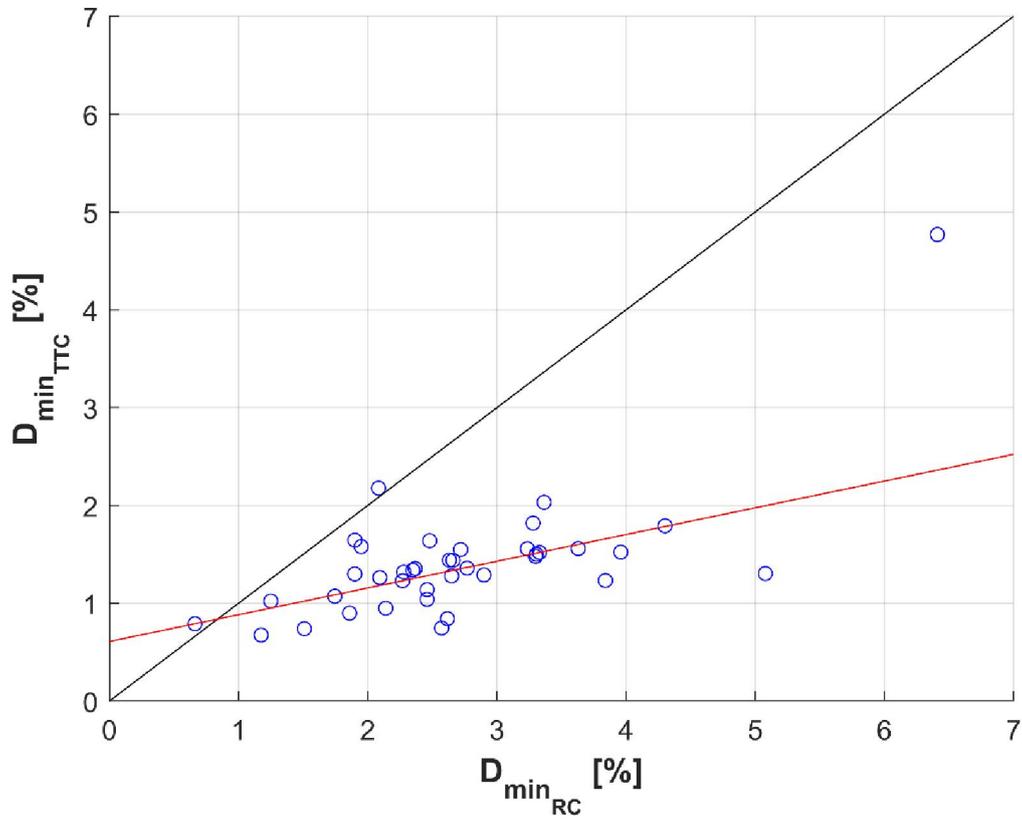


Fig 3.25 Confronto di D_{min} della RC e della TTC per i campioni il cui livello deformativo iniziale della prova TTC è minore del valore di soglia lineare.

4 ANALISI DELLA VELOCITÀ IN SITO IN RELAZIONE ALLA GEOLOGIA

Un'indagine estesa, a partire dai dati ottenuti durante le campagne finalizzati allo studio della risposta sismica locale, può essere quella che incrocia i dati delle velocità delle onde S restituite dalle prove Down Hole e le informazioni sulla geologia contenute nella carta geologico-tecnica e nelle sezioni geologiche ad essa associate.

Nella carta geologico tecnica per gli studi di MS sono riportate tutte le informazioni di base (geologia, geomorfologia, caratteristiche litotecniche, geotecniche ed idrogeologiche) necessarie alla definizione del modello di sottosuolo. Ad accompagnare la carta geologico-tecnica (rappresentativa della distribuzione dei terreni in superficie), devono esserci le sezioni geologiche che rappresentano la distribuzione delle diverse unità nel sottosuolo, lungo transetti significativi per sintetizzare le caratteristiche locali dell'assetto geologico e geomorfologico. La griglia di profili geologici dovrà essere particolarmente concentrata sulle aree di maggior interesse per le attività di MS. Infatti l'accoppiamento con i dati delle indagini svolte ai fini della microzonazione permette a tali sezioni di essere tramutate in profili geologico-tecnici in cui i terreni del sottosuolo vengono differenziati e rappresentati in funzione dei loro caratteri fisico-meccanici in prospettiva della risposta sismica locale. Le unità geologico-litotecniche vanno distinte tra terreni di copertura e substrato geologico, giungendo ad una standardizzazione delle informazioni relative agli aspetti geologici e litotecnici. La suddivisione dei litotipi in classi predefinite (compatibilmente con la possibilità di definire e caratterizzare un numero non troppo esteso di classi, ma sufficientemente rappresentativo dei depositi presenti in ambito nazionale), permette di identificare situazioni litostratigrafiche potenzialmente suscettibili di amplificazione locale o di instabilità. Per descrivere la litologia dei terreni è stato utilizzato l'Unified Soil Classification System (leggermente modificato, ASTM, 1985), un sistema di classificazione dei suoli utilizzato sia in ingegneria sia in geologia, che può essere applicato alla maggioranza dei materiali non consolidati ed è composto da 2 lettere a cui si aggiungono indicazioni sugli ambienti genetico-deposizionali (Tab 4.1). Nella trattazione che segue l'ambiente genetico-deposizionale non viene considerato, a causa di un'insufficienza di dati.

