

POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle
Infrastrutture

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

Tesi di Laurea Magistrale



ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLE DIGHE IN TERRA

Relatori

*Prof. Sebastiano Foti
Ing. Renato Maria Cosentini
Ing. Federico Passeri*

Candidato

Ivana Galati

DICEMBRE 2019

ABSTRACT

Le dighe in materiali sciolti rappresentano una tra le più antiche tipologie di opere di sbarramento. Si tratta di strutture realizzate attraverso la posa in opera di materiali ricavati da depositi naturali, al fine di creare un lago artificiale in grado di contenere la risorsa idrica da destinare a numerosi impieghi: scopo irriguo, uso potabile, produzione di energia e, in alcuni casi, difesa dalle piene. Tali opere sono soggette a diverse tipologie di rischio naturale, tra cui quello sismico, che possono non solo compromettere la loro funzionalità, ma costituire una minaccia per le popolazioni a valle degli invasi. Per tale motivo attraverso il progetto *ReSba* (Resilienza degli Sbarramenti) sono state promosse una serie di attività con lo scopo di migliorare il grado di conoscenza e di sensibilità nei confronti delle dighe presenti nella zona di confine tra Francia e Italia.

Nel presente lavoro di Tesi è stata condotta un'analisi di risposta sismica su un modello di diga in terra omogenea, individuato a partire dalle informazioni disponibili nel Database degli invasi inclusi nel progetto. Le analisi sono state condotte mediante un software alle differenze finite FLAC 2D. Il modello è stato dapprima validato attraverso il confronto con analisi monodimensionali semplificate eseguite con il software DEEPSOIL. L'analisi dinamica della diga è stata condotta fornendo come input un set di dodici accelerogrammi, le cui caratteristiche risultano compatibili con la sismicità che caratterizza l'area alpina tra Italia e Francia secondo gli studi condotti dall'INGV e dal progetto europeo SHARE.

La risposta meccanica del modello è stata valutata sulla base degli spettri di risposta e di Fourier e con riferimento ai cedimenti e alle variazioni di pressioni interstiziali indotte dal moto. I dati così analizzati sono stati inoltre processati per identificare quale parametro di scuotimento sismico influenza maggiormente la risposta dell'opera.

INDICE

INTRODUZIONE	I
1. PROGETTO RESBA	1
1.1 Inquadramento geografico.....	2
1.2 Risultati attesi e attività previste.....	4
1.3 Normativa di riferimento	5
1.3.1 Dighe in materiali sciolti.....	8
2. COMPORTAMENTO DELLE DIGHE IN TERRA SOTTO L’AZIONE SISMICA	9
2.1 Risposta sismica locale	12
2.1.1 Amplificazione stratigrafica.....	13
2.1.2 Amplificazione topografica.....	19
2.1.3 Valutazione delle azioni sismiche.....	20
3. DEFINIZIONE DEL MODELLO NUMERICO	23
3.1 Caratteristiche geometriche del modello della diga	23
3.2 Scelta dei parametri meccanici	24
3.3 Analisi statica	25
4. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DINAMICI ATTRAVERSO UN MODELLO MONODIMENSIONALE	36
4.1 Caratteristiche del modello monodimensionale.....	36
4.1.1 Condizioni al contorno.....	38
4.1.2 Condizioni di smorzamento viscoso	40
4.2 Confronto del modello monodimensionale tra i software FLAC e DEEPSOIL.....	43
4.2.1 Bedrock rigido	45
4.2.2 Bedrock elastico	47

5. ANALISI DINAMICA CON MODELLO BIDIMENSIONALE.....	50
5.1 Scelta degli input sismici.....	50
5.2 Risultati dell'analisi dinamica	53
5.2.1 Spettri di risposta e di Fourier	55
5.2.2 Cedimenti del coronamento	58
5.2.3 Variazione delle pressioni interstiziali.....	64
CONCLUSIONI.....	71
ALLEGATO A.....	73
DATABASE DEGLI INVASI CENSITI NELL'AMBITO DEL PROGETTO RESBA.....	73
ALLEGATO B.....	75
ANALISI LINEARE MONODIMENSIONALE CHI-CHI (BEDROCK RIGIDO)	75
ANALISI LINEARE MONODIMENSIONALE CHI-CHI (BEDROCK ELASTICO)	76
ANALISI LINEARE MONODIMENSIONALE KOBE (BEDROCK RIGIDO).....	77
ANALISI LINEARE MONODIMENSIONALE KOBE (BEDROCK ELASTICO).....	78
ALLEGATO C.....	80
INPUT SISMICI SELEZIONATI.....	80
ALLEGATO D.....	82
SPETTRI DI RISPOSTA E DI FOURIER IN ACCELERAZIONE.....	82
ALLEGATO E.....	89
REGRESSIONE LINEARE SEMPLICE DEI CEDIMENTI DEL CORONAMENTO	89
REGRESSIONE MULTIPLA DEI CEDIMENTI DEL CORONAMENTO	94
ALLEGATO F	100

REGRESSIONE LINEARE SEMPLICE DELLA VARIAZIONE DI PRESSIONE NEUTRA.....	100
REGRESSIONE LINEARE MULTIPLA DELLA VARIAZIONE DI PRESSIONE NEUTRA	105
BIBLIOGRAFIA.....	111

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 – Localizzazione delle dighe incluse nel progetto ReSba	3
Figura 1.2 – Invaso sito nel comune di Arignano (TO).....	3
Figura 1.3 – Invaso in località “la Grengia” sito comune di Envie (CN)	4
Figura 2.1 – Diagramma sforzo-deformazione visco-elastico lineare (<i>Madiai, 2001</i>)	10
Figura 2.2 – Definizione del coefficiente di smorzamento (<i>Foti, 2008</i>).....	11
Figura 2.3 – Propagazione delle onde sismiche (<i>Santangelo, 2017</i>)	12
Figura 2.4 – Analisi della risposta sismica locale (<i>Santangelo, 2017</i>).....	13
Figura 2.5 - Schema di riferimento per la definizione di a_z (<i>Foti, 2015</i>)	14
Figura 2.6 – Funzione di amplificazione (<i>Foti, 2018</i>).....	16
Figura 2.7 – Variazione della $V_{s,30}$ – (<i>Foti, 2015</i>)	18
Figura 2.8 - Amplificazione topografica in presenza di creste (<i>GeoStru</i>)	19
Figura 2.9 – Schema di un oscillatore semplice (<i>Faccio, 2003</i>).....	21
Figura 2.10 - Spettri di risposta elastici normalizzati, indicati dalla normativa italiana e.....	22
Figura 3.1 – Sezione trasversale del modello della diga	25
Figura 3.2 – Curva sforzi-deformazioni (https://it.wikipedia.org/wiki/Plasticit%C3%A0_(fisica)).....	26
Figura 3.3 - Sezione del modello implementata su FLAC.....	28
Figura 3.4 - Andamento delle tensioni totali in condizioni dry.....	28
Figura 3.5 - Andamento dei cedimenti verticali	29
Figura 3.6 - Condizioni al contorno di tipo idraulico	31
Figura 3.7 - Andamento della superficie freatica all’interno della diga	32
Figura 3.8 - Reticolo di flusso	33
Figura 3.9 - Distribuzione delle pressioni interstiziali.....	34
Figura 3.10 - Andamento delle pressioni interstiziali nel tempo.....	34
Figura 3.11 – Andamento delle tensioni totali in presenza di acqua	35
Figura 3.12 - Superficie di rottura e fattore di sicurezza	35
Figura 4.1 – Modello della colonna di terreno	37
Figura 4.2 – Free Field Boundaries (<i>Itasca,2015</i>)	38

Figura 4.3 – Condizioni al contorno in presenza di base elastica (<i>Itasca, 2015</i>).....	40
Figura 4.4 – Condizioni al contorno in presenza di base rigida (<i>Itasca, 2015</i>).....	40
Figura 4.5 – Variazione del valore di damping.....	42
Figura 4.6 – Storia temporale di accelerazione (Ricker)	43
Figura 4.7 – Storia temporale di accelerazione (Chi-Chi '99)	44
Figura 4.8 – Storia temporale di accelerazione (Kobe '95).....	44
Figura 4.9 – Punti di osservazione del segnale attraverso la colonna.....	45
Figura 4.10 - Storia temporale di accelerazione nel punto B.....	46
Figura 4.11- Spettro di risposta in accelerazione nel punto B.....	46
Figura 4.12 - Spettro di Fourier nel punto B.....	47
Figura 4.13 – Storia temporale di accelerazione nel punto B	47
Figura 4.14 – Spettro di risposta in accelerazione nel punto B.....	48
Figura 4.15 – Spettro di Fourier nel punto B	48
Figura 4.16 –Funzioni di amplificazione nel punto B ottenute	49
Figura 5.1- Mappa di pericolosità sismica del Piemonte (INGV).....	51
Figura 5.2 – Mappa di pericolosità sismica del Piemonte (progetto europeo SHARE) (http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-maps/).....	51
Figura 5.3 - Registrazione dell'evento sismico 11 (PGA=207.86 cm/s ²).....	53
Figura 5.4- Sezione del modello bidimensionale e punti di controllo per l'analisi dinamica	55
Figura 5.5 - Spettro di risposta elastico in accelerazione (sisma 11).....	56
Figura 5.6 - Spettro di risposta elastico in accelerazione (sisma 1).....	56
Figura 5.7 – Spettro di Fourier evento sismico 11.....	57
Figura 5.8 – Spettro di Fourier evento sismico 1.....	58
Figura 5.9 – Punti di controllo dei cedimenti del modello.....	59
Figura 5.10 – Cedimenti del coronamento	59
Figura 5.11- Correlazione tra W1 e la PGA.....	60
Figura 5.12 - Correlazione tra W2 e la PGA.....	61
Figura 5.13 – Correlazione tra W3 e la PGA	61
Figura 5.14- Correlazione tra W1 e la IA.....	61
Figura 5.15- Correlazione tra W2 e la IA.....	61
Figura 5.16- Correlazione tra W3 e la IA.....	62

Figura 5.17 - Correlazione tra W_1 , PGA e PGV	64
Figura 5.18- Correlazione tra W_2 , PGA e PGV	64
Figura 5.19 - Correlazione tra W_3 , PGA e PGV	64
Figura 5.20 – Punti di controllo della variazione di pressione interstiziale.....	65
Figura 5.21 – Variazione della pressione interstiziale rispetto alle condizioni statiche	66
Figura 5.22 - Correlazione tra Du_1 e la PGA.....	67
Figura 5.23- Correlazione tra Du_2 e la PGA.....	67
Figura 5.24- Correlazione tra Du_3 e la PGA.....	68
Figura 5.25 - Correlazione tra Du_1 e la V_{RMS}	68
Figura 5.26- Correlazione tra Du_2 e la PGD	68
Figura 5.27- Correlazione tra Du_3 e la VSI.....	69
Figura 5.28- Correlazione tra Du_1 ,PGA,IA e D.....	70
Figura 5.29- Correlazione tra Du_2 ,PGA E VSI.....	70
Figura 5.30- Correlazione tra Du_3 ,PGA e VSI	70

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 - Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (<i>Norme Tecniche per le Costruzioni, 2018</i>)	18
Tabella 2 – Categorie topografiche (<i>Norme Tecniche per le Costruzioni, 2018</i>).....	20
Tabella 3 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica (<i>Norme Tecniche per le Costruzioni, 2018</i>).....	20
Tabella 4 – Intervallo di variazione delle caratteristiche	23
Tabella 5 – Caratteristiche geometriche del modello	24
Tabella 6 – Intervallo di variazione dei	25
Tabella 7 - Parametri geotecnici adottati per l'analisi e caratteristiche dei materiali	27
Tabella 8 - Valori di permeabilità e porosità dei materiali	30
Tabella 9 – Caratteristiche meccaniche dei layers (analisi monodimensionale).....	37
Tabella 10 – Parametri di smorzamento per il modello monodimensionale	42
Tabella 11 – Caratteristiche degli input applicati per la validazione	43
Tabella 12 – Parametri per la ricerca	52
Tabella 13 – Record accelerometrici impiegati per l'analisi dinamica (continua).....	52
Tabella 13 – Record accelerometrici impiegati per l'analisi dinamica	53
Tabella 14 – Caratteristiche assegnate per l'analisi dinamica bidimensionale	54
Tabella 15 – Risultati della regressione semplice riferita.....	62
Tabella 16 – Risultati della regressione multi-parametro	63
Tabella 17 – Risultati della regressione semplice	66
Tabella 17 – Risultati della regressione semplice	67
Tabella 18- Risultati della regressione multipla	69
Tabella 18- Risultati della regressione multipla	70

INTRODUZIONE

Fin dall'antichità l'uomo ha utilizzato le acque dei fiumi per soddisfare le proprie esigenze. La necessità di disporre di grandi quantità di acqua ha infatti contribuito negli anni alla realizzazione di numerose opere di sbarramento, come ad esempio le dighe. Inizialmente costruite al fine di accumulare la risorsa idrica da erogare durante i periodi di siccità, oggi tali strutture sono realizzate con lo scopo di svolgere più funzioni contemporaneamente, in modo da garantire il soddisfacimento di numerose esigenze.

Le prime opere di sbarramento ad essere edificate furono le dighe in terra, per la loro facilità di realizzazione. La costruzione di tali strutture richiede infatti l'impiego di materiali naturali ed è dunque legata alla loro disponibilità. Tuttavia la scelta di edificare una diga in materiali sciolti dipende soprattutto da aspetti quali: la funzione che l'opera dovrà svolgere, la geologia del sito e la sismicità della zona di interesse.

La costruzione delle dighe in terra ed il mantenimento dell'integrità di tali strutture, durante la loro vita utile, comportano l'analisi di numerosi aspetti. Per tale motivo i problemi legati all'esercizio delle dighe in terra e ai rischi naturali cui tali strutture sono esposte richiedono l'impiego di metodi di analisi in grado di prevederne il comportamento e di valutarne la vulnerabilità. Sulla base di quest'ultima sarà infatti possibile pianificare interventi per garantire il normale funzionamento degli invasi e la salvaguardia delle popolazioni.

Il rischio sismico è sicuramente uno dei principali fattori che possono contribuire al collasso di tali strutture e rappresentare quindi una minaccia per la collettività. In eseguito all'applicazione di un carico ciclico le opere geotecniche, come le dighe in terra, possono riportare differenti tipologie di danno, tali da compromettere la funzionalità strutturale e quindi la sicurezza dell'opera. In particolar modo, come conseguenza di un'azione sismica, si possono registrare cedimenti del coronamento, instabilità dei paramenti e diminuzione della resistenza al taglio dovuta all'eccesso di pressione interstiziale (liquefazione).

Nel corso degli anni sono stati sviluppati numerosi software in grado di simulare il comportamento delle opere geotecniche sottoposte ad azioni dinamiche, in modo tale

da analizzare la risposta fornita dalla struttura in termini di tensioni, spostamenti e variazione della pressione interstiziale.

Lo scopo del presente elaborato è la validazione di un modello in grado di valutare la risposta di una diga in terra omogenea, sottoposta ad azioni dinamiche. L'analisi di risposta sismica è stata condotta attraverso il software commerciale FLAC. Le caratteristiche geometriche e meccaniche del modello sono state definite sulla base del database del progetto *ReSba* (un progetto europeo che prevede una cooperazione tra Francia e Italia nell'ambito della salvaguardia delle opere di sbarramento). È stata quindi studiata la risposta meccanica dell'opera sotto l'azione sismica applicando come input alla base un set di dodici accelerogrammi, selezionati compatibilmente con la sismicità che caratterizza l'arco alpino franco-piemontese. La risposta del modello è stata valutata in termini di modifiche che questo induce sul moto sismico. A tale scopo sono stati analizzate le storie di accelerazione, gli spettri di risposte e di Fourier registrati in diversi punti della struttura in seguito all'azione ciclica. Gli effetti di quest'ultima sono stati valutati sulla base dei cedimenti e delle variazioni di pressioni interstiziali, i quali sono stati infine correlati con i parametri di scuotimento al fine di individuare la grandezza che influenza in misura maggiore il comportamento della struttura.

1. PROGETTO RESBA

Gli sbarramenti situati lungo l'arco alpino franco-piemontese sono esposti a differenti tipologie di rischio naturale: alluvioni, frane e terremoti. Al fine di garantire l'integrità di tali strutture e di assicurare quindi la sicurezza dei territori situati nelle vicinanze delle stesse si è resa necessaria la definizione di una serie di attività, il cui scopo è appunto quello di migliorare il grado di conoscenza e di gestione dei rischi legati all'esercizio degli invasi.

Le azioni da attuare per raggiungere tali scopi sono state definite nel progetto *ReSba (Resilienza degli Sbarramenti)*, un'attività di cooperazione transfrontaliera tra Italia e Francia che coinvolge i seguenti partner (*Descrizione tecnica di dettaglio, 2014*):

- *Regione Autonoma della Valle d'Aosta*
- *Regione Piemonte*
- *Institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture (IRSTEA)*
- *Politecnico di Torino*
- *Città Metropolitana di Torino*
- *Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement Rhône-Alpes, Préfecture de Savoie*
- *Enel s.p.a.*

Il progetto, avviato nel 2017, si concluderà ad aprile 2020 e si pone come obiettivo l'aumento del grado di conoscenza e di sensibilizzazione, delle amministrazioni e del pubblico, sul tema delle dighe presenti lungo l'arco alpino, al fine di migliorarne la gestione e la resilienza in relazione al possibile rischio di collasso di tali strutture.

Gli invasi inclusi nel progetto possono essere suddivisi in tre categorie:

1. Sbarramenti medi e piccoli con altezza compresa tra i 3 e i 15 metri, caratterizzati da modesti volumi di invaso (qualche migliaia di metri cubi), situati in zone collinari a media quota e impiegati per scopi agricoli;
2. Sbarramenti di altezza compresa tra i 10 ed i 20 metri, con una media capacità di accumulo (tra qualche decina di metri cubi e qualche migliaia di metri cubi), situati ad alta quota ed impiegati per la produzione di neve artificiale;
3. Grandi sbarramenti in quota caratterizzati da altezze superiori ai 20 metri, da importanti volumi di invaso ed utilizzati per la produzione di energia elettrica (es: diga idroelettrica del Moncenisio).

1.1 Inquadramento geografico

Gran parte degli invasi inclusi nel progetto *ReSba* appartengono alla regione Piemonte, in particolare alla provincia di Torino e di Cuneo (figura 1.1) e sono situati nelle vicinanze del confine con la Francia. Di questi sbarramenti circa 100 sono costituiti da piccole dighe in terra poste nelle vicinanze di centri urbani (*Cosentini et al., 2019*).

Ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica degli sbarramenti sono state programmate delle prove geofisiche e dei sondaggi geotecnici per alcune di queste dighe, con lo scopo di caratterizzare i materiali costituenti lo sbarramento e determinare così i parametri dinamici e meccanici necessari per la definizione di modelli numerici. Tra gli invasi per i quali è stata predisposta l'esecuzione di tali prove vi sono: l'invaso nel comune di Arignano, in provincia di Torino, (figura 1.2) e l'invaso sito in località "la Grengia" nel comune di Envie, in provincia di Cuneo (figura 1.3).

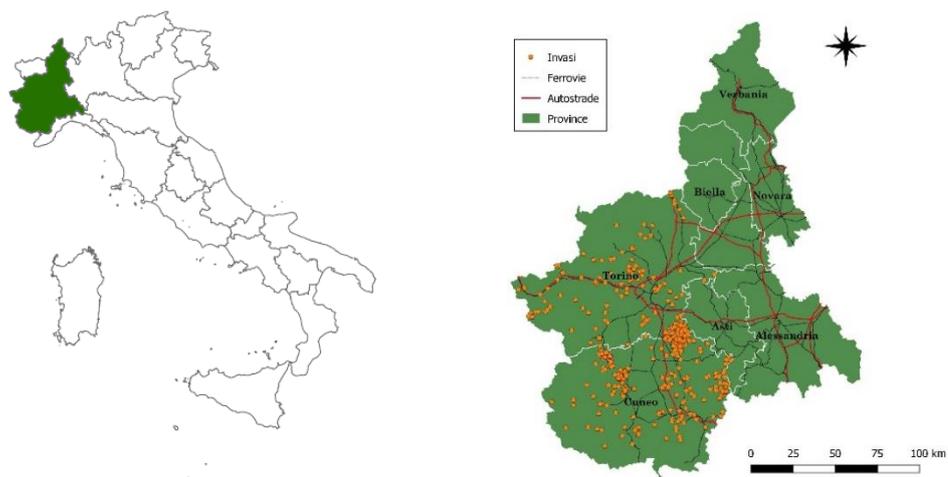


Figura 1.1 – Localizzazione delle dighe incluse nel progetto ReSba

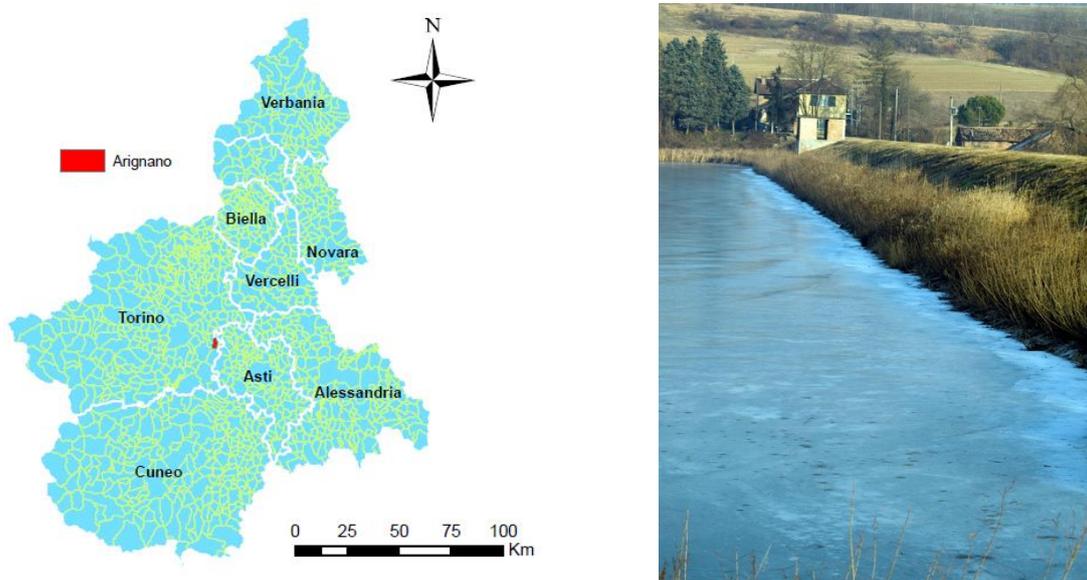


Figura 1.2 – Invaso sito nel comune di Arignano (TO)

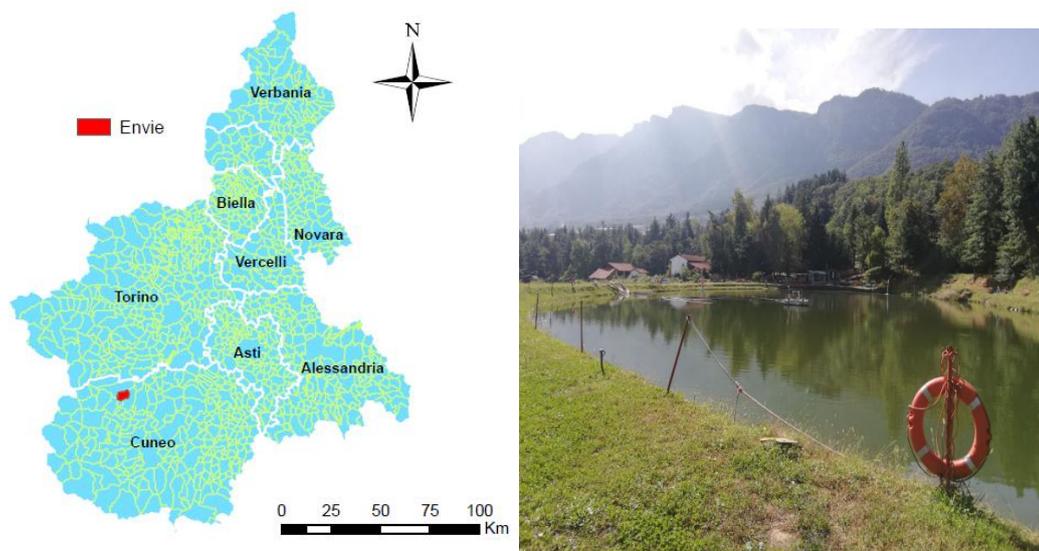


Figura 1.3 – Invaso in località “la Grengia” sito comune di Envie (CN)

1.2 Risultati attesi e attività previste

Al termine del progetto *ReSba*, previsto per aprile 2020, si attende il conseguimento di due risultati principali:

- Realizzazione di un sistema di valutazione della vulnerabilità complessiva e di sistemi di monitoraggio idonei per tutti gli sbarramenti della zona di confine tra Francia e Italia;
- Coinvolgimento e sensibilizzazione delle popolazioni maggiormente esposte al rischio legato alla presenza degli sbarramenti

Per il conseguimento di tali risultati il progetto *ReSba* ha definito cinque gruppi di azioni da attuare:

- *WP 0: Predisposizione del progetto;*
- *WP 1: Governance e gestione amministrativa;*
- *WP 2: Comunicazione;*
- *WP 3 Vulnerabilità e la vigilanza degli sbarramenti;*

- *WP 4: Valutazione delle conseguenze dell'onda di piena e Pianificazioni ed Azioni pilota su territorio.*

L'organizzazione del WP3 del progetto *ReSba* prevede una serie di sotto-attività necessarie per la stima della vulnerabilità delle dighe nella zona di confine. Alcune di queste includono la realizzazione di un database aggiornabile contenente le anomalie e gli incidenti registrati, altre comprendono studi sui pericoli naturali specifici. In quest'ultima categoria rientra la valutazione della vulnerabilità sismica degli sbarramenti in materiale sciolto nell'arco alpino, oggetto di studio del presente lavoro di Tesi.

L'analisi della risposta sismica viene condotta su invasi di terra omogenea classificati come "Dighe di dimensioni contenute" (paragrafo 1.4). Lo scopo di tale analisi è quello di consentire una valutazione del livello di sicurezza e di prestazione delle piccole dighe nei confronti del sisma. Per tale motivo, come già evidenziato, si rendono necessarie prove geofisiche e geotecniche, finalizzate alla stima dei parametri dinamici e alla caratterizzazione meccanica dei materiali interessati; tali proprietà consentono la definizione di modelli adeguati per uno studio avanzato degli invasi mediante simulazioni numeriche basate sul metodo delle differenze finite.

1.3 Normativa di riferimento

In Italia, la progettazione, la realizzazione e la gestione degli sbarramenti di ritenuta sono disciplinate dalle norme previste dal Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 24 giugno 2014 (*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*) e dalle NTC 2018. Tali disposizioni, valide per tutte le dighe ricadenti all'interno del territorio nazionale, hanno lo scopo di garantire l'adeguato esercizio delle funzioni per le quali le strutture sono state progettate, prima fra tutte il contenimento dell'acqua d'invaso.

Secondo le Norme tecniche di cui al decreto Min. II.TT 26 giugno 2014 le dighe sono suddivise sulla base dei materiali impiegati per la loro realizzazione in due grandi categorie:

- Dighe in calcestruzzo
- Dighe in materiali sciolti

All'interno di queste due categorie gli sbarramenti di ritenuta vengono inoltre classificati, con riferimento alle dimensioni della struttura e ai volumi di invaso, come:

- “*Dighe di dimensioni contenute*”: dighe la cui altezza non supera i 15 metri e il cui volume di invaso è inferiore a 1.000.000 di metri cubi;
- “*Grandi dighe*”: dighe la cui altezza supera i 15 metri e in cui l'acqua invasata è maggiore di 1.000.000 di metri cubi

Le *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)* indicano inoltre le procedure attraverso le quali poter valutare la sicurezza delle dighe in funzione dei quattro Stati Limite individuati dalle NTC 2018. Tale valutazione deve essere eseguita tenendo conto delle seguenti condizioni tipiche:

1. normale funzionamento;
2. danni riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
3. danni non riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
4. danni che determinano il rilascio incontrollato di acqua, o comunque rischio di perdite di vite umane;
5. collasso della struttura.

In relazione alle suddette condizioni di danneggiamento si considerano i seguenti Stati Limite: due di esercizio (Stato limite di Operatività, SLO, e Stato Limite di danno, SLD) ed altri due ultimi (Stato Limite di Salvaguardia della Vita, SLV, e Stato Limite di Collasso, SLC).

Le Norme stabiliscono di tenere in considerazione le seguenti condizioni

corrispondenti al raggiungimento degli SLU con perdita incontrollata di acqua invasata:

1. instabilità del corpo diga e dei terreni o ammassi rocciosi di imposta;
2. instabilità per scorrimento, anche parziale, del corpo diga o meccanismi di rottura locali;
3. rottura per erosione interna; fessurazioni nel corpo diga, nei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, negli elementi di tenuta o nelle superfici di contatto manufatto-terreno, tali da provocare una filtrazione incontrollata;
4. deformazioni del corpo diga e/o dei terreni o ammassi rocciosi di fondazione, tali da provocare danni strutturali allo sbarramento o la tracimazione;
5. instabilità dei pendii che possano provocare la tracimazione della diga o danni strutturali;
6. rottura o danno degli organi di scarico e in generale delle opere accessorie, che impediscano il deflusso controllato dal serbatoio;
7. condizione di piena che porti alla tracimazione del coronamento con conseguenti danni gravi fino alla possibilità di collasso dello sbarramento

Gli stati limite di esercizio vengono invece definiti in fase di progetto tenendo conto della tipologia di sbarramento e delle prestazioni richieste.

Le condizioni limite in esercizio possono essere dovute a:

1. eccesso di tensioni o deformazioni del corpo diga e/o nei terreni di fondazione;
2. danneggiamento degli organi di scarico superficiali o profondi;
3. danneggiamento delle opere di derivazione;
4. danneggiamento dei sistemi di misura e controllo.

Per ciò che concerne le azioni da valutare durante le verifiche, le principali sono: il peso proprio, la spinta idrostatica, le coazioni d'origine termica e da ritiro, le sotto-

spinte, la spinta del ghiaccio, la spinta dovuta all'interrimento e l'azione sismica.

1.3.1 Dighe in materiali sciolti

Le dighe in materiali sciolti, o dighe in terra, sono strutture per la cui realizzazione vengono impiegati materiali ricavati da depositi naturali, i quali sono posti in opera attraverso modalità stabilite dalla normativa vigente affinché la struttura possa raggiungere le caratteristiche previste dal progetto.

La Normativa individua tre differenti tipologie di dighe in terra:

1. dighe di terra omogenea;
2. di terra e/o pietrame, con struttura di tenuta interna;
3. di terra e/o pietrame, con struttura di tenuta esterna.

In presenza di dighe in materiali sciolti, oltre alle condizioni di raggiungimento degli SLU già descritte, bisogna tener conto di una serie di problemi strutturali che possono essere causati da:

1. instabilità dei paramenti;
2. rottura per liquefazione del corpo diga o dei terreni di fondazione;
3. rottura per erosione interna o sifonamento;
4. lacerazione dell'eventuale manto o rottura del diaframma di tenuta.

Nel presente lavoro di Tesi viene eseguita un'analisi in presenza di azioni sismiche, con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, su un modello di diga in terra omogenea. Rientrano in tale categoria tutte le opere di ritenuta realizzate attraverso l'impiego di materiali a permeabilità uniforme, in cui la funzione di contenimento dell'acqua invasata è prevalentemente assegnata al corpo diga stesso. Quest'ultimo, oltre ad essere realizzato con materiale impermeabile, può essere ricoperto con un manto protettivo bituminoso. Tali manufatti rappresentano opere di modesta importanza ed il materiale con cui sono realizzati deve garantire non solo la tenuta, ma anche la funzione statica.

2. COMPORTAMENTO DELLE DIGHE IN TERRA SOTTO L'AZIONE SISMICA

L'analisi del comportamento delle opere geotecniche, come le dighe in terra, sottoposte ad azioni dinamiche e cicliche, risulta di fondamentale importanza per la valutazione del rischio a cui sono esposte.

Le azioni sismiche alle quali sono sottoposti i terreni rappresentano un esempio di carico *ciclico* di tipo transitorio, in quanto producono un'alternanza di fasi di carico, scarico e ricarico che si ripetono con una certa periodicità e il cui campo di frequenze varia tra 1 e 10 Hz (*Crespellani & Facciorusso , 2010*).

Il sisma nasce in seguito allo scorrimento relativo di due porzioni della crosta terrestre. Durante tale moto si accumula energia elastica che viene rilasciata in profondità e che viaggia, fino alla superficie, sotto forma di onde elastiche. La loro propagazione genera nel mezzo delle sollecitazioni e delle deformazioni che dipendono non solo dalle caratteristiche del carico, ma anche dalle proprietà del terreno. Dunque, per poter valutare la risposta meccanica di un mezzo poroso, occorre individuare un modello che descriva il comportamento del terreno sottoposto a diversi livelli deformativi. Tale comportamento, soprattutto in condizioni sismiche, dipende da diversi fattori e in particolare dalle ampiezze delle deformazioni di taglio (γ) raggiunte durante l'azione sismica.

Nell'analisi dinamica condotta nel presente lavoro di Tesi si assume che i materiali abbiano un comportamento visco-elastico lineare, cioè si suppone che all'aumentare del numero di cicli e della deformazione di taglio, purché inferiore alla soglia di linearità, la risposta del terreno non cambi: il modulo di taglio e il rapporto di smorzamento rimangono costanti e pari al loro valore iniziale, rispettivamente G_0 e D_0 (figura 2.1). Sotto tali condizioni l'energia dissipata è ridotta.

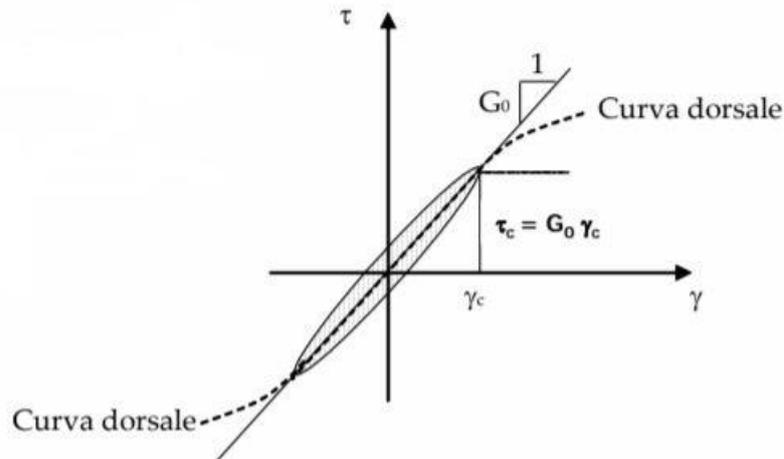


Figura 2.1 – Diagramma sforzo-deformazione visco-elastico lineare (Madiati, 2001)

In un mezzo elastico, omogeneo e isotropo il modulo di taglio dipende dalla velocità di propagazione delle onde di taglio (S) nel terreno e dalla densità (ρ) del materiale, come espresso dall'equazione (2.1) e può essere ricavato attraverso prove di laboratorio (e.g. bender elements) o prove in situ (e.g. prove down-hole e cross-hole).

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (2.1)$$

Il modulo di taglio è un parametro meccanico del materiale che dipende da diversi fattori: pressione di confinamento, indice dei vuoti, indice di plasticità, grado di sovraconsolidazione e frequenza di applicazione dei carichi (Madiati, 2001).

Quanto al rapporto di smorzamento D_0 , questo riveste un'importanza significativa nella valutazione del comportamento dinamico del terreno. Tale parametro tiene infatti conto della dissipazione intrinseca di energia, che ha luogo durante i cicli di carico-scarico e risulta responsabile di uno degli effetti di attenuazione delle onde che si propagano nel terreno in seguito al rilascio di energia. Questo parametro è definito dall'equazione (2.2) come il rapporto tra la dissipazione di energia nel singolo ciclo di carico e l'energia di deformazione elastica massima accumulata (figura 2.2).

$$D = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (2.2)$$

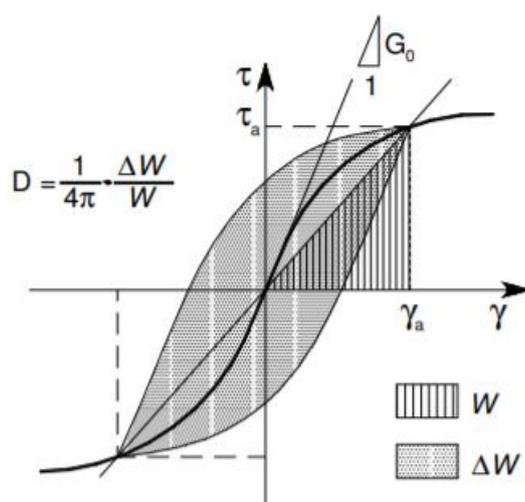


Figura 2.2 – Definizione del coefficiente di smorzamento (Foti, 2008)

L'importanza del rapporto di smorzamento risulta trascurabile nei terreni a grana grossa, ma riveste un ruolo importante per quelli a grana fine. In questi ultimi l'effetto dissipativo si manifesta anche in presenza di bassi livelli deformativi e viene influenzato da: indice di plasticità, frequenza di applicazione dei carichi e pressione di confinamento.

Quanto alle condizioni di drenaggio, poiché il terreno saturo è sottoposto a sollecitazioni sismiche caratterizzate da un'elevata velocità di applicazione, si suppone che il materiale si trovi in condizioni non drenate. Questa condizione comporta, nell'analisi del comportamento meccanico del terreno sottoposto a carichi ciclici, l'accumulo di sovrappressioni neutre. Quando infatti un mezzo poroso sotto falda viene sollecitato da un'azione sismica, risponde generando deformazioni di taglio. Finché la pressione dell'acqua interstiziale è inferiore al valore della tensione totale dello scheletro solido il materiale presenta una resistenza al taglio positiva, quando però le pressioni neutre superano la tensione totale del terreno la resistenza al taglio si riduce o si annulla completamente, per cui quest'ultimo si comporta come un fluido, perdendo completamente o parzialmente la propria rigidità al taglio. Tale fenomeno prende il nome di liquefazione ed è caratteristico dei depositi sabbiosi poco addensati.

2.1 Risposta sismica locale

Le onde sismiche che si propagano nel sottosuolo in seguito alla rottura avvenuta in profondità (figura 2.3), possono essere modificate in termini di: durata, ampiezza e contenuto in frequenza. Tali variazioni sono responsabili dello scuotimento atteso in superficie (pericolosità sismica) e dipendono dalle caratteristiche geologiche e morfologiche dei terreni attraversati.

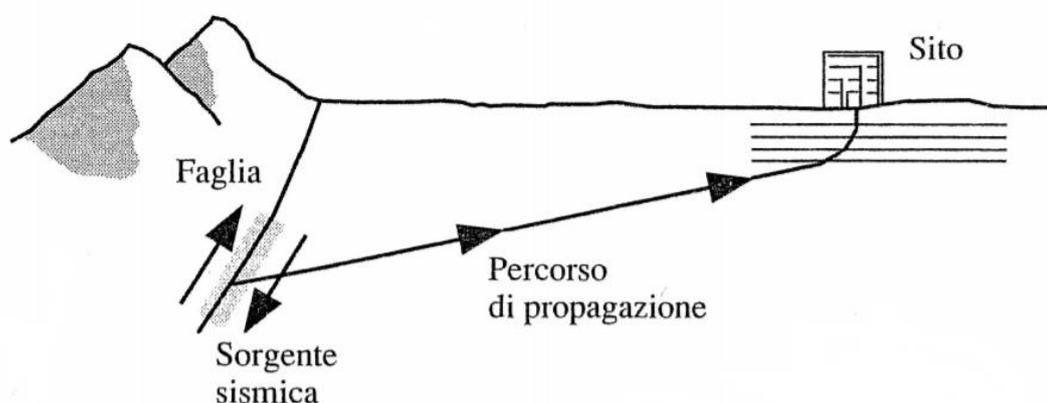


Figura 2.3 – Propagazione delle onde sismiche (Santangelo, 2017)

Lo studio della *risposta sismica locale* consente di valutare le modifiche subite dal moto sismico durante la propagazione delle onde attraverso un deposito costituito da differenti materiali (figura 2.4). In questo modo è possibile comprendere perché, in alcuni casi, gli effetti indotti da un sisma su due siti posti alla stessa distanza dall'epicentro possono risultare differenti. Tali variazioni dipendono principalmente da due effetti di sito: l'amplificazione stratigrafica e l'amplificazione topografica.

Questi due fenomeni sono quindi responsabili della risposta sismica delle dighe in terra, in quanto si tratta di strutture costituite da una successione di materiali con caratteristiche meccaniche differenti che modificano il moto dell'onda che li attraversa (amplificazione stratigrafica). Inoltre la geometria di queste strutture è tale da dare luogo, all'interno del corpo diga, sia a fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche sia all'interazione fra onde sismiche incidenti e onde sismiche rifratte (Bard, 1982), i quali sono responsabili dell'amplificazione topografica.

Attraverso lo studio di questi effetti di sito è quindi possibile comprendere in che modo e in quale misura le componenti dell'onda sismica vengono modificate nel passaggio attraverso gli sbarramenti.

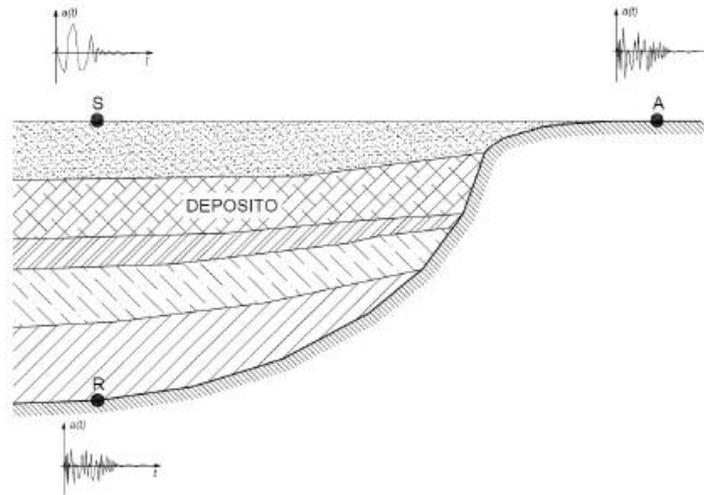


Figura 2.4 – Analisi della risposta sismica locale (*Santangelo, 2017*)

2.1.1 Amplificazione stratigrafica

La velocità di propagazione delle onde sismiche e le modifiche che il loro moto subisce dipendono dalla risposta meccanica del mezzo attraversato, la quale risulta influenzata dalle proprietà del terreno che variano lungo il profilo verticale.

L'energia rilasciata durante l'evento sismico nella zona ipocentrale viene trasportata in superficie attraverso onde di compressione (onde P) e onde di taglio (onde S) che viaggiano in direzione sub-verticale. La velocità di tali onde dipende dalle proprietà meccaniche del mezzo attraversato (2.3) e (2.4).

$$V_P = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.3)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.4)$$

Nelle precedenti relazioni M e G rappresentano rispettivamente il modulo edometrico e il modulo di taglio.

