

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Definizione delle curve di fragilità per la diga in materiali sciolti nel comune di Arignano



Relatori

Prof. Sebastiano Foti

PhD. Renato Maria Cosentini

PhD. Federico Passeri

Candidata

Fazio Linda

Dicembre 2019

Sommario

Il lavoro di tesi magistrale si pone l'obiettivo di definire delle curve di fragilità per la valutazione della vulnerabilità sismica di piccole dighe in terra costituite da materiali sciolti. Lo studio rientra nelle attività di un progetto europeo Interreg Italia-Francia, denominato ReSba ("Resilienza degli Sbarramenti"), che ha come finalità l'approfondimento della conoscenza dei rischi legati alla presenza di piccole dighe site nell'area alpina tra Italia e Francia, per migliorare la prevenzione, la comunicazione e la gestione della sicurezza dei territori a valle degli invasi.

Particolare attenzione è volta a valutare la vulnerabilità sismica degli sbarramenti in materiale sciolto provvedendo nel contempo a fornire regole generali e linee guida per poter effettuare una stima rapida ed attendibile del livello di sicurezza. La definizione delle curve di fragilità rientra esattamente in tale ottica.

L'approccio adottato nel presente studio è di tipo numerico con riferimento ad un caso di studio specifico costituito dall'invaso sito nel comune di Arignano, in provincia di Torino. Si sono infatti eseguite delle analisi dinamiche avanzate mediante l'utilizzo di un software commerciale di calcolo alle differenze finite FLAC, adottando modelli non lineari avanzati per i terreni (quali modelli alle tensioni efficaci accoppiati) e diversi accelerogrammi opportunamente selezionati sulla base della sismicità dell'area.

Il modello del corpo diga e dei terreni di fondazione è stato definito utilizzando i dati disponibili e quelli derivanti da una campagna di prove geognostiche eseguite in sito. Il modello è stato opportunamente validato mediante confronti con analisi semplificate monodimensionali mediante l'utilizzo del codice DEEPSOIL. Altri confronti preliminari sono stati eseguiti adottando diversi modelli costitutivi per i terreni costituenti la fondazione e il corpo diga.

I risultati delle analisi dinamiche espressi in termini di cedimenti del coronamento e spostamenti dei paramenti del corpo diga sono stati analizzati e messi in relazione con i parametri di scuotimento per la definizione delle curve di fragilità.

Indice:

INDICE DELLE FIGURE	5
INDICE DELLE TABELLE	11
INTRODUZIONE	13
1. INQUADRAMENTO GENERALE.....	15
1.1. Progetto RESBA.....	15
1.2. Il caso studio: la diga di Arignano.....	17
1.2.1. Inquadramento geografico	17
1.2.2. Pericolosità sismica di base del comune di Arignano.....	19
2. CARATTERIZZAZIONE DELLA DIGA DI ARIGNANO.....	23
2.1. Dati disponibili	24
2.2. Indagini in situ	28
2.2.1. Prove di caratterizzazione geotecnica	28
2.2.2. Prove geofisiche.....	34
3. DEFINIZIONE E VALIDAZIONE DEL MODELLO NUMERICO.....	45
3.1. Validazione di un modello monodimensionale	45
3.2. Validazione del modello bi-dimensionale	50
3.2.1. Definizione del modello numerico.....	50
3.2.2. Analisi dell'influenza dei modelli costitutivi.....	60
3.2.3. Analisi dell'influenza dello smorzamento	73
3.2.4. Analisi dell'influenza del modulo di compressibilità dell'acqua.....	78
3.2.5. Analisi dell'influenza dell'intensità del sisma	83

4. ANALISI DINAMICHE AVANZATE	86
4.1. Definizione degli input sismici.....	86
4.2. Risultati delle analisi dinamiche.....	92
4.2.1. Spettri di risposta delle accelerazioni.....	92
4.2.2. Spostamenti orizzontali e cedimenti verticali sul coronamento.....	95
4.2.3. Spostamenti paramento di valle	99
4.2.4. Pressioni interstiziali	99
5. DEFINIZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITA'	103
5.1. Curve di fragilità per cedimenti verticali.....	106
5.2. Curve di fragilità per spostamenti orizzontali	111
6. CONCLUSIONI.....	115
ALLEGATI.....	117
BIBLIOGRAFIA.....	149
SITOGRAFIA.....	151

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.2.1.1. Inquadramento geografico	17
Figura 1.2.1.2. Diga di Arignano	18
Figura 1.2.1.3. Marentino sullo sfondo ed Arignano sullo sfondo.....	19
Figura 1.2.2.1. Mappa di Pericolosità (Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni,2004)	20
Figura 1.2.2.2. Mappa interattiva della pericolosità sismica (Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni,2004)	22
Figura 2.1 Mappa prove in sito	23
Figura 2.1.1. Stratigrafia sul coronamento	24
Figura 2.2.1.1. Prove CPTU con cono sismico e dilatometriche sul coronamento della diga	28
Figura 2.2.1.2. Misurazione della velocità delle onde di taglio.....	29
Figura 2.2.1.3. Risultato prova CPTU2.....	30
Figura 2.2.1.4. Classificazione terreno secondo il diagramma di Robertson	31
Figura 2.2.1.5. Diagramma di Robertson	32
Figura 2.2.1.6. Risultati prova DMT.....	32
Figura 2.2.2.1. Prova MASW sul coronamento della diga di Arignano.....	34
Figura 2.2.2.2-3-4. Geofono, acquisitore e sorgente impulsiva	35
Figura 2.2.2.5. Prova H/V sul coronamento della diga di Arignano	37
Figura 2.2.2.6. Posizionamento strumento e test in avanzamento.....	37
Figura 2.2.2.7. Profilo delle velocità delle onde di taglio sul coronamento.....	38
Figura 2.2.2.8. Profilo delle velocità delle onde di taglio a valle dell'invaso.....	39

Figura 2.2.2.9. Prova Geoelettrica sul coronamento della diga di Arignano	41
Figura 2.2.2.10-11. Elettrodi conduttivi ed elettrodi ricevitori.....	41
Figura 2.2.2.12. Risultato prove geoelettriche sul coronamento diga	42
Figura 2.2.2.13. Attrezzatura STREAMER.....	43
Figura 2.2.2.14. Sorgente impulsiva con attrezzatura e geofoni ed elettrodi paralleli.....	44
Figura 3.1.1. Modello Deepsoil.....	47
Figura 3.1.2. Modello Flac	48
Figura 3.1.3. Accelerogramma di input.....	48
Figura 3.1.4. Confronto accelerazioni in superficie	49
Figura 3.1.5. Confronto spettri delle accelerazioni in superficie	49
Figura 3.2.1.2. Modello della stratificazione per la diga di Arignano.....	51
Figura 3.2.1.3. Modello per i punti di controllo.....	53
Figura 3.2.1.4. Modello statico in assenza di acqua.....	54
Figura 3.2.1.5. Andamento pressioni totali in modello asciutto	55
Figura 3.2.1.6. Superficie freatica risultante dall'analisi FLAC	56
Figura 3.2.1.7. Andamento pressioni interstiziali al completamento dell'analisi statica.....	57
Figura 3.2.1.8 Condizioni al contorno dinamiche (Flac version 8.0, 2016).....	58
Figura 3.2.2.1. Modello elasto-plastico non accoppiato Mohr-Coulomb	60
Figura 3.2.2.2. Modello accoppiato Finn.....	63
Figura 3.2.2.3. Spettro di risposta in accelerazione al coronamento del corpo diga.....	66
Figura 3.2.2.4. Spettro di risposta in accelerazione alla base del corpo diga.....	66

Figura 3.2.2.5. Storia delle accelerazioni sul coronamento del corpo diga.....	67
Figura 3.2.2.6. Storia delle accelerazioni alla base del corpo diga	67
Figura 3.2.2.7. Spostamento verticale sinistro sul coronamento del corpo diga.....	68
Figura 3.2.2.8. Spostamento verticale centrale sul coronamento del corpo diga.....	68
Figura 3.2.2.9. Spostamento verticale destro sul coronamento del corpo diga.....	69
Figura 3.2.2.10. Spostamento orizzontale sinistro sul coronamento del corpo diga.....	69
Figura 3.2.2.11. Spostamento orizzontale centrale sul coronamento del corpo diga.....	70
Figura 3.2.2.12. Spostamento orizzontale destro sul coronamento del corpo diga.....	70
Figura 3.2.2.13. Incremento pressioni interstiziali poco al di sotto della superficie freatica...	71
Figura 3.2.2.14. Incremento pressioni interstiziali in un punto intermedio	72
Figura 3.2.2.15. Incremento pressioni interstiziali alla base del corpo diga	72
Figura 3.2.3.1. Spettro di risposta in accelerazione sul coronamento del corpo diga	74
Figura 3.2.3.2. Spettro di risposta in accelerazione alla base del corpo diga.....	74
Figura 3.2.3.3. Storia delle accelerazioni sul coronamento del corpo diga.....	75
Figura 3.2.3.4. Storia delle accelerazioni alla base del corpo diga	75
Figura 3.2.3.5. Spostamento verticale sinistro sul coronamento del corpo diga.....	76
Figura 3.2.3.6. Spostamento verticale centrale sul coronamento del corpo diga.....	76
Figura 3.2.3.7. Spostamento verticale destro sul coronamento del corpo diga.....	77
Figura 3.2.3.8 Spostamento orizzontale sinistro sul coronamento del corpo diga.....	77
Figura 3.2.3.9. Spostamento orizzontale centrale sul coronamento del corpo diga.....	77
Figura 3.2.3.10. Spostamento orizzontale destro sul coronamento del corpo diga.....	78

Figura 3.2.4.1. Spettro di risposta in accelerazione sul coronamento della diga	79
Figura 3.2.4.2. Spettro di risposta in accelerazione alla base del corpo diga.....	79
Figura 3.2.4.3. Storia delle accelerazioni sul coronamento del corpo diga.....	80
Figura 3.2.4.4. Storia delle accelerazioni alla base del corpo diga	80
Figura 3.2.4.5. Spostamento verticale sinistro sul coronamento del corpo diga.....	81
Figura 3.2.4.6. Spostamento verticale centrale sul coronamento del corpo diga.....	81
Figura 3.2.4.7. Spostamento verticale destro sul coronamento del corpo diga.....	82
Figura 3.2.4.8. Spostamento orizzontale sinistro sul coronamento del corpo diga.....	82
Figura 3.2.4.9. Spostamento orizzontale centrale sul coronamento del corpo diga.....	82
Figura 3.2.4.10. Spostamento orizzontale destro sul coronamento del corpo diga.....	83
Figura 3.2.5.1. Spostamenti verticali medi per il sisma più intenso	84
Figura 3.2.5.2. Spostamenti verticali medi per il sisma meno intenso.....	84
Figura 3.2.5.3. Spostamenti orizzontali medi per il sisma più intenso	85
Figura 3.2.5.4. Spostamenti orizzontali medi per il sisma meno intenso.....	85
Figura 4.1.1 Spettro di risposta delle accelerazioni	90
Figura 4.1.2. Spettro di Fourier	91
Figura 4.2.1.1. Spettro di risposta delle accelerazioni sul coronamento del corpo diga	93
Figura 4.2.1.2. Spettro di risposta delle accelerazioni alla base del corpo diga.....	93
Figura 4.2.1.3. Spettro di risposta delle accelerazioni all'estremo superiore dello strato di fondazione	94
Figura 4.2.1.4. Spettro di risposta delle accelerazioni al bedrock.....	94
Figura 4.2.2.1. Spostamento verticale del punto sinistro sul coronamento.....	96

Figura 4.2.2.2. Spostamento verticale del punto centrale sul coronamento.....	96
Figura 4.2.2.3. Spostamento verticale del punto destro sul coronamento.....	97
Figura 4.2.2.4. Spostamento orizzontale del punto sinistro sul coronamento.....	97
Figura 4.2.2.5. Spostamento orizzontale del punto centrale sul coronamento.....	98
Figura 4.2.2.6. Spostamento orizzontale del punto destro sul coronamento.....	98
Figura 4.2.4.1 Andamento pressioni interstiziali nell'analisi statica	100
Figura 4.2.4.2. Incremento pressioni interstiziali nel primo punto sottofalda	100
Figura 4.2.4.3. Incremento pressioni interstiziali nel secondo punto sottofalda.....	101
Figura 4.2.4.4. Incremento pressioni interstiziali alla base della diga	101
Figura 4.2.4.5. Incremento pressioni interstiziali nello strato di fondazione con modello accoppiato.....	102
Figura 5.1.1. Regressione lineare con la PGA	107
Figura 5.1.2. Regressione lineare con la velocità RSM	107
Figura 5.1.3. Regressione lineare con la densità dell'energia specifica.....	108
Figura 5.1.4. Regressione lineare con l'intensità di Housner.....	108
Figura 5.1.5. Curve di fragilità con PGA	109
Figura 5.1.6. Curve di fragilità con velocità RSM.....	109
Figura 5.1.7. Curve di fragilità con densità di energia specifica.....	110
Figura 5.1.8. Curve di fragilità con intensità di Housner	110
Figura 5.2.1. Regressione lineare per PGA	111
Figura 5.2.2. Regressione lineare per CAV	112
Figura 5.2.3. Regressione lineare per AI.....	112

Figura 5.2.4. Curve di fragilità per l'accelerazione al suolo	113
Figura 5.2.5. Curve di fragilità per la velocità assoluta cumulata.....	114
Figura 5.2.6. Curve di fragilità per l'intensità di Arias	114

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1.2.1.1. Caratteristiche riassuntive invaso di Arignano.....	19
Tabella 1.2.2.1. Calcolo frequenza di superamento per lo stato limite di salvaguardia della vita	21
Tabella 1.2.2.2. Parametri di pericolosità per il comune di Arignano	22
Tabella 2.1.1. Dati prove SPT	25
Tabella 2.1.2. Dati permeabilità prove Lefranc	25
Tabella 2.1.3. Indice di plasticità	25
Tabella 2.1.4. Parametri di resistenza al taglio	26
Tabella 2.1.5. Dati di permeabilità dalle prove edometriche	26
Tabella 2.1.6. Fattore di sicurezza.....	26
Tabella 2.1.7. Parametri valutati dalla relazione geotecnica di progetto	27
Tabella 2.2.1.1. Stratigrafia finale.....	33
Tabella 2.2.2.1. Parametri meccanici risultanti dalle prove sul coronamento	39
Tabella 2.2.2.2. Parametri meccanici risultanti dalle prove nell'area di valle	40
Tabella 2.2.2.3. Parametri meccanici finali modello.....	40
Tabella 3.1. Modelli costitutivi e parametri elastici del terreno per analisi monodimensionale	46
Tabella 3.2.1.1. Proprietà base stratificazione	52
Tabella 3.2.1.2. Proprietà acqua	52
Tabella 3.2.1.3. Seed&Idriss per le sabbie (Flac version 8.0, 2016).....	59
Tabella 3.2.1.4. Seed&Idriss per le argille (Flac version 8.0, 2016).....	59

Tabella 3.2.2.1. Parametri di Mohr-Coulomb	62
Tabella 3.2.2.2. Parametri modello Finn.....	65
Tabella 3.2.2.3. Valori massimi pressione interstiziale statica	71
Tabella 4.1.1. Parametri di pericolosità degli accelerogrammi selezionati.....	87
Tabella 4.1.2. Parametri forniti da NTC 2018.....	89
Tabella 4.2.2.1. Spostamenti permanenti risultanti	95
Tabella 4.2.3.1. Risultati degli spostamenti del paramento di valle.....	99
Tabella 5.1. Risultati in termini di spostamenti delle analisi dinamiche avanzate.....	104
Tabella 5.2. Risultati in termini di coefficiente di determinazione delle regressioni lineari .	105

INTRODUZIONE

La valutazione della sicurezza sismica delle dighe di materiali sciolti è un argomento di stringente attualità che si inquadra nella più ampia tematica della salvaguardia del patrimonio esistente. Di particolare interesse è il riesame di queste opere in presenza di azioni sismiche, corrispondenti allo stato limite di salvaguardia della vita, che è dettato dalla necessità di valutare la loro sicurezza rispetto a fenomeni deformativi particolarmente rischiosi. Inoltre, la solita mancanza di informazioni tecniche su questi tipi di dighe rappresenta un'ulteriore sfida significativa. A questo proposito, è necessaria una metodologia semplificata basata su un numero ridotto di parametri per gli studi di valutazione della vulnerabilità.

Il progetto ReSba (*Progetto “REsilienza sugli SBarramenti” - Descrizione tecnica di dettaglio*, 2014) al quale si è preso parte, sponsorizzato dal fondo europeo per lo sviluppo regionale (Interreg-ALCOTRA) per l'area Alpi franco-italiane, ha come finalità lo studio di piccole dighe di terra caratterizzate da un'altezza ridotta della struttura di contenimento e da un volume limitato del serbatoio. Gli invasi compresi nel progetto si trovano spesso lungo pendii vicini alle aree popolate, quindi il rischio associato alla loro potenziale rottura può essere considerevole e, per questo motivo, la valutazione della loro vulnerabilità sismica è di fondamentale importanza.

Per il raggiungimento di tali obiettivi, a riguardo della diga di Arignano protagonista di questa specifica analisi, sono stati definiti alcuni intervalli di valori rappresentativi dei parametri geometrici e geotecnici per l'invaso in materiale sciolto mediante una campagna di prove in situ di tipo geofisico e geognostico e attraverso l'interpretazione di dati già disponibili dalla fase di progettazione. Sulla base dei parametri di pericolosità del sito sono stati dunque selezionati dieci accelerogrammi con i quali si sono implementate diverse simulazioni dinamiche con il software di calcolo alle differenze finite FLAC.

L'analisi numerica è stata preceduta dalla validazione monodimensionale del modello numerico e da alcune analisi di calibrazione per poter implementare il più consono prototipo per il raggiungimento degli obiettivi prefissati.

La modellazione avanzata per l'invaso di Arignano, al fine della valutazione della risposta sismica della diga, è stata svolta adottando un metodo alle tensioni efficaci non lineare accoppiato basato sulla valutazione di parametri dinamici e idraulici quali l'incremento di

pressioni interstiziali. In questo tipo di modello si considera la natura multifase del terreno e quindi è possibile ottenere una descrizione più realistica del comportamento di una diga a seguito di sollecitazioni sismiche.

I risultati delle analisi dinamiche del sito di Arignano sono stati utilizzati per lo sviluppo di curve di fragilità, di fondamentale importanza per una valutazione semplificata della vulnerabilità sismica. Questi grafici consentono di mettere in relazione l'intensità sismica e il danno atteso, più precisamente forniscono la probabilità che un sistema strutturale, al variare dell'intensità sismica, raggiunga un particolare stato limite contemplato e quindi superi determinati livelli di danno.

1. INQUADRAMENTO GENERALE

1.1. Progetto RESBA

Il progetto al quale si è preso parte è intitolato “RESilienza sugli SBArramenti” ReSba (*Progetto “RESilienza sugli SBArramenti” - Descrizione tecnica di dettaglio, 2014*) nonché RESBA per semplicità.

Si tratta di un progetto del cui partenariato fanno parte la Regione autonoma della Valle d’Aosta, la Regione Piemonte, l’organismo di ricerca francese “IRSTEA”, il Politecnico di Torino, l’ente pubblico “Città Metropolitana di Torino” ed i partner associati quali “DREAL”, “Prefecture de Savoie” ed ENEL.

Il progetto RESBA è nato per approfondire la conoscenza dei rischi legati alla presenza di dighe in terra nell’area alpina e migliorare la prevenzione, la comunicazione e la gestione della sicurezza dei territori a valle degli invasi attraverso adeguate procedure di protezione civile. Tali finalità sono definite per aumentare la resilienza del territorio, formare i tecnici, sensibilizzare gli amministratori locali e il pubblico al problema delle dighe in termini di gestione e prevenzione dei rischi connessi.

Più nel dettaglio il progetto è incentrato su “piccole e medie dighe”, ossia sbarramenti non più alti di 15 metri e il cui volume sia minore di 1 milione di metri cubi di stoccaggio, situati nell’area alpina tra Italia e Francia, che, nonostante le piccole dimensioni, presentano rischi significativi per le popolazioni e i beni presenti a valle, a causa di possibili scenari di collasso con un elevato potere distruttivo. Attraverso il progetto RESBA si intende quindi costruire sistemi e procedure per il coordinamento sul campo delle iniziative transfrontaliere di prevenzione del rischio dighe ponendo particolare attenzione alla messa in sicurezza delle opere.

In particolare, tra gli obiettivi specifici, vi è l’incremento del grado di sicurezza degli sbarramenti artificiali con attività mirate all’aumento del livello di conoscenza rispetto allo stato attuale attraverso indagini specifiche di tipo idrologico e sismico e la valutazione delle caratteristiche dei materiali utilizzati per la costruzione dei bacini.

Il lavoro svolto dal DISEG del Politecnico di Torino riguarda la valutazione della vulnerabilità degli sbarramenti in materiale sciolto per rischio sismico. Le conseguenze del terremoto sulle

dighe di questo tipo possono infatti manifestare cedimenti del corpo diga e/o delle fondazioni e instabilità dei paramenti, per questo l'obiettivo è fornire regole generali e linee guida per stabilire una valutazione rapida ed attendibile del livello di sicurezza nei confronti del sisma delle piccole e medie dighe.

L'obiettivo è quello di reperire le informazioni necessarie per una valutazione affidabile del livello di sicurezza in relazione ai terremoti. In tal senso si intende sviluppare una metodologia che consenta la valutazione accurata della vulnerabilità dell'invaso: ogni diga è quindi classificata secondo criteri standardizzati e strettamente correlati a una classe di rischio connessa alla probabilità di anomalia. La metodologia così messa a punto sarà applicata a casi studio selezionati durante l'indagine e per i quali vi sono informazioni sufficienti sulla geometria e sui materiali, sia della diga e sia del terreno di fondazione.

La valutazione della sicurezza sismica per le dighe in materiale sciolto sarà effettuata con simulazioni numeriche complesse con il software FLAC8 basato sul metodo delle differenze finite. I risultati di queste analisi consentiranno di definire uno strumento di valutazione della prestazione sismica di una diga, mediante analisi semplificate.

In pratica queste simulazioni richiedono forti competenze tecniche e un database di input costante e di buona qualità, per questo non sono comuni e molto costose. Vi è quindi una forte necessità di sviluppare metodi semplificati per una rapida valutazione delle prestazioni sismiche di piccole dighe a partire da dati facilmente accessibili, quali le curve di fragilità.

Le regole semplificate odierne applicabili alle opere in materiale sciolto si basano su approcci pseudo-statici o dinamici disaccoppiati stabiliti in contesti sismici molto diversi, per una serie di varie configurazioni geotecniche e per strutture con caratteristiche geometriche molto distanti da quelle che si trovano nelle dighe all'interno dell'area transfrontaliera.

Oggi non esiste un metodo semplificato basato su simulazioni numeriche di alto livello (dinamiche accoppiate non lineari) per valutare i criteri di prestazione adattati ai casi in esame. Sulla base delle analisi condotte in FLAC8, questa attività fornirà lo strumento per valutare le prestazioni sismiche di una diga, senza richiedere l'esecuzione di complesse modellazioni numeriche come già descritto in precedenza.

1.2. Il caso studio: la diga di Arignano

1.2.1. Inquadramento geografico

L'invaso della città di Arignano si trova in Piemonte e più precisamente a confine tra la provincia di Torino e la provincia di Asti. L'inquadramento geografico dettagliato è fornito in figura 1.2.1.1. dove vengono rappresentati il Piemonte e tutti gli invasi facenti parte del progetto ReSba.

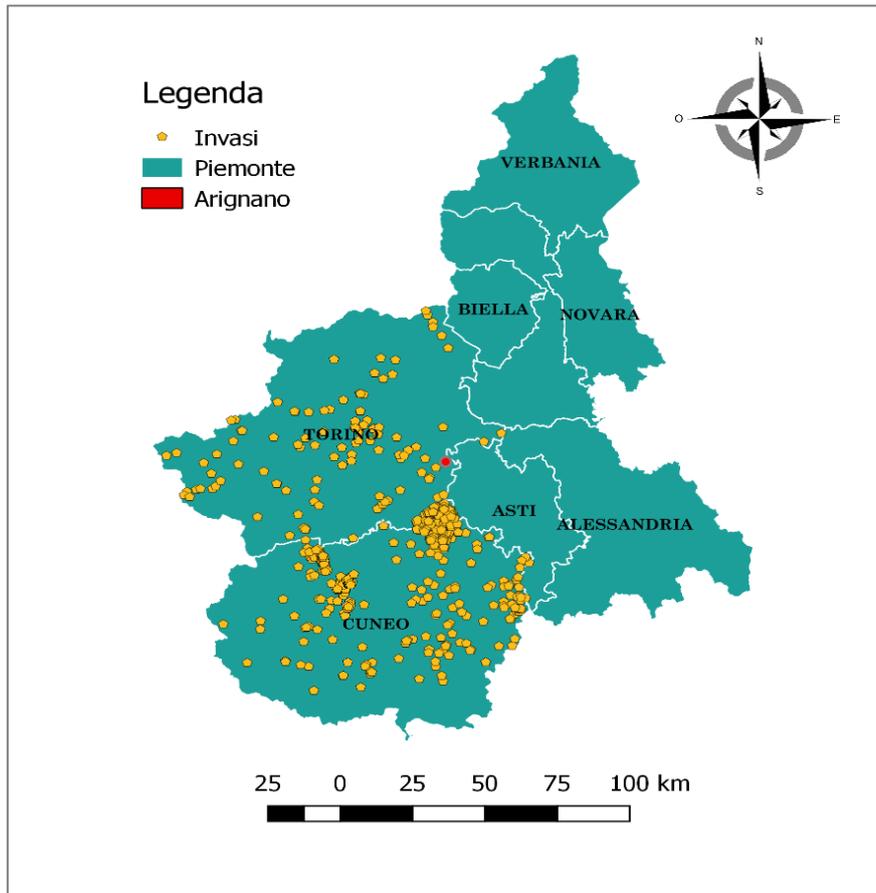


Figura 1.2.1.1. Inquadramento geografico

Gli sbarramenti della zona transfrontaliera Francia-Italia possono essere classificati in tre principali categorie a seconda della loro localizzazione in media o alta quota: l'invaso situato nel comune di Arignano studiato in questa analisi specifica rientra nella prima di queste categorie ossia fa parte di un gruppo di sbarramenti da piccoli a medi, di altezza compresa tra i 3 e i 15 metri, con una modesta capacità di accumulo di volumi di acqua (alcune decine di migliaia di metri cubi) situati in zona collinare di media quota ed utilizzati principalmente per fini agricoli.

Si tratta infatti di uno sbarramento in terra alto all'incirca 7 metri, con coronamento pressochè pianeggiante, situato al confine tra le città di Arignano e di Marentino.

Come si può notare dalla figura 1.2.1.2 il livello dell'acqua nell'invaso non è molto elevato: nel periodo nel quale sono state effettuate le prove in sito (Giugno 2019) risultava pari a circa 2,5 metri. Sul coronamento di monte si erge un manufatto in calcestruzzo, presumibilmente legato ad un mulino presente a valle e non più in funzione, e in secondo piano sull'orizzonte si intravedono gli organi di scarico dell'invaso stesso.



Figura 1.2.1.2. Diga di Arignano

Nelle foto successive, figura 1.2.1.3., scattate sul coronamento rispettivamente con spalle a est (Arignano) ed a ovest (Marentino) si evidenzia il paramento di monte dell'invaso in modo maggiormente dettagliato.



Figura 1.2.1.3. Marentino sullo sfondo ed Arignano sullo sfondo

Una tabella riassuntiva, tabella 1.2.1.1, dei dati specifici della diga di Arignano risulta utile per fissare le caratteristiche fondamentali del caso studio sviluppato nei prossimi capitoli.

Tabella 1.2.1.1. Caratteristiche riassuntive invaso di Arignano

Localizzazione	Comuni di Arignano e Marentino
Tipologia di sbarramento	Rilevato arginale in materiali sciolti
Altezza massima sbarramento	7 m
Volume di invaso	640.000 m ³
Quota coronamento	289,70 m.s.m
Lunghezza coronamento	376 m
Bacino idrografico sotteso	13,94 km ²
Livello attuale acqua nell'invaso	2,5 m

1.2.2. Pericolosità sismica di base del comune di Arignano

Per una stima appropriata dei parametri di pericolosità sismica del sito, e più precisamente del valore di accelerazione massima al suolo viene studiata la pericolosità sismica del territorio nazionale italiano fornita dall' *Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, INGV (Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di ag.*

Progetto,2004), e più precisamente si osserva dove ricade la città di Arignano indicata con il pallino nero (figura 1.2.2.1).

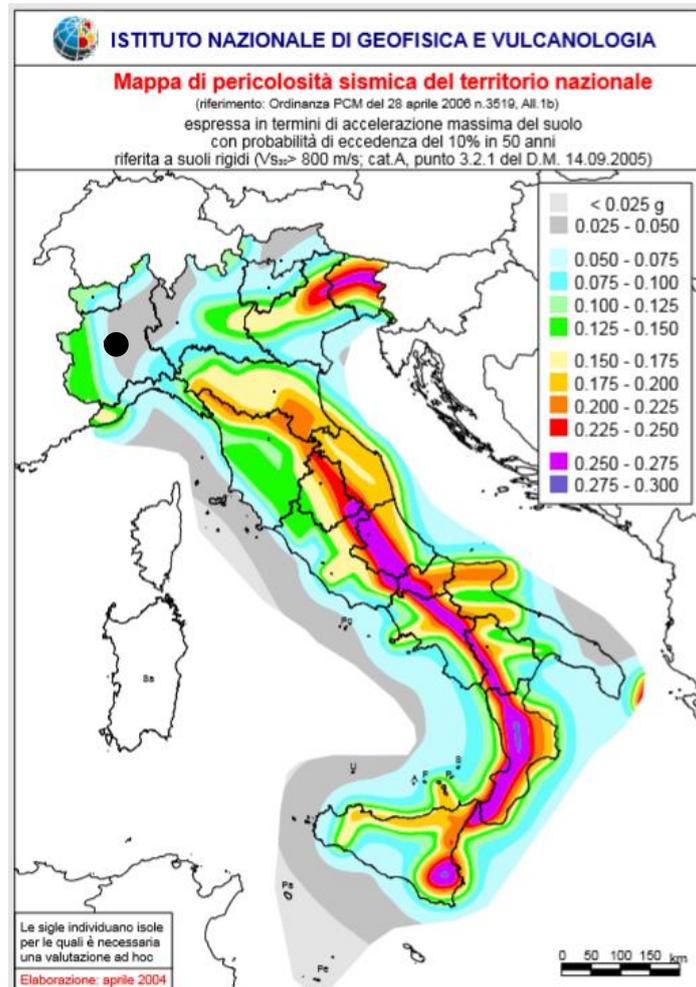


Figura 1.2.2.1. Mapa di Pericolosità (Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni,2004)

I valori di accelerazione attesi risultano quindi molto bassi, trovandosi Arignano nella zona grigia, ossia con valori di accelerazione massima al suolo compresi tra $0.025 g$ e $0.050 g$.

Il sito dell'INGV esplicita inoltre delle mappe georeferenziate che forniscono informazioni su una determinata grandezza del moto sismico: ogni punto del reticolo in cui è stato suddiviso il territorio nazionale è caratterizzato da specifiche curve di pericolosità che definiscono la frequenza media annua di occorrenza di una serie di terremoti caratterizzati da diversi livelli di severità, espressa per esempio in termini di accelerazione al suolo $a(g)$.

I valori della massima accelerazione al suolo (PGA) per il comune di Arignano ed i conseguenti parametri del moto, sono stati valutati con riferimento allo stato limite di salvaguardia della

vita, corrispondente cioè al 10% di superamento della soglia in 50 anni e quindi un tempo di ritorno pari a 475 anni.

I parametri utili per il calcolo della PGA sono stati valutati attraverso il capitolo 2 della normativa tecnica per le costruzioni NTC2018 (*Norme Tecniche per le costruzioni*, 2018) ed in particolare la diga di Arignano risulta:

- di dimensioni contenute o importanza normale per la quale la vita nominale può essere assunta pari a 50 anni.
- l'eventuale collasso non provoca conseguenze rilevanti per cui si ipotizza l'appartenenza ad una classe d'uso II, per la quale il coefficiente relativo è pari ad 1.

I dati selezionati dalla NTC2018, uniti alla pericolosità sismica di base del luogo e alle caratteristiche dello stato limite di interesse hanno portato alla caratterizzazione della frequenza di superamento propria del sito di Arignano descritta in tabella 1.2.2.1.

Tabella 1.2.2.1. Calcolo frequenza di superamento per lo stato limite di salvaguardia della vita

V_n	50	vita nominale della diga
C_u	1	coefficiente classe d'uso
V_R	50	periodo di riferimento
P_R [%]	10	probabilità di superamento
T_R	475	tempo di ritorno
F_S	0,0021	frequenza di superamento

Attraverso le “*Mappe interattive della pericolosità sismica*” fornite dal sito internet dell’INGV, si può valutare il valore di PGA per il comune di Arignano.

Si considera in 50° percentile corrispondente ad un valor medio della distribuzione statistica, e si ricavano le mappe riportate in figura 1.2.2.2.

Da cui si ottiene il valore di accelerazione massima al suolo:

$$a_g = 0,0436 \text{ g}$$

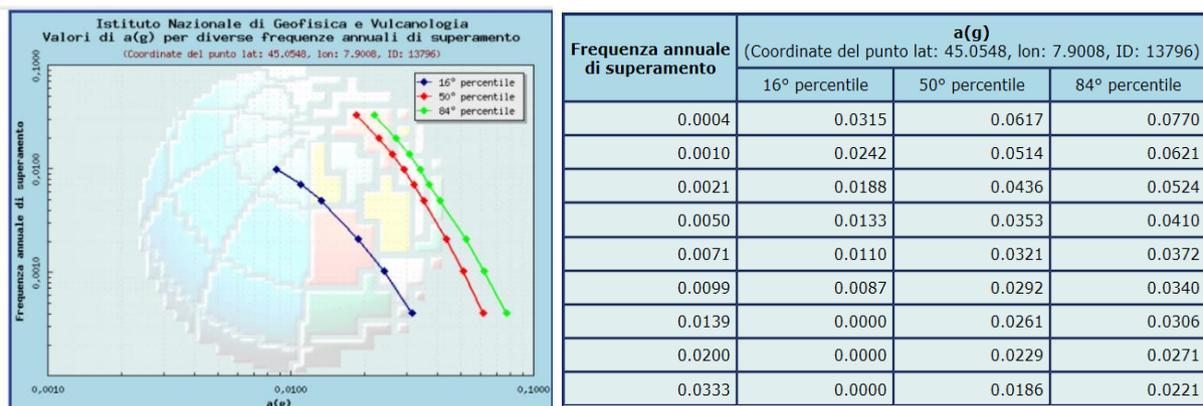


Figura 1.2.2.2. Mappa interattiva della pericolosità sismica (Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni, 2004)

Per la valutazione dei parametri di pericolosità, trovato il valore di accelerazione massima, si utilizza la disaggregazione del sito dell'INGV.

Le tecniche di disaggregazione consentono di analizzare i diversi contributi delle diverse sorgenti sismiche alla pericolosità del sito e di valutare la coppia magnitudo-distanza associata ai livelli di pericolosità ottenuti da un'analisi probabilistica. La coppia di valori rappresenta i parametri utilizzati per la scelta degli accelerogrammi di progetto.

Si considera un substrato roccioso con velocità di propagazione delle onde di taglio S maggiore di 800 m/s, quindi una tipologia di suolo A. I valori medi dei parametri derivanti dallo studio di disaggregazione sono riportati in tabella 1.2.2.2.

Tabella 1.2.2.2. Parametri di pericolosità per il comune di Arignano

a_g [g]	0,0436	accelerazione al suolo
M	5,14	magnitudo media
d [Km]	78,50	distanza media

Più nel dettaglio la magnitudo corrisponde alla misura oggettiva e quantitativa della forza di un terremoto e per distanza si intende quella epicentrale.

La valutazione dei parametri sismici ha permesso la selezione dei dieci accelerogrammi necessari per lo svolgimento dell'analisi numerica dinamica di cui discuteremo nel capitolo 4.

2. CARATTERIZZAZIONE DELLA DIGA DI ARIGNANO

Per la caratterizzazione geotecnica e l'individuazione dei parametri del suolo da utilizzare nel modello numerico è stato fondamentale svolgere alcune prove geofisiche e di caratterizzazione geotecnica in sito.

Alcune di queste sono state seguite da tecnici esperti ed effettuate direttamente con apparecchiature in possesso del Politecnico di Torino (foglio di campagna riportato in allegato A), mentre altre sono state assegnate a ditte esterne e sono state supervisionate durante lo svolgimento.

Ai risultati ottenuti con la campagna di prove in situ sono stati aggiunti dati disponibili da precedenti indagini effettuate durante la costruzione dell'invaso ed al completamento della stessa prima della messa in funzione.

Nella mappa riportata (figura 2.1) vi è un elenco esaustivo di tutte le prove svolte e della loro posizione rispetto all'invaso.

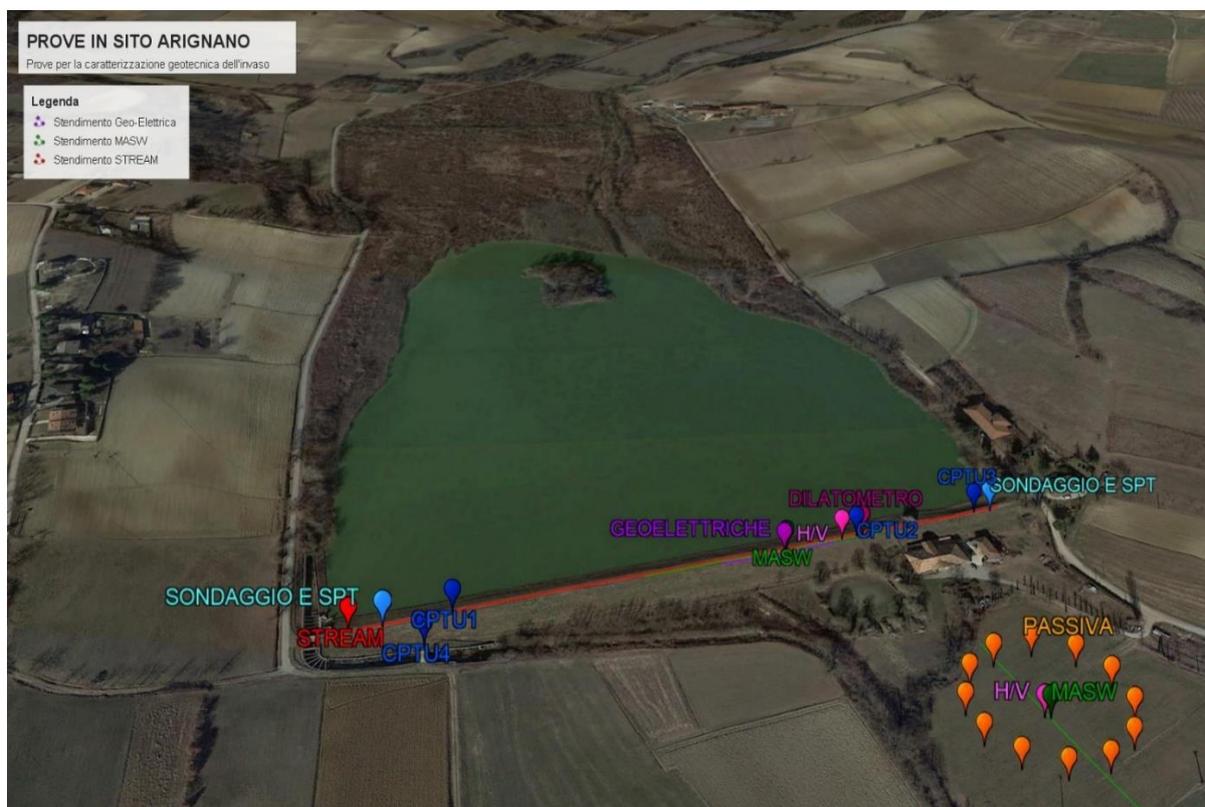


Figura 2.1 Mappa prove in situ

2.1. Dati disponibili

L'invaso oggetto di studio è stato in passato soggetto di alcune campagne di indagini, precedentemente alla messa in funzione.

In particolare sono stati eseguiti tre sondaggi fino a 15 metri di profondità con prelievi di campioni indisturbati sui quali sono state eseguite delle prove di laboratorio, nel dettaglio prove di taglio diretto e prove edometriche. Durante la realizzazione dei sondaggi sono state invece eseguite delle prove SPT (Standard Penetration Test) e delle prove di permeabilità Lefranc.

I sondaggi di nostro interesse sono il sondaggio 1 sul coronamento lato Marentino e il sondaggio 2 sul coronamento lato Arignano, come riportato nella figura precedente (figura 2.1).

I risultati di interesse al fine della definizione del modello numerico sono di seguito riportati:

- a) sondaggi meccanici e prove in situ
 - profilo stratigrafico riportato in figura 2.1.1.

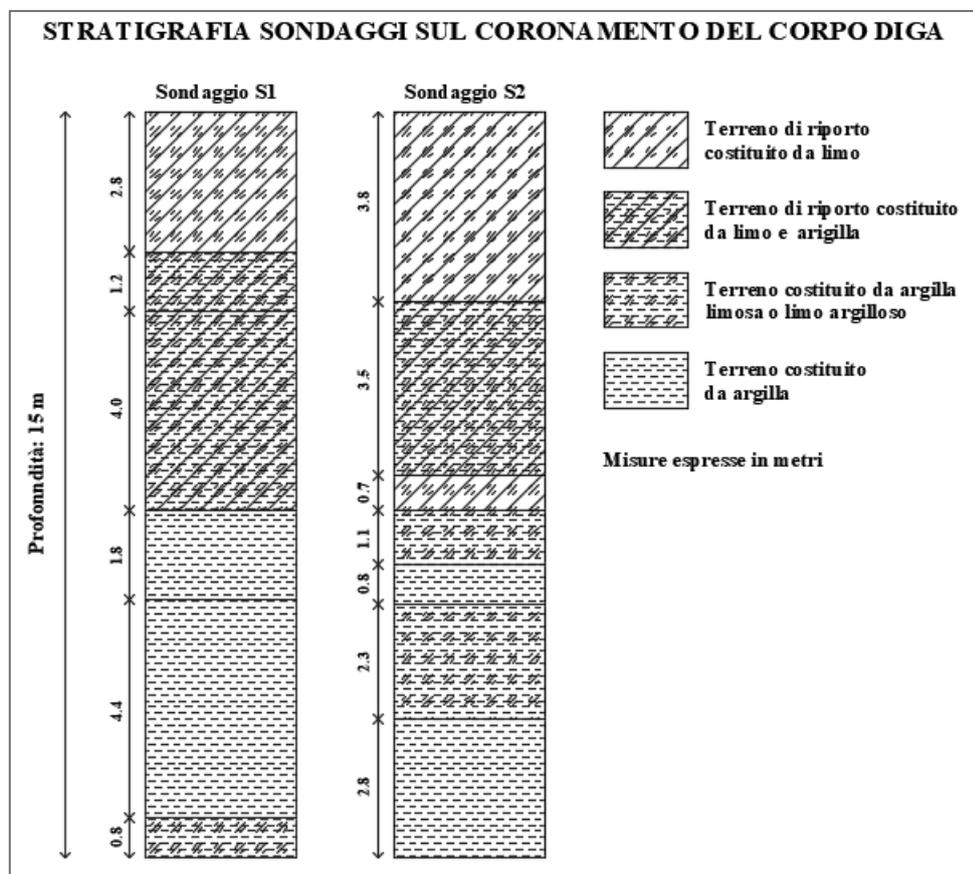


Figura 2.1.1. Stratigrafia sul coronamento

- prove di penetrazione standard S.P.T. con registrazione del numero di colpi N_{spt} necessari a progressivi approfondimenti di 15 cm di un campionatore standard (tabella 2.1.1)

Tabella 2.1.1. Dati prove SPT

Sondaggio	Profondità [m]	N_{spt}
S1	4	15
	8	17
	12	3
S2	4	9
	8	18
	12	23

- prove Lefranc per la valutazione della permeabilità idraulica k in sito (tabella 2.1.2)

Tabella 2.1.2. Dati permeabilità prove Lefranc

Sondaggio	Profondità [m]	k [cm/s]
S1	5	5,21E-07
	9	9,70E-08
S2	5	3,34E-07
	9	1,46E-06

b) prove di laboratorio per la caratterizzazione geotecnica su campioni indisturbati

- limiti di Attemberg per la determinazione dell'indice di plasticità IP. (tabella 2.1.3)

Tabella 2.1.3. Indice di plasticità

LIMITI DI ATTEMBERG		
PI	14,2-17,4	classificazione sulla <i>Carta di Casagrande</i> come: Argilla limosa inorganica di media plasticità

- prove di taglio diretto (CD) per la valutazione dei parametri di resistenza al taglio: angolo di resistenza al taglio φ e coesione c' . (tabella 2.1.4)

Tabella 2.1.4. Parametri di resistenza al taglio

φ picco [°]	22
φ residuo [°]	20,8
c picco [kg/cm ²]	0,125
c residuo [kg/cm ²]	0,16

- prove edometriche per la definizione delle caratteristiche di deformabilità e il coefficiente di permeabilità k (quest'ultimo da confrontare con le prove Lefranc). (tabella 2.1.5)

Tabella 2.1.5. Dati di permeabilità dalle prove edometriche

Sondaggio	k [cm/s]
S1.1	3,37E-06
S1.2	1,37E-06
S2.1	1,46E-07
S2.2	1,10E-06

Nella documentazione disponibile per l'invaso sono inoltre riportati alcuni studi sulle analisi di stabilità dei paramenti del corpo diga. I valori del fattore di sicurezza con diversi approcci per una sezione perpendicolare all'invaso nel punto di massima altezza con il metodo di Bishop ordinario sono riportati in tabella 2.1.6.

Tabella 2.1.6. Fattore di sicurezza

Condizioni	FS	
	Paramento di monte	Paramento di valle
Normale esercizio	2,47	2,33
Massimo invaso	2,94	2,16

Sulla base dei dati appena elencati è stato possibile definire i valori di angolo di resistenza al taglio (φ), coesione (c'), di porosità (n) e di conducibilità idraulica (k) (tabella 2.1.7.) necessari per la definizione del modello da utilizzare per l'analisi dinamica.

Tabella 2.1.7. Parametri valutati dalla relazione geotecnica di progetto

Profondità inizio strati dal coronamento [m]	φ [°]	c' [KPa]	n [-]	k [cm/s]
2	21	12	0,46	4,28E-07
6	21	12	0,46	4,28E-07
17	21	12	0,30	7,79E-07
38	30	1	0,25	1,00E-09
44	35	1	0,25	1,00E-09
50	elastico		0,25	1,00E-09

2.2. Indagini in situ

Nell'ambito del progetto ReSba è stata prevista una campagna di prove progettate ad hoc per meglio definire le proprietà dei terreni del corpo diga e di fondazione dell'invaso. Le tipologie di prove e i dati ottenuti sono di seguito descritte.

2.2.1. Prove di caratterizzazione geotecnica

Prove CPTU con cono sismico e dilatometriche

Le prove CPTU (Cone Penetration Test with Piezocone) con cono sismico sono molto efficienti poiché non necessitano di fori di sondaggio e permettono un ottimo accoppiamento terreno-geofono poiché non vi è rivestimento.

Le prove CPTU, o penetrometriche statiche con piezocono, consistono nell'infiggere nel terreno una punta conica a velocità di avanzamento costante, misurando nel mentre lo sforzo necessario per la penetrazione della punta, l'attrito che si sviluppa sul manicotto posto al di sopra della punta stessa e la pressione interstiziale nei pori.

Il piezocono, connesso ad un sistema di aste, è infisso mediante un dispositivo di spinta zavorrato e ancorato al terreno (figura 2.2.1.1).



Figura 2.2.1.1. Prove CPTU con cono sismico e dilatometriche sul coronamento della diga

Nello specifico, la prova è stata eseguita adottando un cono simico, cioè un elemento aggiuntivo rispetto alla configurazione standard, a cui sono collegati due geofoni triassiali che consentono la misura delle velocità di propagazione delle onde di compressione e di taglio (figura 2.2.1.2.) secondo un tipico schema riconducibile alla prova Down-Hole. Pertanto, l'avanzamento delle aste viene bloccato ogni metro per eseguire le misure di velocità predette.



Figura 2.2.1.2. Misurazione della velocità delle onde di taglio

Le prove dilatometriche sono effettuate con il dilatometro di Marchetti, costituito da una lama in acciaio di forma e dimensioni standardizzate, dotata nella parte centrale di una membrana deformabile metallica.

La lama viene spinta nel terreno, tramite una batteria di aste e con la medesima attrezzatura descritta per la prova CPTU, e viene arrestata ogni 20 centimetri per eseguire la prova. A penetrometro fermo la membrana viene fatta espandere mediante invio di gas in pressione fino a generare uno spostamento pari a 1,1 mm. I valori di pressioni registrati durante la fase di misura sono utilizzati per la classificazione dei terreni, la stima delle caratteristiche di deformabilità e di resistenza nel terreno.

Nel dettaglio, sul sito sono state eseguite quattro prove CPTU (tre sul coronamento e una al piede lato di valle) e una sola prova dilatometrica sul coronamento. La posizione delle singole verticali di indagine è riportata in figura 2.1.

Dalle prove CPTU sono state ricavate informazioni utili per la definizione stratigrafica del terreno, così da poter incrociare i dati ottenuti con i sondaggi disponibili nelle precedenti campagne di indagini.

Più nel dettaglio si è costruito il diagramma di Robertson (*Carta di classificazione di Robertson con piezocono*, 1986) con i dati reperibili dai risultati del test CPTU2 (figura 2.2.1.3) svolto al centro del coronamento dell'invaso, così da poter correlare i risultati con la prova dilatometrica eseguita nello stesso punto.

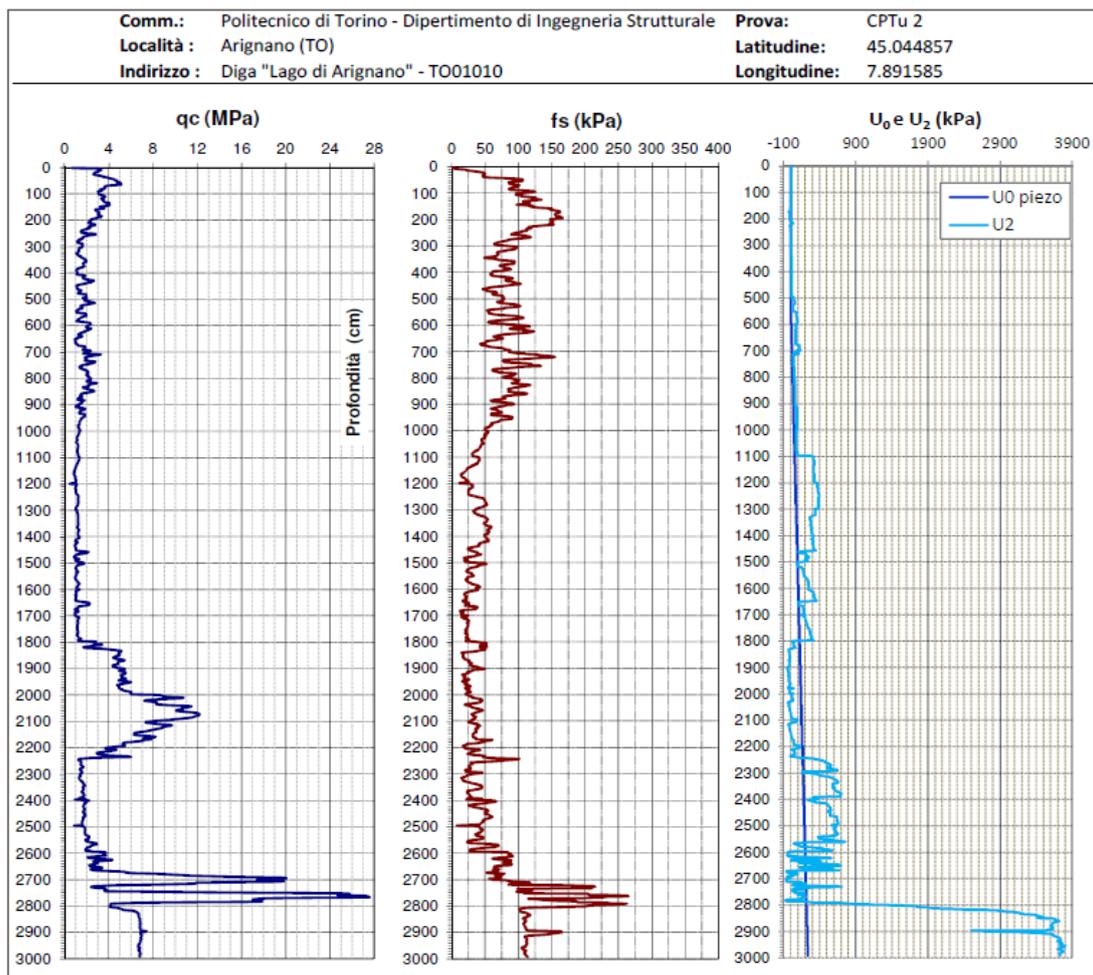


Figura 2.2.1.3. Risultato prova CPTU2

Il diagramma di Robertson classifica i materiali in diverse categorie, riportate in figura 2.2.1.4.