Terreni di copertura			Substrato geologico		
	RI	Terreni contenenti resti di attività antropica		LP	Lapideo
	GW	Ghiaie pulite con granulometria ben assortita, miscela di ghiaia e sabbie		GR	Granulare cementato
	GP	Ghiaie pulite con granulometria poco assortita, miscela di ghiaia e sabbia		CØ	Coesivo sovraconsolidato
	GM	Ghiaie limose, miscela di ghiaia, sabbia e limo		AL	Alternanza di litotipi
	GC	Ghiaie argillose, miscela di ghiaia, sabbia e argilla			SF
SW	Sabbie pulite e ben assortite, sabbie ghiaiose		LPS		Lapideo, stratificato
SP	Sabbie pulite con granulometria poco assortita		GRS		Granulare cementato, stratificato
SM	Sabbie limose, miscela di sabbia e limo		COS		Coesivo sovraconsolidato, stratificato
SC	Sabbie argillose, miscela di sabbia e argilla		ALS	Alternanza di litotipi, stratificato	
	OL	Limi organici, argille limose organiche di bassa plasticità			
	OH	Argille organiche di media-alta plasticità, limi organici			
	MH	Limi inorganici, sabbie fini, Limi micacei o diatomitici			
	ML	Limi inorganici, farina di roccia, sabbie fini limose o argillose, limi argillosi di bassa plasticità			
	CL	Argille inorganiche di media-bassa plasticità, argille ghiaiose o sabbiose, argille limose, argille magre			
	CH	Argille inorganiche di alta plasticità, argille grasse			
	PT	Torbe ed altre terre fortemente organiche			

Tab 4.1 Legenda Carta Geologico-Tecnica: terreni di copertura e substrato geologico(Centro MS).

Accanto ad ogni Unità Litologico-Tecnica è interessante riportare, laddove è possibile, i valori indicativi delle V_S , ricavati dall'interpretazione dei dati raccolti con diversi tipi di indagini o tratti da bibliografia.

Nel presente lavoro di tesi, le informazioni contenute nelle sezioni delle carte Geologico-Tecniche, così come descritte, sono state incrociate con le informazioni geologiche dei sondaggi su cui sono state effettuate le prove Down-Hole e i risultati, in termini di velocità delle onde di taglio, di tali prove. Lo scopo è quello di generalizzare il più possibile la relazioni tra le V_S e i litotipi, in funzione della profondità a cui sono posti. L'obiettivo diventa così quello di poter fare delle considerazioni su queste relazioni anche in territori limitrofi ai comuni per cui è stato avviato il progetto di microzonazione con le relative campagne di indagine. Questa analisi dei dati è stata possibile solo per i comuni appartenenti al raggruppamento Marche 3, in quanto il Politecnico di Torino ha accesso ai dati completi di questa sola zona territoriale, per cui ha svolto sia elaborazioni di prove in sito (DH) sia elaborazione di prove di laboratorio (caratterizzazione fisica e meccanica). A questi si aggiungono DH di quattro comuni ricadenti nel raggruppamento Marche 1 (Fiuminata, Gagliole, Matelica e Valfornace) e due comuni ricadenti nel raggruppamento Marche 2 (Monte Vidon Corrado e Servigliano), i cui sondaggi dei fori su cui sono state eseguite le DH, riportano la geologia standardizzata secondo l'Unified Soil Classification System.

Verificata la corrispondenza tra il rilevamento litologico-tecnico, mostrato nelle sezioni allegate alla Carta Geologico-Tecnica, e i risultati delle relative DH, per ogni Unità Litologico-Tecnica è stato tracciato un grafico delle V_S ad essa associato in funzione della profondità a cui tale unità

è individuata in ogni foro di sondaggio su cui è stata effettuata la DH. I risultati, per le Unità Litologico-Tecniche per cui si ha una quantità sufficiente di dati, sono riportati nelle figure da Fig 4.1 a Fig 4.5 e mostrano un incremento delle velocità delle onde di taglio all'aumentare della profondità. L'andamento è quello che ci si aspetta in linea con il principio per cui i terreni a maggiori profondità sono sottoposti a carichi litostatici maggiori e quindi sono caratterizzati da rigidzze maggiori che corrispondono a più alti valori di V_S .