Le onde P presentano una velocità di propagazione maggiore rispetto a quella delle onde S, in quanto il modulo edometrico in un materiale è sempre più elevato di quello di taglio. Ai fini dello studio della risposta sismica, assumono un ruolo fondamentale le onde S; queste infatti, durante il loro moto, producono un'oscillazione del punto materiale ortogonale rispetto alla direzione di propagazione, dunque in superficie generano un moto oscillatorio in grado di provocare danni maggiori rispetto a quelli prodotti dal moto sussultorio dovuto alla propagazione delle onde P. Gli effetti delle onde di compressione possono inoltre essere trascurati poiché ci si trova in condizioni di drenaggio impedito, in quanto la velocità di applicazione del carico è molto maggiore del tempo necessario per la dissipazione delle sovrappressioni neutre. Le deformazioni volumetriche indotte dal sisma risultano quindi trascurabili se confrontate con quelle distorsionali.

Nel propagarsi verso la superficie, le onde attraversano materiali con rigidzze differenti che modificano il moto sismico in termini di contenuto in frequenza, energia, ampiezza e direzione di propagazione. In particolare, l'ampiezza del moto risulta una funzione del *contrasto di impedenza* α_z , rappresentativo della differenza di rigidezza tra strati di terreno consecutivi. Con riferimento allo schema in figura 2.5, costituito da un basamento roccioso sovrastato da depositi via via più deformabili, il contrasto di impedenza è definito dalla relazione (2.5).

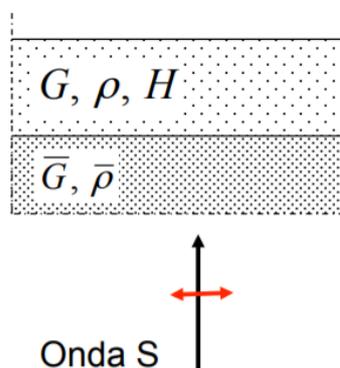


Figura 2.5 - Schema di riferimento per la definizione di α_z (Foti, 2015)

$$\alpha_z = \frac{\rho \cdot V_S}{\bar{\rho} \cdot \bar{V}_S} \quad (2.5)$$

Quando l'onda sismica proveniente dal basso giunge in prossimità dell'interfaccia, parte della sua energia viene riflessa e torna indietro, mentre l'altra parte viene trasmessa al mezzo posto al di sopra. Le onde che attraversano l'interfaccia vengono anch'esse riflesse una volta giunte in superficie; vi è dunque un'aliquota di energia riflessa che rimane intrappolata nel deposito e che risulta tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di impedenza tra gli strati del deposito e il basamento rigido. Le onde rimaste intrappolate possono inoltre generare fenomeni di risonanza, in quanto le componenti d'onda che viaggiano verso l'alto e verso il basso possono interferire, in maniera costruttiva, tra loro.

È possibile notare che al diminuire del contrasto di impedenza il moto sismico viene amplificato, in quanto l'onda passa da un basamento roccioso ad un deposito più deformabile. Ciò che si osserva è che l'ampiezza dell'onda trasmessa risulterà maggiore di quella dell'onda incidente. Al contrario, se l'impedenza aumenta il moto sismico viene deamplificato. In generale l'energia rilasciata in profondità, viaggiando verso la superficie, incontra strati man mano sempre più deformabili, quindi più ci si avvicina alla superficie più si amplificano le componenti del moto. Dunque l'amplificazione nasce in seguito alla differente deformabilità dei terreni; tuttavia bisogna anche tener conto dello spessore del deposito, il quale è responsabile, assieme alla sua rigidità, delle modifiche del moto sismico in termini di frequenza.

Per poter quantificare tali variazioni è preferibile valutare la risposta sismica nel dominio delle frequenze, attraverso tale analisi infatti è possibile osservare che non tutte le componenti di frequenza, di un certo evento, vengono amplificate allo stesso modo. In figura 2.6 è riportata la *funzione di amplificazione* di un determinato evento, definita come il rapporto tra le ampiezze spettrali del moto registrato in superficie e di quello all'outcrop. Tale funzione consente di individuare in quale rapporto le diverse componenti del moto sismico sono state amplificate o smorzate, in termini di frequenza, durante il passaggio dell'onda attraverso il deposito di terreno. In altre

parole descrive l'effetto filtro che il terreno esercita sul moto sismico (Lanzo, 2012). Per tal motivo la forma assunta dalla funzione di amplificazione dipende dal comportamento del terreno e quindi dal modo in cui l'input sismico viene trasmesso al suo interno.

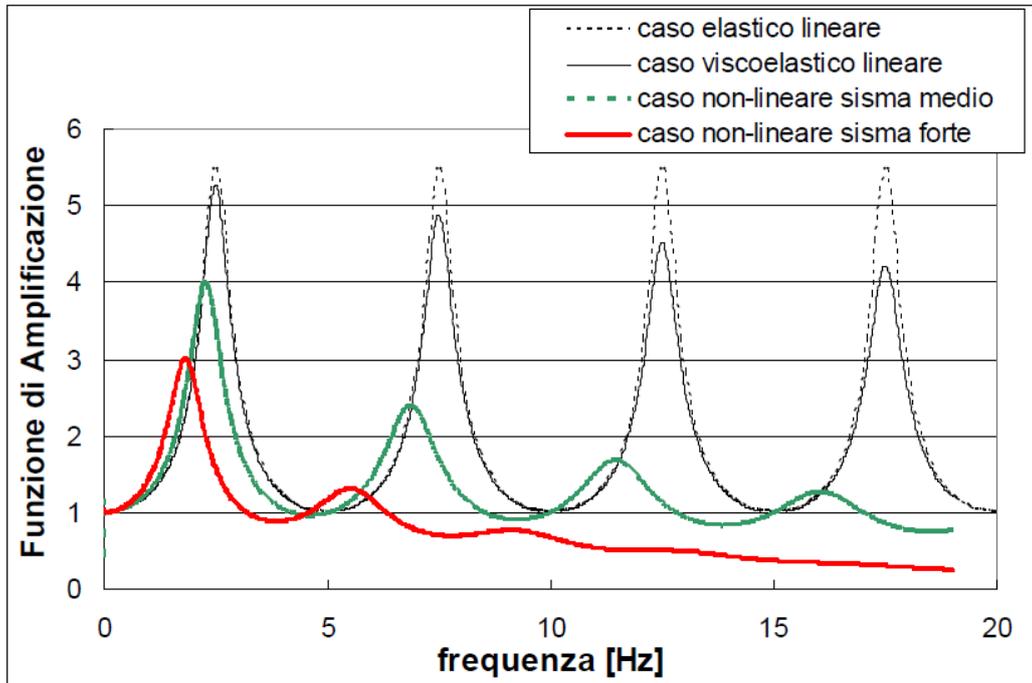


Figura 2.6 – Funzione di amplificazione (Foti, 2018)

In figura 2.6, il primo picco è caratterizzato da una frequenza, detta frequenza fondamentale di risonanza, definita dalle (2.6) e rappresentativa del primo modo di vibrare del terreno. Il valore massimo della funzione di amplificazione, per un terreno omogeneo a comportamento visco-elastico lineare su un substrato deformabile e attraversato da onde di taglio ad incidenza verticale è invece dato dalla (2.7)

$$f_1 = \frac{V_s}{4H} \quad (2.6)$$

$$A(f_1) = \frac{1}{\alpha_z + \frac{\pi D}{2}} \quad (2.7)$$

Dalle precedenti relazioni è possibile osservare come le frequenze di risonanza dipendano dallo spessore del deposito e dalla sua rigidità. L'ampiezza massima di riferimento della funzione di amplificazione dipende invece dal contrasto di impedenza, e quindi dalla differenza di rigidità tra i due mezzi, e dal rapporto di smorzamento che quantifica la dissipazione interna di energia dell'onda, responsabile dell'effetto di attenuazione. Dalla funzione di amplificazione si può inoltre notare che, ai fini della valutazione dell'amplificazione del moto sismico, occorre considerare due importanti parametri: la deformabilità del terreno e lo spessore dell'intero deposito. In funzione di queste due grandezze la risposta sismica verrà amplificata o deamplificata.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 prevedono la possibilità di stimare gli effetti di amplificazione secondo un approccio semplificato. L'applicazione di questo metodo consente di valutare le azioni sismiche per differenti categorie di sottosuolo, qualora queste possano essere individuate sulla base della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio. Quest'ultima viene calcolata come la media pesata della velocità delle onde S nei primi metri di profondità dal piano campagna, o dal piano di posa delle fondazioni, fino al substrato rigido (2.8).

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad (2.8)$$

In figura 2.7 si riporta lo schema di riferimento per il calcolo della velocità equivalente nel caso in cui il substrato rigido si trovi ad una profondità di 30 metri. In tabella 1 sono invece indicate le diverse categorie di sottosuolo che possono essere individuate sulla base del valore della $V_{s,eq}$. Qualora fosse possibile tale classificazione, per ogni categoria vengono definiti un coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s e un coefficiente C_c , funzione della categoria di sottosuolo. Questi due fattori, insieme al coefficiente di amplificazione topografica, (paragrafo 2.1.2) modificano opportunamente lo spettro di risposta elastico in accelerazione, utilizzato per la valutazione dell'azione sismica.

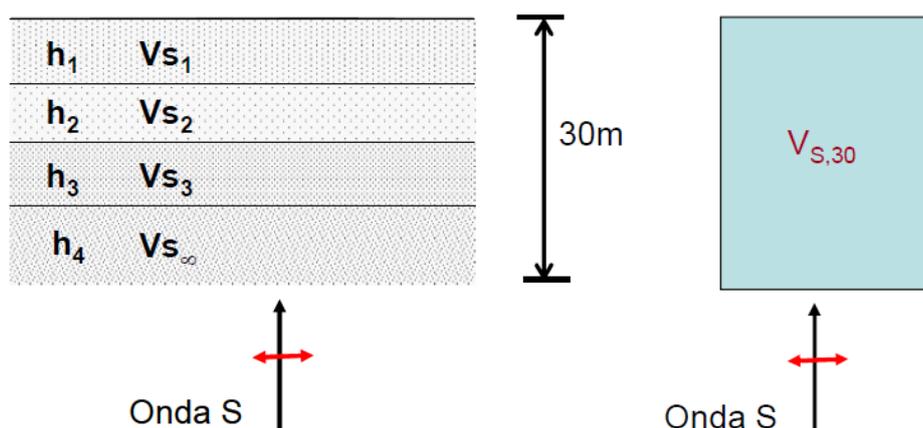

 Figura 2.7 – Variazione della $V_{s,30}$ – (Foti, 2015)

 Tabella 1 - Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato¹ (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

¹ approccio nel quale l'effetto delle condizioni stratigrafiche di sito viene introdotto utilizzando coefficienti moltiplicativi dell'azione sismica riferita al suolo (Foti, 2008)

2.1.2 Amplificazione topografica

È un fenomeno dovuto alle condizioni morfologiche dei terreni interessati dall'azione sismica e risulta particolarmente marcato nelle vicinanze delle creste dei rilievi o delle scarpate. Per tale motivo l'amplificazione topografica del moto sismico può interessare diverse opere geotecniche quali argini, rilevati e dighe in terra.

Tale fenomeno ha luogo in seguito all'interferenza delle onde sismiche incidenti e rifratte su superfici non piane (figura 2.8).

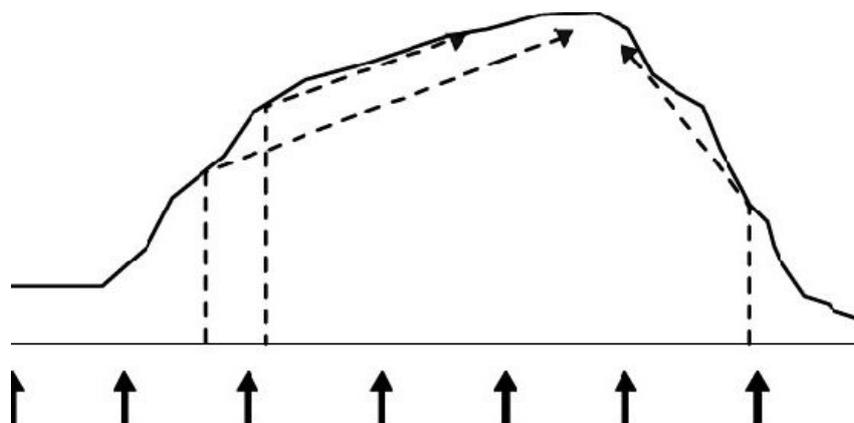


Figura 2.8 - Amplificazione topografica in presenza di creste (*GeoStru*)

Con riferimento alla figura 2.8 è possibile osservare che l'onda sismica, propagandosi nel sottosuolo e avanzando con un fronte d'onda piano, quando incontra una superficie non perpendicolare al raggio sismico, subisce una riflessione secondo un certo angolo. In seguito alla riflessione, l'energia trasportata dalle onde sismiche converge verso la cresta e ciò determina un'amplificazione del moto. Quest'ultima può essere valutata attraverso la relazione (2.9), considerando lo schema semplificato in cui la superficie interessata dal sisma è costituita da tratti lineari che formano in testa un angolo φ .

$$A = \frac{2\pi}{\varphi} \quad (2.9)$$

Dalla relazione 2.9 è possibile osservare che se l'apertura della cresta fosse pari ad un angolo retto si avrebbe un'amplificazione doppia rispetto al caso di superficie

piana.

Anche in questo caso la normativa consente l'impiego di un approccio semplificato per la valutazione delle azioni sismiche; quest'ultimo può essere adottato quando è possibile definire alcune categorie topografiche sulla base delle caratteristiche morfologiche (tabella 2). In presenza di tale classificazione, l'approccio semplificato consente di definire un coefficiente di amplificazione topografica S_T , utilizzato per il calcolo delle azioni sismiche (tabella 3).

Tabella 2 – Categorie topografiche (*Norme Tecniche per le Costruzioni, 2018*)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 3 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica (*Norme Tecniche per le Costruzioni, 2018*)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1.2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1.4

Nei casi in cui i terreni non possano essere classificati secondo le categorie topografiche e di sottosuolo, la norma prevede la predisposizione di specifiche analisi di risposta sismica locale al fine di poter valutare le azioni sismiche.

2.1.3 Valutazione delle azioni sismiche

Uno dei principali strumenti per la rappresentazione degli studi di risposta sismica locale e quindi per la valutazione dell'azione sismica è rappresentato dallo *spettro di risposta elastico*. Quest'ultimo descrive l'effetto dello scuotimento indotto dal sisma

su una struttura elementare caratterizzata da un solo grado di libertà: l'oscillatore semplice (figura 2.9).

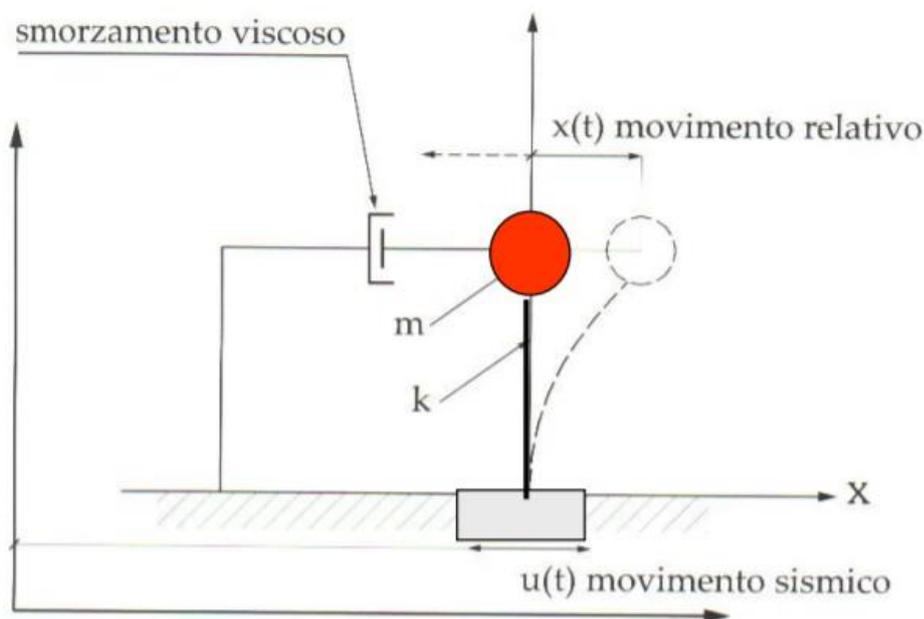


Figura 2.9 – Schema di un oscillatore semplice (Faccio, 2003)

Lo schema in figura 2.9 è costituito da un corpo di forma sferica sorretto da un'asta, in cui la sfera rappresenta la massa della struttura, l'asta la sua rigidezza, la base il mezzo di trasmissione dell'energia (sistema terreno-fondazione) e infine lo smorzatore è rappresentativo della capacità della struttura di dissipare energia.

Quando tale struttura viene sollecitata comincia ad oscillare con una frequenza che dipende dalla rigidezza dell'oscillatore. In generale strutture più rigide sono caratterizzate da bassi periodi e quindi alte frequenze di oscillazione, mentre strutture più flessibili hanno periodi maggiori e quindi basse frequenze.

Lo spettro di risposta fornisce, per diversi periodi di oscillazione, il valore massimo della pseudo-accelerazione dell'oscillatore semplice soggetto all'azione sismica per un fissato valore del rapporto di smorzamento. Le Norme Tecniche per le Costruzioni forniscono gli spettri di risposta elastici in accelerazione per le cinque tipologie di suolo descritte in tabella 2.1 (figura 2.10).

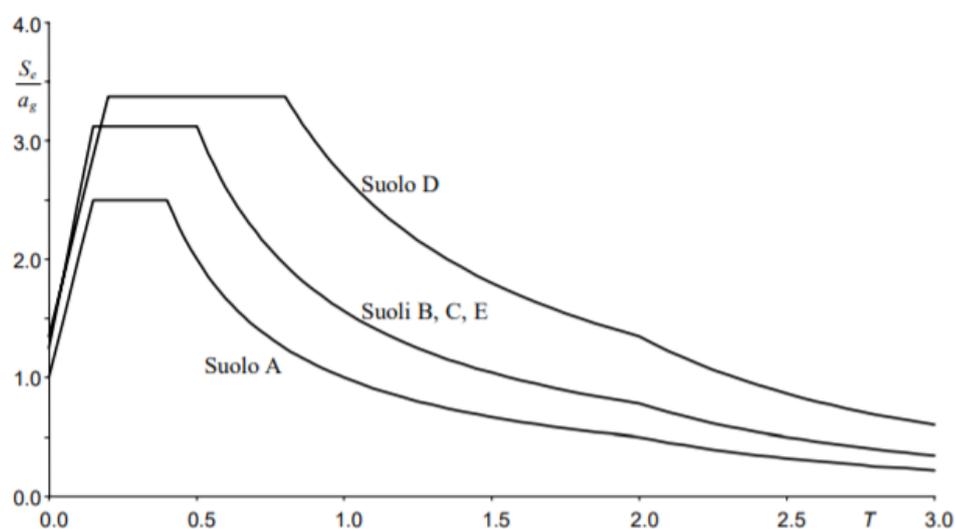


Figura 2.10 - Spettri di risposta elastici normalizzati, indicati dalla normativa italiana e riferiti ad uno smorzamento del 5% (Gheresi et al. 2017)

Quando il periodo risulta pari a 0 la massa, o struttura, si muove allo stesso modo del terreno sottostante ed il valore corrispondente di pseudo-accelerazione è pari all'accelerazione massima al suolo (PGA). Tale condizione corrisponde infatti ad un sistema infinitamente rigido e tale per cui il moto relativo della struttura, rispetto al terreno, risulta nullo.

Dal grafico in figura 2.10 è possibile osservare come l'accelerazione massima cui è sottoposta la struttura dipende dalla tipologia di suolo e dal periodo di vibrazione della struttura stessa.

3. DEFINIZIONE DEL MODELLO NUMERICO

Al fine di analizzare la risposta sismica delle dighe in materiali sciolti ricadenti all'interno del progetto *ReSba*, è stato definito un modello numerico che potesse essere rappresentativo delle diverse dighe omogenee presenti nel Database del progetto riportato nell'allegato A.

Il codice di calcolo utilizzato è il software commerciale FLAC, che consente di valutare la risposta meccanica della struttura sia in condizioni statiche che in condizioni dinamiche.

3.1 Caratteristiche geometriche del modello della diga

Le caratteristiche geometriche del modello della diga sono state quindi assegnate sulle base delle informazioni a disposizione relative agli invasi inclusi nel progetto (allegato A).

In tabella 4 si riportano gli intervalli di variazione delle caratteristiche geometriche degli sbarramenti del progetto *ReSba*, la geometria assegnata all'invaso sul quale è stata condotta l'analisi sismica è definita da valori medi di tali intervalli (tabella 5).

Tabella 4 – Intervallo di variazione delle caratteristiche geometriche delle dighe censite nell'ambito del progetto ReSba

Geometria	Intervallo di variazione
Altezza sbarramento [m]	1-15
Volume invaso [m³]	290-270000
Franco [m]	0.15-1.5
Larghezza coronamento [m]	1-14
Lunghezza coronamento [m]	20-500
Paramento di monte [°]	18-63
Paramento di valle [°]	15-63

Tabella 5 – Caratteristiche geometriche del modello

Geometria	Valore
Altezza sbarramento [m]	8
Franco [m]	1
Larghezza coronamento [m]	3
Paramento di monte [°]	30
Paramento di valle [°]	35

3.2 Scelta dei parametri meccanici

Per l'analisi del comportamento di un'opera geotecnica, sia in condizioni statiche che dinamiche, è necessaria la definizione dei parametri meccanici caratteristici della struttura. Questi infatti influenzano la risposta del mezzo sottoposto ad una certa sollecitazione. Per la definizione di tali parametri è necessaria l'esecuzione di opportune prove geofisiche e geotecniche (e.g prove Masw, prove sismiche in foro, prove di laboratorio, etc...) finalizzate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni.

In questo lavoro di tesi, i parametri meccanici assegnati al modello sono stati definiti sulla base delle informazioni disponibili nel Database degli invasi inclusi nel progetto (allegato A). I valori assegnati sono stati quindi individuati all'interno dell'intervallo di variazione dei parametri caratteristici degli invasi (tabella 6).

La sezione dell'invaso (figura 3.1) è stata modellata attraverso la sovrapposizione di livelli di terreno con deformabilità e conducibilità idraulica crescenti dal substrato roccioso (*bedrock*) al corpo diga. In particolare il sistema di fondazione è stato suddiviso in due livelli, al più profondo (*foundation_soil1*) è stata assegnata una rigidità maggiore rispetto a quella definita per la fondazione superficiale (*foundation_soil2*); mentre per il corpo diga (*earthdam_soil3*) sono stati definiti una rigidità ed una conducibilità idraulica minori rispetto a quelle dei livelli sottostanti.

Tabella 6 – Intervallo di variazione dei parametri geotecnici

Parametro	Intervallo di variazione
Angolo di attrito, φ' [°]	1-15
Coesione, c' [kPa]	0-50
Conducibilità idraulica, K [m/s]	1E-6-1E-4

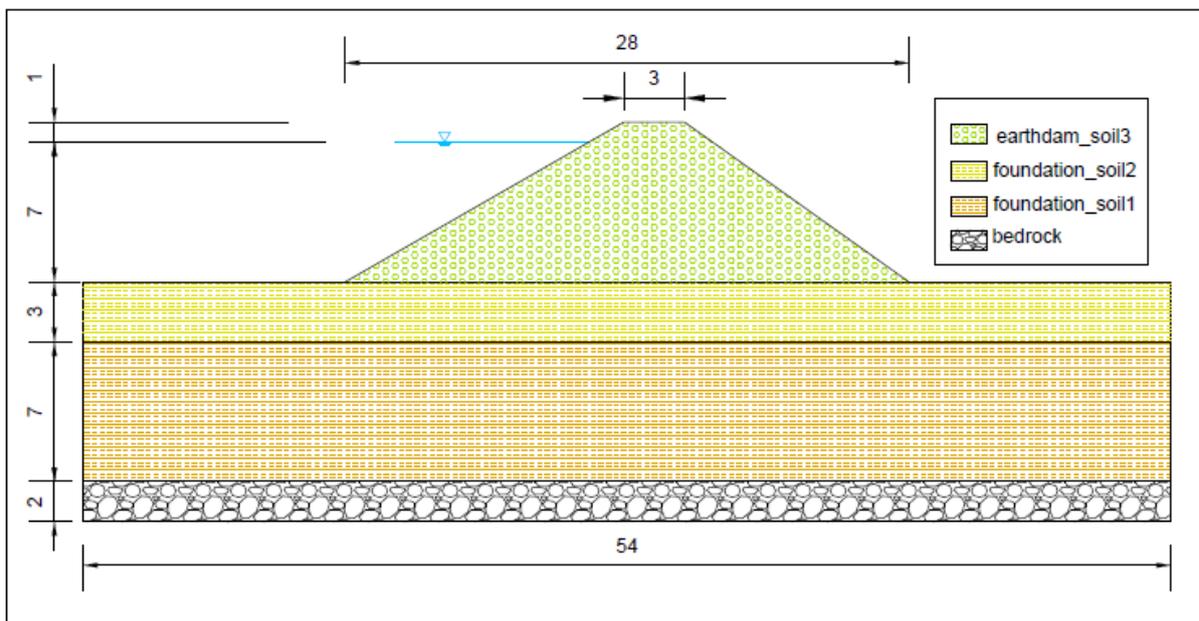


Figura 3.1 – Sezione trasversale del modello della diga

3.3 Analisi statica

Dopo aver assegnato la geometria e definito i parametri meccanici del modello è stata condotta l'analisi del comportamento statico per fasi e con riferimento al problema disaccoppiato, assumendo cioè che il campo di moto dell'acqua interstiziale e il campo delle deformazioni della fase solida siano indipendenti l'uno dall'altro e quindi analizzabili separatamente.

Nel condurre l'analisi si è ipotizzato che i terreni costituenti il corpo diga e la fondazione seguano una legge sforzi-deformazioni visco-elastica lineare, con criterio

di rottura di Mohr-coulomb, mentre per il bedrock si è assunto un modello costitutivo di tipo elastico.

➤ Criterio di Mohr-Coulomb

È un criterio di rottura valido in condizioni drenate espresso attraverso la relazione (3.1), secondo la quale la resistenza al taglio del terreno è data dalla somma di due termini: la coesione (c') e un contributo “attritivo” ($\sigma' \text{tg}\varphi'$) (*Lancellotta, 2012*).

$$\tau = c' + \sigma' \text{tg}\varphi' \quad (3.1)$$

In accordo con quanto espresso da tale relazione, la rottura ha luogo quando la tensione tangenziale supera il contributo dei due termini al secondo membro della (3.1).

➤ Modello elastico

È un legame costitutivo che non dipende dal tempo, pertanto uno stesso carico applicato ripetutamente nel tempo produce sempre la stessa deformazione. Nei materiali a comportamento elastico esiste una corrispondenza biunivoca tra sforzi e deformazioni (*Lancellotta, 2012*), in cui la costante di proporzionalità è rappresentata dal *modulo di Young* (E) (figura 3.2)

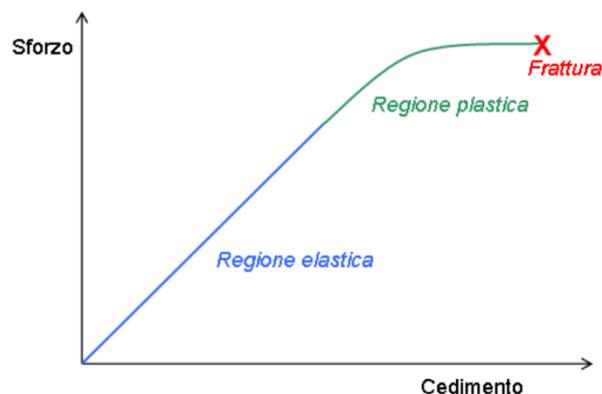


Figura 3.2 – Curva sforzi-deformazioni ([https://it.wikipedia.org/wiki/Plasticit%C3%A0_\(fisica\)](https://it.wikipedia.org/wiki/Plasticit%C3%A0_(fisica)))

In tabella 7 si riportano le caratteristiche meccaniche dei terreni adottate nel modello.

Tabella 7 - Parametri geotecnici adottati per l'analisi e caratteristiche dei materiali

Caratteristiche	Layers			
	earthdam_soil3	foundation_soil2	foundation_soil1	bedrock
Spessore [m]	8	3	7	2
γ' [kN/m ³]	20	22	22	22
φ' [°]	35	40	40	-
c' [kPa]	10	10	10	-
G [Pa]	4.5E+7	8.8E+7	3.5E+8	2.2E+9
E [Pa]	1.13E+8	2.2E+8	8.8E+8	5E+9
K [Pa]	7.5E+7	1.47E+8	5.87E+8	2.41E+9
ν [-]	0.25	0.25	0.25	0.15
V_s [m/s]	150	200	400	1000
Model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Elastic

La prima fase di analisi è stata condotta in assenza di acqua (condizioni dry).

In figura 3.2 è riportata la sezione del modello della diga realizzato con il software FLAC, con riferimento all'equilibrio statico dell'invaso in condizioni asciutte, per il quale sono stati assegnati i seguenti vincoli al contorno al fine di impedire gli spostamenti rigidi:

- Vincoli fissi alla base per impedire qualsiasi spostamento;
- Carrelli orizzontali sui bordi, destro e sinistro, per impedire lo spostamento orizzontale e consentire quello verticale.

Il dimensionamento della mesh è stata effettuato in modo da garantire da una parte un'adeguata discretizzazione del modello, dall'altra un limitato tempo di analisi.

Al corpo diga è stata quindi assegnata una mesh più fitta rispetto a quella attribuita al sistema di fondazioni, così da poter analizzare con una maggiore accuratezza fenomeni che interessano il corpo diga, come ad esempio i cedimenti e gli spostamenti

della struttura. Dopo aver definito la mesh sono stati assegnati ai diversi materiali costituenti l'invaso le proprietà riportate in tabella 3.4.

In figura 3.3 e 3.4 sono invece riportati gli andamenti delle tensioni totali e dei cedimenti registrati al termine dell'analisi statica condotta sul modello della diga.

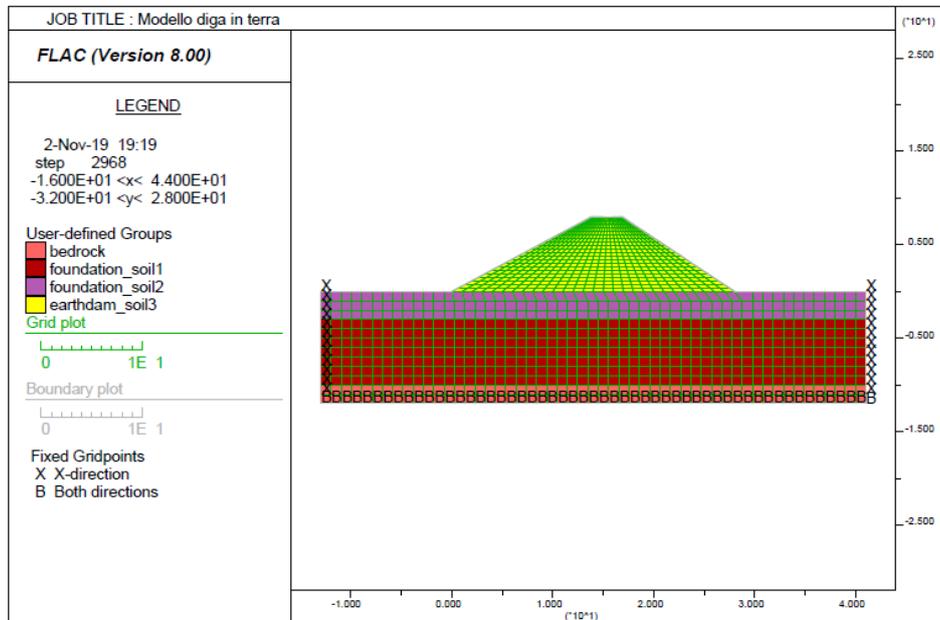


Figura 3.3 - Sezione del modello implementata su FLAC

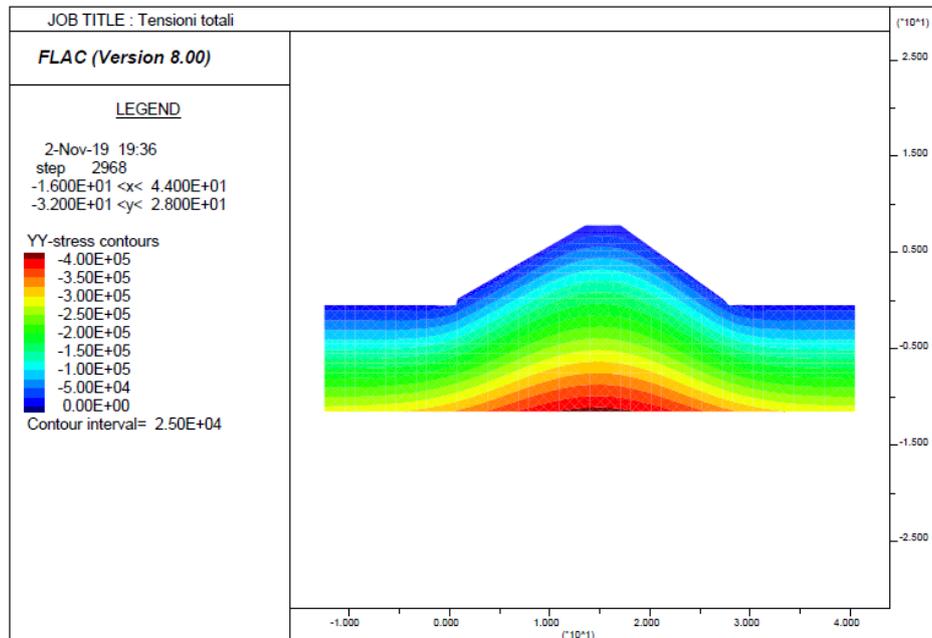


Figura 3.4 - Andamento delle tensioni totali in condizioni dry

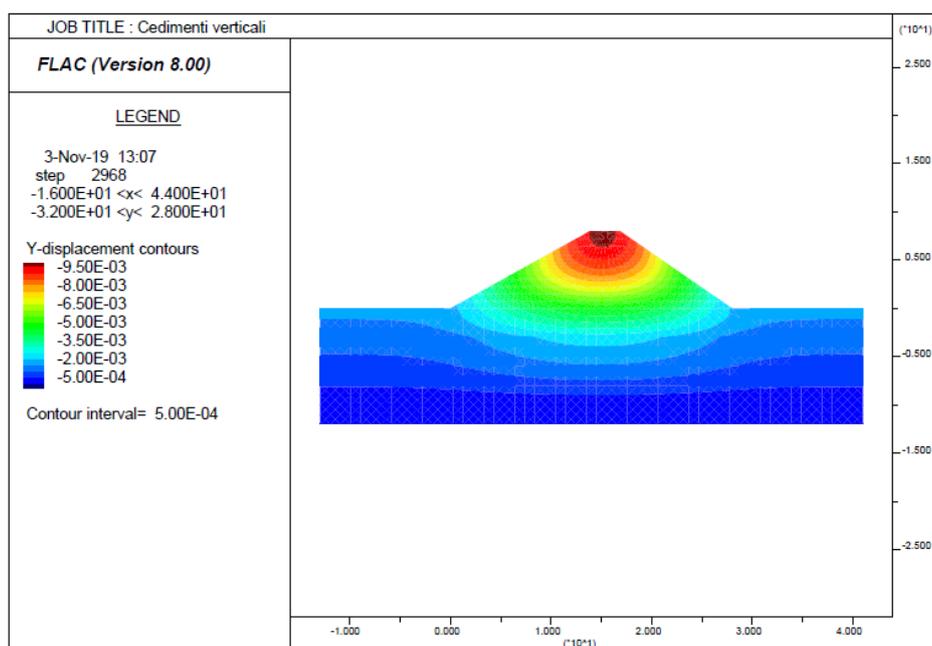


Figura 3.5 - Andamento dei cedimenti verticali

La fase successiva ha riguardato un'analisi statica del modello in regime di filtrazione stazionaria.

Nell'analisi del processo di filtrazione attraverso una diga in terra un aspetto da tenere presente è che l'andamento dell'acqua al suo interno rappresenta un esempio di moto *non confinato*, non essendo nota a priori una delle quattro condizioni al contorno che definiscono il problema di partenza. Lo studio del moto dell'acqua nel corpo diga consiste infatti nella determinazione del dominio con valutazione della superficie libera o anche detta di saturazione, in quanto separa la regione di moto dell'acqua dalla zona in cui non si ha filtrazione e pertanto essa costituisce una condizione al contorno. L'analisi condotta con il software FLAC ha permesso di definire la posizione della superficie libera e di individuare il reticolo di flusso.

Il fenomeno descritto, dovuto alla presenza di una differenza di carico idraulico tra due punti, è governato dalla legge di Darcy che lega la velocità di filtrazione alla perdita di carico totale che si registra lungo il tratto interessato dal fenomeno. Nel software FLAC tale legge assume la forma descritta nella (3.1).

$$Q_x = kH \frac{dp}{dx} \quad (3.1)$$

Nella precedente relazione il termine k rappresenta la permeabilità ($m^2/Pa \cdot s$) ed è espresso dall'equazione (3.2):

$$k = \frac{k_H}{g\rho_w} \quad (3.2)$$

in cui k_H è la conducibilità idraulica del materiale (m/s).

Per l'analisi statica in presenza di acqua sono state assegnate le proprietà dell'acqua (densità $\rho=1000 \text{ kg/m}^3$ e modulo di bulk $K=2.2 \text{ GPa}$) e i valori di porosità e permeabilità dei materiali costituenti l'invaso secondo quanto riportato in tabella 8.

Tabella 8 - Valori di permeabilità e porosità dei materiali

Caratteristiche	Layers			
	earthdam_soil3	foundation_soil2	foundation_soil1	bedrock
Porosità n [-]	0.3	0.3	0.3	0.4
Permeabilità [$m^2/Pa \cdot s$]	1.02E-12	1.02E-13	1.02E-13	1.02E-14

Assegnati i parametri che influenzano il processo di filtrazione, il calcolo è stato effettuato in due differenti fasi:

1. Dapprima si è valutata la stabilità della struttura considerando la falda freatica ad una quota pari a quella di massimo invaso: 1 metro al di sotto della quota del coronamento, che corrisponde ad un battente d'acqua all'interno dell'invaso pari a 7 metri. È stato quindi analizzato il comportamento della diga in presenza di regime di filtrazione stazionaria, assegnando le seguenti condizioni al contorno di tipo idraulico:

- condizioni al contorno di pressione interstiziale;
- pressioni interstiziali crescenti con la profondità (da 0 pelo libero della falda a 186 kPa al piede della fondazione);
- saturazione nulla al di sopra del pelo libero di falda.

2. Dopo aver posizionato il livello di falda è stato analizzato il problema meccanico, definendo la spinta idrostatica esercitata al piede della diga, inserendo il valore di pressione in corrispondenza di tale punto.

In figura 3.6 è riportata la sezione del modello con le condizioni idrauliche appena descritte, mentre in figura 3.7 è possibile osservare l'andamento superficie libera all'interno dell'argine, individuata al termine dell'analisi.