Le interpretazioni di Robertson (1986) si basavano inizialmente su correlazioni empiriche, ma studi teorici hanno supportato i concetti generali. La carta è infatti predittiva del comportamento

meccanico del suolo (SBT) e non direttamente della classificazione per mezzo di criteri basati sulla distribuzione granulometrica e sulla plasticità del materiale.

Fortunatamente, i criteri di classificazione del suolo basati sulla distribuzione granulometrica e sulla plasticità spesso si relazionano ragionevolmente bene al comportamento meccanico del suolo e di conseguenza esiste una buona correlazione tra i parametri delle prove CPTU e la stratigrafia del materiale.

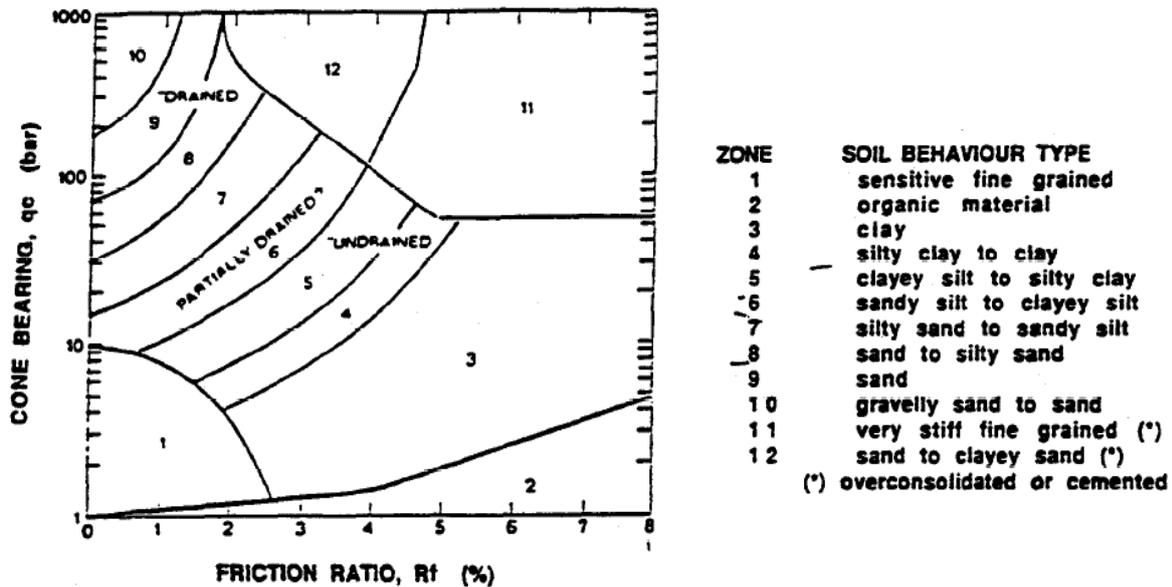


Figura 2.2.1.4. Classificazione terreno secondo il diagramma di Robertson

Il diagramma sopra citato riporta sull'asse delle ascisse il valore del coefficiente di attrito laterale normalizzato:

$$R_f [\%] = \frac{f_s}{q_c} * 100 \quad (Eq.2.2.1)$$

e sull'asse delle ordinate il valore di resistenza alla punta in bar.

Il grafico ricavato è riportato in figura 2.2.15. e permette la determinazione della stratigrafia nei primi 30 metri di profondità dal coronamento della diga, ossia la profondità alla quale è stata interrotta la prova CPTU.

Per facilitare la determinazione dei tipi di materiale i punti collezionati ogni 20 centimetri sono stati divisi per colore e forma ad ogni metro, così è stato possibile individuare una stratigrafia variabile ad ogni metro di profondità.

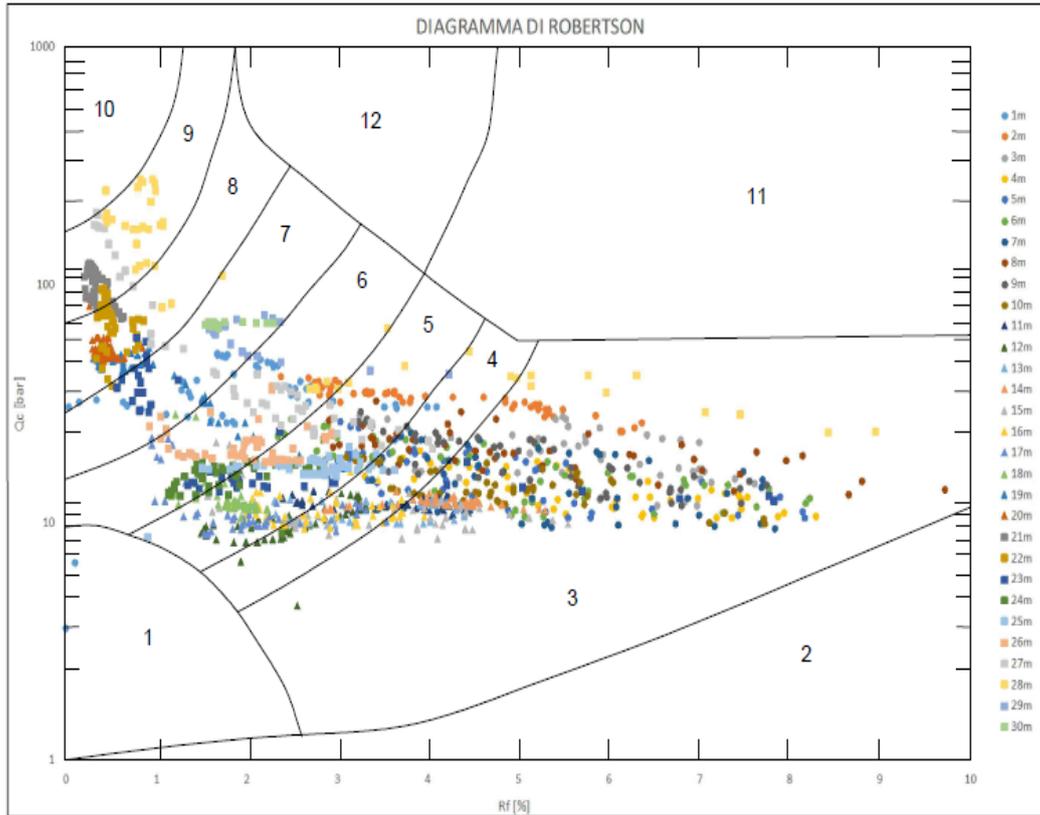


Figura 2.2.1.5. Diagramma di Robertson

Questo risultato è stato confrontato con l'interpretazione della prova dilatometrica, svolta in un punto adiacente sul coronamento, in termini di valore dell'indice dei materiali (figura 2.2.1.6).

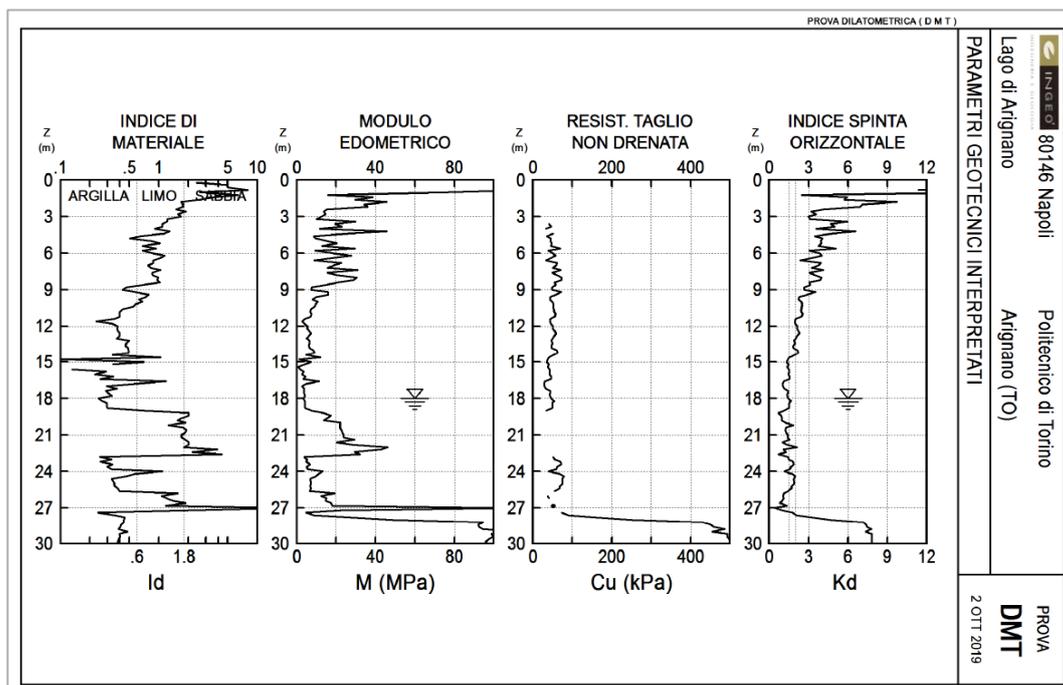


Figura 2.2.1.6. Risultati prova DMT

La correlazione dei due risultati ha consentito di definire la stratigrafia in tabella 2.2.1.1. per i primi 30 metri.

Tabella 2.2.1.1. Stratigrafia finale

	CPTU	DMT	STRATIGRAFIA
Profondità [m]	Tipo di materiale	Tipo di materiale	Tipo di materiale
1	limi	Sabbie	limi sabbiosi
2	limi	Sabbie	limi sabbiosi
3	argille	Limi	limi argillosi
4	argille	limi	limi argillosi
5	argille	limi	limi argillosi
6	argille	limi	limi argillosi
7	argille	limi	limi argillosi
8	argille	limi	limi argillosi
9	argille	argille	argille
10	argille	argille	argille
11	argille	argille	argille
12	argille	argille	argille
13	argille	argille	argille
14	argille	argille	argille
15	argille	argille	argille
16	argille	argille	argille
17	argille	argille	argille
18	limi	argille	limi argillosi
19	sabbie	limi	limi sabbiosi
20	sabbie	limi	limi sabbiosi
21	sabbie	limi	limi sabbiosi
22	sabbie	sabbie	sabbie
23	limi	sabbie	limi sabbiosi
24	limi	argille	limi argillosi
25	argille	argille	argille
26	limi	limi	limi
27	limi	limi	limi
28	limi	limi	limi
29	limi	argille	limi argillosi
30	limi	argille	limi argillosi

2.2.2. Prove geofisiche

Le prove geofisiche condotte rientrano nella categoria di prove non-invasive: i costi sono ridotti e si ha flessibilità in termini di tempi di esecuzione e localizzazione, non sono prove intrusive e dall'interpretazione dei risultati si ricavano dei valori di proprietà medie. Sono stati compiuti test attivi e passivi sia sul coronamento del corpo diga sia in un campo a valle dell'invaso, così da poter accoppiare le informazioni ricavate.

Prove MASW

Per la determinazione delle proprietà meccaniche dei terreni costituenti il corpo diga e le sue fondazioni si è proceduto allo svolgimento di alcune prove basate sulla propagazione di onde superficiali, quali le onde di Rayleigh.

La scelta di questo tipo di onde è legata principalmente al fatto che siano facilmente generate e rilevate dal piano campagna: essendo onde superficiali trasportano maggiore energia, presentano una ridotta attenuazione geometrica rispetto alle onde di volume ed infine la loro propagazione coinvolge una porzione limitata del semispazio.

La prova MASW (figura 2.2.2.1) permette di determinare un campo di spostamenti in superficie, trasformato attraverso l'analisi dei segnali in una curva di dispersione delle onde di Rayleigh e quindi, con un processo di inversione, si possono ricavare i profili delle velocità delle onde di taglio da cui si ottiene il modulo di rigidezza a taglio.



Figura 2.2.2.1. Prova MASW sul coronamento della diga di Arignano

La prova nel dettaglio è eseguita ponendo dei geofoni tridimensionali in grado di captare le alte frequenze nel terreno (figura 2.2.2.2), con funzione di ricevitori, ad una distanza precisa uno dall'altro lungo uno stendimento e collegati ad un sistema di acquisizione, normalmente un analizzatore di segnali (figura 2.2.2.3). Viene posta una sorgente sismica di tipo impulsivo, nel nostro caso una mazza battente su una piastra metallica (figura 2.2.2.4.), ad una distanza fissa rispetto lo stendimento di geofoni e si procede con il test generando onde superficiali attraverso la martellata sulla piastra.



Figura 2.2.2.2-3-4. Geofono, acquisitore e sorgente impulsiva

Si eseguono quindi un certo numero di colpi e si variano le distanze tra i geofoni ed anche tra i ricevitori e la sorgente.

La profondità di indagine di queste prove è di circa metà della lunghezza dello stendimento e si suppone che le onde di Rayleigh dominino il campo d'onda, tralasciando i contributi delle onde di volume.

Nel sito di Arignano sono state svolte più prove MASW. Più nello specifico sono state svolte quattro prove sul coronamento del corpo diga secondo la seguente configurazione:

- Prova1: Distanze inter-geofoni pari a 1 metro e distanza sorgente ricevitore pari a 2 metri
- Prova2: Distanze inter-geofoni pari a 1 metro e distanza sorgente ricevitore pari a 4 metri
- Prova3: Distanze inter-geofoni pari a 2,5 metri e distanza sorgente ricevitore pari a 2 metri
- Prova4: Distanze inter-geofoni pari a 2,5 metri e distanza sorgente ricevitore pari a 4 metri

Altre due prove MASW sono state eseguite in un'area (figura 2.1.) a valle dell'invaso, con il seguente schema di prova:

- Prova1: Distanze inter-geofoni pari a 2 metri e distanza sorgente ricevitore pari a 2 metri
- Prova2: Distanze inter-geofoni pari a 2 metri e distanza sorgente ricevitore pari a 4 metri

Prova passiva

Nella medesima area a valle rispetto al corpo diga si è proceduto con una seconda prova di tipo passivo ossia registrando le componenti spettrali del campo di vibrazioni ambientali. In questo caso i geofoni sono sempre tridimensionali, ma di dimensioni maggiori e capaci di registrare le basse frequenze.

Più nel dettaglio la prova viene svolta ponendo i geofoni ad una distanza costante uno dall'altro lungo la circonferenza di un cerchio.

Nella fattispecie la prova è stata eseguita disponendo i geofoni lungo una circonferenza di raggio pari a 37 metri.

Prove H/V

Il metodo H/V (figura 2.2.2.5.) si basa sull'analisi dell'ampiezza delle componenti spettrali del campo di vibrazioni ambientali misurato nelle tre direzioni spaziali.

Nell'utilizzare questo tipo di test si ipotizza che i microtremori siano costituiti da onde di volume provenienti dal sottosuolo, che al basamento il rapporto tra la componente orizzontale e quella verticale sia pari ad 1 e che al passaggio nei depositi superficiali le componenti orizzontali siano amplificate (onde S) mentre quelle verticali (onde P) no.

Il rapporto H/V rispecchia quindi l'amplificazione della componente orizzontale del moto. Anche in questo tipo di prova in sito si esegue un'analisi di tipo spettrale del segnale nelle tre componenti da cui si ricava la ricostruzione del campo d'onda associato ad una data stratigrafia.



Figura 2.2.2.5. Prova H/V sul coronamento della diga di Arignano

La prova viene eseguita inserendo in una buca una singola stazione triassiale (figure 2.2.2.6.), caratterizzata da basse frequenze proprie, che misura i microtremori ambientali per un intervallo di tempo significativo, ossia alcune decine di minuti.



Figura 2.2.2.6. Posizionamento strumento e test in avanzamento

L'interpretazione dei risultati è caratterizzata da una marcata molteplicità di soluzioni, tuttavia tornano utili per la valutazione di informazioni aggiuntive per vincolare le inversioni delle MASW e per la validazione del modello geotecnico-sismico.

Nel sito di Arignano sono state eseguite due prove H/V: una sul coronamento, in cui la srazione di misura è stata posizionata a circa metà dello sviluppo del corpo diga, e una nell'area a valle della diga, in cui la posizione della stazione è stata fatta coincidere con il centro del cerchio costituente la configurazione della prova sismica passiva.

I risultati delle prove MASW, dalla sismica passiva e delle prove H/V, sono stati interpretati ai fini di individuare un profilo delle velocità delle onde di taglio nel terreno, e quindi i parametri geomeccanici quali modulo di resistenza a taglio (G), modulo elastico (E) e modulo di rigidezza (K), propri di ogni tipologia di terreno presente.

I profili delle onde di taglio, risultanti dalle prove, sono riassunti nella figura seguente: il primo grafico (figura 2.2.2.7) rappresenta i risultati dei test effettuati sul coronamento, mentre nella seconda immagine (figura 2.2.2.8.) sono riportati i valori delle indagini eseguite a valle dell'invaso.

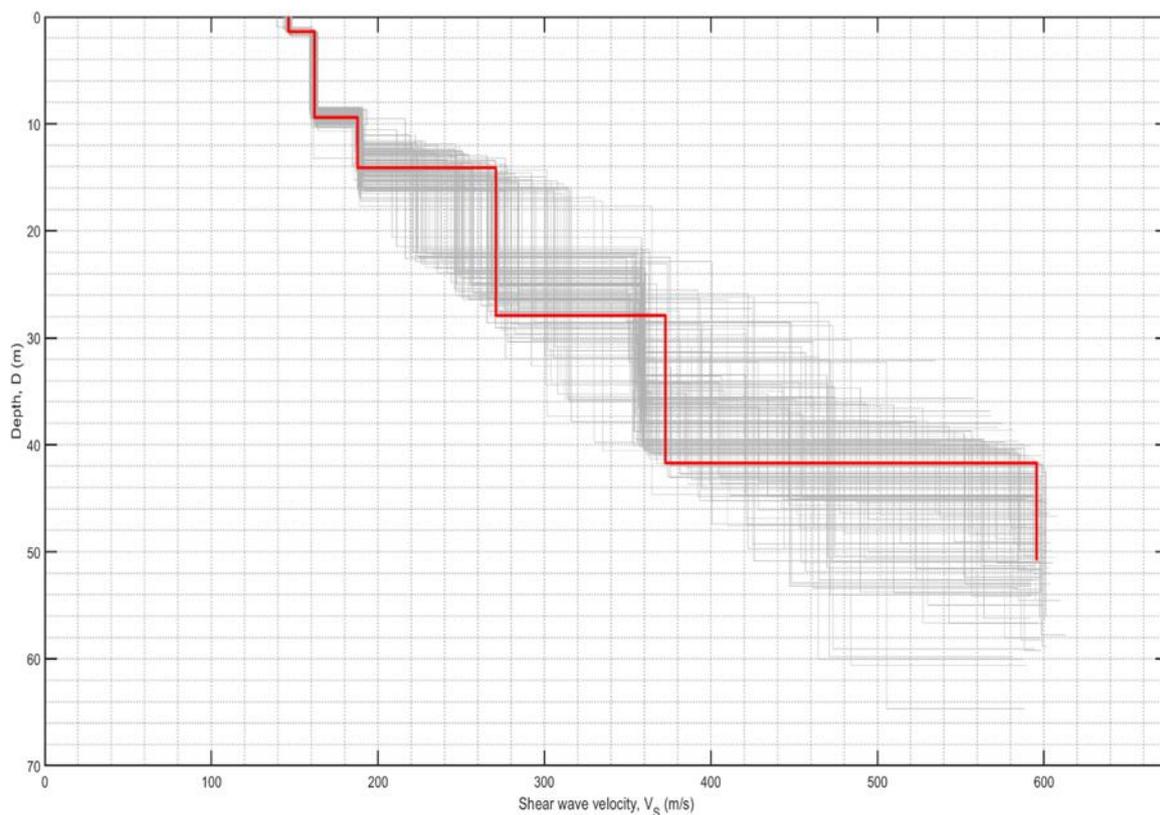


Figura 2.2.2.7. Profilo delle velocità delle onde di taglio sul coronamento

Da cui i dati elaborati risultano in tabella 2.2.2.1.

Tabella 2.2.2.1. Parametri meccanici risultanti dalle prove sul coronamento

Profondità di indagine [m]	γ' [kg/m ³]	V_s [m/s]	ν [-]	G [MPa]	E [MPa]	K [MPa]
0	2000	150	0,25	45,00	112,50	75,00
2	2000	160	0,25	51,20	128,00	85,33
8	2000	192	0,25	73,73	184,32	122,88
19	2000	363	0,25	263,54	658,85	439,23
41,5	2000	600	0,20	720,00	1728,00	960,00

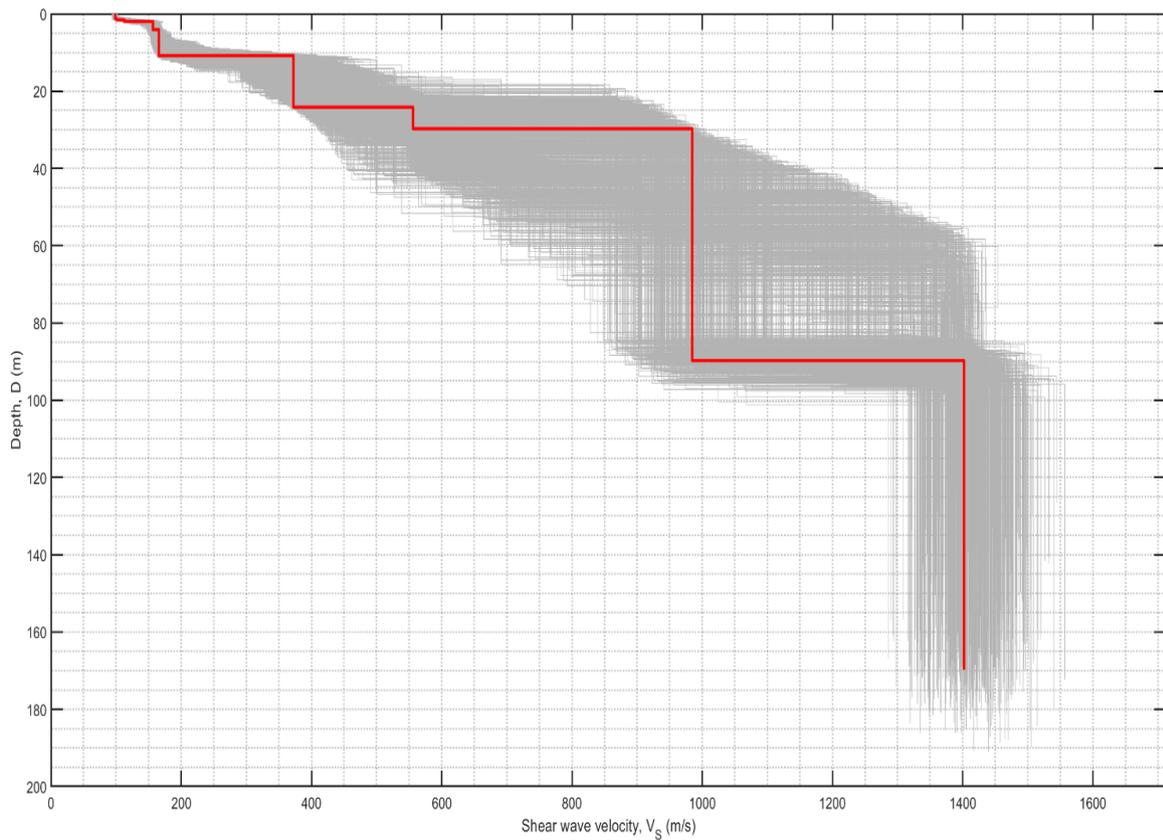


Figura 2.2.2.8. Profilo delle velocità delle onde di taglio a valle dell'invaso

Da cui i dati elaborati risultano in tabella 2.2.2.2.

Tabella 2.2.2.2. Parametri meccanici risultanti dalle prove nell'area di valle

Profondità di indagine [m]	γ' [kg/m ³]	V_s [m/s]	ν [-]	G [MPa]	E [MPa]	K [MPa]
0	2000	105	0,25	22,05	55,13	36,75
2	2000	169	0,25	57,12	142,81	95,20
11,5	2000	340	0,25	231,20	578,00	385,33
20	2000	606	0,20	734,47	1762,73	979,30
44	2000	1042	0,20	2171,53	5211,67	2895,37
45	2000	1042	0,15	2171,53	4994,51	2378,34

Incrociando i dati risultanti dalle due analisi, si sono definiti i parametri meccanici medi caratteristici di ogni strato ed utilizzati nel modello, riportati in tabella 2.2.2.3.

Tabella 2.2.2.3. Parametri meccanici finali modello

Profondità strati dal coronamento [m]	γ' [kg/m ³]	V_s [m/s]	ν [-]	G [MPa]	E [MPa]	K [MPa]
2	2000	150	0,25	45,00	112,50	75,00
6	2000	160	0,25	51,20	128,00	85,33
17	2000	165	0,25	73,73	184,32	122,88
38	2000	350	0,25	263,54	658,85	439,23
44	2000	600	0,20	720,00	1728,00	960,00
50	2400	1050	0,20	45,00	112,50	75,00

È stata eseguita un'ulteriore prova geofisica che ha in parte permesso la definizione del modello della diga.: lungo il coronamento della diga è stata eseguita una prova geoelettrica. Le indagini geoelettriche, mediante il metodo della resistività, analizzano il campo elettrico generato nel terreno in seguito all'immissione di una corrente continua o alternata a bassa frequenza.

Il valore di resistività è rappresentativo della densità di corrente che attraversa il terreno ed è influenzato dalle caratteristiche del terreno stesso sia in termini geolitologici che dai contenuti in acqua (figura 2.2.2.9.).



Figura 2.2.2.9. Prova Geoelettrica sul coronamento della diga di Arignano

La prova viene eseguita mediante l'utilizzo di due elettrodi conduttivi (figura 2.2.2.10.) che, a contatto con il terreno, permettono l'immissione della corrente elettrica. A distanza nota, attraverso altri due elettrodi (figura 2.2.2.11.), viene misurata la differenza di potenziale.



Figura 2.2.2.10-11. Elettrodi conduttivi ed elettrodi ricevitori

La prova viene interpretata analizzando i risultati secondo un processo che fornisce un modello 2D di resistività del sottosuolo chiamato tomografia elettrica.

Nel sito di Arignano è stata svolta una sola prova geoelettrica sul coronamento del corpo diga con distanza tra gli elettrodi pari a 1,5 metri.

I risultati ottenuti per il corpo diga sono riportati in figura 2.2.2.12.

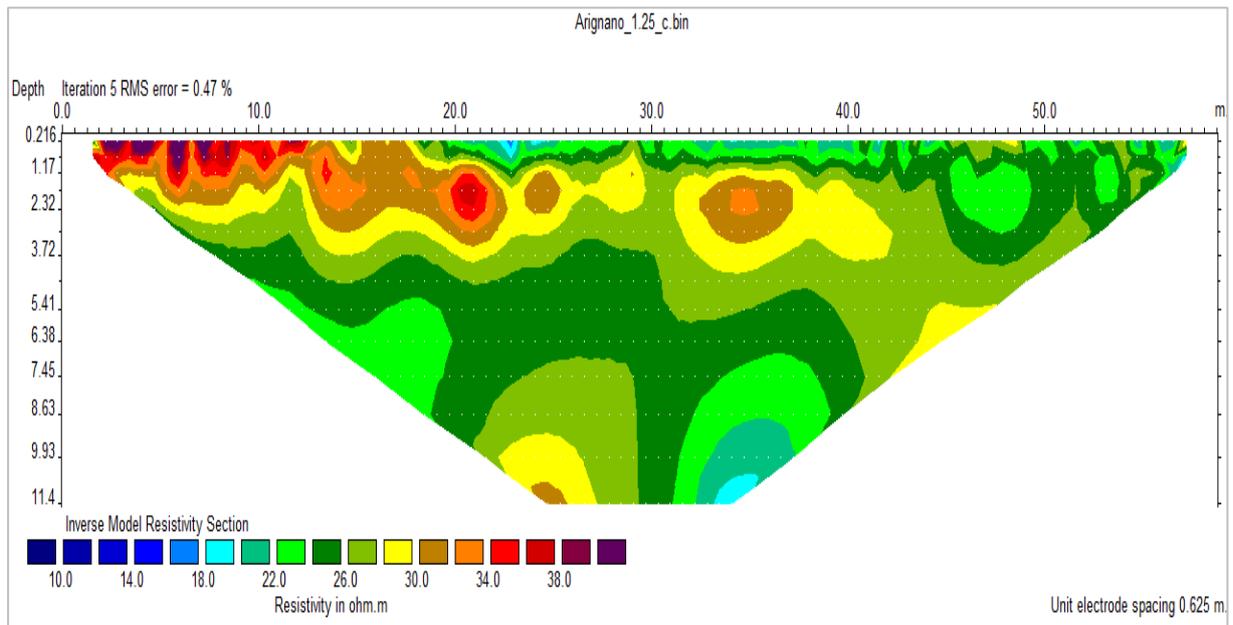


Figura 2.2.2.12. Risultato prove geoelettriche sul coronamento diga

Infine è stata eseguita una prova sismo-elettrica lungo il coronamento attraverso uno streamer sperimentale sviluppato dalla società Techgea in collaborazione con l'Università degli studi di Torino nell'ambito di un progetto finanziato da *FINPIEMONTE* che permetterebbe l'esecuzione di indagini sia sismiche che elettriche in "movimento" per grandi estensioni d'indagine (figura 2.2.2.13.). La prova è non invasiva e richiede tempi di prova molto ridotti.



Figura 2.2.2.13. Attrezzatura STREAMER

Lo streamer è costituito da una doppia linea parallela di sensori sismici (geofoni) ed elettrici (elettrodi) che consentono di poter così eseguire una doppia prova: MASW e Geoelettrica. Il grande privilegio di questo test sperimentale è la possibilità di poter coprire lunghe distanze poiché i ricevitori vengono trainati e l'accoppiamento di ambo i sensori con il terreno è garantito da una massa posta sullo streamer tale per cui non è necessario dover spostare manualmente ad uno ad uno i ricevitori.

La prova eseguita ha avuto la sola finalità di fornire idonei dati sperimentali da mettere in relazione con prove geofisiche in tradizionale e validare la funzionalità della nuova attrezzatura.

Un altro grande punto di forza di questa modalità di prova è la sorgente impulsiva automatizzata e non manuale posta su furgoncino pick-up che consente di trascinare lo streamer. Lungo lo streamer è presente anche un sistema di irrigazione a goccia alimentato da un serbatoio posto

sull'automezzo che consente di irrorare d'acqua l'area attorno gli elettrodi per migliorarne l'accoppiamento (figura 2.2.2.14.)



Figura 2.2.2.14. Sorgente impulsiva con attrezzatura e geofoni ed elettrodi paralleli

3. DEFINIZIONE E VALIDAZIONE DEL MODELLO NUMERICO

3.1. Validazione di un modello monodimensionale

L'analisi numerica vera e propria viene preceduta da una validazione dei principali parametri modello mediante il confronto tra i risultati ottenuti da analisi dinamiche monodimensionali eseguite con il software FLAC8 e con il programma DEEPSOIL.

Deepsoil (*Slides utilizzo del software Deepsoil per l'analisi di risposta sismica locale*, 2018) è un programma specifico per la valutazione della Risposta Sismica Locale monodimensionale di un deposito monodimensionale. Il software offre la possibilità di svolgere analisi lineari, lineari equivalenti o non lineari e permette la modellazione di problemi riguardanti anche la generazione di sovrappressioni interstiziali, indotte dalla propagazione sismica. La definizione del modello monodimensionale del terreno avviene specificando:

- gli spessori degli strati
- i pesi per unità di volume dei tipi di terreno
- le velocità delle onde di taglio che caratterizzano ciascuno strato
- i valori di smorzamento viscoso alla Rayleigh
- l'input sismico come storia temporale in accelerazione

Flac (*Flac version 8.0*, 2016) è un software commerciale alle differenze finite che verrà utilizzato per tutte le analisi numeriche successive. In questa prima fase è stato riprodotto un grafico monodimensionale per poter confrontare i risultati con quelli del software Deepsoil.

A tal fine è stato adottato un modello costitutivo elastico per ciascun strato e per il bedrock. I valori delle velocità delle onde di taglio utilizzati a caratterizzare la rigidità di ciascun strato sono stati desunti dai risultati della prova MASW eseguita nel campo a valle dell'invaso. Per quanto riguarda il valore di smorzamento viscoso alla Rayleigh è stato assunto un valore pari al 5% per tutti gli strati di terreno mentre per il bedrock è stato assunto un valore pari all' 1%. Le analisi sono state condotte in assenza di falda.

I parametri caratterizzanti ciascuno degli strati del modello monodimensionale sono riportati in tabella 3.1.

Tabella 3.1. Modelli costitutivi e parametri elastici del terreno per analisi monodimensionale

Strato	Modello Costitutivo	Profondità di indagine [m]	γ [kg/m ³]	V_s [m/s]	ν [-]	G [MPa]	E [MPa]	K [MPa]
Fond1	Elastico	0,0	2000	105	0,25	22,05	55,13	36,75
Fond2	Elastico	2,0	2000	169	0,25	57,12	142,81	95,20
Fond3	Elastico	11,5	2000	340	0,25	231,20	578,00	385,33
Fond4	Elastico	20,0	2000	606	0,20	734,47	1762,73	979,30
Bedrock	Elastico	44,0	2000	1042	0,15	2171,53	4994,51	2378,34

Come si può notare trattandosi di un modello elastico l'unico valore sperimentale considerato è la velocità di propagazione delle onde di taglio. Il peso per unità di volume e il valore del coefficiente di Poisson sono stati assunti secondo valori caratteristici di letteratura in base alla stratigrafia. I valori dei coefficienti di resistenza al taglio, modulo elastico e coefficiente di rigidezza sono stati calcolati sulla base delle relazioni elastiche:

$$G = V_s^2 * \gamma \quad (Eq.3.2.1)$$

$$E = 2G * (1 + \nu) \quad (Eq.3.1.2)$$

$$K = \frac{1}{3} * \frac{E}{(1-2\nu)} \quad (Eq.3.1.3)$$

La figura 3.1.1 mostra, partendo da sinistra, la stratigrafia del terreno adottato per l'analisi con il software Deepsoil, il profilo delle velocità delle onde di taglio, la prima frequenza(approssimata) di risonanza dello strato, il valore dello smorzamento a piccolissime deformazioni ed alcune grandezze connesse con la resistenza degli stati valutati secondo quanto precedentemente detto.

Il software Deepsoil fornisce, sulla base del profilo di velocità delle onde di taglio che caratterizzano la colonna di terreno, il valore della frequenza propria a partire dalla relazione della velocità equivalente (Eq.3.1.1.1):

$$V_{s,i} = \frac{h_{tot}}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad (Eq.3.1.1.1)$$

Sulla base dei valori di velocità riportati in tabella 3.1.1., il valore di frequenza per la colonna di terreno di 44 metri è risultato pari a:

$$f = \frac{V_{s,44}}{4H_{tot}} = 1,787 \text{ Hz} \quad (Eq.3.1.1.2)$$

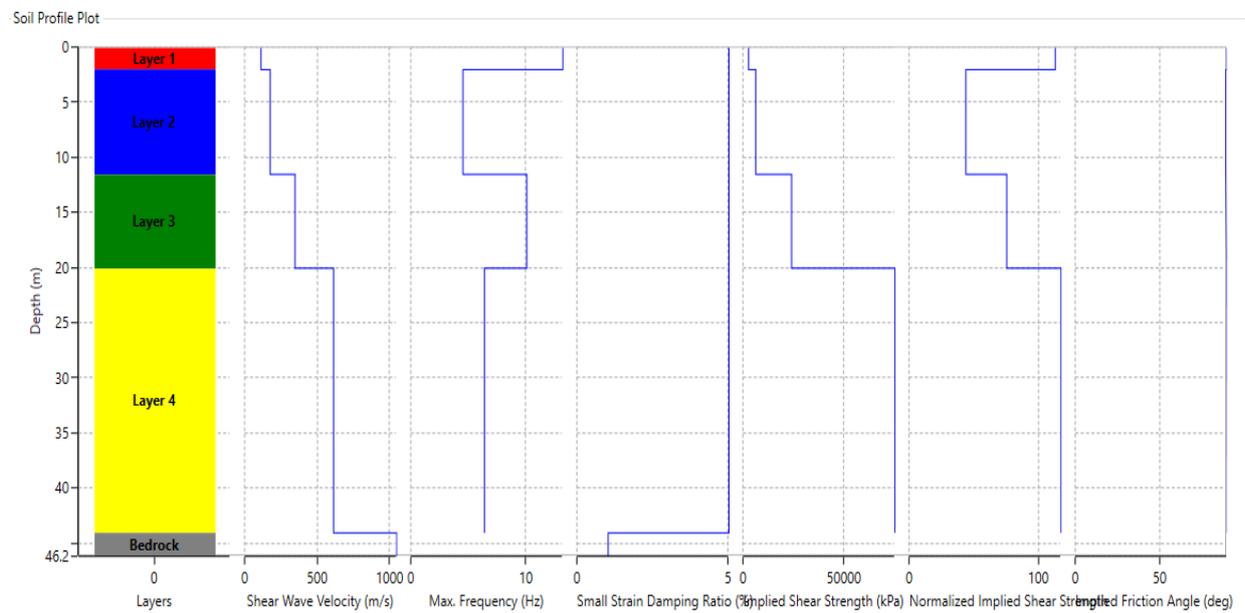


Figura 3.1.1. Modello Deepsoil

Un modello del tutto uguale a quello appena descritto è stato definito nel software Flac (figura 3.1.2.)

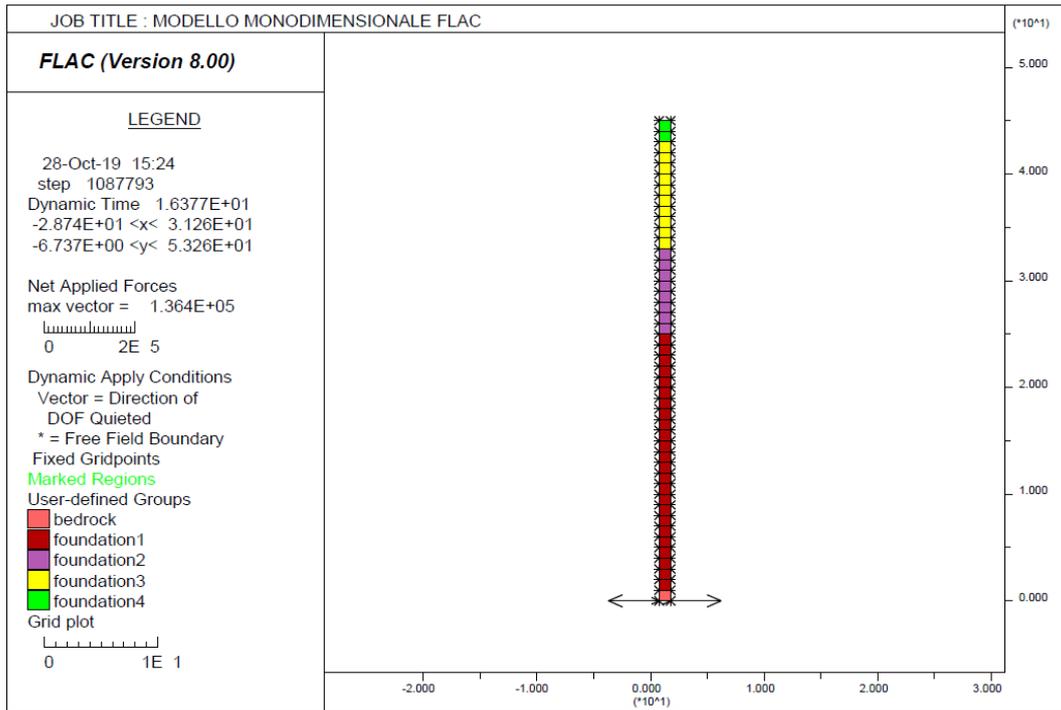


Figura 3.1.2. Modello Flac

In tal caso oltre che ai parametri per la definizione degli strati di terreno è necessario specificare le condizioni al contorno sia per le condizioni statiche, attraverso l'opportuno inserimento di carrelli laterali e cerniere alla base, sia per le condizioni in campo dinamico.

In ambo i casi le analisi sono state condotte adottando come input una storia temporale in accelerazione costituita da una successione di onde Ricker caratterizzate da frequenze crescenti (figura 3.1.3).

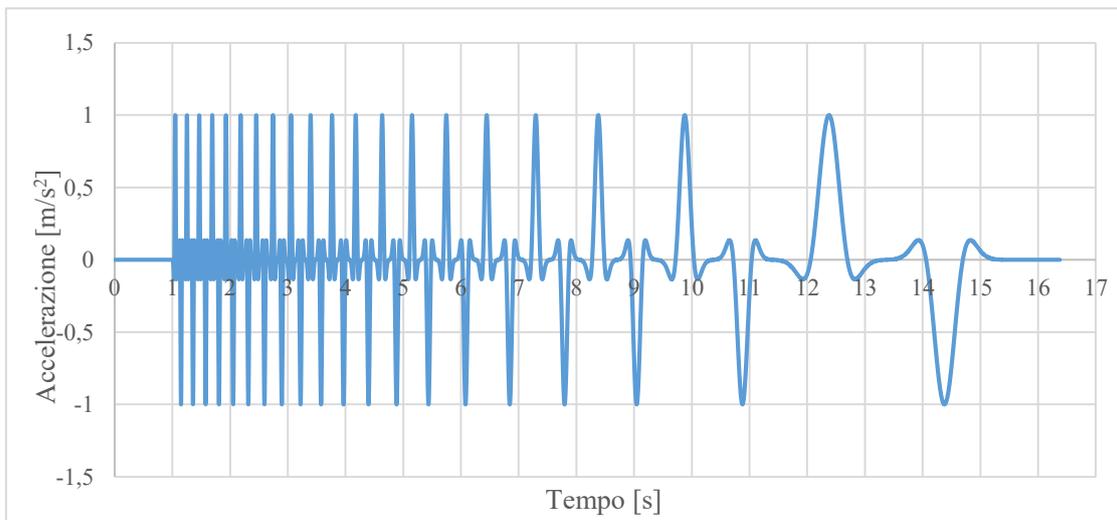


Figura 3.1.3. Accelerogramma di input

Il confronto tra i risultati di ambo le analisi monodimensionali è stato condotto in termini di accelerazioni in superficie, come riportato in figura 3.1.4.

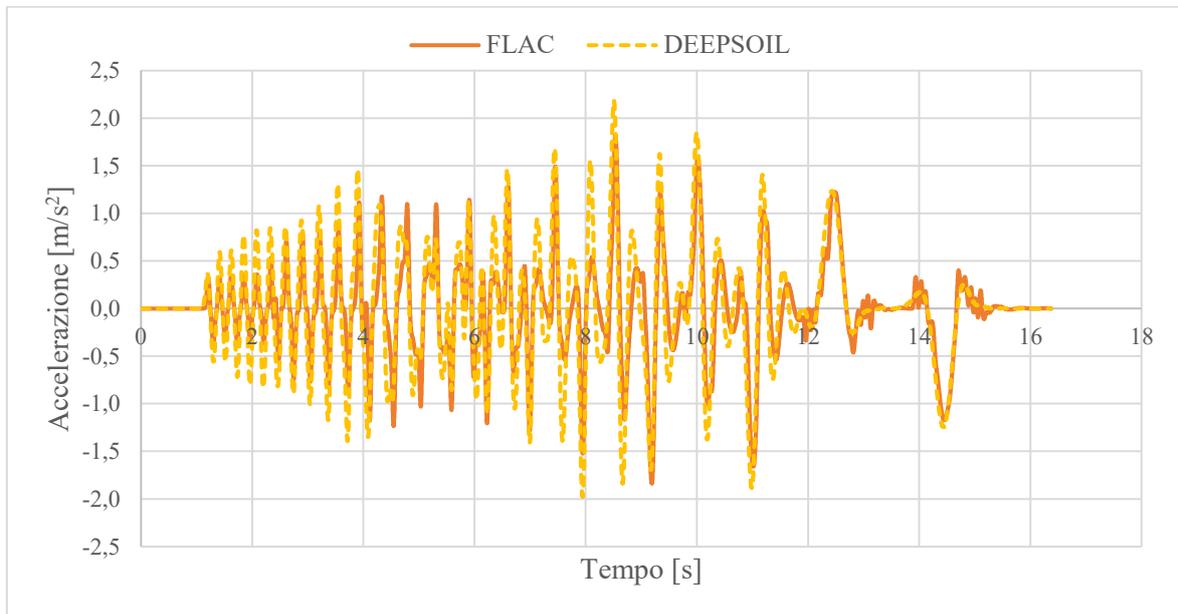


Figura 3.1.4. Confronto accelerazioni in superficie

Ed in termini di spettri di risposta delle accelerazioni (figura 3.1.5)

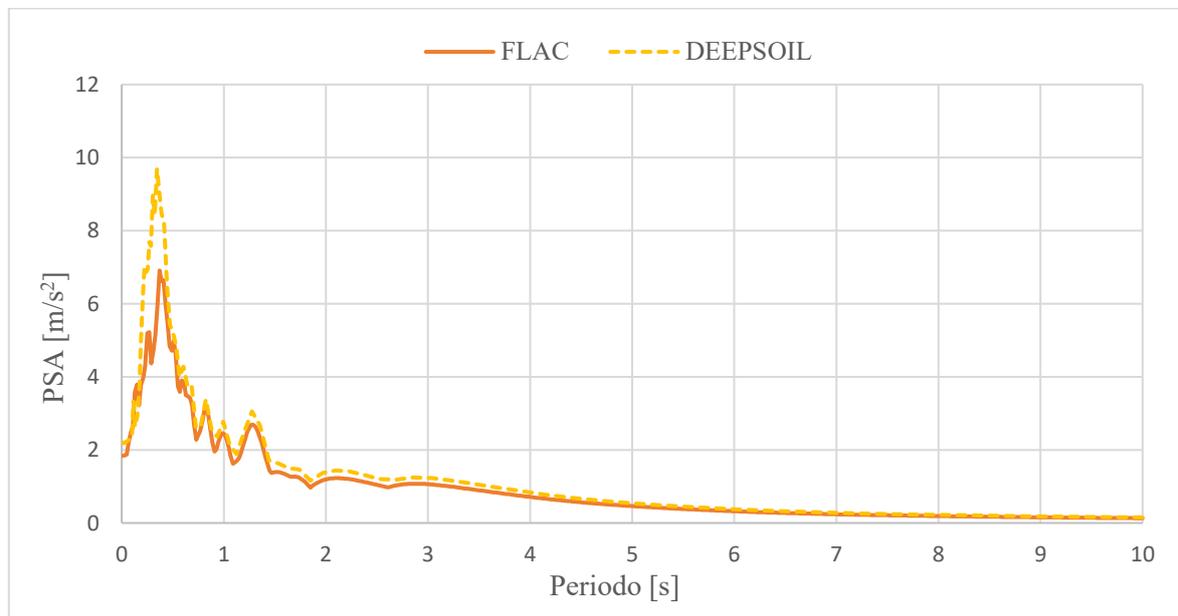


Figura 3.1.5. Confronto spettri delle accelerazioni in superficie

Si può concludere affermando che il confronto tra le due analisi risulta sufficiente ed appropriato per poter ritenere il modello monodimensionale validato.

3.2. Validazione del modello bi-dimensionale

Terminata la validazione monodimensionale ed il primo confronto, la finalità delle prossime analisi 2D, tramite il software Flac, sono evidenziare le differenze tra l'impiego di differenti modelli costitutivi e parametri riguardanti l'analisi numerica dinamica.

3.2.1. Definizione del modello numerico

Per quanto riguarda la caratterizzazione geometrica del modello numerico sono state eseguite delle misurazioni in sito con strumenti quali bindelle e metro, sono stati confrontati i dati raccolti con i dati di progetto e di collaudo in merito all'estensione del modello si è deciso di estendere a valle la geometria affinché si raggiungesse l'area in cui sono state effettuate le prove geofisiche, così da poter utilizzare tutti i dati disponibili. Il modello geometrico utilizzato nelle analisi numeriche è mostrato in figura 3.2.1.1.

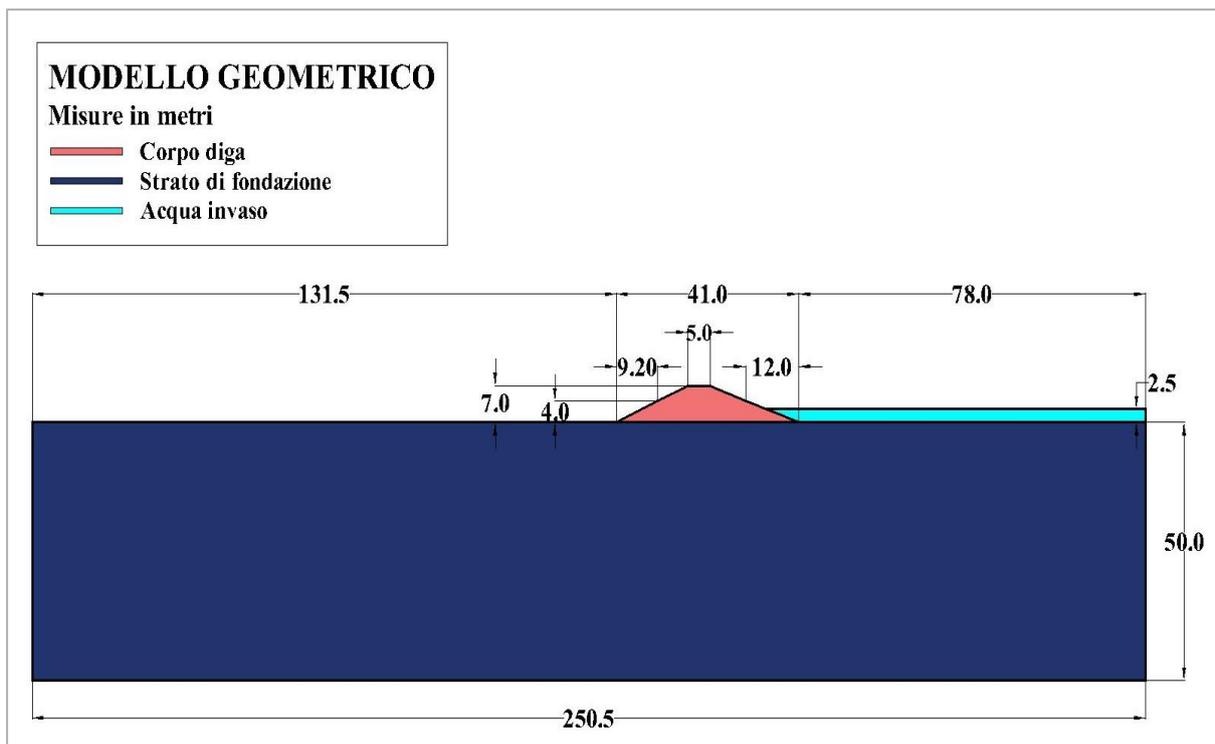


Figura 3.2.1.1. Modello geometrico della diga di Arignano

Per la definizione dell'andamento del terreno all'interno del corpo diga e negli strati di fondazione si sono incrociati i dati disponibili dalle prove geofisiche MASW sul corpo diga con i valori reperibili dalle relazioni relative alla documentazione disponibile per l'opera, le

stratigrafie desunte dalle interpretazioni delle prove in situ di caratterizzazione geotecnica, nonché le prove MASW eseguite nell'area a valle dell'invaso.