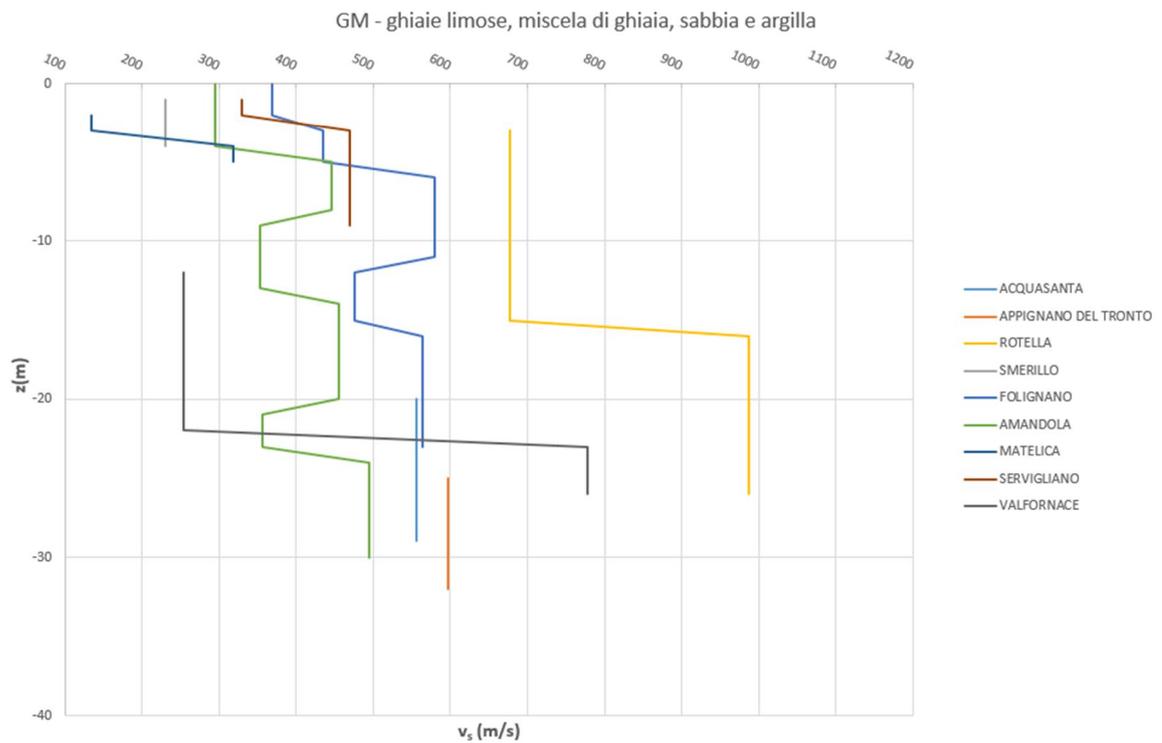


Fig 4.1 V_s individuate in ghiaie limose, miscela di ghiaia, sabbia e argilla

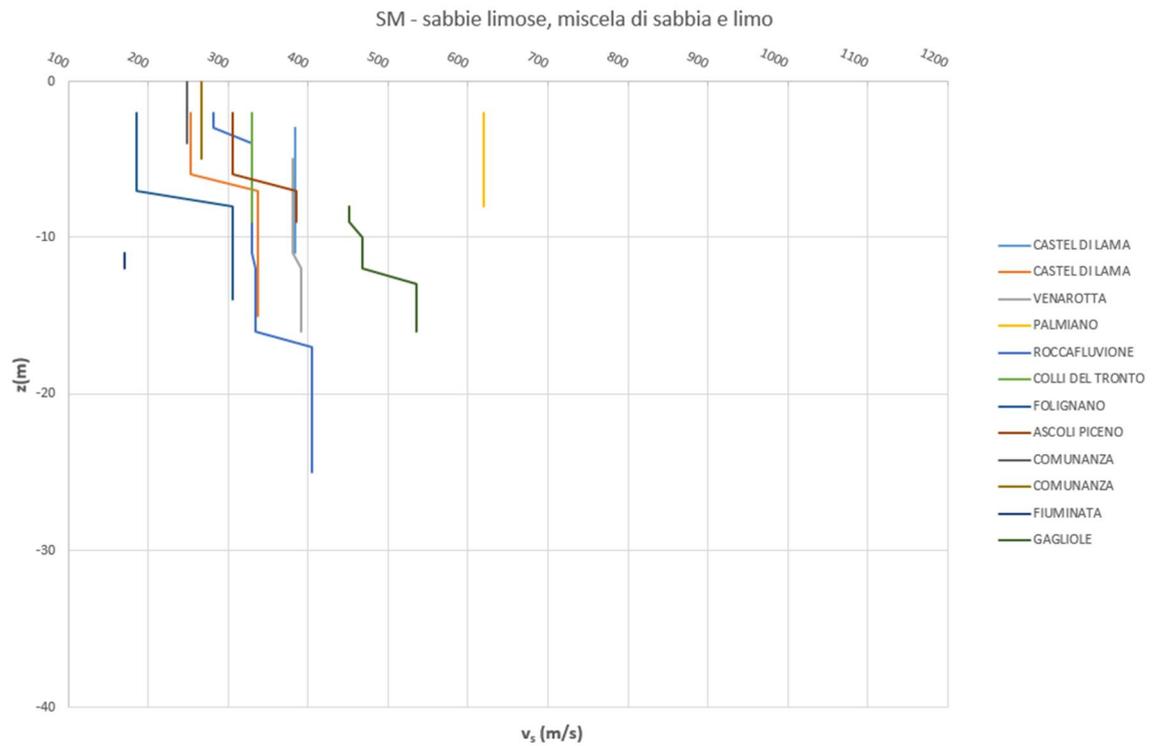


Fig 4.2 V_s individuate in sabbie limose, miscela di sabbia e limo

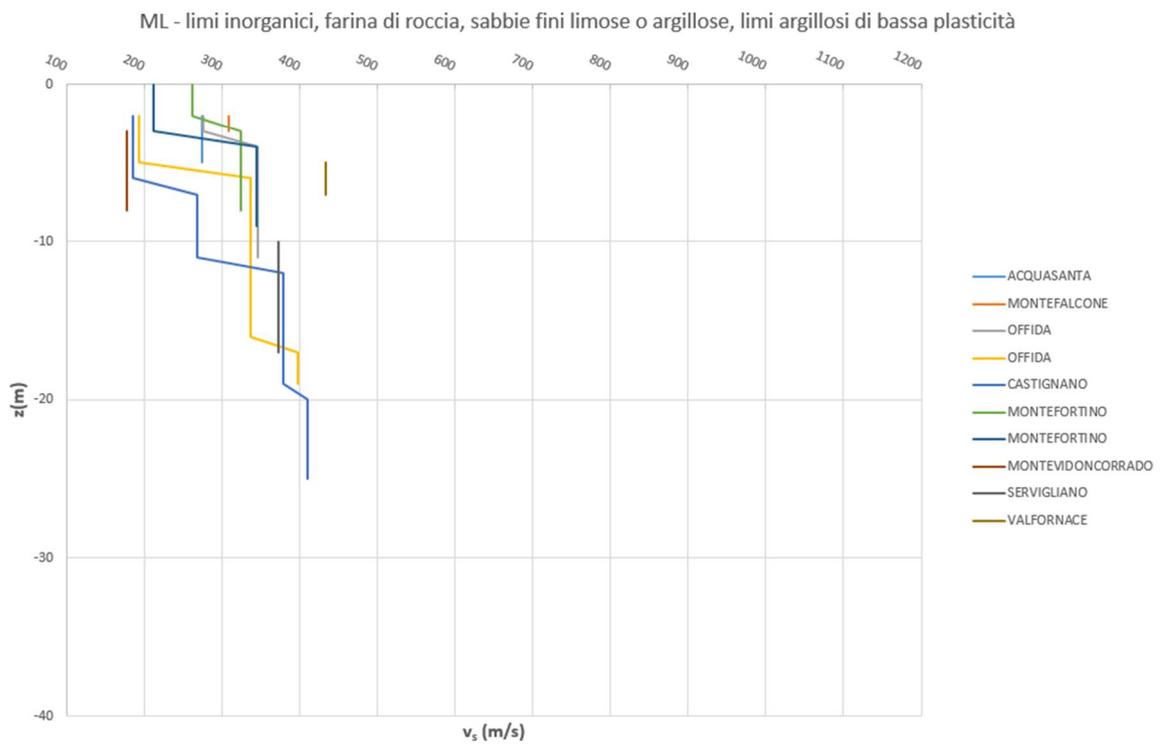


Fig 4.3 V_s individuate in limi inorganici, farina di roccia, sabbie fini limose o argillose, limi argillosi di bassa plasticità

Fig da 4.1 a 4.3 Distribuzione della velocità delle onde di taglio in funzione della profondità per alcune tipologie di terreni di copertura.

I terreni di copertura sono costituiti da rocce e corpi generalmente sedimentari poco compatti, alterati o sciolti, in genere a bassa rigidità, la cui evoluzione è legata ai diversi stadi di trasformazione e modellamento del paesaggio. I terreni di copertura possono essere quindi associati a processi legati a differenti agenti morfogenetici, quali acque correnti superficiali, gravità, carsismo, degradazione meteorica, ecc. Sono depositi che poggiano su terreni definibili come substrato geologico, con spessore fortemente variabile in funzione della presenza di morfologie sepolte o della locale storia tettonica, cui frequentemente si associa una forte variazione verticale e laterale delle caratteristiche sedimentologiche e geometriche (Centro MS, 2017).

Si nota come il range di variabilità della velocità delle onde S nelle ghiaie sia nettamente più ampio di quello delle sabbie e dei limi. Se tutte e tre le Unità Litologico-Tecniche presentano, in vicinanza della superficie, valori minimi simili, che si assestano intorno ai 200 m/s, per profondità prossime e superiori ai 20 m, le GM presentano in molti sondaggi valori nell'intorno dei 600 m/s, fino ad arrivare, per il comune di Rotella, a superare abbondantemente gli 800 m/s, sfiorando i 1000 m/s. Il range di variabilità dei ML, che risulta essere il più contenuto, restituisce una velocità massima, per profondità maggiori di 20 m, di circa 400 m/s. In tutte e tre le geologie considerate per i terreni di copertura gli andamenti sono piuttosto regolari e prevedibili, tranne che per le GM nei comuni di Folignano ed Amandola, dove le V_S presentano ripetute inversioni di velocità dell'ordine di 100 m/s.