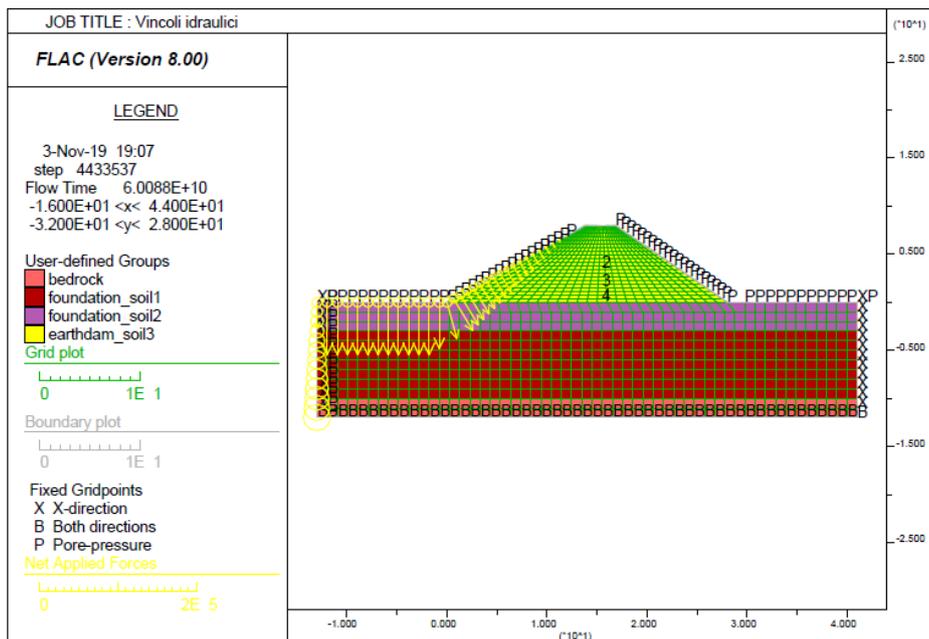


Figura 3.6 - Condizioni al contorno di tipo idraulico

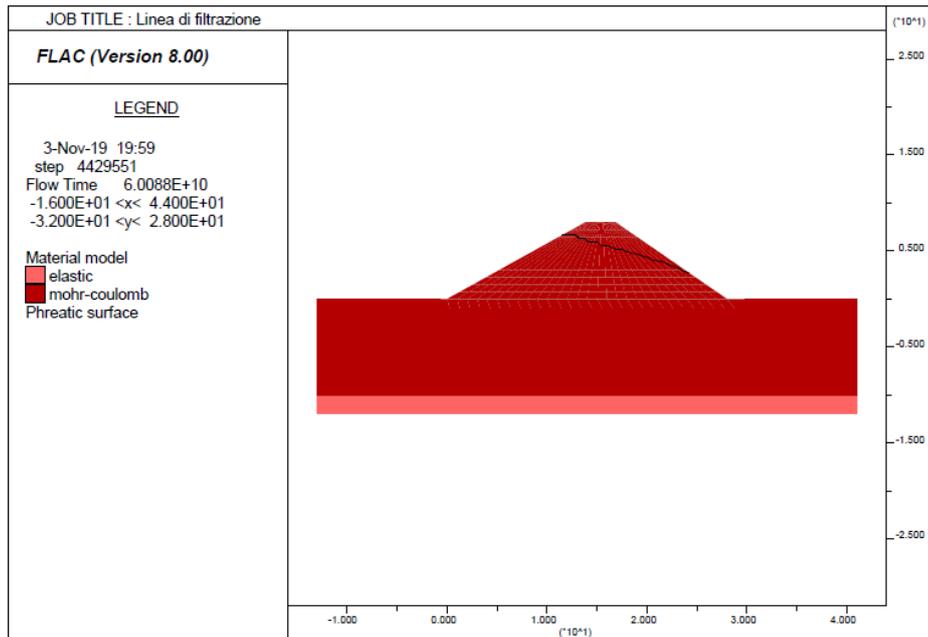


Figura 3.7 - Andamento della superficie freatica all'interno della diga

Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi statica in presenza di regime di filtrazione stazionaria. Tali risultati mostrano:

- la rete di flusso all'interno della diga, ovvero la soluzione in forma grafica dell'equazione di Laplace che descrive il moto dell'acqua in un mezzo poroso (figura 3.8). Tale equazione viene rappresentata graficamente da due complessi di curve (linee equipotenziali e linee di flusso). Le linee equipotenziali sono caratterizzate dal fatto che tutti i punti appartenenti a tali curve hanno lo stesso carico idraulico, mentre le linee di flusso descrivono le traiettorie delle particelle d'acqua che si muovono da punti a potenziale maggiore a punti a potenziale minore. Si dimostra che le linee equipotenziali e quelle di flusso sono tra loro ortogonali in ogni punto e che quindi la velocità dell'acqua è sempre tangente alle linee di flusso ed ortogonale a quelle equipotenziali.
- la distribuzione delle pressioni interstiziali in seguito alla filtrazione (figura 3.9), dalla quale è possibile osservare un aumento con la profondità ed un

profilo che segue la superficie freatica. In figura 3.10 è invece mostrato l'andamento delle pressioni interstiziali nel tempo, valutato in tre diversi punti al di sotto del livello di falda (punti 2, 3 e 4 indicati in figura 3.6). L'andamento mostra anche in questo caso che la pressione aumenta con la profondità e che, dopo un breve periodo in cui il suo valore aumenta rapidamente, essa si stabilizza secondo un asintoto orizzontale;

- la distribuzione delle tensioni totali al termine della filtrazione in presenza della spinta idrostatica dell'acqua invasata sul paramento di monte (figura 3.11);
- il fattore di sicurezza per lo sbarramento (pari a 1.29) e la potenziale superficie di scorrimento individuata, supponendo che il corpo diga segua il criterio di rottura di Mohr-Coulomb (figura 3.12)

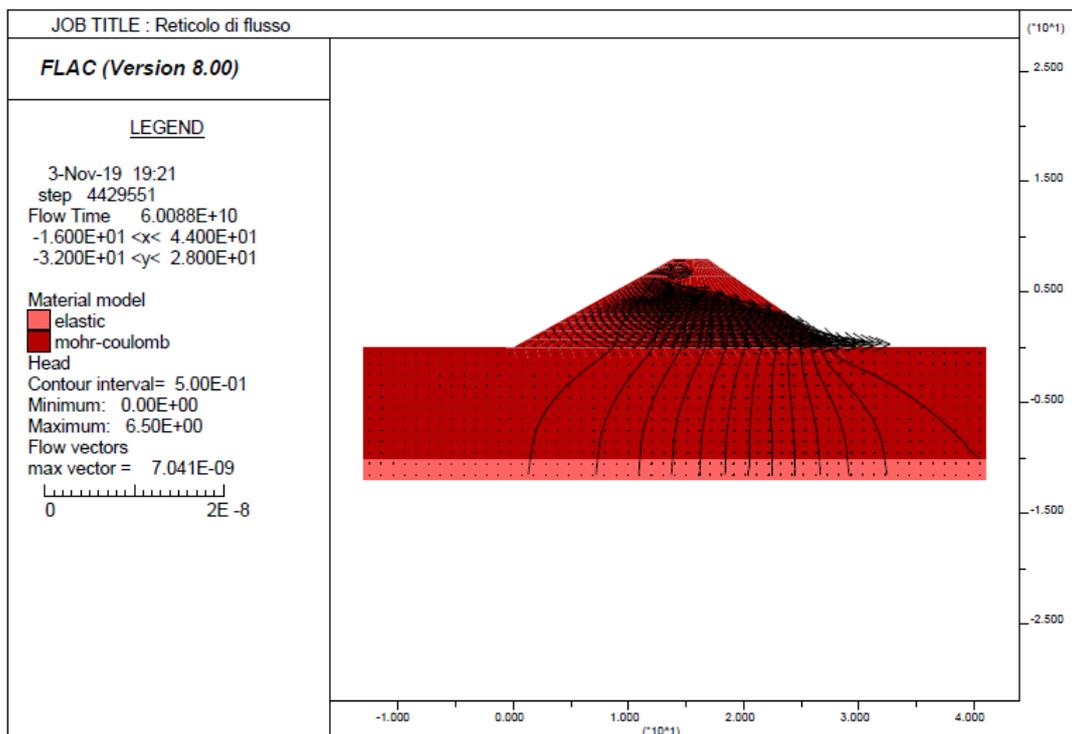


Figura 3.8 - Reticolo di flusso

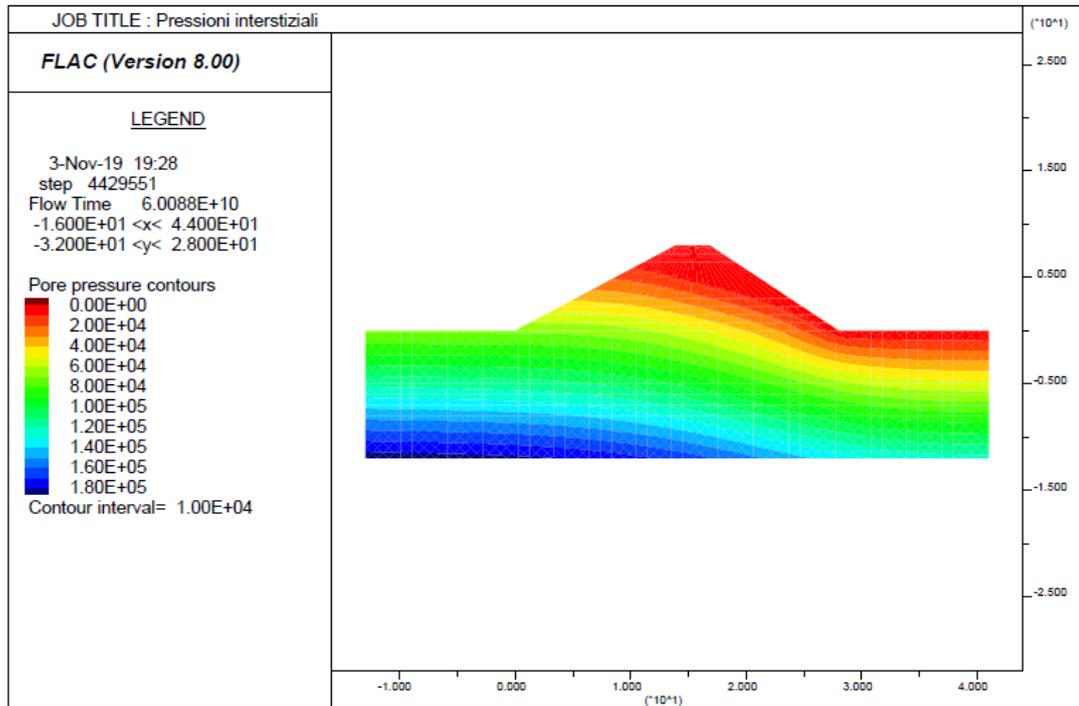


Figura 3.9 - Distribuzione delle pressioni interstiziali

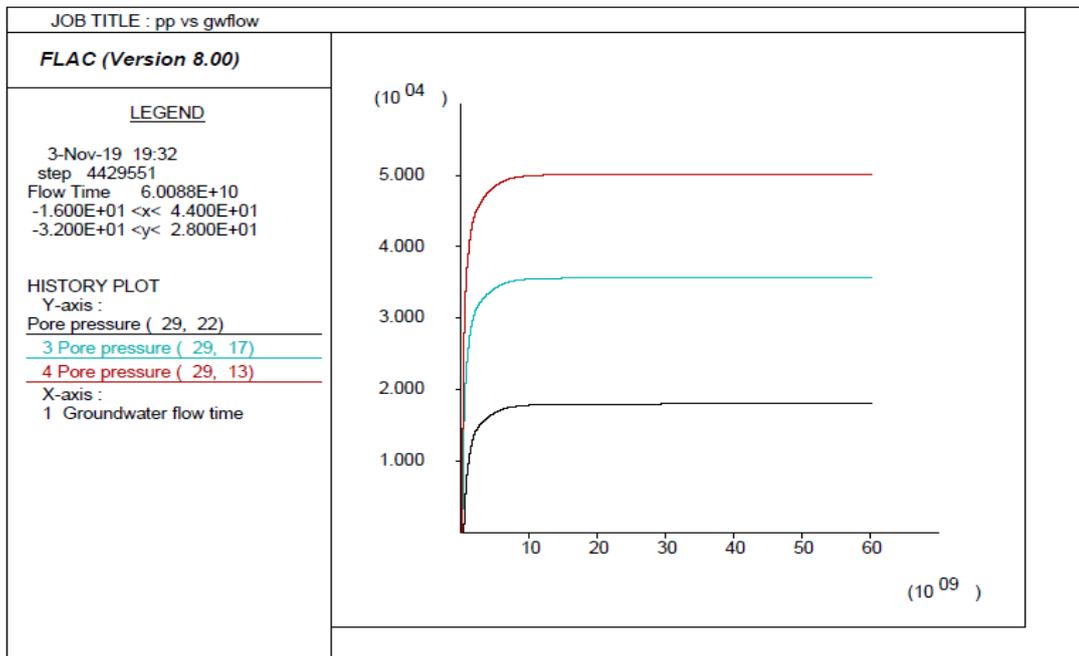


Figura 3.10 - Andamento delle pressioni interstiziali nel tempo

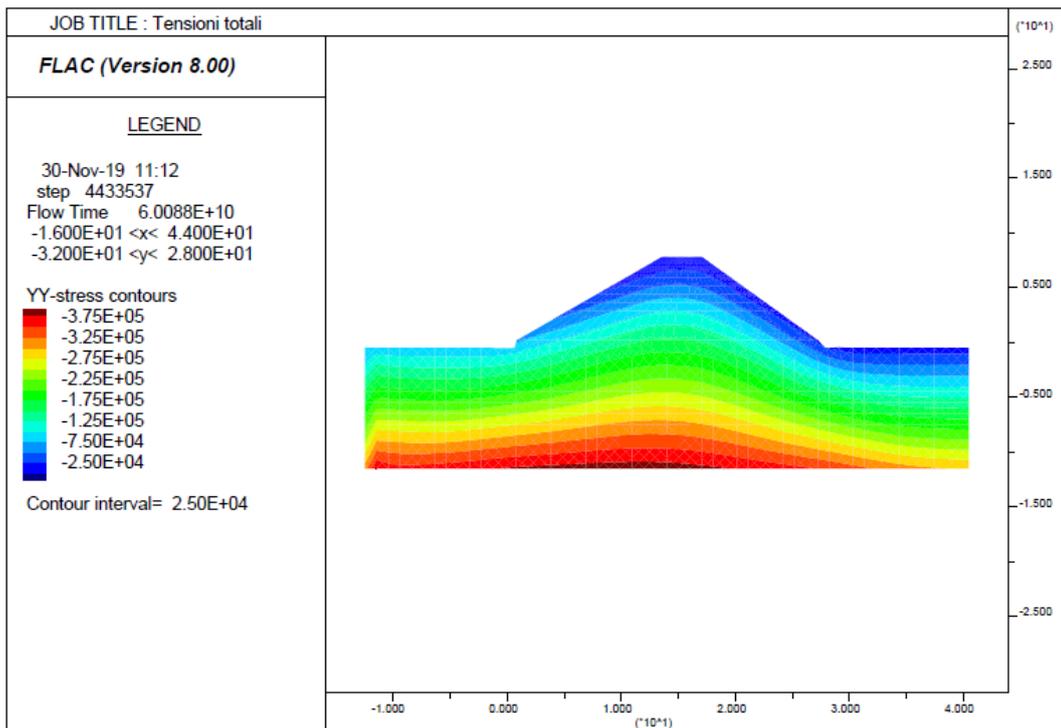


Figura 3.11 – Andamento delle tensioni totali in presenza di acqua

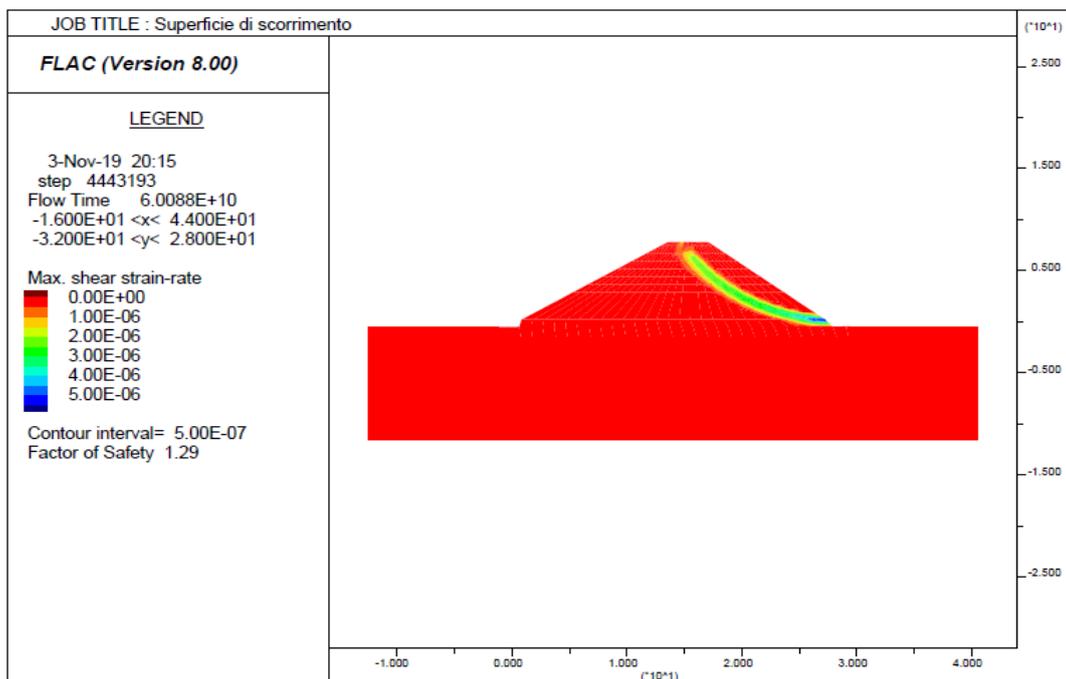


Figura 3.12 - Superficie di rottura e fattore di sicurezza

4. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DINAMICI ATTRAVERSO UN MODELLO MONODIMENSIONALE

Prima di eseguire un'analisi su un modello attraverso il metodo delle differenze finite, è necessario verificare che le caratteristiche di quest'ultimo siano tali da consentire il raggiungimento degli obiettivi previsti al termine dell'indagine.

Per tale motivo nel presente studio di risposta sismica si è resa necessaria la calibrazione del modello, al fine di definire in modo opportuno aspetti fondamentali per l'esecuzione dell'analisi, ad esempio la discretizzazione del modello e la verifica delle condizioni al contorno di tipo dinamico. Pertanto il modello di diga scelto è stato dapprima validato confrontando la risposta dinamica della struttura monodimensionale ottenuta attraverso la simulazione con FLAC 2D con la risposta dello stesso modello implementato sul software DEEPSOIL.

4.1 Caratteristiche del modello monodimensionale

La validazione del modello è stata eseguita con riferimento ad una colonna spessa 12 metri, costituita dal bedrock e da due livelli di fondazione le cui caratteristiche sono riportate in tabella 9. Per la calibrazione è stata condotta un'analisi nel dominio del tempo, considerando i materiali a comportamento visco-elastico lineare.

La sezione del modello implementato con i due software è riportata in figura 4.1.

La mesh è stata definita sulla base della relazione (4.1) (*Itasca, 2015*), in modo tale da garantire un'accurata rappresentazione della trasmissione dell'onda sismica attraverso il modello.

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (4.1)$$

Secondo l'espressione (4.1) la lunghezza dell'elemento della griglia non deve essere maggiore di un decimo della lunghezza d'onda associata alla componente in frequenza più alta dell'input sismico (15 Hz).

Tabella 9 – Caratteristiche meccaniche dei layers (analisi monodimensionale)

Caratteristiche	Layers		
	foundation_soil2	foundation_soil1	bedrock
Spessore [m]	3	7	2
γ' [kN/m ³]	22	22	22
G [Pa]	8.8E+7	3.5E+8	2.2E+9
K [Pa]	1.47E+8	5.87E+8	2.41E+9
ν [-]	0.25	0.25	0.15
V_s [m/s]	200	400	1000
Model	Elastic	Elastic	Elastic

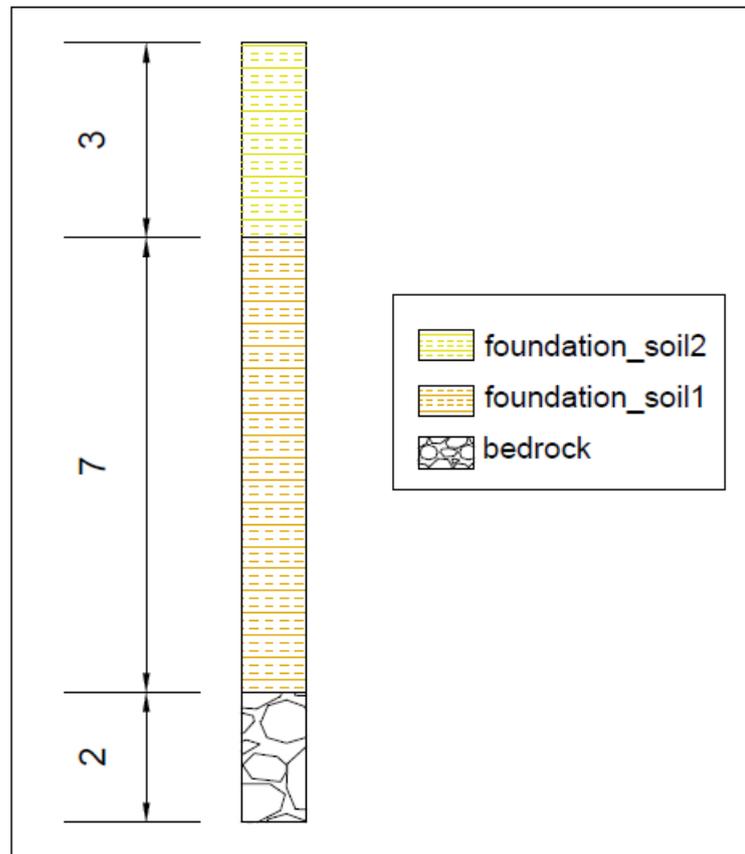


Figura 4.1 – Modello della colonna di terreno

4.1.1 Condizioni al contorno

Per condurre l'analisi di risposta sismica sono state assegnate opportune condizioni al contorno di tipo dinamico (figura 4.2):

- *Free fields boundaries*: condizioni di campo libero. Simulano il comportamento di un mezzo infinitamente esteso impedendo la riflessione delle onde sui contorni della mesh. Una volta imposto tale vincolo i nodi della griglia vengono collegati a smorzatori viscosi che assorbono l'energia delle onde incidenti.
- *Quiet boundaries*: condizioni viscosi. Sono costituite da smorzatori, attaccati alla griglia, che agiscono in direzione normale e tangenziale al contorno stesso. Tali condizioni possono essere imposte su contorni verticali, orizzontali o inclinati e vengono solitamente applicati al lato inferiore della mesh per simulare la base elastica.

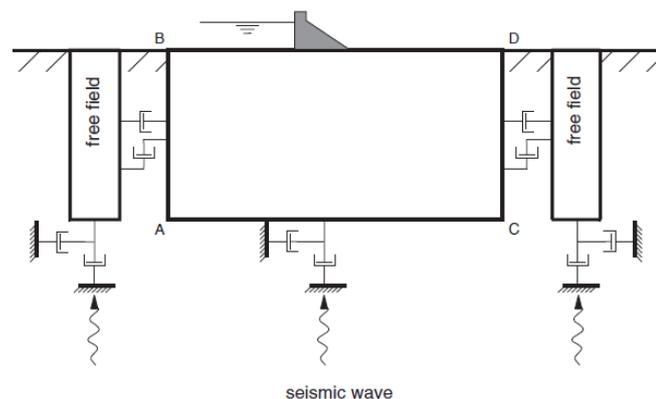


Figura 4.2 – Free Field Boundaries (*Itasca, 2015*)

Nelle analisi dinamiche condotte attraverso il software FLAC l'input sismico può essere applicato in differenti modi:

- storia temporale di accelerazioni;
- storia temporale di velocità;
- storia temporale di tensioni;
- storia temporale di forze.

La scelta del tipo di sollecitazione da applicare deve essere effettuata tenendo presente che le modalità di assegnazione dell'input influenzano le condizioni al contorno. Ad esempio, nel caso in cui queste ultime siano rappresentate da *quiet boundaries*, definite lungo il bordo inferiore della mesh, il loro effetto viene annullato se si applica come input un accelerogramma o una storia di velocità. In presenza di tali condizioni al contorno la sollecitazione sismica alla base deve essere assegnata sotto forma di storia temporale di tensioni (Lanzo et al. 2007). In questo caso, l'accelerogramma di input deve essere integrato e le velocità risultanti sono convertite in tensioni attraverso le relazioni (4.2) e (4.3) (Itasca, 2015).

$$\sigma_n = 2(\rho C_p)v_n \quad (4.2)$$

$$\sigma_s = 2(\rho C_s)v_s \quad (4.3)$$

Nelle precedenti espressioni:

- ρ rappresenta la densità del bedrock;
- σ_n e σ_s rispettivamente la tensione in direzione normale e tangenziale al contorno;
- C_p e C_s sono rispettivamente le velocità di propagazione delle onde di compressione e di taglio che caratterizzano il bedrock;
- v_p e v_s sono rispettivamente le velocità di input normale e tangenziale al contorno.

Questa procedura, schematizzata in figura 4.3, consente di simulare il comportamento di un deposito con base elastica. Per modellare invece una base rigida, quindi un comportamento perfettamente riflettente, occorre applicare l'input come storia temporale di accelerazione (figura 4.4).

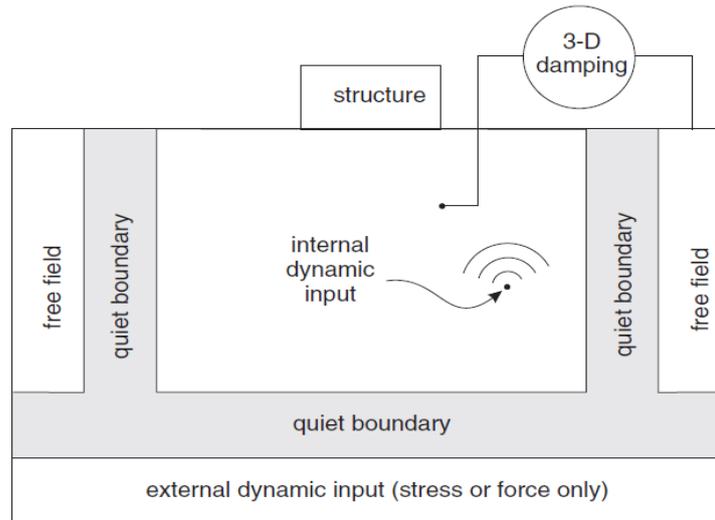


Figura 4.3 – Condizioni al contorno in presenza di base elastica (*Itasca, 2015*)

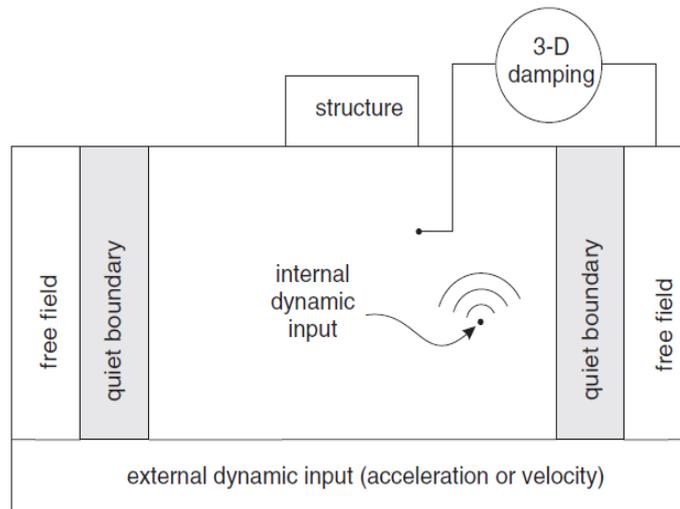


Figura 4.4 – Condizioni al contorno in presenza di base rigida (*Itasca, 2015*)

4.1.2 Condizioni di smorzamento viscoso

Nella fase di validazione di un modello per la valutazione della risposta sismica, uno degli aspetti fondamentali è quello legato alla definizione del tipo di smorzamento e alla calibrazione dei parametri che lo influenzano. I sistemi naturali presentano infatti un certo grado di smorzamento tale per cui, se sottoposti ad una sollecitazione dinamica, tendono a dissipare energia. In assenza di questa caratteristica il sistema oscillerebbe all'infinito attorno alla propria posizione di equilibrio.

Nei materiali possono esistere diverse forme di dissipazione dell'energia; ad esempio

nei depositi naturali lo smorzamento è di tipo isteretico ed in alcuni casi risulta difficile riprodurre tale comportamento numericamente, in quanto bisognerebbe impiegare un modello costitutivo che tenga conto dei cicli di isteresi del materiale. Dunque per la modellazione del fenomeno dissipativo si è scelto di impiegare uno smorzamento di tipo viscoso nel dominio del tempo che, nel caso di bassi livelli deformativi, consente di ottenere risultati simili a quelli che si avrebbero adottando uno smorzamento isteretico.

Il tipo di smorzamento scelto per condurre l'analisi lineare equivalente viene modellato attraverso una matrice di dissipazione viscosa C definita dalla formulazione di Rayleigh (4.4).

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4.4)$$

Le componenti della matrice di smorzamento sono proporzionali alla matrice delle masse M e a quella delle rigidezze K ; α e β rappresentano invece le costanti di proporzionalità di Rayleigh, dalle quali dipendono i due parametri che occorre assegnare per definire lo smorzamento di tipo viscoso:

- f_{min} : frequenza centrale del sistema definita dalla (4.5);
- ξ_i : frazione critica di smorzamento corrispondente alla generica pulsazione ω_i .

$$f_{min} = \omega_{min}/2\pi \quad (4.5)$$

Per la determinazione della f_{min} è necessario regolare tale valore in modo tale che questo ricada all'interno dell'intervallo di variazione delle frequenze predominanti del problema. Il valore assunto da f_{min} corrisponde al minimo della funzione riportata in figura 4.5, ottenuta dalla somma delle componenti di massa (α) e di rigidezza (β). Dal grafico è possibile notare che per basse frequenze angolari predomina lo smorzamento proporzionale alle masse, al contrario, per alte frequenze angolari, prevale il contributo di smorzamento dovuto alla rigidezza.

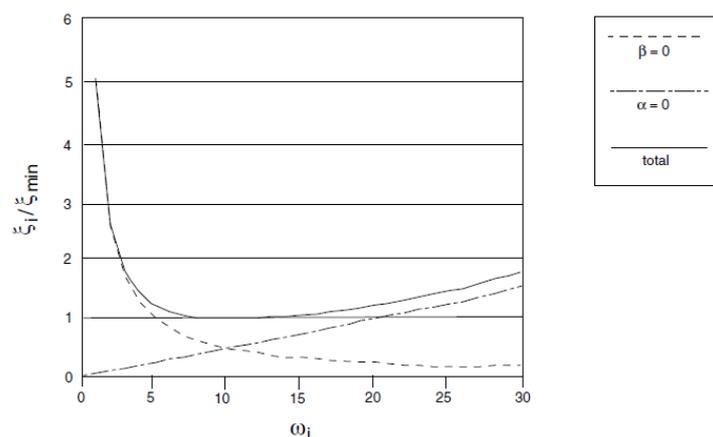


Figura 4.5 – Variazione del valore di damping
Normalizzato in funzione della pulsazione (Itasca, 2015)

La scelta del valore di smorzamento critico è invece legata alle caratteristiche del materiale. Generalmente per i depositi naturali tale valore risulta compreso tra il 2% e il 5%. Tuttavia i materiali che presentano un certo grado di plasticità e che seguono, ad esempio, il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, tendono a dissipare grandi quantità di energia durante la deformazioni plastica e richiedono quindi solo una minima percentuale di smorzamento critico (Itasca, 2015).

La scelta dei parametri necessari per la definizione dello smorzamento di Rayleigh è stata effettuata in modo tale da garantire da un lato una corretta rappresentazione del sistema, dall'altro in modo da assicurare un adeguato tempo di analisi (tabella 10).

Tabella 10 – Parametri di smorzamento per il modello monodimensionale

Caratteristiche	Layers		
	foundation_soil2	foundation_soil1	bedrock
f_{min} [Hz]	7.69	7.69	7.69
ξ_i [%]	5	5	1
Model	Elastic	Elastic	Elastic

4.2 Confronto del modello monodimensionale tra i software FLAC e DEEPSOIL

Il modello è stato validato per tre diversi input le cui caratteristiche sono riportate in tabella 11:

- un'onda sintetica, detta *onda di Ricker* (figura 4.6);
- due registrazioni di due eventi sismici reali: *Chi-Chi '99* (figura 4.7), *Kobe '95* (figura 4.8).

Tabella 11 – Caratteristiche degli input applicati per la validazione del modello monodimensionale

Input	Caratteristiche			
	Durata [s]	timestep	a_{\max} [g]	f^2 [Hz]
Ricker	5	0.005	0.1	10
Chi-Chi	59	0.005	0.18	0.69
Kobe	48	0.02	0.6	1.45

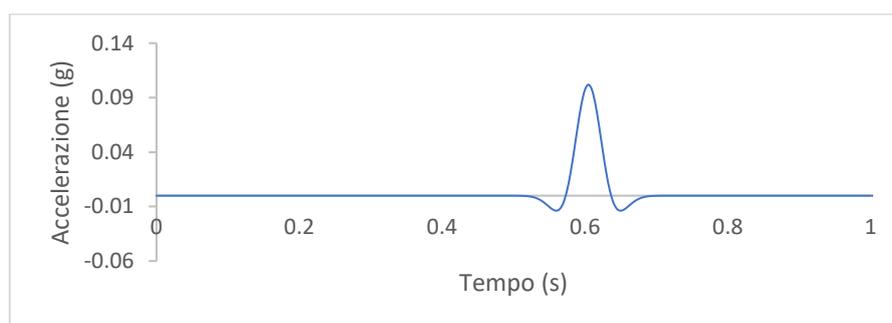


Figura 4.6 – Storia temporale di accelerazione (Ricker)

² Frequenza in corrispondenza della quale si ha l'ampiezza massima nello spettro di Fourier

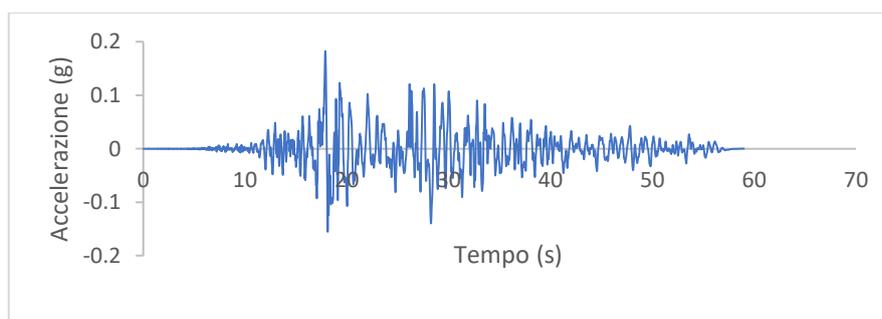


Figura 4.7 – Storia temporale di accelerazione (Chi-Chi '99)

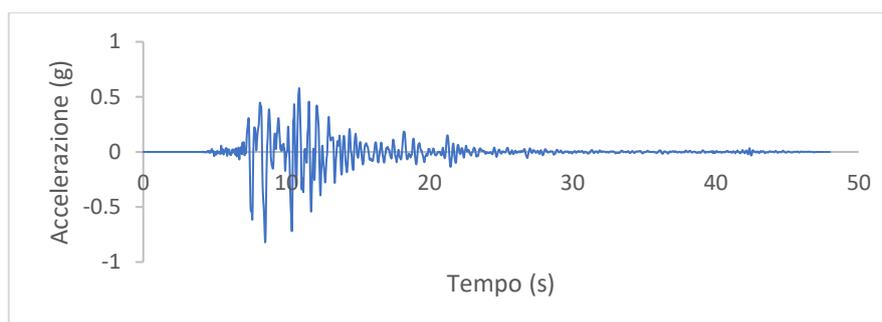


Figura 4.8 – Storia temporale di accelerazione (Kobe '95)

Una volta definito il modello monodimensionale e gli input sismici da applicare, è stata condotta l'analisi dinamica attraverso i software FLAC e DEEPSOIL considerando due casi distinti:

- deposito omogeneo e visco-elastico su bedrock rigido;
- deposito omogeneo e visco-elastico su bedrock elastico.

Per le simulazioni il software DEEPSOIL non richiede l'assegnazione di condizioni al contorno di tipo dinamico, ma la definizione di alcuni dati: le caratteristiche geometriche e meccaniche del modello (tabella 10), il comportamento del bedrock e i parametri di smorzamento (tabella 11), mentre l'input è stato applicato, per entrambi i casi, sotto forma di storia temporale di accelerazione.

Dopo aver eseguito l'analisi con il software DEEPSOIL, la colonna monodimensionale è stata implementata su FLAC, applicando un moto sismico alla base (punto A in figura 4.9). Successivamente sono stati confrontati i risultati ottenuti attraverso i due software in termini di storia temporale di accelerazione, spettro di risposta in

accelerazione e spettro di Fourier sulla superficie della colonna (punto B in figura 4.9).

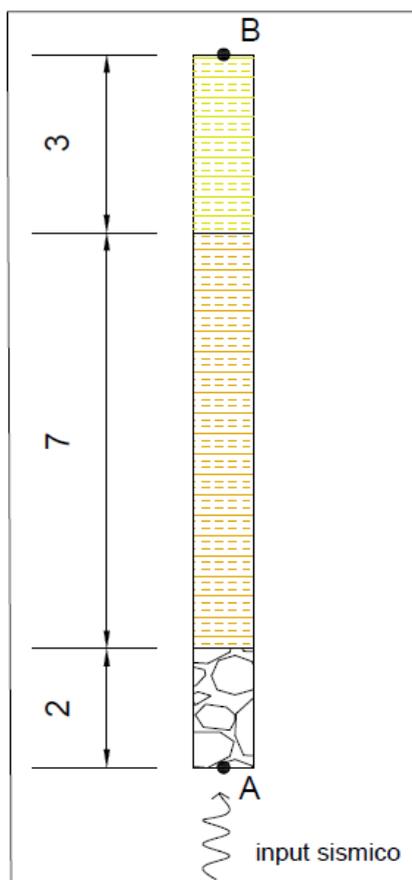


Figura 4.9 – Punti di osservazione del segnale attraverso la colonna

4.2.1 Bedrock rigido

In questo caso l'input sismico, per la modellazione su FLAC, è stato applicato sotto forma di storia di accelerazione assegnando condizioni al contorno di campo libero e di tipo viscoso lungo i bordi verticali della mesh. In questo modo la base è stata modellata come rigida, cioè perfettamente riflettente.

La validazione del modello risulta soddisfatta per tutti e tre gli input applicati. Confrontando infatti la storia di accelerazione, lo spettro di risposta e lo spettro di Fourier registrati nel punto B è possibile notare che gli andamenti ottenuti attraverso i due software si sovrappongono con buona approssimazione.

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti applicando come input sismico l'onda di

Ricker, nell'allegato B sono invece presenti le registrazioni osservate per gli eventi Chi-Chi '99 e Kobe '95.

In figura 4.10 si possono osservare gli output in termini di storia temporale di accelerazione ottenuti attraverso i due software. È possibile notare che nella modellazione attraverso FLAC l'onda tende ad essere smorzata poco più rapidamente rispetto a quanto osservato per DEEPSOIL. Anche le forme dello spettro di risposta in accelerazione (figura 4.11) e dello spettro di Fourier (figura 4.12) risultano molto simili. Tuttavia è possibile notare che il valore massimo dell'accelerazione spettrale ed i due picchi di ampiezza dello spettro di Fourier, nella modellazione attraverso FLAC, tendono a sottostimare i risultati ottenuti per mezzo del software DEEPSOIL. Tale fenomeno può essere dovuto ai differenti metodi risolutivi che stanno alla base dell'analisi svolta dai due software.

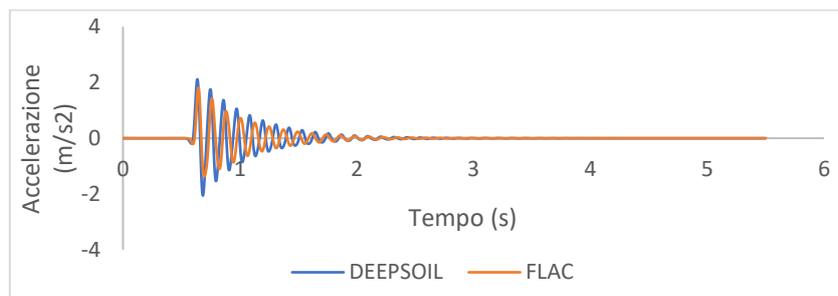


Figura 4.10 - Storia temporale di accelerazione nel punto B
(onda di Ricker, base rigida)

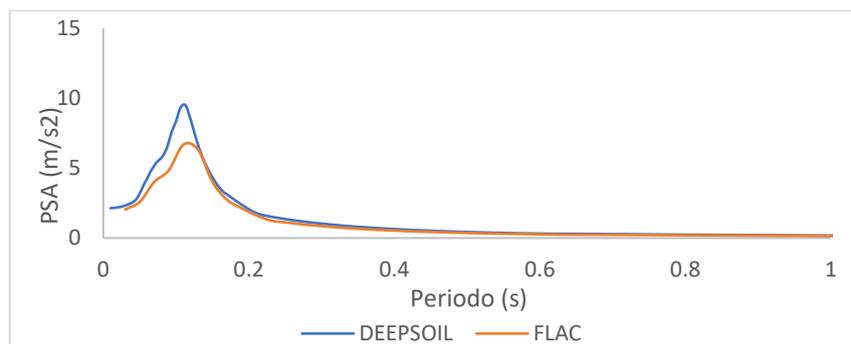


Figura 4.11- Spettro di risposta in accelerazione nel punto B
(onda di Ricker base, rigida)

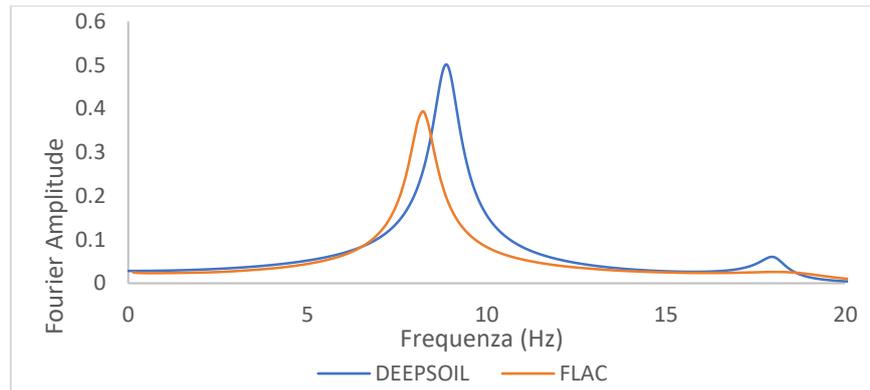


Figura 4.12 - Spettro di Fourier nel punto B
(onda di Ricker base, rigida)

4.2.2 Bedrock elastico

Al fine di simulare la presenza di un substrato deformabile, nella modellazione con il software FLAC l'input sismico è stato applicato sotto forma di storia tensionale in corrispondenza del punto A (figura 4.9), come condizioni al contorno sono state definite delle *free fields boundaries* lungo i lati verticali della mesh e delle *quiet boundaries* alla base.

Anche in questo caso la validazione del modello risulta soddisfatta. Confrontando le storie di accelerazione, gli spettri di risposta e gli spettri di Fourier in superficie le curve, ottenute con le simulazioni eseguite con i due software, si sovrappongono ancora una volta. I risultati ottenuti fornendo come input sismico l'onda di Ricker sono riportati nei seguenti grafici, mentre i risultati ottenuti applicando un moto sismico rappresentato dagli eventi Chi-Chi '99 e Kobe '95 sono riportati nell'allegato B.

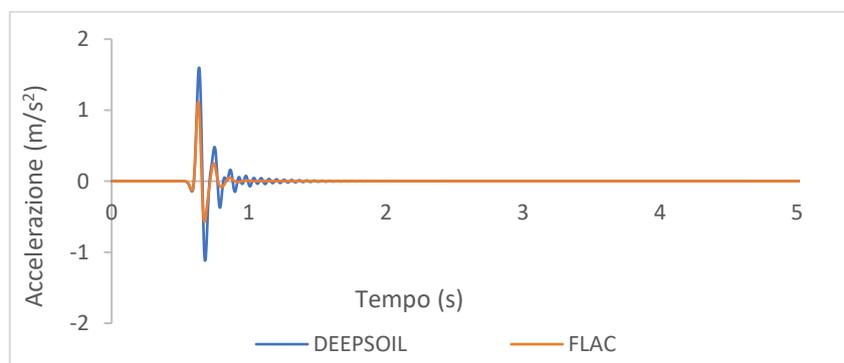


Figura 4.13 – Storia temporale di accelerazione nel punto B
(onda di Ricker, base elastica)

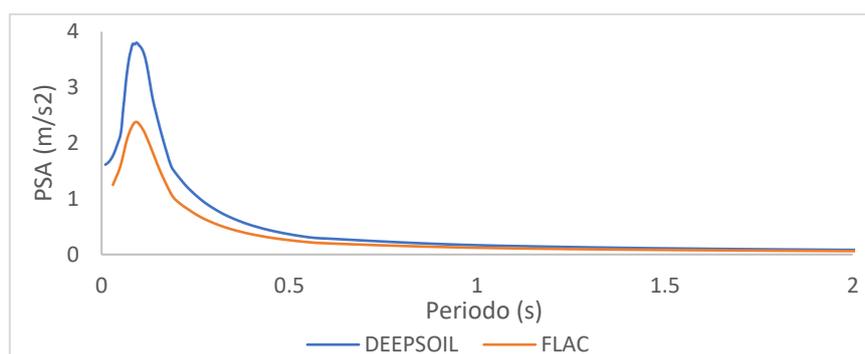


Figura 4.14 – Spettro di risposta in accelerazione nel punto B (onda di Ricker base, elastica)

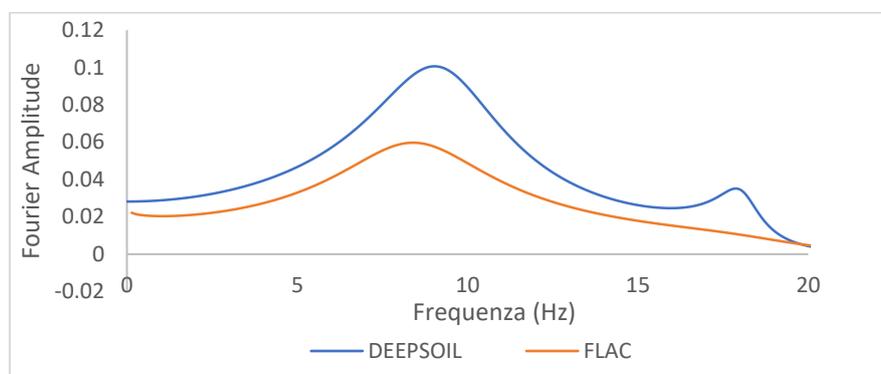


Figura 4.15 – Spettro di Fourier nel punto B (onda di Ricker base, elastica)

In Figura 4.16 sono riportate le funzioni di amplificazione ottenute nei due casi analizzati (base rigida e base elastica), attraverso il software FLAC, e con riferimento all'input sismico rappresentato dall'onda di Ricker. Tale funzione, definita come il rapporto tra lo spettro di risposta in superficie e quello alla base, consente di valutare l'effetto filtrante che il terreno esercita nei confronti del moto sismico.