La stratigrafia ottenuta è quella mostrata in figura 3.2.1.2. in cui si distinguono due diversi strati per quanto riguarda il corpo diga e quattro strati per il terreno di fondazione. L'ultimo strato rappresenta il bedrock, ossia il substrato roccioso riconosciuto dall'interpretazione delle prove MASW in quanto la velocità delle onde di taglio assume valori molto elevati e superiori agli 800 m/s.

Ad ogni strato corrispondono caratteristiche e proprietà diverse indispensabili per una corretta valutazione della risposta sismica dell'invaso in esame.

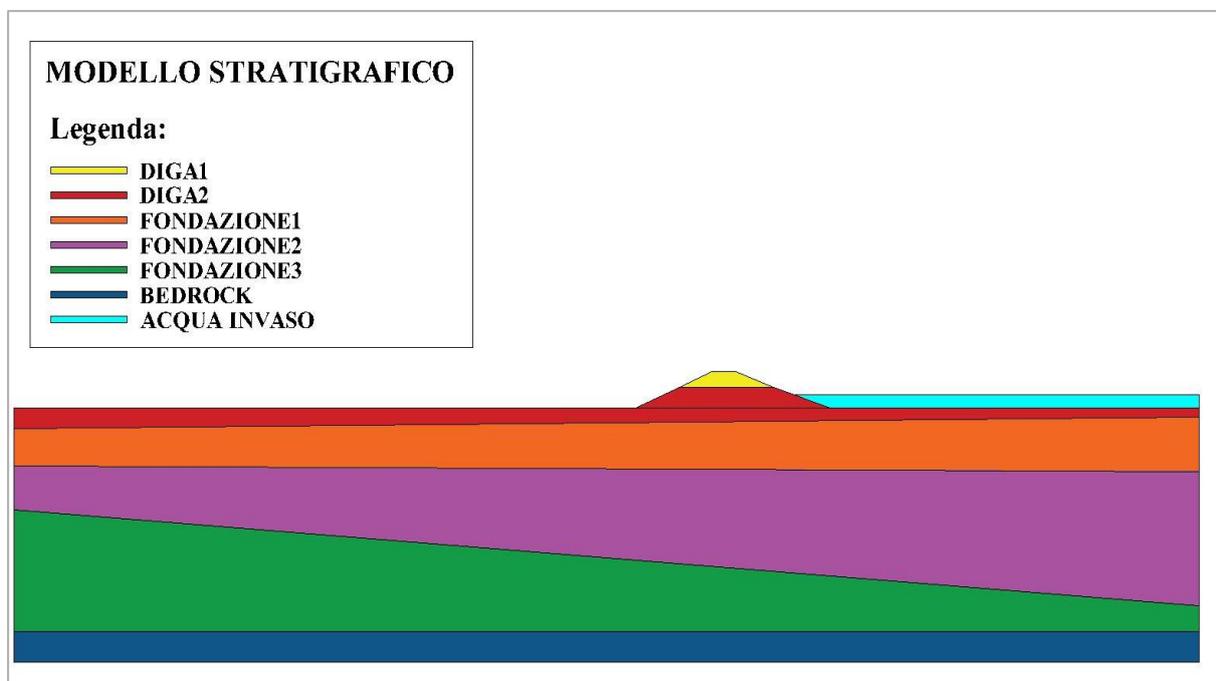


Figura 3.2.1.2. Modello della stratificazione per la diga di Arignano

Il dettaglio dei parametri meccanici che caratterizzano gli strati del modello sono riportati in tabella 3.2.1.1.

Tabella 3.2.1.1. Proprietà base stratificazione

Nome strato	Profondità strato dal coronamento [m]	Peso specifico γ [kg/m ³]	Onde taglio Vs [m/s]	Coef. Poisson ν [-]	Modulo di taglio G [MPa]	Modulo elastico E [MPa]	Modulo rigidezza K [MPa]
Diga1	2	2000	150	0,25	45,00	112,50	75,00
Diga2	6	2000	160	0,25	51,20	128,00	85,33
Fondazione1	17	2000	165	0,25	54,45	136,13	90,75
Fondazione2	38	2000	350	0,25	245,00	612,50	408,33
Fondazione3	44	2000	600	0,2	720,00	1728,00	960,00
Bedrock	50	2400	1050	0,2	2646,00	6350,40	3528,00

Per tutti gli strati di terreno, a meno del bedrock, è stato inoltre adottato un modello elasto-plastico con criterio di rottura di Morh-Coulomb di cui si specificheranno i parametri di seguito.

Altri parametri degli strati fondamentali per le analisi sono riportati in tabella 3.2.1.2

Per quanto riguarda l'acqua, si è assunto un valore di densità pari a 1000 kg/m³ ed un valore per il modulo di compressibilità pari a 2200 MPa.

Tabella 3.2.1.2. Proprietà acqua

Nome strato	Profondità strato dal coronamento [m]	Porosità n [-]	Coefficiente di conducibilità idraulica k [cm/s]
Diga1	2	0,46	4,28E-07
Diga2	6	0,46	4,28E-07
Fondazione1	17	0,30	7,79E-07
Fondazione2	38	0,25	1,00E-09
Fondazione3	44	0,25	1,00E-09
Bedrock	50	0,25	1,00E-09

A queste proprietà elastiche saranno aggiunti i valori propri del modello costitutivo che si sceglierà di utilizzare, come vedremo nei prossimi paragrafi.

Infine si riporta una mappa esplicativa (figura 3.2.1.3) dei punti di controllo considerati durante le analisi successive, ossia i punti dove sono stati effettuati i confronti e sui quali si è concentrata l'attenzione. Si sono selezionati:

- 4 punti per la valutazione delle accelerazioni e degli spettri: uno al bedrock, uno in testa allo strato di fondazione, uno sul coronamento della diga ed un ultimo alla base della stessa.
- 5 punti per gli spostamenti, di cui tre sul coronamento della diga e due rispettivamente uno a destra ed uno a sinistra del corpo diga, sullo strato di fondazione.
- 5 punti per le pressioni interstiziali: 4 punti tra il livello di falda e la base della diga ed un ultimo all'interno dello strato nel blocco di fondazione.

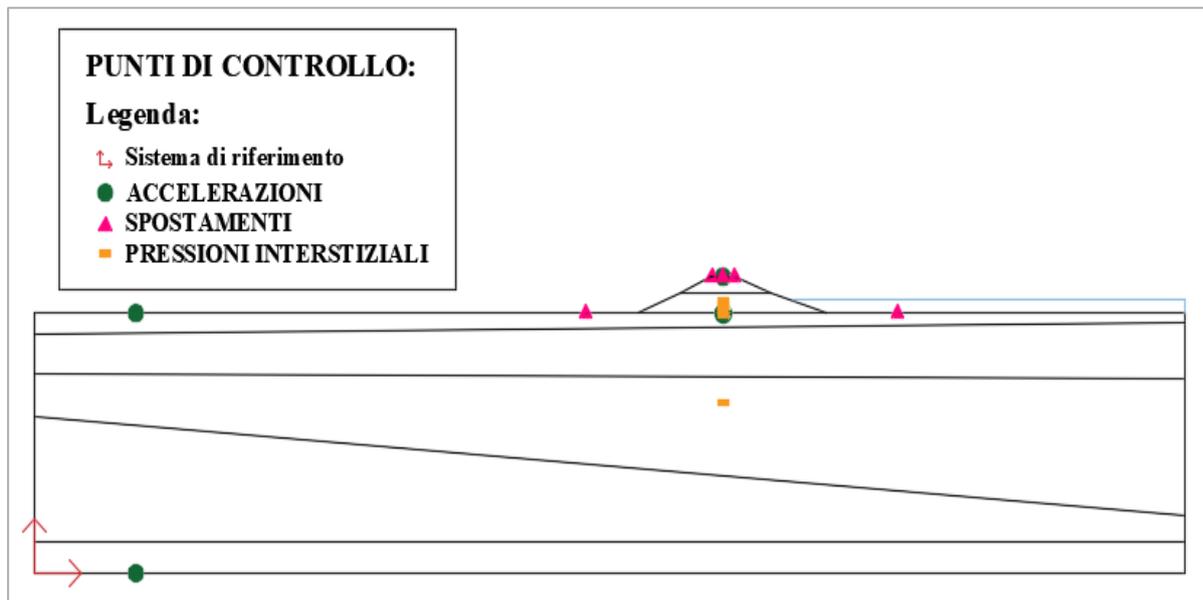


Figura 3.2.1.3. Modello per i punti di controllo

Definita la geometria si prosegue alla definizione della discretizzazione del modello. Il software Flac impone una condizione sulla dimensione massima (Δx) degli elementi del reticolo di discretizzazione:

$$\Delta x \leq \frac{V_s}{100} \quad (\text{Eq.3.2.2.1})$$

Nel caso dell'invaso di Arignano, tenendo conto delle considerazioni appena richiamate, si è suddiviso il modello in quattro differenti zone.

In particolare per gli strati di fondazione si sono definite tre aree, una centrale e due laterali. Per le due aree laterali si è adottata una mesh con dimensione 2x1 (metri), mentre per quella centrale si è utilizzata una mesh più fitta con dimensioni 1x1.

Per quanto riguarda il corpo diga si è adottata una mesh con dimensioni 1x0,5 metri.

Si procede dunque alle analisi numeriche secondo le seguenti fasi di seguito descritte. Si analizzano inizialmente gli stati tensionali del modello dovuti al peso proprio degli strati di terreno in assenza di acqua. Per tale fase è necessario imporre le condizioni al contorno di tipo statico: carrelli sui lati verticali della fondazione e cerniere sul lato orizzontale al di sotto del bedrock, ossia alla base.

A seguito di tale operazione il modello si presenta come mostrato in figura 3.2.1.4.

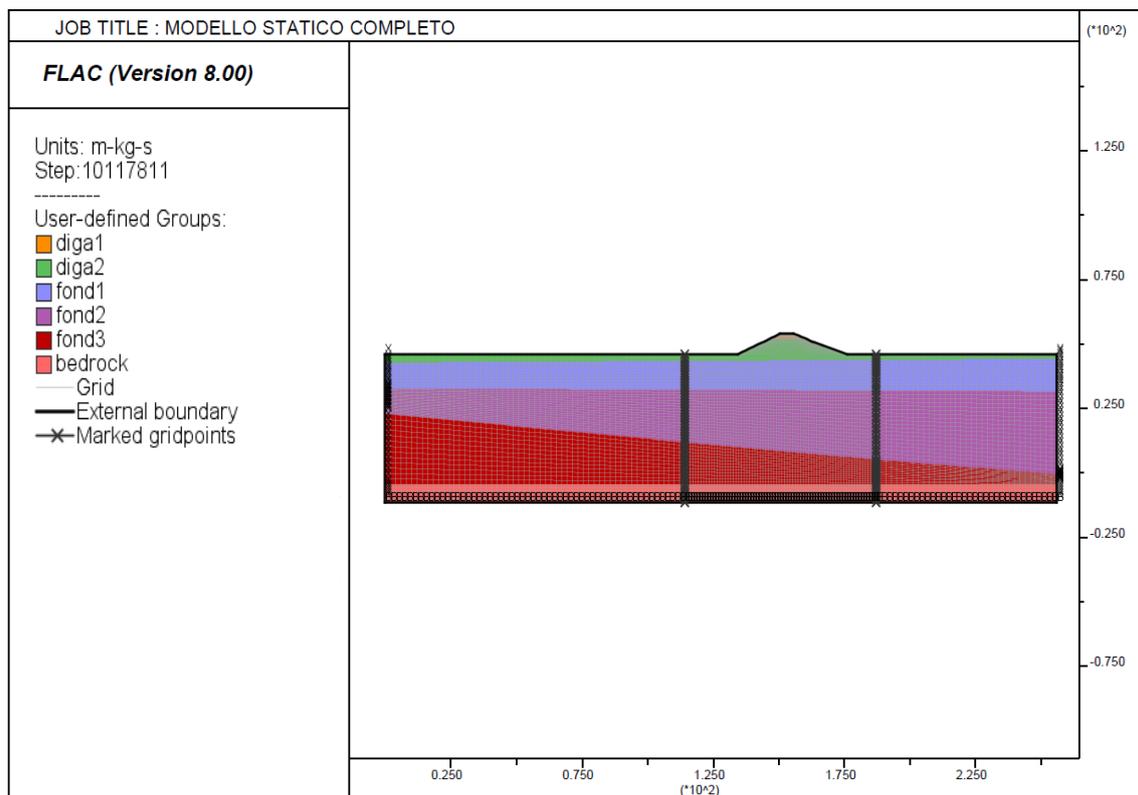


Figura 3.2.1.4. Modello statico in assenza di acqua

Il primo step di analisi fornisce i valori di tensioni totali verticali (figura 3.2.1.5)

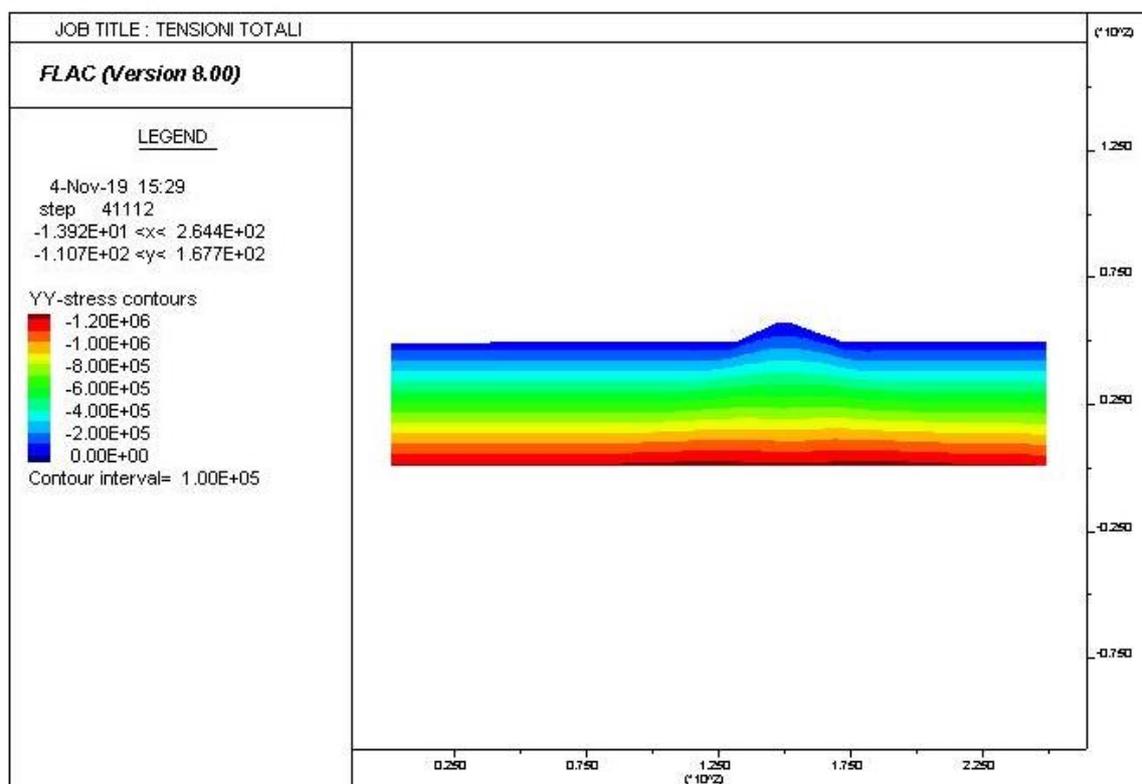


Figura 3.2.1.5. Andamento pressioni totali in modello asciutto

A tal punto un primo controllo sulla correttezza dei risultati ottenuti è stato eseguito confrontando i valori numerici con quanto è possibile calcolare analiticamente. A tal fine sono stati calcolati gli stati tensionali iniziali attesi alla base del modello lungo una verticale posta all'estremo sinistro del modello:

$$\sigma_v = \gamma * z * g = (44 * 2000 + 6 * 2400) * 9,81 = 1004,54 \text{ KPa} \quad (\text{Eq.3.2.2.2})$$

dove la profondità z è data dallo spessore dello strato di fondazione sommato all'altezza dell'substrato elastico e il peso per unità di volume γ è stato stimato coerentemente con quanto scritto nella tabella 3.2.1.1.

Come si può notare dalla figura 3.2.1.5. i valori variano da un valore massimo, di segno negativo poiché rappresentanti uno stato di compressione, ad un valore nullo sulla superficie libera. Il valore massimo coincide con il valore calcolato analiticamente.

Si procede dunque con le relative analisi in presenza dell'acqua nell'invaso valutando dapprima il moto di filtrazione indotto nel corpo diga. A tal fine, ai soli fine di ridurre i tempi di analisi

di calcolo è stato imposto il grado di saturazione pari a 0 nella zona sovrastante la ipotetica superficie di falda nel corpo diga e pari a 1 al di sotto di essa.

La quota di invaso (lato sinistro del modello) è fissata a 2,5 metri, in accordo con il livello misurato durante la campagna di prove in situ.

La superficie freatica risultante dell'analisi del moto di filtrazione viene riportata in figura 3.2.1.6.

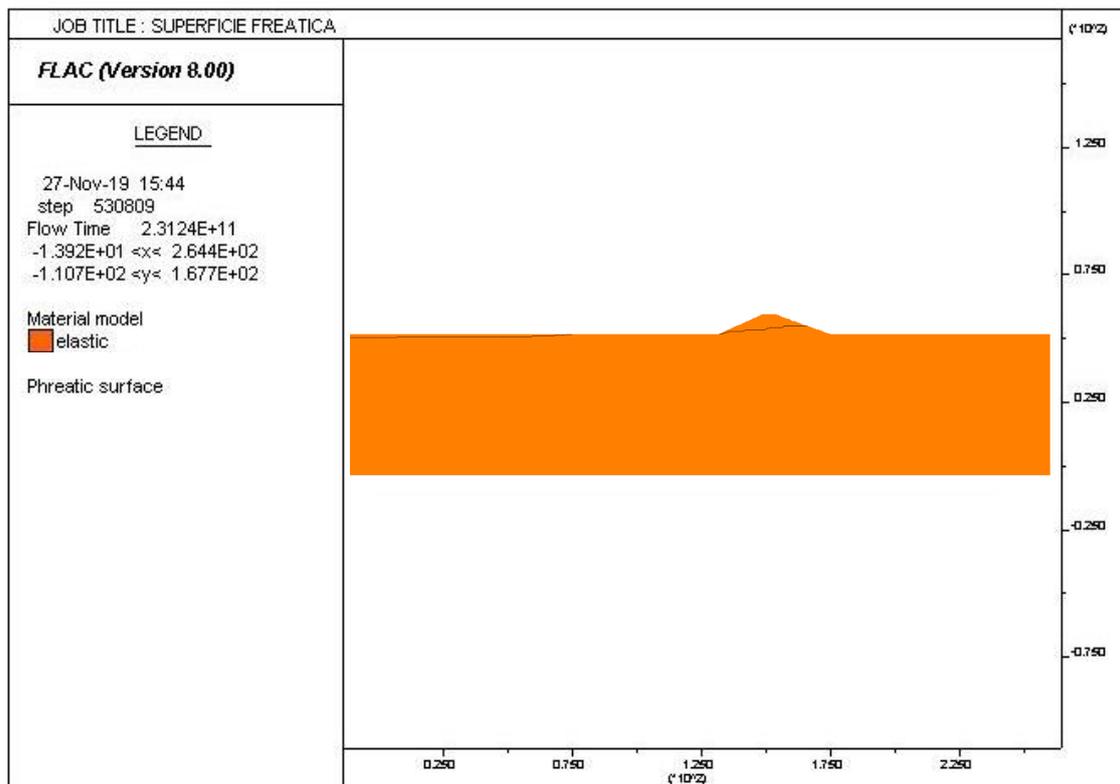


Figura 3.2.1.6. Superficie freatica risultante dall'analisi FLAC

Si procede con la valutazione dello stato tensionale con la pressione del sovraccarico dovuto alla presenza dell'acqua all'interno dell'invaso.

Anche in tal caso, per velocizzare l'analisi il modulo di compressibilità dell'acqua è posto pari a zero, ed il valore di pressione sulla superficie libera è stato posto pari a 0 mentre il massimo è stato calcolato idrostaticamente:

$$u_w = z_w * \gamma_w * g = 2,5 * 1000 * 9,81 = 24,52 \text{ KPa} \quad (\text{Eq.3.2.2.3})$$

Questa fase iniziale si conclude con l'applicazione della pressione interstiziale. In questa parte di analisi il modulo di compressibilità dell'acqua viene diminuito di due ordini di grandezza dal valore reale sempre per abbreviare i tempi di analisi e la pressione interstiziale viene valutata come variabile tra 0, nel punto del paramento di monte sulla superficie libera, ed il suo valore massimo valutato si ricava dalla relazione idrostatica:

$$pp = z_{tot} * \gamma_w * g = 52,5 * 1000 * 9,81 = 515,03 \text{ KPa} \quad (\text{Eq.3.2.2.4})$$

nell'estremo inferiore destro del modello. L'andamento risultante delle pressioni interstiziali è riportato in figura 3.2.1.7.

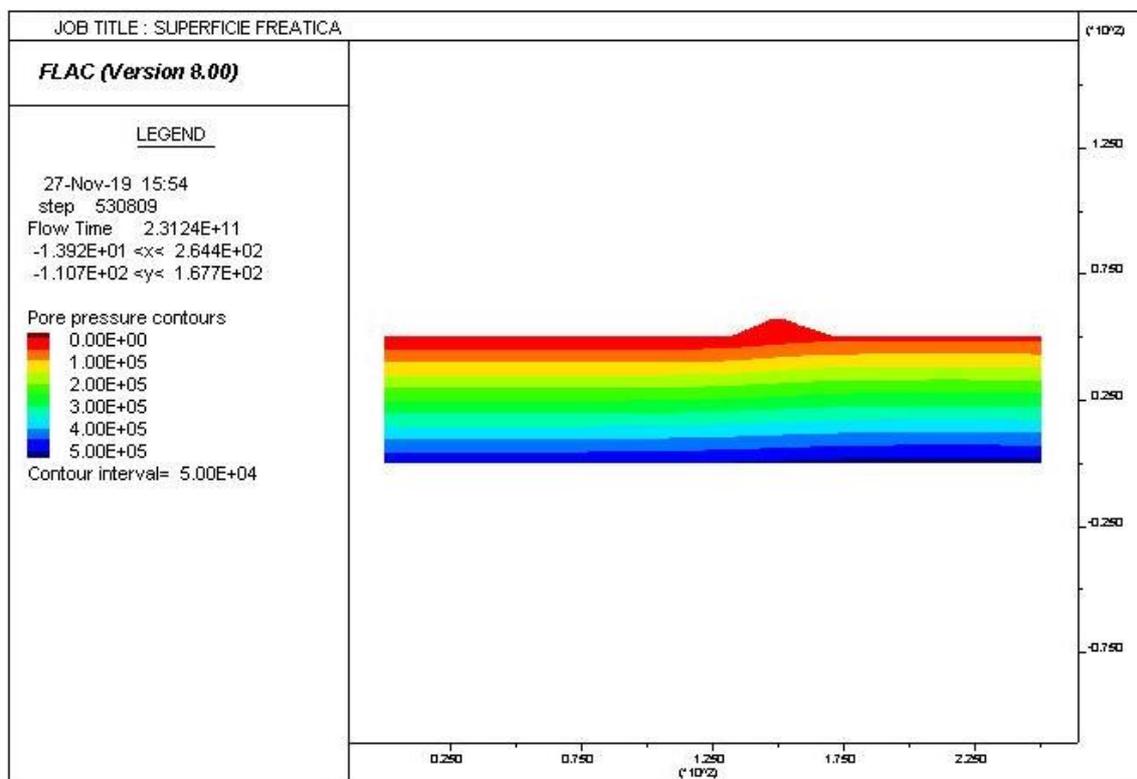


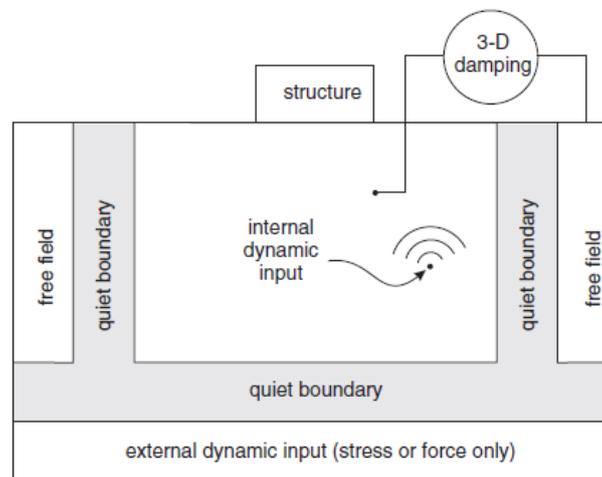
Figura 3.212.7. Andamento pressioni interstiziali al completamento dell'analisi statica

Terminata l'analisi statica si procede con lo svolgimento dell'analisi dinamica. Si inizia azzerando gli spostamenti e le velocità orizzontali e verticali per avere un risultato depurato da eventuali dati già esistenti prima dell'introduzione dell'onda sismica di input.

Si procede impostando le condizioni al contorno di tipo dinamico. Sono due i tipi di vincoli che vanno definiti in questo caso:

- quiet boundary (vincoli viscosi): smorzatori viscosi applicati ai bordi del modello che agiscono in direzione normale e tangenziale per evitare la riflessione delle onde dall'esterno verso l'interno.
- free field (condizione di campo libero): evitano le distorsioni dei bordi e consistono in colonne monodimensionali (comportamento unidimensionale) che simulano il comportamento in un mezzo infinitamente esteso in direzione orizzontale

Avendo un substrato roccioso elastico gli smorzatori vanno inseriti anche ai lati del modello, insieme alle condizioni free field. Alla base invece vengono solo applicate le prime citate come mostrato in figura 3.2.1.8.



(a) Flexible base

Figura 3.2.1.8 Condizioni al contorno dinamiche (Flac version 8.0, 2016)

Si passa dunque alla definizione dei parametri di smorzamento. Per la componente di smorzamento dovuta alla dissipazione di energia isteretica si ipotizza uno smorzatore viscoso equivalente detto isteretico, non avendo dati sperimentali per poter meglio definire tale smorzamento si sono adottate le relazioni di letteratura di Seed&Idriss per le sabbie (tabella 3.2.1.3.) e per le argille (tabella 3.2.1.4) già implementate nel software.

Tabella 3.2.1.3. Seed&Idriss per le sabbie (Flac version 8.0, 2016)

Data set	Default	Sig3	Sig4	Hardin
Sand – upper range (Seed & Idriss 1970)	$L_1 = -3.325$ $L_2 = 0.823$	$a = 1.014$ $b = -0.4792$ $x_o = -1.249$	$a = 0.9762$ $b = -0.4393$ $x_o = -1.285$ $y_o = 0.03154$	$\gamma_{ref} = 0.06$

Tabella 3.2.1.4. Seed&Idriss per le argille (Flac version 8.0, 2016)

Data set	Default	Sig3	Sig4	Hardin
Clay – upper range (Sun et al. 1988)	$L_1 = -3.156$ $L_2 = 1.904$	$a = 1.017$ $b = -0.587$ $x_o = -0.633$	$a = 0.922$ $b = -0.481$ $x_o = -0.745$ $y_o = 0.0823$	$\gamma_{ref} = 0.234$

Per le alte frequenze invece, dove lo smorzamento isteretico non è sufficiente, si aggiunge uno smorzamento di tipo viscoso, funzione della massa e della rigidità del sistema secondo lo schema alla Rayleigh. Per questo tipo di smorzamento si utilizza la frequenza propria del sistema valutata tramite il software Deepsoil per la validazione monodimensionale e un percentuale di smorzamento dello 0,1%, discusso in seguito.

L'input sismico è applicato sotto forma di storia tensionale, e così calcolato:

$$\sigma_s = 2(\gamma * C_s) * v_s \quad (Eq.3.2.1.5)$$

dove

- γ è la densità del bedrock
- C_s è la velocità delle onde di taglio del bedrock
- v_s rappresenta la storia di velocità sull'input sismico.

Le analisi dinamiche sono state condotte adottando per alcuni strati del modello due diversi modelli costitutivi come descritti nel paragrafo che segue.

3.2.2. Analisi dell'influenza dei modelli costitutivi

Si svolge di seguito un'analisi di tipo elasto-plastico disaccoppiata ed una di tipo accoppiato alle tensioni efficaci, sullo stesso modello costruito su substrato elastico e con la stessa sollecitazione di input utilizzata per la validazione monodimensionale, così da evidenziare le differenze nell'utilizzare diversi modelli costitutivi.

Il modello costitutivo è stato modificato solo negli strati composti da sabbia e da limi sabbiosi. Dalla stratigrafia ricavata incrociando i risultati delle prove CPTU e DMT si sono evidenziati due strati contenenti sabbie: il primo nella parte superiore della diga ed il secondo in parte dello strato di fondazione per noi chiamato "Fondazione2".

Una prima analisi è stata condotta assumendo un modello elastico per il bedrock e un modello elasto-plastico (figura 3.2.2.1) con criterio di rottura di Mohr-Coulomb per tutto il resto del modello.

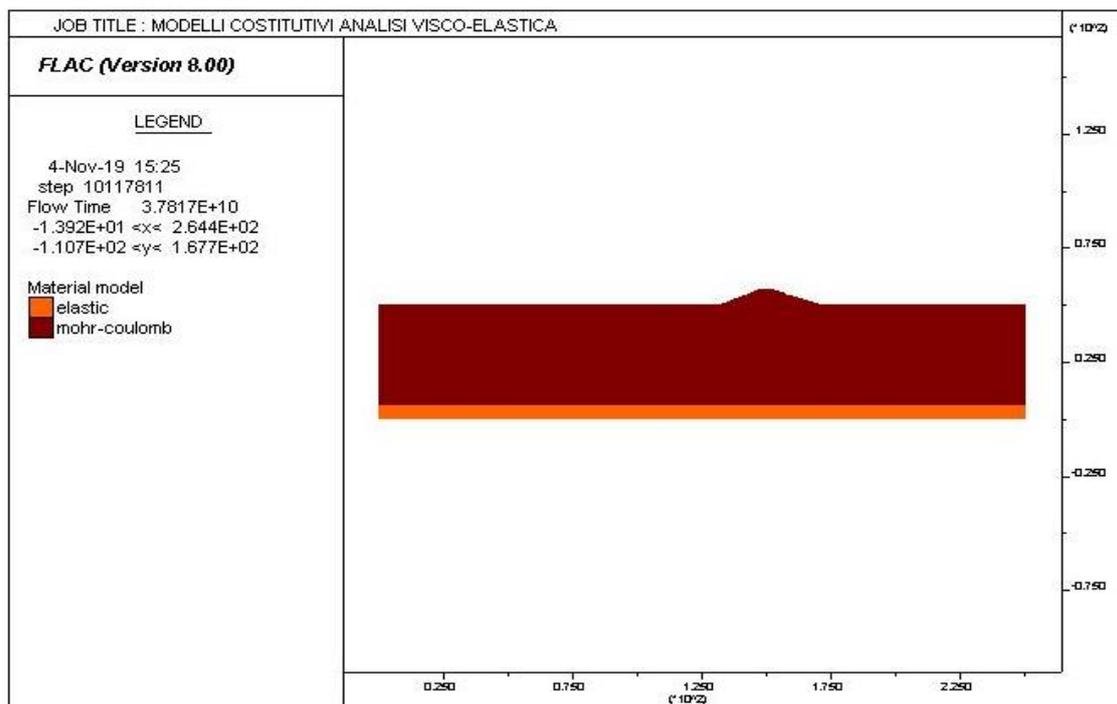


Figura 3.2.2.1. Modello elasto-plastico non accoppiato Mohr-Coulomb

Il modello costitutivo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb è alla base di tutte le analisi svolte fino a questo punto, per questo merita specificare alcuni concetti base sulla teoria del metodo.

Il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb è fondato sulla teoria dell'elasto-plasticità e richiede le seguenti componenti:

- Una relazione elastica tra sforzi e deformazione, fornita dalla matrice di rigidezza D :

$$\delta\sigma = D\delta\varepsilon^E \quad (\text{Eq.3.2.2.1})$$

rappresenta la relazione tra sforzi e deformazioni elastiche, da cui

$$D = \begin{vmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{vmatrix} \quad (\text{Eq.3.2.2.2})$$

con modulo di resistenza al taglio G e modulo di rigidezza volumetrico K .

- Una superficie di snervamento f : funzione matematica che separa il dominio del comportamento puramente elastico dal dominio elasto-plastico. Nel caso del criterio di Mohr-Coulomb la superficie di snervamento f coincide con il criterio di rottura, che può essere espresso in termini di

- Sforzi normali σ' e tangenziali τ :

$$f = \tau - \sigma' + \tan(\varphi) + c' \quad (\text{Eq.3.2.2.3})$$

con φ angolo di resistenza al taglio e c' coesione

- Tensione media p' e tensione deviatorica q

$$f = q - Mp' \quad (\text{Eq.3.2.2.4})$$

con M parametro in funzione dell'angolo di resistenza al taglio φ

- Una legge di flusso o funzione di potenziale plastico g che definisce la relazione tra l'incremento delle deformazioni plastiche e l'aumento delle tensioni. Nel dettaglio la funzione di potenziale plastico esprimibile come:

$$g = q - M^* * p + K \quad (\text{Eq.3.2.2.5})$$

dove K è una costante e M è un parametro in funzione dell'angolo di dilatanza ψ

Nelle nostre analisi i valori di angolo di resistenza al taglio φ e l'angolo di dilatanza ψ coincidono per cui si parla di legge di flusso associata e la funzione di snervamento e quella potenziale coincidono.

Flac inoltre richiede un valore massimo di tensione di trazione che non può essere superato in presenza di attrito φ :

$$\sigma_{max}^t = \frac{c}{\tan(\varphi)} \quad (Eq.3.2.2.6)$$

I parametri stimati dalle prove in situ del capitolo 2 sono riportati in tabella 3.2.2.1.

Tabella 3.2.2.1. Parametri di Mohr-Coulomb

Nome strato	Profondità strato dal coronamento [m]	Angolo di resistenza al taglio φ [°]	Angolo di dilatanza d [°]	Tensione limite t [KPa]	Coesione c' [KPa]
Diga1	2	21	21	31,26	12
Diga2	6	21	21	31,26	12
Fondazione1	17	21	21	31,26	12
Fondazione2	38	30	30	1,73	1
Fondazione3	44	35	35	1,43	1
Bedrock	50	Elastico	Elastico	Elastico	Elastico

Una seconda analisi è stata eseguita adottando per gli strati suddetti il modello accoppiato alle tensioni efficaci Finn (1975) (figura 3.2.2.2).

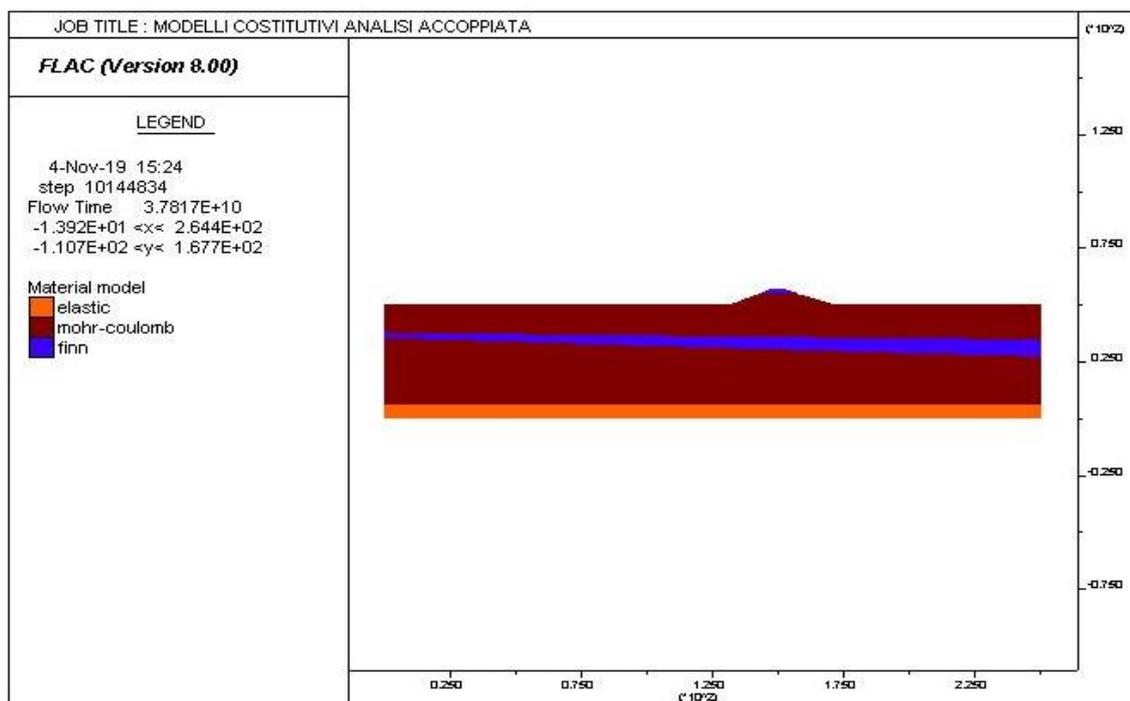


Figura 3.2.2.2. Modello accoppiato Finn

Il modello FINN è già implementato nel software FLAC.

Il modello nasce dall'osservazione che la pressione interstiziale può giocare un ruolo fondamentale durante l'applicazione di un carico ciclico come il sisma, e normalmente le analisi dinamiche sono di tipo disaccoppiato e non tengono quindi conto della relazione tra la variazione di volume e la variazione dei parametri idraulici. Un modello accoppiato può essere implementato proprio con l'utilizzo del modello Finn: si tratta di un metodo alle tensioni efficaci rigoroso, ossia l'interazione è modellata attraverso una modellazione numerica che descrive quantitativamente i fenomeni di interazione del mezzo bifase. È possibile infatti modellare la generazione e la dissipazione delle pressioni interstiziali, e la conseguente riduzione di rigidità e resistenza del materiale, e quindi effettuare una stima più accurata delle deformazioni permanenti sotto azioni sismiche.

Tuttavia, la crescita delle pressioni interstiziali è dovuta alla diminuzione del volume tra i grani dello scheletro solido, tenendo costante il valore di tensione di confinamento. In realtà si tratta di riarrangiamento del grano sollecitato ciclicamente perciò si ha una diminuzione dell'indice dei vuoti. Per questo se i vuoti sono occupati da un fluido, le pressioni di questo fluido aumentano e la pressione efficace agente sullo scheletro solido diminuisce.

È importante inoltre notare che la pressione interstiziale non cresce se il test è compiuto a volume costante, infatti l'aumento delle pressioni interstiziali è dato dal trasferimento della tensione dallo scheletro solido al fluido.

Byrne (*A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand*, 1991) ha proposto una formulazione semplificata per il calcolo necessario allo studio dell'evoluzione delle pressioni interstiziali da correlare al modello Mohr-Coulomb in Flac. Più precisamente propone la formula:

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1^c \exp(-C_2^c * (\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma})) \quad (Eq.3.2.2.7)$$

dove

- $\Delta\varepsilon_{vd}$ rappresenta l'incremento di deformazione volumetrica
- γ ampiezza della deformazione di taglio definita ingegneristicamente
- ε_{vd} rappresenta invece la deformazione volumetrica
- C_1^c e C_2^c sono due costanti. Il primo caratterizza l'ammontare della variazione di volume, il secondo rappresenta la dimensione del volume accumulato

Il software FLAC offre già implementata questa formulazione ed è necessaria la definizione dei due coefficienti appena citati, C_1^c e C_2^c .

I due parametri possono essere valutati a partire dai valori di densità relativa oppure possono essere valutati dai risultati del test SPT:

$$C_1^c = 8,7 * (N_1)_{60}^{-1,25} \quad (Eq.3.2.2.8)$$

$$C_2^c = \frac{0,4}{C_1^c} \quad (Eq.3.2.2.9)$$

Disponendo del test di penetrazione standard solo per i primi metri, si è ricavato il numero di colpi dalla resistenza alla punta del test CPTU e si sono quindi ricavati i parametri della formula di Byrne. Per il passaggio dalla resistenza della punta al numero di colpi si è utilizzato l'approccio di Robertson (1983) per le sabbie:

$$q_c = 0,45 * N_{spt} \quad (Eq.3.2.2.10)$$

Un altro aspetto chiave dell'implementazione del modello di Finn è la definizione di ciclo di deformazione con riferimento ad un problema piano: per una diga, dove la larghezza è notevolmente elevata se paragonata dell'altezza, può essere considerata però una sola componente di deformazione.

I parametri necessari per l'utilizzo del modello sono riportati in tabella 3.2.2.2.

Tabella 3.2.2.2. Parametri modello Finn

Nome strato	Profondità strato dal coronamento [m]	Resistenza alla punta media q_c [MPa]	Numero di colpi normalizzato $(N_1)_{60}$	Formula Byrne	
				C ₁	C ₂
Diga1	1	3,53	8	0,3312	0,6038
	2	3,29	7	0,3621	0,5523
	3	1,91	4	0,714	0,2801
Fondazione2	20	4,21	9	0,2657	0,7528
	21	5,43	12	0,1935	1,0338
	22	9,99	22	0,0902	2,2162
	23	7,11	16	0,138	1,4489
	24	2,45	5	0,5226	0,3827

Il confronto tra i risultati delle due analisi è qui di seguito riportato con riferimento ai risultati ottenuti nei punti di controllo fissati sul corpo diga, mentre gli ulteriori confronti, nei rimanenti punti, vengono riportati in allegato B.

Si evidenziano in prima battuta gli spettri di risposta in termini di accelerazione (figure 3.2.2.3-4) e le storie delle accelerazioni nel tempo (figure 3.2.2.5-6).

Come si può notare, sia dalla rappresentazione degli spettri che dalla storia temporale, gli andamenti presentano alcune differenze. In particolare si osserva che nel primo secondo la storia di accelerazione nel punto sul coronamento presenta valori di ampiezza più bassi nel caso di analisi condotta con il modello accoppiato rispetto la corrispettiva analisi condotta con il modello disaccoppiato. Ciò si può spiegare se si considera che nel modello accoppiato la sollecitazione sismica comporta una redistribuzione dei grani e di conseguenza una diminuzione del volume dei vuoti, i quali, se pieni d'acqua, portano ad un aumento della pressione interstiziale trasferita dallo scheletro solido al fluido: questo si traduce in una perdita

di resistenza al taglio del terreno e quindi in una diminuzione della rigidità del materiale con conseguente annullamento o diminuzione sull'effetto dell'arrivo dell'onda con la quale è sollecitato il substrato roccioso.

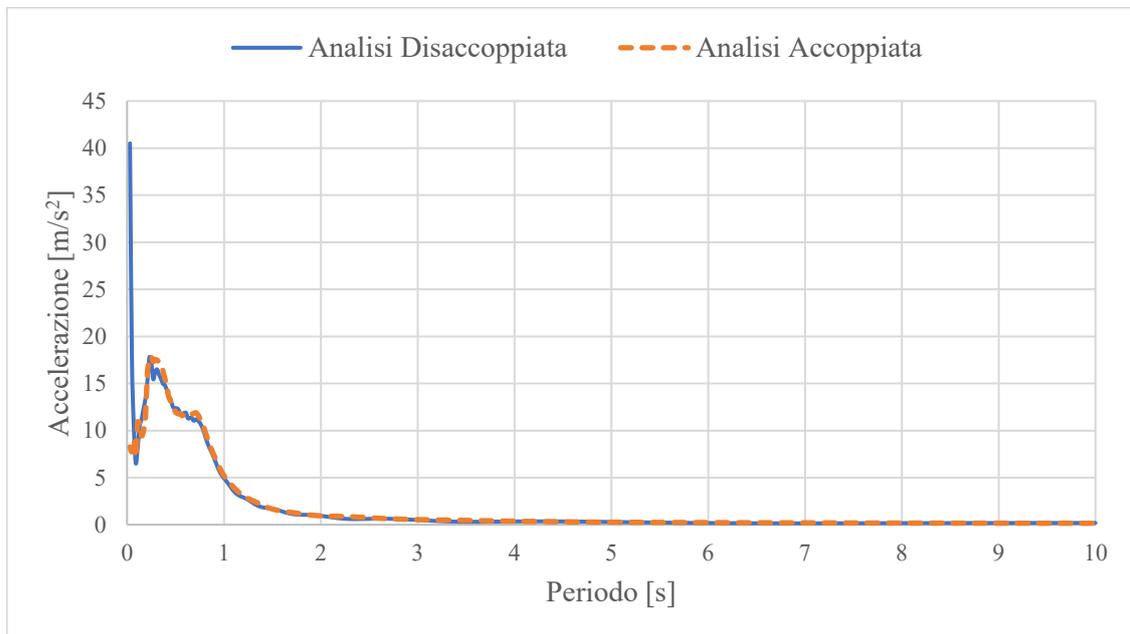


Figura 3.2.2.3. Spettro di risposta in accelerazione al coronamento del corpo diga

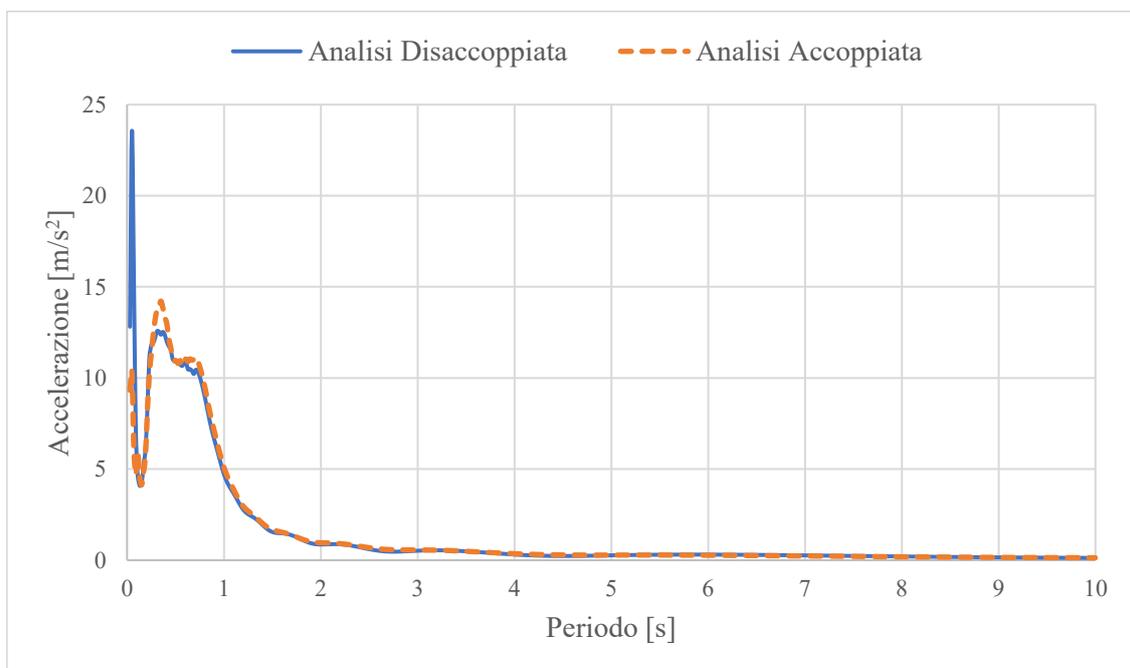


Figura 3.2.2.4. Spettro di risposta in accelerazione alla base del corpo diga

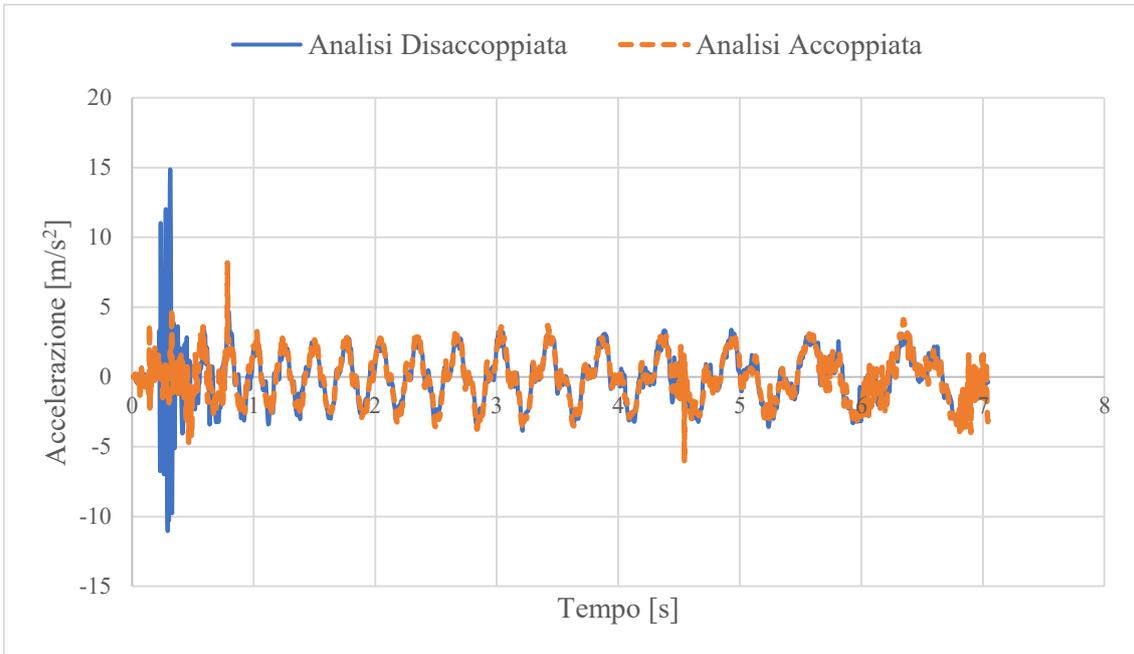


Figura 3.2.2.5. Storia delle accelerazioni sul coronamento del corpo diga

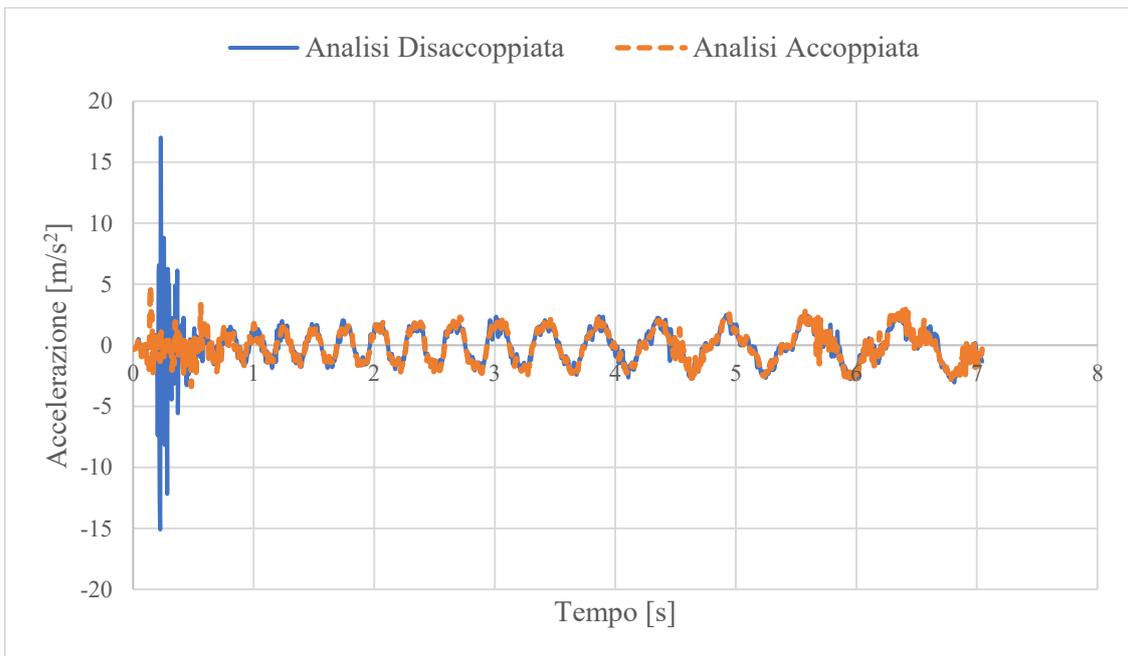


Figura 3.2.2.6. Storia delle accelerazioni alla base del corpo diga

L'andamento nell'evolversi del tempo viene a coincidere come si nota sia dalle storie temporali che dallo spettro di accelerazione.