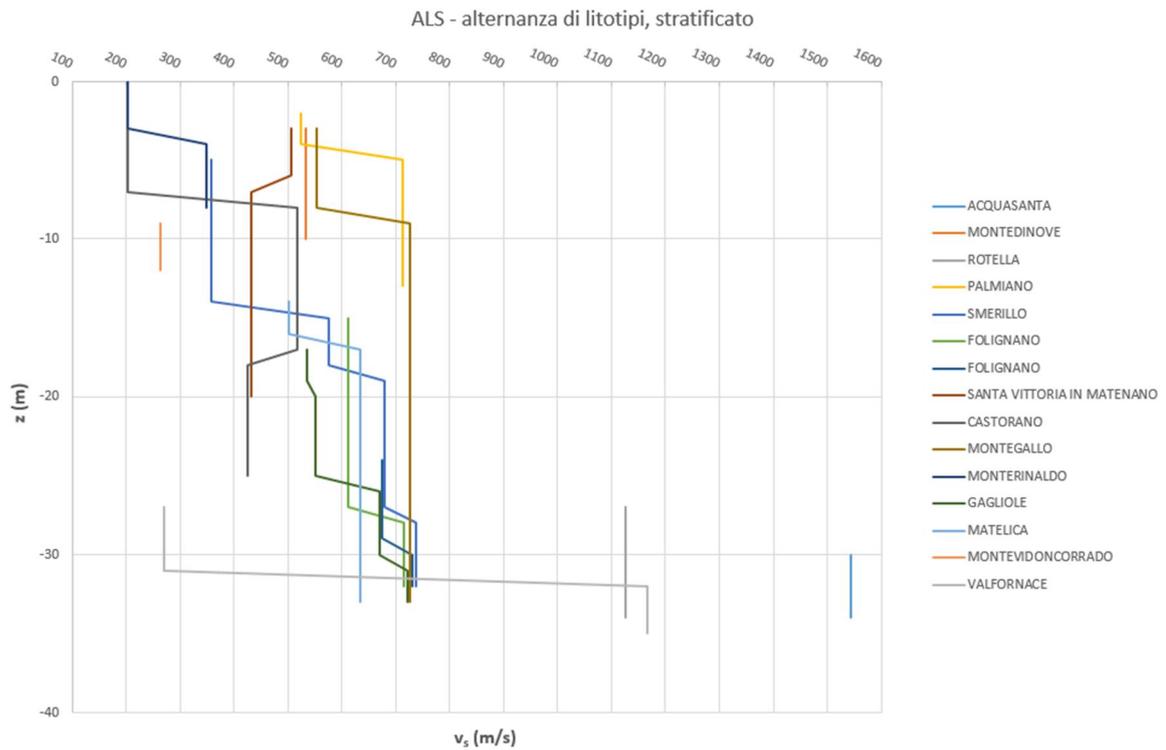


Fig 4.4 Vs individuate in alternanze di litotipi stratificati

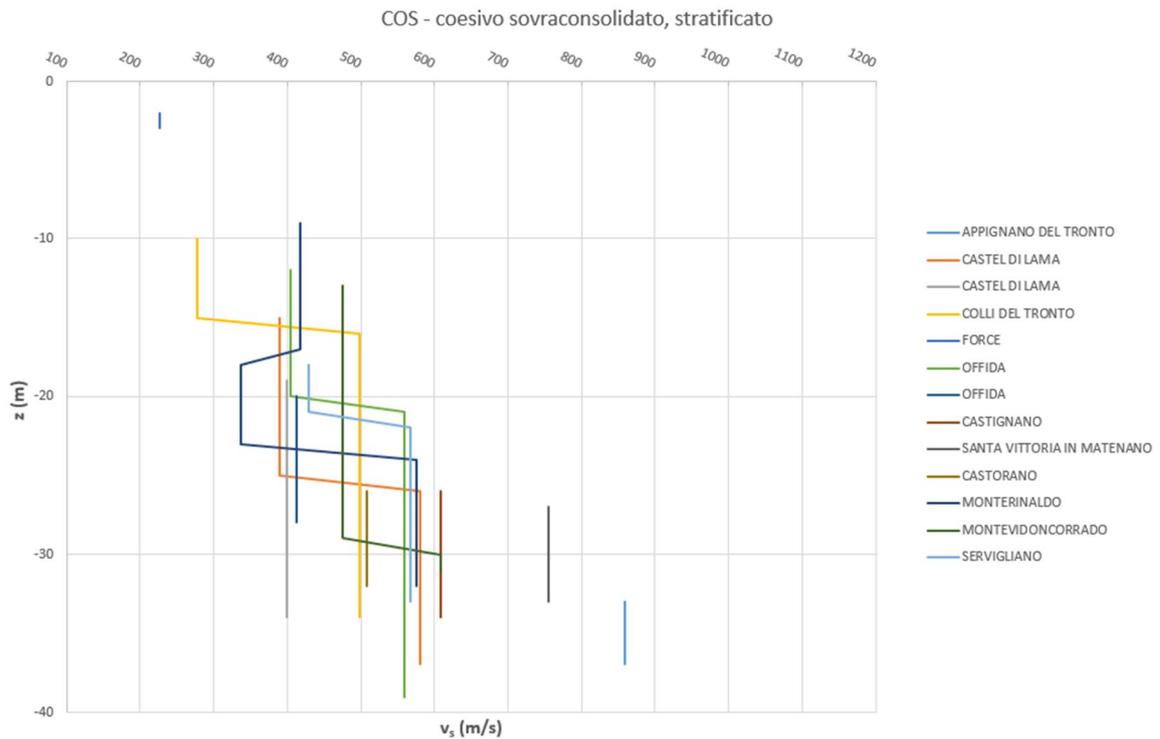


Fig 4.5 Vs individuate in substrato coesivo sovraconsolidato, stratificato

Fig da 4.4 a 4.5 Distribuzione della velocità delle onde di taglio in funzione della profondità per alcune tipologie di substrato geologico.

Il substrato geologico è costituito da rocce e corpi sedimentari compatti e rigidi, che non hanno subito processi di alterazione e degrado o deformazioni tettoniche pervasive, e che costituiscono la base su cui poggiano i terreni di copertura (Centro MS, 2017).

In questo contesto è di primaria importanza riconoscere quali orizzonti possano coincidere con il Substrato di Riferimento, ovvero il Substrato Sismico. Il Substrato Sismico è costituito da ammassi rocciosi o terreni molto rigidi con eventuale strato superficiale di alterazione o copertura per uno spessore massimo di 3 m, e viene quindi definito convenzionalmente dalle seguenti condizioni: valori di $V_{S_{30}}$ superiori a 800 m/s e una superficie topografica orizzontale. Nel caso in cui il Substrato Sismico non affiori, questo è costituito da unità geologiche di substrato, non alterate e non deformate pervasivamente, alla base di terreni meno rigidi o di sedimenti sciolti, caratterizzate da una velocità delle onde di taglio maggiore di 800 m/s. Si presuppone quindi che al di sotto di questo tipo di Substrato non esistano forti contrasti di impedenza sismica e che i materiali che lo compongono siano rigidi e abbiano un comportamento sismico di tipo lineare elastico. Ovviamente il Substrato Geologico non corrisponde necessariamente al Substrato Sismico; ne sono una dimostrazione le due tipologie di substrato di cui sono riportati gli andamenti di velocità in diversi fori di sondaggio. In Fig 4.5 nel COS le V_S non raggiungono mai valori superiori agli 800 m/s, se non nello sporadico caso di Appignano del Tronto i cui valori di velocità a profondità superiore ai 30 metri sono notevolmente superiori rispetto a quelli mostrati negli altri sondaggi alla stessa profondità. Il Substrato Geologico ALS (Fig 4.4), costituito da alternanza di litotipi stratificati, invece presenta valori più prossimi a quelli di riferimento per il Substrato Sismico anche a profondità piuttosto superficiali, senza comunque mai raggiungerle effettivamente, tranne che in due casi isolati (Rotella e Acquasanta Terme) a profondità circa superiori ai 30 m. Gli andamenti al crescere della profondità sono piuttosto regolari, ma in entrambe le geologie sono presenti dei casi di inversioni di velocità.

5 CONCLUSIONI

La presente trattazione si inserisce nell'ambito dello studio del rischio sismico e nel progetto di Microzonazione Sismica dei comuni del Centro Italia colpiti dagli eventi sismici nel 2016/2017. Lo scopo principale del lavoro è stato elaborare i dati relativi, principalmente, ai risultati delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati raccolti durante la campagna di indagine, con il fine di caratterizzarne il comportamento dinamico per lo studio di risposta sismica locale.