Dalla funzione di amplificazione è possibile osservare che in presenza di una base rigida la componente del moto sismico compresa tra i 5 e i 6 Hz, viene amplificata. La presenza di una base indeformabile infatti fa sì che l'onda sismica che si propaga verso il basso, in seguito alla riflessione che ha luogo sulla superficie del deposito, venga completamente riflessa dal substrato rimanendo così intrappolata all'interno del deposito e determinando quindi l'amplificazione del moto

In presenza di una un substrato deformabile invece l'onda sismica, dopo essere stata

riflessa dalla superficie del terreno, torna indietro e viene in parte riflessa dal substrato ed in parte trasmessa alla roccia sottostante. Per tal motivo in quest'ultimo caso l'amplificazione del moto sismico risulta tre volte minore rispetto a quella che si ha nella configurazione precedente.

Tale funzione dipende inoltre dal contrasto di impedenza definito dalla (2.5), in particolar modo al diminuire di questo rapporto l'amplificazione tende ad aumentare.

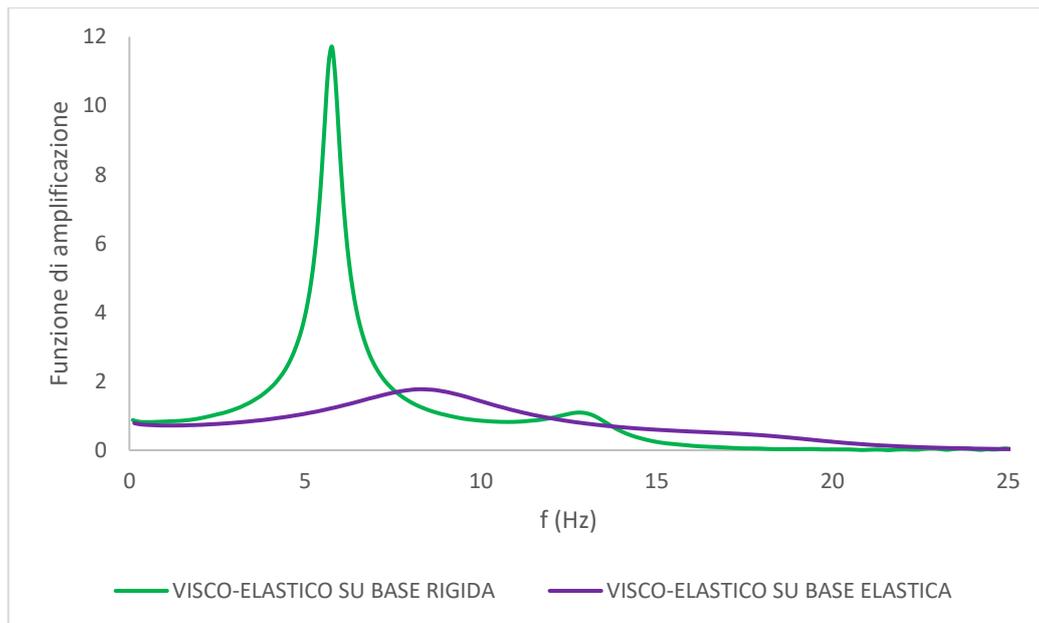


Figura 4.16 –Funzioni di amplificazione nel punto B ottenute con il software FLAC (onda di Ricker)

5. ANALISI DINAMICA CON MODELLO BIDIMENSIONALE

Dopo aver validato il modello numerico e calibrato i parametri dinamici, è stata analizzata la risposta sismica della struttura bidimensionale assumendo come input sismico un set di dodici accelerogrammi. L'analisi numerica, attraverso il software FLAC, è stata condotta considerando i livelli di terreno caratterizzati da un comportamento visco-elastico lineare ed un substrato deformabile. Al fine di simulare una base elastica sono state assegnate delle condizioni al contorno costituite da *quiet boundaries* lungo il lato inferiore del modello e da *free fields boundaries* lungo i lati verticali della fondazione, l'input sismico invece è stato applicato sotto forma di storia temporale di tensioni.

5.1 Scelta degli input sismici

Al fine di valutare la risposta sismica di un modello rappresentativo delle dighe in terra incluse nel progetto *ReSba*, sono stati selezionati come input sismici dodici accelerogrammi le cui caratteristiche risultano compatibili con la sismicità che caratterizza l'arco alpino franco-piemontese. Per determinare i parametri necessari per la selezione degli input sono state consultate:

- La mappa interattiva di pericolosità sismica di base dell'INGV (figura 5.1). Attraverso la quale è stato individuato l'intervallo di PGA caratteristico della zona in esame e avente una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, cui corrisponde lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).
- La mappa di pericolosità sismica di base europea fornita dal progetto SHARE (figura 5.2). Attraverso la quale è stato individuato l'intervallo di PGA che caratterizza la zona di interesse, con riferimento ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

La scelta di consultare i risultati ottenuti da due differenti studi è legata alla necessità di dover tener conto della sismicità di una zona transfrontaliera.

Lo studio di pericolosità sismica condotto dall'INGV è infatti relativo al solo territorio italiano, pertanto, poiché non risultano studi equivalenti a quelli dell'INGV per il territorio francese, è stato valutato lo studio di pericolosità sismica del progetto SHARE, che ha fornito una rappresentazione continua della sismicità nella zona transfrontaliera

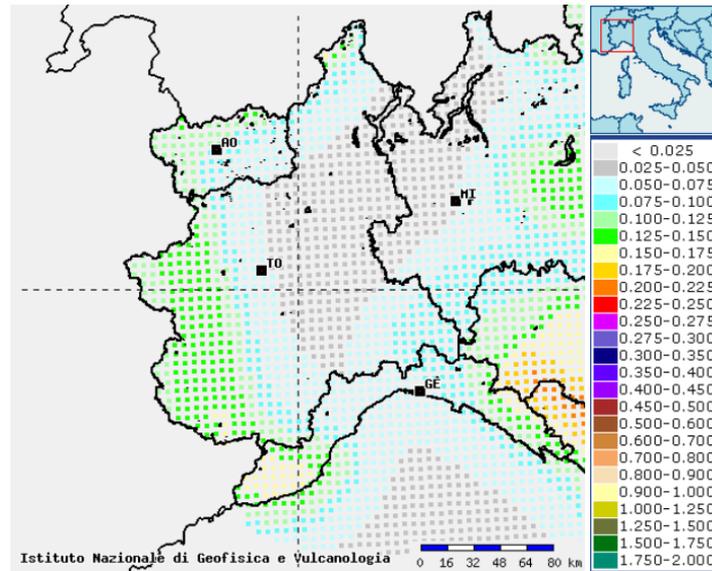


Figura 5.1- Mappa di pericolosità sismica del Piemonte (INGV)

[\(http://esse1-gis.mi.ingv.it/\)](http://esse1-gis.mi.ingv.it/)

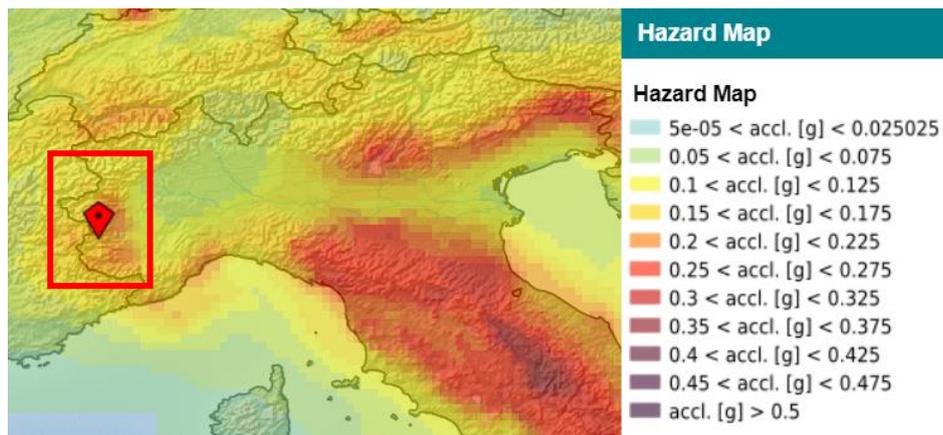


Figura 5.2 – Mappa di pericolosità sismica del Piemonte (progetto europeo SHARE)

[\(http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-maps/\)](http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-maps/)

Dal confronto tra le due mappe è possibile notare che i valori di accelerazione definiti dal progetto SHARE sono maggiori dei relativi valori proposti dall'INGV. Negli studi di pericolosità condotti dal progetto SHARE sono state infatti considerate zone sismogenetiche appartenenti al territorio europeo, mentre nell'analisi dell'INGV sono state considerate zone sismogenetiche del solo territorio nazionale. Altra ragione per cui si osserva una differenza nei due risultati riguarda i differenti metodi risolutivi che stanno alla base delle due analisi, ed in particolare l'impiego differenti equazioni predittive del moto (GMPEs).

Per tale motivo le registrazioni accelerometriche sono state selezionate considerando un intervallo di variazione della PGA costituito dal minimo valore ricavato dagli studi dell'INGV e dal massimo valore definito dall'analisi condotta dal progetto SHARE.

Definito tale intervallo, gli accelerogrammi naturali sono stati selezionati dalla banca dati *Itaca* (http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet_30/#/waveform/search), nella quale sono riportate le registrazioni italiane di eventi sismici avvenuti tra il 1972 e il 2018.

In tabella 12 sono indicati i parametri di ricerca degli accelerogrammi. In tabella 13 sono invece riassunte alcune delle caratteristiche degli input sismici selezionati per l'analisi, nell'allegato C sono riportate le informazioni complete relative agli accelerogrammi scelti e le definizioni dei parametri di scuotimento che ne descrivono gli effetti.

Tabella 12 – Parametri per la ricerca
sul database Itaca

Categoria di suolo	Magnitudo	PGA [cm/s ²]
A	2-4	100-220

Tabella 13 – Record accelerometrici impiegati per l'analisi dinamica (continua)

Evento	Codice stazione	Data	PGA [cm/s ²]	IA [m/s]	CAV [cm/s]	VSI [cm]
1	UST	27-11-2016	109.985	0.026	57.505	6.123
2	UST	01-12-2016	170.152	0.075	88.312	11.954
3	MTR	20-02-2017	136.694	0.062	86.830	7.850

Tabella 14 – Record accelerometrici impiegati per l’analisi dinamica

4	UST	14-03-2017	117.074	0.027	49.465	11.180
5	AQP	07-04-2009	166.359	0.053	82.913	17.329
6	TO912	22-06-2013	139.030	0.037	53.068	9.567
7	TO912	08-07-2013	120.992	0.036	55.537	13.446
8	TO912	23-06-2013	124.516	0.096	162.226	13.359
9	UST	11-12-2016	124.891	0.052	108.986	7.717
10	ACC	12-11-2016	146.260	0.058	77.017	10.619
11	T1213	31-10-2016	207.861	0.096	112.115	15.980
12	RQT	03-09-2016	181.674	0.071	132.816	13.039

In figura 5.3 si riporta, a titolo d’esempio, la registrazione della storia temporale di accelerazione relativa all’evento sismico con PGA maggiore (evento 11). Ogni accelerogramma è stato integrato e le velocità risultanti sono state convertite in storia temporale di tensioni, per poter essere applicate come input sismico nel modello numerico.

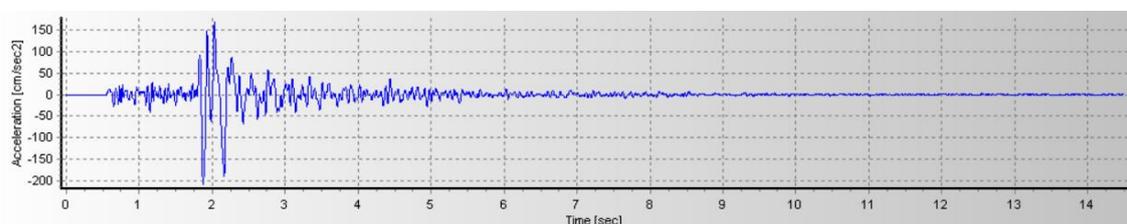


Figura 5.3 - Registrazione dell’evento sismico 11 (PGA=207.86 cm/s²)

5.2 Risultati dell’analisi dinamica

La modellazione numerica, eseguita per la valutazione della risposta dinamica della struttura, è stata condotta con riferimento al problema disaccoppiato, considerando quindi le azioni sismiche agenti separatamente sulla fase liquida e su quella solida. Al fine di garantire un adeguato tempo di analisi, è stato definito uno smorzamento di Rayleigh pari all’1% per diversi livelli di terreno costituenti il modello. Le caratteristiche assegnate ai materiali per la modellazione dinamica sono riassunte in

tabella 14. Attraverso il software FLAC sono state eseguite dodici analisi dinamiche, una per ogni input sismico. Questi ultimi sono stati applicati alla base della struttura, sotto forma di storia temporale di tensioni e la risposta del modello è stata valutata considerando lo spettro di risposta in accelerazione, lo spettro di Fourier, i cedimenti della cresta della diga e la variazione delle pressioni interstiziali in diversi punti della struttura.

Tabella 15 – Caratteristiche assegnate per l’analisi dinamica bidimensionale

Caratteristiche	Layers			
	earthdam_soil3	foundation_soil2	foundation_soil1	bedrock
V_s [m/s]	150	200	400	1000
f_{min} [Hz]	7.69	7.69	7.69	7.69
ξ_t [%]	1	1	1	1
Model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Elastic

La figura 5.4 illustra la sezione del modello implementato in FLAC. L’input sismico è stato applicato alla base e successivamente sono state valutate le storie di accelerazione nei punti:

- A, base del modello;
- B, top della fondazione;
- C, base del corpo diga;
- D, punto centrale del coronamento.

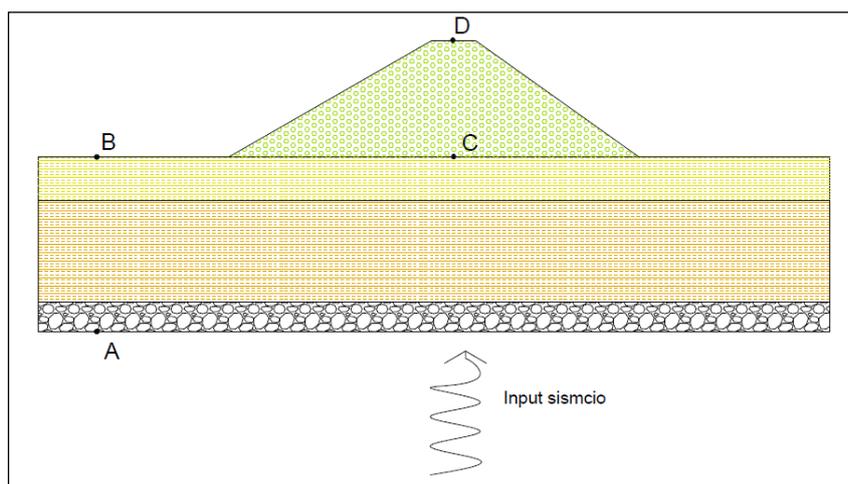


Figura 5.4- Sezione del modello bidimensionale e punti di controllo per l'analisi dinamica

Tuttavia tali registrazioni da sole non bastano a rappresentare in modo efficace lo scuotimento indotto dal sisma, in quanto l'accelerazione è un parametro che varia nel tempo in modo irregolare. Per tale motivo, a partire da queste registrazioni, sono stati generati i corrispondenti spettri di risposta e di Fourier in ogni punto.

5.2.1 Spettri di risposta e di Fourier

L'analisi dinamica è stata condotta per tutti gli input selezionati. Di seguito si riportano i risultati ottenuti, in termini di spettro di risposta e di spettro di Fourier, per gli accelerogrammi caratterizzati dalla PGA maggiore (evento 11) e da quella minore (evento 1). I risultati delle analisi relative agli altri input sono invece riportati nell'allegato D.

- **Spettri di risposta elastici in accelerazione**

In Figura 5.5 e 5.6 si riportano gli spettri di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali, ottenuti assegnando come sismi di riferimenti rispettivamente l'evento 11 e l'evento 1. Tali spettri sono stati calcolati assegnando un rapporto di smorzamento del 5%.

L'andamento degli spettri è tale per cui si osserva un'importante amplificazione dell'accelerazione spettrale rispetto a quella del suolo. Tale fenomeno si registra per bassi periodi: tra 0 e 0.3 secondi per il sisma 11 e tra 0 e 0.2 secondi per l'evento 1. All'interno di tali intervalli è possibile notare come l'amplificazione aumenti

passando da strati di terreno più rigidi (punto A) a strati più deformabili (punto D). Con riferimento all'evento sismico 11 (figura 5.5) la massima componente in frequenza amplificata ricade in un intervallo compreso tra 7 e 9 Hz, in corrispondenza del top della fondazione (punto B). In questo intervallo rientra infatti la frequenza propria di oscillazione del sistema fondazioni. Spostandosi verso frequenze più basse (3-5 Hz), l'amplificazione massima si registra in corrispondenza del coronamento, in cui è possibile osservare che l'accelerazione spettrale viene amplificata di circa 3 volte rispetto al valore registrato al basamento.

Dalla figura 5.6 si osserva che anche per l'evento sismico 1 l'amplificazione maggiore si ha per la componente in frequenza compresa tra 7 e 9 Hz, la quale viene amplificata di circa 6 volte rispetto al valore osservato alla base della struttura. Tale fenomeno si registra in corrispondenza della cresta della diga, in cui hanno luogo fenomeni di amplificazione stratigrafica e topografica i cui effetti non possono essere distinti.

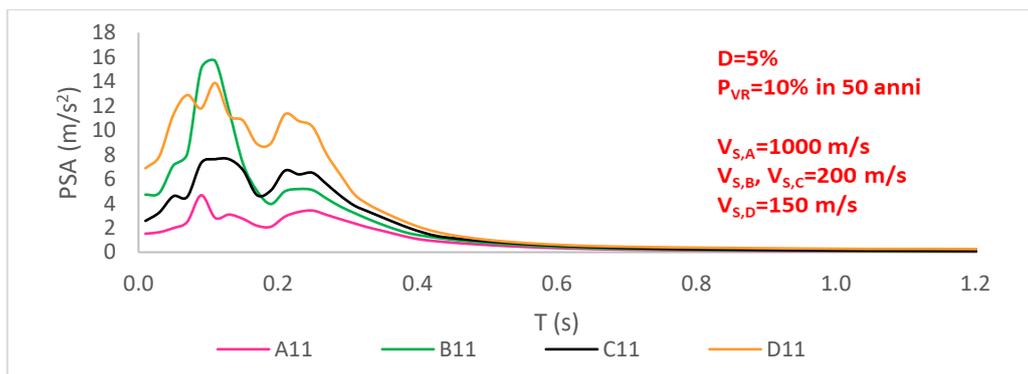


Figura 5.5 - Spettro di risposta elastico in accelerazione (sisma 11)

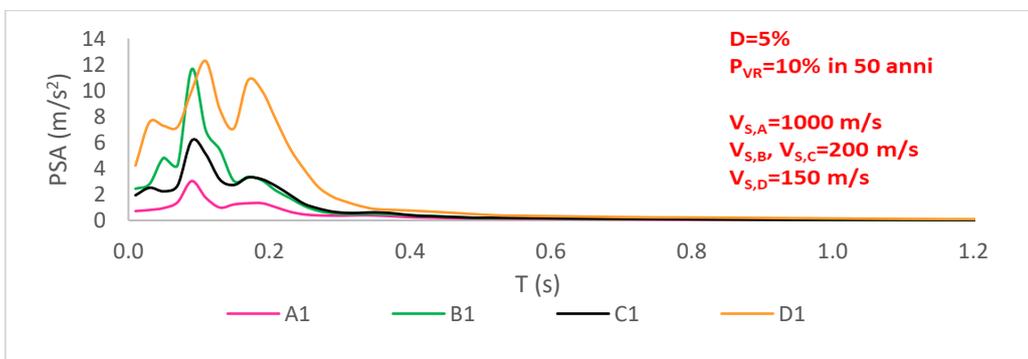


Figura 5.6 - Spettro di risposta elastico in accelerazione (sisma 1)

• **Spettri di Fourier**

Per ogni storia di accelerazione registrata nei punti A, B, C e è stato calcolato lo spettro di Fourier, che descrive come varia l'ampiezza delle singole armoniche costituenti il segnale sismico in funzione della frequenza. Tale spettro indica pertanto quali frequenze sono maggiormente amplificate dal modello

In figura 5.7 e 5.8 si riportano gli spettri di Fourier nei diversi punti di controllo definiti per l'evento sismico 11 e per l'evento 1 (figura 5.4). Osservando i due grafici è possibile notare che per entrambi i sismi i valori massimi si registrano in corrispondenza della cresta della struttura. Con riferimento agli spettri relativi all'evento 11 (figura 5.7) si osservano due frequenze predominanti: quella intorno ai 4 Hz e quella tra i 7 e i 9 Hz. In corrispondenza della prima frequenza il segnale viene amplificato di circa quattro volte rispetto a quello registrato alla base della struttura. Osservando gli spettri relativi all'evento 1 (figura 5.8) si notano due frequenze fondamentali del sistema: quella tra i 7 e i 9Hz per la quale si ha la massima ampiezza, mentre il secondo picco, meno accentuato, si registra ad una frequenza di circa 5 Hz.

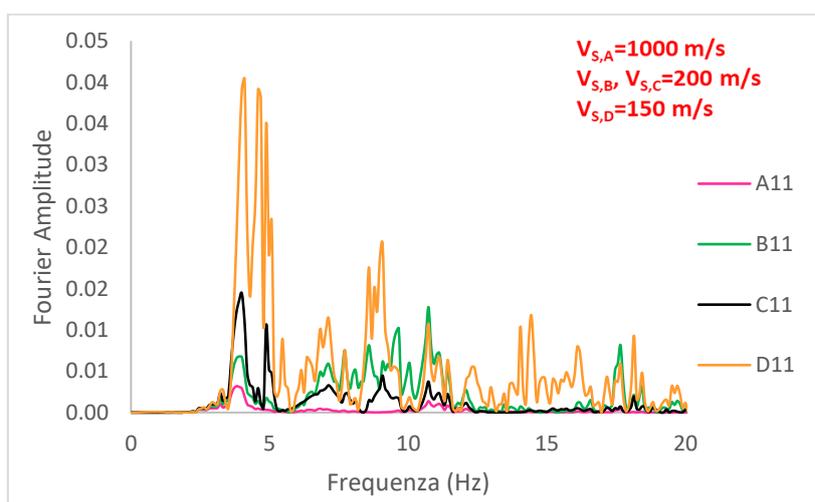


Figura 5.7 – Spettro di Fourier evento sismico 11

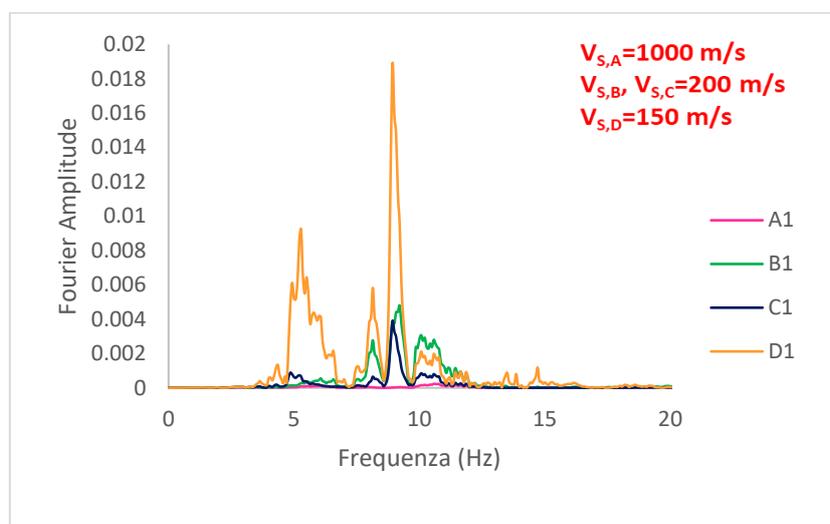


Figura 5.8 – Spettro di Fourier evento sismico 1

Dagli spettri così calcolati è possibile osservare che i massimi valori di amplificazione si registrano in un intervallo all'interno del quale ricadono le frequenze fondamentali di risonanza del sistema costituito dalla fondazione (per il punto B) e del sistema fondazioni-corpo diga (per il punto D).

5.2.2 Cedimenti del coronamento

La risposta dinamica del modello è stata valutata in termini di cedimenti del coronamento, sono state pertanto acquisite durante le analisi le storie temporali di spostamento verticale di tre diversi punti della cresta (figura 5.9)

Il grafico riportato in figura 5.10 mostra l'entità del cedimento di ogni punto per i diversi accelerogrammi. Da questo è possibile osservare che i cedimenti più importanti sono quelli riportati in seguito all'azione sismica dovuta all'evento 8. Sebbene tale sisma non sia quello caratterizzato da una PGA massima, presenta valori di *Radice Quadrata Media di Spostamento*, *Intensità di Arias* e *Velocità Assoluta Cumulativa* maggiori rispetto a quelli che caratterizzano gli altri eventi. Queste grandezze sono, come mostrato più avanti, valori di intensità di misura meglio correlate con la risposta del corpo diga in termini di cedimento del coronamento

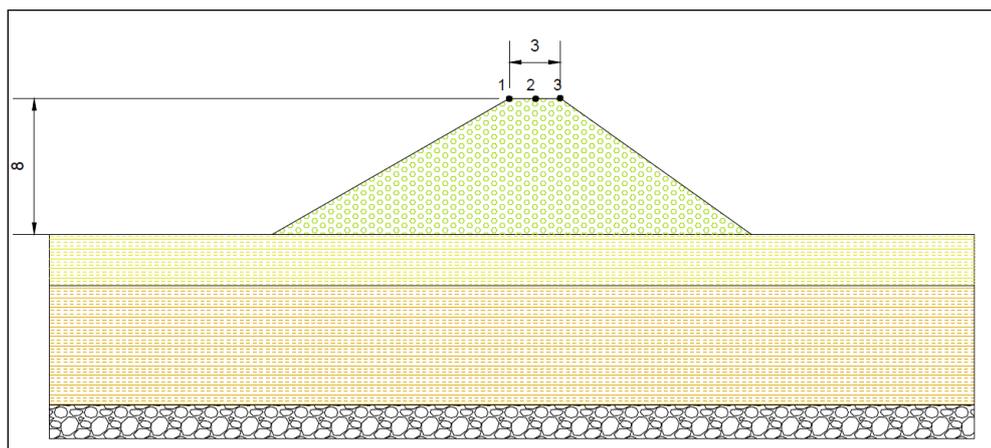


Figura 5.9 – Punti di controllo dei cedimenti del modello

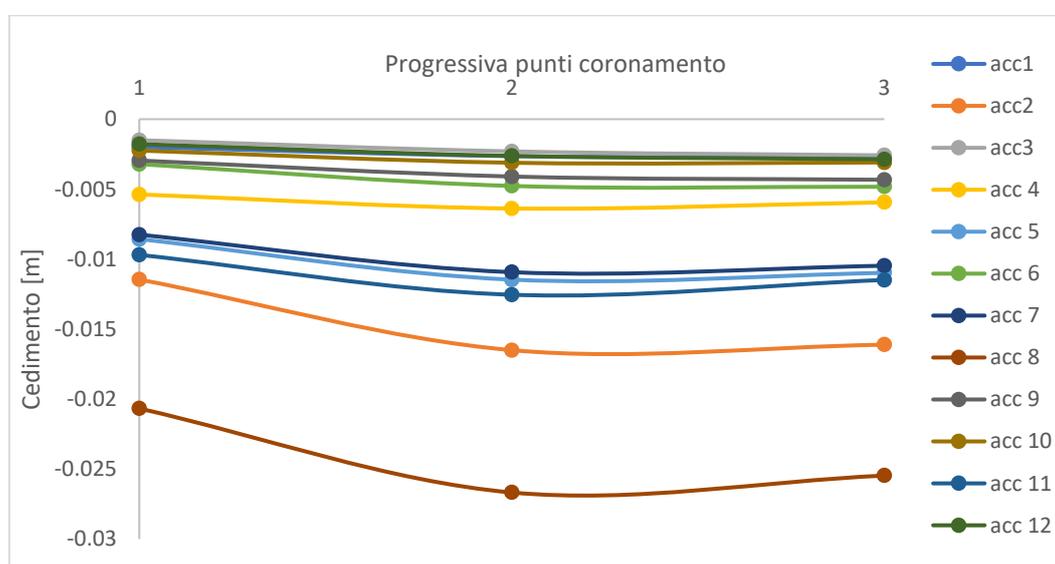


Figura 5.10 – Cedimenti del coronamento

Dopo aver valutato l'entità degli spostamenti indotti dall'azione sismica, sono state ricercate delle relazioni empiriche in grado di legare gli abbassamenti registrati con i parametri descrittivi del moto, in modo tale da individuare quale tra questi parametri influenza in misura maggiore la risposta del modello.

A tale scopo i valori ottenuti dalle analisi dinamiche sono stati interpolati mediante regressioni lineari semplici e multiple (equazione 5.1), dove y rappresenta la variabile dipendente, x_1, x_2, \dots, x_n sono le variabili indipendenti ed ε indica l'errore nella stima di y (che nell'analisi condotta di seguito viene posto pari a 0). Per $n=1$ si ottiene una regressione semplice, per valori maggiori una regressione multi-parametro.

$$y = m_1x_1 + m_2x_2 + \dots + m_nx_n + b_0 + \varepsilon \quad (5.1)$$

• **Regressione lineare semplice**

Tale operazione è stata effettuata al fine di valutare l'intensità del legame esistente tra l'abbassamento di ogni punto della cresta (variabile dipendente) ed un parametro di scuotimento (variabile indipendente). In questo modo è infatti possibile valutare se alcuni dei parametri descrittivi del moto sismico sono meglio correlati con la risposta dinamica del corpo diga e quindi poter effettuare previsioni in tal merito sulla base dei soli parametri sismici.

Si riporta di seguito il risultato ottenuto dalla regressione lineare semplice, per i cedimenti nei tre punti, considerando come variabile indipendente la PGA (figura 5.11, 5.12, 5.13) e la misura di intensità sismica che costituisce il valore massimo di correlazione (figura 5.14, 5.15, 5.16). Tali grafici mostrano la media della distribuzione del campione (cedimenti registrati) e gli intervalli di confidenza della media. Osservando gli scatter plot è possibile notare una correlazione debole tra cedimenti del coronamento e *PGA*. Il parametro di scuotimento che invece influenza in misura maggiore la risposta del modello, in termini di cedimenti, è rappresentato dall'*Intensità di Arias*.

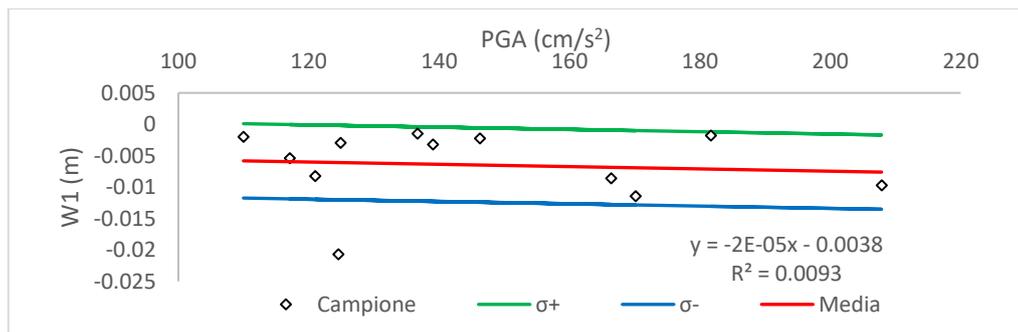


Figura 5.11- Correlazione tra W1 e la PGA

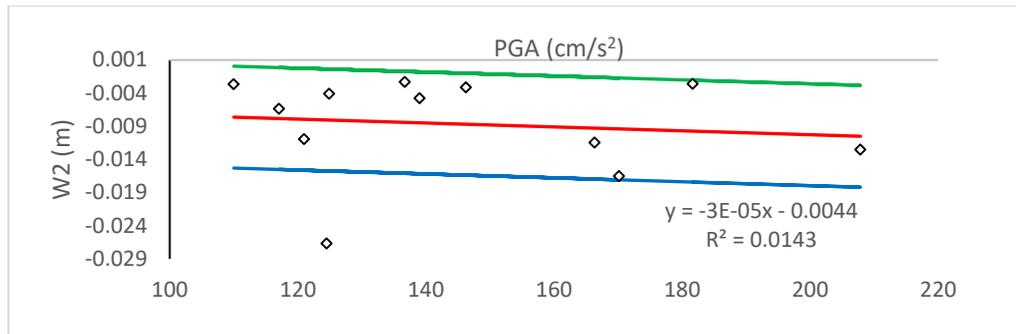


Figura 5.12 - Correlazione tra W2 e la PGA

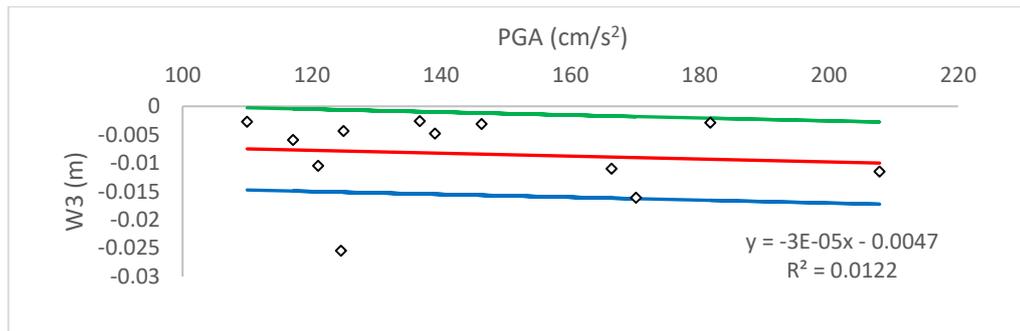


Figura 5.13 – Correlazione tra W3 e la PGA

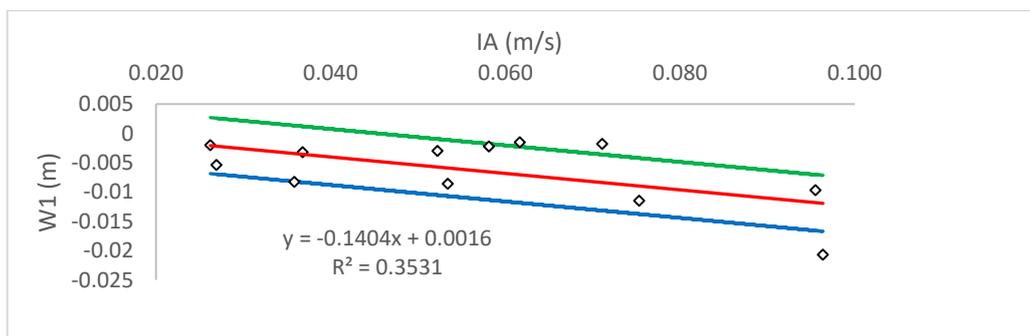


Figura 5.14- Correlazione tra W1 e la IA

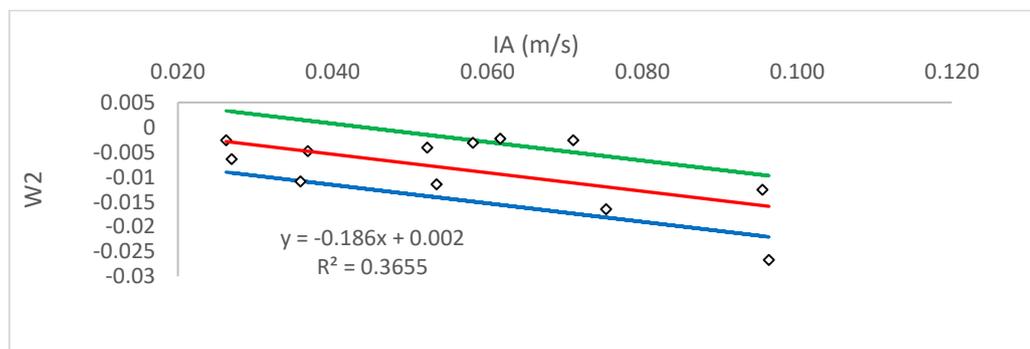


Figura 5.15- Correlazione tra W2 e la IA

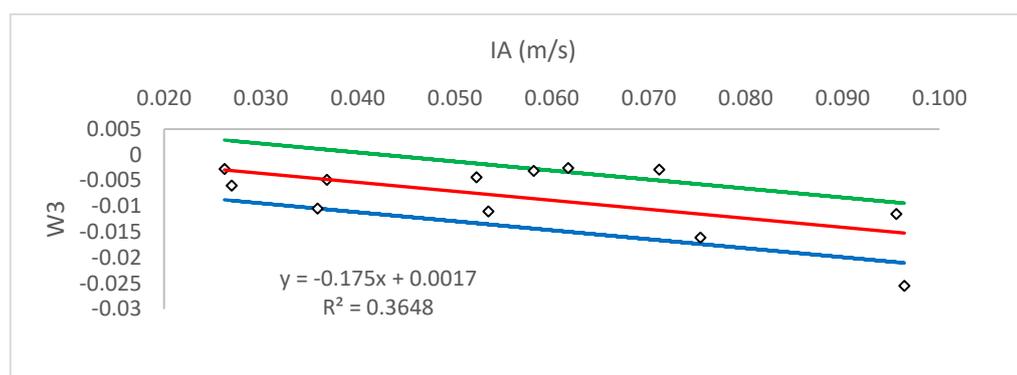


Figura 5.16- Correlazione tra W3 e la IA

I risultati delle regressioni lineari semplici riferite agli altri parametri descrittivi del moto sismico sono riassunti in tabella 15, in termini di R^2 , detto *coefficiente di determinazione*, che rappresenta una misura dell'intensità della correlazione tra la variabile dipendente e quella indipendente. I grafici relativi a tali regressioni sono riportati nell'allegato E.

Tabella 16 – Risultati della regressione semplice riferita ai cedimenti del coronamento

Parametro di scuotimento	R^2		
	W1	W2	W3
PGA [cm/s^2]	0.009	0.014	0.012
PGV [cm/s]	0.352	0.353	0.339
PGD [cm]	0.304	0.289	0.276
A_RMS [cm/s^2]	0.011	0.018	0.019
V_RMS [cm/s]	0.338	0.347	0.335
D_RMS [cm]	0.349	0.346	0.344
IA [m/s]	0.353	0.365	0.364
CAV [cm/s]	0.286	0.264	0.270
VSI [cm]	0.312	0.308	0.291
PP [s]	0.031	0.024	0.022
DI [$(\text{cm/s}^2)^e$]	0.010	0.013	0.013
D [s]	0.008	0.006	0.008

• **Regressione lineare multipla**

Tale operazione è stata effettuata con lo scopo di comprendere come varia la variabile dipendente (cedimento) al variare di più variabili indipendenti. Sono state effettuate diverse regressioni multi-parametro attraverso la combinazione di più parametri del moto ed i risultati sono riassunti in tabella 16, in termini di R^2 .

Da tale procedura è emerso che i parametri di scuotimento che influenzano in misura maggiore i cedimenti sono la PGA e la PGV , in quanto la corrispondente regressione lineare multipla fornisce un valore di R^2 massimo (relazione 5.2). In figura 5.17, 5.18 e 5.19 si riportano gli scatter plot relativi a tali risultati, i grafici riferiti alle regressioni con tutti gli altri parametri sono indicati nell'allegato E.

$$\ln(W) = m_1 \ln(PGA) + m_2 \ln(PGV) + b_0 \quad (5.2)$$

Tabella 17 – Risultati della regressione multi-parametro riferita ai cedimenti

Variabili dipendenti	R ²		
	(W1)	(W2)	(W3)
(PGA), (PGV)	0.574	0.562	0.547
(PGA), (PGD)	0.384	0.372	0.365
(PGA), (A_RMS)	0.024	0.035	0.036
(PGA), (V_RMS)	0.386	0.384	0.384
(PGA), (D_RMS)	0.194	0.201	0.211
(PGA), (IA)	0.151	0.035	0.203
(PGA), (CAV)	0.061	0.077	0.091
(PGA), (VSI)	0.573	0.555	0.536
(PGA), (PP)	0.263	0.244	0.225
(PGA), (DI)	0.072	0.070	0.059
(PGA), (D)	0.025	0.036	0.036
(CAV), (PP)	0.304	0.284	0.288
(PGA), (IA), (D)	0.225	0.262	0.278

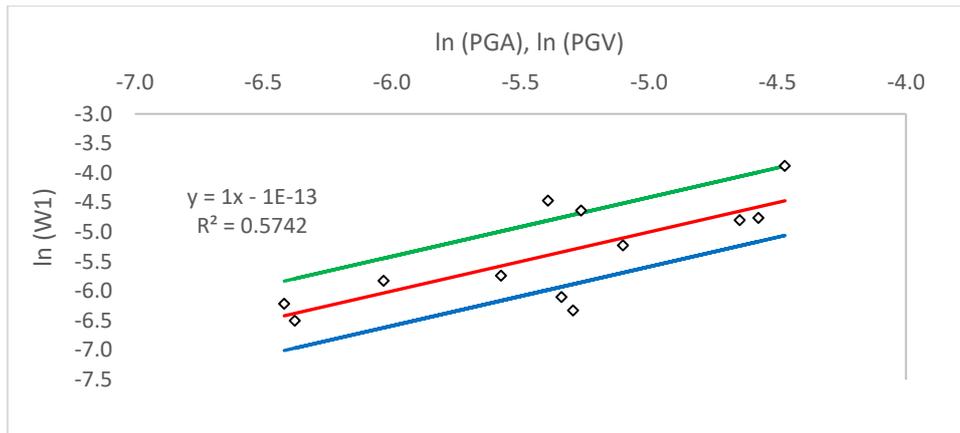


Figura 5.17 - Correlazione tra W1, PGA e PGV

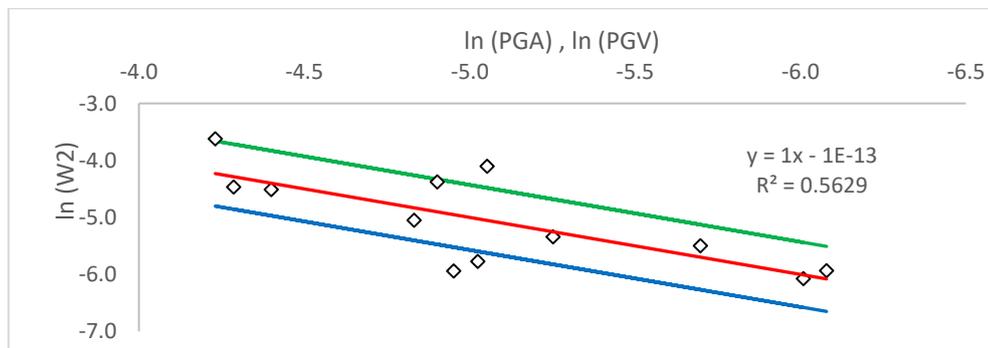


Figura 5.18- Correlazione tra W2, PGA e PGV

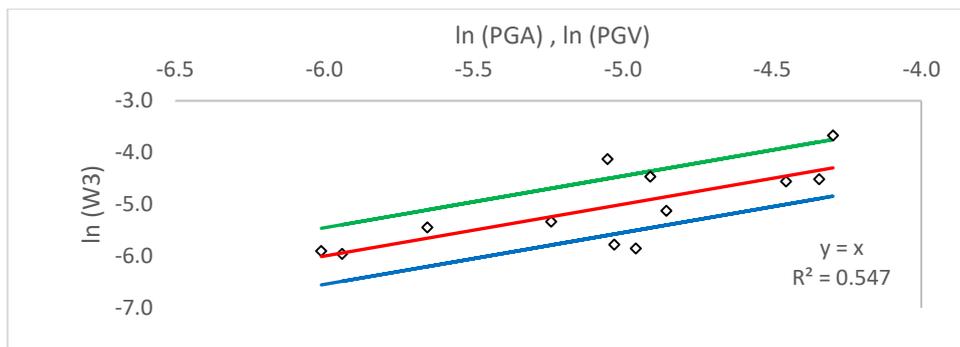


Figura 5.19 - Correlazione tra W3, PGA e PGV

5.2.3 Variazione delle pressioni interstiziali

La risposta sismica del corpo diga è stata inoltre valutata con riferimento alle variazioni di pressione interstiziale indotte dall'azione dinamica in tre diversi punti sotto il livello di falda (figura 5.20). In figura 5.21 è riportato l'andamento della

pressione interstiziale con la profondità, risultante da ciascuna delle analisi dinamiche condotte. Nel medesimo grafico è riportato anche l'andamento delle pressioni interstiziali in condizioni di flusso stazionario pre-sollecitazione dinamica. Dal grafico è possibile notare che in corrispondenza dei punti U2 ed U3 le variazioni più importanti si osservano sotto l'azione del sisma 5. Quest'ultimo, sebbene non sia l'evento caratterizzato dal valore di PGA maggiore, presenta valori di *PGD* e *VSI* meglio correlati alla risposta del corpo diga in termini di variazione di pressione neutra, come mostrato dai più avanti. Con riferimento al punto U1, l'evento per il quale si osserva la variazione maggiore è quello dovuto al sisma 12, che non presenta parametri di scuotimento elevati. Dalla tabella 17 si evince infatti che, con riferimento al punto U1, i parametri del moto presentano coefficienti di correlazione molto bassi, inoltre l'incremento di pressione neutra, rispetto alla condizione stazionaria, risulta quasi trascurabile.