Si confrontano ora gli spostamenti verticali (figure 3.2.2.7-9) e orizzontali (figure 3.2.2.10-12). Queste grandezze permettono di analizzare la risposta del corpo diga e di poter procedere ad un'analisi della vulnerabilità sismica mediante un approccio probabilistico basato sulla correlazione tra la misura di intensità sismica e le misure di danno, che consiste nell'obiettivo del lavoro.

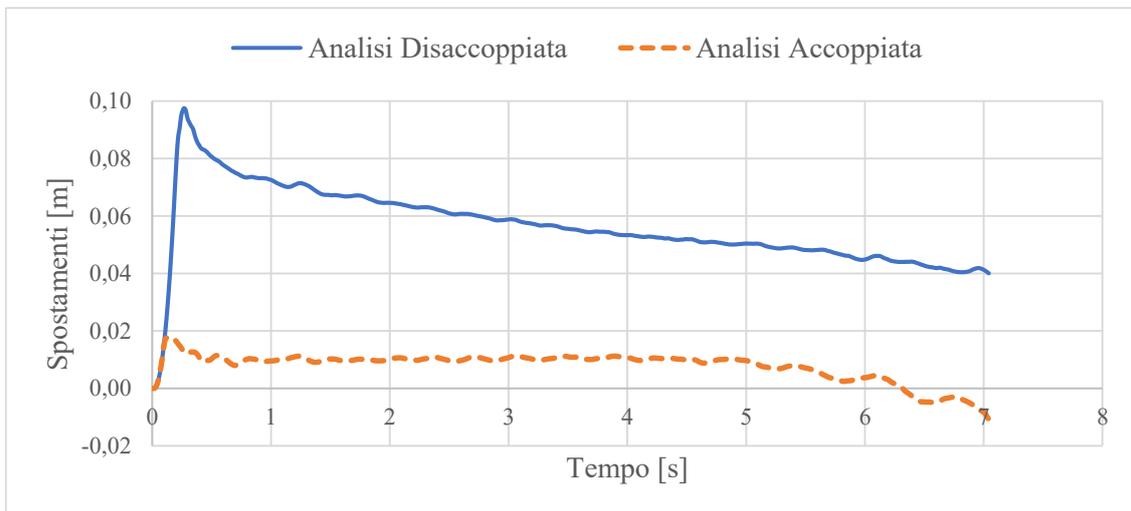


Figura 3.2.2.7. Spostamento verticale sinistro sul coronamento del corpo diga

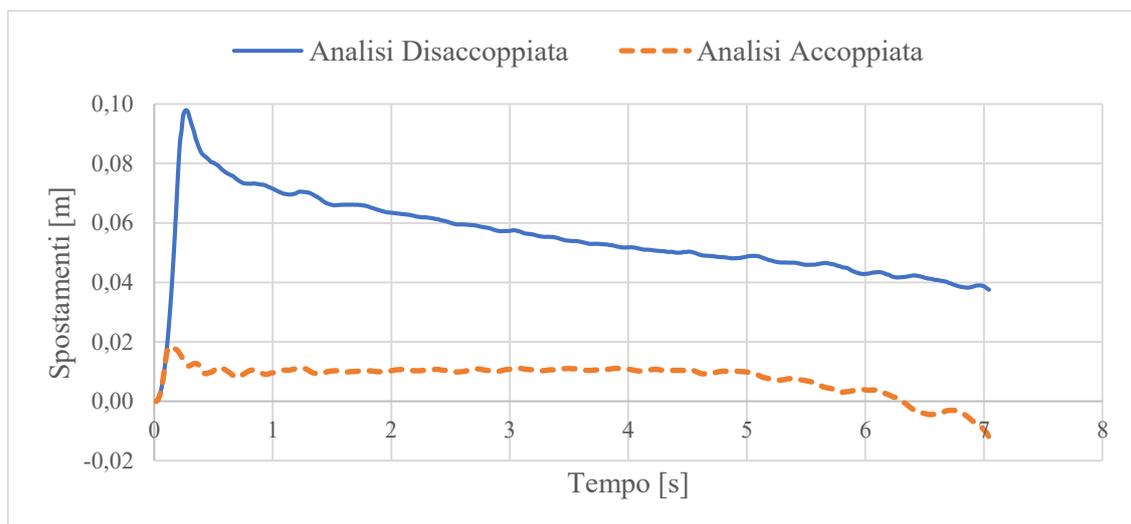


Figura 3.2.2.8. Spostamento verticale centrale sul coronamento del corpo diga

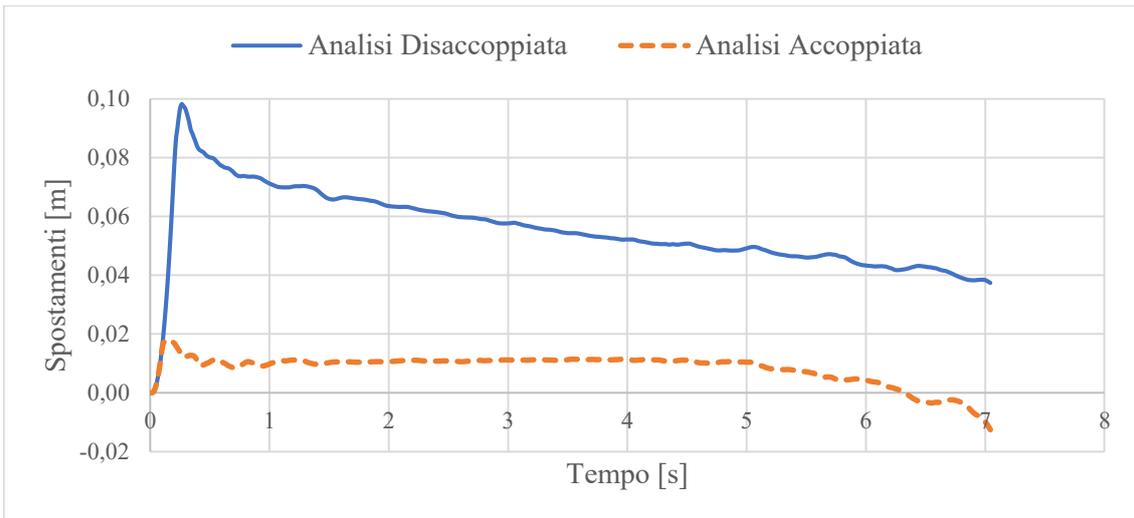


Figura 3.2.2.9. Spostamento verticale destro sul coronamento del corpo diga

Come si può notare il modello accoppiato porta a valori di cedimenti permanenti verticali maggiori rispetto al modello disaccoppiato, ciò probabilmente dovuto alla perdita di rigidità e di resistenza al taglio più marcato nel primo modello.

Per quanto riguarda gli spostamenti orizzontali invece non si riscontrano differenze tra i due modelli costitutivi, entrambi si spostano verso valle con un modo che si può definire rigido.

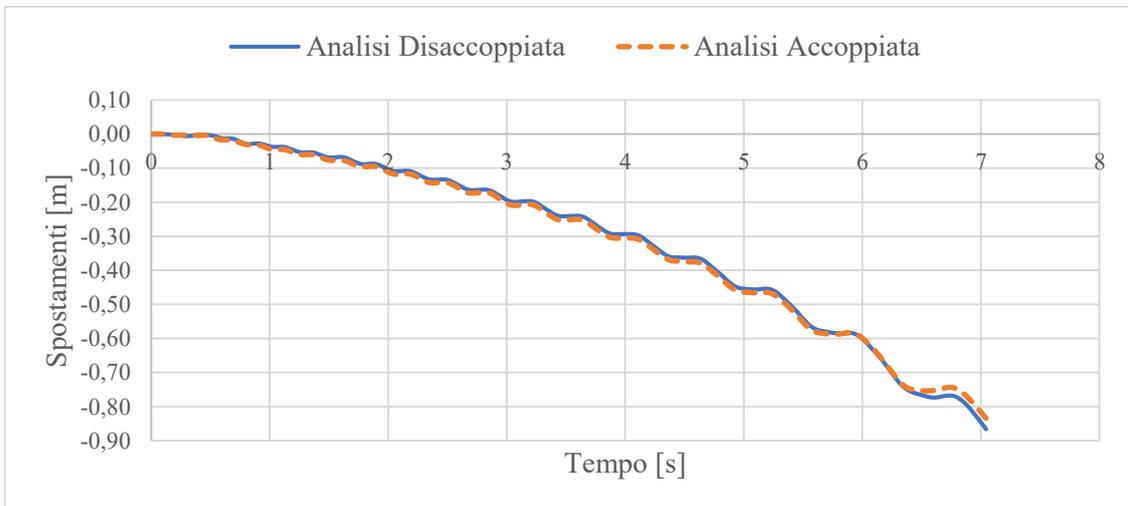


Figura 3.2.2.10. Spostamento orizzontale sinistro sul coronamento del corpo diga

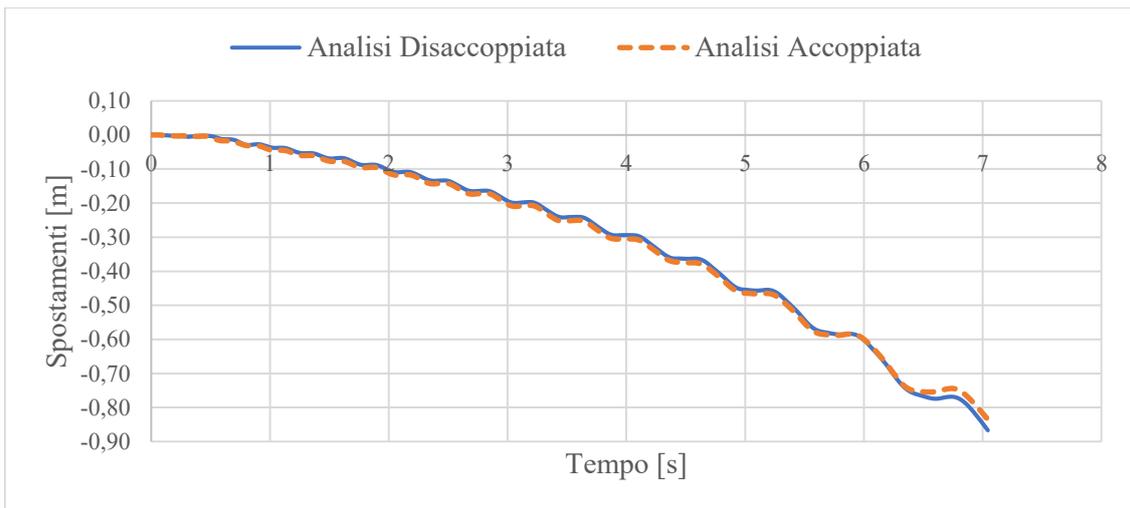


Figura 3.2.2.11. Spostamento orizzontale centrale sul coronamento del corpo diga

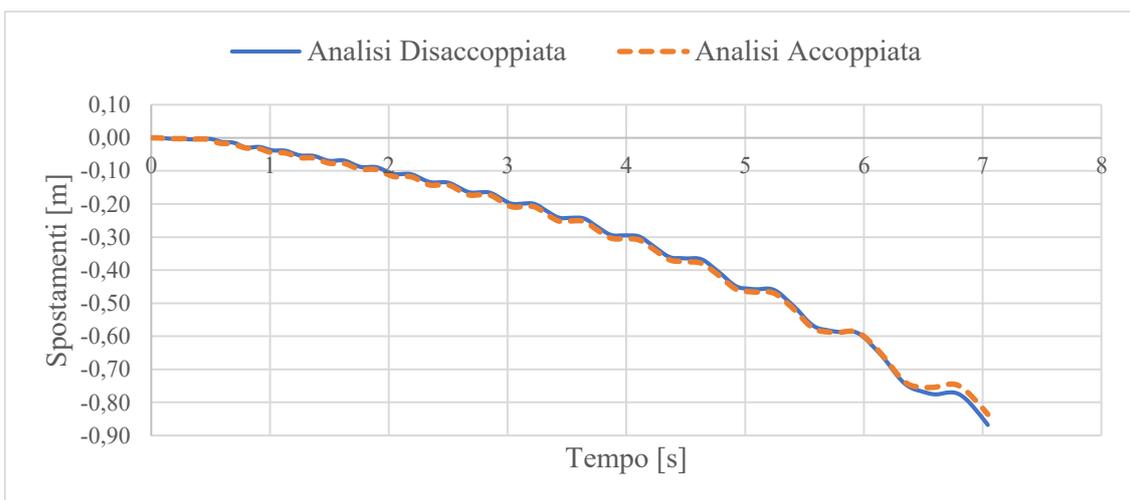


Figura 3.2.2.12. Spostamento orizzontale destro sul coronamento del corpo diga

Come ultimo confronto si riporta l'andamento degli incrementi delle pressioni interstiziali all'interno del corpo diga, nei tre punti di controllo al di sotto della superficie freatica. (figura 3.2.2.13-15)

Più nel dettaglio si riportano i valori di incremento di pressioni interstiziali valutati come differenza tra i valori registrati alla fine dell'analisi dinamica e i valori finali risultanti dopo l'analisi statica (tabella 3.2.2.3.).

Tabella 3.2.2.3. Valori massimi pressione interstiziale statica

Localizzazione	Valori massimi	
livello di falda	pp [KPa]	0,00
primo punto sottofalda		0,81
secondo punto sottofalda		11,78
base della diga		18,48

Dall'andamento degli incrementi di pressioni interstiziali si può notare come il terreno costituente il corpo diga abbia un comportamento dilatante. I valori di incremento delle pressioni risultano infatti di segno negativo, perciò il valore iniziale risulta maggiore del valore finale, di conseguenza la pressione interstiziale diminuisce e quindi aumentano i volumi dei vuoti e il materiale si dilata. Nell'analisi disaccoppiata, la differenza di pressione interstiziale è prossimo allo zero poiché non vi è variazione di pressione interstiziale, tuttavia anche in questa analisi i valori risultano di segno negativo.

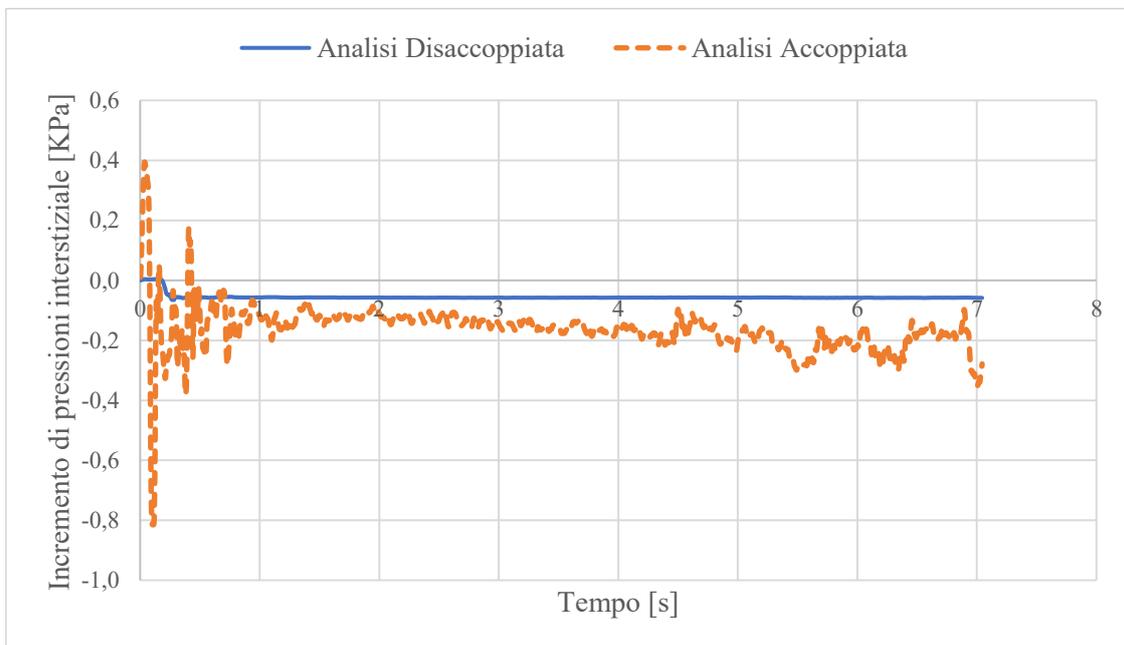


Figura 3.2.2.13. Incremento pressioni interstiziali poco al di sotto della superficie freatica

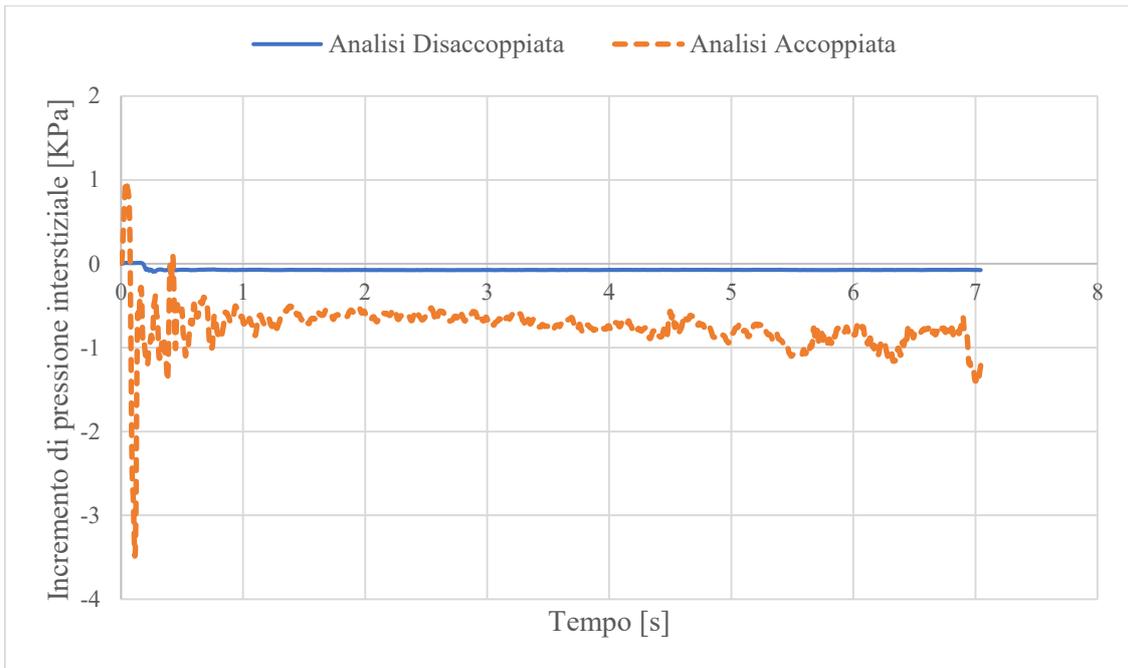


Figura 3.2.2.14. Incremento pressioni interstiziali in un punto intermedio

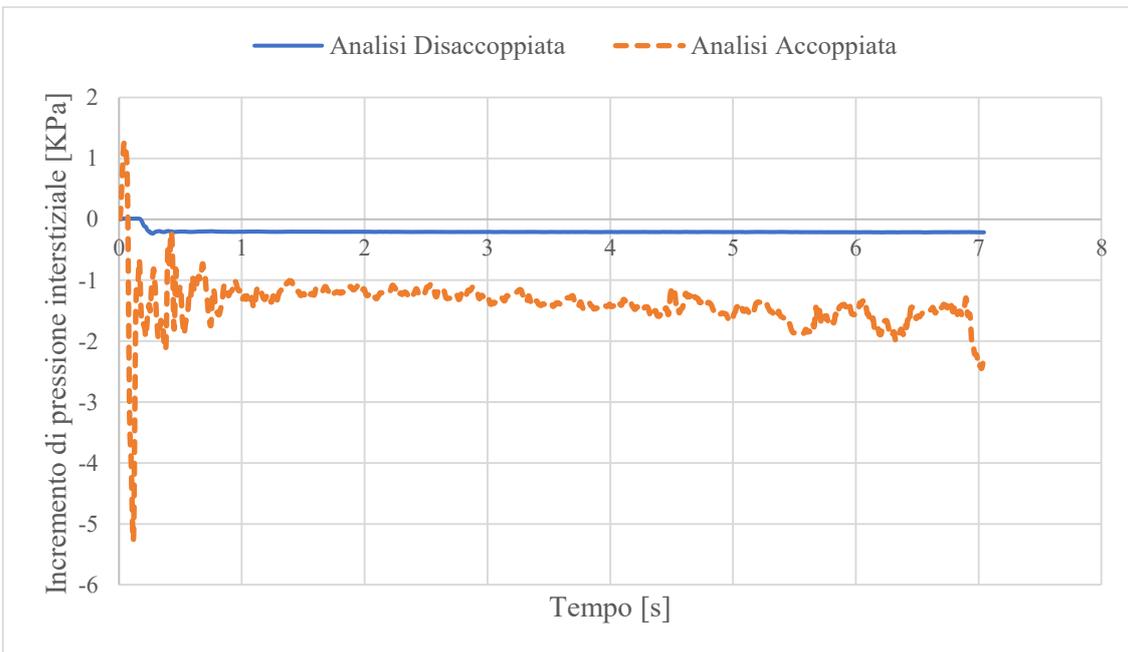


Figura 3.2.2.15. Incremento pressioni interstiziali alla base del corpo diga

3.2.3. Analisi dell'influenza dello smorzamento

Si procede dunque ad un ulteriore confronto tra analisi condotte assumendo diversi valori di smorzamento viscoso: il tempo di analisi infatti è influenzato fortemente da questo fattore, perciò si cerca un valore quanto più basso possibile così da poter velocizzare le simulazioni numeriche.

Come prima ipotesi si è utilizzato uno smorzamento alla Rayleigh pari all'1%, come suggerito dal manuale FLAC. In una seconda analisi si è abbassato ad un valore di 0,1%.

L'analisi è stata condotta sia con il modello accoppiato che con quello disaccoppiato. Si riportano in seguito solo alcuni dei risultati ottenuti con il modello accoppiato di principale interesse, riportando gli altri risultati in allegato C, tutti i risultati del modello elasto-plastico vengono invece riportati in allegato D.

I confronti tra le due analisi sono condotti in termini di storie di accelerazione e spettri di risposta in accelerazione.

Come è possibile notare gli spettri di accelerazione (figure 3.2.3.1-2) non presentano grandi differenze se non a bassi periodi, ossia nelle alte frequenze: lo smorzamento viscoso è stato impostato infatti per sopperire le carenze dello smorzamento isteretico per i valori di piccole deformazioni ad alte frequenze, tuttavia l'analisi sismica non interessa valori molto elevati di frequenze normalmente, infatti a parte a periodi tendenti allo zero la risposta non varia cambiando la percentuale di smorzamento.

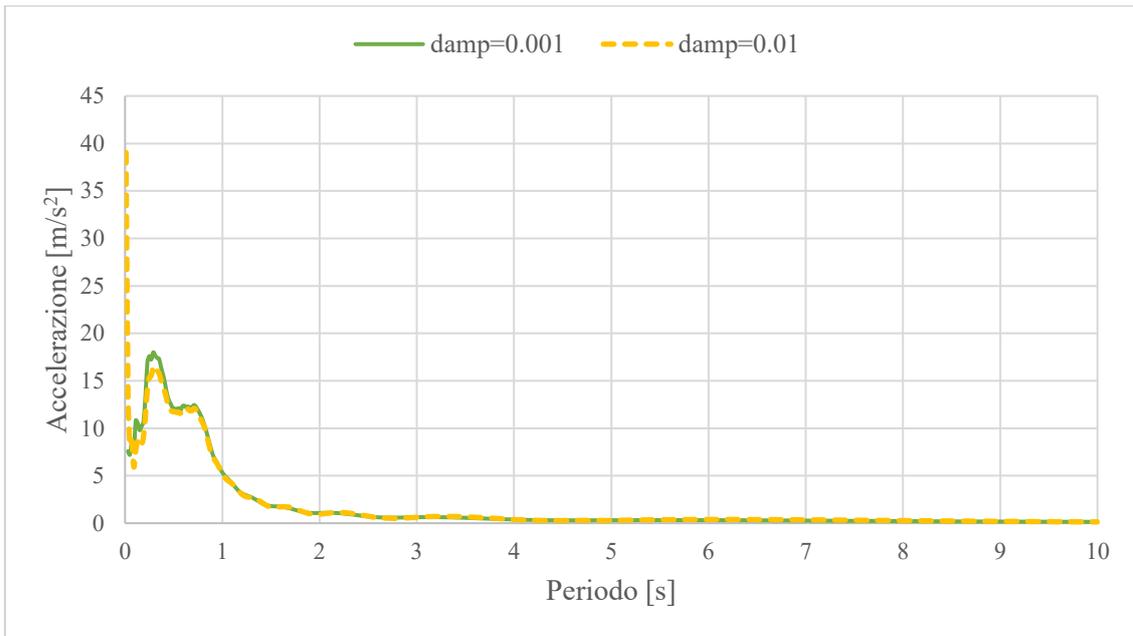


Figura 3.2.3.1. Spettro di risposta in accelerazione sul coronamento del corpo diga

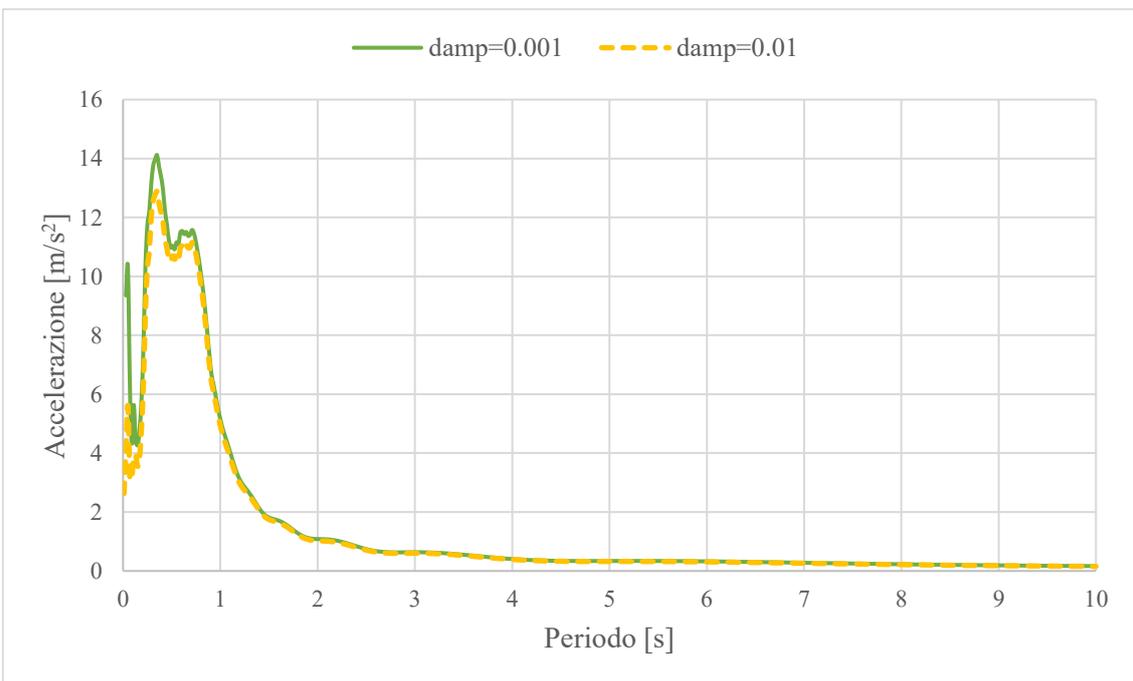


Figura 3.2.3.2. Spettro di risposta in accelerazione alla base del corpo diga

Anche in termini di accelerazioni (figure 3.2.3.3-4) le differenze sono trascurabili.

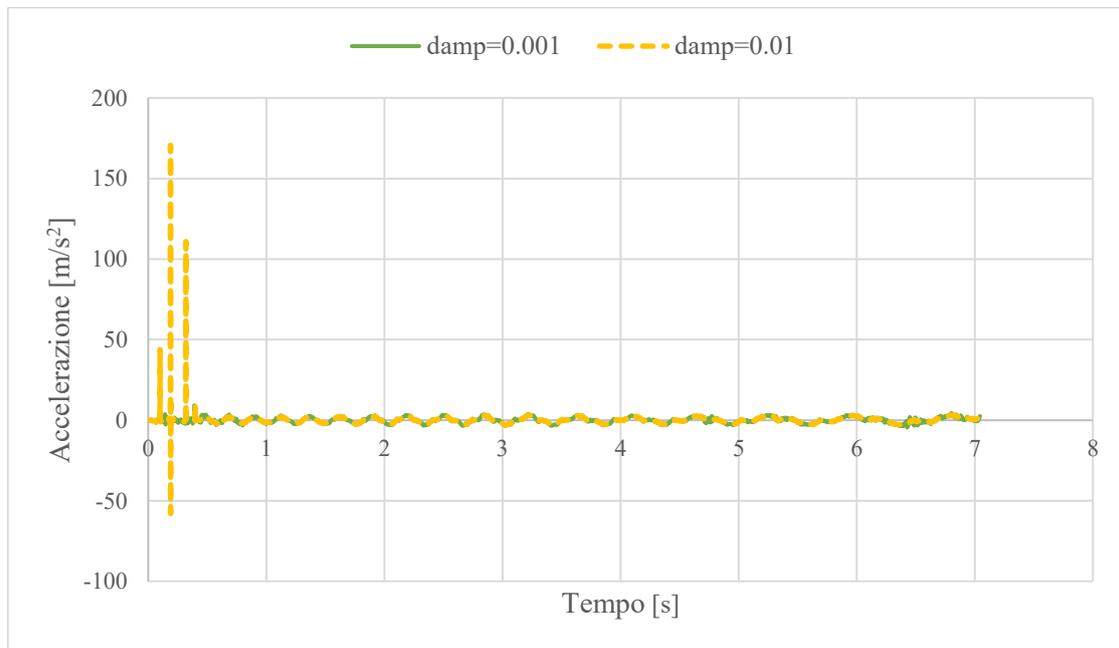


Figura 3.2.3.3. Storia delle accelerazioni sul coronamento del corpo diga

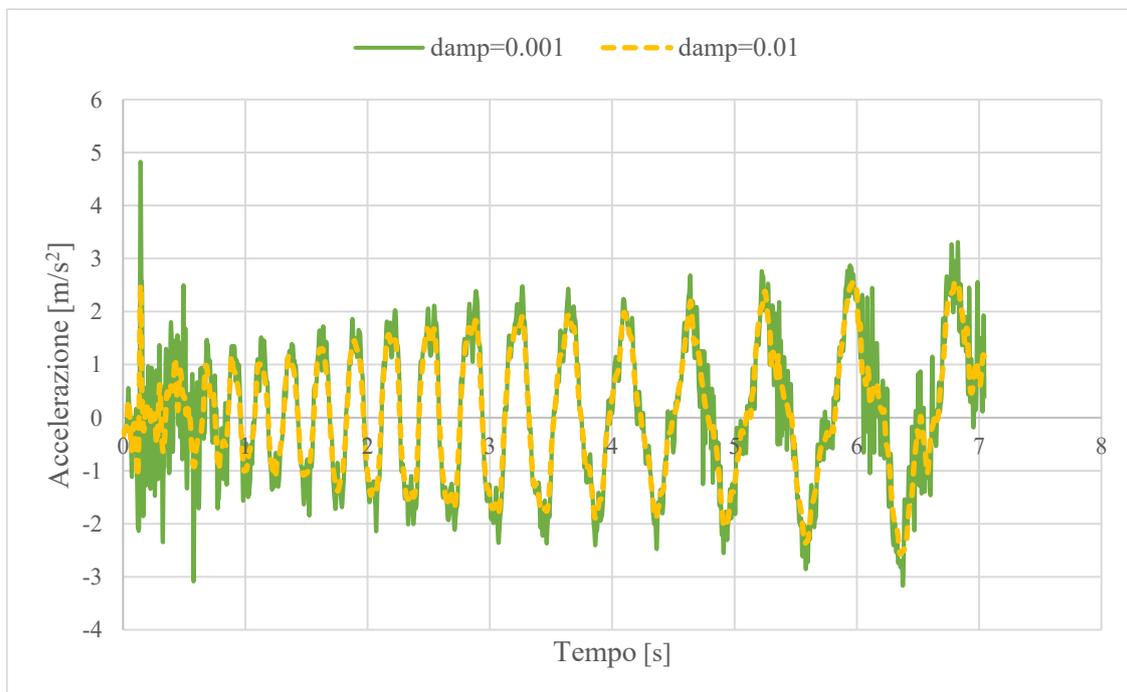


Figura 3.2.3.4. Storia delle accelerazioni alla base del corpo diga

Il confronto è inoltre condotto in termini di spostamenti (figure 3.2.3.5-10). Anche in questa analisi i risultati non differiscono di molto, ed anzi abbassando il valore di smorzamento gli spostamenti permanenti finali risultano ancora più elevati, in valore assoluto, e quindi cautelativi.

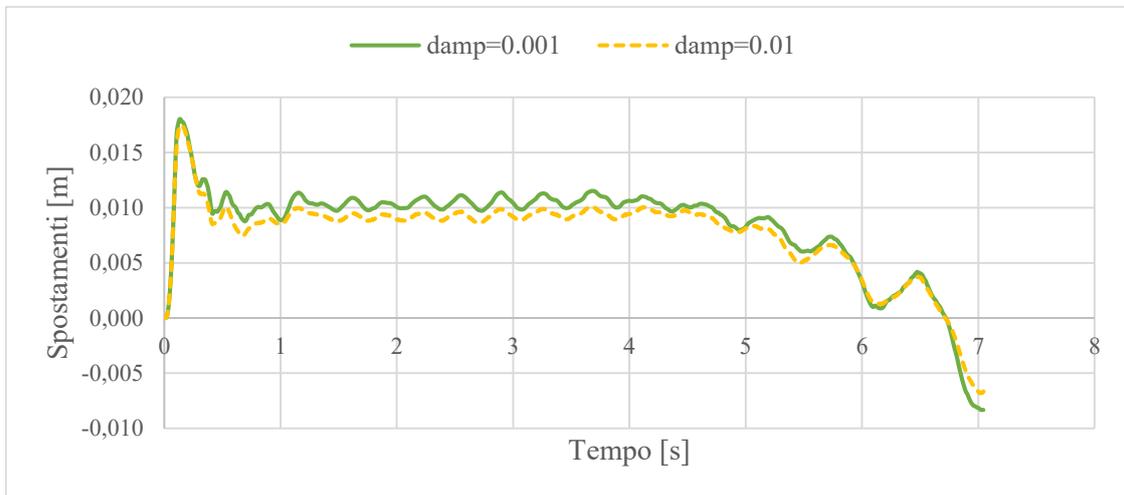


Figura 3.2.3.5. Spostamento verticale sinistro sul coronamento del corpo diga

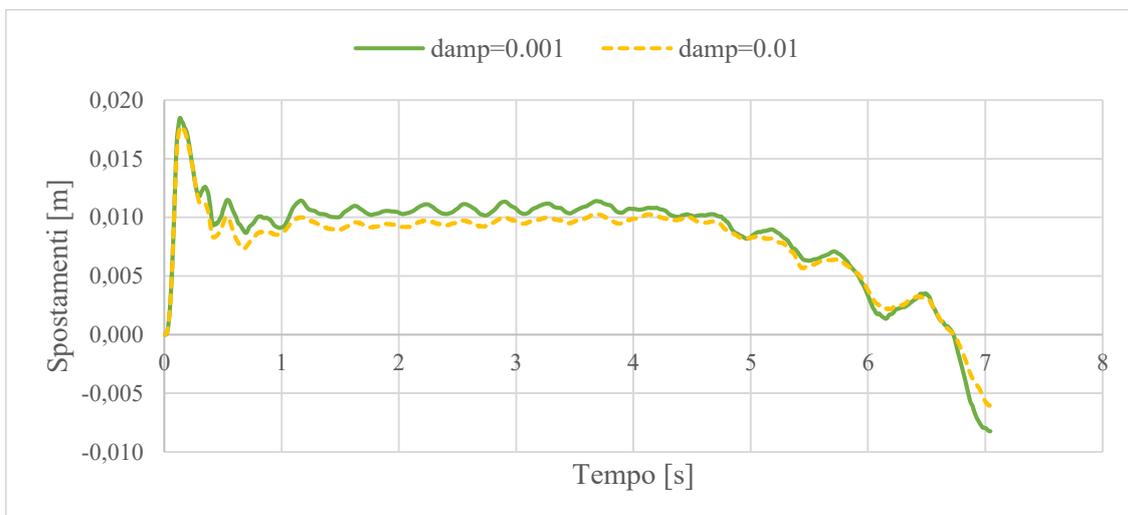


Figura 3.2.3.6. Spostamento verticale centrale sul coronamento del corpo diga

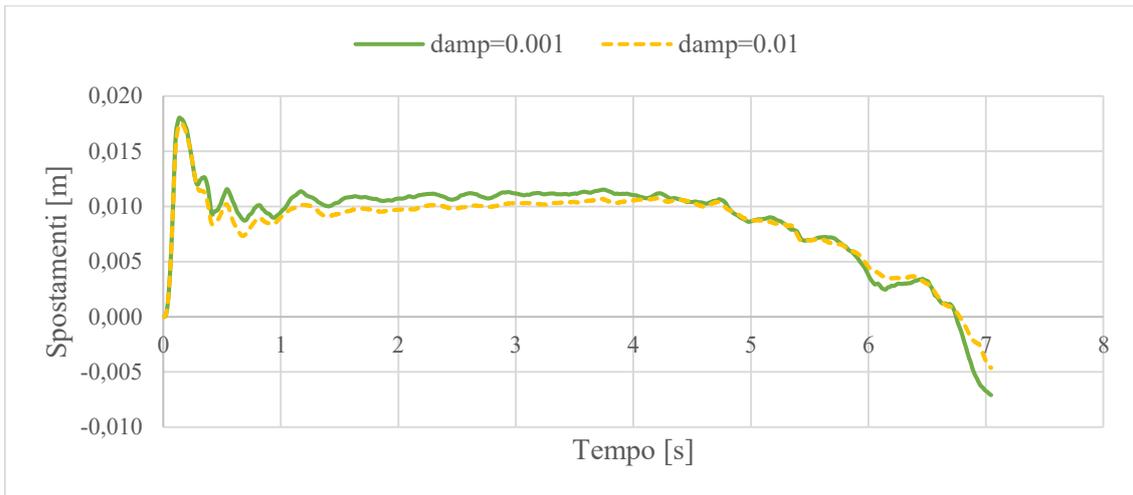


Figura 3.2.3.7. Spostamento verticale destro sul coronamento del corpo diga

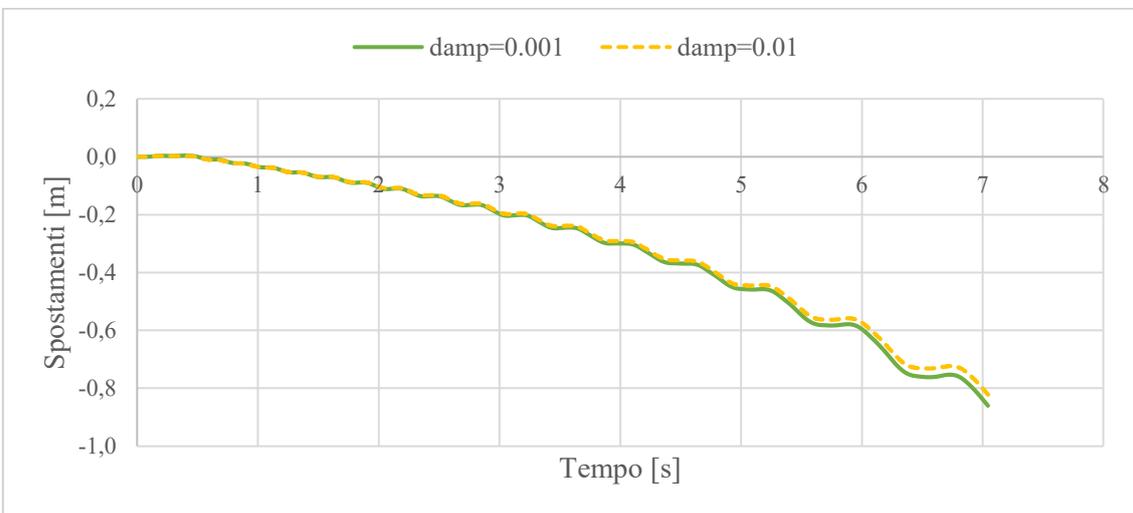


Figura 3.2.3.8 Spostamento orizzontale sinistro sul coronamento del corpo diga

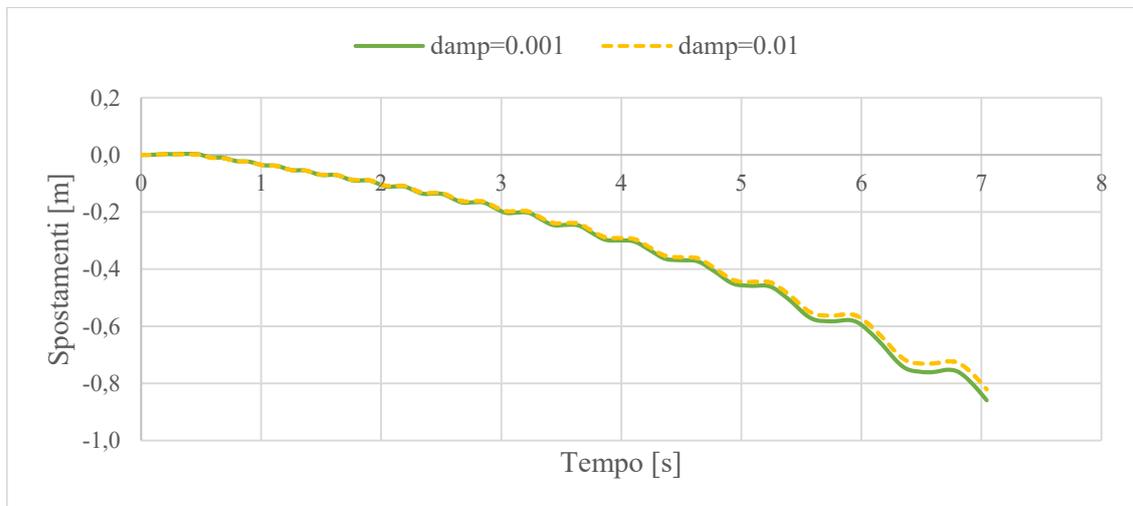


Figura 3.2.3.9. Spostamento orizzontale centrale sul coronamento del corpo diga

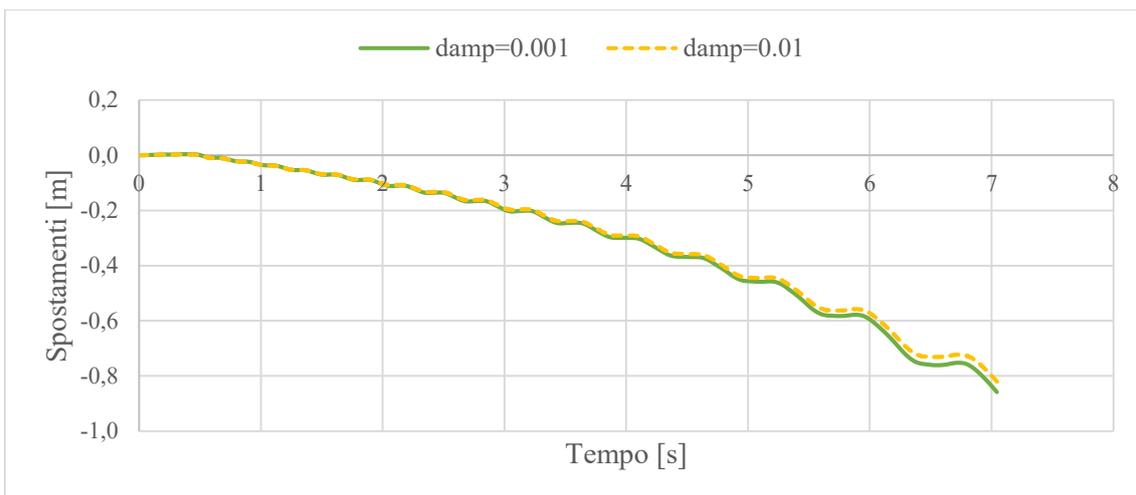


Figura 3.2.3.10. Spostamento orizzontale destro sul coronamento del corpo diga

3.2.4. Analisi dell'influenza del modulo di compressibilità dell'acqua

Un ulteriore confronto è stato condotto variando i valori del coefficiente di compressibilità dell'acqua. Il manuale Flac suggerisce infatti di aumentare di un ordine di grandezza la misura reale di tale parametro perciò si è effettuato un paragone tra i risultati ottenuti lasciando il valore di letteratura ed aumentandolo.

In questa analisi viene utilizzato solo il modello accoppiato non lineare, i cui risultati riguardanti il coro diga vengono riportati qui di seguito, mentre i rimanenti sono riportati nell'allegato E.

Dai confronti tra gli spettri di risposta in accelerazione (figure 3.2.4.1-2) e delle storie temporali (figure 3.2.4.3-4) delle stesse, non si percepiscono particolari differenze. Un'osservazione può essere dedicata alla diversità all'inizio dell'analisi visibile soprattutto nei grafici della storia temporale, il cui andamento risulta poco realistico.