Alla base vi è stato un lavoro di unificazione ed omogenizzazione dei dati, provenienti da diversi enti accreditati al Centro MS. Ne consegue la creazione di un Database, come variabile strutturata di Matlab, per ogni campione indisturbato i cui risultati delle prove di laboratorio si ritengono attendibili. Vengono esclusi da questo catalogo tre campioni classificabili come torbe, i quali sono riorganizzati in una variabile strutturata a se stante. Il software Matlab crea la variabile strutturata andando a leggere un foglio di calcolo (*.xlsx) per ogni campione, in cui sono riportati tutti i dati catalogati appartenenti al campione stesso. Questa struttura permette un ampliamento futuro, in termini sia di variabili e risultati per ogni campione, sia come numero di campioni totali.

I dati sperimentali hanno permesso il confronto con modelli presenti in letteratura, quale quello di Vucetic (1994), per la definizione delle soglie deformative, e Darendeli (2001), per le curve di variazione del modulo di taglio e del fattore di smorzamento. Nei dati a disposizione è stata riscontrata una carenza riguardante la mancanza dell'indagine sul grado di sovraconsolidazione dei terreni (OCR). Infatti, le proprietà dinamiche dei terreni risentono degli effetti della sovraconsolidazione, in particolare in quei terreni che mostrano un alto livello di plasticità; i materiali sovraconsolidati tendono infatti a mantenere il "ricordo" della storia tensionale e questo comporta generalmente valori di G_{MAX} maggiori e D_{MIN} minori rispetto ai terreni normal consolidati. Nel corso della trattazione è stata più volte fatta un'ipotesi a priori sul grado di sovraconsolidazione dei materiali che si stanno trattando. Si suggerisce quindi, per il futuro, di implementare il presente Database con i risultati di prove edometriche.

Per approfondire il grado di rappresentatività dei dati sperimentali, sono stati indagati i valori di velocità delle onde di taglio restituiti dalle prove in sito (V_{SITO}) rispetto a quelli ottenuti per calcolo indiretto a partire dai dati ricavati dalle prove di laboratorio (V_{LAB}). Tra questi dati è stata riscontrata una forte discrepanza che è attribuibile, in parte, al così detto "effetto di

campionamento”, il quale porta ad una sottostima del valore del modulo di rigidezza a piccole deformazioni G_0 calcolato in laboratorio, rispetto a quello stimato in sito. Su questa base si predilige normalizzare il modulo di taglio risultante dall’indagine in laboratorio, con G_0 definito in sito, per poter garantire una maggior rappresentatività della condizione reale nelle curve di decadimento del modulo di taglio.

Nel confrontare i modelli di letteratura con i dati ottenuti dalle prove di laboratorio, si nota una forte discrepanza tra i livelli deformativi che definiscono la soglia lineare. Nonostante in linea generale venga confermato l’aumento di γ_l in funzione dell’indice di plasticità, il range di dispersione di questi valori è piuttosto elevato. In particolare, sia Vucetic (1994) che Darendeli (2001) sottostimano la soglia di linearità rispetto ai valori di γ_l calcolati per i campioni indisturbati prelevati in Centro Italia.

Le soglie volumetriche definite dai dati sperimentali sono invece coerenti con quanto è presente in letteratura, con la precisazione che si considerano più affidabili i valori di soglia volumetrica ricavati dai dati di laboratorio con un criterio che tenga in considerazione l’insorgere delle sovrappressioni, piuttosto che associarla alla deformazione corrispondente ad una data percentuale del rapporto $\frac{G}{G_0}$.

Un’ulteriore conferma dell’importanza delle modalità di prova sui risultati delle proprietà dinamiche dei terreni è fornita dal confronto tra il fattore di smorzamento a piccole deformazioni restituito dalla prova di colonna risonante rispetto a quello fornito con la prova di taglio torsionale ciclico. Quest’ultimo è considerato di maggiore affidabilità in base alla metodologia con cui viene stimato, ed essendo inferiore a quello restituito nella prova RC, porta alla conclusione che il risultato di colonna risonante vada interpretato come una sovrastima del rapporto di smorzamento a piccole deformazioni. Tale sovrastima risulta implicabile all’elevata frequenza di applicazione del carico ed alla presenza di correnti parassite.

Le differenze che intercorrono tra i modelli ed i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio, soprattutto per i bassi livelli deformativi in cui il comportamento del terreno è assimilabile a quello elastico-lineare, sono anche legate alla tipologia di materiali campionati. L’idea potrebbe essere quella di ricalibrare i parametri del modello di Darendeli sul miglior fitting dei dati sperimentali, così da avere delle curve di decadimento a taglio e del fattore di smorzamento

adatte a simulare il comportamento dinamico dei terreni della zona dell'Appennino centro settentrionale.

Per quel che riguarda l'analisi di velocità sulle colonne stratigrafiche si evince che i campioni prelevati a maggiori profondità sono caratterizzati, come ci si aspetta, da rigidzze più elevate, in quanto sottoposti a storie di carico più complesse. Di questo andamento si ha una conferma mettendo in relazione la geologia riscontrata nei fori di sondaggio, dove si è andati ad eseguire le prove geofisiche Down-Hole, e i risultati delle DH stesse; il risultato è l'aumento delle velocità delle onde di taglio con la profondità, fino, in alcuni casi, a poter definire il Substrato Sismico ($V_S > 800 \text{ m/s}$). Questo studio a larga scala, che incrocia i dati delle prove geofisiche Down-Hole con la geologia in sito, si potrà concludere nel momento in cui si avrà a disposizione la documentazione completa delle indagini commissionate per lo studio di Microzonazione Sismica dei territori del sisma del Centro Italia. Questo potrebbe permettere di affiancare alle sezioni geologiche dei comuni per cui non sono stati finanziati studi di microzonazione di secondo e terzo livello, i valori delle velocità delle onde di taglio attesi.