Da tali osservazioni è possibile dedurre che l'effetto sismico sull'incremento di pressione neutra di punti molto vicini alla superficie di falda risulta trascurabile.

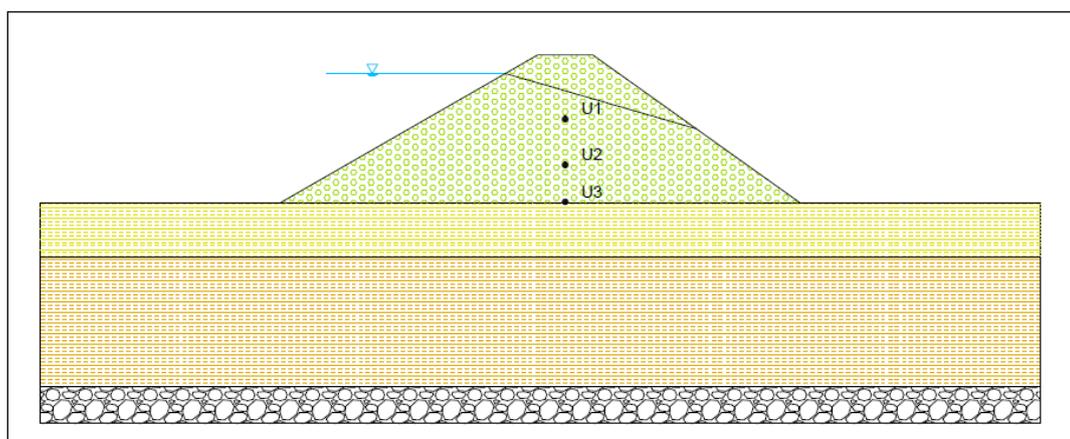


Figura 5.20 – Punti di controllo della variazione di pressione interstiziale

Anche in questo caso quindi i risultati delle analisi sono stati messi in relazione ai parametri di scuotimento allo scopo di individuare le misure di intensità meglio correlate con la variazione di pressione interstiziale. Analogamente a quanto già visto per i cedimenti, l'analisi è stata condotta secondo una regressione lineare semplice ed una multipla.

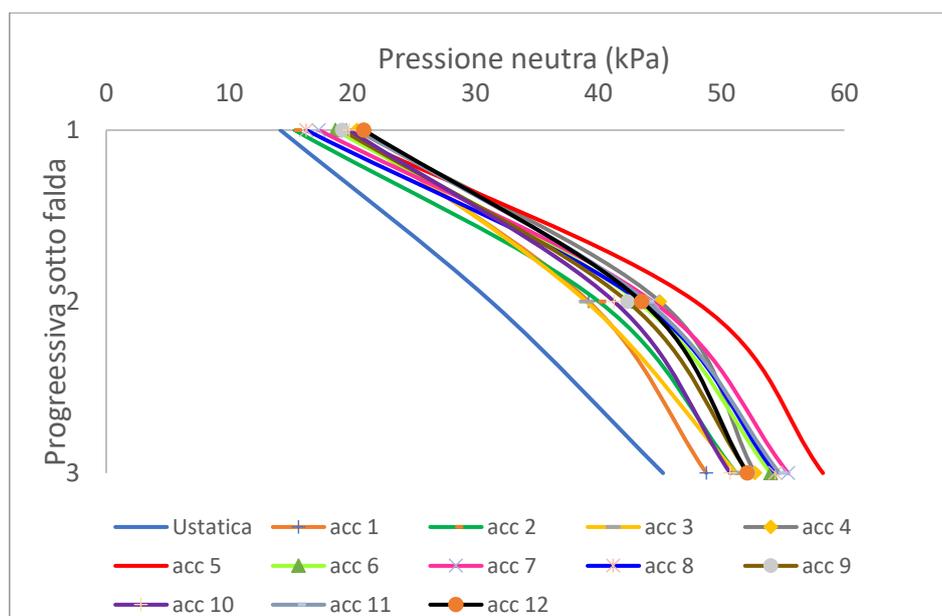


Figura 5.21 – Variazione della pressione interstiziale rispetto alle condizioni statiche

• Regressione lineare semplice

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dalla regressione semplice assumendo come variabile indipendente la *PGA* e quelli relativi al parametro di misura sismica che ha fornito i valori di R^2 massimi. I risultati riferiti agli altri parametri di scuotimento sono sintetizzati in tabella 17, in termini di R^2 , ed i relativi grafici sono riportati nell'allegato F.

Con riferimento alla variazione di pressione interstiziale è emerso che, in corrispondenza di ognuno dei tre punti, vi è un diverso parametro del moto che influenza in misura maggiore la variazione registrata.

Tabella 18 – Risultati della regressione semplice riferiti alla variazione di pressione neutra (continua)

Variabili dipendenti	R^2		
	Δu_1	Δu_2	Δu_3
PGA [cm/s ²]	0.028	0.047	0.078
PGV [cm/s]	0.050	0.535	0.579
PGD [cm]	0.009	0.569	0.595
A_RMS [cm/s ²]	0.013	0.192	0.056
V_RMS [cm/s]	0.16	0.030	0.116
D_RMS [cm]	0.083	0.102	0.197

Tabella 19 – Risultati della regressione semplice riferiti alla variazione di pressione neutra (continua)

IA [m/s]	0.043	1e-05	0.030
CAV [cm/s]	0.015	0.003	0.013
VSI [cm]	0.025	0.593	0.655
PP [s]	0.045	0.232	0.157
DI [(cm/s²)^c]	0.022	0.123	0.020
D [s]	0.018	0.002	0.0007

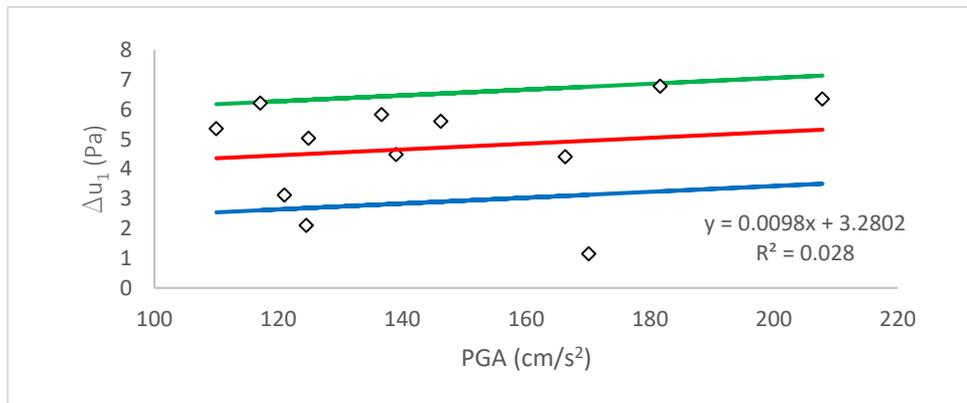


Figura 5.22 - Correlazione tra Δu_1 e la PGA

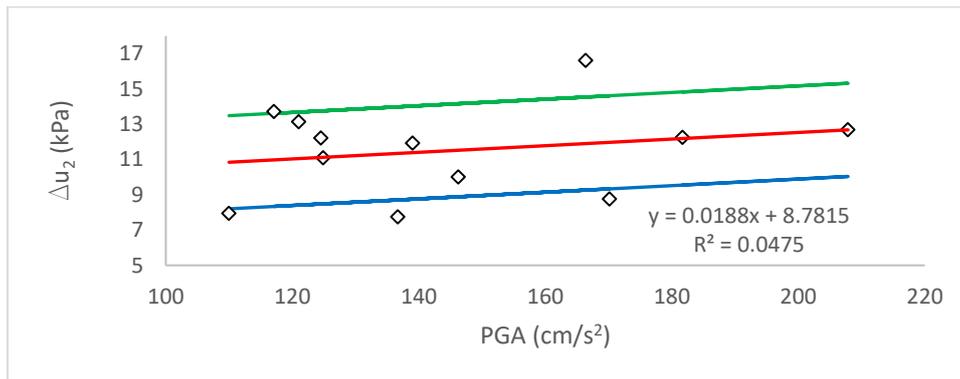


Figura 5.23- Correlazione tra Δu_2 e la PGA

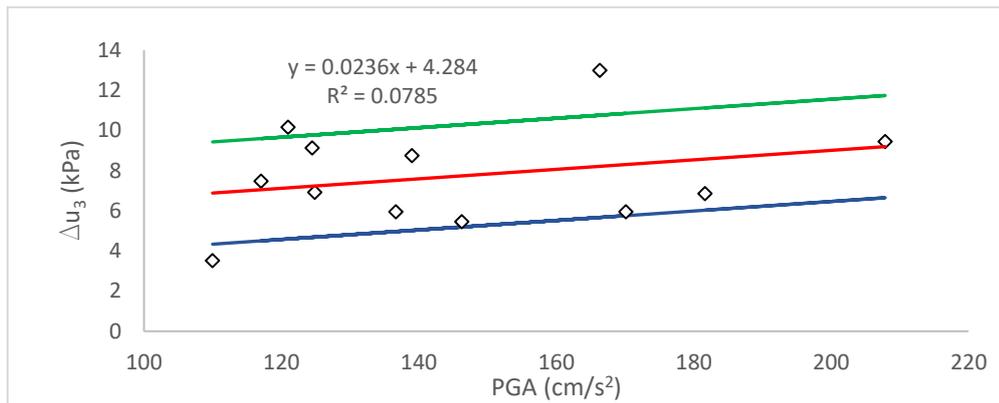


Figura 5.24- Correlazione tra Δu_3 e la PGA

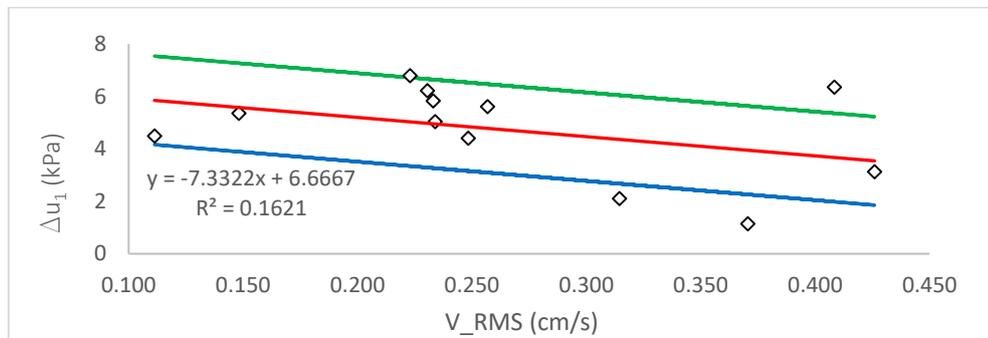


Figura 5.25 - Correlazione tra Δu_1 e la V_RMS

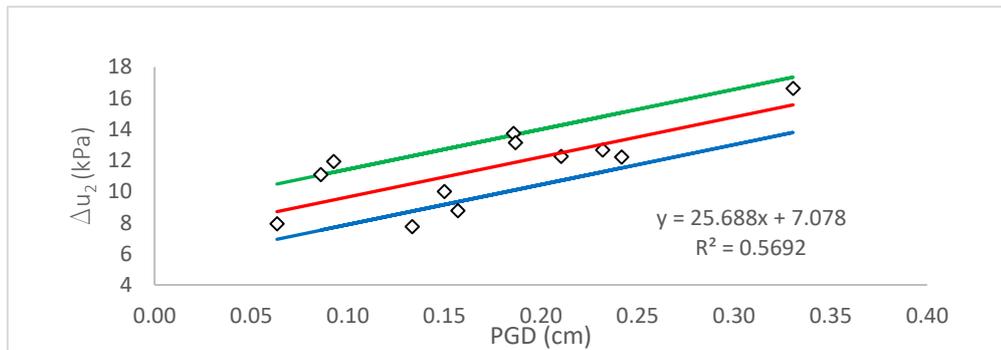
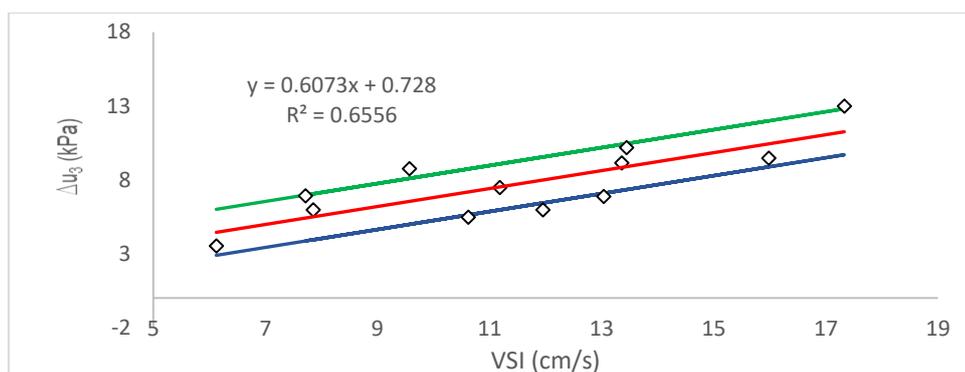


Figura 5.26- Correlazione tra Δu_2 e la PGD


 Figura 5.27- Correlazione tra Δu_3 e la VSI

- **Regressione lineare multipla**

Anche per la valutazione della risposta della struttura in termini di variazione di pressione interstiziale sono state condotte delle regressioni lineari multi-parametro, dalle quali è possibile notare che la correlazione più forte è quella tra la variazione di pressione neutra nel punto U3 e le variabili indipendenti rappresentate dalla *PGA* e dalla *VSI*. Dalla tabella 18 è possibile osservare che per i punti U2 ed U3 il legame più forte si ottiene attraverso la combinazione lineare della *PGA* con altri parametri di scuotimento. Di seguito si riportano i risultati che mostrano la relazione migliore tra variazione di pressione interstiziale nei tre punti e i parametri del moto. I grafici relativi a tutti gli altri risultati sono presenti nell'allegato F.

Tabella 20- Risultati della regressione multipla riferita alla variazione di pressione neutra (continua)

Variabili dipendenti	R ²		
	Δu_1	Δu_2	Δu_3
PGA, PGV	0.124	0.633	0.620
PGA, PGD	0.028	0.477	0.532
PGA, A_RMS	0.064	0.348	0.220
PGA, V_RMS	0.188	0.063	0.169
PGA, D_RMS	0.074	0.087	0.188
PGA, IA	0.172	0.080	0.106
PGA, CAV	0.035	0.052	0.102
PGA, VSI	0.077	0.677	0.693
PGA, PP	0.015	0.516	0.369

Tabella 21- Risultati della regressione multipla
riferita alla variazione di pressione neutra

PGA, DI	0.002	0.399	0.221
PGA, D	0.015	0.05	0.102
CAV, PP	0.054	0.375	0.221
PGA, IA, D	0.350	0.110	0.643

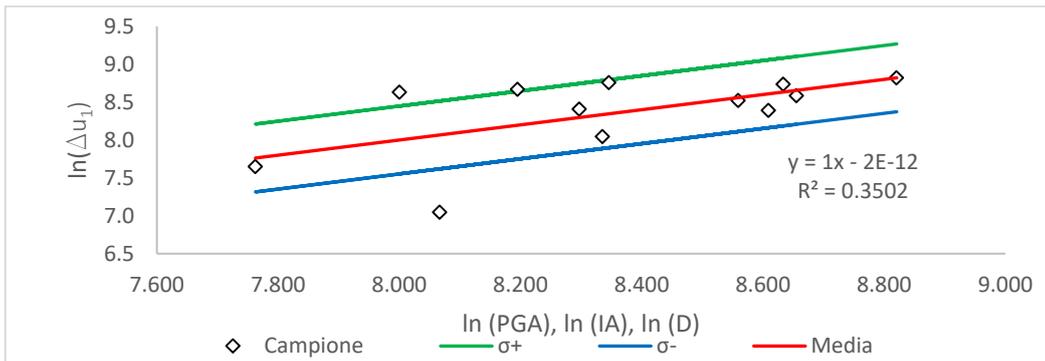


Figura 5.28- Correlazione tra Δu_1 ,PGA,IA e D

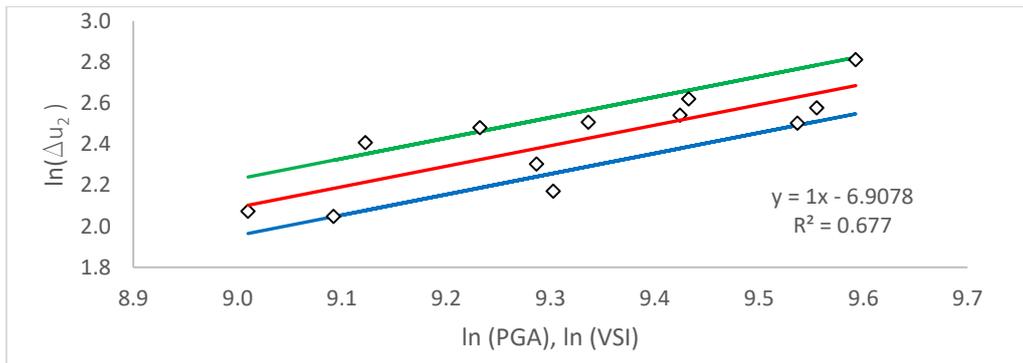


Figura 5.29- Correlazione tra Δu_2 ,PGA E VSI

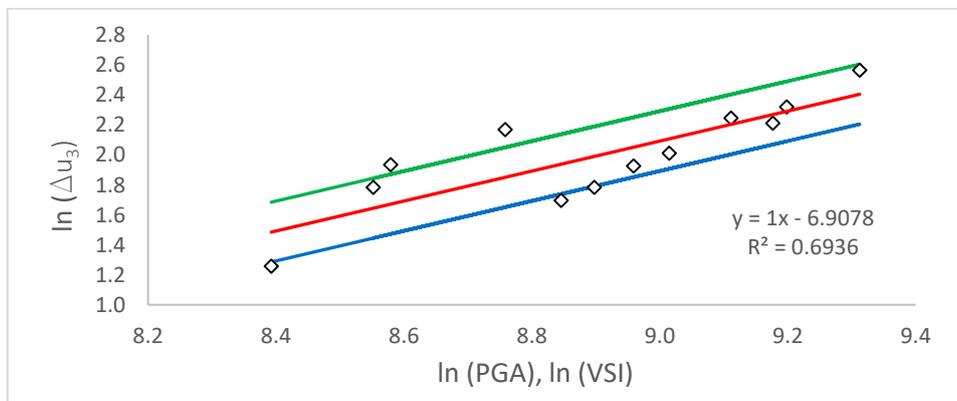


Figura 5.30- Correlazione tra Δu_3 ,PGA e VSI

CONCLUSIONI

Al fine di valutare la risposta sismica di dighe in terra omogenee situate nella zona di confine tra Francia e Italia, è stato realizzato un modello rappresentativo degli invasi omogenei censiti dal progetto *ReSba*, al quale sono state assegnate delle caratteristiche geometriche e meccaniche ottenute come media dei valori riportati nel Database del progetto. Gli input sismici, impiegati per la l'analisi dinamica del modello, sono stati invece selezionati sulla base della sismicità che caratterizza la zona di confine tra Francia e Italia. Il comportamento dinamico della struttura è stato valutato attraverso un'analisi alle differenze finite condotta con il software commerciale FLAC. Tramite questo studio è stato possibile valutare in che modo e in quale misura le componenti del moto sismico sono modificate durante la propagazione attraverso la struttura. I fenomeni di amplificazione del moto più significativi sono stati osservati in corrispondenza della cresta del modello. In questa parte della struttura si registrano infatti effetti di sito, dovuti alla geometria della diga e alla successione di materiali a deformabilità crescente, che determinano da un lato l'interferenza di onde sismiche incidenti e rifratte, dall'altro l'amplificazione del moto a causa del passaggio attraverso terreni con caratteristiche meccaniche differente. Le modifiche subite dall'onda sismica sono stata quantificate attraverso lo spettro di risposta in accelerazione e attraverso lo spettro di Fourier. La risposta sismica del modello è stata valutata considerando come grandezze rappresentative degli effetti indotti dal sisma i cedimenti del coronamento e l'incremento di pressione neutra generato dal sima in tre differenti punti del corpo diga. Sono state infine sviluppate delle relazioni empiriche, basate sul metodo della regressione lineare, in grado di fornire delle correlazioni tra gli effetti indotti dall'azione sismica ed i parametri descrittivi del moto, al fine di identificare quale fra questi indici influenza in misura maggiore la risposta del modello. Le correlazioni sono state ottenute sia attraverso relazioni scalari, in cui la risposta dipende da un unico parametro, sia attraverso relazioni vettoriali, in cui l'effetto indotto è combinazione lineare di più parametri del moto.

I risultati ottenuti mostrano che i parametri di scuotimento che condizionano in modo più significativo la risposta della struttura, in termini di cedimenti del coronamento, sono l'accelerazione e la velocità di picco registrate al suolo, le quali possono quindi essere utilizzate come indici in grado di quantificare gli effetti indotti dal sima. La variazione di pressione neutra risulta invece influenzata in misura maggiore dalla combinazione dell'accelerazione di picco al suolo con altri parametri di scuotimento quali l'Intensità di Arias, la durata significativa e la VSI.

L'approccio adottato nel presente lavoro di tesi può dunque permettere lo sviluppo di metodi probabilistici per la valutazione della vulnerabilità sismica delle dighe in terra presenti sul territorio nazionale. Ciò è possibile attraverso la definizione di curve di fragilità che consentono di stimare la vulnerabilità in termini percentuali. A tale scopo per studi futuri, su strutture esistenti, si consiglia l'esecuzione di prove geofisiche e geotecniche per la caratterizzazione del sito e la stima dei parametri dinamici necessari per le analisi sismiche.

ALLEGATO A

DATABASE DEGLI INVASI CENSITI NELL'AMBITO DEL PROGETTO RESBA

CODICE	CATEGORIA	GEOMETRIA					PARAMENTI		PARAMETRI GEOTECNICI				ZONA SISMICA
		H (m)	V (m ³)	Franco (m)	l _{coronam} (m)	l _{coronam} (m)	α _{monte} (°)	α _{vallc} (°)	Φ' (°)	γ _T	c' (kPa)	K (cm/s)	
CN00014	C	11.24	30000	1	110	3.3	18	27	35	1900	50	-	NO
CN00015	A2	6	3300	1.1	75	3	-	26.6	32	2000	40	-	SI
CN00016	A2	7.5	1254	1.5	150	3.1	-	-	35	2000	5	1.37E-05	NO
CN00023	A2	5.5	3900	0.34	80	2.5 - 8	-	-	35	2000	3	-	-
CN00024	A2	7	5000	1.5	60	4	-	-	35	2000	3	-	NO
CN00025	A2	5.5	500	-	35	1.5	35	35	32	1900	0	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁶	NO
CN00026	A1	4.5	12650	0.3	150	3	63	63	-	-	-	-	NO
CN00027	A1	4.5	810	0.15	22	2.2	45	34	-	-	-	-	-
CN00029	A2	7	14000	1	150	3	35	40	-	-	-	-	NO
CN00032	A1	3	3200	-	110	3	35	35	35	2000	3	-	NO
CN00033	A1	2.5	400	1	70	2	30	35	-	-	-	-	NO
CN00034	A1	4	1600	-	58	2.3	-	-	-	-	-	-	NO
CN00035	A1	1.4	350	-	27.5	2.3	-	-	-	-	-	-	NO
CN00036	A2	6.65	2524	0.77-0.94	65.35	2.55-5.55	39	28	-	-	-	-	NO
CN00037	A1	2.5	720	0.5	57	1.5	28.4	39.8	-	-	-	-	NO
CN00038	A1	4.4	10000	1.3	40	4	63	63	-	-	-	-	NO
CN00039	A1	5	1500	0.77-0.94	57	5	39	28	-	-	-	-	NO
CN00040	A1	4.8	292	0.5	39	1.5	39	28	-	-	-	-	NO
CN00042	A1	4.8	600	-	63	1.5	-	34 - 35	-	-	-	-	NO
CN00043	A1	7.4	2700	1.03	100	2.1,3,5,6,2	30	34	32	2000	20	-	NO
CN00044	A2	9	17000	0.6	100	3	63	56	-	-	-	-	NO
CN00072	A2	9	4870	1.2	95	3	18-26.5	56.31	32 - 35	1800	10	-	SI
CN00075	A2	7.7	1100	1.5	80	3	27	45	-	1900	38	-	-
CN00137	B	4-15	22000	0.6	204	3.6-13.6	-	-	23 - 25	1600-2400	5-15	-	SI
CN00143	C	15	22000	0.6	155	3.6-13.6	-	-	23-28	1600-1750	0-15	-	SI
CN00149	C	13.68	20543	-	200	3	-	-	26-42	1900-2100	0-10	-	SI
CN00158	A1	4	2200	0.8	314	3.5	-	-	30	2000	6	-	NO
CN00180	A2	9.4	20944	1.2	104	3	-	-	-	-	-	-	SI
CN00184	A2	7	13000	1	50	5	63	56	-	-	-	-	NO
CN00185	C	11	41657	1.5	180-200	4	23	23	28-38	1900-2000	0-6	-	SI
CN00189	A2	8.5	20000	1	92	4	63	56	35	2000	3	-	NO
CN00222	A2	7.7	800	0.6	60	1.6	23	36	-	-	-	-	NO
CN00223	A2	6.15	1100	0.7-0.9	20	14.4	34	37	-	-	-	-	NO
CN00226	A2	4.3	15000	0.8-1.2	158	3	23	31	-	-	-	-	NO
CN00237	A2	9	8600	-	115	4	-	-	30	-	-	-	SI
CN0240	A	5	15000	1	-	1.5-3	56	34	37	1800	0	-	SI
CN1003	C	9.35-9.05	180000	-	96.45	3	27	27	-	-	-	-	-
CN01011	C	7	185000	1	260	2.5	-	-	-	-	-	-	SI
TO00005	A1	3	6000	1	50	4	24	34	22	1800	-	-	-
TO00013	A2	4.8	27133	1.1	270	3	31	31	22	1800	-	-	SI
TO00024	C	9	270000	0.3-0.5	500	7	26	25	35	1400	9	-	NO
TO00025	B	6	45000	0.86	120	7	?	?	35	1400	9	-	NO
TO00026	A2	5	22000	1.2	200	7	-	-	35	1400	9	-	NO
TO00027	B	7.4	85000	0.65	201	5.5	62	21	0	-	8	-	NO
TO00029	A2	4	18000	0.5	140	2.7-4	62	21	34-36	-	-	2.00E-05	NO
TO00040	A1	4	2400	1	70	3	27	34	22	1800	-	-	SI
TO00041	A2	5.7	4000	0.4	40	8	-	-	-	-	-	-	SI
TO00042	A2	6.5	6500	-	28	1	-	-	-	-	-	-	SI
TO00045	A2	10	2700	-	170	5	-	-	32	1800	0	-	NO
TO00048	B	4.7	72000	1.5	350	3	30	20	17	1600	0	-	NO
TO00060	A2	8.9	9000	0.8	100	13.33	-	-	38-32	2000	2	-	SI
TO00061	A1	5	6300	0.7	40	4.46	-	-	28	2000	2	-	NO
TO00062	A2	8	1750	0.8	27	5.08	-	-	28	2000	2	-	NO
TO00077	A2	4	22800	1	140	4	21	15	-	-	-	-	SI
TO00080	A1	4	6000	1	62	5	21	15	-	-	-	-	SI
TO00197	A2	2.3	19580	1	70	1.5-3	-	-	25-35	1800-2200	2.5	-	SI
TO00202	B	4	22500	1	350	3	-	-	36	1900	0	-	-
TO00203	B	6.5	31100	1	350	4	-	-	25	1746	0	-	SI
TO00204	A1	2	7250	1	200	3	-	-	0-35	1900-2000	0-15	-	SI
TO00205	A2	8.5	25770	1	250	4	21	15	36-38	1900-2000	0	-	SI
TO00206	B	5	-	-	-	-	-	-	38	1900	0	-	-
TO00207	A2	3	27105	1.15	200	2.5	-	-	-	-	-	-	SI

Le categorie presenti nel Database sono definite dal Regolamento regionale di attuazione della legge regionale 6 ottobre 2003, n. 25 (Norme in materia di sbarramenti fluviali di ritenuta e bacini di accumulo idrico di competenza regionale. Abrogazione delle leggi regionali 11 aprile 1995, n. 58 e 24 luglio 1996, n. 49) in funzione delle dimensioni della struttura.

I) categoria A:

1) sottocategoria A1:

sbarramenti che non superano i cinque metri di altezza e che determinano un volume di invaso inferiore a dieci mila metri cubi;

2) sottocategoria A2:

sbarramenti con altezza fino a dieci metri e con volume di invaso fino a trenta mila metri cubi;

II) categoria B:

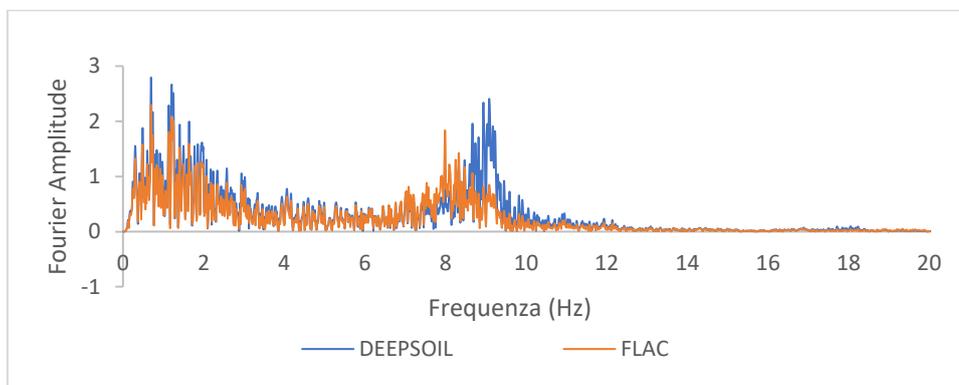
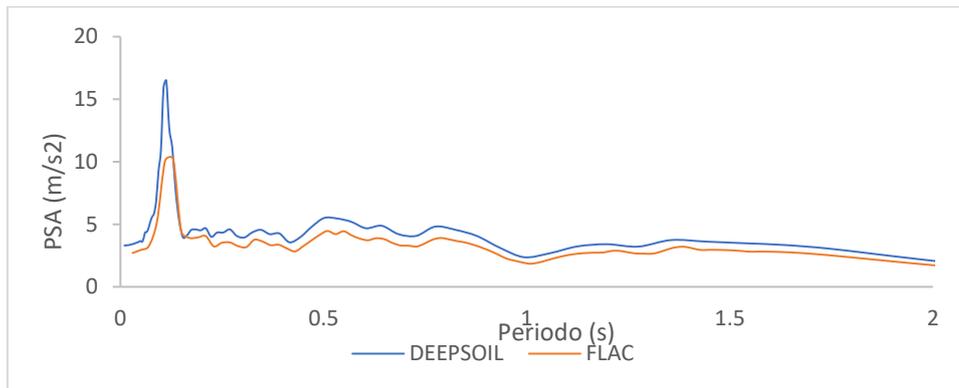
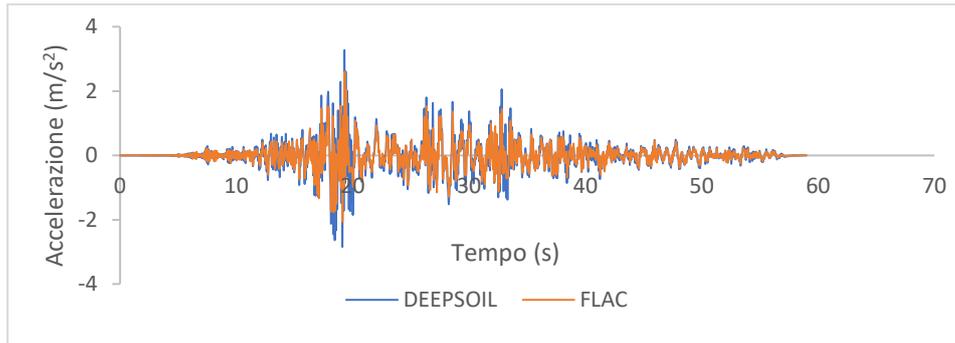
sbarramenti con altezza fino a dieci metri e con volume di invaso compreso tra trenta mila e cento mila metri cubi;

III) categoria C:

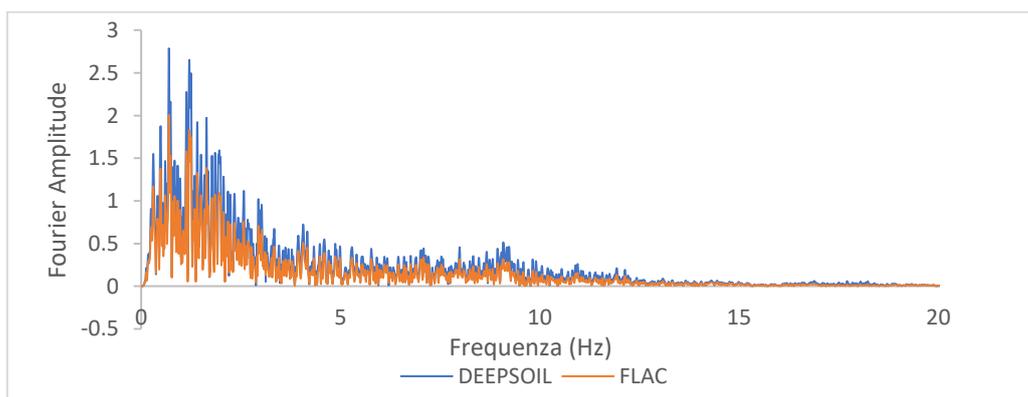
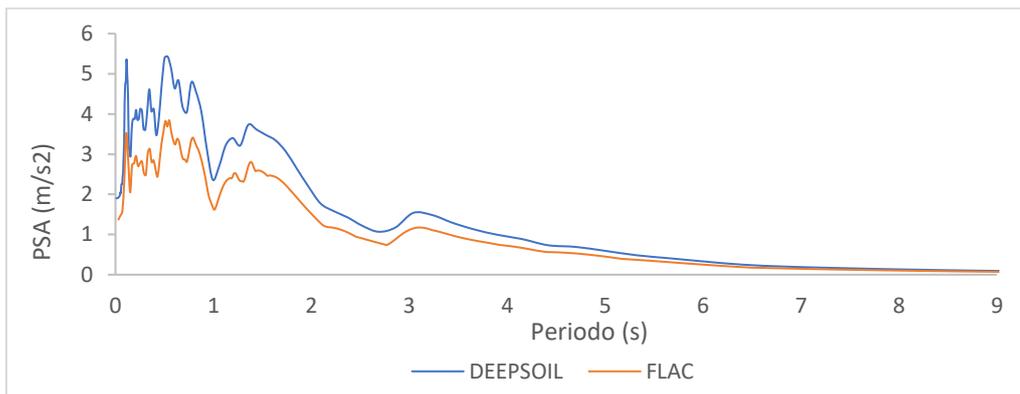
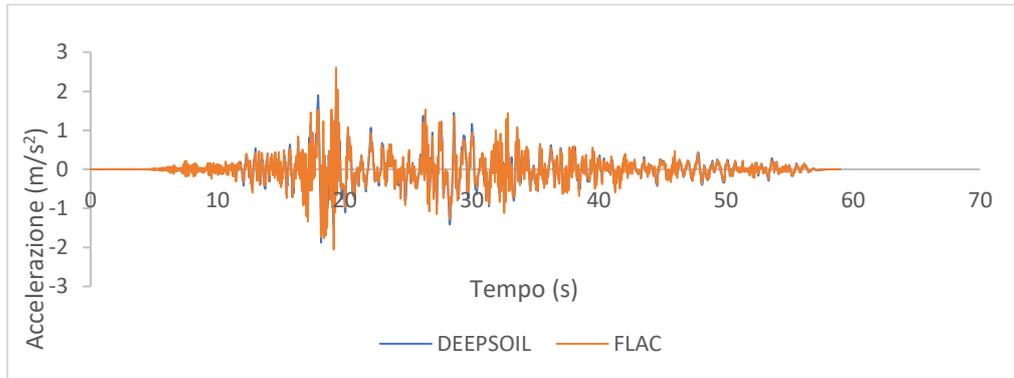
sbarramenti con altezza superiore a dieci metri e fino a quindici metri o con volume di invaso superiore a 100 mila metri cubi e fino a un milione di metri cubi.