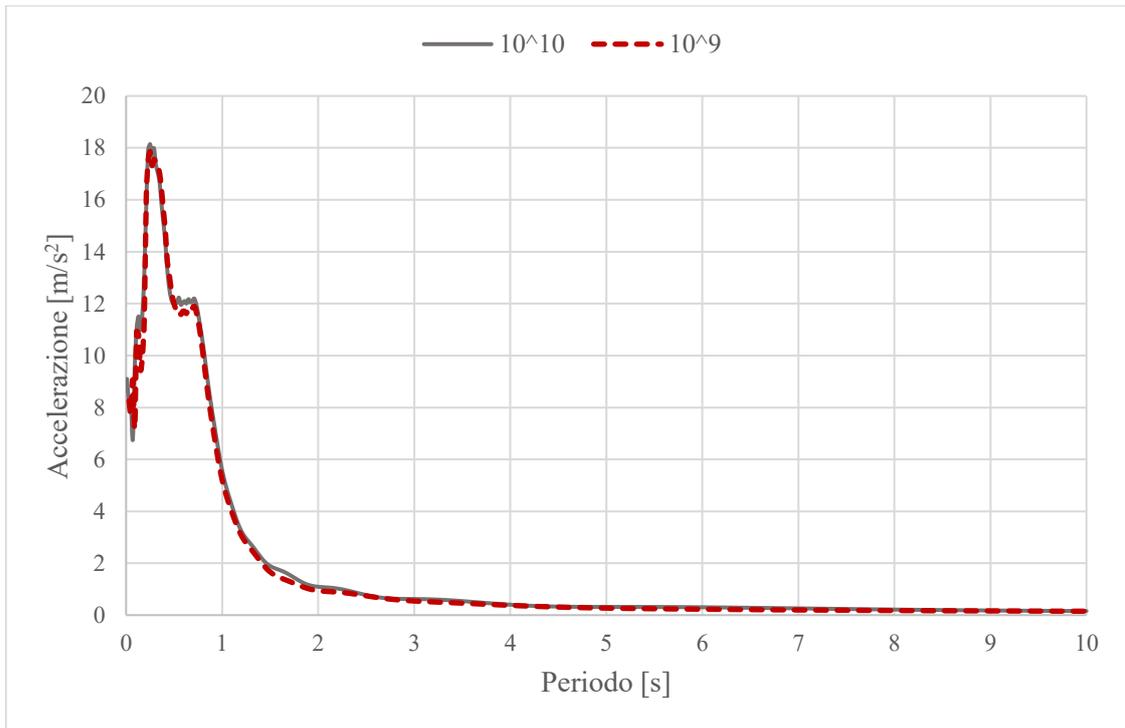


Figura 3.2.4.1. Spettro di risposta in accelerazione sul coronamento della diga

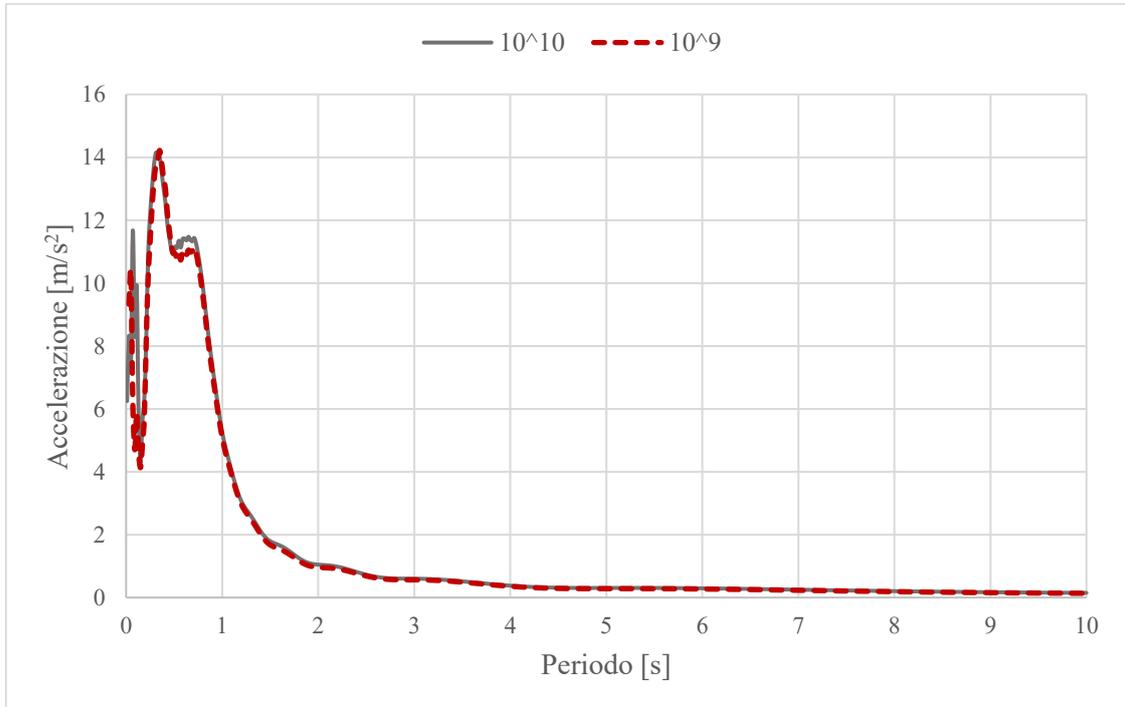


Figura 3.2.4.2. Spettro di risposta in accelerazione alla base del corpo diga

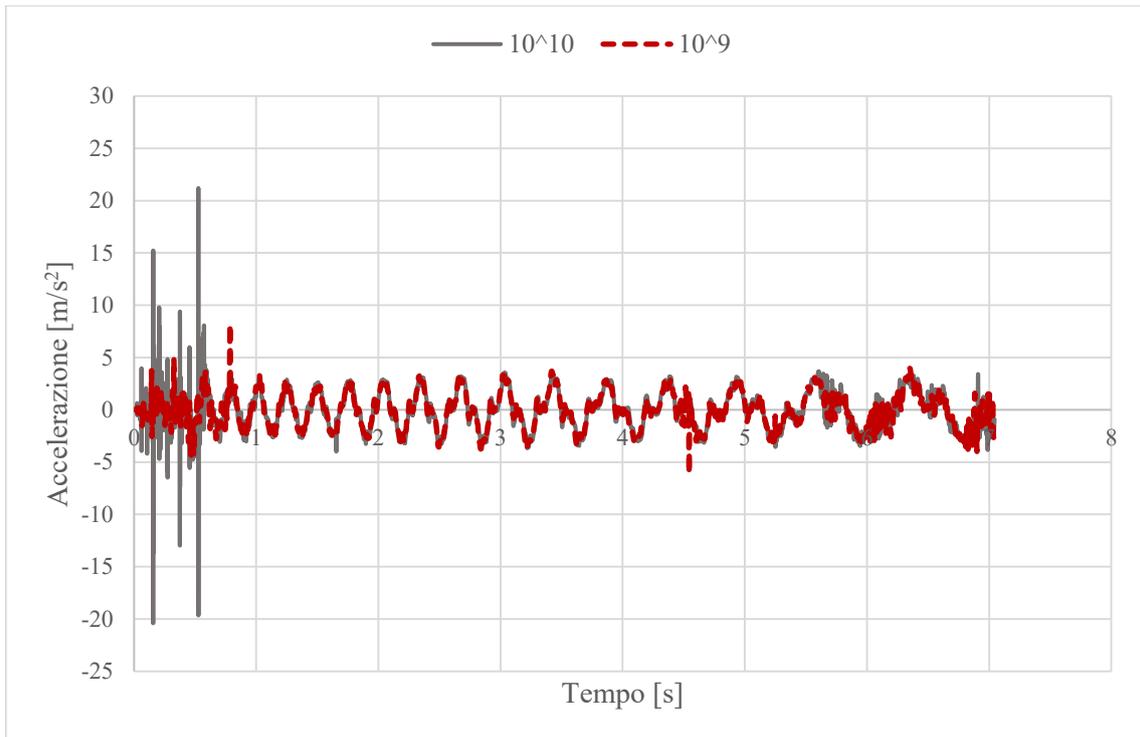


Figura 3.2.4.3. Storia delle accelerazioni sul coronamento del corpo diga

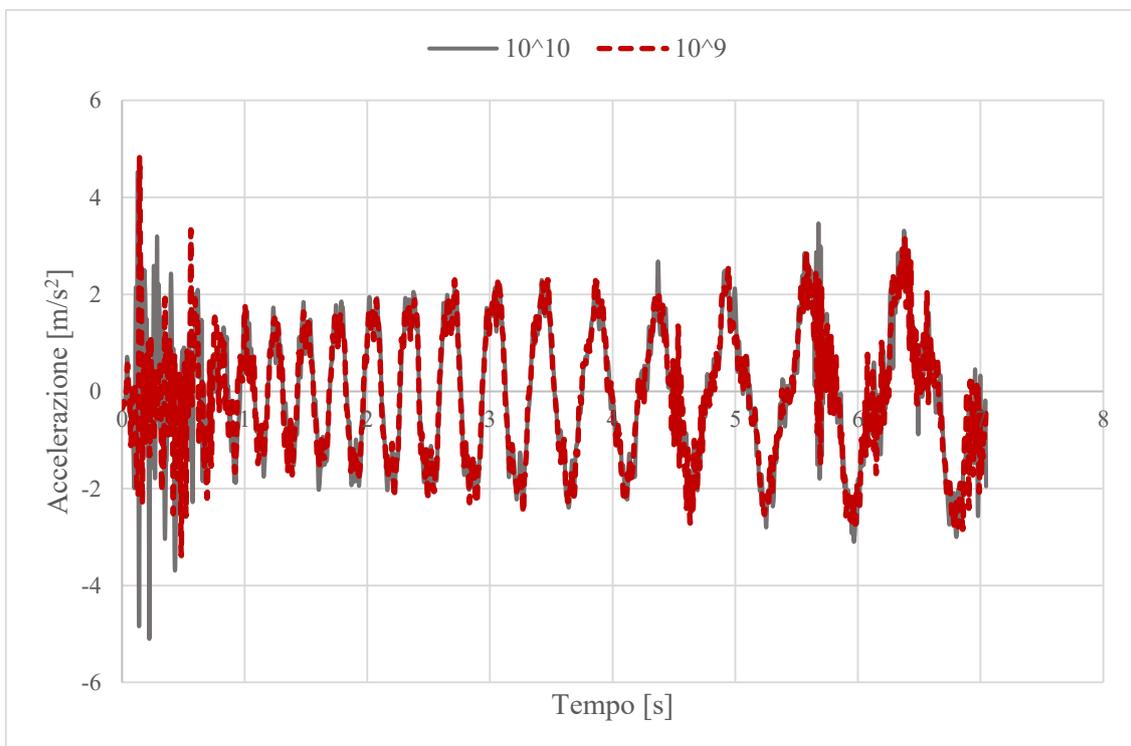


Figura 3.2.4.4. Storia delle accelerazioni alla base del corpo diga

In termini di cedimenti verticali (figura 3.2.4.5-7) tuttavia i risultati non variano in modo consistente, mentre i valori degli spostamenti orizzontali (figura 3.2.4.8-10) coincidono, quindi per accorciare i risultati delle analisi si è optato per il valore reale del modulo di compressibilità dell'acqua.

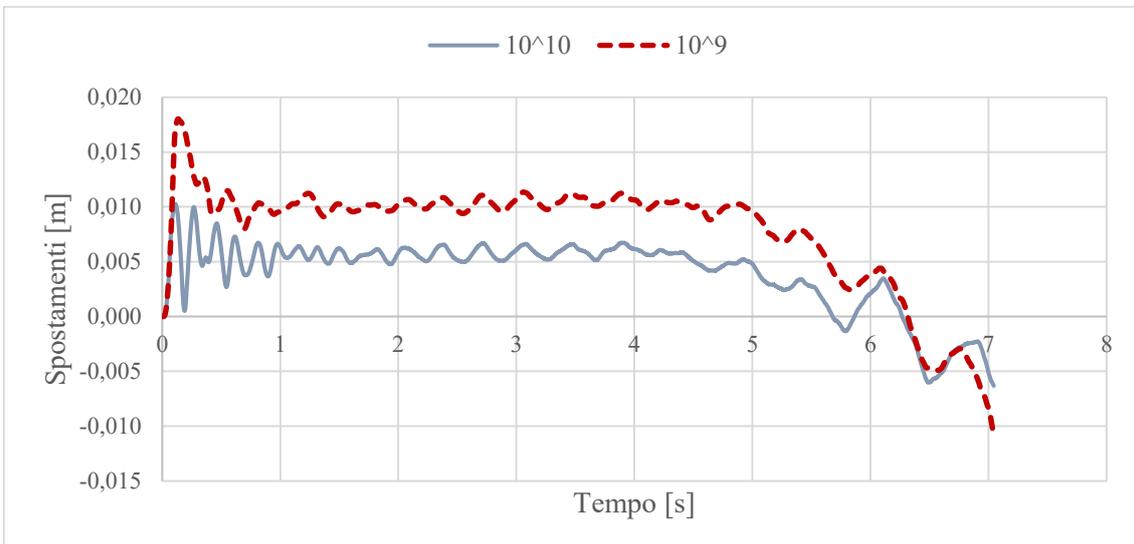


Figura 3.2.4.5. Spostamento verticale sinistro sul coronamento del corpo diga

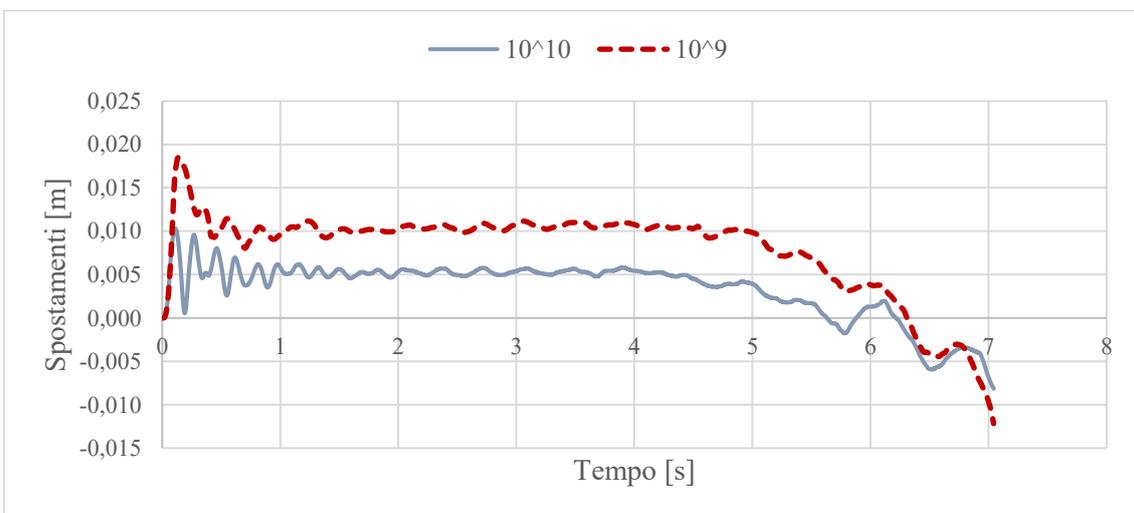


Figura 3.2.4.6. Spostamento verticale centrale sul coronamento del corpo diga

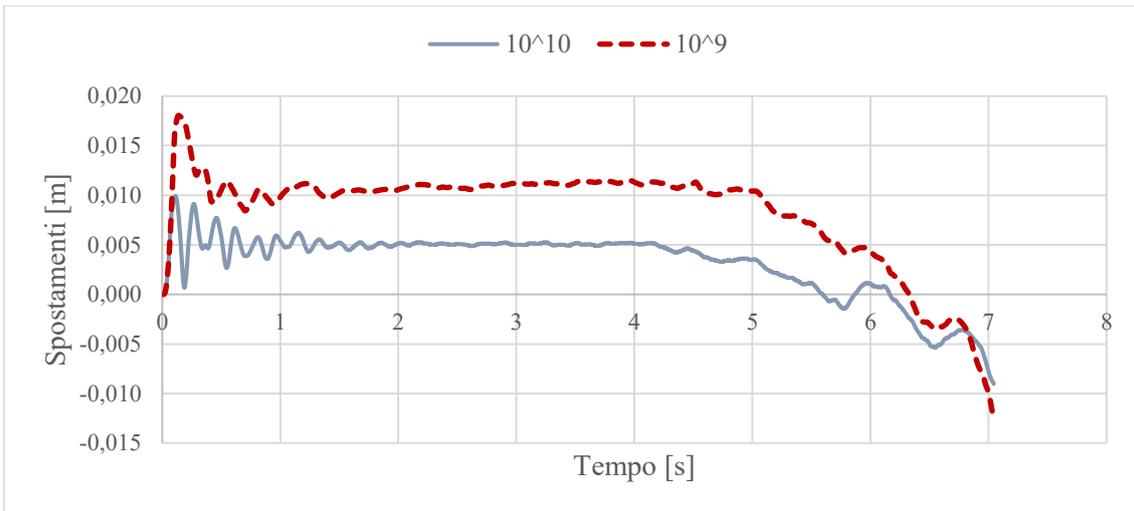


Figura 3.2.4.7. Spostamento verticale destro sul coronamento del corpo diga

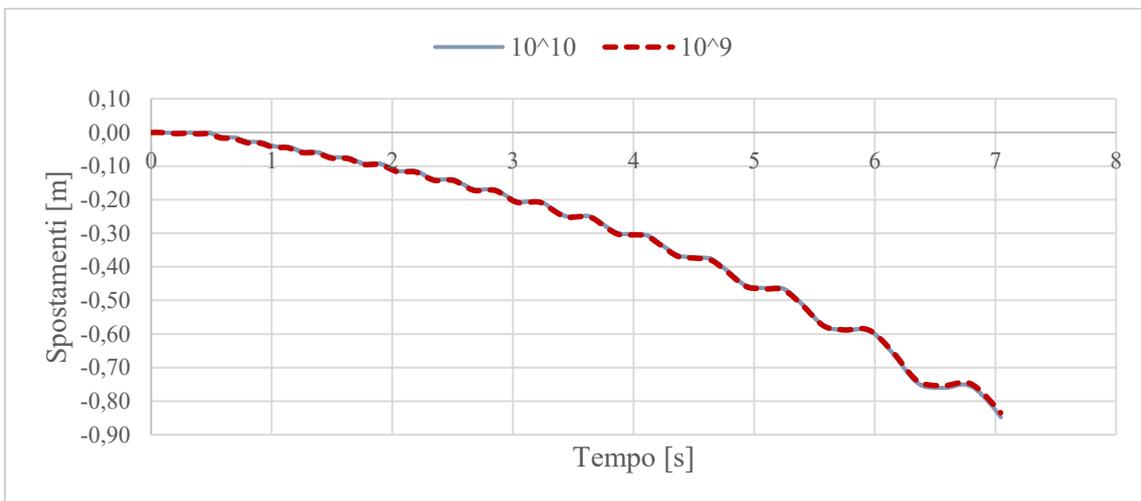


Figura 3.2.4.8. Spostamento orizzontale sinistro sul coronamento del corpo diga

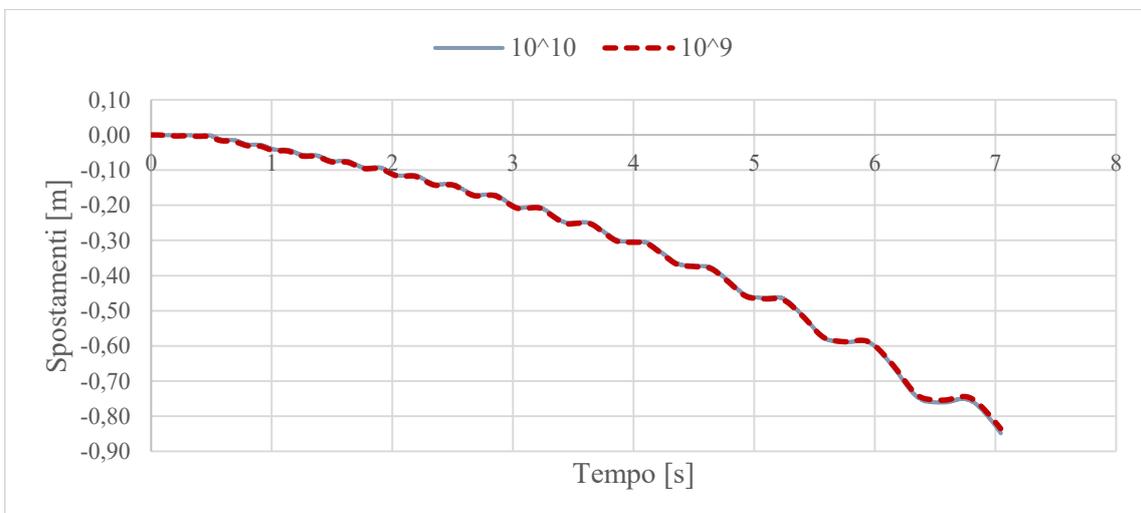


Figura 3.2.4.9. Spostamento orizzontale centrale sul coronamento del corpo diga

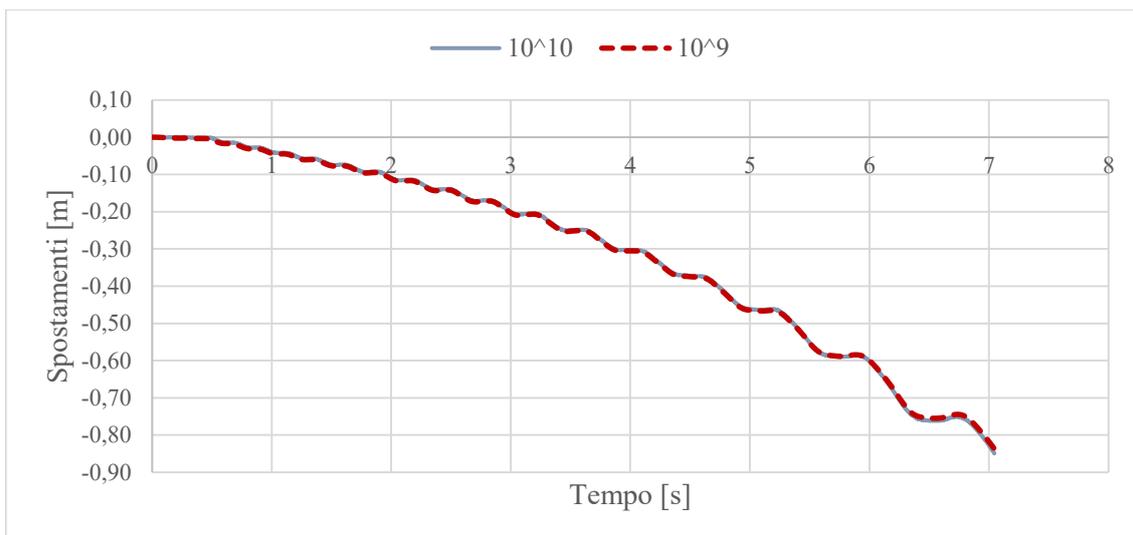


Figura 3.2.4.10. Spostamento orizzontale destro sul coronamento del corpo diga

3.2.5. Analisi dell'influenza dell'intensità del sisma

Infine come ultima analisi sono stati nuovamente paragonati i modelli costitutivi disaccoppiato ed accoppiato sia con il sisma più intenso che con quello meno. I criteri di selezione degli input sismici vengono riportati nel capitolo seguente, essendo entrambi gli eventi sismici parte delle analisi numeriche avanzate. I risultati completi sono riportati in allegato F.

Si riportano invece i grafici ottenuti in termini di spostamenti.

Per i cedimenti verticali, il sisma più intenso raggiunge valori più elevati nell'analisi elasto-plastica, come si nota dal grafico dello spostamento medio dei tre punti (figura 3.2.5.1), mentre per il sisma con intensità minore si osserva il comportamento opposto (figura 3.2.5.2)

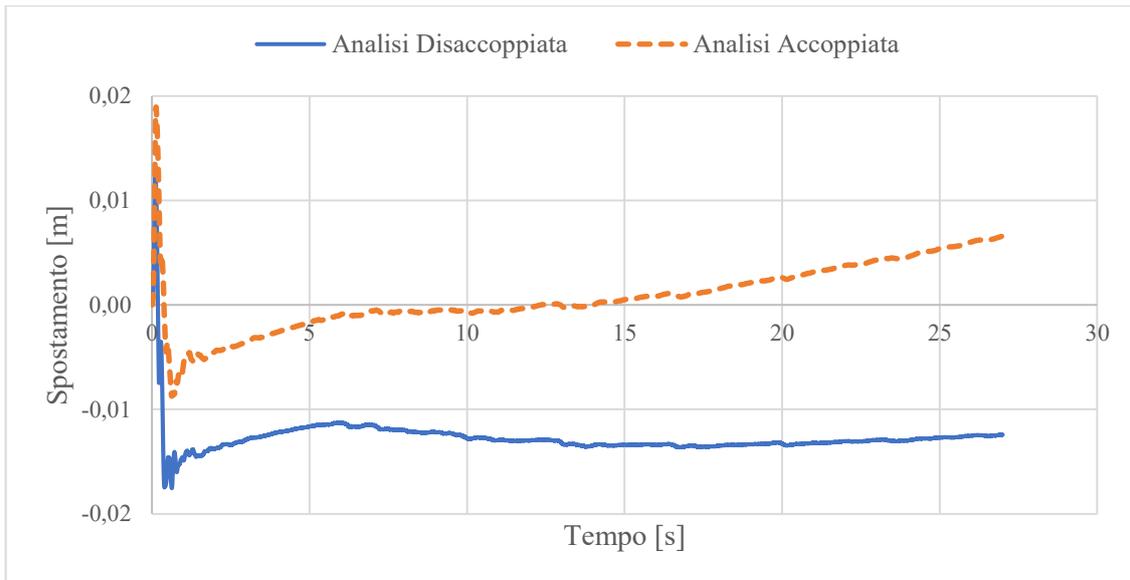


Figura 3.2.5.1. Spostamenti verticali medi per il sisma più intenso

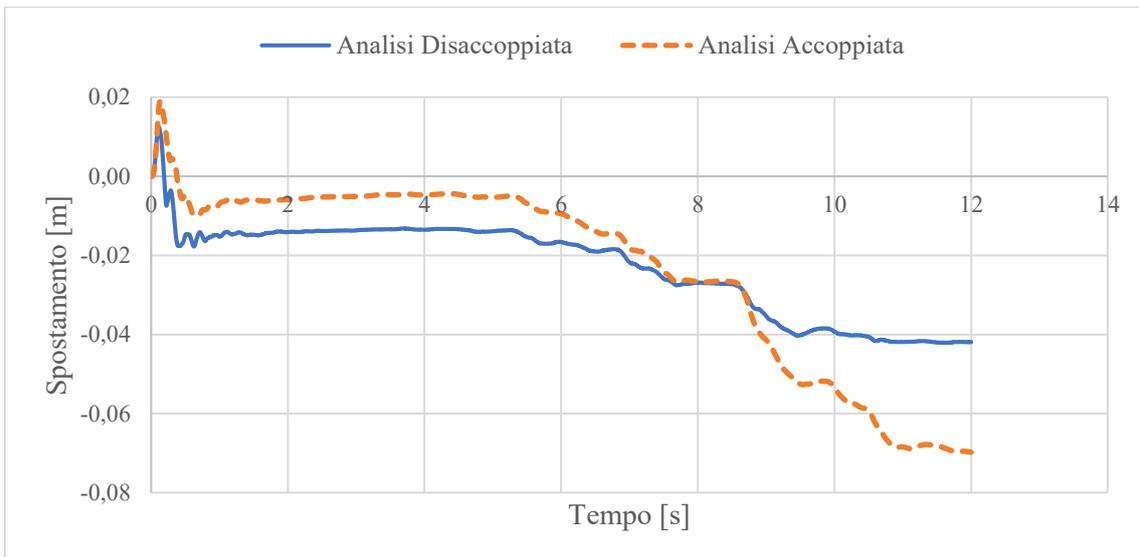


Figura 3.2.5.2. Spostamenti verticali medi per il sisma meno intenso

In termini di spostamenti orizzontali invece il modello risulta coerente per i due eventi considerati. (figure 3.2.5.3-4)

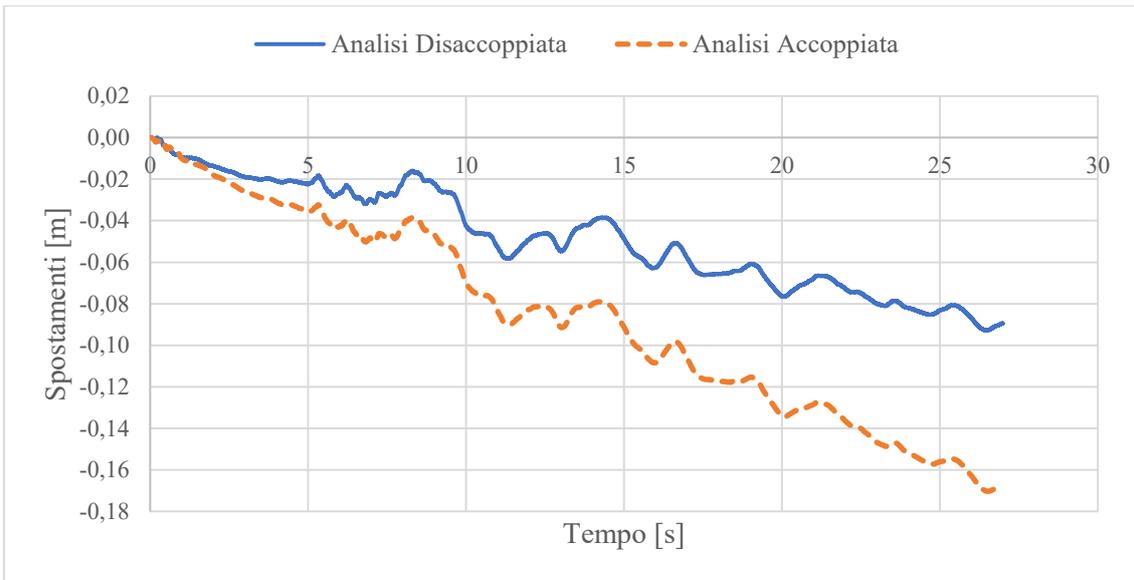


Figura 3.2.5.3. Spostamenti orizzontali medi per il sisma più intenso

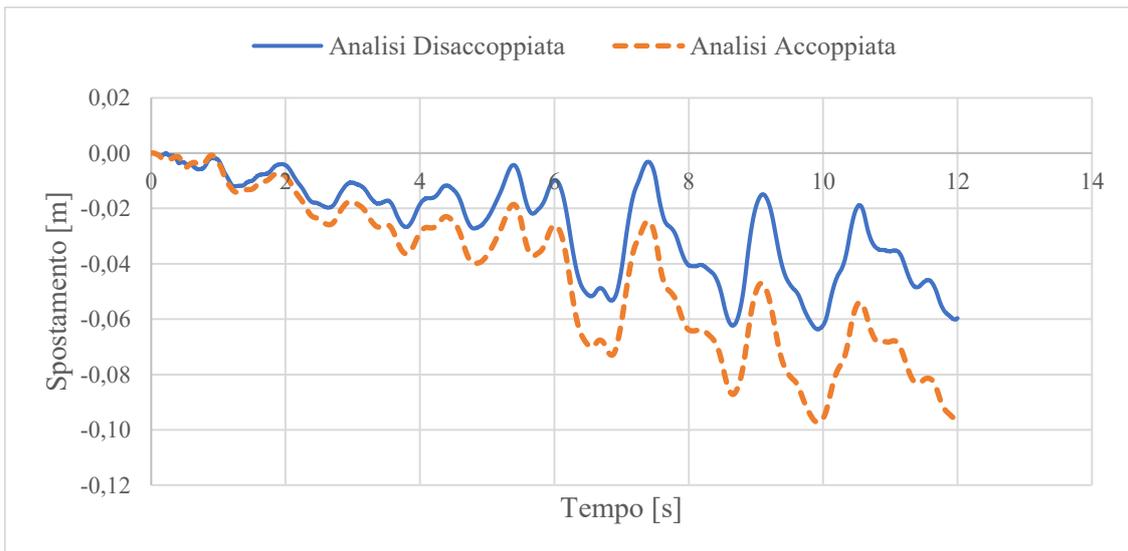


Figura 3.2.5.4. Spostamenti orizzontali medi per il sisma meno intenso

4. ANALISI DINAMICHE AVANZATE

Terminata la validazione del modello numerico si procede con lo svolgimento delle analisi dinamiche avanzate selezionando innanzitutto gli input sismici e riportando poi i risultati delle dieci analisi svolte.

Andando per ordine vengono quindi selezionati gli input sismici con un'accurata ricerca basata sul comune di Arignano e di seguito vengono mostrati i risultati in termini di spettri delle accelerazioni e di spostamenti, questi ultimi utilizzati nel capitolo successivo per la definizione delle curve di fragilità.

4.1. Definizione degli input sismici

Definiti i parametri di disaggregazione e in particolare la magnitudo, la distanza epicentrale, e il valore di accelerazione attesa al sito per la città di Arignano nel capitolo 1, si passa alla selezione degli accelerogrammi dalla banca dati italiana *ITACA 3.0 (Italian Accelerometric Archive v3.0.,2019)*. I criteri di ricerca sono imposti secondo quanto di seguito riportato:

- Magnitudo: 4-6
- distanza epicentrale[km]: 10-90
- PGA [cm/s^2]: 30-60
- tipo di suolo: A

Sono stati così selezionati i dieci accelerogrammi utilizzati per le analisi dinamiche avanzate. In tabella 4.1.1. si riportano i principali parametri di scuotimento che caratterizzano le registrazioni sismiche selezionate.

Tabella 4.1.1. Parametri di pericolosità degli accelerogrammi selezionati

	Sisma 0	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Sisma 5	Sisma 6	Sisma 7	Sisma 8	Sisma 9
PGA [cm/sec ²]	28,36	37,92	35,57	33,29	33,33	34,82	34,14	40,85	32,21	43,13
PGV [cm/sec]	3,16	2,08	1,71	0,80	1,30	1,33	2,50	1,18	1,03	0,97
PGD [cm]	0,37	0,23	0,18	0,05	0,05	0,15	0,32	0,18	0,05	0,22
V_{max}/A_{max} [sec]	0,11	0,06	0,05	0,02	0,04	0,04	0,07	0,03	0,03	0,02
AI [m/sec]	0,01	0,02	0,01	0,01	0,02	0,01	0,01	0,02	0,01	0,01
SED [cm ² /sec]	7,17	7,81	2,33	0,34	1,12	1,64	2,70	1,57	0,36	0,96
CAV [cm/sec]	65,40	137,04	82,95	41,52	127,68	85,02	71,41	117,15	69,12	82,39
SMA [cm/sec ²]	23,68	23,03	33,26	21,29	30,75	28,25	27,63	37,51	25,04	28,72
SMV [cm/sec]	1,87	1,57	1,25	0,66	0,96	1,03	1,45	1,09	0,83	0,74

Dove:

- Accelerazione massima

Corrisponde all'accelerazione massima misurata dalla storia temporale in corrispondenza della superficie libera, chiamata anche PGA, tuttavia è un parametro riduttivo poiché è misurato in un certo istante.

- Velocità massima

Corrisponde alla velocità massima misurata dalla storia temporale in corrispondenza della superficie libera, chiamata anche PGV, ed è ottenuta integrando i valori dell'accelerometro.

- Spostamento massimo

Corrisponde al valore massimo di spostamento misurato nella storia temporale. Nel passaggio da accelerazione a velocità e infine spostamento tuttavia vengono perse le componenti ad alta frequenza.

- Rapporto Velocità massima-Accelerazione massima

Legato al contenuto di frequenza nello scuotimento sismico. Moltiplicando questo parametro per 2π si ottiene il periodo di vibrazione di un'onda armonica equivalente e si ricavano così informazioni sui periodi propri dominanti nello scuotimento.

- Intensità di Arias

Massimo della funzione di intensità del moto, ossia una cumulata crescente della storia delle accelerazioni associata all'energia del segnale ricevuto in un punto. Questo parametro è legato al contenuto di energia.

- Densità di Energia Specifica

Questo parametro, indicato con SED, è definito a partire dalla storia delle velocità e rappresenta l'energia associata allo scuotimento.

- Velocità Assoluta Cumulata

Definita come l'area sottesa all'accelerogramma. La CAV è correlata al livello di danneggiamento strutturale delle strutture ordinarie. Non è una vera e propria velocità ma può essere vista come somma delle variazioni di velocità (valore assoluto) in ogni istante.

- Massima Accelerazione Sostenuta e Massima Velocità Sostenuta

Sono definite come il terzo massimo valore raggiunto nella storia dello scuotimento. Sono ritenuti indicatori più attendibili rispetto a PGA e PGV per il potenziale danneggiamento, poiché il danno si manifesta non tanto per un singolo picco bensì per un'azione ciclica e duratura.

Le storie temporali di accelerazioni selezionate sono confrontate in termini di spettri di risposta valutati con uno smorzamento pari al 5% per una probabilità di superamento del 10% in 50

anni, ossia le azioni di progetto sismiche per una struttura ordinaria per le verifiche di stato limite di salvaguardia della vita.

Si confrontano gli spettri con quello fornito dalla norma tecnica delle costruzioni aggiornata al 2018, già utilizzata in precedenza.

I parametri utilizzati per la costruzione di questo spettro sono quelli corrispondenti ad un tempo di ritorno di 475 anni per il comune di Arignano (tabella 4.1.2).

Tabella 4.1.2. Parametri forniti da NTC 2018

Stato limite	SLV
a_g [g]	0,044
F_0	2,720
T_c [s]	0,278
S_s	1,000
C_c	1,000
S_T	1,000
q	2,400

Dove:

- a_g : accelerazione massima orizzontale del terreno
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
- S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafica
- C_c : coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_T : coefficiente di amplificazione topografica
- q : fattore di struttura

Si riporta il confronto grafico tra gli spettri dei dieci accelerogrammi selezionati, lo spettro fornito da INGV e lo spettro di risposta di normativa NTC 2018. (figura 4.1.1)

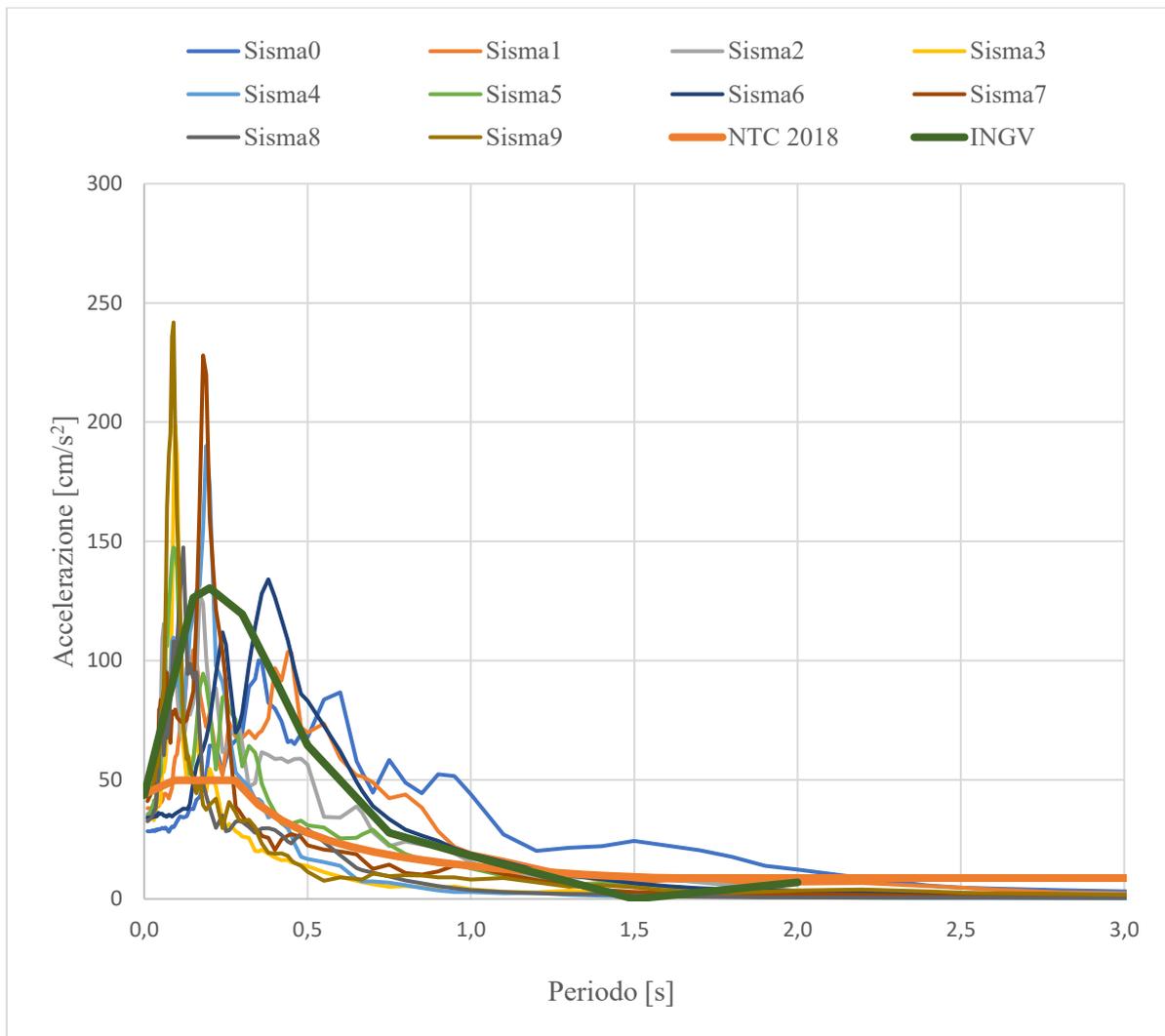


Figura 4.1.1 Spettro di risposta delle accelerazioni

In ultima analisi si riportano i confronti degli accelerogrammi selezionati in termini di spettro di Fourier (figura 4.1.2).

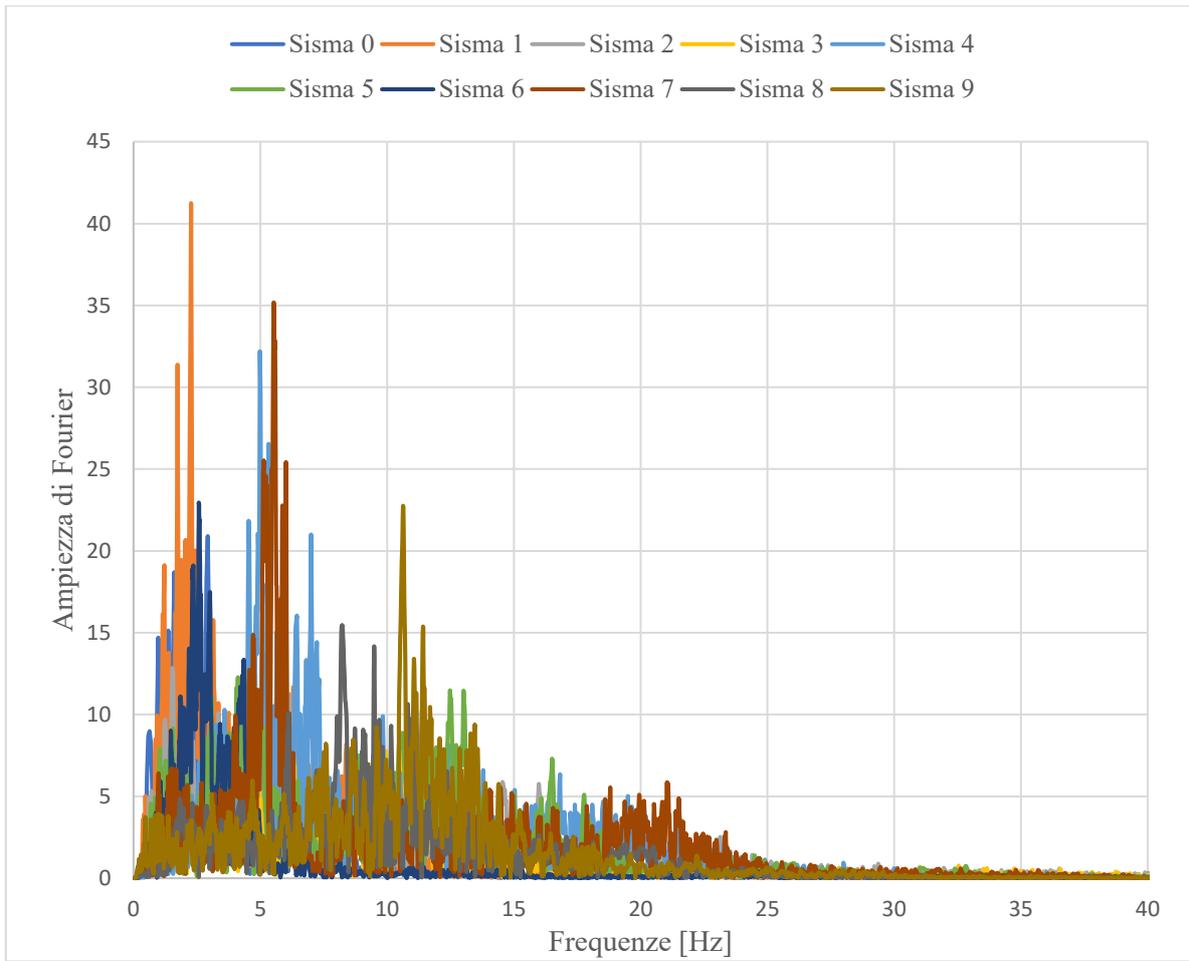


Figura 4.1.2. Spettro di Fourier

4.2. Risultati delle analisi dinamiche

Sulla base delle analisi di validazione del modello numerico riportate nel capitolo 3 si procede all'analisi dinamica avanzata assumendo come riferimento il modello così caratterizzato:

- modello non lineare accoppiato alle tensioni efficaci per gli strati di limo sabbioso e le sabbie
- modello non lineare disaccoppiato alle tensioni efficaci per gli altri strati
- modello elastico per il bedrock
- percentuale di smorzamento viscoso pari allo 0,1%
- modulo di comprimibilità dell'acqua: $10E9$ Pa

Le analisi sono condotte applicando come input sismico le storie accelerometriche.

I risultati delle analisi vengono riportati in termini di spettri delle accelerazioni, di storie temporali, di spostamenti ottenuti sul coronamento del corpo diga sia in componenti orizzontali sia in componenti verticali, e di storie temporali delle pressioni interstiziali nei diversi punti di controllo sottofalda.

Per ultimo si riportano gli spostamenti orizzontali medi del paramento di valle.

Nel presente paragrafo si riportano i grafici comparativi mentre tutti i dati relativi ai singoli eventi sono riportati negli allegati successivamente indicati.

4.2.1. Spettri di risposta delle accelerazioni

I primi risultati sono espressi in termini di spettri di risposta delle accelerazioni. I punti in cui sono stati valutati coincidono con quelli indicati nel capitolo 3.1, due dei quali si collocano sul corpo diga (figure 4.2.1.1-2) e i due rimanenti sono situati rispettivamente sullo strato di fondazione e sul substrato rigido (figure 4.2.1.3-4).

In tutti gli spettri si osserva che le differenze tra le curve con riferimento ai diversi sismi si esauriscono nei primi due secondi di periodo.

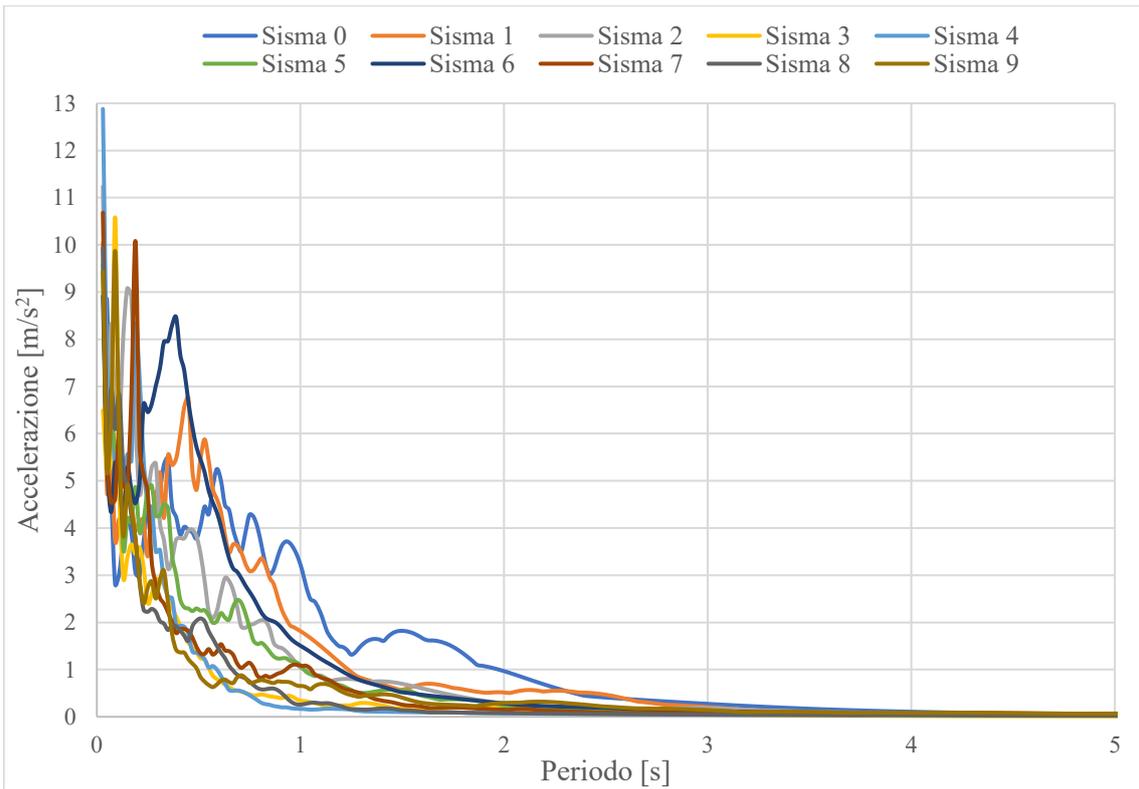


Figura 4.2.1.1. Spettro di risposta delle accelerazioni sul coronamento del corpo diga

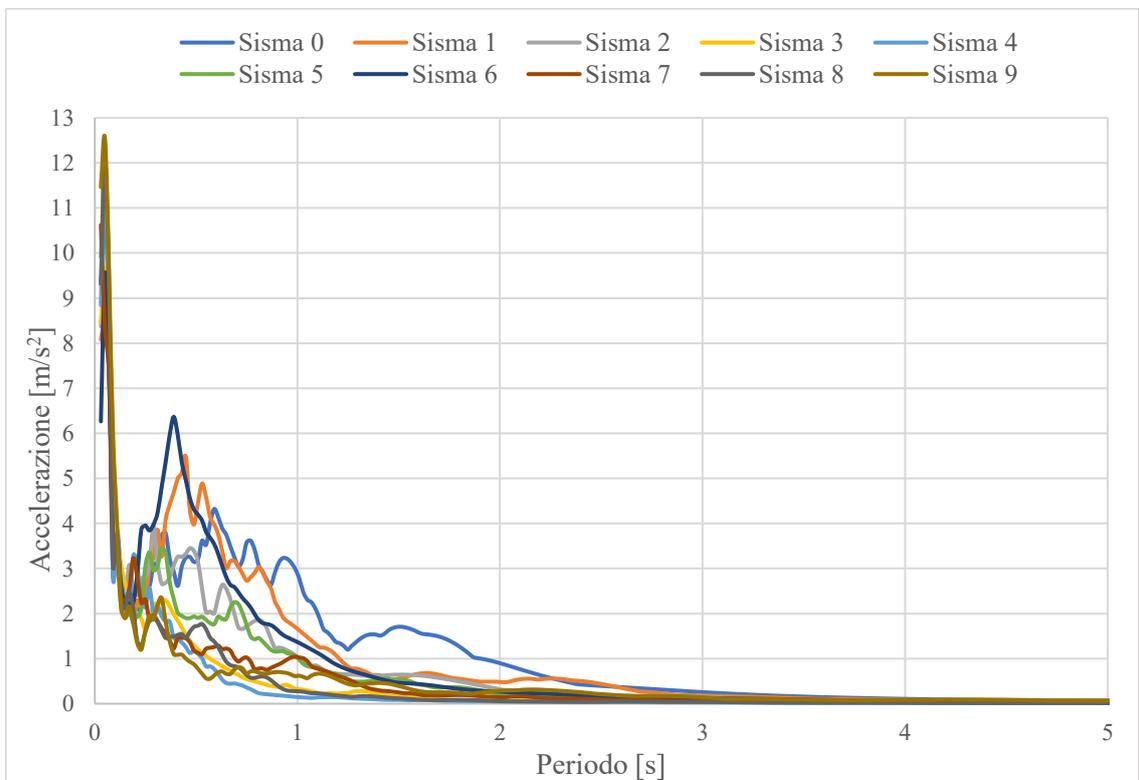


Figura 4.2.1.2. Spettro di risposta delle accelerazioni alla base del corpo diga

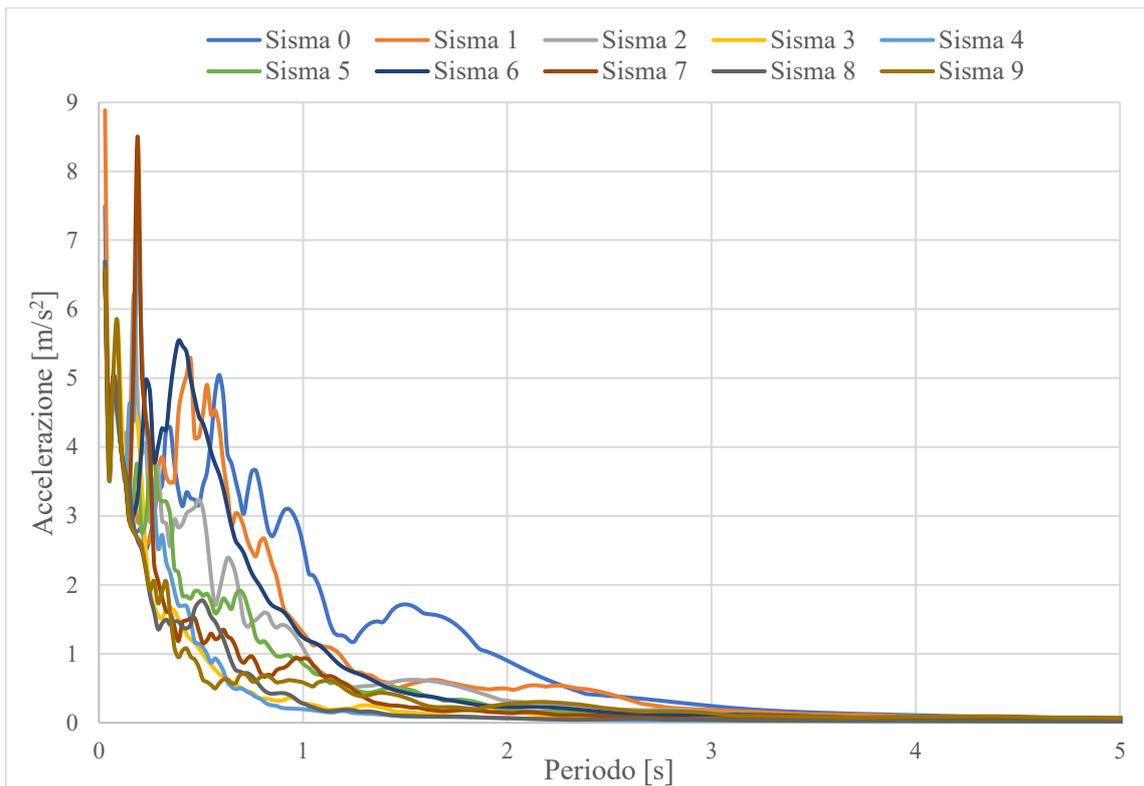


Figura 4.2.1.3. Spettro di risposta delle accelerazioni all'estremo superiore dello strato di fondazione

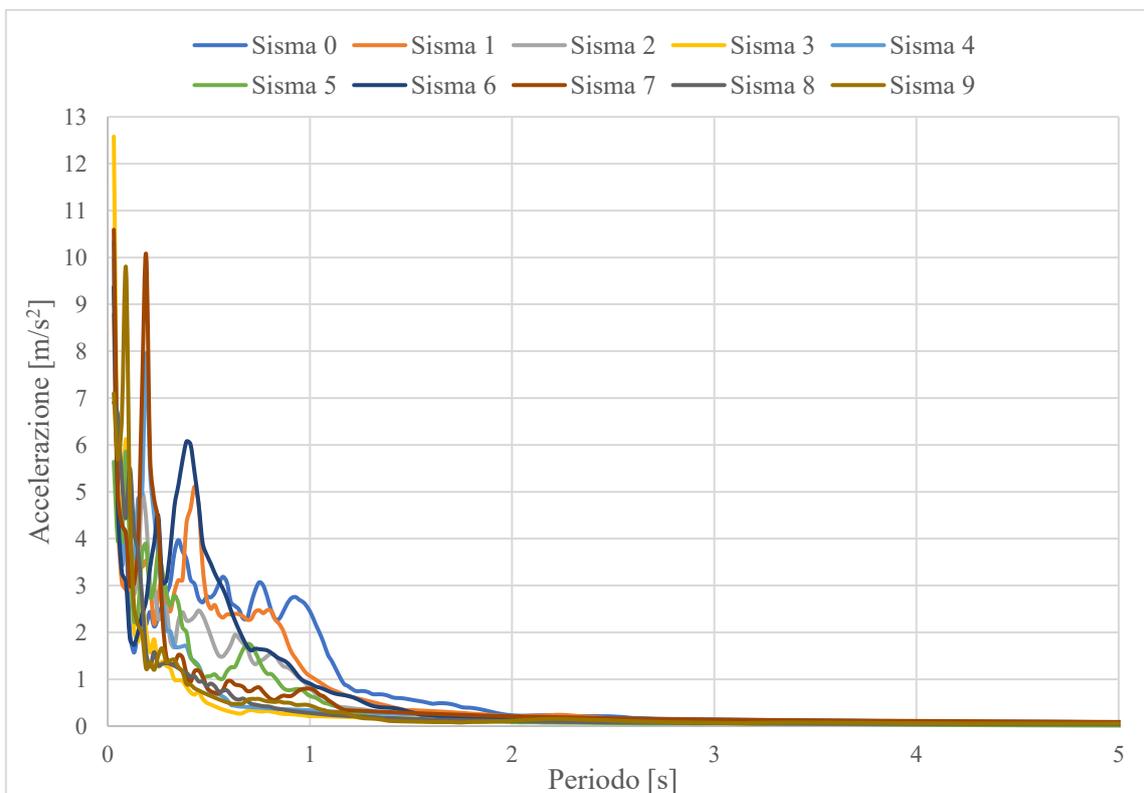


Figura 4.2.1.4. Spettro di risposta delle accelerazioni al bedrock

4.2.2. Spostamenti orizzontali e cedimenti verticali sul coronamento

Si procede l'analisi dei risultati riportando i dati ottenuti in termini di cedimenti verticali e spostamenti orizzontali permanenti dei punti posti sul coronamento. (tabella 4.2.2.1)

Tabella 4.2.2.1. Spostamenti permanenti risultanti

	Cedimenti verticali [m]	Spostamenti orizzontali [m]
Sisma0	-0,0698	-0,0103
Sisma1	-0,0568	-0,0129
Sisma2	-0,0042	-0,00591
Sisma3	0,0046	-0,00401
Sisma4	0,0030	-0,00767
Sisma5	0,0033	-0,00337
Sisma6	-0,0033	-0,00525
Sisma7	0,0118	-0,00948
Sisma8	-0,0002	-0,00479
Sisma9	0,0074	-0,00457

Essendo il sistema di riferimento fissato nell'estremo inferiore sinistro del modello, gli spostamenti di segno negativo implicano rispettivamente un abbassamento della componente verticale e un movimento verso valle per gli spostamenti orizzontali. I risultati numerici riportati in tabella sono i valori permanenti finali più elevati, in valore assoluto, tra quelli misurati nei tre punti di controllo, per ogni sisma e direzione.