Infine si vuole nuovamente riportare l'attenzione sull'importanza che il progetto di Microzonazione Sismica riveste nella pianificazione del territorio, in particolare nella fase della ricostruzione post-sisma. Lo studio infatti fornisce conoscenze riguardo la pericolosità sismica locale, da cui non si può prescindere nel momento in cui ci si approccia ad una ricostruzione da svolgere obbligatoriamente nell'ottica della mitigazione del rischio sismico.

BIBLIOGRAFIA

Armandi M., Lancellotta R., Lo Presti D.C.F., Maniscalco R., Pallara O. (1993), *Monotonic and cyclic loading behavior of two sands and small strains*. Geotechnical Testing Journal, vol.16

Castenetto S. (2011), *“Indirizzi e criteri per la Microzonazione Sismica”*: un riferimento per la caratterizzazione del territorio. Supplemento alla rivista Ingegneria sismica, Anno XXVIII, n.2

Chetry V. (2018), *Caratterizzazione dinamica dei terreni di alcuni comuni delle Marche per la Microzonazione Sismica*. Tesi di Laurea, Politecnico di Torino

Commissario straordinario ricostruzione sisma-2016, Centro MS (2017), Supporto e coordinamento tecnico-scientifico per le attività di microzonazione sismica dei territori colpiti dagli eventi sismici a far data dal 24 agosto 2016. *Protocolli di acquisizione dati ed elaborazione relativi alle attività di Microzonazione di Livello III nei 140 Comuni di cui all’ordinanza n.24 del 12 maggio 2017 della presidenza del consiglio dei ministri*.

Commissario straordinario ricostruzione sisma-2016, Centro MS (2017), Supporto e coordinamento tecnico-scientifico per le attività di microzonazione sismica dei territori colpiti dagli eventi sismici a far data dal 24 agosto 2016. *Risultati delle analisi di laboratorio su campioni geotecnici indisturbati, per la definizione dei parametri statici e dinamici dei terreni*.

Commissione tecnica per la Microzonazione Sismica (2015), *Microzonazione Sismica. Standard di rappresentazione ed archiviazione informatica*.

Darendeli M.B. (2001), *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*. Ph.D. Dissertation, The University of Texas at Austin.

Foti S. (2016), *Dispense del corso di Geotecnica Sismica*. Ingegneria Civile, Politecnico di Torino

Foti S. (2016), *La caratterizzazione geotecnica per la progettazione in zona sismica*. Politecnico di Torino

Foti S. (2017), *Dispense del corso di Rischio Sismico*. Ingegneria per l’Ambiente e il Territorio, Politecnico di Torino

Godio A. (2016), *Dispense del corso di Geofisica Applicata*. Ingegneria per l’Ambiente ed il Territorio, Politecnico di Torino.

- INGV (2016), *Sequenza sismica in Italia centrale: la sismicità storica dell'area*.
- INGV (2017), *I terremoti del '900: la sequenza sismica Umbria-Marche del 1997*.
- INGV (2017), *Relazione sullo stato delle conoscenze sulla sequenza sismica in Centro Italia 2016-2017*.
- Kishida et al (2009), *Dynamic Properties of Highly Organic Soils form Montezuma Slough and Clifton Court*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering
- Lancellotta R. (2012). *Geotecnica*. Quarta edizione, Zanichelli
- Lanzo G. (2012), *Caratterizzazione geotecnica dei terreni sotto azioni dinamiche con prove in sito ed in laboratorio, Fondamenti di Dinamica dei Terreni*. Piacenza Expo, Geofluid Drilling & Foundations
- Lanzo G., Silvestri F. (1999), *Risposta sismica locale. Teoria ed esperienze*. Hevelius Edizioni.
- Martini G., Castenetto S., Naso G. (2011), *La carta geologico-tecnica per gli studi di MS*. Supplemento alla rivista Ingegneria sismica, Anno XXVIII, n.2
- Protezione Civile Nazionale (2008), *Indirizzi e criteri per la Microzonazione Sismica*.
- Scarpelli G. (2012), *Dispense del corso di Geotecnica*. Ingegneria Civile- Ambientale, Università Politecnica delle Marche
- Simoni G. (2004), *Prove dinamiche di laboratorio colonna risonante e taglio torisionale ciclico*. Università degli Studi di Firenze.
- Stokoe K.H., Santamarina J.C. (2000), *Seismic-wave-based testing in geotechnical engineering*, GEOENG 2000, Melbourne.
- Vinale F., Mancuso C., Silvestri F. (1996), *Dinamica dei terreni*. Manuale di Ingegneria Civile, Vol.1. Ed.Scientifiche A. Cremonese
- Vucetic M. (1994), *Cyclic threshold shear strains in soils*. Journal of Geotech. Eng., ASCE, Vol. 120
- Vucetic M., Dorby R. (1991), *Effect of soil plasticity on cyclic response*. Journal of Geotech. Eng., ASCE, Vol.117