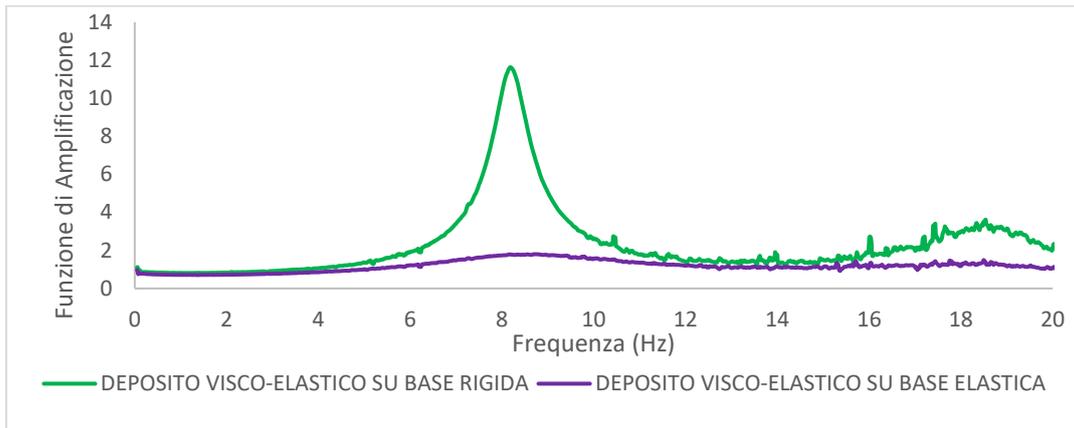
ALLEGATO B

ANALISI LINEARE MONODIMENSIONALE CHI-CHI (BEDROCK RIGIDO)

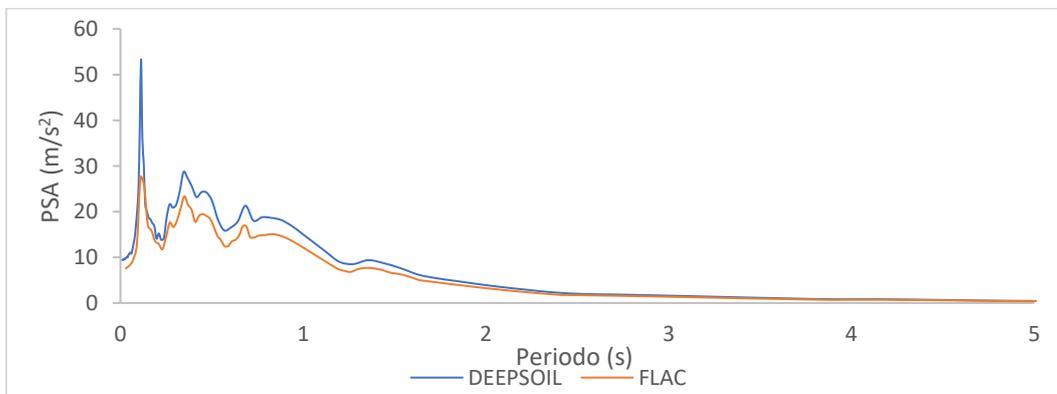
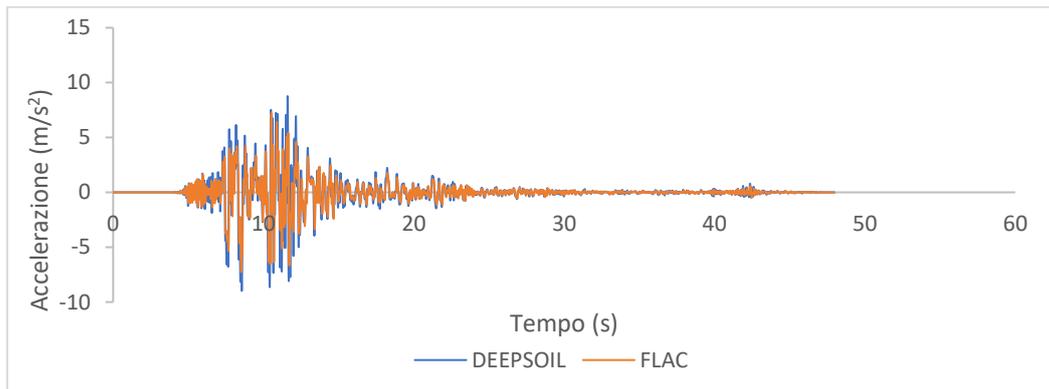


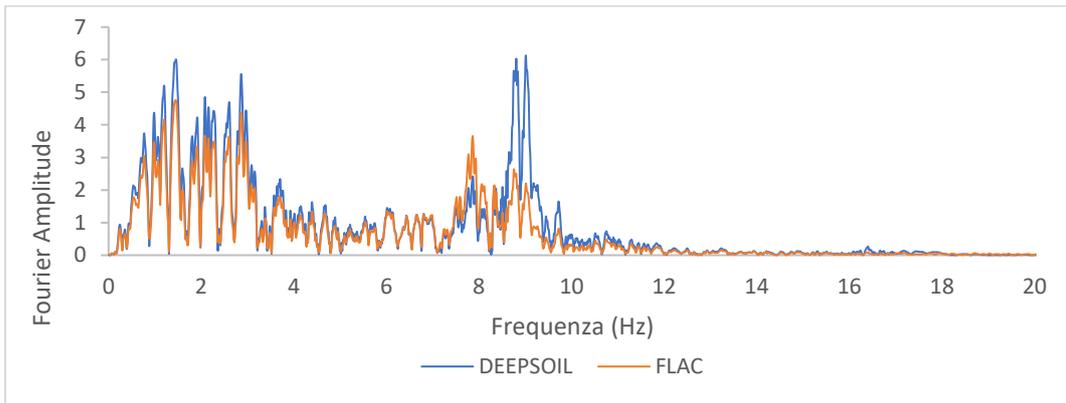
ANALISI LINEARE MONODIMENSIONALE CHI-CHI (BEDROCK ELASTICO)



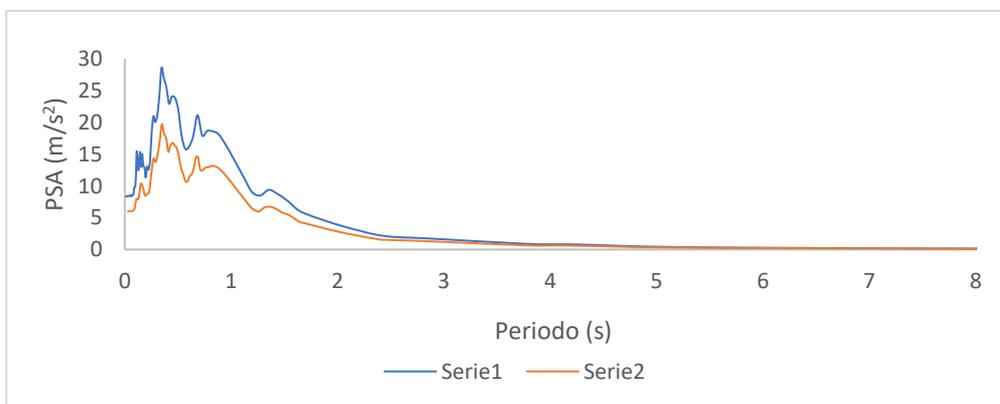
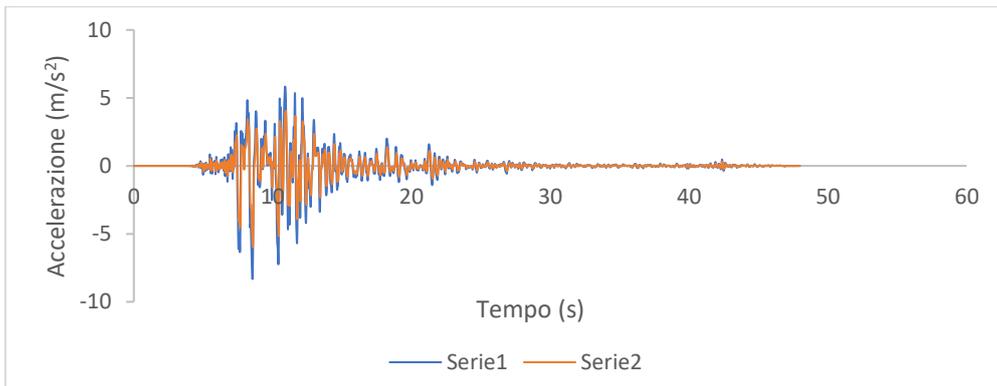


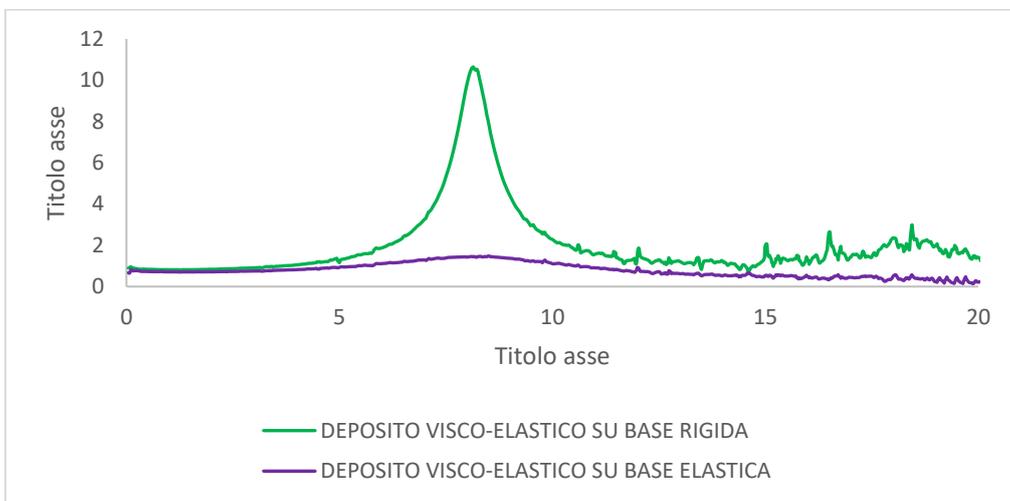
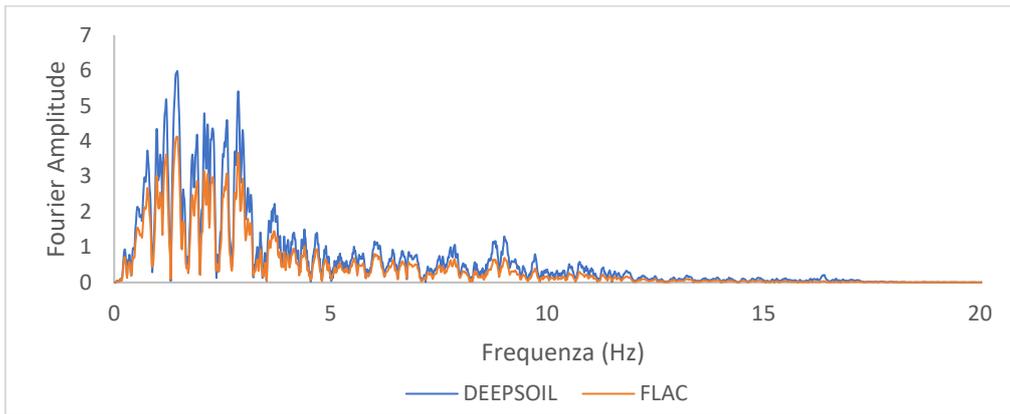
ANALISI LINEARE MONODIMENSIONALE KOBE (BEDROCK RIGIDO)





ANALISI LINEARE MONODIMENSIONALE KOBE (BEDROCK ELASTICO)





ALLEGATO C

INPUT SISMICI SELEZIONATI

EVENTO	CODICE STAZIONE	DATA	PARAMETRI DI SCUOTIMENTO												
			PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	A_RMS (cm/s ²)	V_RMS (cm/s)	D_RMS (cm)	IA (m/s)	CAV (cm/s)	VSI (cm)	PP (s)	DI ((cm/sec ²) ² c)	D (s)	
1	UST	27/11/2016	109.985	2.186	0.063	7.105	0.148	0.005	0.026	57.505	6.123	0.100	118752.743	1.445	
2	UST	01/12/2016	170.152	4.247	0.157	14.442	0.371	0.016	0.075	88.312	11.954	0.100	271718.226	1.03	
3	MTR	20/02/2017	136.694	2.575	0.133	13.235	0.233	0.015	0.062	86.830	7.850	0.060	423928.664	1.99	
4	UST	14/03/2017	117.074	3.644	0.186	6.722	0.231	0.010	0.027	49.465	11.180	0.180	87545.625	1.145	
5	AQP	07/04/2009	166.359	5.595	0.331	6.542	0.248	0.018	0.053	82.913	17.329	0.140	151834.703	1.63	
6	TO912	22/06/2013	139.030	3.466	0.093	5.050	0.111	0.004	0.037	53.068	9.567	0.080	169652.296	0.59	
7	TO912	08/07/2013	120.992	4.382	0.187	10.599	0.426	0.020	0.036	55.537	13.446	0.280	85087.096	1.06	
8	TO912	23/06/2013	124.516	4.757	0.242	8.651	0.315	0.022	0.096	162.226	13.359	0.120	293875.138	3.455	
9	UST	11/12/2016	124.891	2.736	0.086	10.029	0.234	0.011	0.052	108.986	7.717	0.140	208448.457	4.37	
10	ACC	12/11/2016	146.260	3.901	0.150	10.908	0.257	0.015	0.058	77.017	10.619	0.120	234127.536	0.81	
11	T1213	31/10/2016	207.861	5.103	0.232	13.712	0.408	0.017	0.096	112.115	15.980	0.100	386394.668	1.68	
12	RQT	03/09/2016	181.674	4.600	0.210	10.222	0.223	0.018	0.071	132.816	13.039	0.100	322722.171	4.06	

Per ogni input selezionato sono riportati i *parametri di scuotimento*, i quali consentono di descrivere in modo sintetico le storie temporali di accelerazione registrate. I principali sono parametri legati al moto, nel dominio del tempo, sono:

- *Accelerazione massima: PGA = max |a(t)|*

Corrisponde alla sollecitazione massima cui viene sottoposta una struttura. Tale valore si registra per frequenze alte, essa infatti corrisponde all'accelerazione spettrale a periodo nullo.

- *Velocità massima: PGV = max |v(t)|*

Si ottiene per integrazione dell'accelerazione massima.

- *Spostamento massimo: PGD = max |d(t)|*

Si ottiene per integrazione dello spostamento massimo.

- *Radice quadrata media dell'accelerazione: $A_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{t_{tot}} \int_0^{t_{tot}} |a(t)| dt}$*

- *Radice quadrata media della velocità: $V_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{t_{tot}} \int_0^{t_{tot}} |v(t)| dt}$*

- *Radice quadrata media dello spostamento: $D_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{t_{tot}} \int_0^{t_{tot}} |d(t)| dt}$*

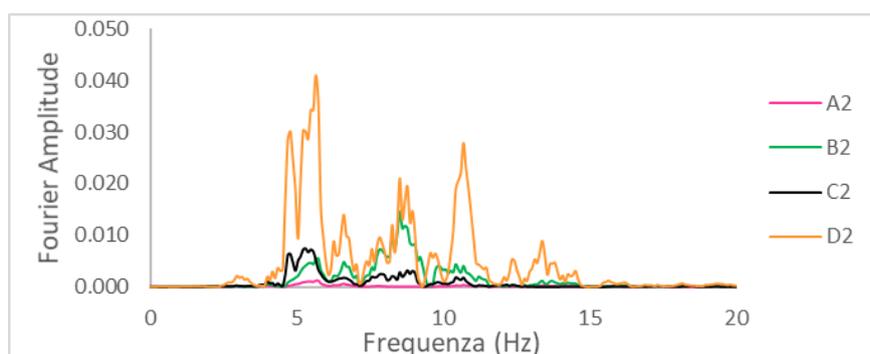
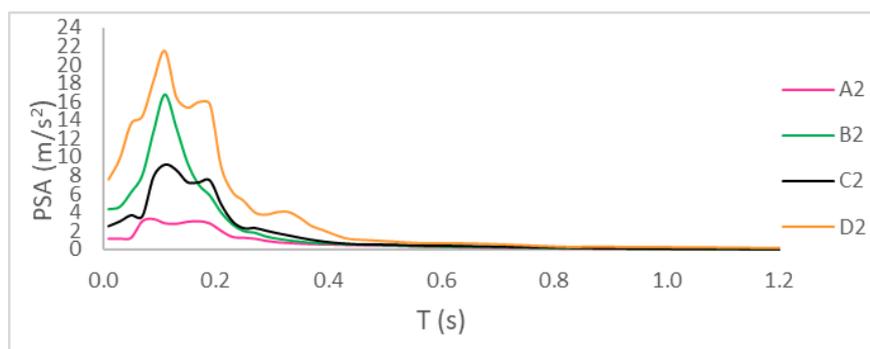
- *Intensità di Arias: $I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} |a(t)|^2 dt$*

- È un parametro che consente la quantificazione locale dell'energia contenuta nella scossa.
- *Velocità assoluta cumulativa: $CAV = \int_0^{t_0} |a(t)| dt$*
È la somma delle velocità incrementali.
- *Velocity Spectrum Intensity: $VSI = \int_0^{t_0} S_v(\xi = 0.005, T) dt$*
- *Periodo predominante*
È il periodo in corrispondenza del quale si ha un'accelerazione spettrale massima in uno spettro di risposta calcolato considerando uno smorzamento pari al 5%.
- *Indice di danno*
- *Durata significativa*
Intervallo di tempo necessario affinché l'Intensità di Arias vari tra il 5% ed il 95%.
Rappresenta quindi l'arco temporale all'interno del quale la maggior parte dell'energia associata allo scuotimento arriva alla struttura.

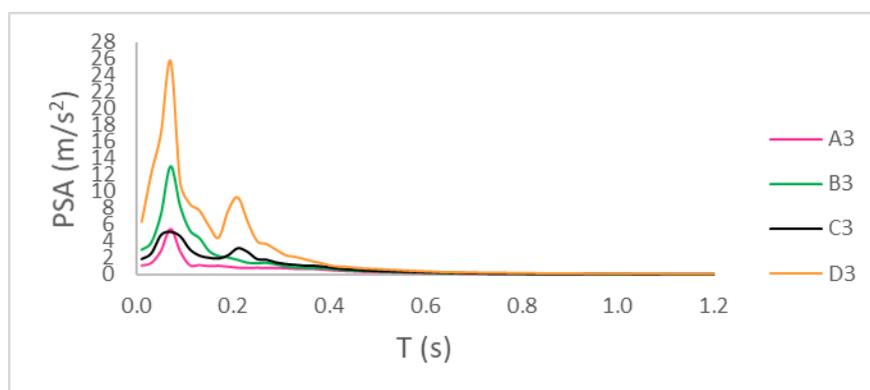
ALLEGATO D

SPETTRI DI RISPOSTA E DI FOURIER IN ACCELERAZIONE

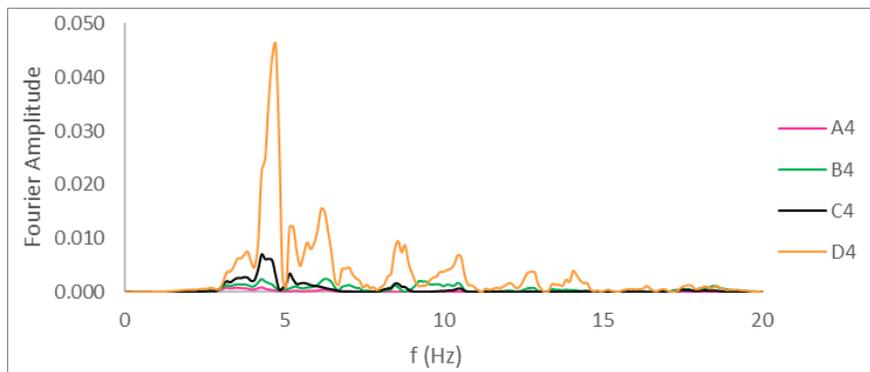
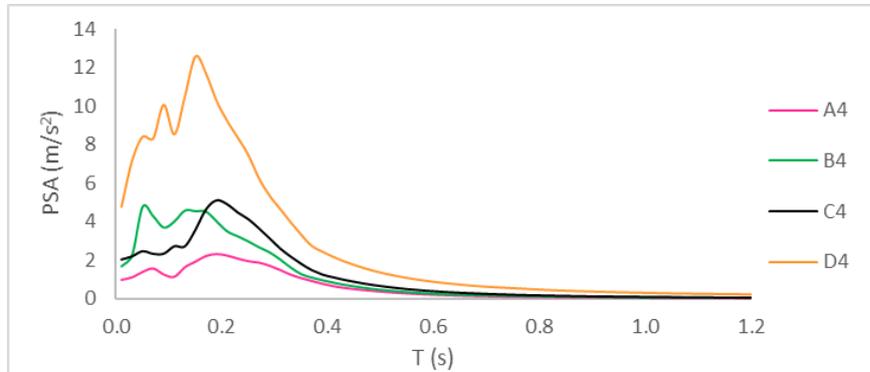
➤ Evento sismico 2



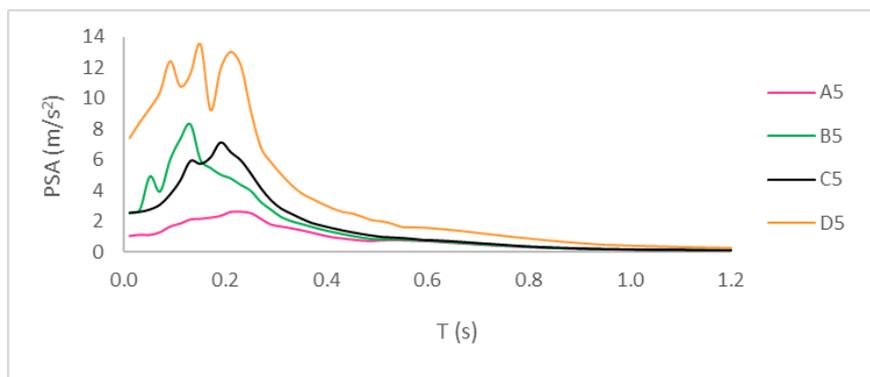
➤ Evento sismico 3

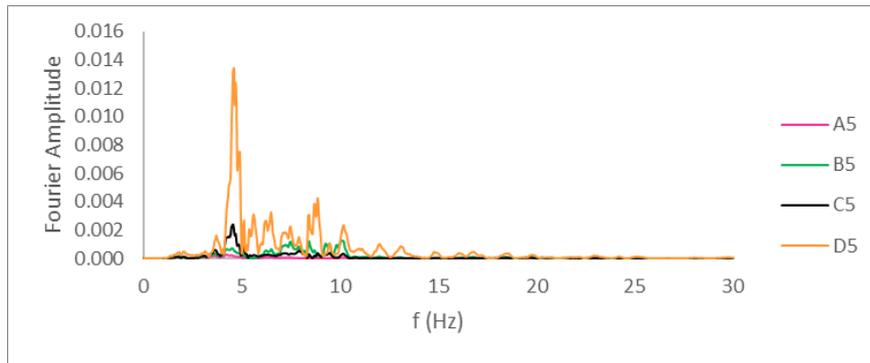


➤ Evento sismico 4

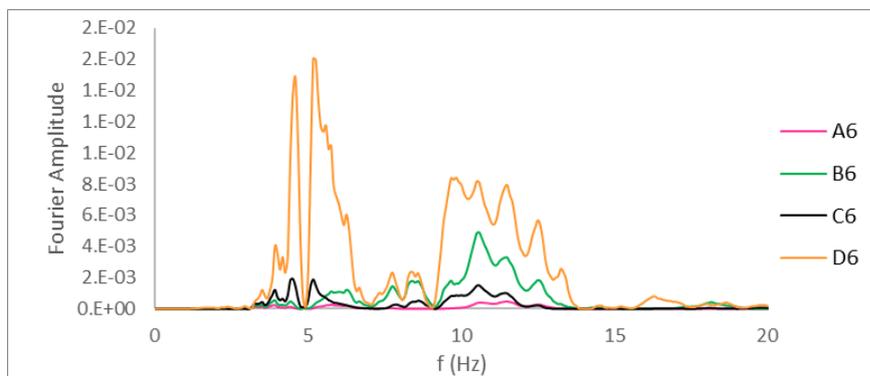
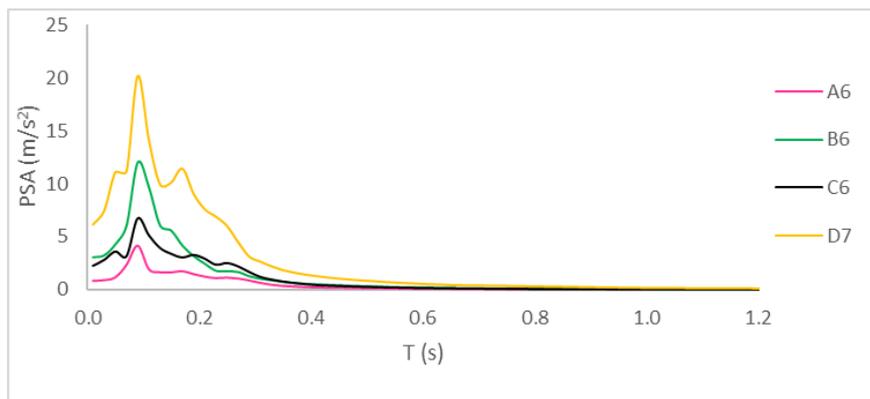


➤ Evento sismico 5

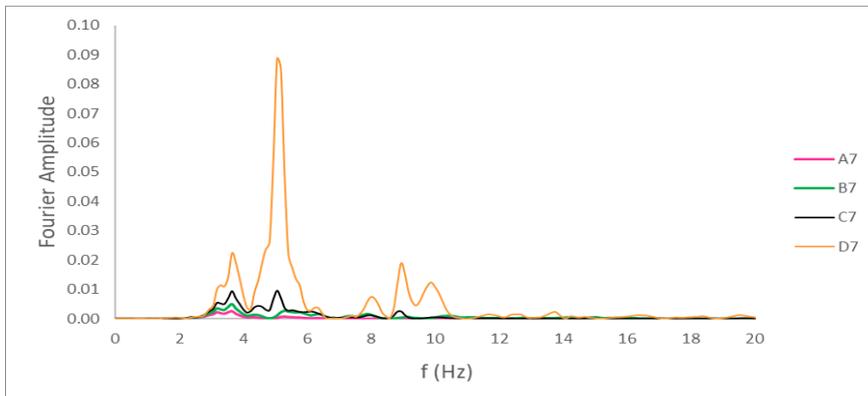
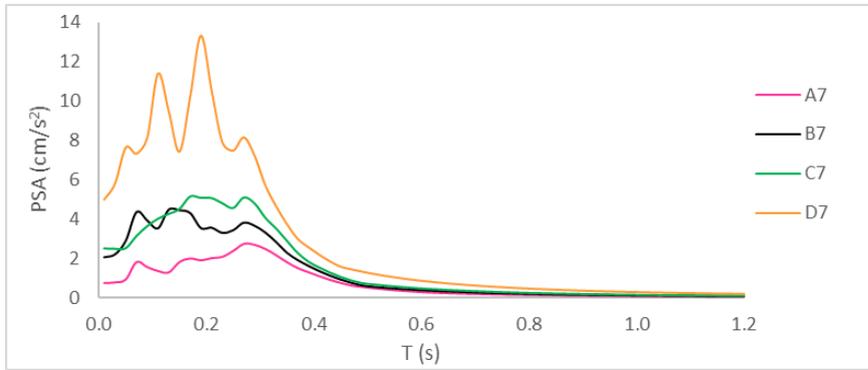




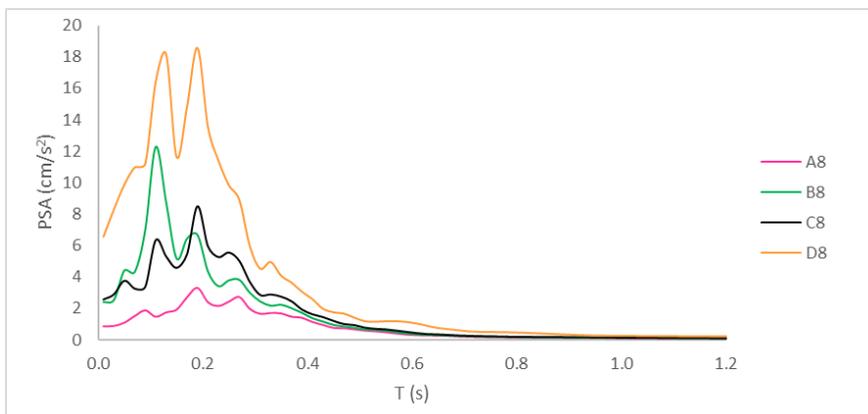
➤ Evento sismico 6

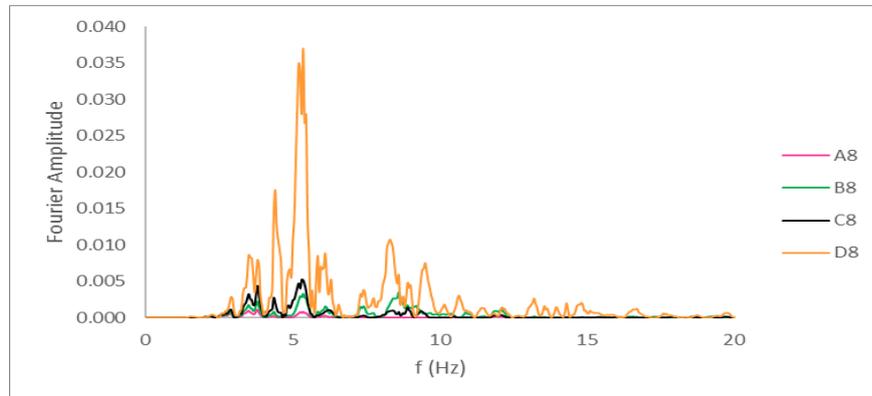


➤ Evento sismico 7

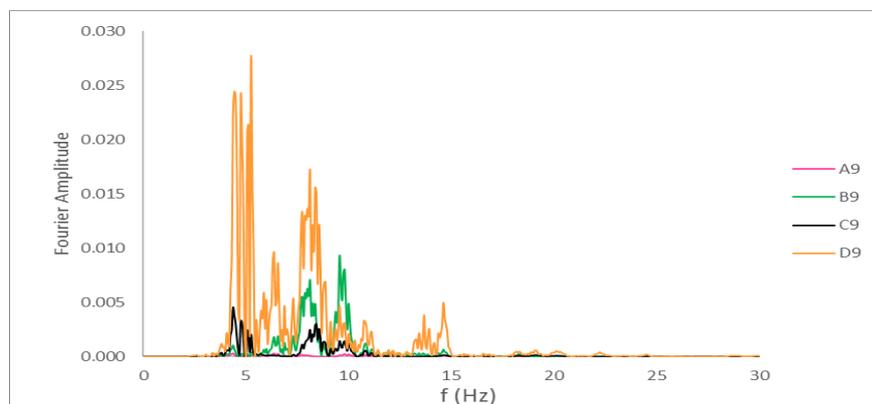
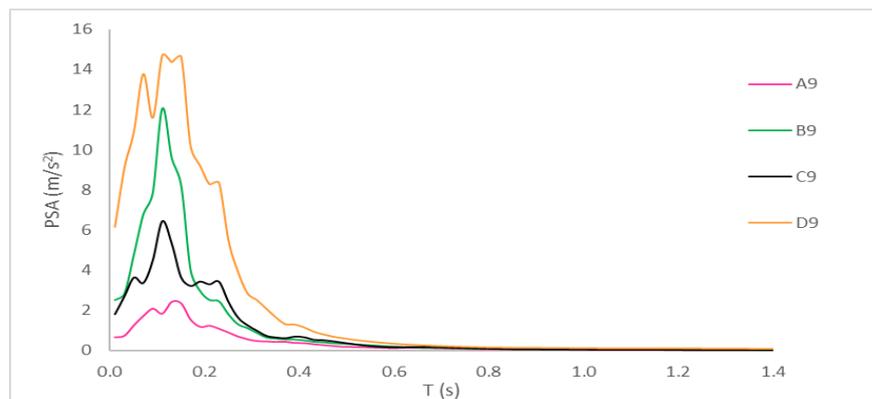


➤ Evento sismico 8

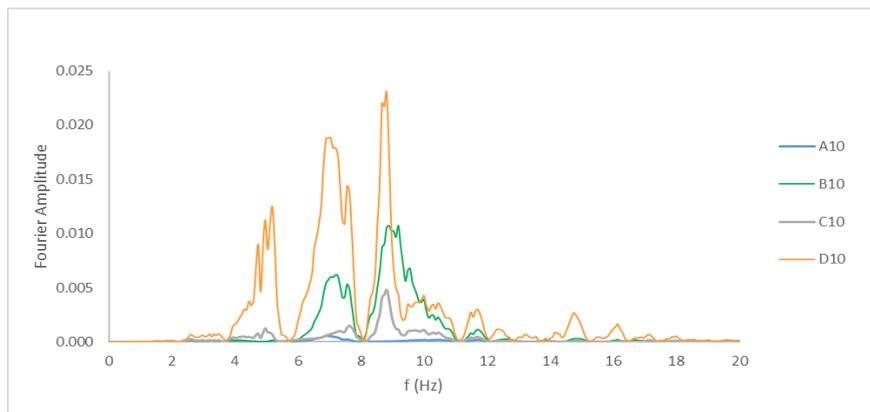
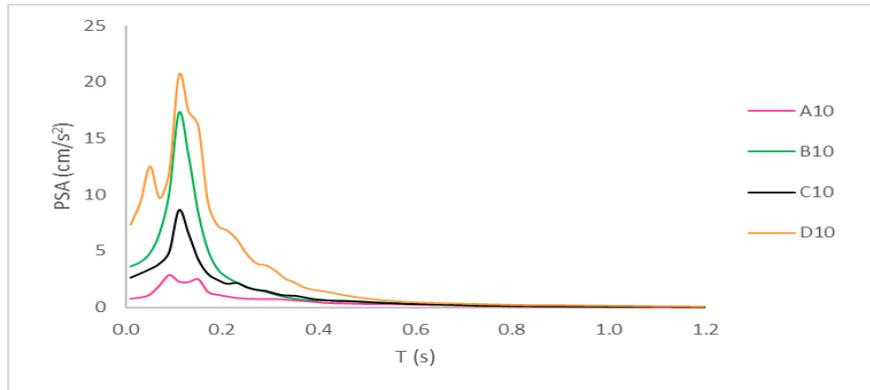




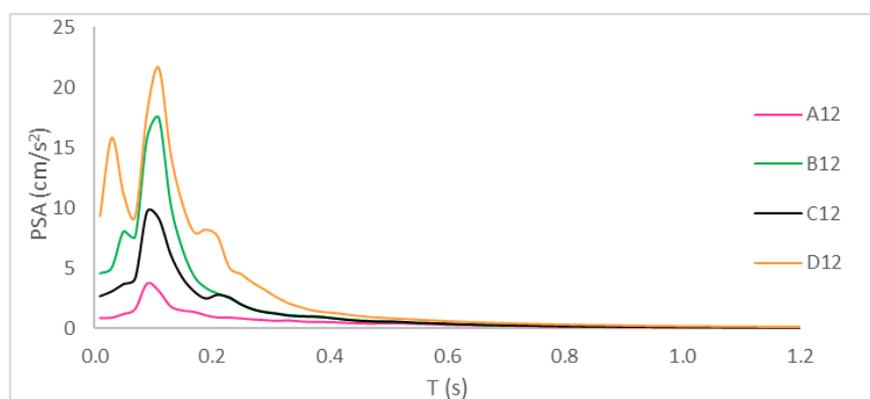
➤ Evento sismico 9

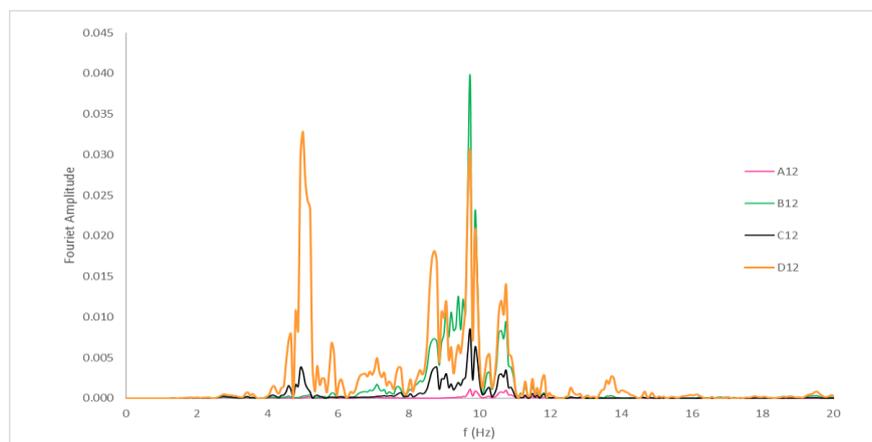


➤ Evento sismico 10



➤ Evento sismico 12

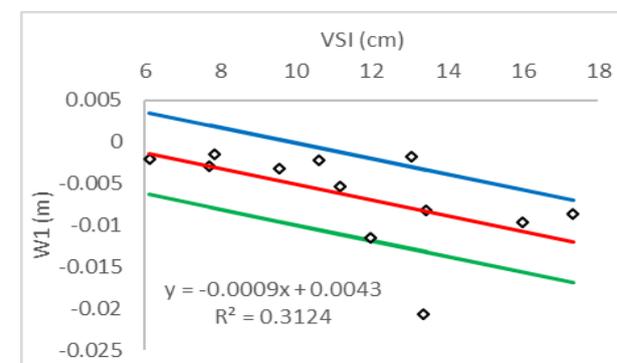
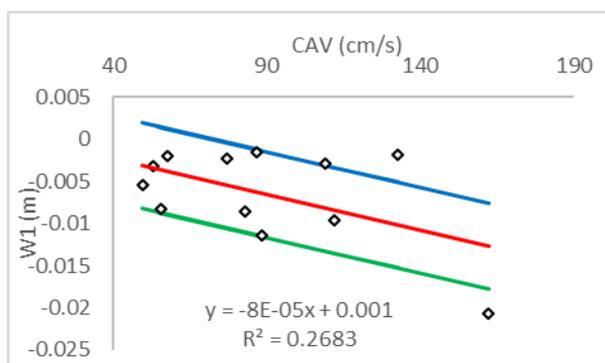
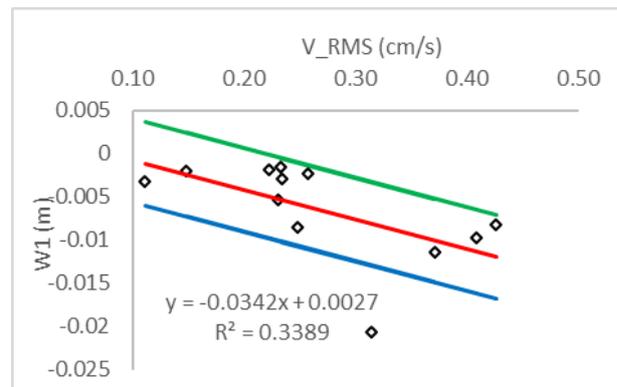
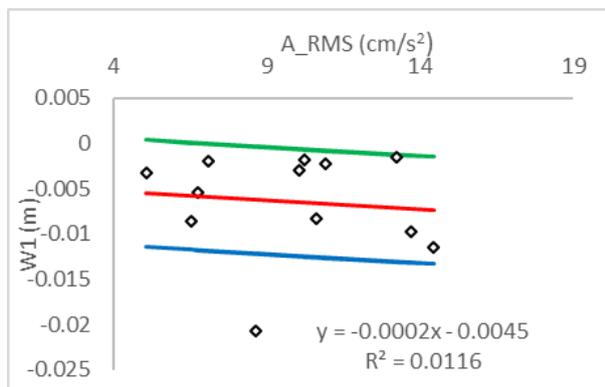
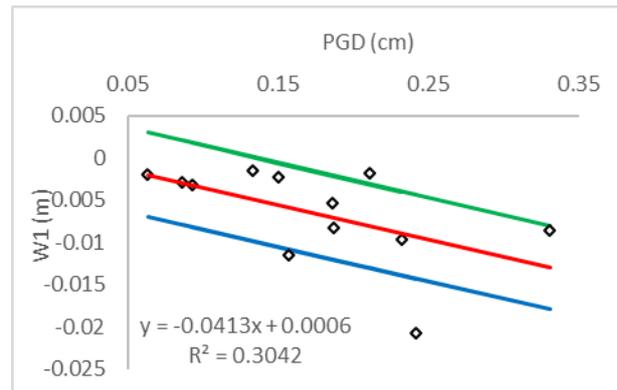
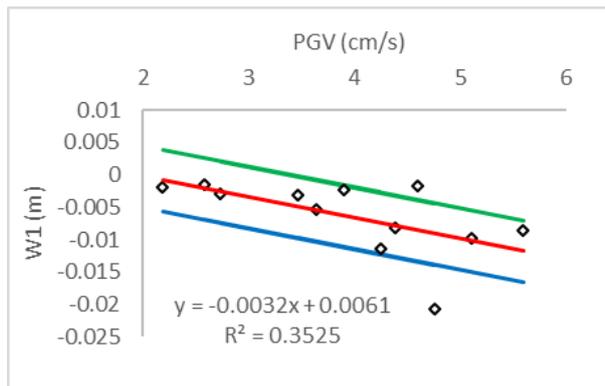




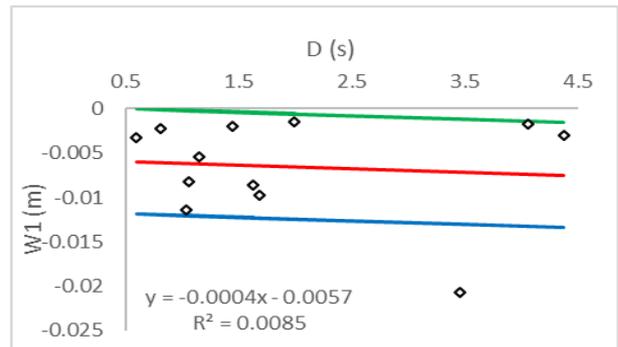
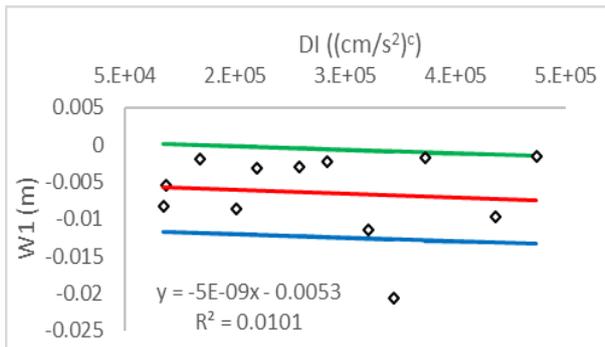
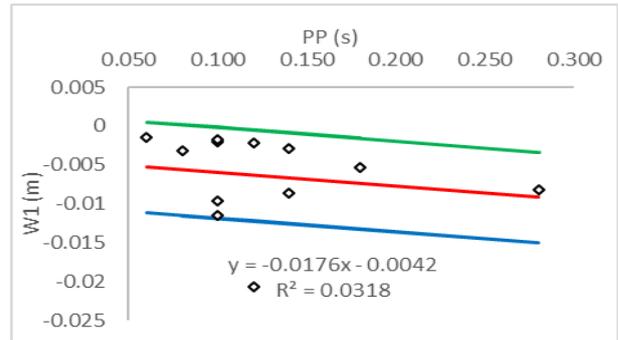
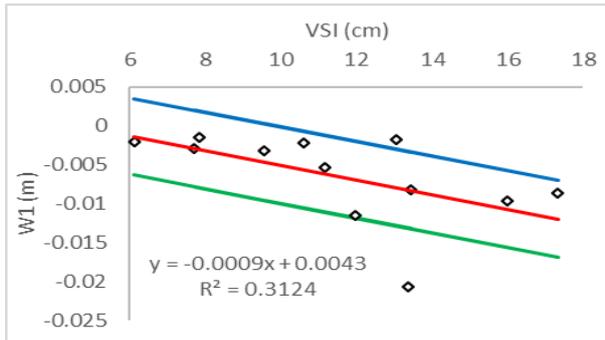
ALLEGATO E

REGRESSIONE LINEARE SEMPLICE DEI CEDIMENTI DEL CORONAMENTO

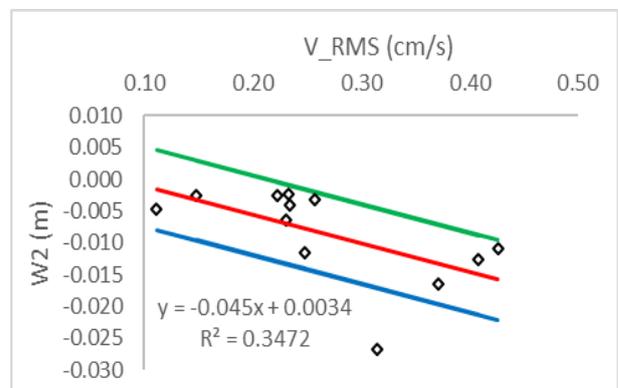
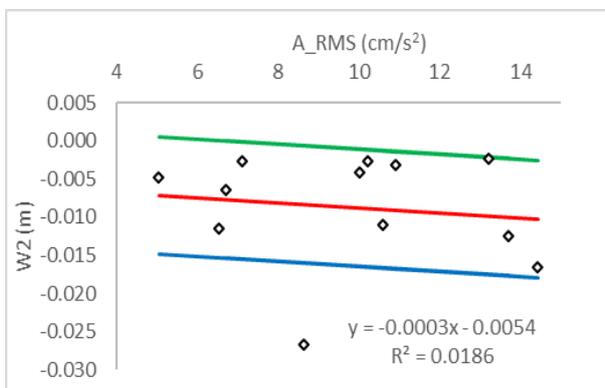
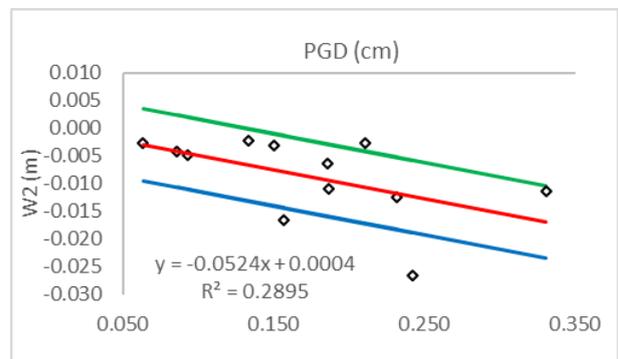
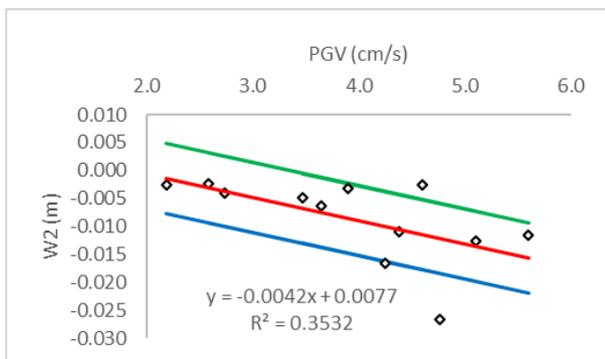
➤ Cedimento del punto 1