I cedimenti verticali sono stati riportati così come risultanti dalle analisi di Flac nei tre punti di controllo sul coronamento del corpo diga (figure 4.2.2.1-3), mentre per quanto riguarda gli spostamenti orizzontali, questi sono stati depurati della componente di spostamento dello strato di fondazione: ciò è stato possibile registrando le componenti orizzontali degli spostamenti in due punti sulla cima dello strato di fondazione, uno sul lato di monte ed uno sul lato di valle, dei quali si è effettuato il valor medio che è successivamente stato sottratto dai valori registrati sul coronamento del corpo diga, portando ai risultati visibili nelle figure 4.2.2.4-6.

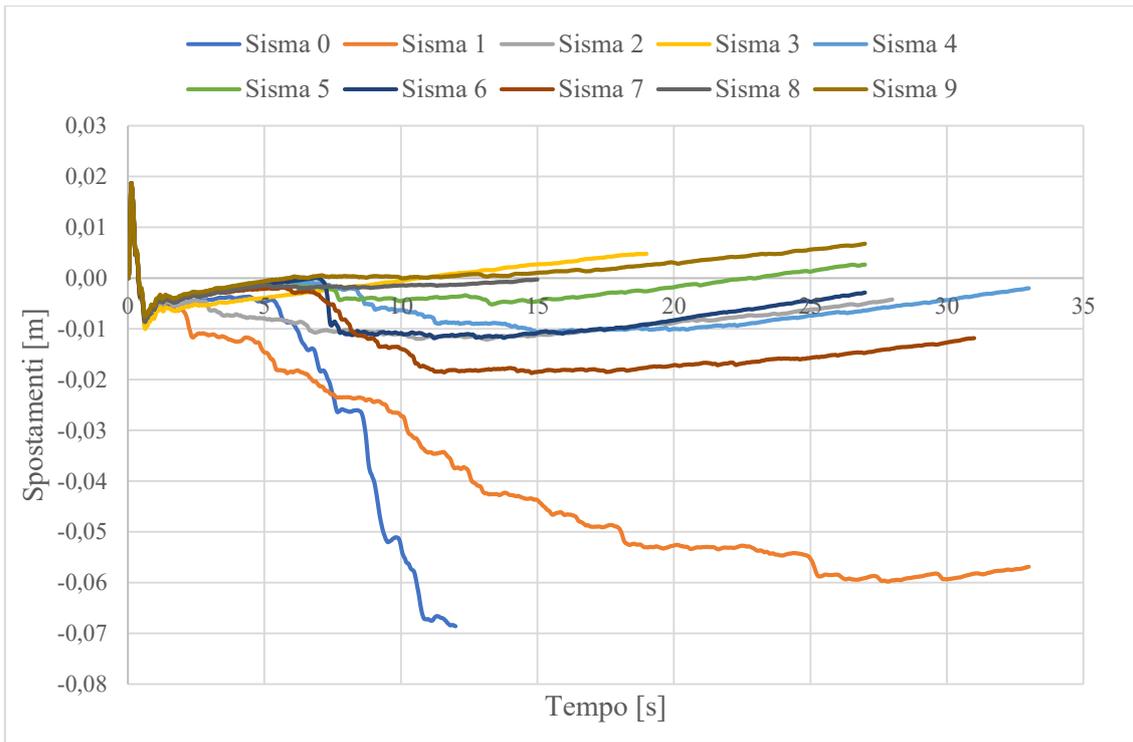


Figura 4.2.2.1. Spostamento verticale del punto sinistro sul coronamento

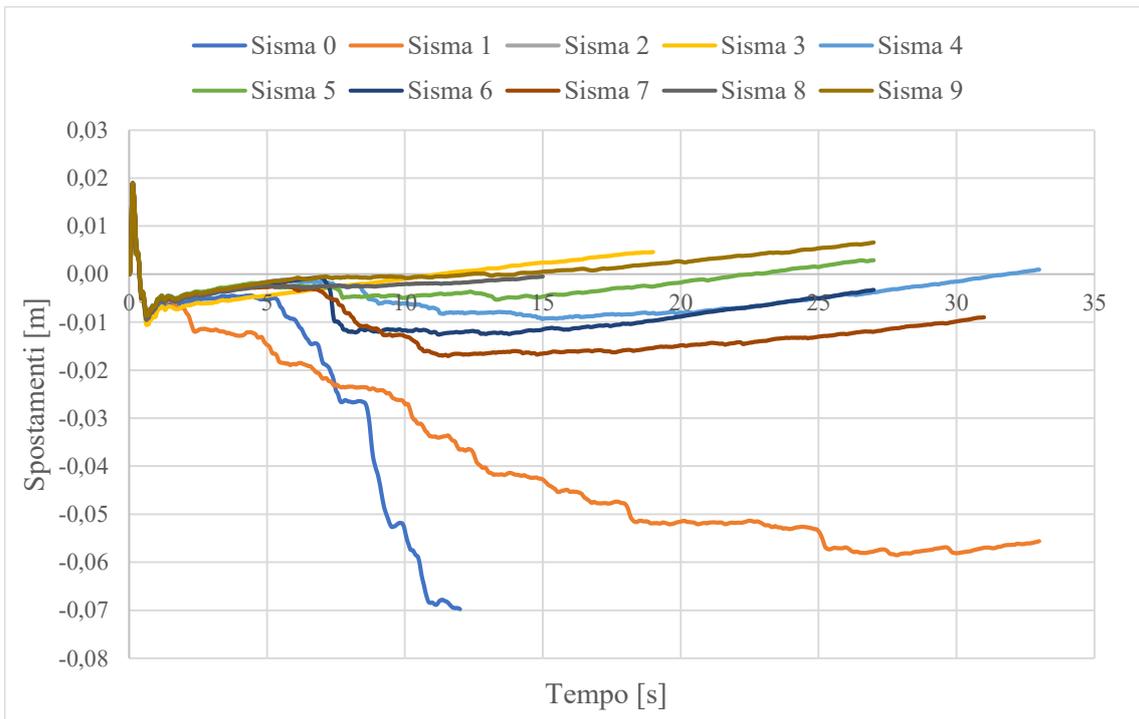


Figura 4.2.2.2. Spostamento verticale del punto centrale sul coronamento

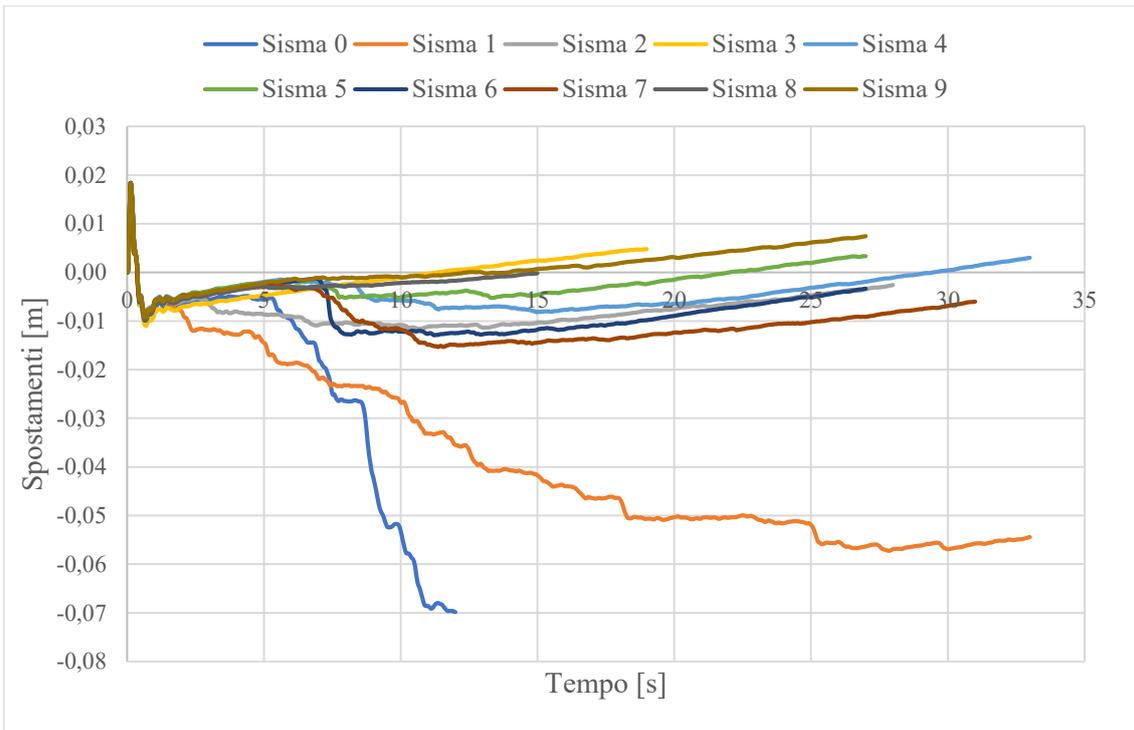


Figura 4.2.2.3. Spostamento verticale del punto destro sul coronamento

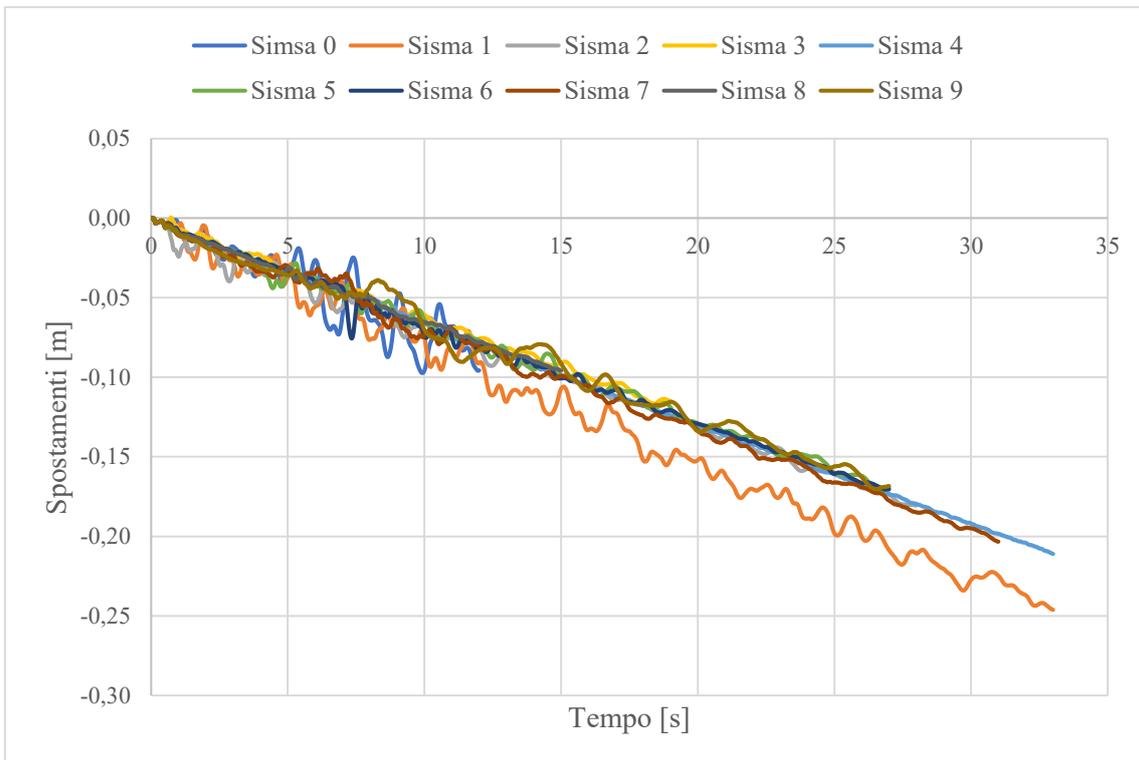


Figura 4.2.2.4. Spostamento orizzontale del punto sinistro sul coronamento

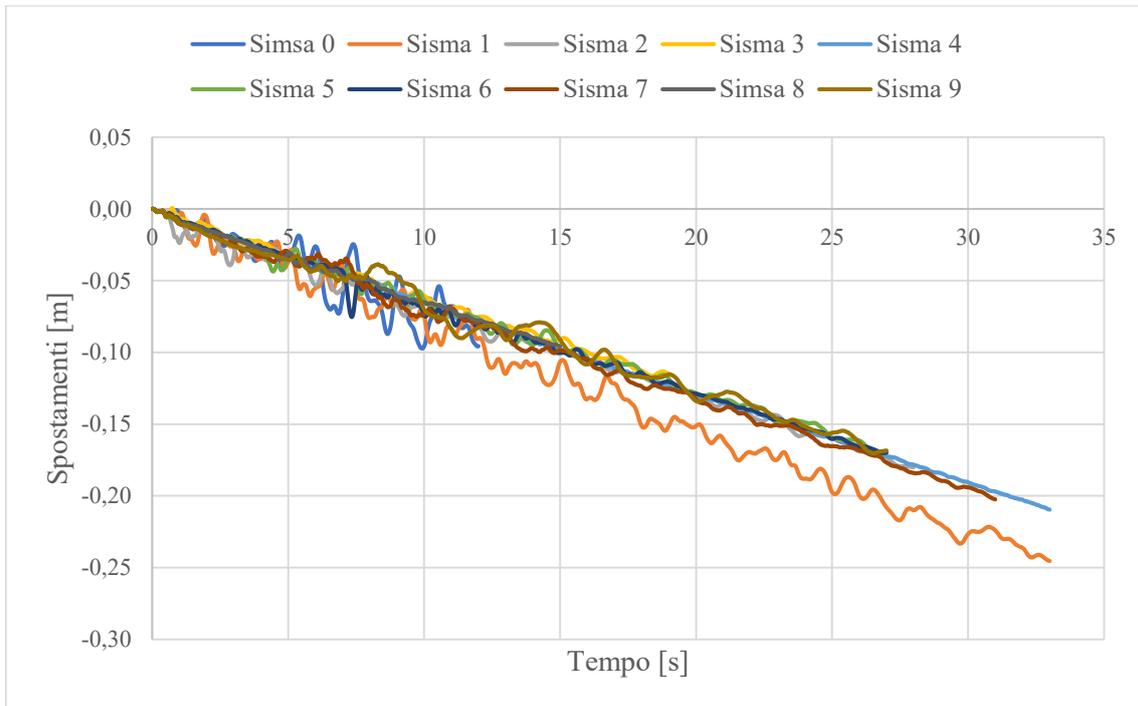


Figura 4.2.2.5. Spostamento orizzontale del punto centrale sul coronamento

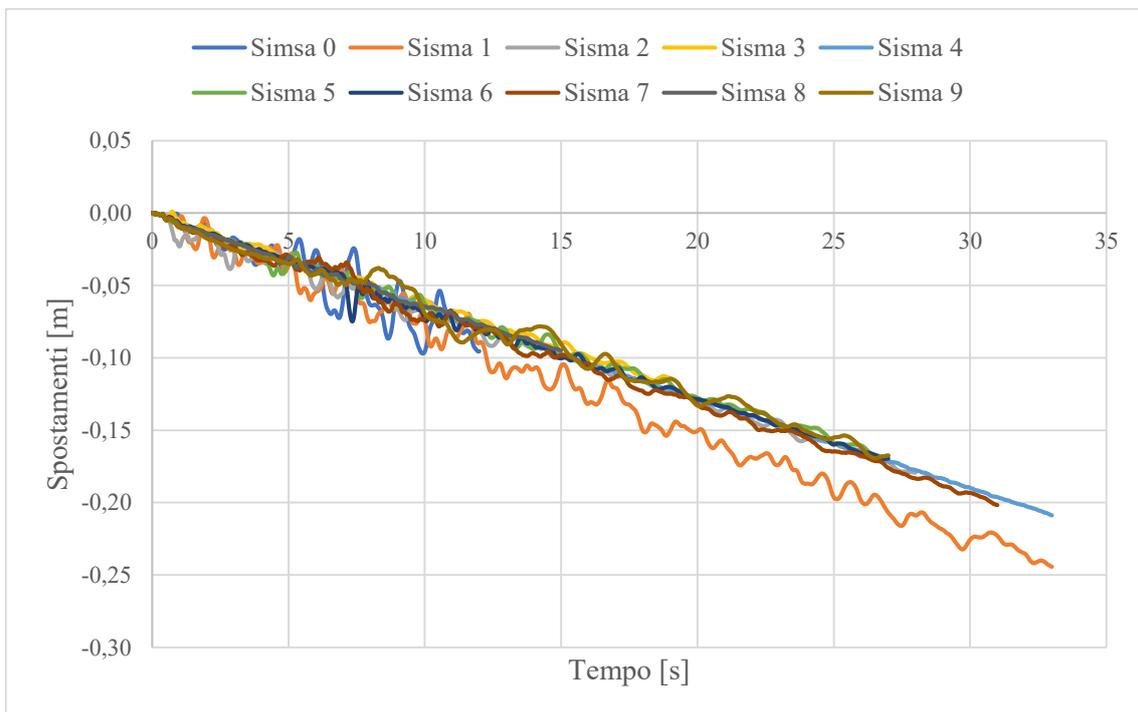


Figura 4.2.2.6. Spostamento orizzontale del punto destro sul coronamento

4.2.3. Spostamenti paramento di valle

Come ultima analisi nel campo degli spostamenti si riportano i risultati ottenuti mediante la valutazione di valori medi dello spostamento del paramento di valle, per ogni evento sismico.

I risultati dell'analisi sono riportati in tabella 4.2.3.1.

Tabella 4.2.3.1. Risultati degli spostamenti del paramento di valle

	Spostamenti paramento di valle [m]
Sisma0	0,1040
Sisma1	0,2522
Sisma2	0,1841
Sisma3	0,1183
Sisma4	0,2144
Sisma5	0,1745
Sisma6	0,1746
Sisma7	0,2064
Sisma8	0,0989
Sisma9	0,1724

Per questo tipo di calcolo è importante ricordare, come riportato nel capitolo 2.1., che per l'invaso di Arignano è stato valutato un fattore di sicurezza dei paramenti, in particolare di quello di valle, superiore a 2. Per questo gli spostamenti, essendo poi la pericolosità legata al sito molto bassa, risultano di qualche decimetro. Sempre per questo motivo il movimento del paramento di valle è stato stimato per una porzione di volume esemplificativa.

4.2.4. Pressioni interstiziali

Un ulteriore risultato è stato riportato in termini di pressioni interstiziali. Nel primo grafico (figura 4.2.4.1) sono riportati gli andamenti alla fine dell'analisi statica nei punti di controllo sottofalda nel corpo diga e in un punto dello strato di fondazione caratterizzato da terreni sabbiosi per cui è stato adottato un modello non lineare accoppiato.

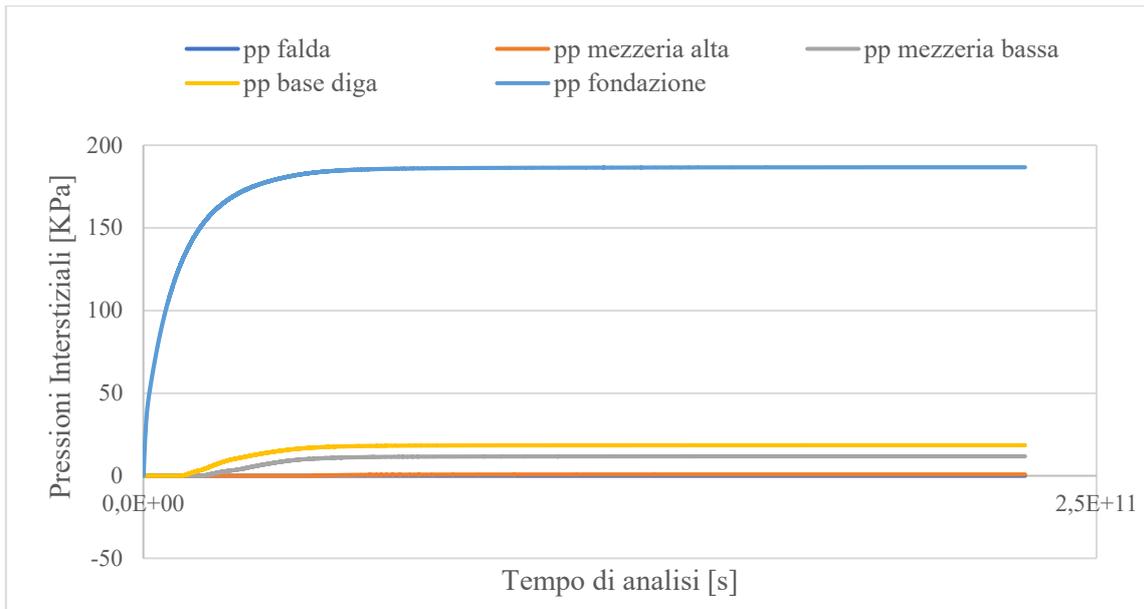


Figura 4.2.4.1 Andamento pressioni interstiziali nell'analisi statica

Di seguito sono riportati gli andamenti degli incrementi di pressione di ognuna delle dieci analisi negli stessi punti appena menzionali (figure 4.2.4.2-5).

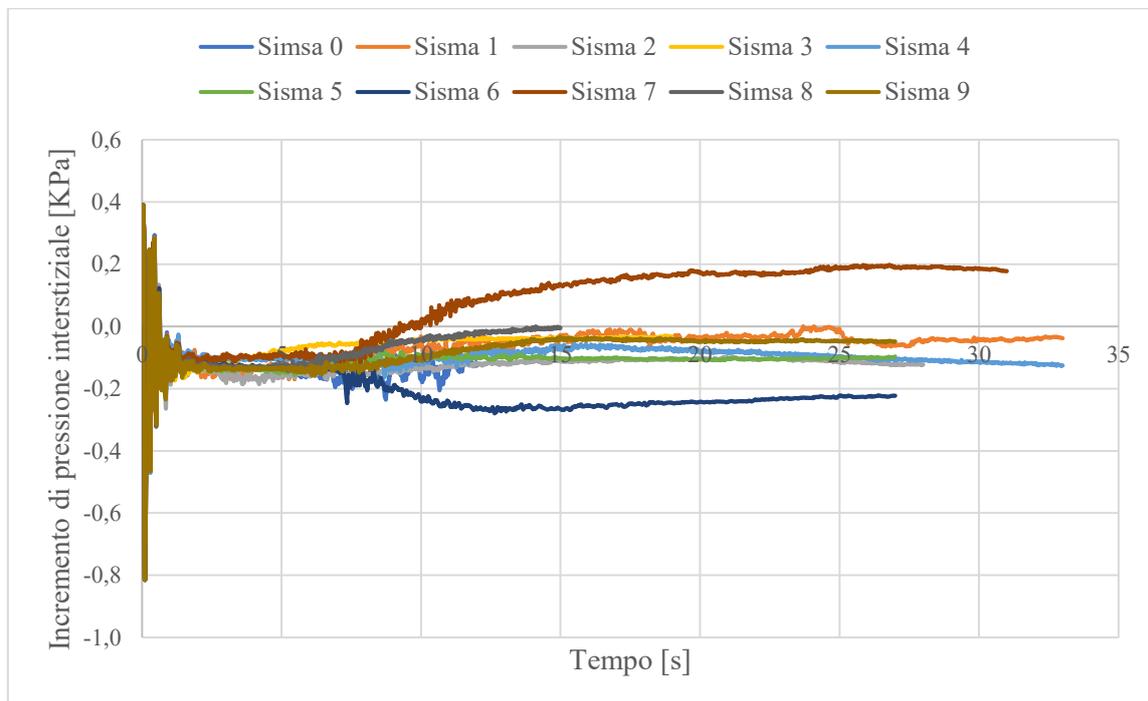


Figura 4.2.4.2. Incremento pressioni interstiziali nel primo punto sottofalda

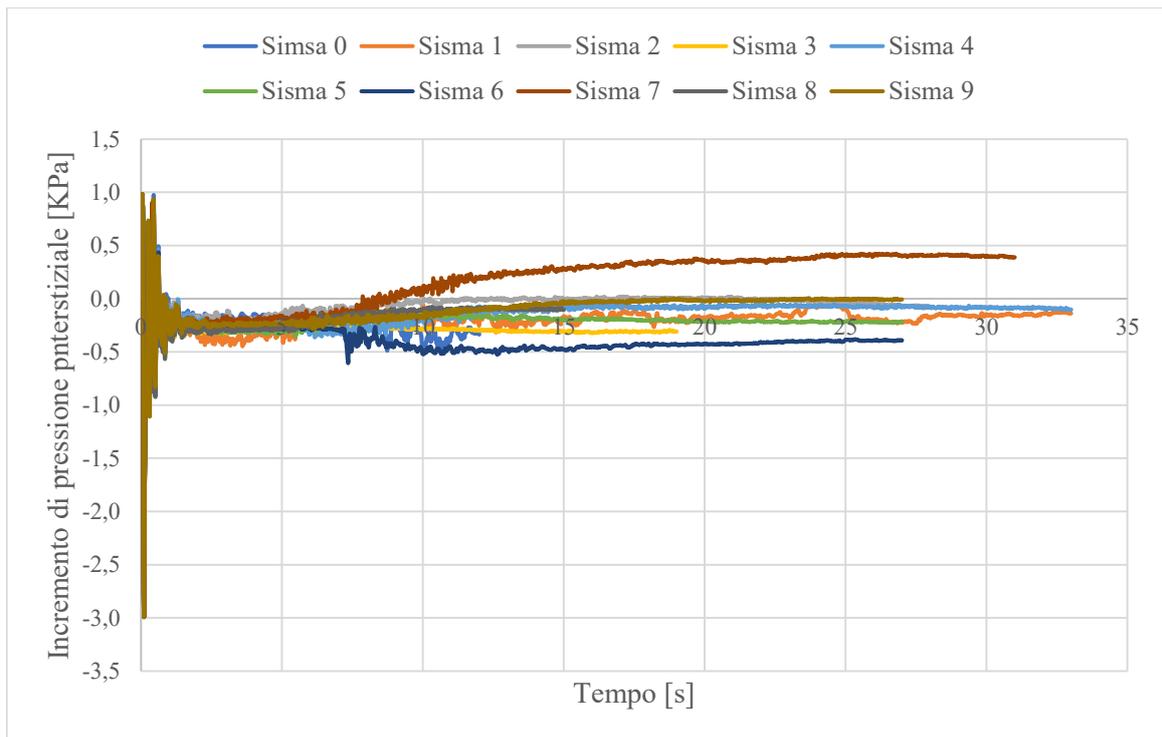


Figura 4.2.4.3. Incremento pressioni interstiziali nel secondo punto sottofalda

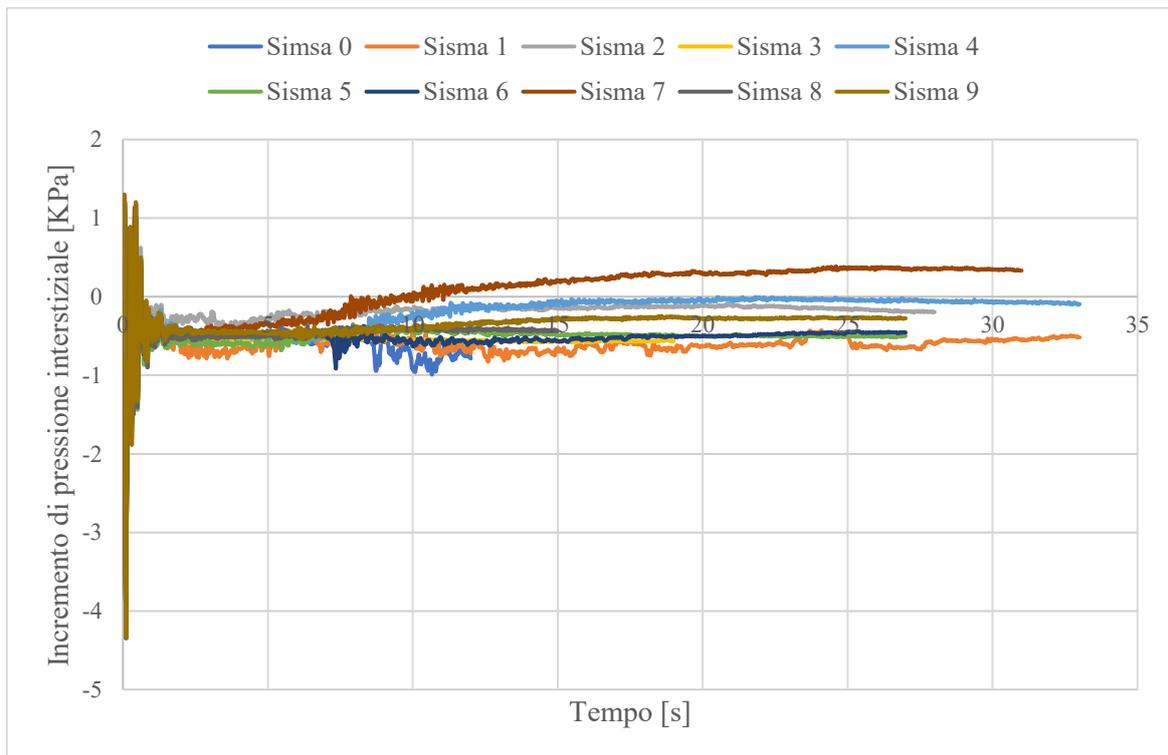


Figura 4.2.4.4. Incremento pressioni interstiziali alla base della diga

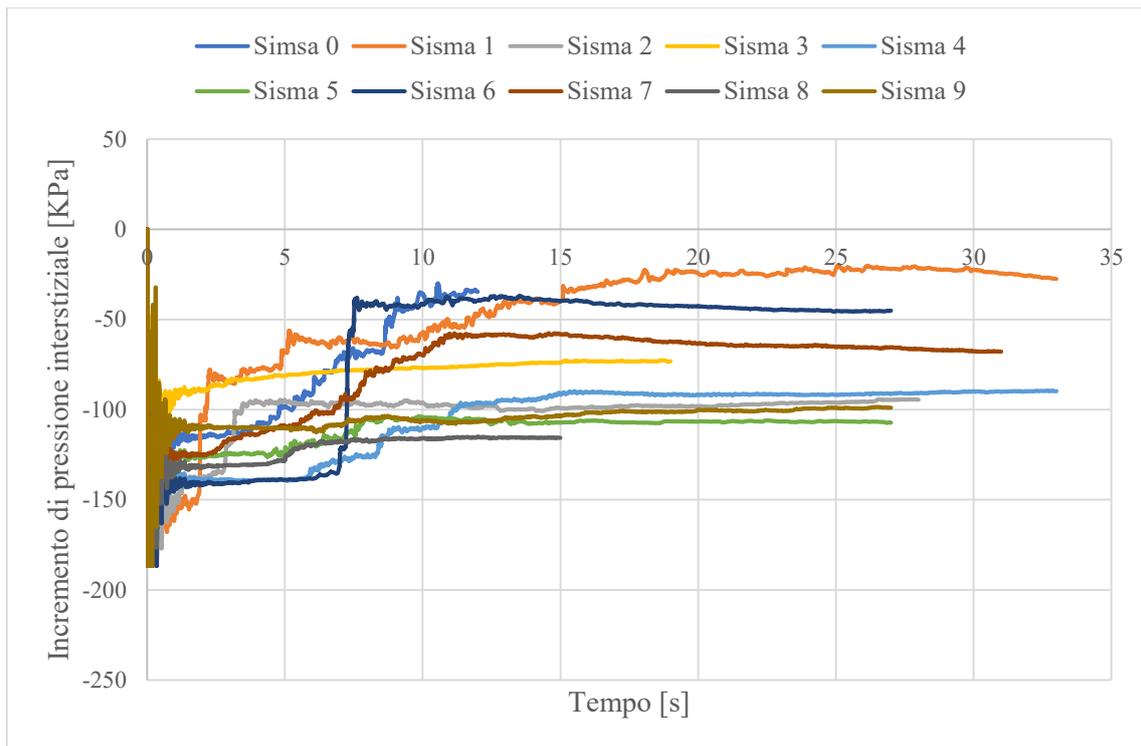


Figura 4.2.4.5. Incremento pressioni interstiziali nello strato di fondazione con modello accoppiato

In allegato H sono invece riportati gli andamenti delle pressioni interstiziali nei diversi punti per ogni evento sismico.

5. DEFINIZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITA'

Le curve di fragilità forniscono la probabilità che un sistema strutturale, al variare dell'intensità sismica, raggiunga un particolare stato limite contemplato e quindi superi determinati livelli di danno. In termini matematici ciò si esprime tramite la funzione di probabilità condizionata $P[SL|I]$ dove $SL|I$ esprime il raggiungimento di uno stato limite (ovvero di prefissate soglie di danno) per il valore dell'intensità sismica I .

Seguendo questo tipo di approccio, ogni curva di fragilità è caratterizzata da due parametri: la media e la deviazione standard del logaritmo naturale del parametro sismico in corrispondenza del quale si perviene ad un certo livello di danno:

$$P [D \geq d[IM]] = 1 - \Phi \left(\frac{\ln(d) - \ln(S_D)}{\beta_{D|IM}} \right) \quad (Eq.5.1.)$$

dove

- IM è il parametro di scuotimento scelto
- Φ è la funzione di distribuzione cumulativa normale
- d è il parametro di risposta, nel caso in esame pari allo spostamento
- S_D è il valore medio del parametro di risposta associato alla soglia di danno
- $\beta_{D|IM}$ è la deviazione standard del logaritmo naturale del danno.

Il coefficiente β è dato dalla somma di più contributi dipendenti dalla variabilità della soglia di danno del sistema strutturale, assunta pari a 0,4 e dalla capacità della struttura di resistere alla sollecitazione sismica assunto pari a 0,25, i valori sono stati stimati con il metodo MH (*Technical Manual Hazus*).

I risultati delle analisi dinamiche avanzate in termini di cedimenti e spostamenti del corpo diga sono utilizzati per la definizione delle curve di fragilità per l'invaso di Arignano. I dati relativi agli spostamenti permanenti sono sintetizzati in tabella 5.1.

Tabella 5.1. Risultati in termini di spostamenti delle analisi dinamiche avanzate

	Cedimenti verticali [m]	Spostamenti orizzontali [m]
Sisma0	-0,0698	-0,1040
Sisma1	-0,0568	-0,2522
Sisma2	-0,0042	-0,1841
Sisma3	0,0046	-0,1183
Sisma4	0,0030	-0,2144
Sisma5	0,0033	-0,1745
Sisma6	-0,0033	-0,1746
Sisma7	0,0118	-0,2064
Sisma8	-0,0002	-0,0989
Sisma9	0,0074	-0,1724

Le curve di fragilità sono dei grafici probabilistici che rappresentano sull'asse delle ascisse un parametro dello scuotimento e sull'asse delle ordinate una probabilità che si possa verificare un certo livello di danno.

Per poter definire tali curve è necessario definire adeguate relazioni tra intensità sismica e danno atteso. E' necessario innanzitutto individuare le migliori grandezze in grado di rappresentare da un lato il potenziale distruttivo di un evento sismico, dall'altro il danneggiamento strutturale. Si è proceduto quindi sviluppando una regressione lineare, i cui risultati sono riportati in allegato I, per ognuno dei parametri di scuotimento, già citati nel capitolo 4.1, correlati prima ai valori dei cedimenti verticali sul coronamento e poi agli spostamenti orizzontali del paramento di valle. Dopo aver individuato quali dei parametri di scuotimento meglio si correlano (quindi presentano un fattore di determinazione R^2 maggiore) con la risposta della struttura, si è proceduto con la definizione delle curve di fragilità per queste misure di intensità oltre che per il parametro principe di scuotimento, la PGA.

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva (tabella5.2.) dei valori di indice di determinazione R^2 , per ogni parametro di scuotimento correlato con le due misure di spostamento.

Tabella 5.2. Risultati in termini di coefficiente di determinazione delle regressioni lineari

	Cedimenti verticali	Spostamenti orizzontali
	R ²	R ²
PGA [cm/sec²]	0,169	0,341
PGV [cm/sec]	0,627	0,001
PGD [cm]	0,363	0,002
V_{max} / A_{max} [sec]	0,632	0,036
Accelerazione RMS [cm/sec²]	0,554	0,033
Velocità RMS [cm/sec]	0,909	0,002
Spostamento RMS [cm]	0,769	0,011
AI [m/sec]	0,017	0,693
CI [I_c]	0,191	0,419
SED [cm²/sec]	0,908	0,057
CAV [cm/sec]	0,015	0,774
ASI [cm/sec]	0,128	0,279
VSI [cm]	0,653	0,000
HI [cm]	0,769	0,000
SMA [cm/sec²]	0,260	0,191
SMV [cm/sec]	0,700	0,021
EDA [cm/sec²]	0,089	0,392
A₉₅ [cm/sec²]	0,167	0,330
MIV [cm/sec]	0,549	0,006
DI [[cm/sec²]^c]	0,314	0,227
IP	0,507	0,127
S_{a,avg} [cm/sec]	0,767	0,001

Al fine di poter definire le curve di fragilità è fondamentale stabilire delle soglie di danno. Le modalità con cui è possibile definire tali soglie sono molteplici e dipendenti dal parametro di danno che si considera.

5.1. Curve di fragilità per cedimenti verticali

Per la definizione dei valori di soglia per i cedimenti verticali si sono utilizzati gli studi eseguiti da Swaisgood (*Embankment dam deformations caused by earthquakes*, 2003), nei quali si correlano i cedimenti in cresta adimensionalizzati rispetto all'altezza del corpo diga e lo spessore del blocco di fondazione appoggiato sul substrato roccioso, con i danni assegnati.

I valori di soglia, posto H pari a:

$$H = h_{DIGA} + t_{FONDAZIONE} \quad (Eq.5.1.1)$$

sono così definiti:

- 0,1% H per un valore di danno minimo
- 0,2% H per un valore di danno moderato
- 1% H per un valore di danno esteso

Vengono riportati di seguito i grafici delle regressioni lineari (figure 5.1.1-4) dei parametri di scuotimento utilizzati per la costruzione delle curve di fragilità riportate nelle figure successive (figure 5.1.5-8). Per i cedimenti verticali i parametri con coefficiente di determinazione più elevato sono la velocità RSM, la densità di energia specifica SED, e l'intensità di Housner HI.

Si è ricavata anche la curva con la massima accelerazione al suolo PGA poiché questo parametro di scuotimento è il più utilizzato negli studi di pericolosità sismica.

Sono inoltre state adimensionalizzate le curve e espresse quindi in termini di percentuali, e sono riportate in allegato L con le rispettive regressioni lineari.