APPENDICE A

SCRIPT MATLAB PER LA REALIZZAZIONE DEL DATABASE

```
% lettura dei dati dei campioni dai file Excel
Lista=dir('*.xlsx');
j=0;

for ii=1:size(Lista,1);
    j=j+1
    C(j).ID = Lista(ii).name;
    [~,C(j).LABORATORIO] = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'A2');
    [~,C(j).COMUNE] = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'A5');
    [~,C(j).ZONAZIONE] = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'A8');
    [~,C(j).H] = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'A17');
    C(j).Z = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'A20');
    [~,C(j).GEOLOGIA] = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'B2');
    [~,C(j).GRANULOMETRIA.descrizione] = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'C3');
    C(j).GRANULOMETRIA.percentuali.ghiaia = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'D4');
    C(j).GRANULOMETRIA.percentuali.sabbia = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'E4');
    C(j).GRANULOMETRIA.percentuali.limo = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'F4');
    C(j).GRANULOMETRIA.percentuali.argilla = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'G4');
    C(j).GRANULOMETRIA.percentuali.d60 = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'E6');
    C(j).GRANULOMETRIA.percentuali.d10 = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'F6');
    C(j).PS = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'H2');
    C(j).IP = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'I2');
    C(j).WL = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'J2');
    C(j).SIGMA = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'K2');
    C(j).RC.gamma = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'M3:M40');
    C(j).RC.G = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'N3:N40');
    C(j).RC.G0 = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'O3');
    C(j).RC.G_G0 = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'P3:P40');
    C(j).RC.D = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'Q3:Q40');
    C(j).RC.deltai = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'R3:R40');
    C(j).TTC.gamma = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'S3:S40');
    C(j).TTC.G = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'T3:T40');
    C(j).TTC.G0 = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'U3');
    C(j).TTC.G_G0 = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'V3:V40');
    C(j).TTC.D = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'W3:W40');
    C(j).TTC.deltai = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'X3:X40');
    C(j).DSDSS.gamma = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'Y3:Y40');
    C(j).DSDSS.G = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'Z3:Z40');
    C(j).DSDSS.G0 = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'AA3');
    C(j).DSDSS.G_G0 = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'AB3:AB30');
    C(j).DSDSS.D = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'AC3:AC30');
    C(j).DSDSS.deltai = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'AD3:AD30');
    C(j).DH.vs = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'AE3');
    C(j).DH.vp = xlsread (Lista(ii).name, '1', 'AF3');
end

%% correzione della colonna di D
for i=1:length(C)
    for j=1:length(C(i).RC.D)
        if C(i).RC.D(j) == 0
            C(i).RC.D(j) = NaN;
        end
    end
end

for i=1:length(C)
    for j=1:length(C(i).TTC.D)
        if C(i).TTC.D(j) == 0
            C(i).TTC.D(j) = NaN;
        end
    end
end

end
```

```

for i=1:length(C)
    for j=1:length(C(i).DSDSS.D)
        if C(i).DSDSS.D(j) == 0
            C(i).DSDSS.D(j) = NaN;
        end
    end
end

%% filtraggio di C per i soli campioni di cui si hanno le prove dinamiche di
laboratorio nella variabile strutturata 'Data'

j=1;
for i = 1:length(C)
    if isempty(C(i).RC.gamma)&&isempty(C(i).TTC.gamma)&&isempty(C(i).DSDSS.gamma)
    else
        Data(j)=C(i);
        j=j+1;
    end
end

% eliminazione dei campioni di BARI

Lab=strings(size({Data.LABORATORIO}));

for ii=1:length(Data)
    Lab(ii)={Data(ii).LABORATORIO};
end

Lab=='UNIBA';
temp1=find(ans==1);

Data(temp1)=[];

%% salvataggio della variabile 'Data'

save('Data.mat','Data')

```

APPENDICE B

SCRIPT MATLAB PER L'IMPLEMENTAZIONE DEL MODELLO DI DARENDELI, 2001

```
%% implementazione Modello di Darendeli, 2001
% costruzione curve di decadimento
IP=22.5;
sigmav=185;
sigma_v_n=0.00987*sigmav;
OCR=1;
gamma_r=(0.0352+0.0010.*IP.*(OCR.^0.3246)).*(sigma_v_n.^0.3483);
gamma=[0.0001 0.0003 0.0010 0.0030 0.0100 0.0300 0.1000 0.3000 1.0000 3.0000
10.0000];
a=0.9190;
frq=1;
N_cyc=10;
b=0.6329-0.0057*log(N_cyc);
c1=-1.1143*a^2+1.8618*a+0.2523;
c2=0.0805*a^2-0.0710*a-0.0095;
c3=-0.0005*a^2+0.0002*a+0.0003;
D_min=(0.8005+0.0129.*IP.*(OCR.^(-0.1069))).*(sigma_v_n.^(-
0.2889))*(1+0.2919*log(frq));

% Ciclo per assegnare ad ogni strato la sua curva di decadimento del modulo
e del damping in funzione di IP, OCR e sigma'0 in atmosfere. I parametri
numerici aggiunti sono quelli ricavati dal modello di Darendeli (2001)
mod_red=zeros(6,length(gamma));
D_Masing_a_1=zeros(6,length(gamma));
D_Masing=zeros(6,length(gamma));
D_adj=zeros(6,length(gamma));
    for i=1:length(IP)
        mod_red(i,:)=1./(1+(gamma./gamma_r(i)).^a);
        D_Masing_a_1(i,:)=100/pi*((4*(gamma-
gamma_r(i).*log((gamma+gamma_r(i))/gamma_r(i)))/((gamma.^2)/(gamma+gamma_r(i))))-
2);

D_Masing(i,:)=c1*D_Masing_a_1(i,:)+c2*(D_Masing_a_1(i,).^2)+c3*(D_Masing_a_1(i,).^3
);
        D_adj(i,:)=b*(mod_red(i,).^0.1).*D_Masing(i,)+D_min(i);
    end
```

RINGRAZIAMENTI

A conclusione di questo percorso di studi un doveroso e sentito ringraziamento va al Professore Ing. Sebastiano Foti, per avermi dato la possibilità di approcciare ingegneristicamente un fenomeno a me emotivamente vicino.

Ringrazio con affetto Andrea per aver ragionato insieme sui miei dubbi ed essere stato una guida paziente.

Dedico questo lunghissimo percorso scolastico ai miei genitori, che hanno sempre camminato al mio fianco, assecondando le mie scelte ed i miei tempi. Grazie alla fiducia nell'istruzione che mi hanno trasmesso, ho affrontato la mia formazione con entusiasmo e serenità. Grazie all'amore che li ha portati ad investire nel mio futuro, custodisco in preziosi ricordi ogni intenso momento di questi anni.

Grazie a me stessa per non aver dubitato un solo istante, mossa dall'assoluta certezza che i traguardi sono fatti per essere raggiunti.

Ed infine grazie alla maestosa Torino, per essere una città così stimolante e ricca di bellezza.