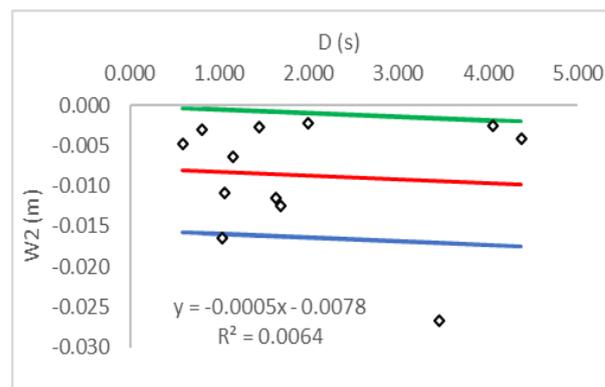
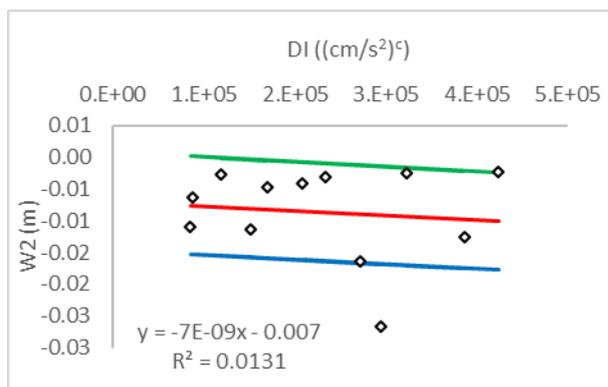
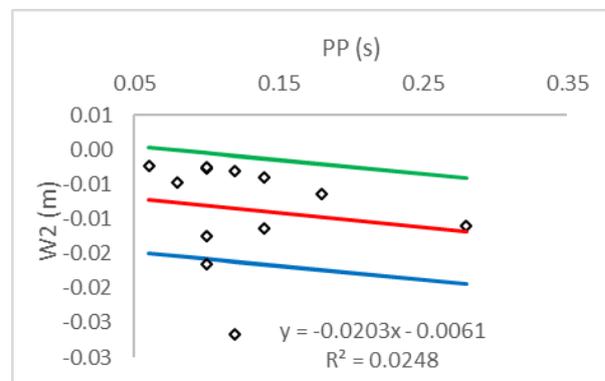
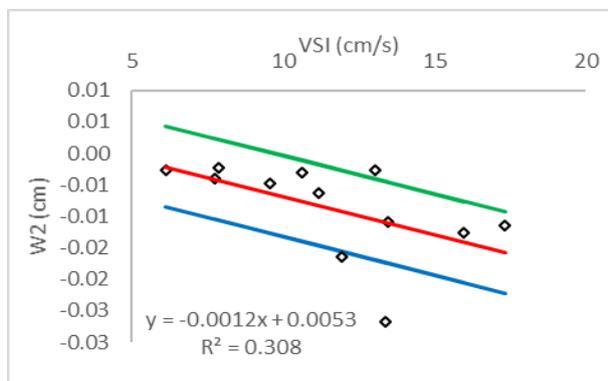
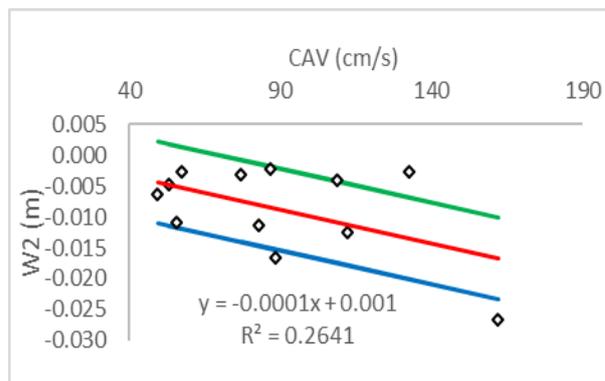
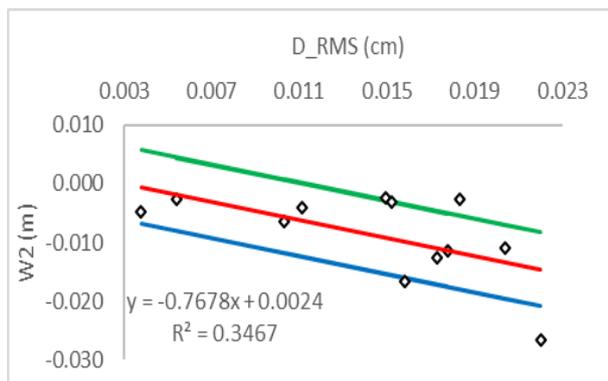
ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLE DIGHE IN TERRA



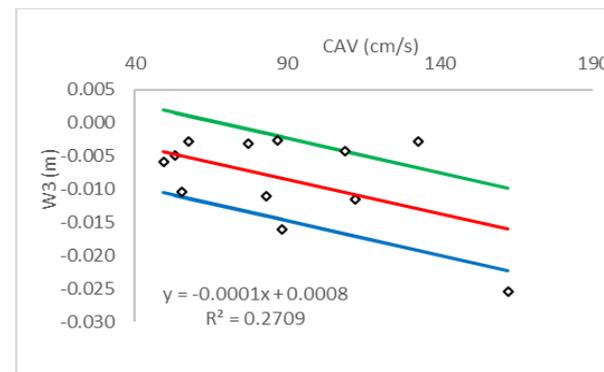
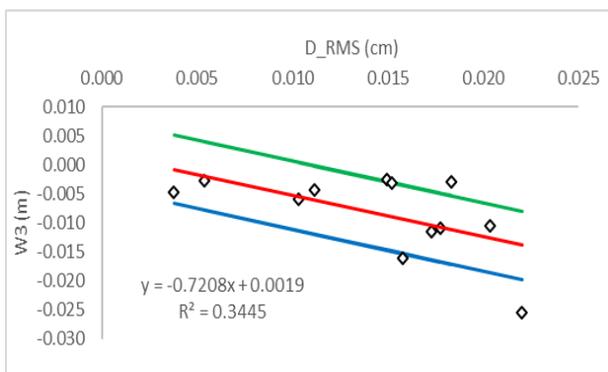
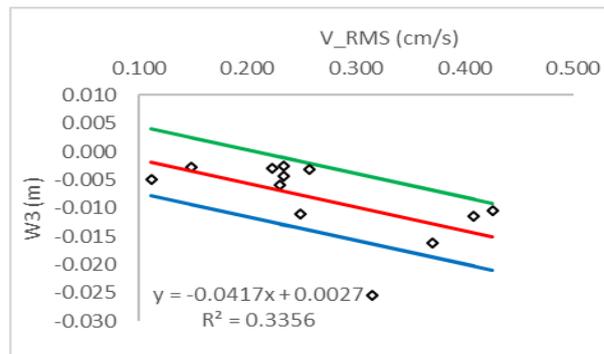
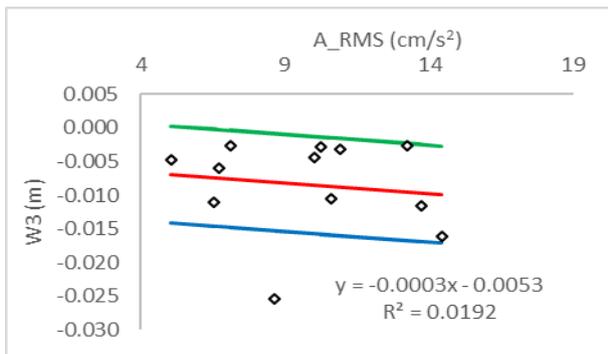
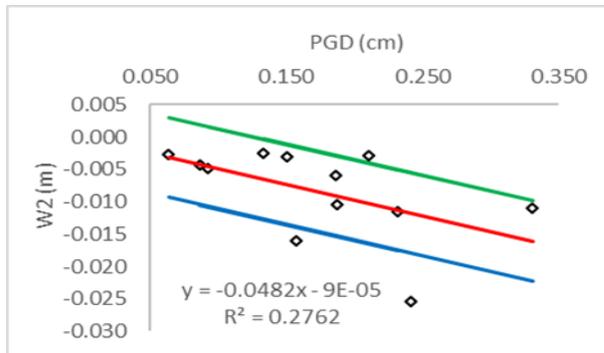
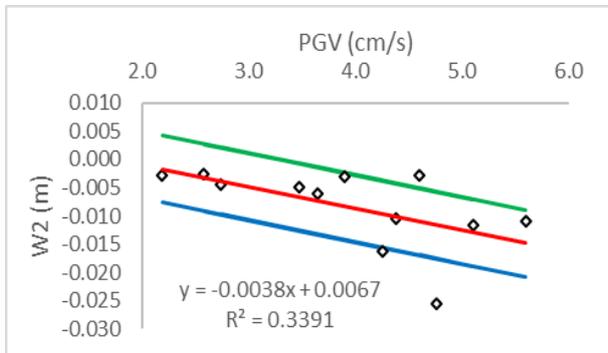
➤ Cedimenti del punto 2



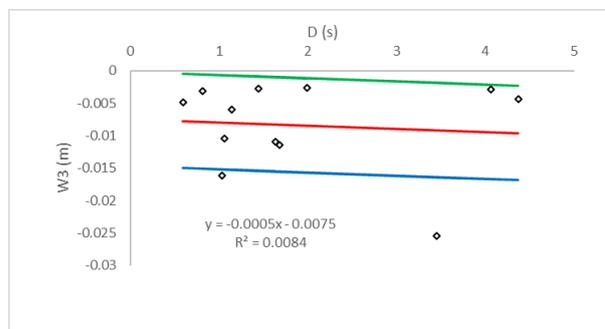
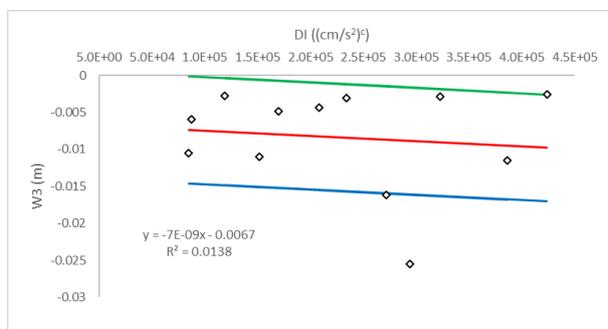
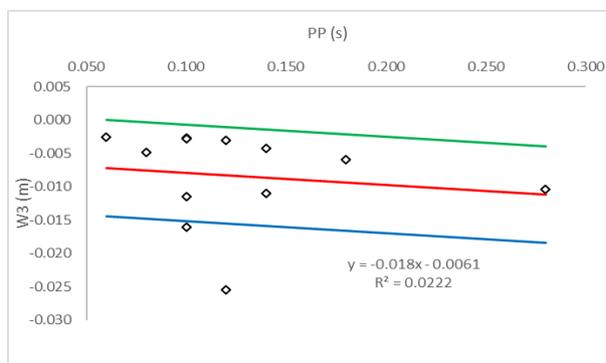
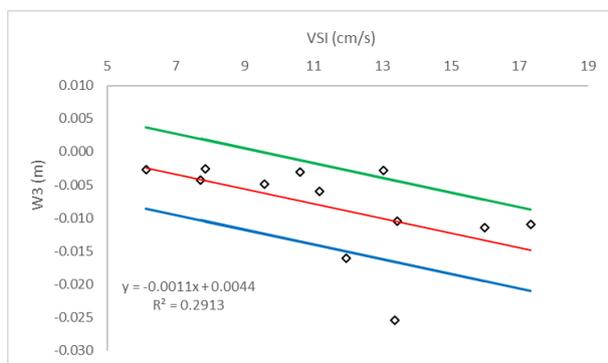
ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLE DIGHE IN TERRA



➤ Cedimenti del punto 3

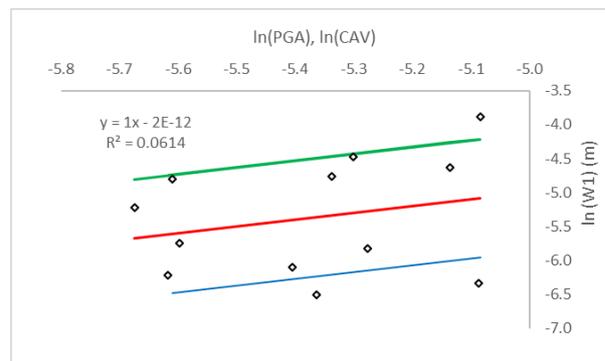
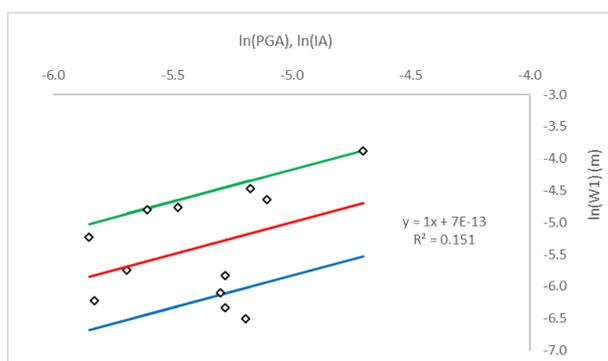
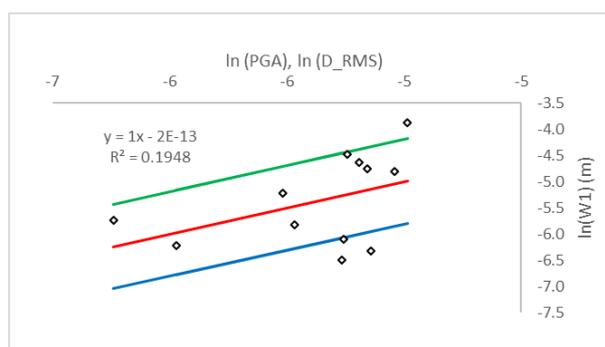
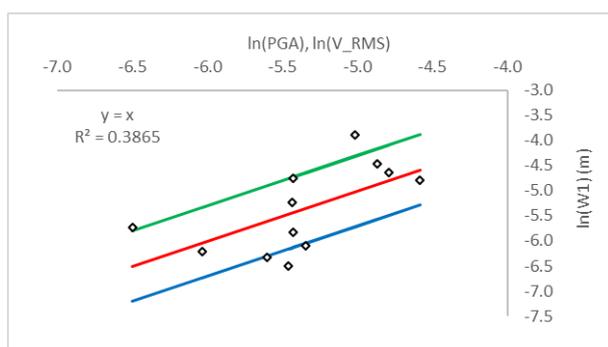
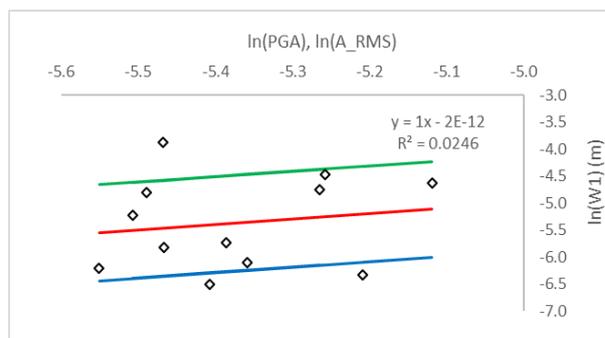
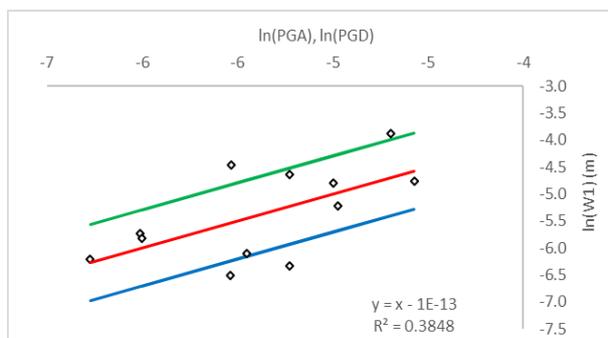


ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLE DIGHE IN TERRA

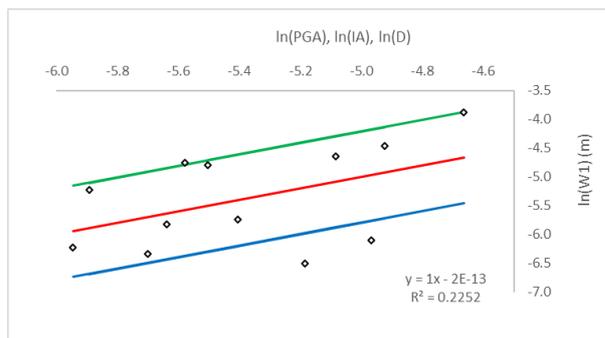
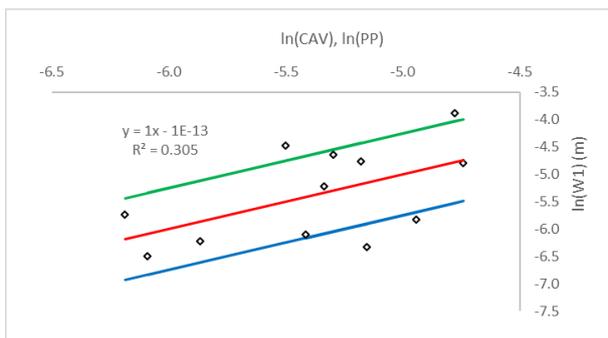
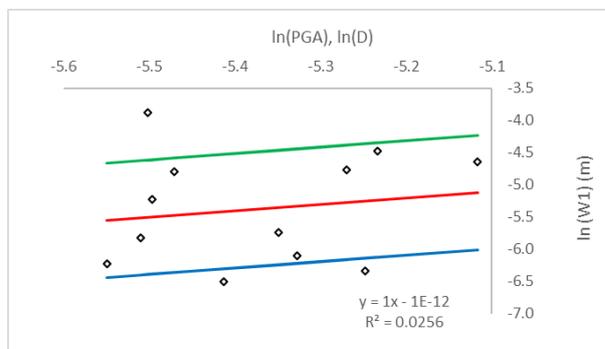
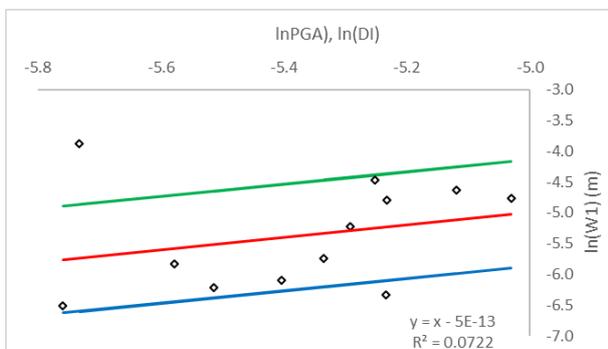
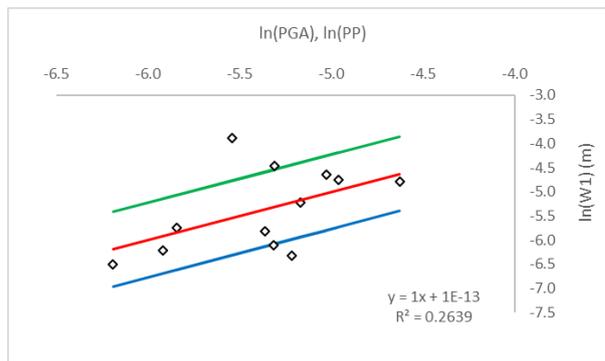
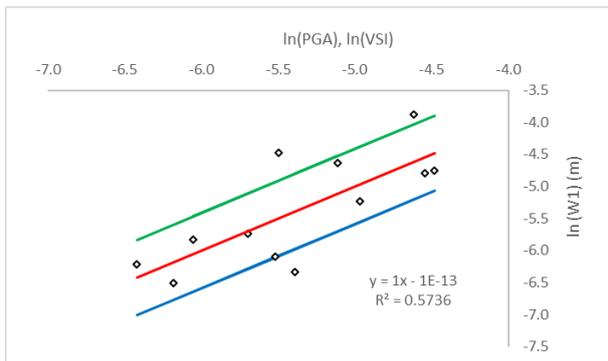


REGRESSIONE MULTIPLA DEI CEDIMENTI DEL CORONAMENTO

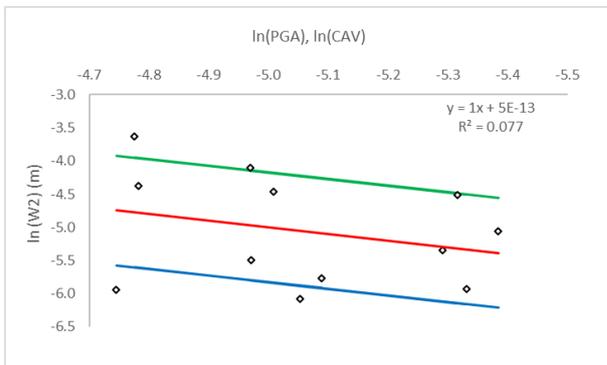
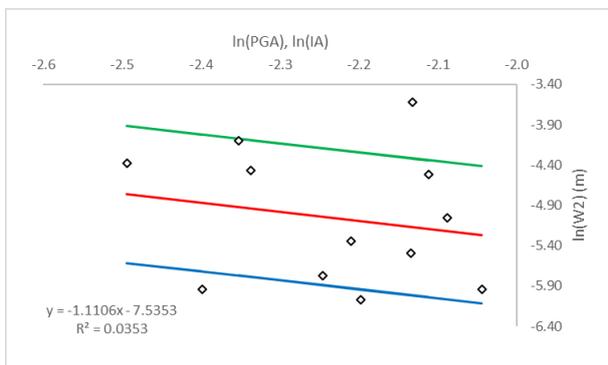
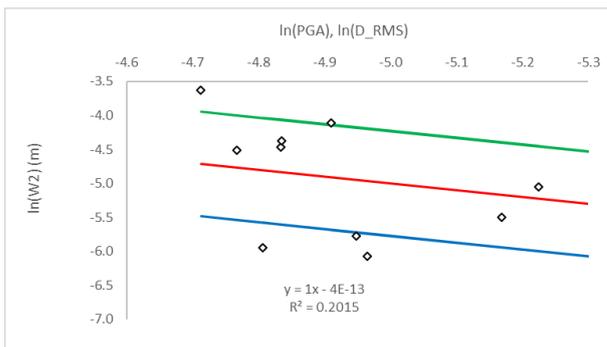
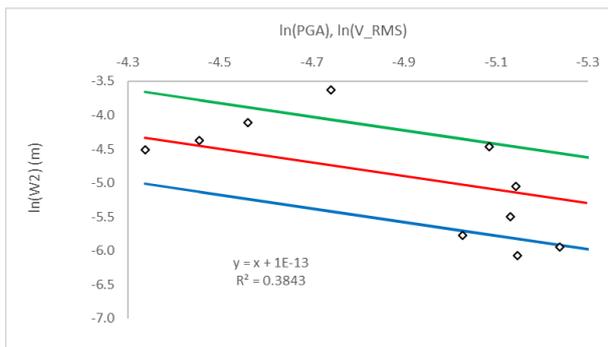
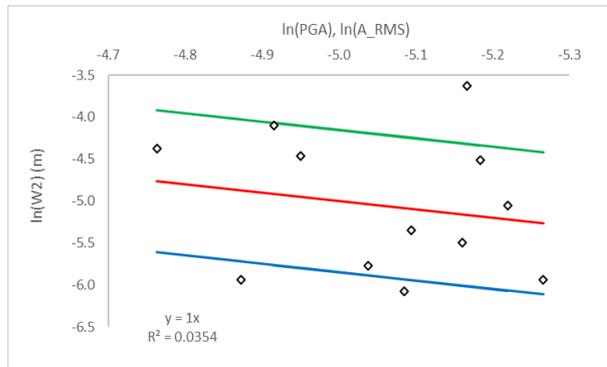
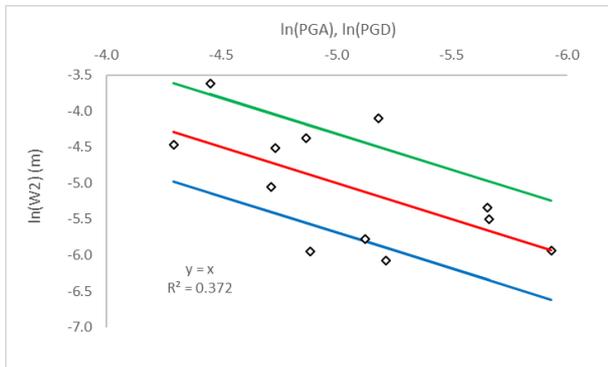
➤ Cedimenti del punto 1



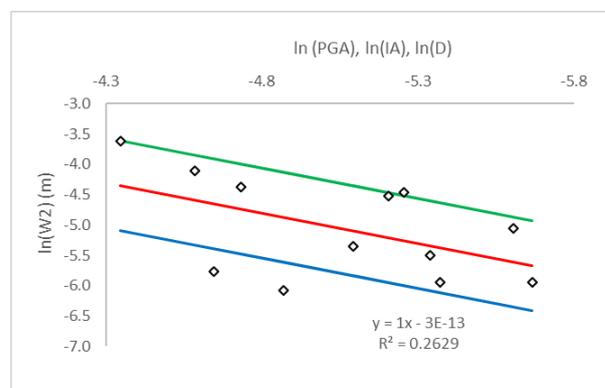
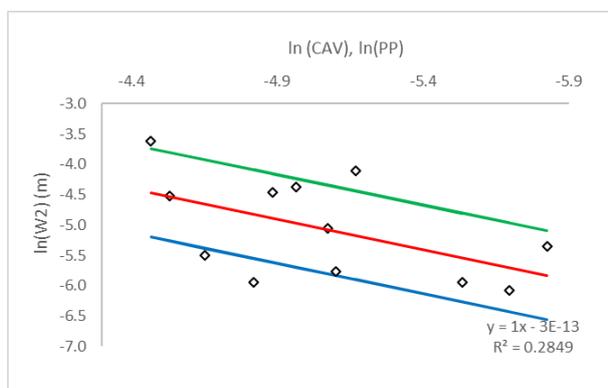
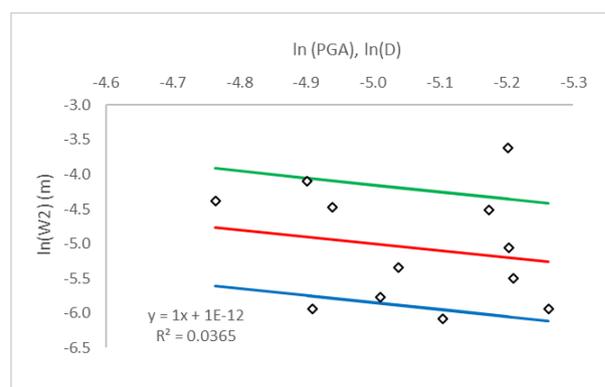
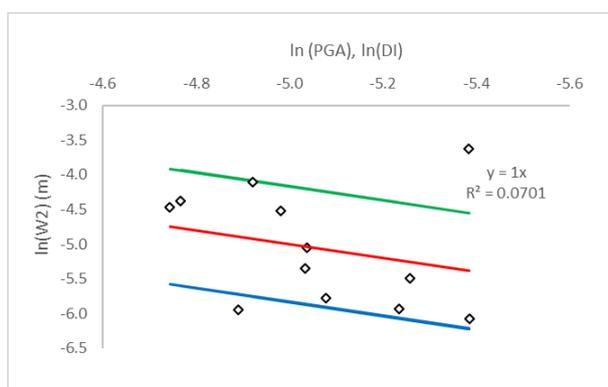
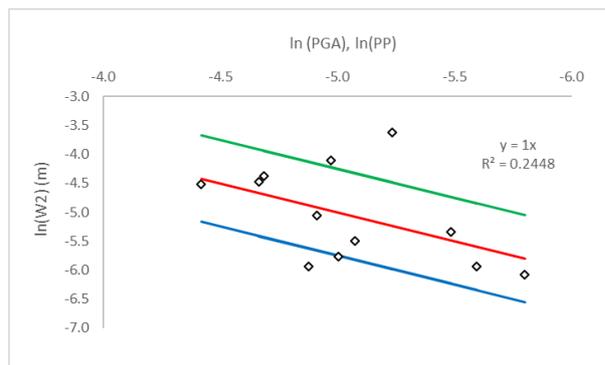
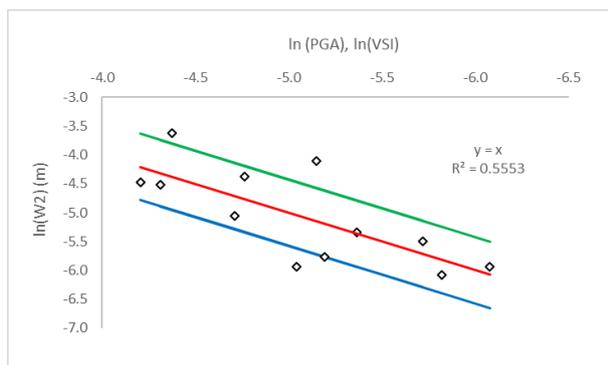
ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLE DIGHE IN TERRA



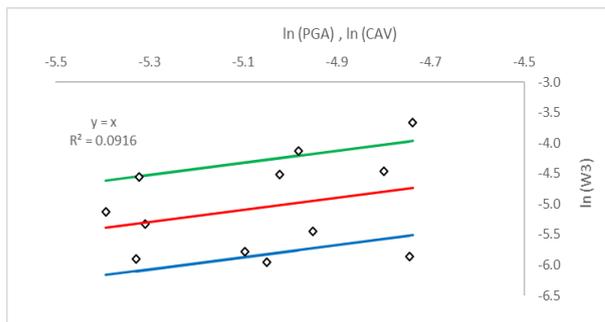
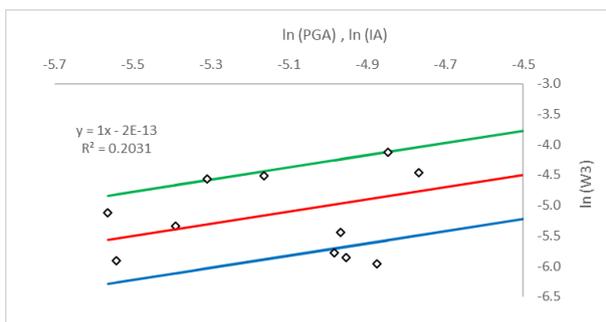
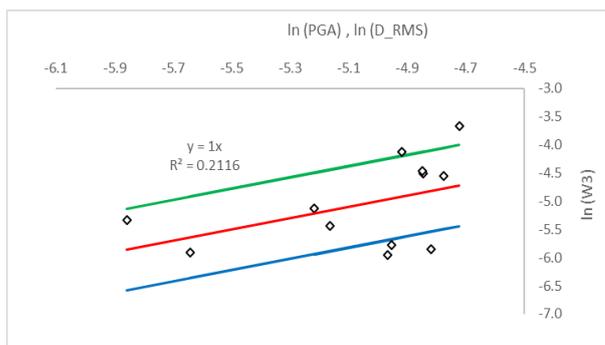
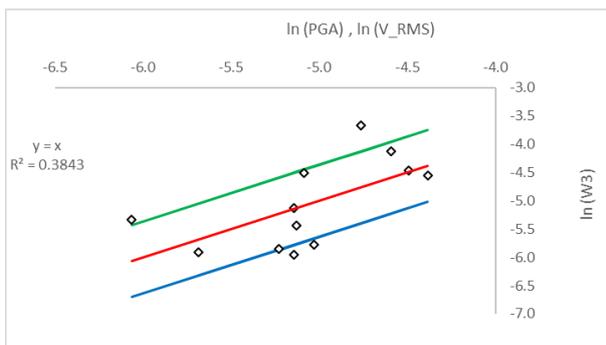
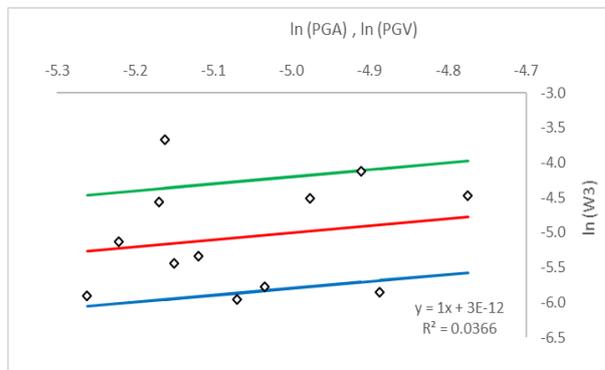
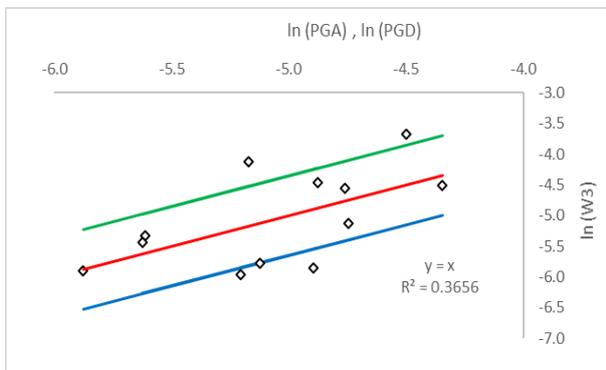
➤ Cedimenti del punto 2



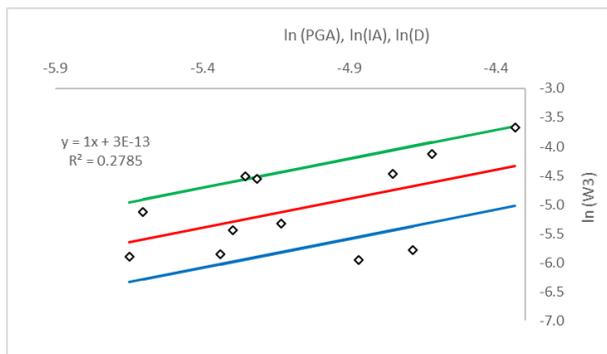
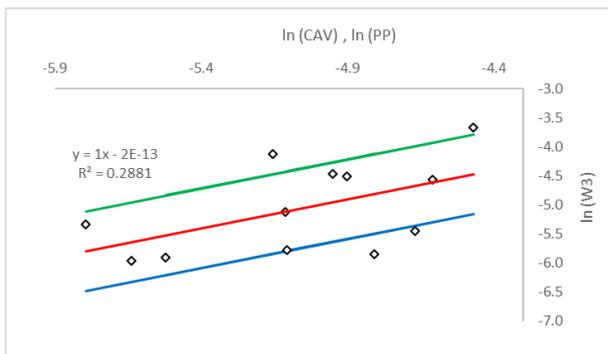
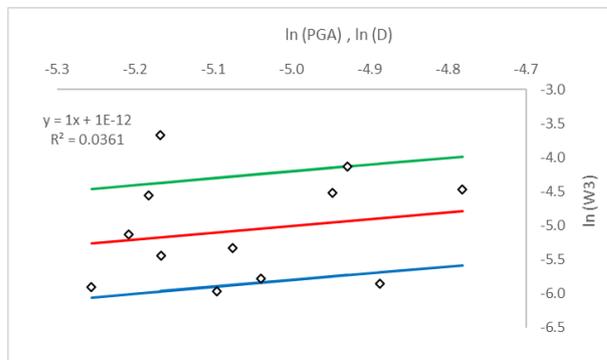
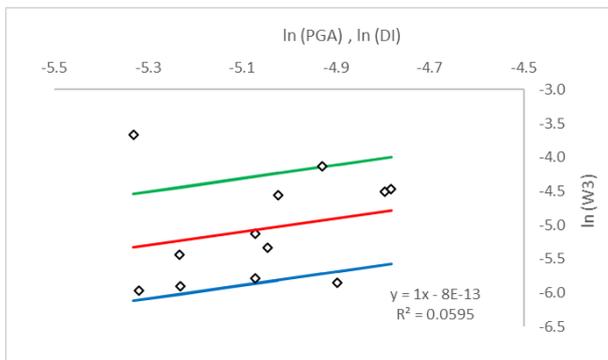
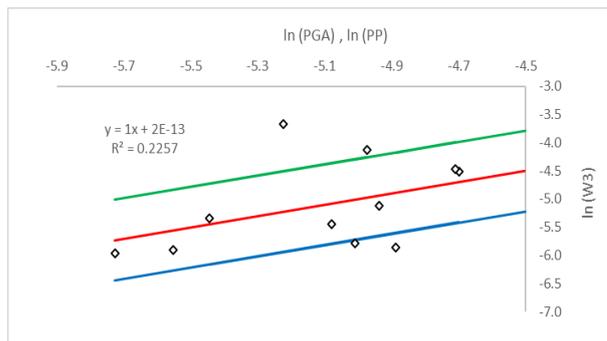
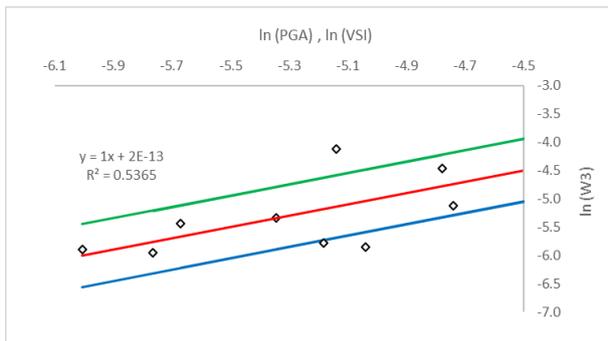
ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLE DIGHE IN TERRA



➤ Cedimenti del punto 3



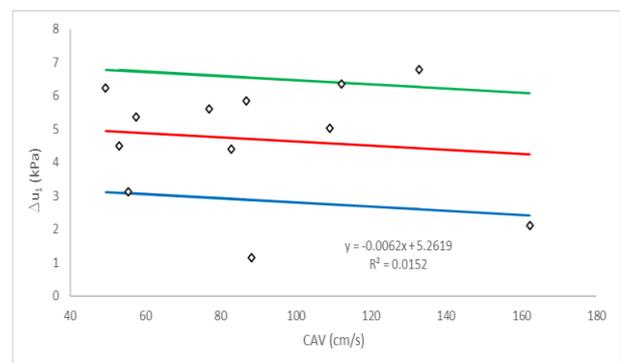
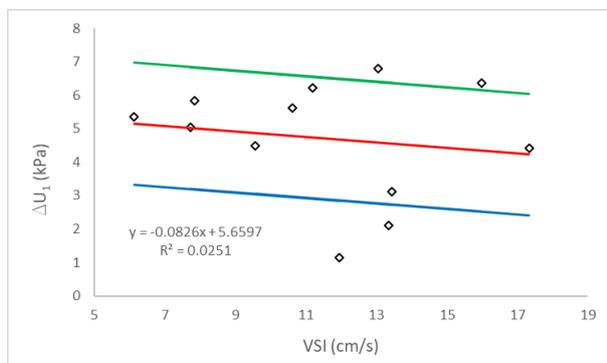
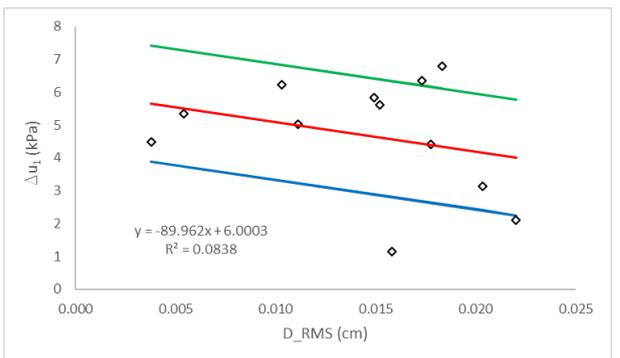
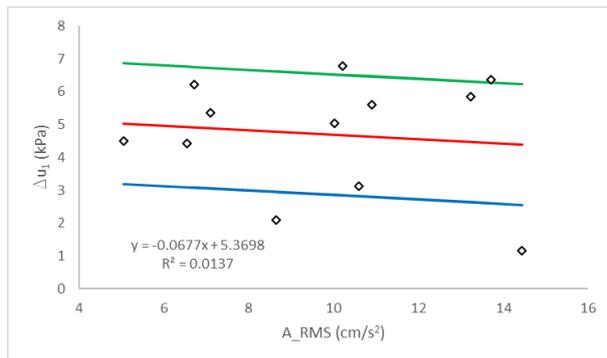
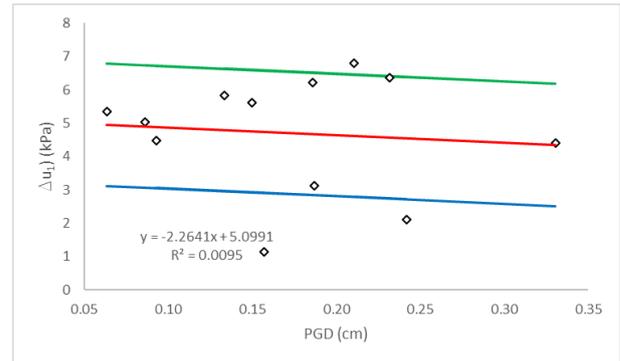
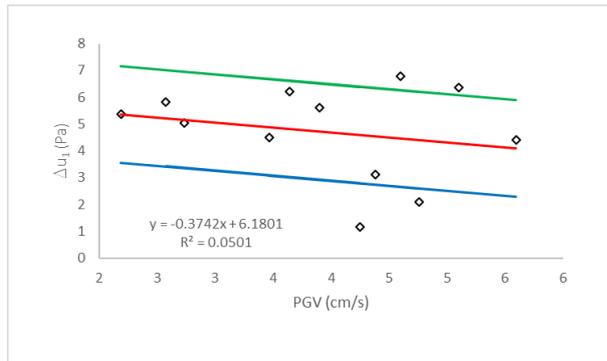
ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLE DIGHE IN TERRA



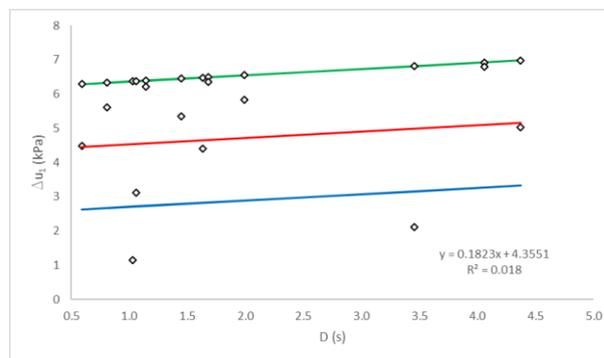
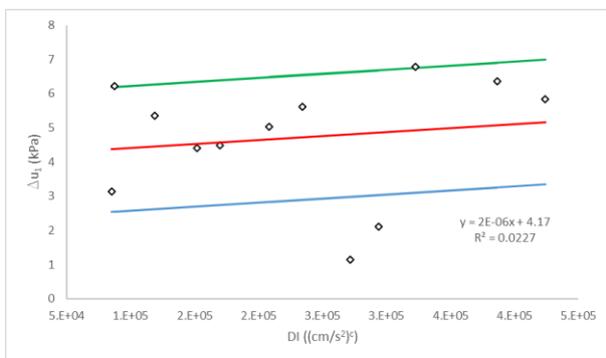
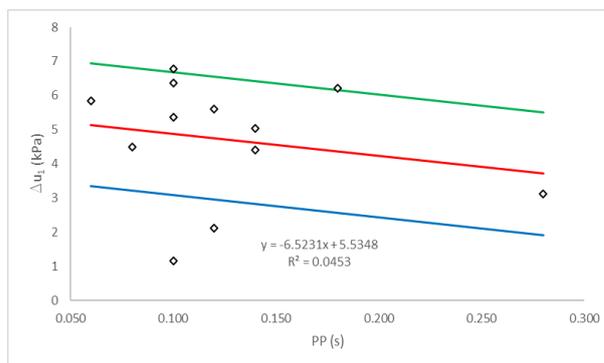
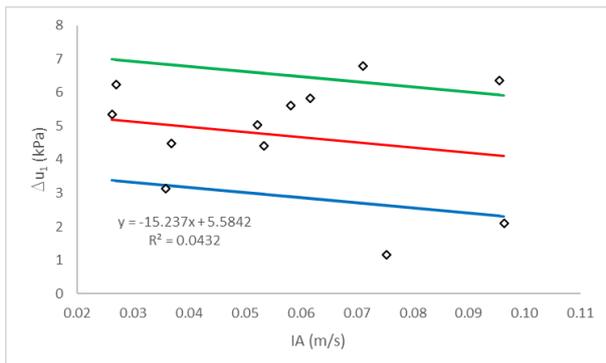
ALLEGATO F