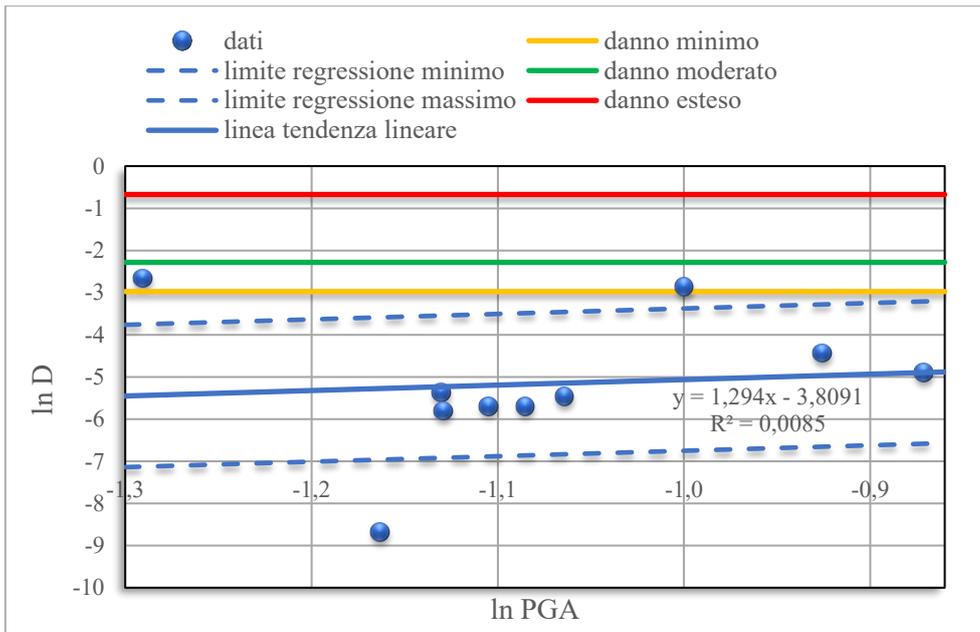


Figura 5.1.1. Regressione lineare con la PGA

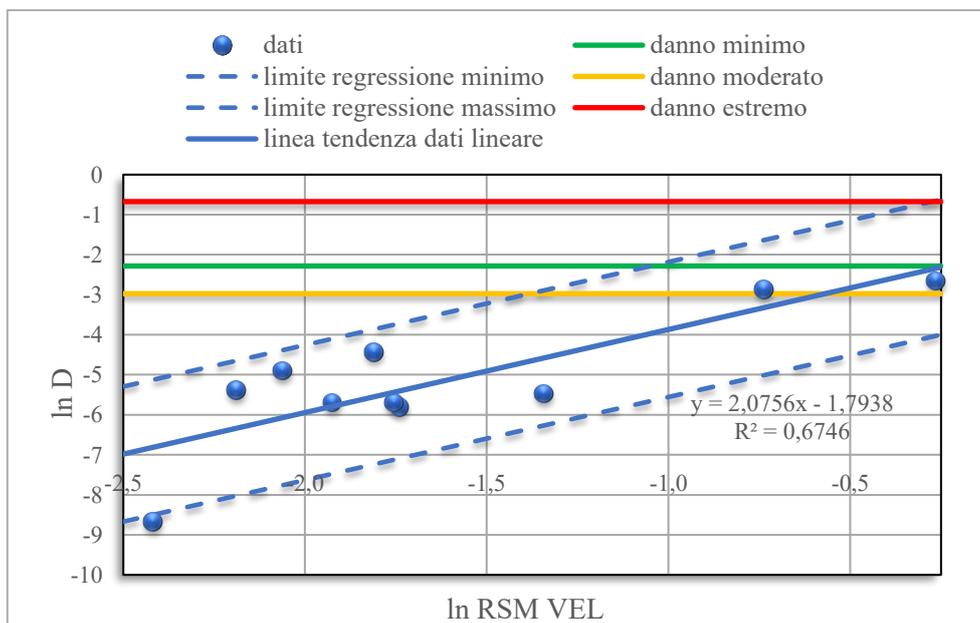


Figura 5.1.2. Regressione lineare con la velocità RSM

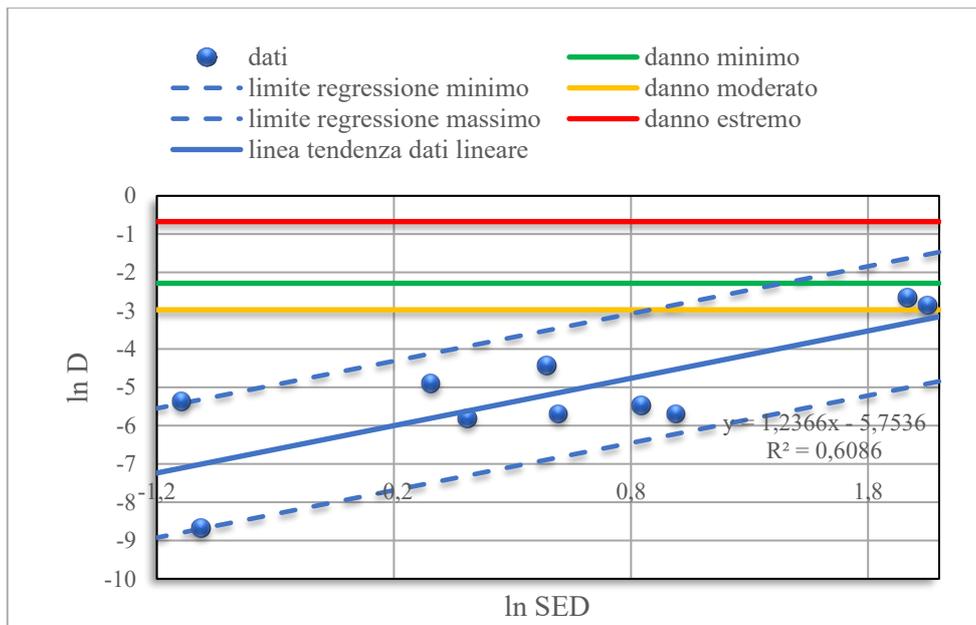


Figura 5.1.3. Regressione lineare con la densità dell'energia specifica

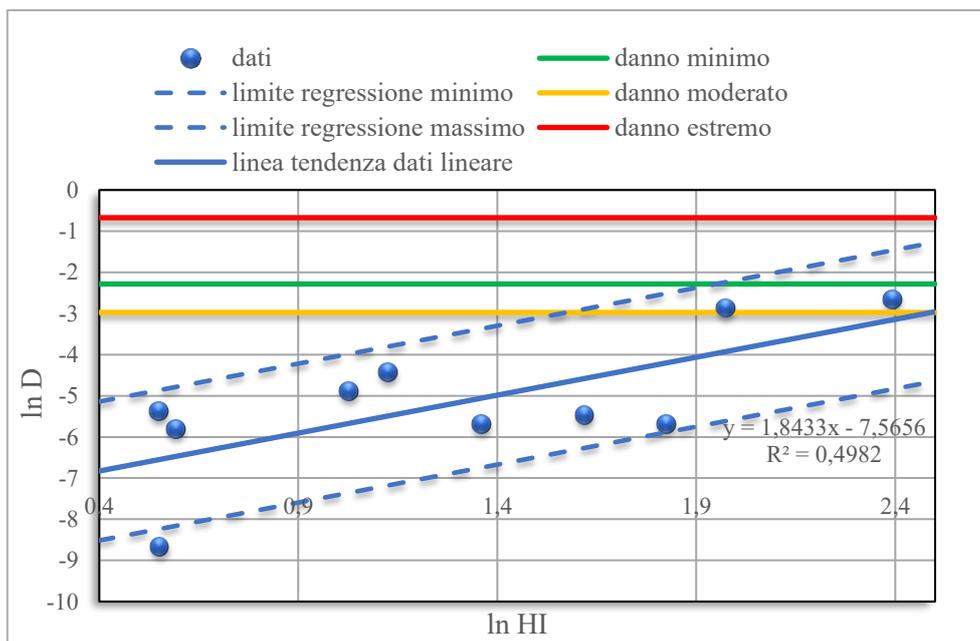


Figura 5.1.4. Regressione lineare con l'intensità di Housner

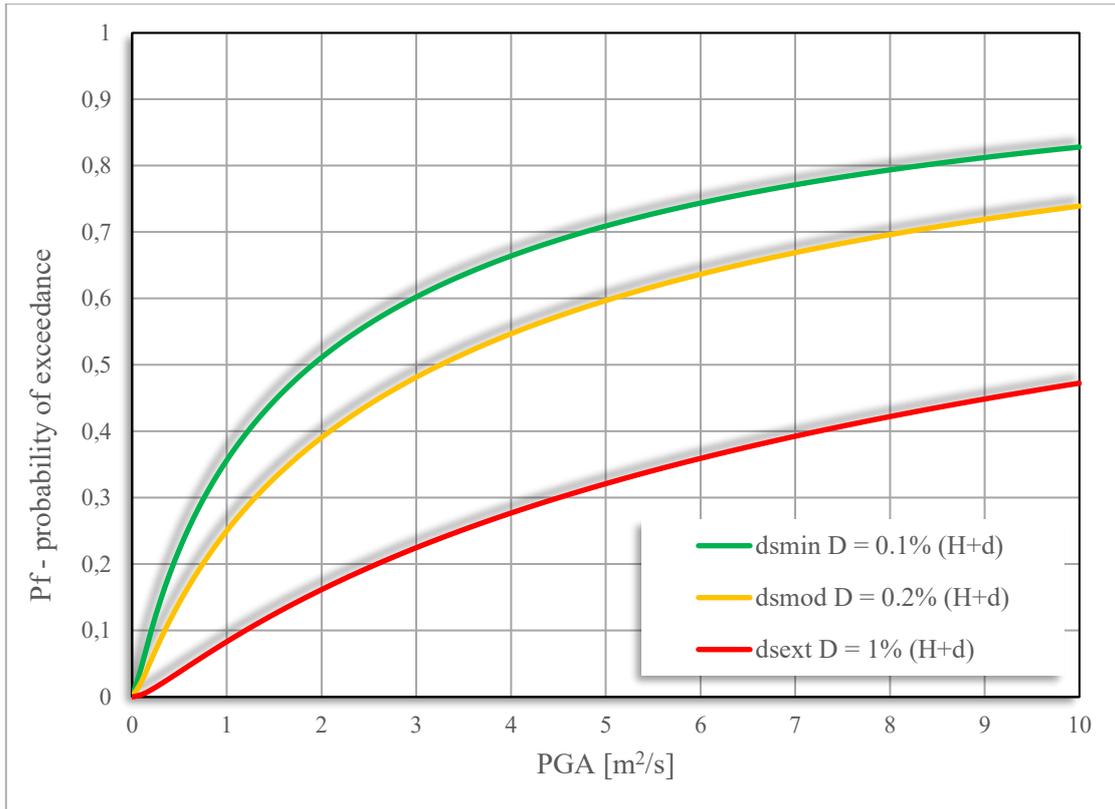


Figura 5.1.5. Curve di fragilità con PGA

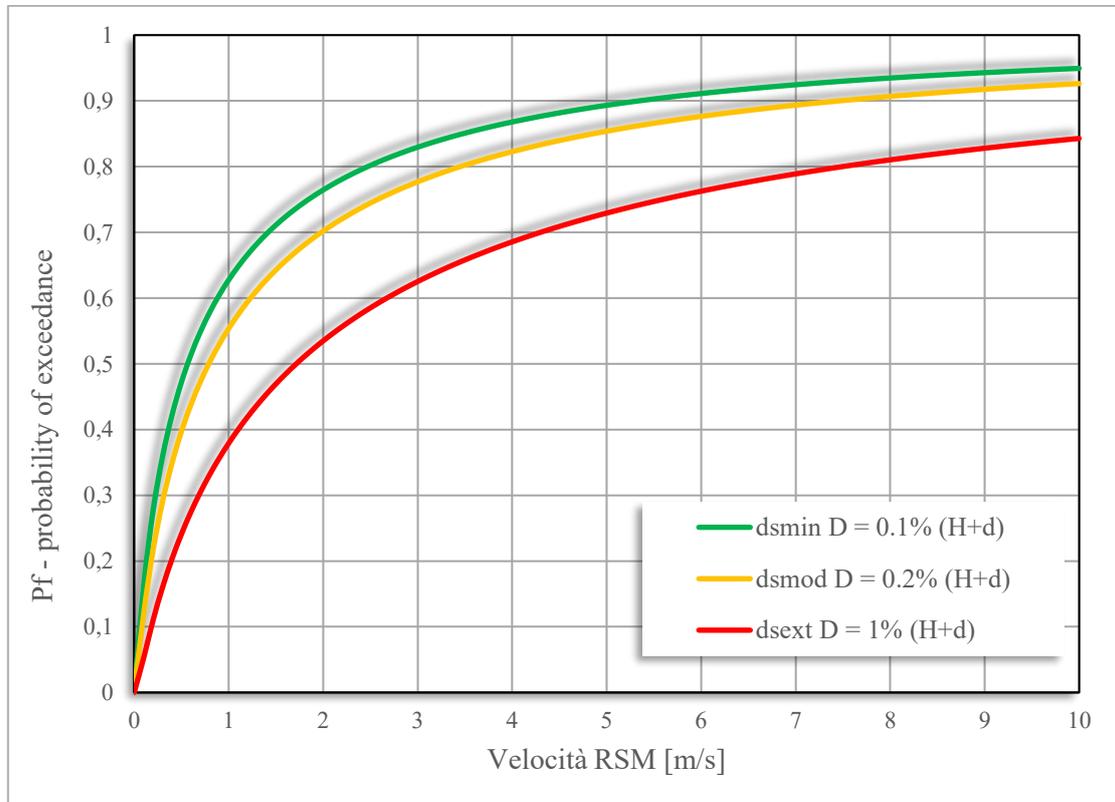


Figura 5.1.6. Curve di fragilità con velocità RSM

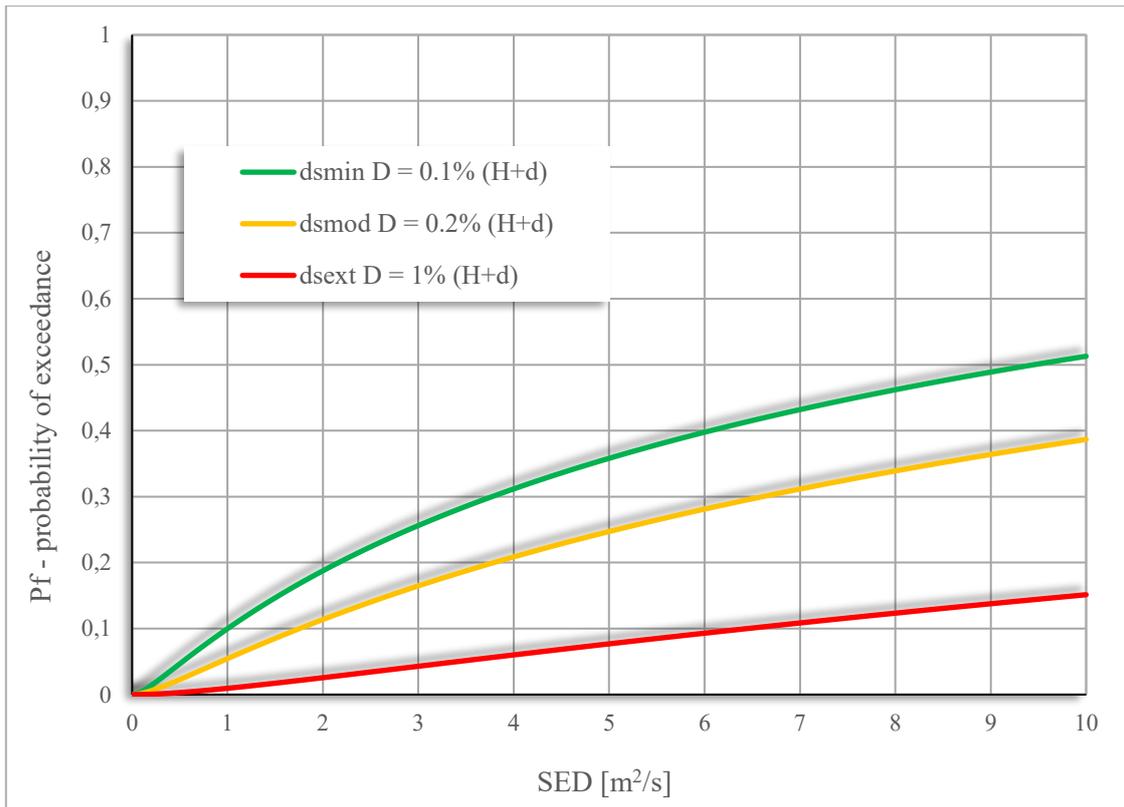


Figura 5.1.7. Curve di fragilità con densità di energia specifica

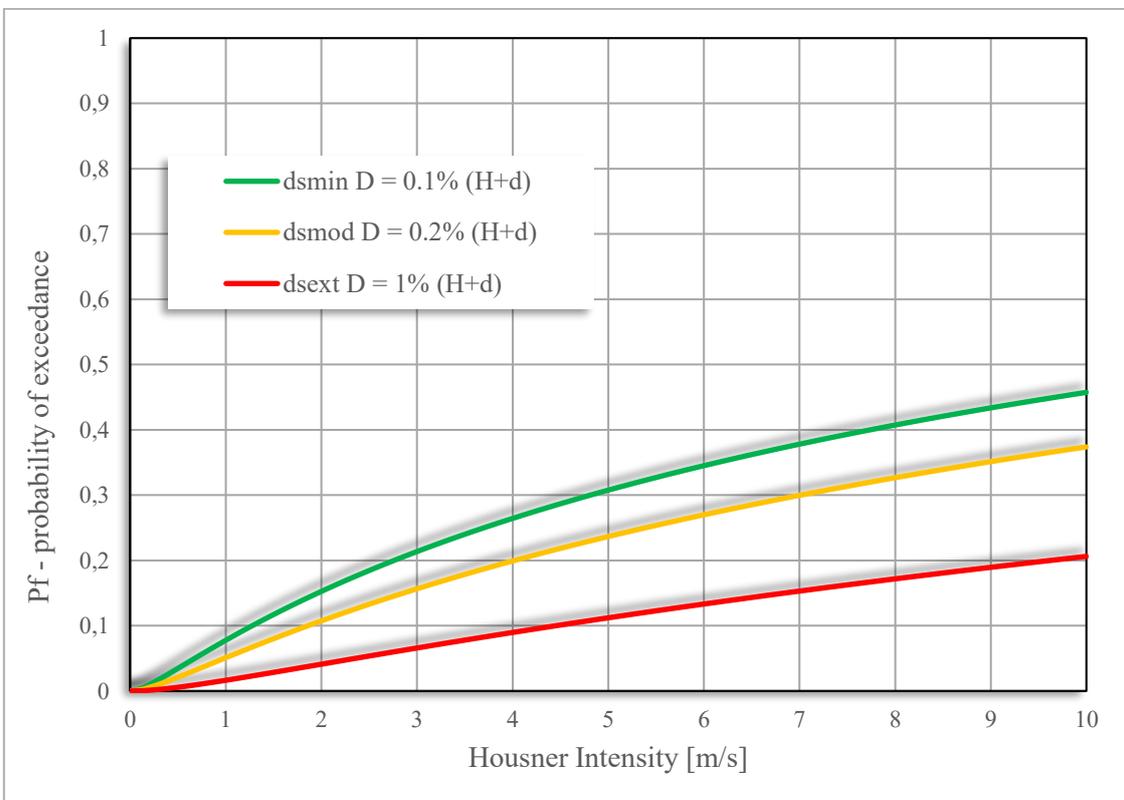


Figura 5.1.8. Curve di fragilità con intensità di Housner

5.2. Curve di fragilità per spostamenti orizzontali

Per quanto riguarda la definizione delle soglie di danno e quindi dello spostamento ammissibile nel caso degli spostamenti orizzontali ci si avvale dei valori limiti proposti da Idriss (*Evaluating seismic risk in engineering practice*, 1985) e più precisamente:

- 5 cm per un livello di danno irrilevante
- 15 cm per un livello di danno modesto
- 30 cm per un livello di danno moderato

Dall'analisi del coefficiente di determinazione si sono stimati come parametri di scuotimento più adeguati: la velocità assoluta cumulata (CAV) e intensità di Arias (AI), oltre all'accelerazione massima al suolo (PGA).

Si riportano di seguito i grafici di regressione lineare per i tre parametri correlati ai tra valori di soglia del danno (figure 5.2.1-3) e in coda le tre curve di fragilità ottenute (figure 5.2.4-6).

Le curve vengono ricavate anche in valori percentuali, normalizzando i valori di spostamento e soglia rispetto all'altezza del corpo diga, e si riportano in allegato M.

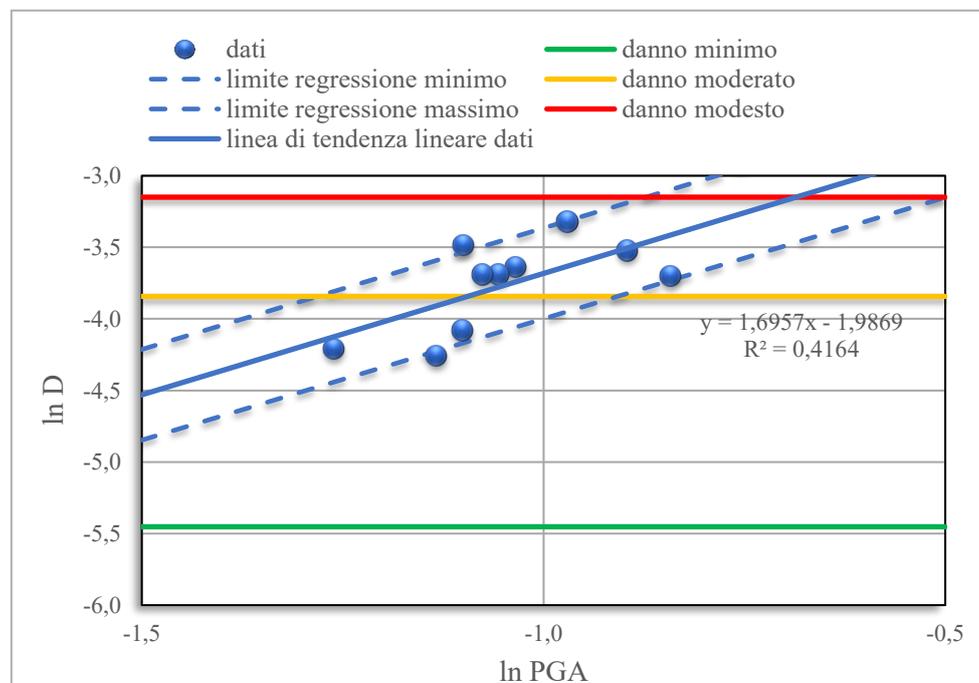


Figura 5.2.1. Regressione lineare per PGA

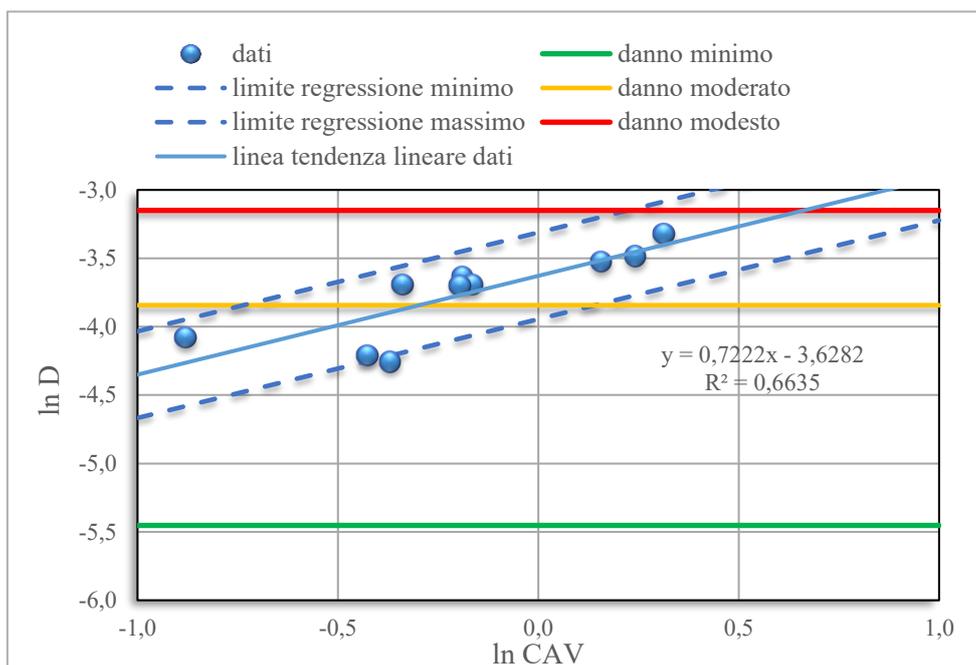


Figura 5.2.2. Regressione lineare per CAV

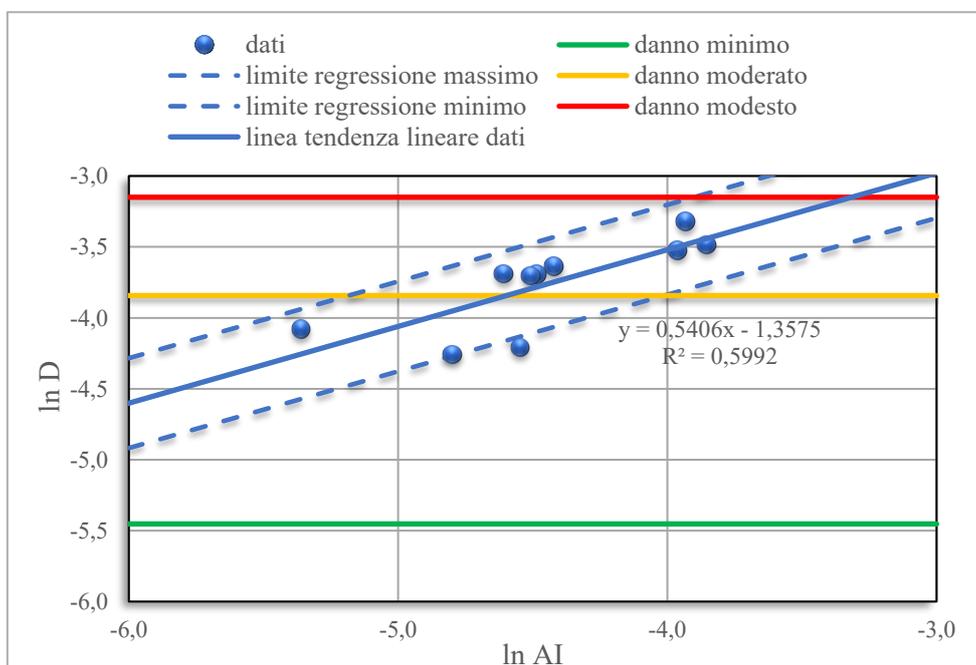


Figura 5.2.3. Regressione lineare per AI

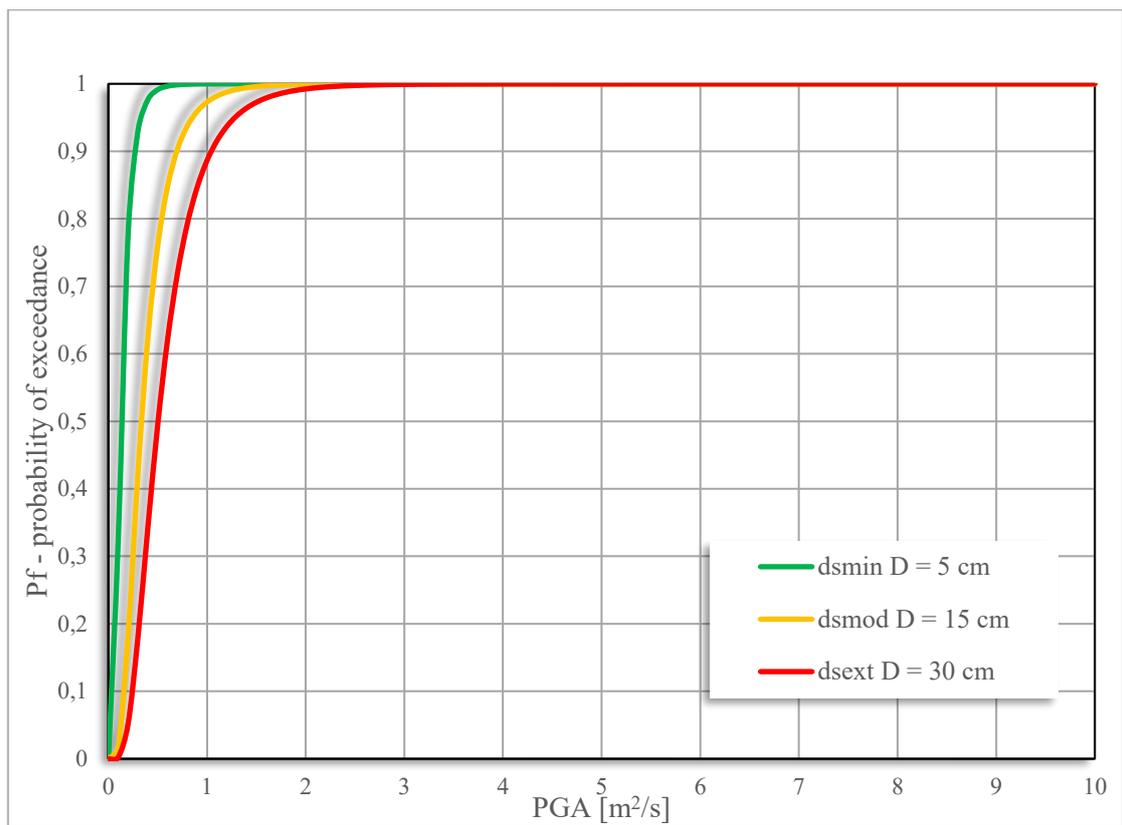


Figura 5.2.4. Curve di fragilità per l'accelerazione al suolo

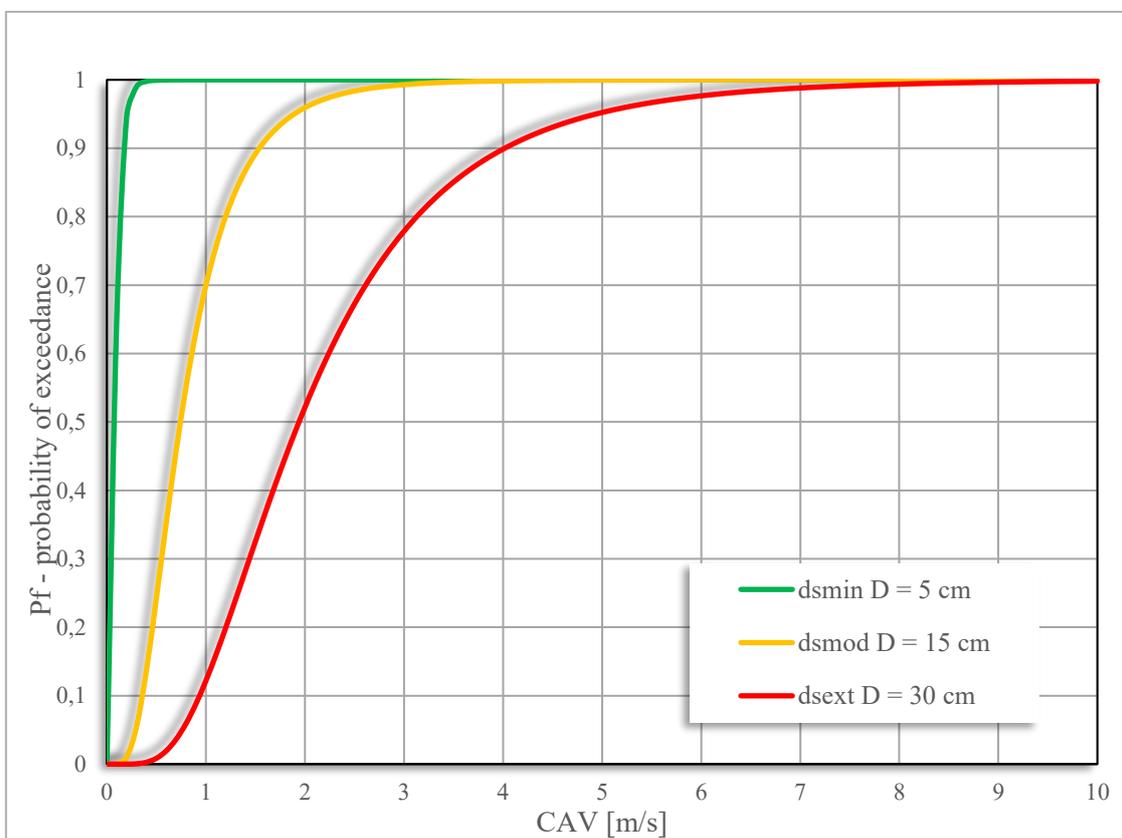


Figura 5.2.5. Curve di fragilità per la velocità assoluta cumulata

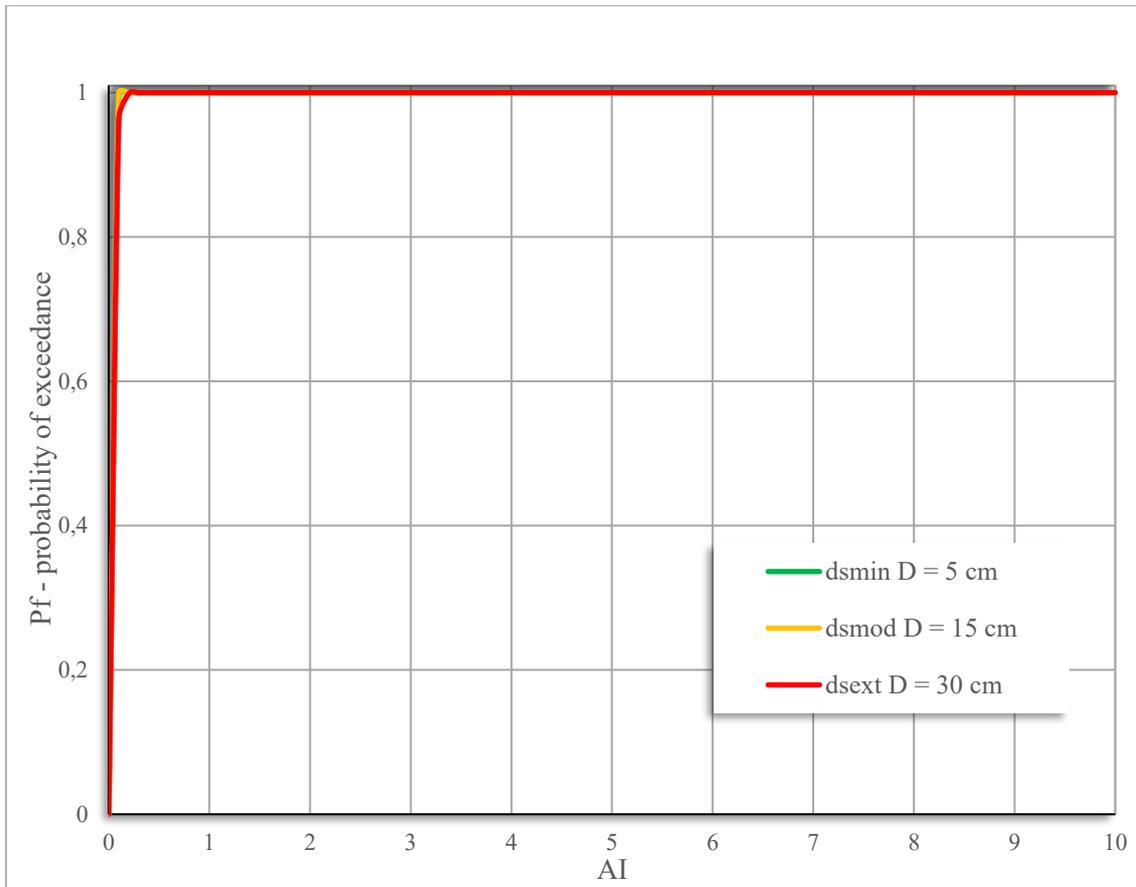


Figura 5.2.6. Curve di fragilità per l'intensità di Arias

6. CONCLUSIONI

L'analisi di vulnerabilità dell'invaso di Arignano è stata condotta mediante la definizione di un adeguato modello numerico che ha consentito di eseguire delle analisi dinamiche avanzate. I risultati di tali analisi, espressi in termini di cedimenti del coronamento e spostamenti dei paramenti del corpo diga hanno consentito di valutare delle curve di fragilità attraverso le quali è possibile pervenire ad una valutazione semplificata dei danni prodotti dai sismi.

L'uso di analisi dinamiche complete per valutare gli effetti di un sisma sulla risposta di una diga di materiali sciolti risulta uno strumento avanzato che tuttavia richiede una approfondita conoscenza della struttura in termini di geometria e parametri meccanici dei terreni, nonché una avanzata esperienza dell'operatore per la modellazione numerica e soprattutto per l'interpretazione dei risultati.

Ciò rende tali analisi non alla portata di tutti e certamente non sempre utilizzabile se le dighe sono caratterizzate da una assenza di opportuni dati.

È pertanto necessario poter predisporre di strumenti più semplici per la valutazione della vulnerabilità dinamica di tali strutture.

Le curve di fragilità rappresentano uno strumento che si presta a rispondere a tale esigenza.

È importante tuttavia sottolineare alcuni aspetti legati al sito e all'invaso per comprendere al meglio i risultati ottenuti.

Il sito di interesse è situato in Piemonte, in una zona a cui sono associati valori di pericolosità sismica non molto elevati, e nel dettaglio la misura di accelerazione di picco al suolo è bassa. Sulla base di tale valutazione, la selezione degli accelerogrammi utilizzati nelle analisi, al fine di una veritiera rappresentazione della realtà, non hanno consentito di indurre nella struttura elevati livelli di danno.

La costruzione della diga è stata pensata per volumi di invasore maggiori rispetto a quelli visibili oggi e perciò il livello di acqua considerato, e realmente presente, non descrive lo scenario più gravoso. Si tratta di un bacino molto esteso e perciò il livello non sembra sia destinato ad aumentare nel corso degli anni, se non per particolari eventi di piena connessi a precipitazioni molto intense e prolungate.

Queste due considerazioni sono fondamentali per un'osservazione più critica dei risultati ottenuti. L'invaso di Arignano sollecitato da sisma non comporta lo sviluppo di una vera superficie di collasso sui paramenti. I valori degli spostamenti stimati con le analisi numeriche mostrano di fatti valori molto contenuti e pertanto le relative curve di fragilità ottenute sono poco rappresentative dei potenziali danni legati a tali spostamenti.

Proprio dalla lettura delle curve è possibile infatti notare come le probabilità di superamento dei valori di soglia siano molto basse nel caso dei cedimenti verticali, e più alte nel caso degli spostamenti orizzontali, per i quali però sono stati scelti dei valori di soglia che comportano un valore massimo di spostamento modesto, ossia posto a metà della scala proposta da Idriss ed utilizzata per il calcolo di tali soglie.

Essendo lo studio effettuato parte di un progetto più ampio i risultati ottenuti saranno da incorporare nelle analisi svolte per altri invasi, per questo il confronto tra i differenti esiti risulterà di fondamentale importanza al fine della valutazione dell'attendibilità del metodo e dei risultati.

ALLEGATI

Allegato A

Località	Arignano (TO)
Nome foglio	FC1
Data indagini	23/05/2019
Compilato da	Federico Passeri

		GEOMETRIA (m)				PARAMETRI DI ACQUISIZIONE					
File	Tipo sorgente	Sorgente	Canale n°1	Canale n° 48	Intervallo	Numero di campioni	Δt (ms)	Pretrigger (ms)	Numero di stacks	Note	
201-210	Mazza su piastra in acciaio	-4	0	117.5	2.5	1000 (4,096s tempo acquisizione)	0.25	-1	10	MASW, <u>origine asse x coincidente con il primo geofono.</u>	Riflesso primi geofoni e decespugliatore
211-220		-2	0	117.5	2.5		0.25	-1	10		Riflesso primi geofoni e no decespugliatore
221-234		122	0	117.5	2.5		0.25	-1	10		si decespugliatore
235-250		120	0	117.5	2.5		0.25	-1	10		
251-260		51	0	47	1		0.25	-0.5	10		
261-270		49	0	47	1		0.25	-0.5	10		
271-280		-4	0	47	1		0.25	-0.5	10		
281-290		-2	0	47	1		0.25	-0.5	10		

		GEOMETRIA (m)				PARAMETRI DI ACQUISIZIONE					
File	Tipo sorgente	Sorgente	Canale n°1	Canale n° 48	Intervallo	Numero di campioni	Δt (ms)	Pretrigger (ms)	Numero di stacks	Note	
291-300	Mazza su piastra in acciaio	-4	0	94	2	1000 (4,096s tempo acquisizione)	0.25	-1	10	MASW, <u>origine asse x coincidente con il primo geofono.</u>	Prato a valle della diga
301-310		-2	0	94	2		0.25	-1	10		
311-320		98	0	94	2		0.25	-1	10		
321-330		96	0	94	2		0.25	-1	10		

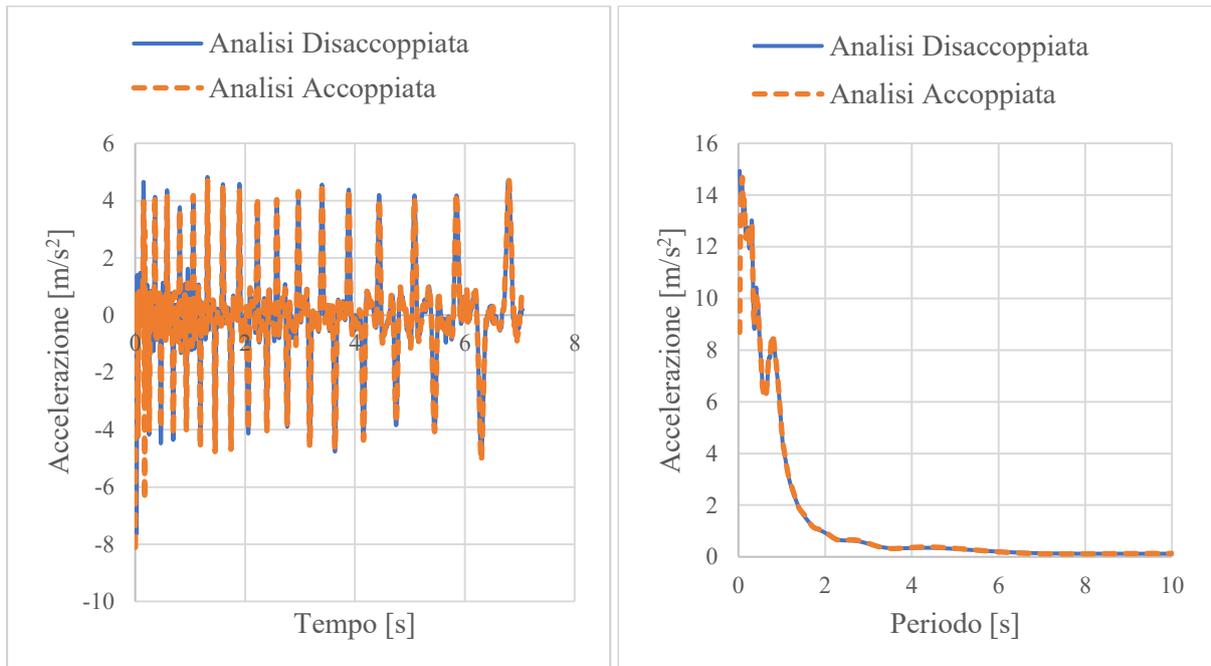
		Intervallo	Numero di campioni
ELETTRICA	48 picchetti	1.25	1000

		GEOMETRIA (m)			PARAMETRI DI ACQUISIZIONE				
File	Tipo sorgente	Canale n°1	Canale n° 12	Intervallo (corda)	Numero di campioni	Δt (ms)	Pretrigger (ms)	Note	
331	Noise	0°N	330°N	18.2	64000 (900 s di acquisizione)	16	0	Cerchio di raggio 37 m con 12 geofoni verticali da 2 Hz.	

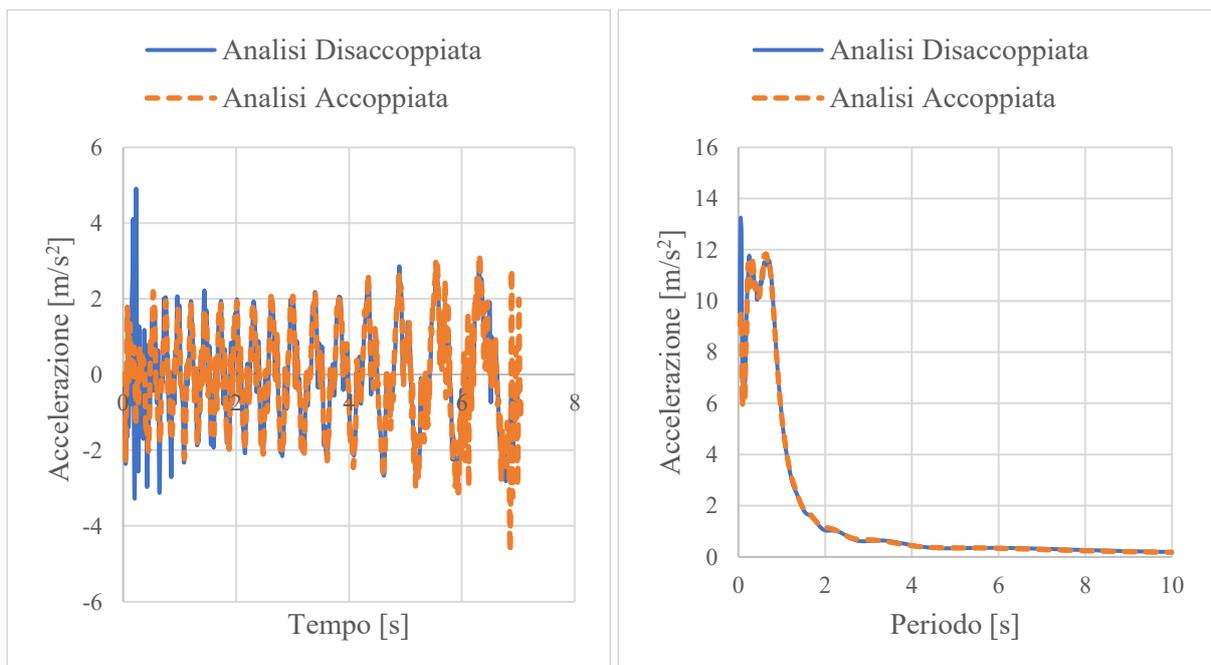
Allegato B

Ulteriori confronti tra modelli costitutivi non riportati nel testo in termini di storie di accelerazione e di spettri di risposta in accelerazione:

- Confronti relativi al substrato roccioso



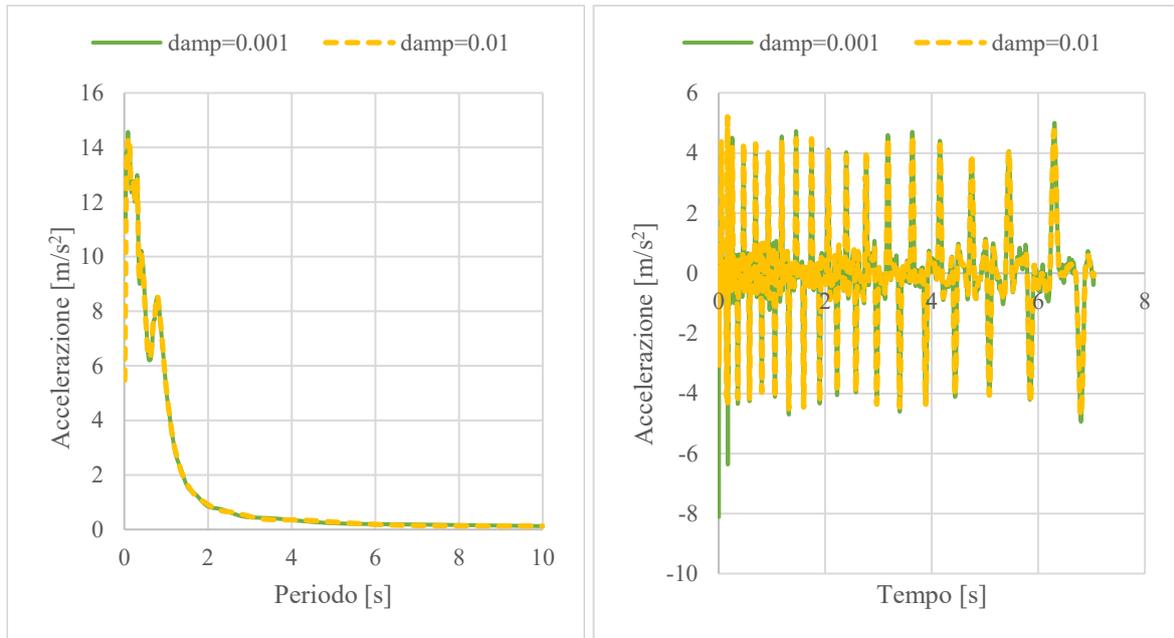
- Confronti relativi al punto in superficie sullo strato di fondazione



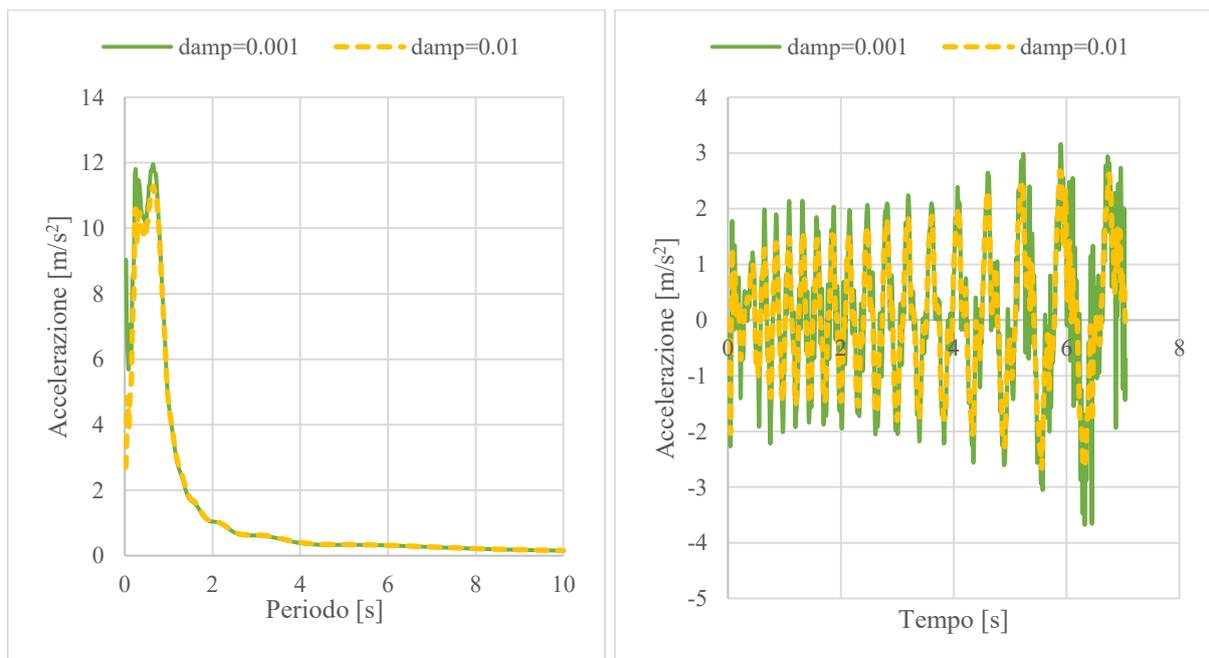
Allegato C

Confronti tra diversi valori di smorzamento con il modello non lineare accoppiato in termini di spettri di risposta in accelerazione e storie di accelerazione:

- Confronti relativi al substrato roccioso



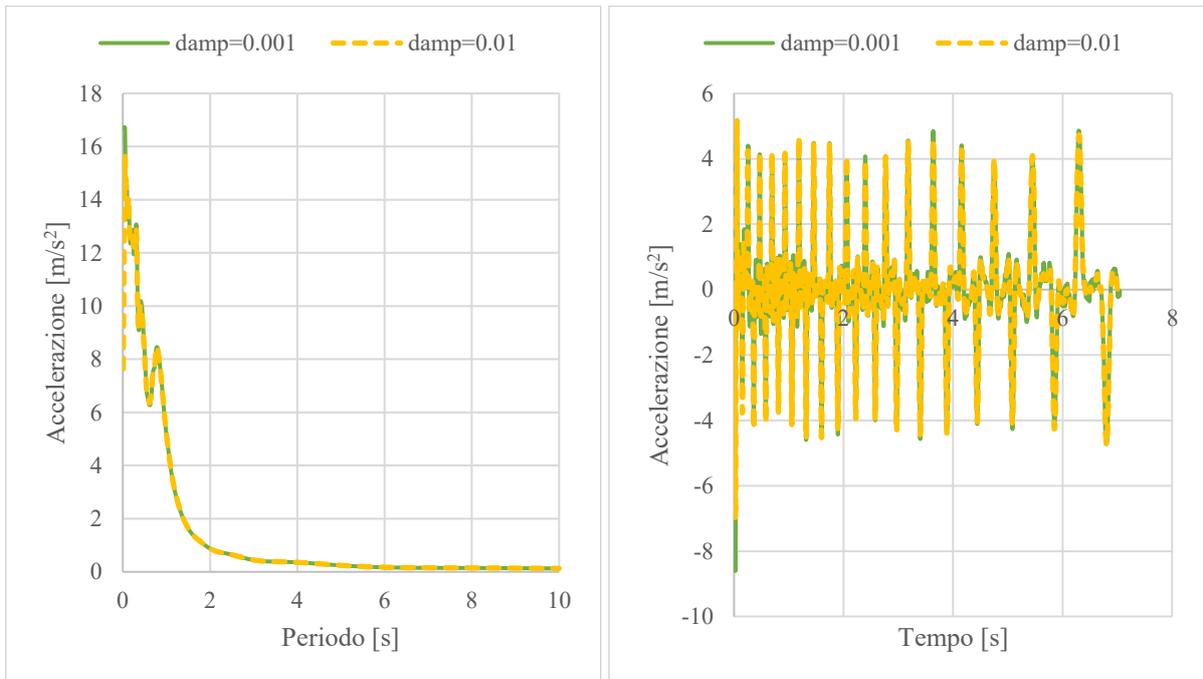
- Confronti relativi al punto in superficie sullo strato di fondazione



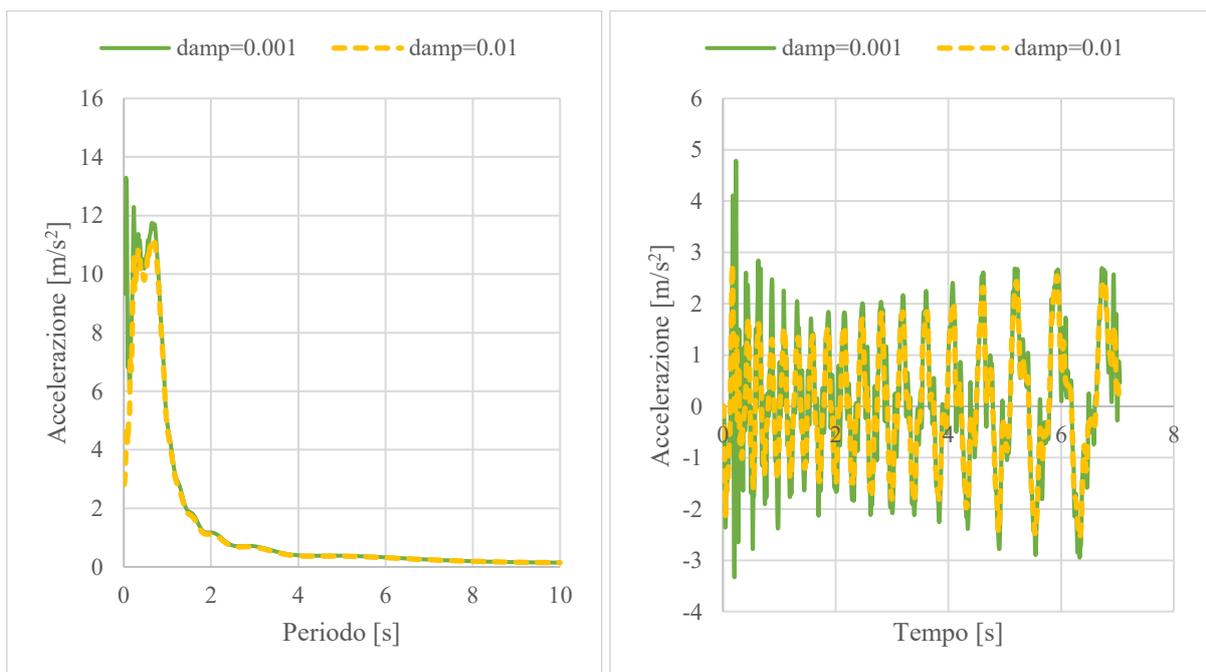
Allegato D

Confronto tra diversi valori di smorzamento con il modello disaccoppiato in termini di spettri di risposta in accelerazione e storie di accelerazione:

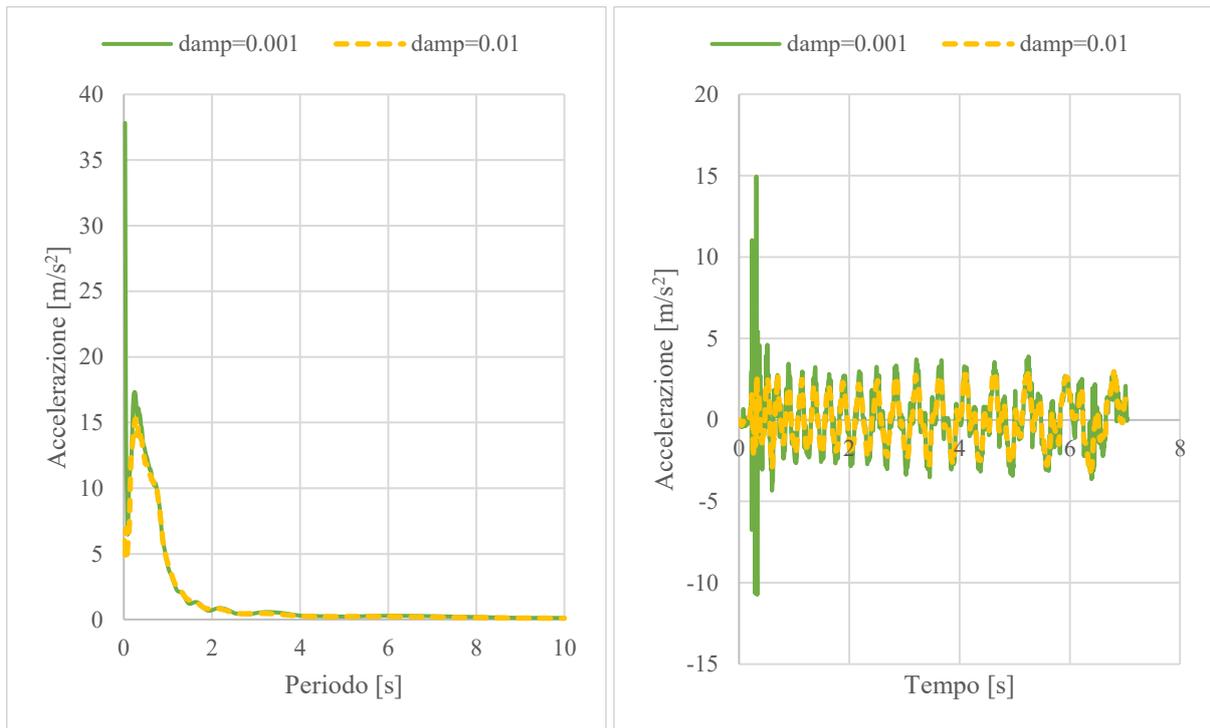
- Confronti relativi al substrato roccioso