REGRESSIONE LINEARE SEMPLICE DELLA VARIAZIONE DI PRESSIONE NEUTRA

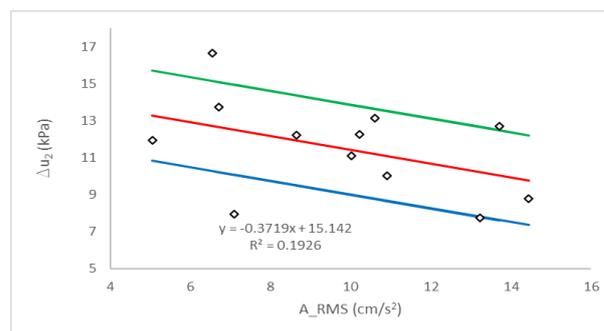
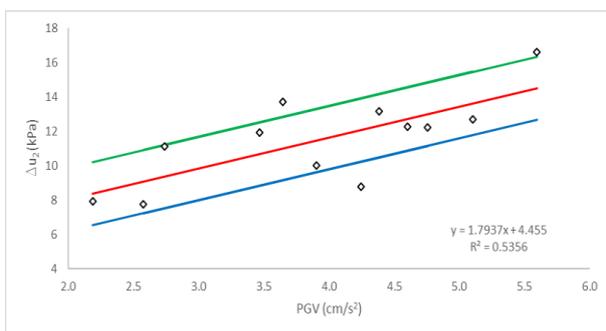
➤ Variazione nel punto U1



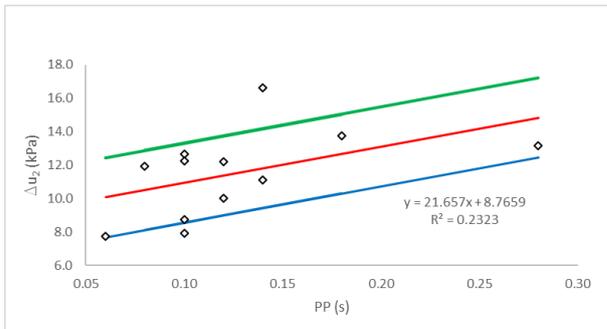
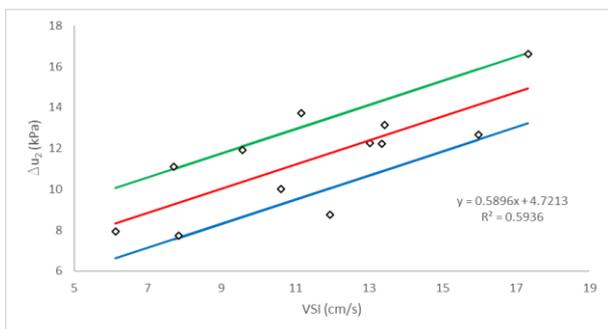
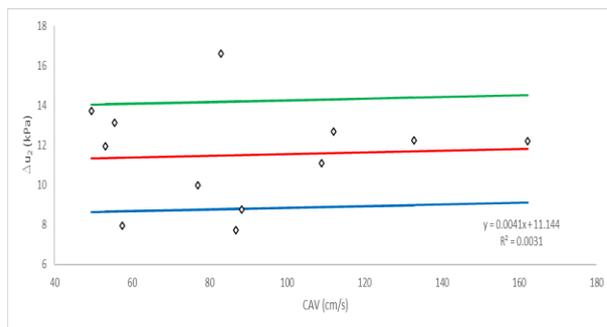
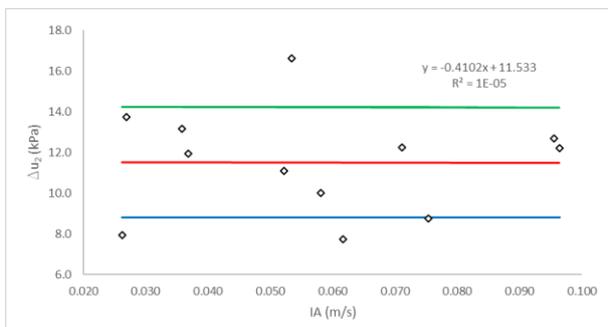
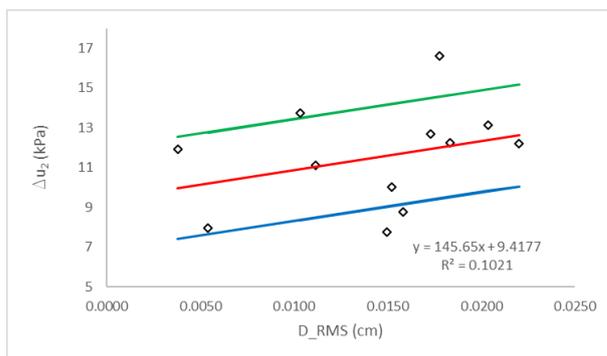
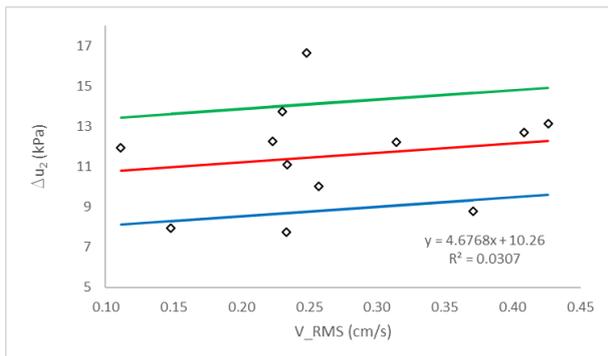
ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLE DIGHE IN TERRA



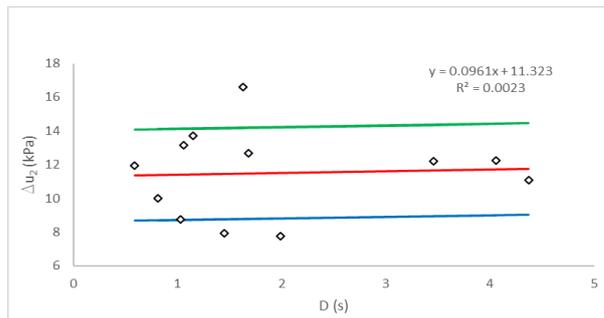
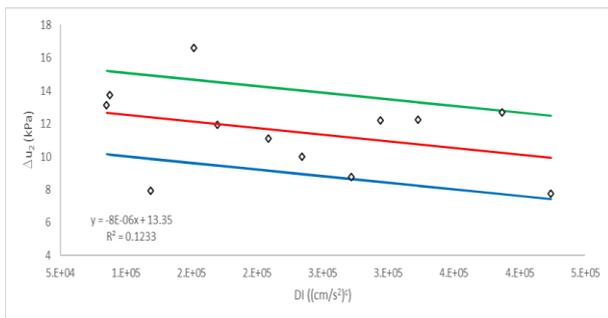
➤ Variazione nel punto U2



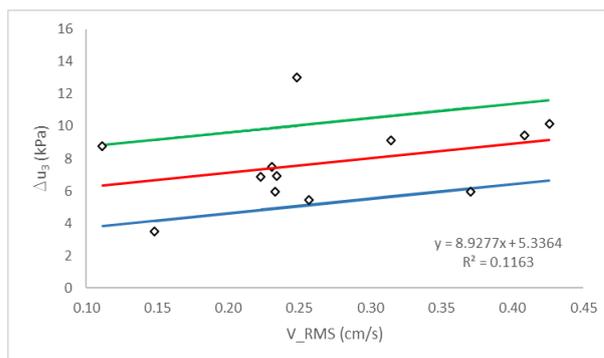
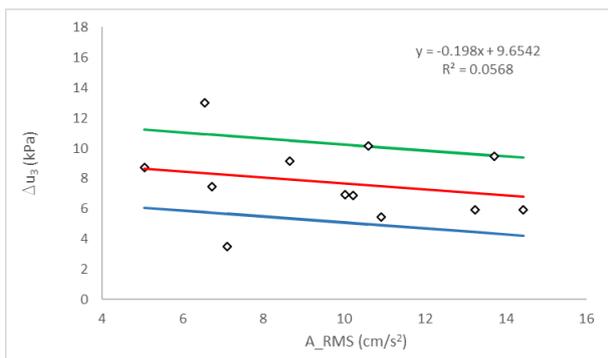
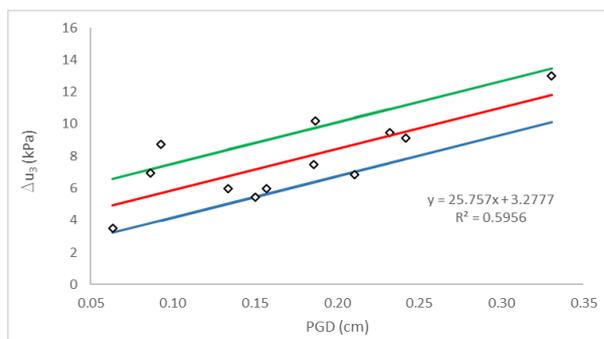
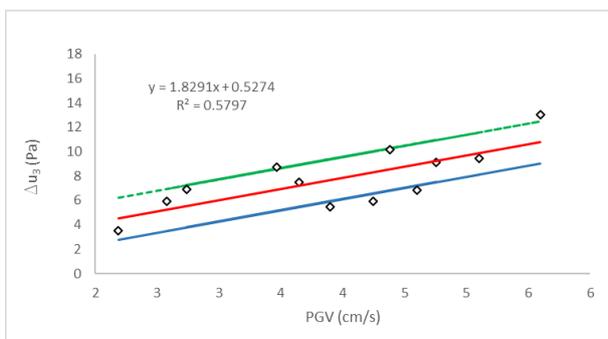
ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLE DIGHE IN TERRA



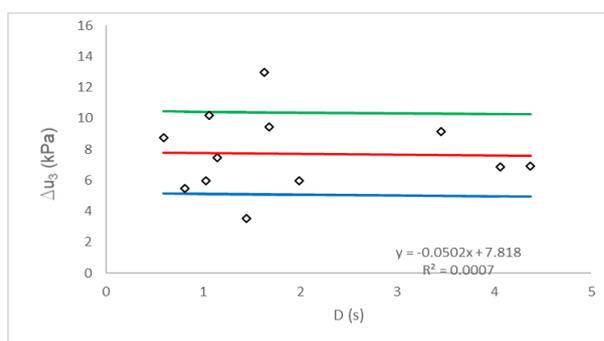
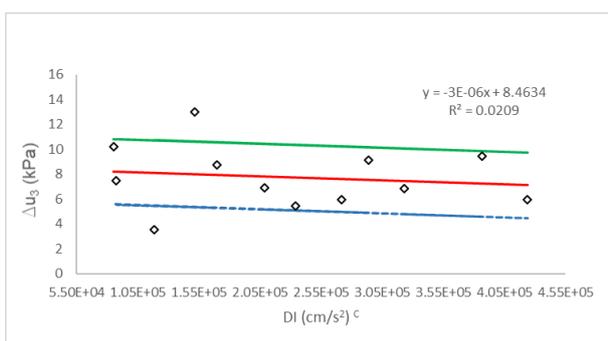
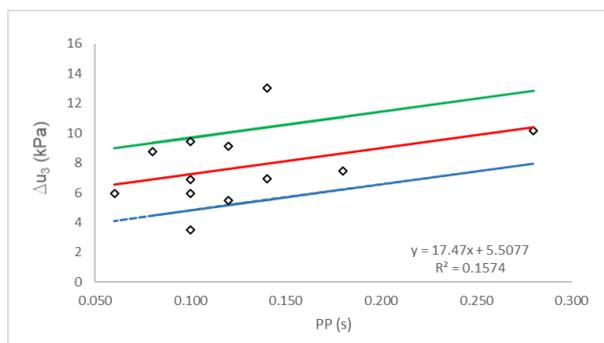
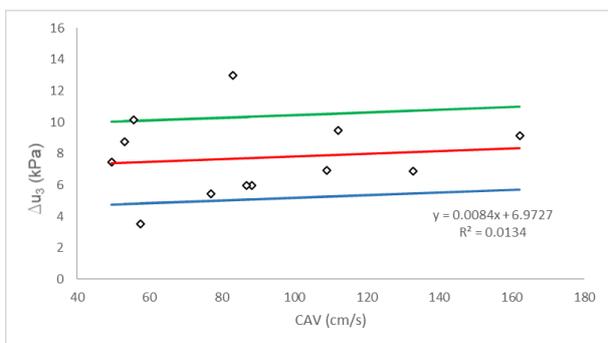
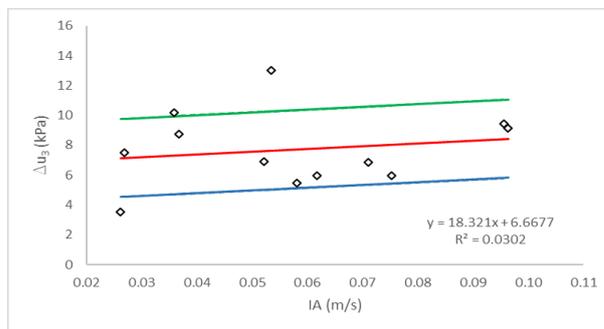
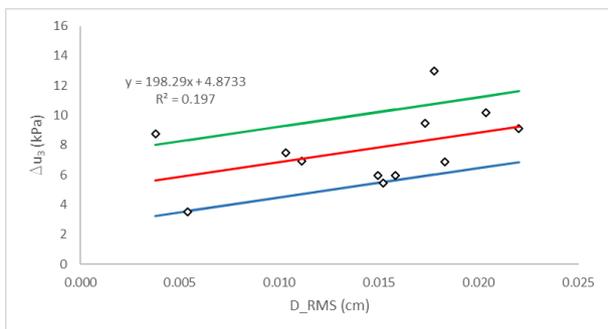
ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLE DIGHE IN TERRA



➤ Variazione del punto U3

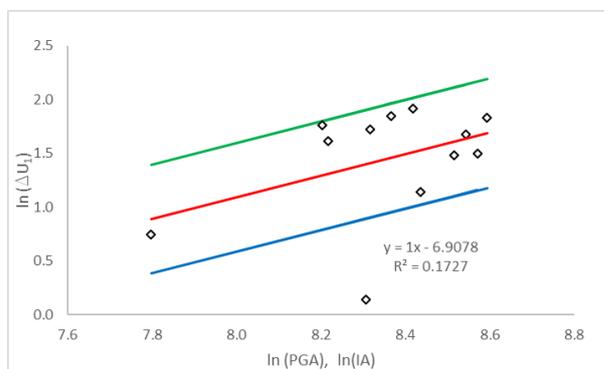
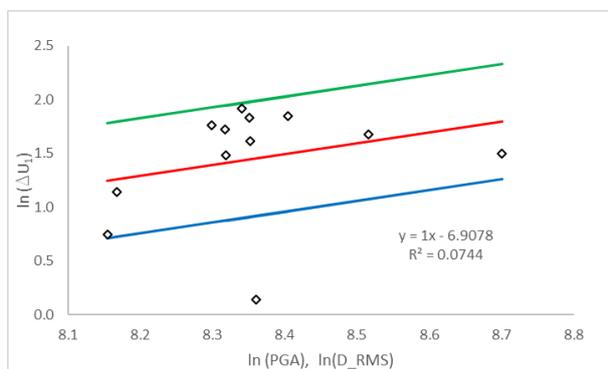
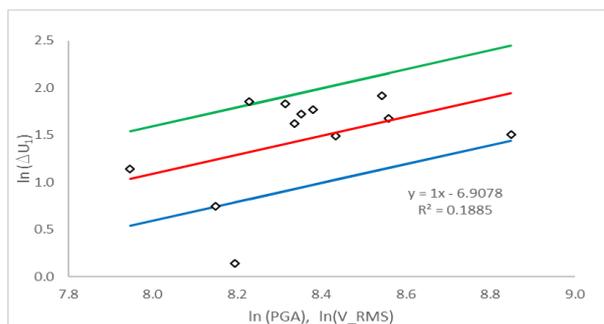
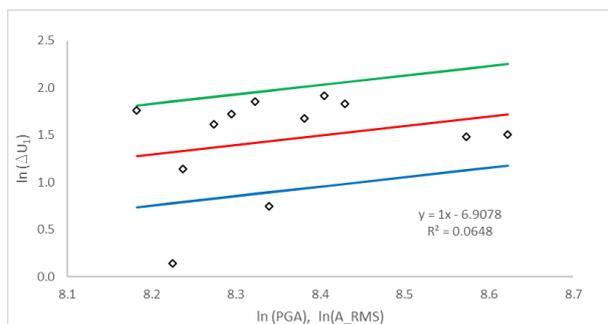
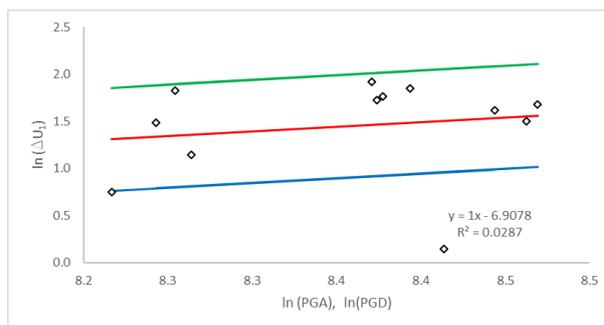
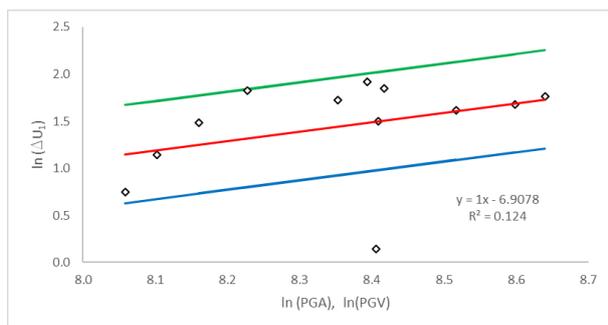


ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLE DIGHE IN TERRA

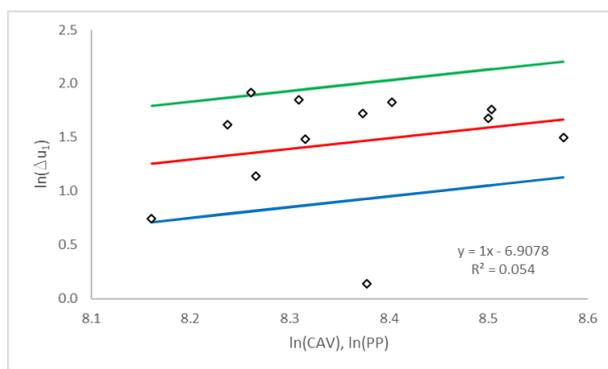
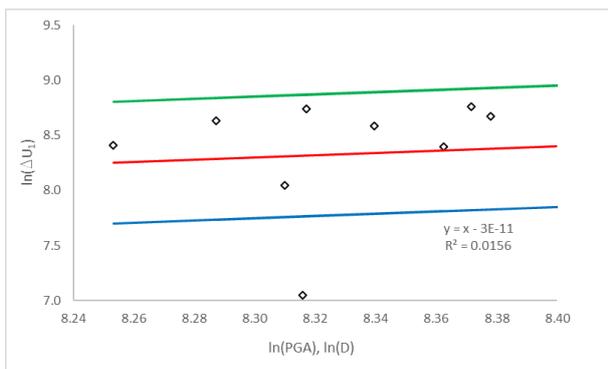
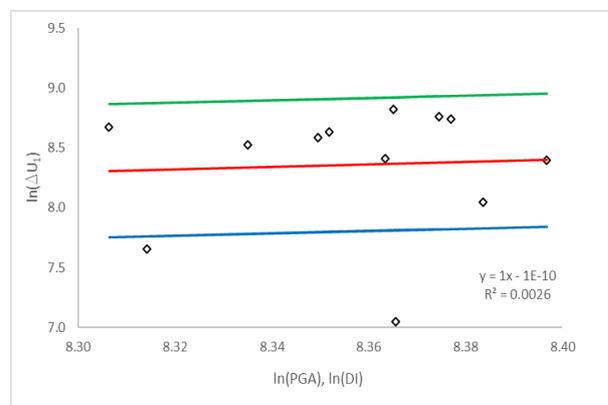
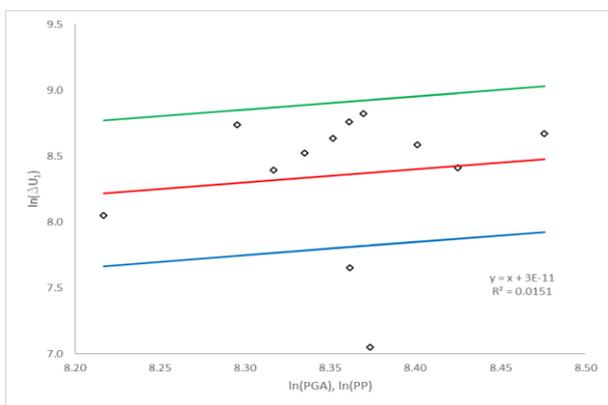
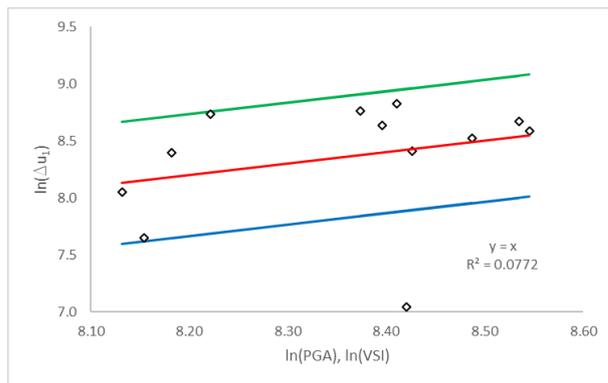
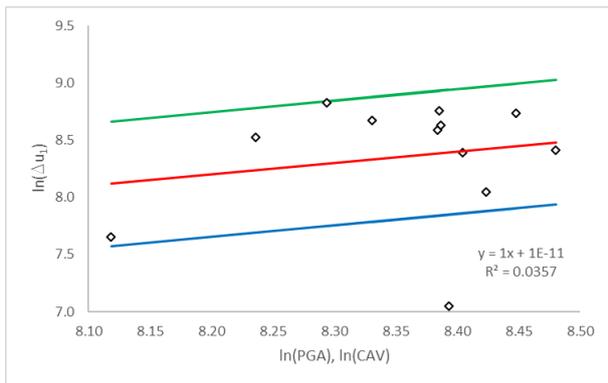


REGRESSIONE LINEARE MULTIPLA DELLA VARIAZIONE DI PRESSIONE NEUTRA

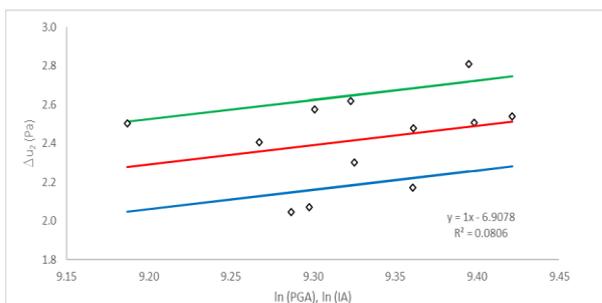
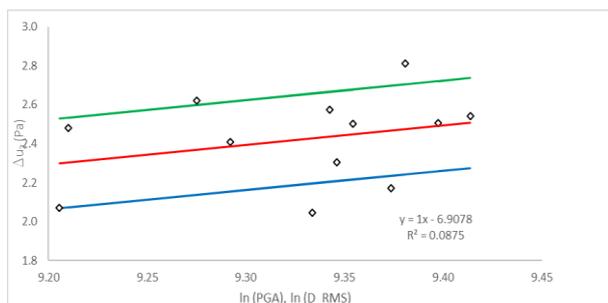
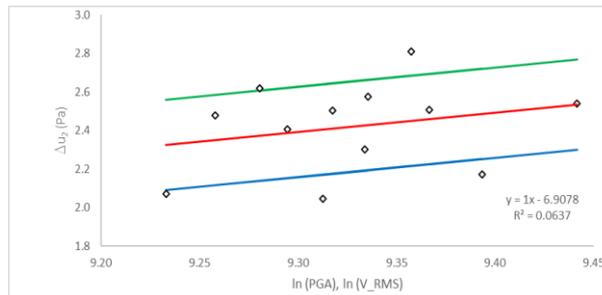
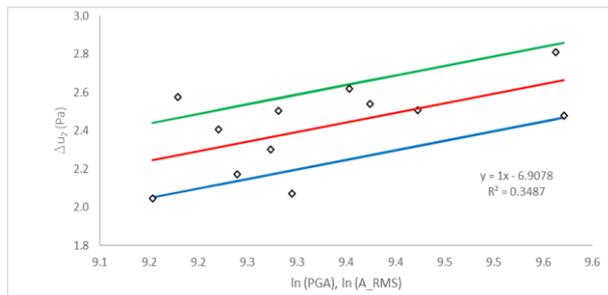
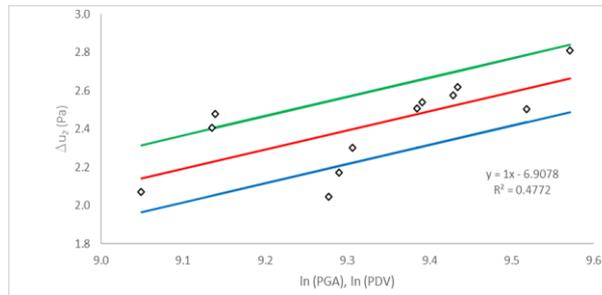
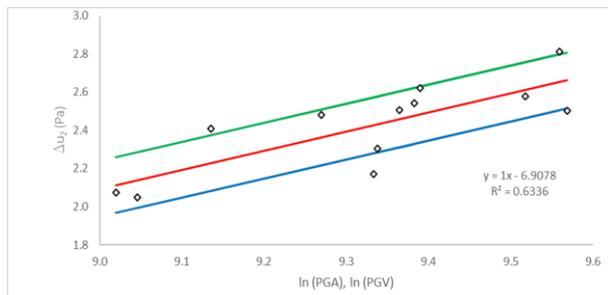
➤ Variazione nel punto U1



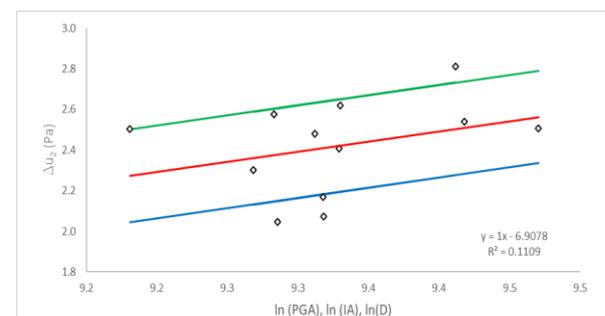
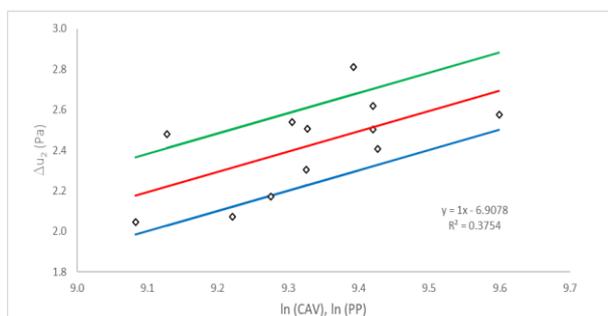
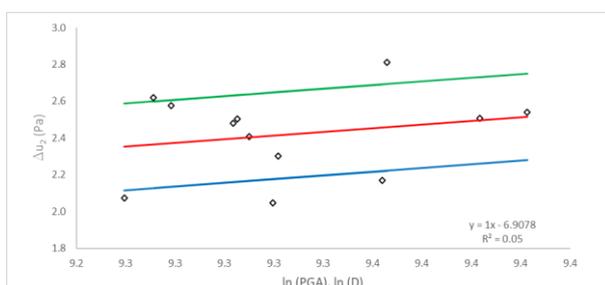
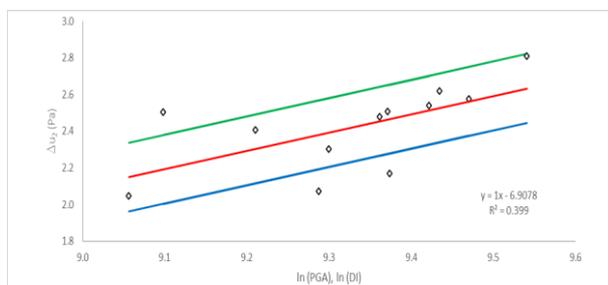
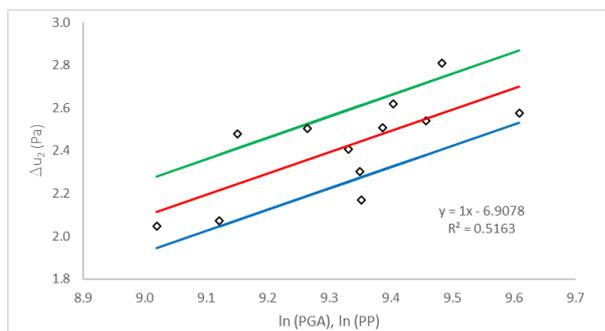
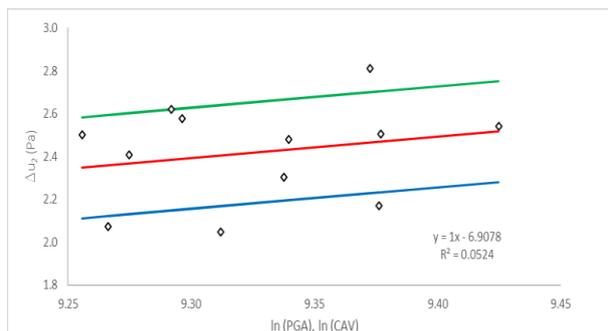
ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLE DIGHE IN TERRA



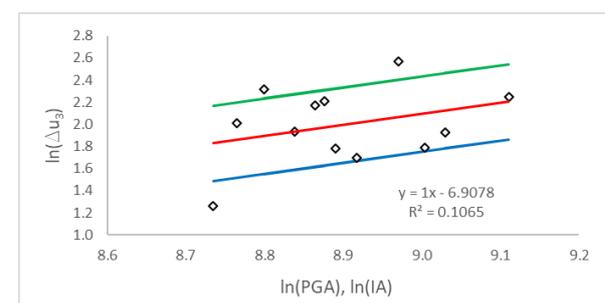
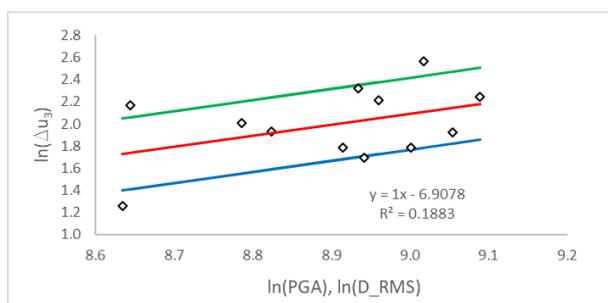
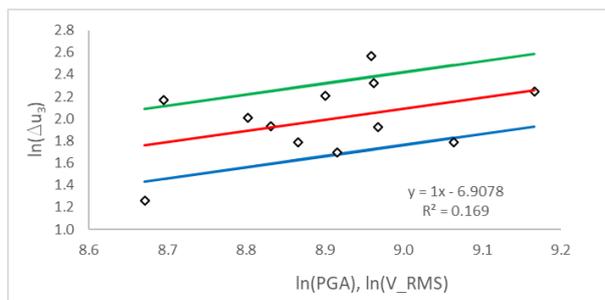
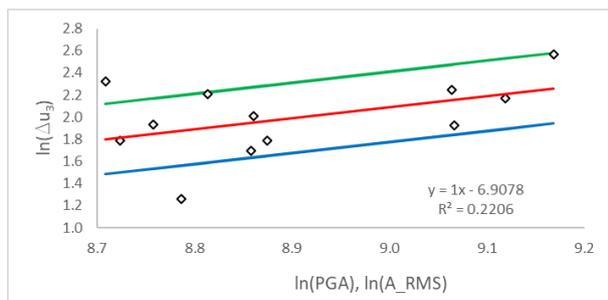
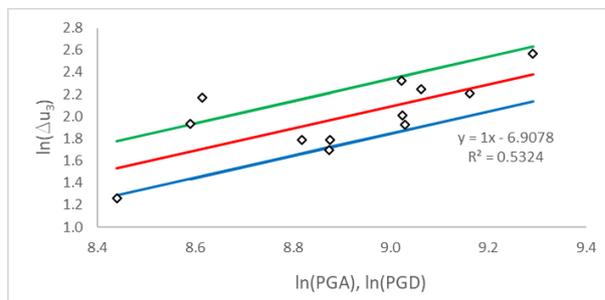
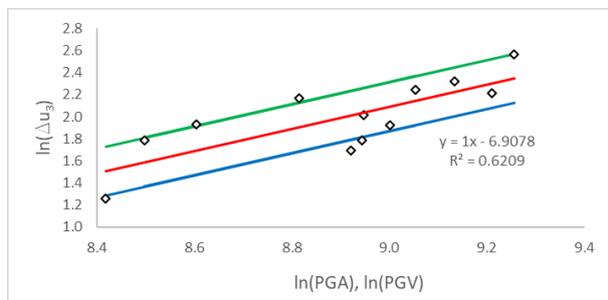
➤ Variazione nel punto U2



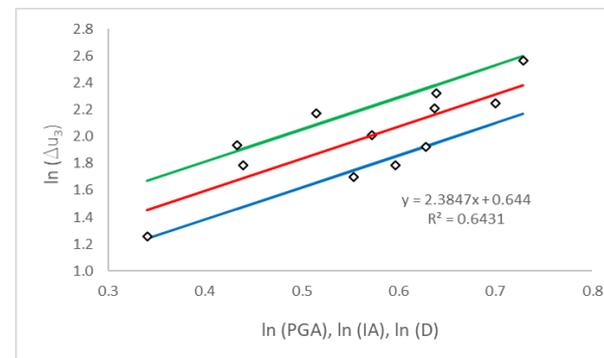
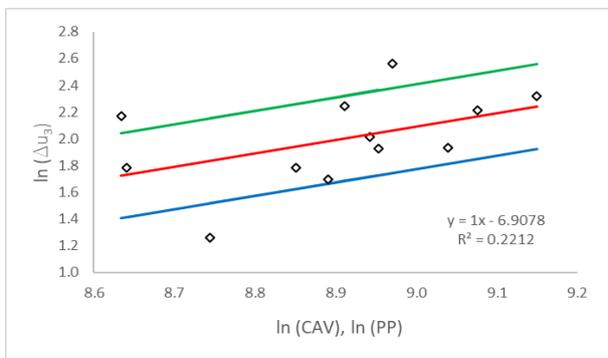
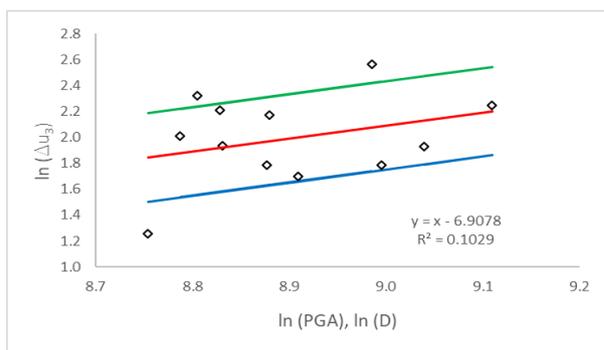
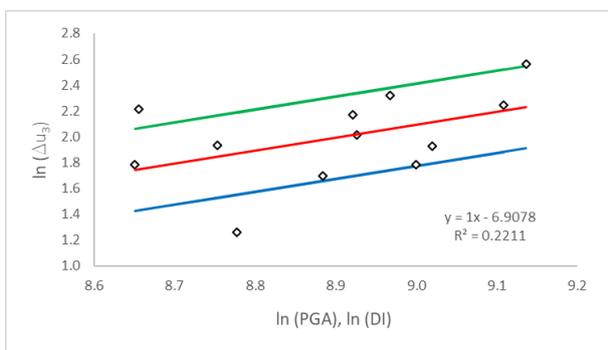
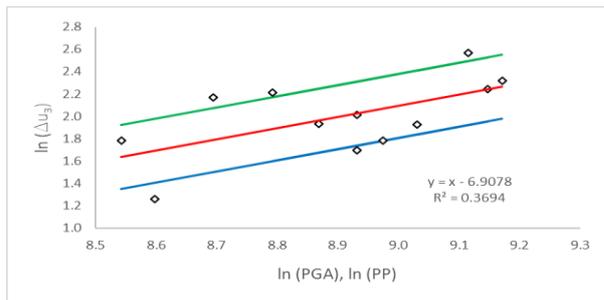
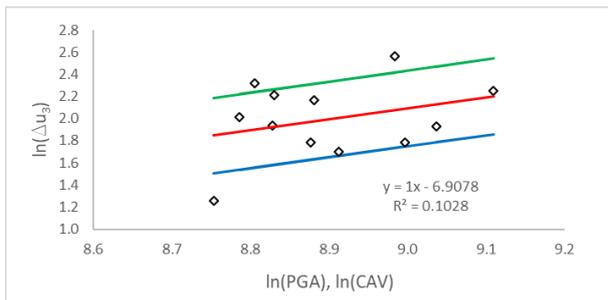
ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLE DIGHE IN TERRA



➤ **Variazione nel punto U3**



ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DI PICCOLE DIGHE IN TERRA



BIBLIOGRAFIA

Bard P.Y., “Diffracted waves and displacement fields over two-dimensional elevated topographies”, *Geophysics Journal International*, v.71, pp. 731-760, 1982

Cosentini R.M. et al, “Assessment of the seismic risk associated with small earth dams: a simplified approach”, Intervento presentato al convegno Italian Conference of Researchers in Geotechnical Engineering—CNRIG2019, pp 92-100, 2020.

Crespellani T., Facciorusso J., *Dinamica dei terreni per le applicazioni sismiche*, 1 ed., Datio Flaccovio Editore, 2010.

Faccio P., dispense del corso di Consolidamento di edifici storici (Università di Venezia), 2013.

Foti S., “La caratterizzazione geotecnica per la progettazione in zona sismica”, Intervento presentato al convegno MIR 2008, XII Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle Rocce, Torino, 2008.

Foti S., “Risposta sismica locale”, dispense del corso di Geotecnica Sismica (Politecnico di Torino), 2018.

Gherzi e Lenza., *Edifici antisismici in cemento armato (progettati secondo le nuove normative)*, 2 ed., Dario Flaccovio Editore, 2017.

Guida regionale n.12 09/11/2004. *Regolamento regionale di attuazione della legge regionale 6 ottobre 2003, n. 25 (Norme in materia di sbarramenti fluviali di ritenuta e bacini di accumulo idrico di competenza regionale. Abrogazione delle leggi regionali 11 aprile 1995, n. 58 e 24 luglio 1996, n. 49). B.U. 11/11/2004 n. 45.*

Guo et al., “Probabilistic stability analysis of an embankment dam considering soil spatial variability”, *Computers and Geotechnics*, v.113, pp. 1-12, 2019.

Itasca (2015). *Manual FLAC 8*.

Lancellotta R., *Geotecnica*, 4 ed., Zanichelli, 2012.

Lanzo G., “Risposta sismica locale: fondamenti teorici e modellazione numerica”, dispense del corso di Corso di Microzonazione Sismica e Valutazione della Risposta Sismica Locale per la Ricostruzione Post-Terremoto (Università Sapienza di Roma), 2012.

Lanzo G. et al., “Influenza della modellazione di Rayleigh dello smorzamento viscoso

nelle analisi di risposta locale”, atti del XI Convegno Nazionale “L’Ingegneria Sismica in Italia”, ANIDIS, 2004.

Lanzo G. et al., “Confronto fra tre codici di calcolo 2D della risposta sismica locale”, atti del XII Congresso Nazionale “L’Ingegneria Sismica in Italia”, ANIDIS, 2007.

Madaia C., dispense del corso di Dinamica dei Terreni, (Università degli Studi di Firenze), 2001.

Madaia C., “Correlazioni tra parametri del moto sismico e spostamenti attesi del blocco di Newmark”, *Rivista Italiana di Geotecnica*, v.1, pp 23-43, 2009.

Ministero delle Infrastrutture e Trasporti (2014). *Norme Tecniche per la Progettazione e la Costruzione degli Sbarramenti di Ritenuta (dighe e traverse)*. Decreto 26/06/2014. *Gazzetta Ufficiale Serie Gen. N. 156 del 08/07/2014*.

Ministero delle Infrastrutture e Trasporti (2018). *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*. Decreto 17/01/2018. *Gazzetta Ufficiale Serie Gen. N. 42 del 20/02/2018*.

Paolucci R., “Amplification of earthquake ground motion by steep topographic irregularities”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* v.31, pp. 1831-1853, 2002.

Rainieri et al., “Smorzamento strutturale: modelli teorici e valutazioni sperimentali”, atti del XIII Convegno ANIDIS “L’ingegneria sismica in Italia”, 2009.

Santangelo S., “Analisi della risposta sismica locale mediante metodi numerici”, seminario online, 2017.

Scasserra G. et al., “Verifica sismica di una diga in terra: confronto tra analisi dinamiche complete e agli spostamenti”, Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, IARG, Chieti, 2014.

Visone C. et al., “Risposta sismica locale: confronto tra analisi numeriche nel dominio del tempo e delle frequenze”, *Rivista Italiana di Geotecnica*, v.1, pp. 30-46, 2010.

Yanghua W., “Frequencies of the Ricker wavelet”, *Geophysics*, v.80, pp. A31-A37, 2015.

SITOGRAFIA

<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>

http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet_30/#/waveform/search

<http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-maps/>

<http://www.interreg-alcotra.eu/it/decouvrir-alcotra/les-projets-finances/resba-resilienza-degli-sbarramenti>

[https://it.wikipedia.org/wiki/Plasticit%C3%A0_\(fisica\)](https://it.wikipedia.org/wiki/Plasticit%C3%A0_(fisica))