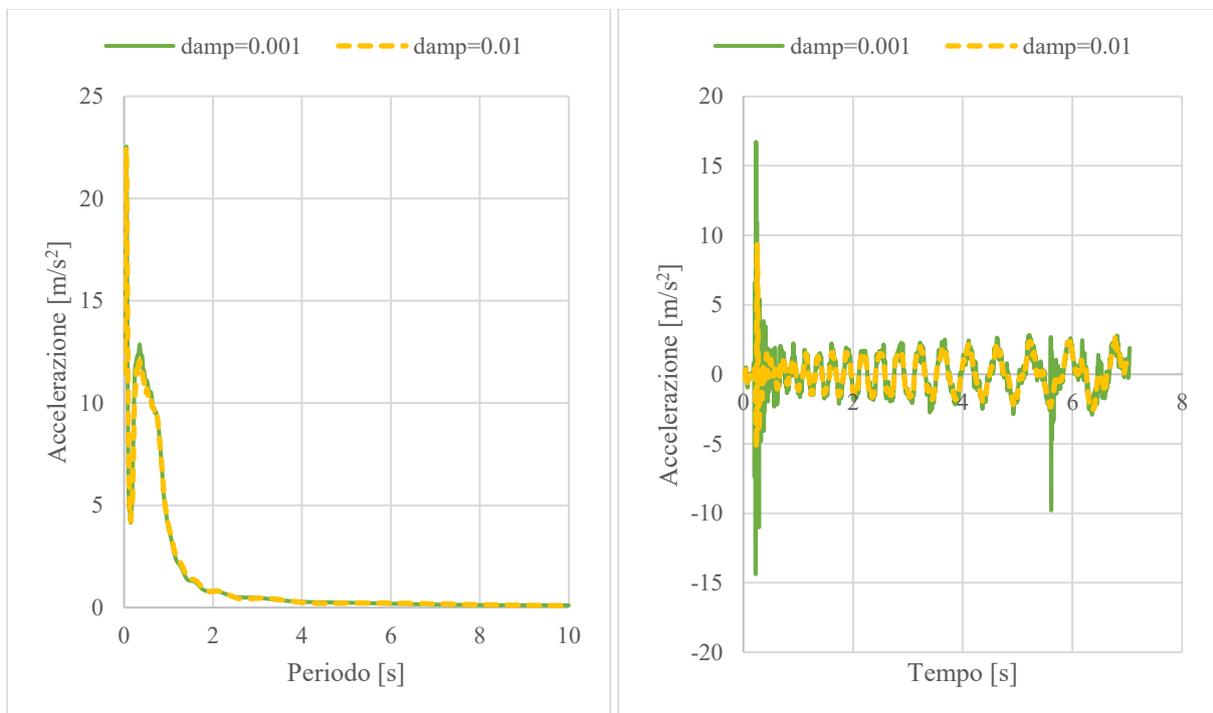
- Confronti relativi al punto in superficie sullo strato di fondazione



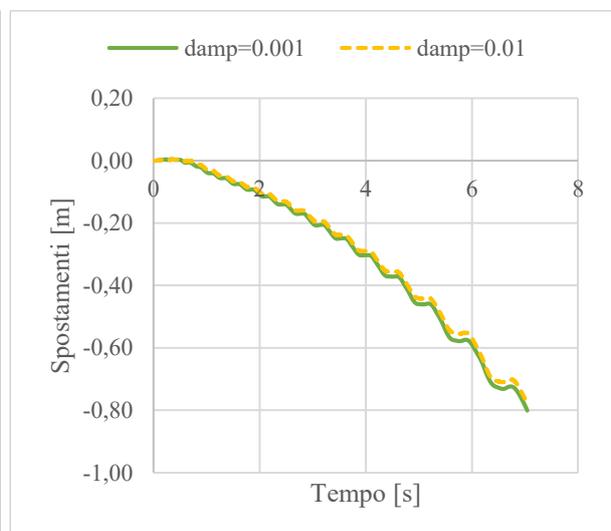
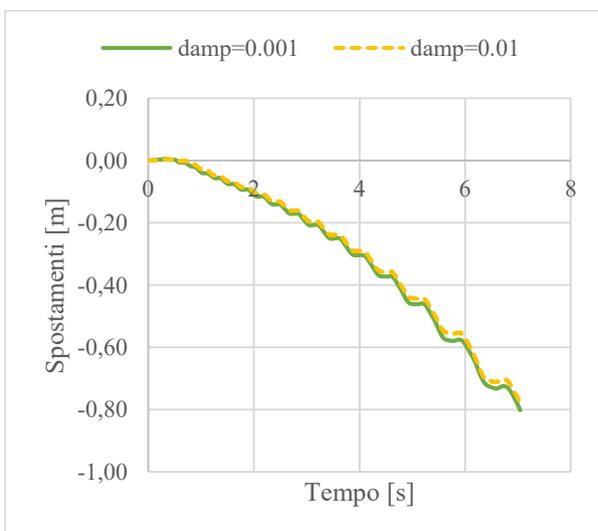
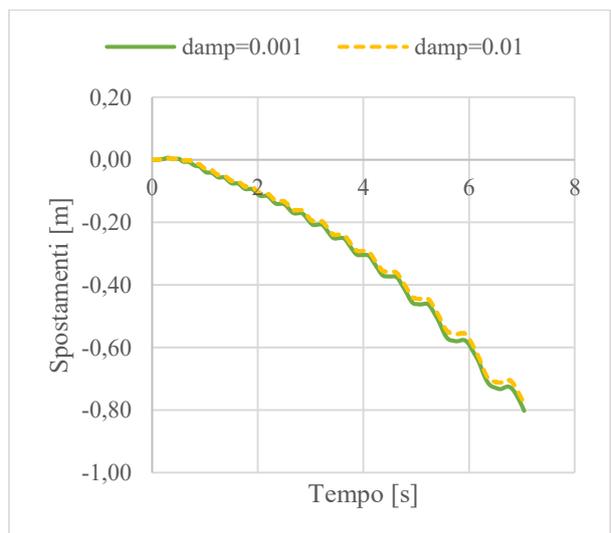
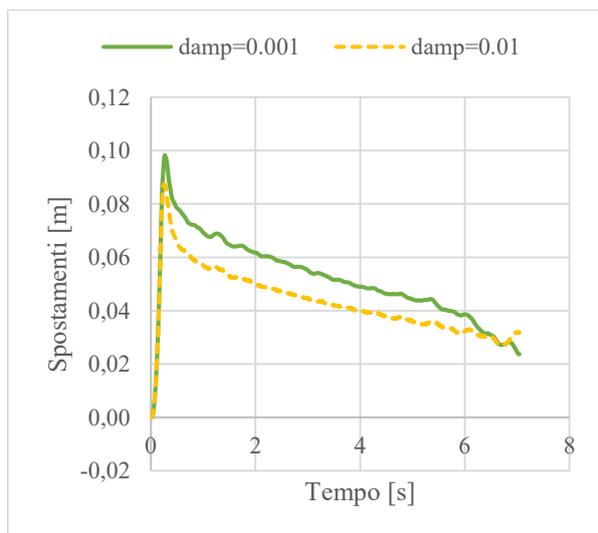
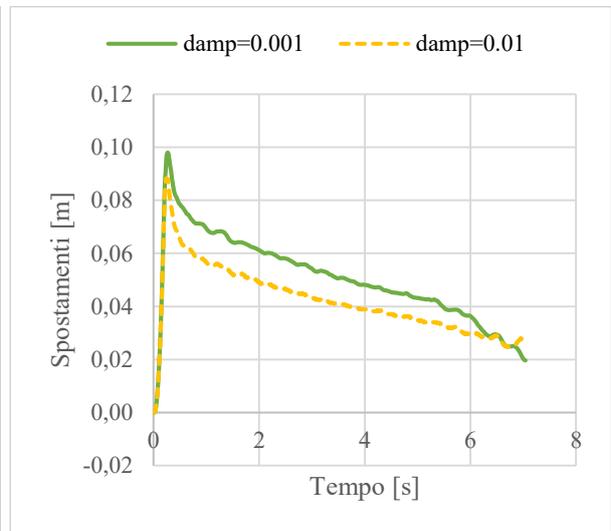
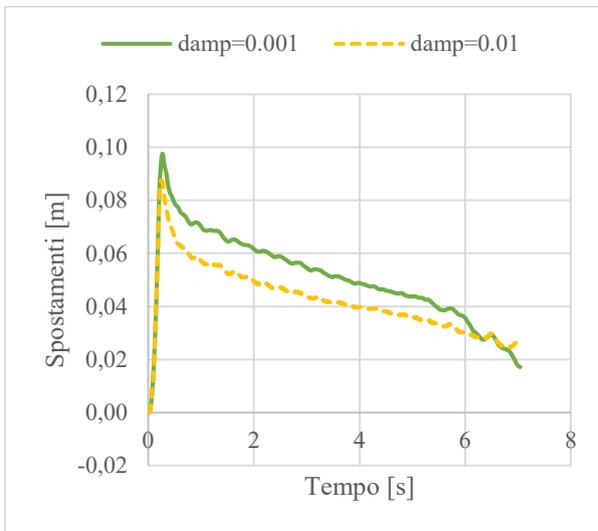
- Confronti relativi al coronamento del corpo diga



- Confronti relativi alla base del corpo diga



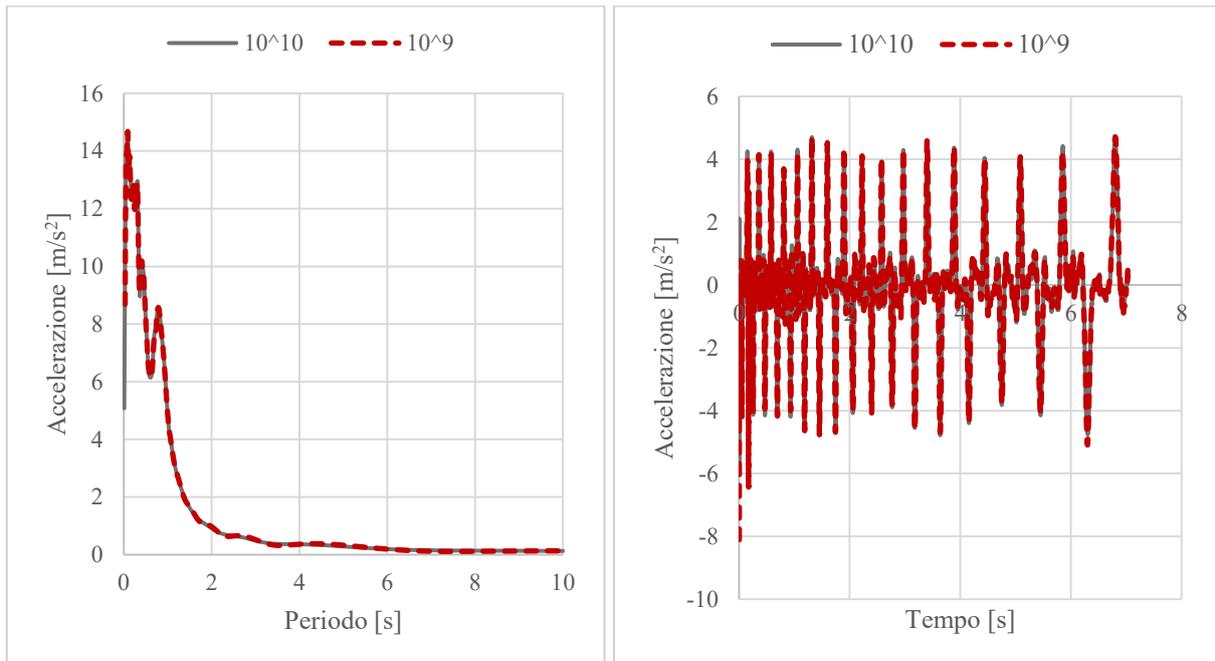
Confronti in termini di spostamento: cedimento verticale sinistro, centrale e destro e a seguire spostamento orizzontale sinistro, centrale, e destro.



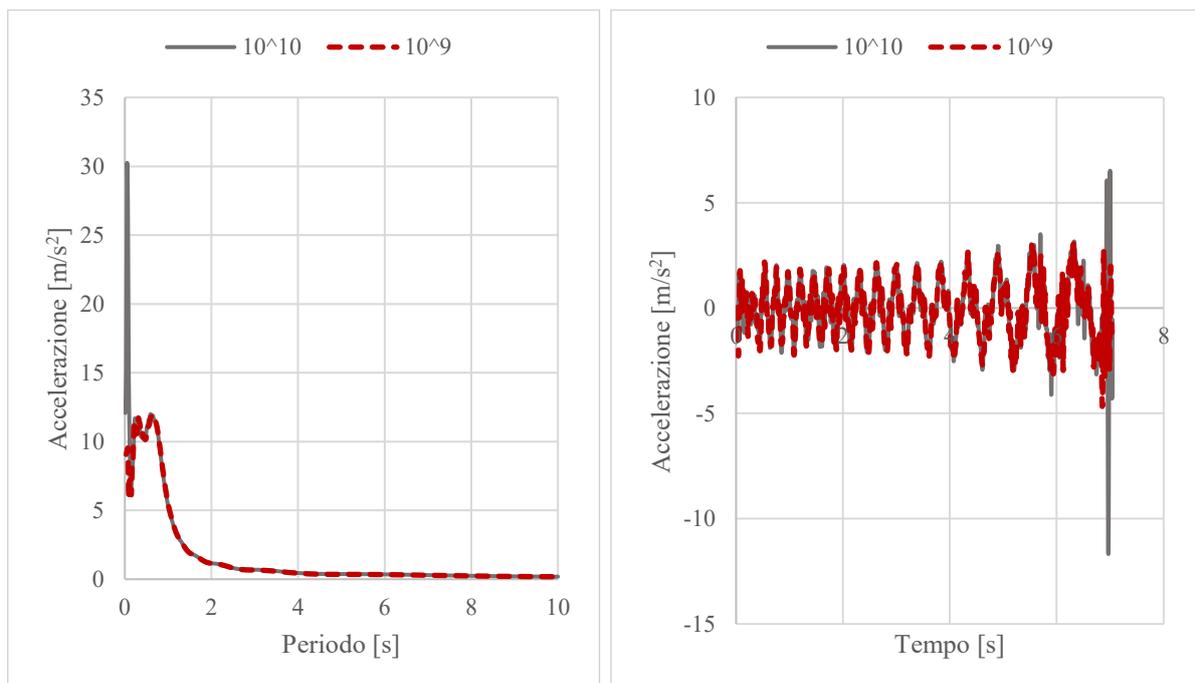
Allegato E

Completamento confronto tra valori di modulo di compressibilità dell'acqua in termini di spettri di risposta in accelerazione e storie di accelerazione:

- Confronti relativi al substrato roccioso



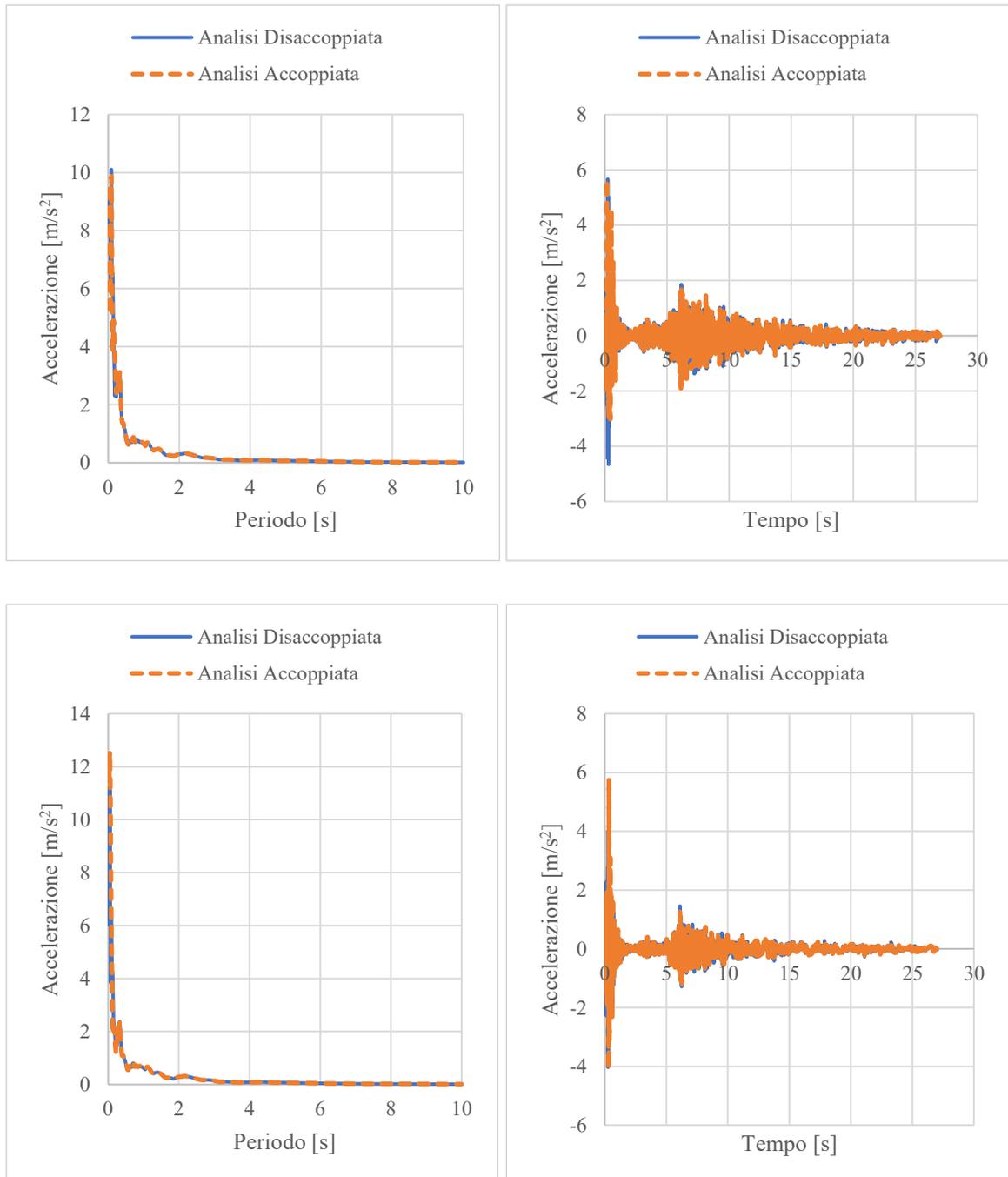
- Confronti relativi al punto in superficie sullo strato di fondazione



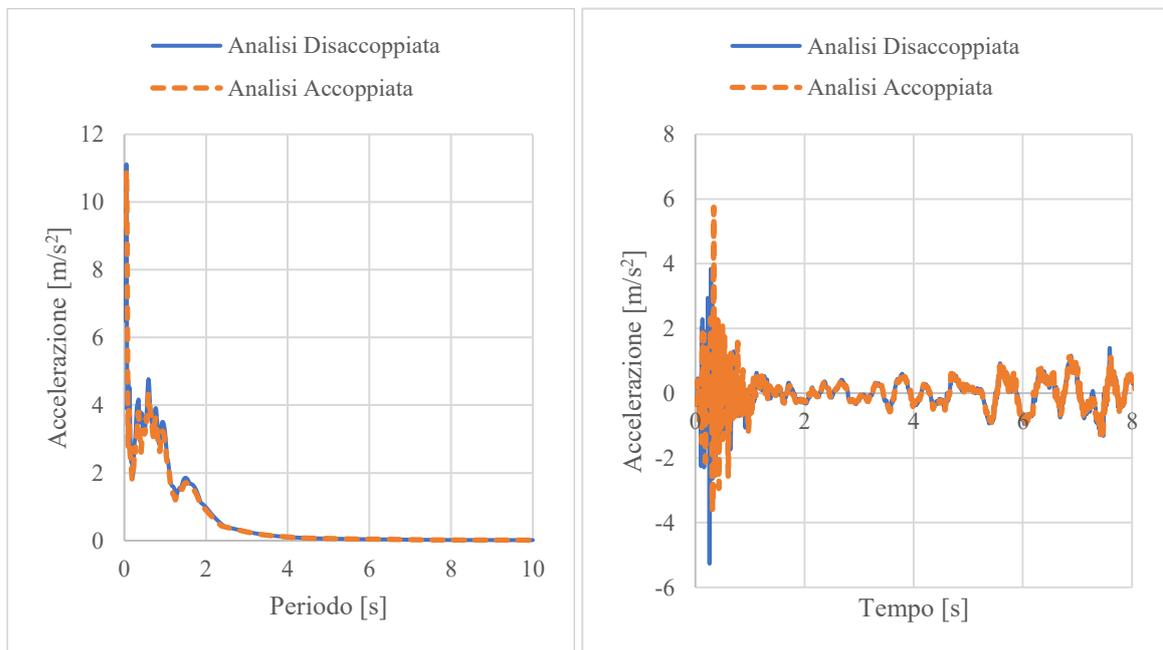
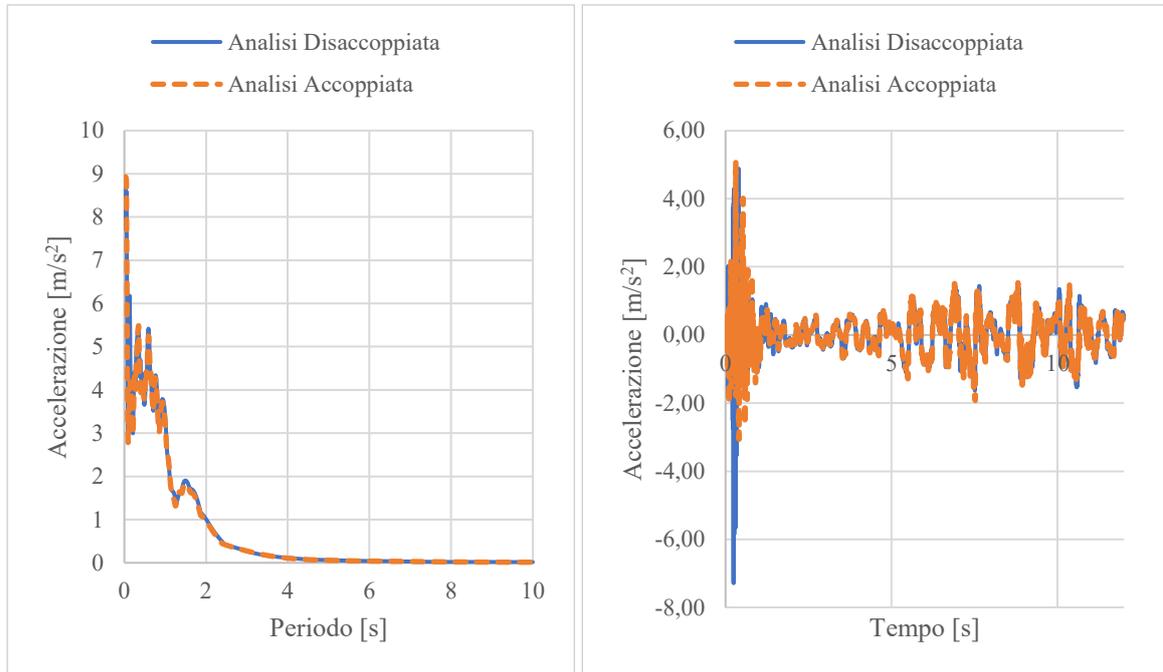
Allegato F

Confronto tra modelli costitutivi in termini di spettri in accelerazione e storie temporali delle accelerazioni, per la valutazione dell'influenza dell'intensità del sisma.

- Sisma più intenso: punto sul coronamento e alla base del corpo diga

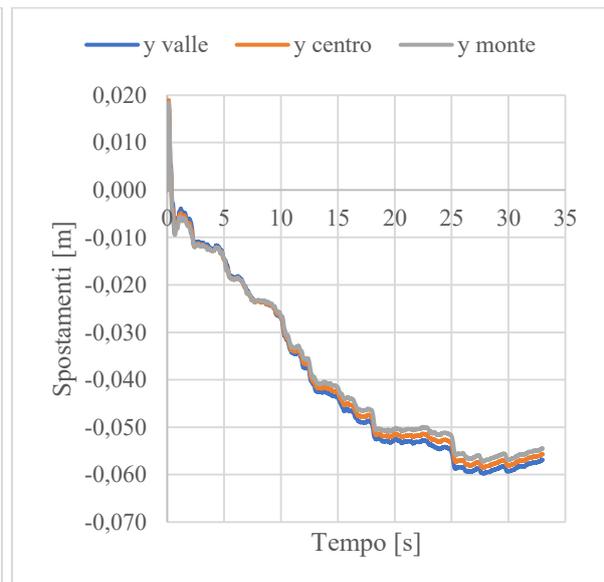
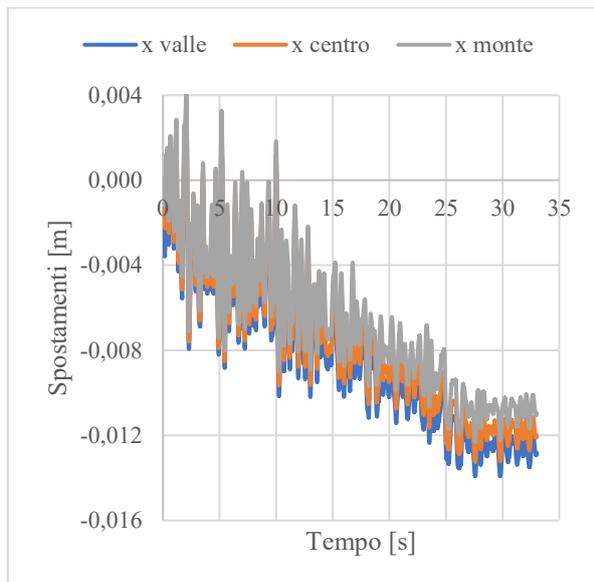
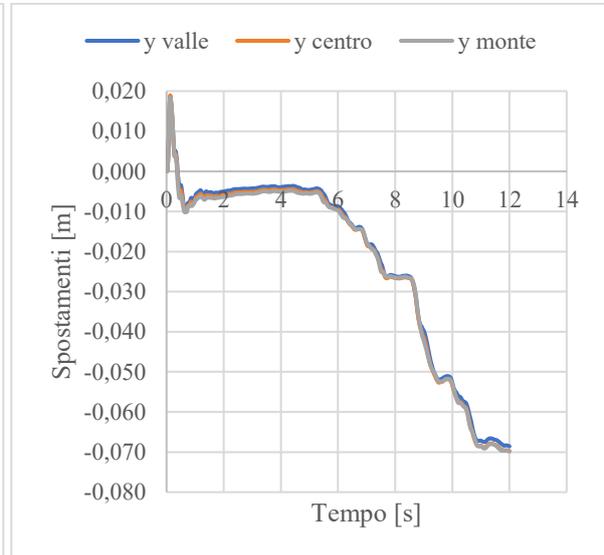
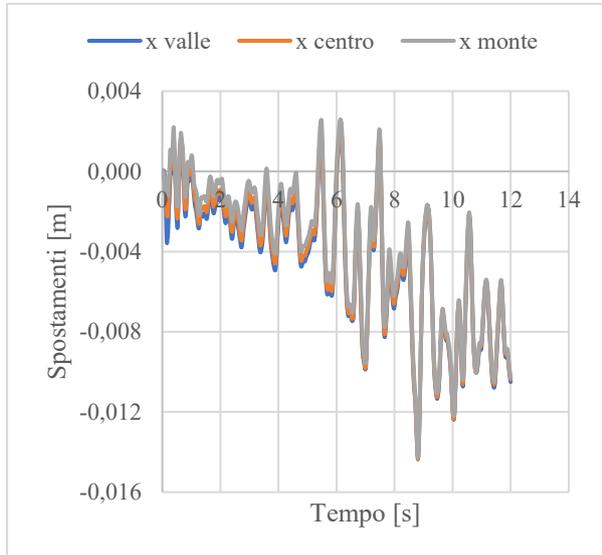


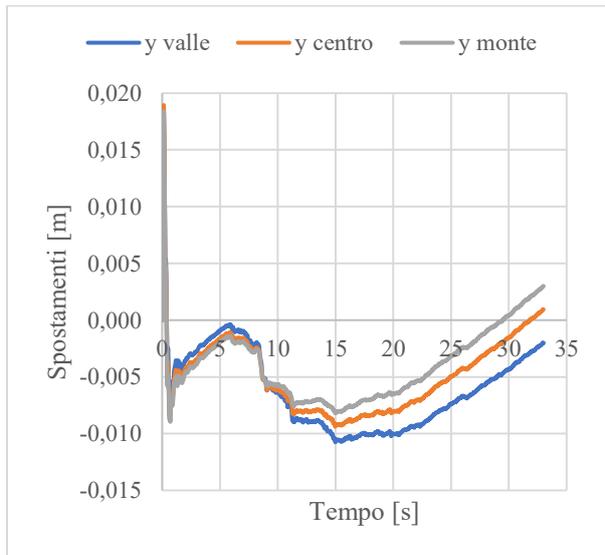
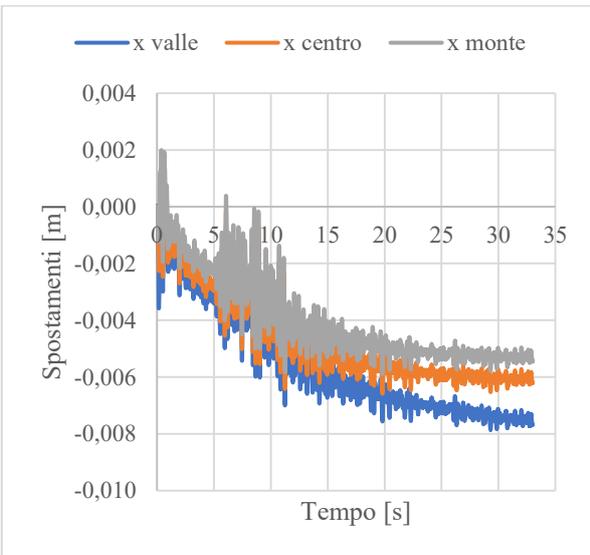
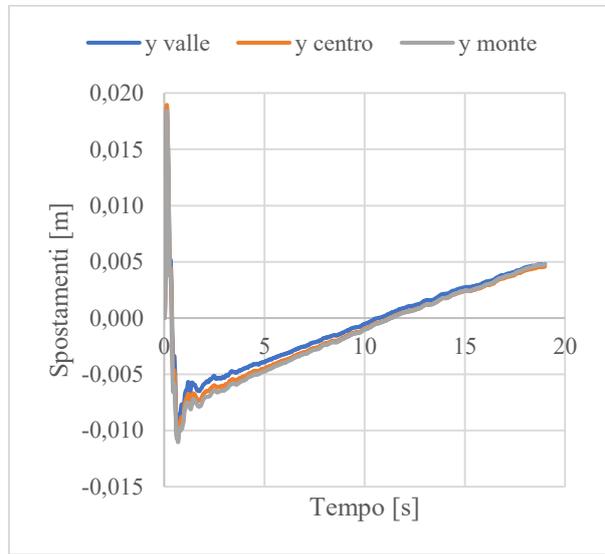
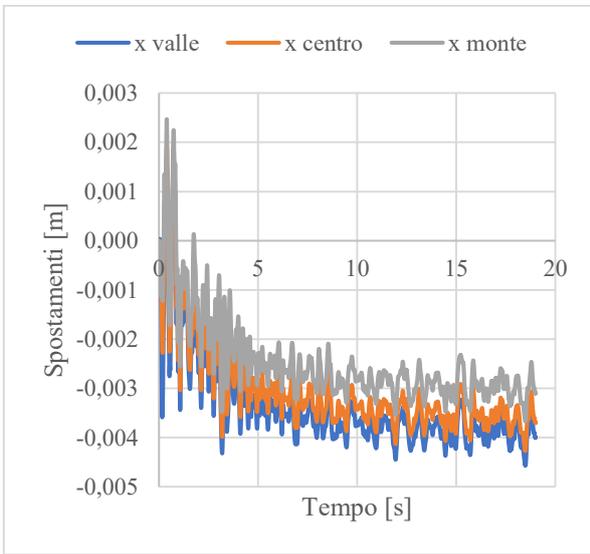
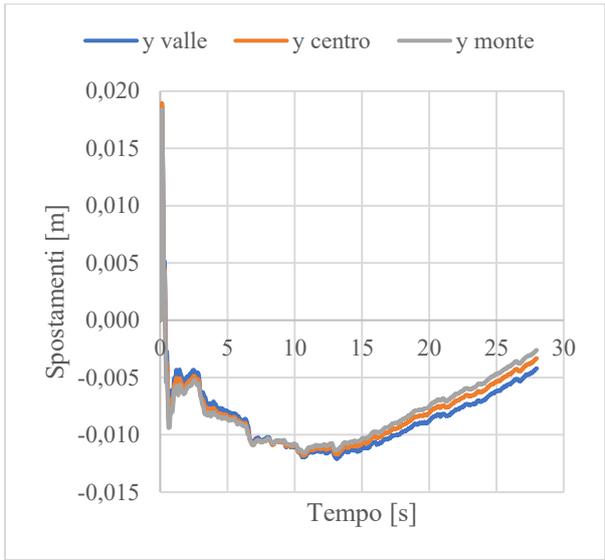
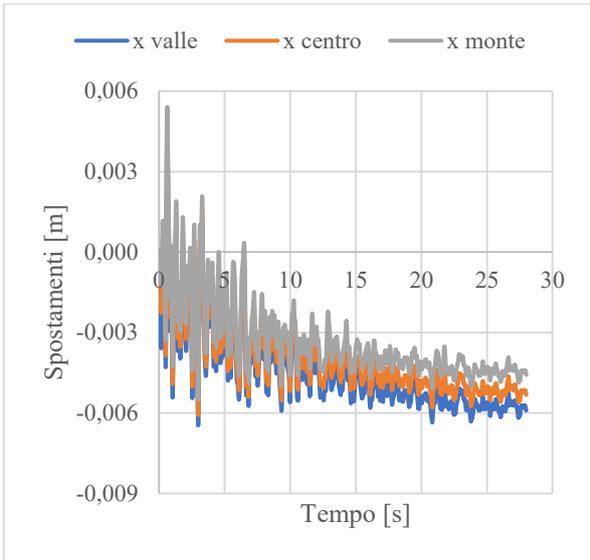
- Sisma meno intenso: punto sul coronamento e alla base del corpo diga

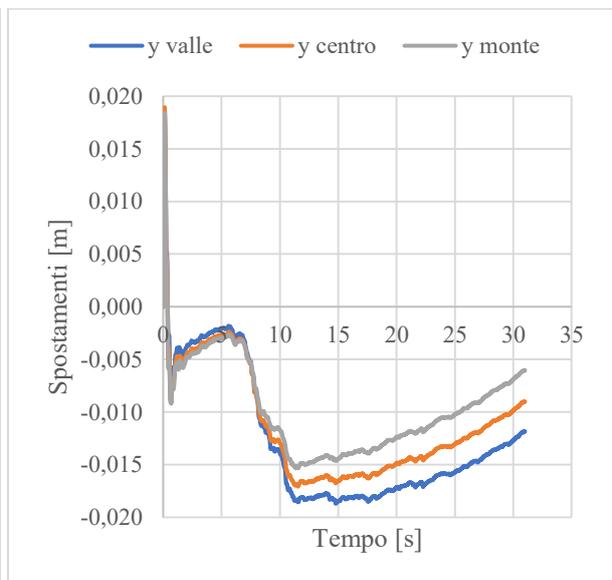
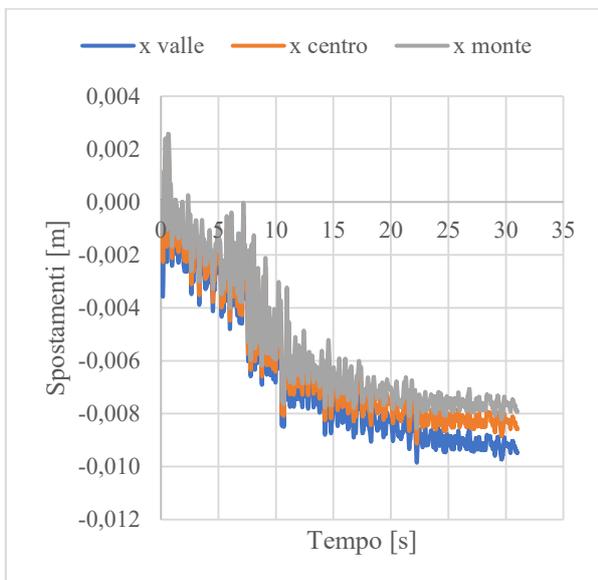
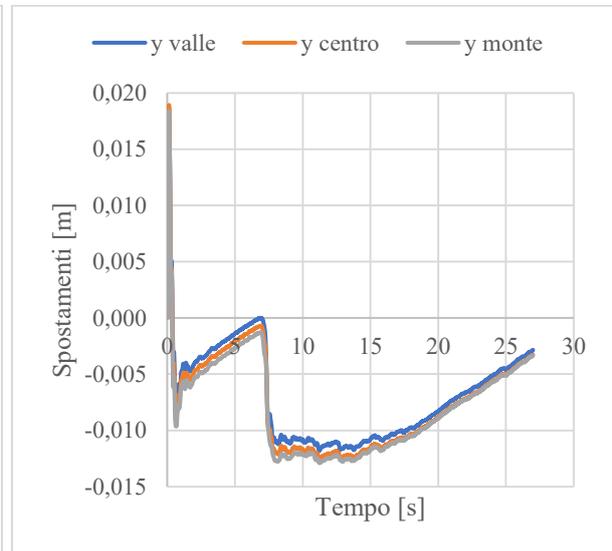
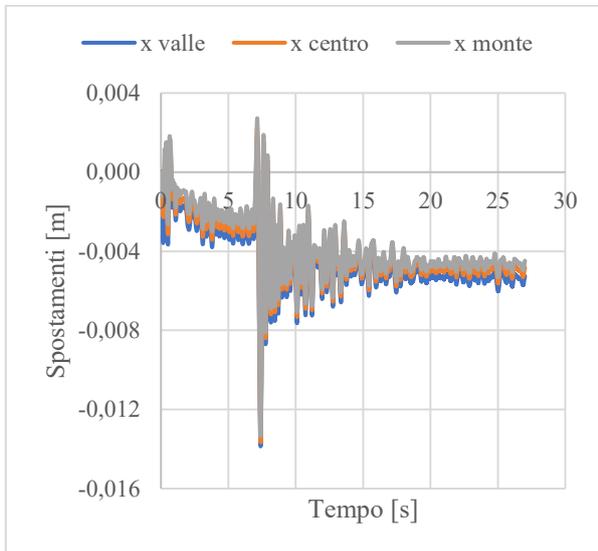
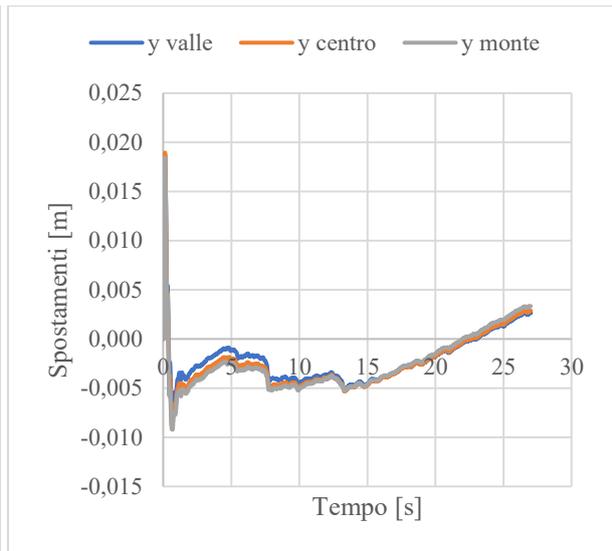
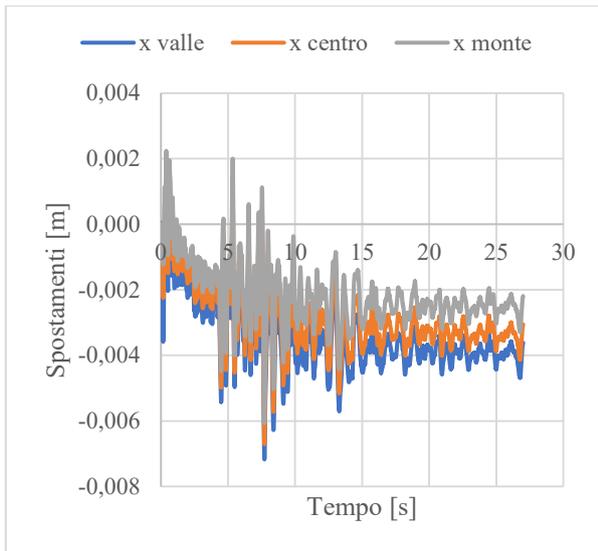


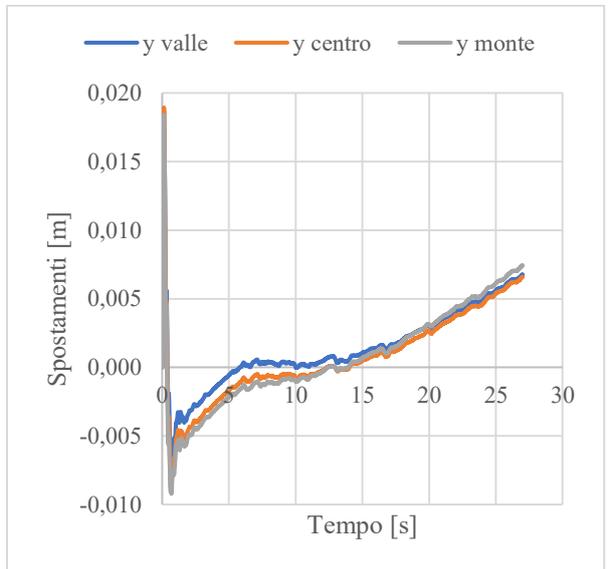
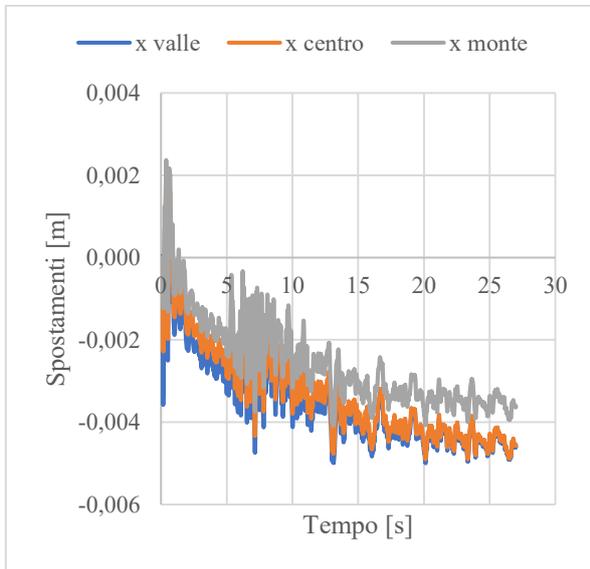
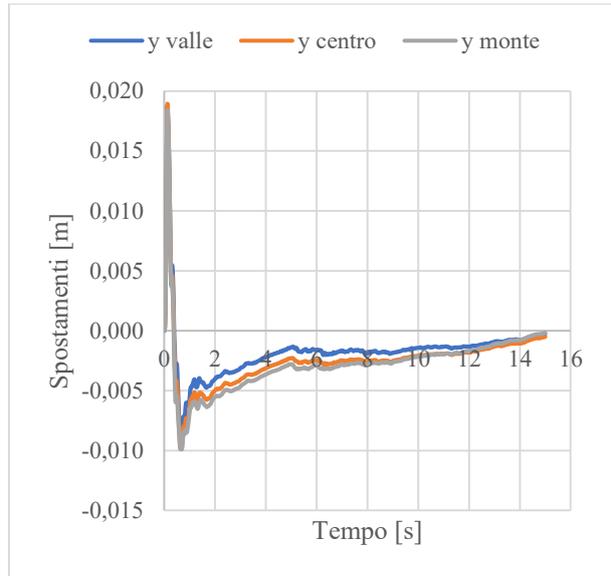
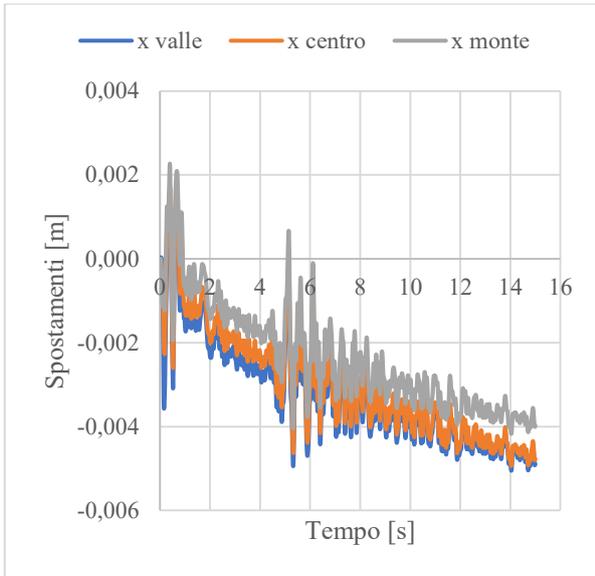
Allegato G

Si riportano per ogni evento sismico gli spostamenti orizzontali e quelli verticali dei tre punti di controllo posti sul coronamento della diga, punti di: valle, centro e monte.



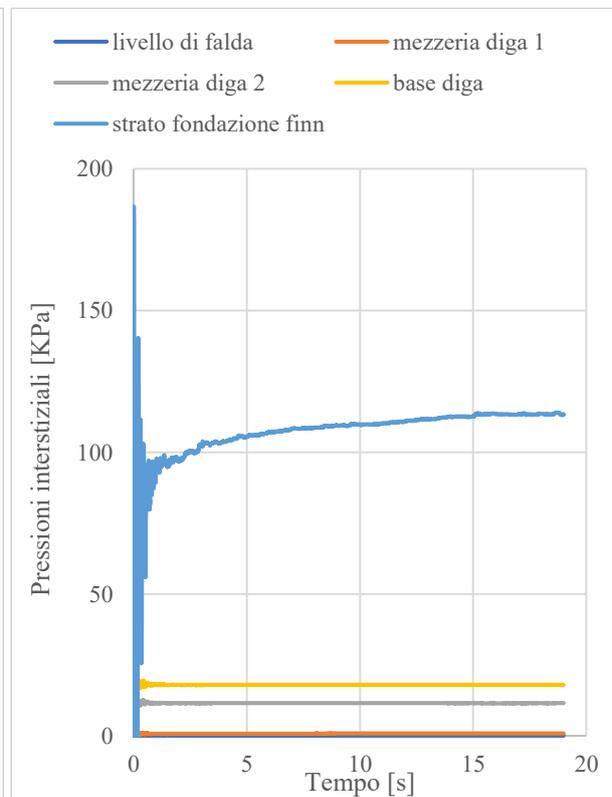
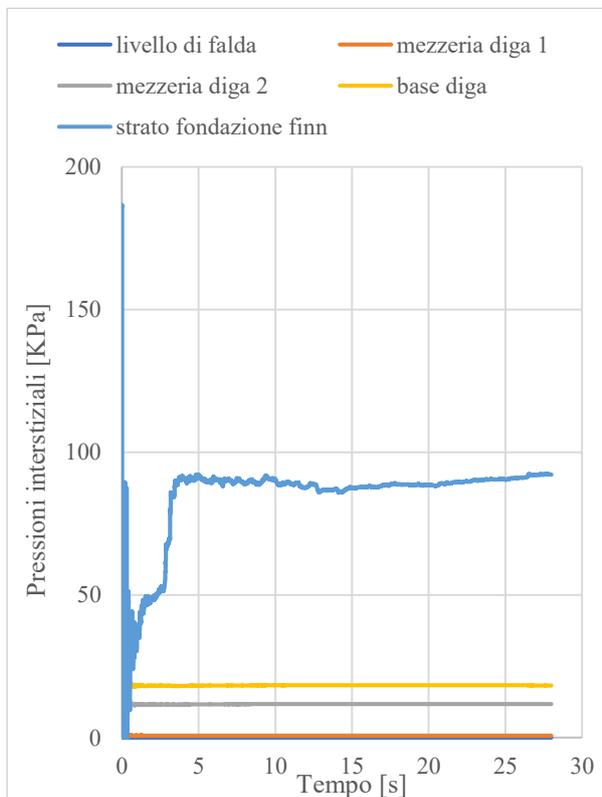
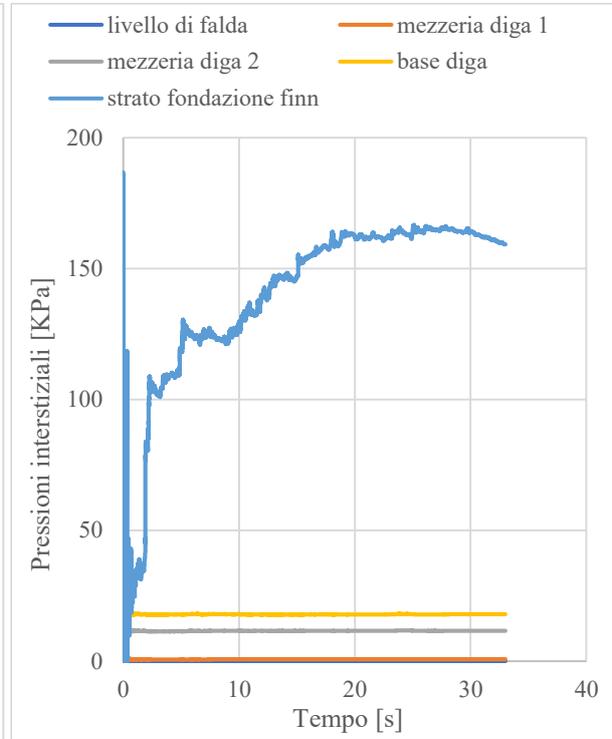
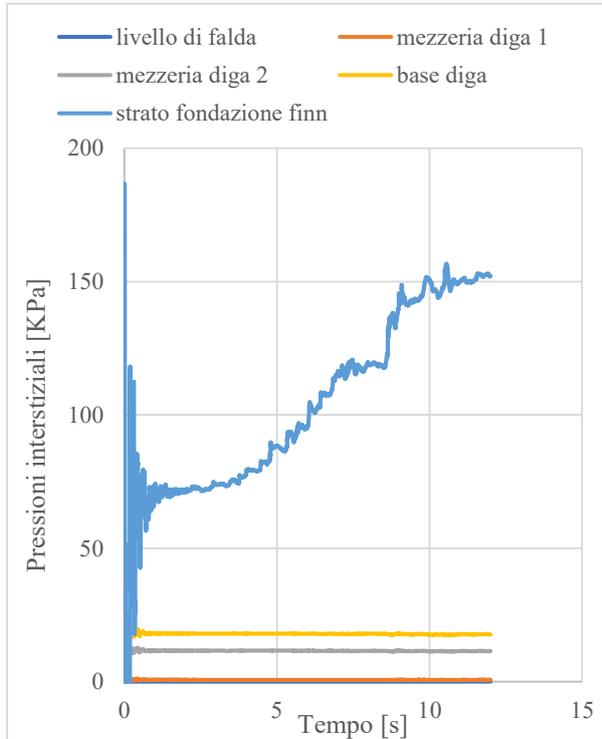


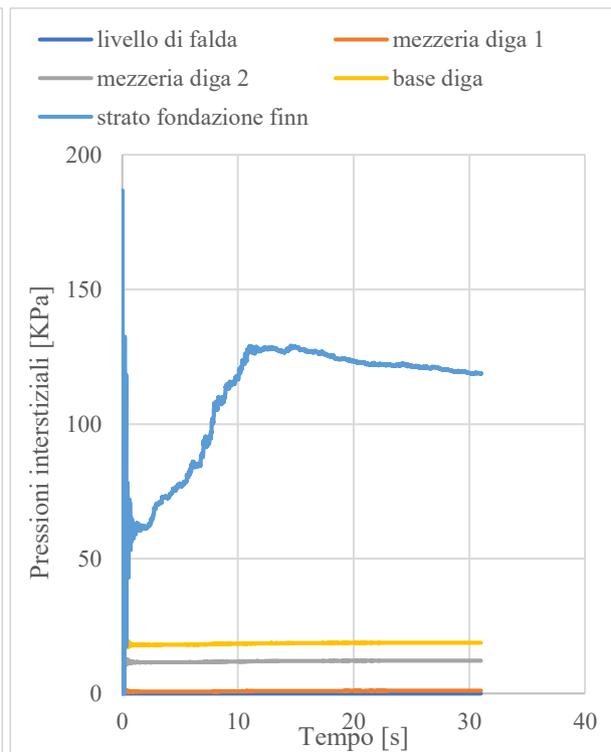
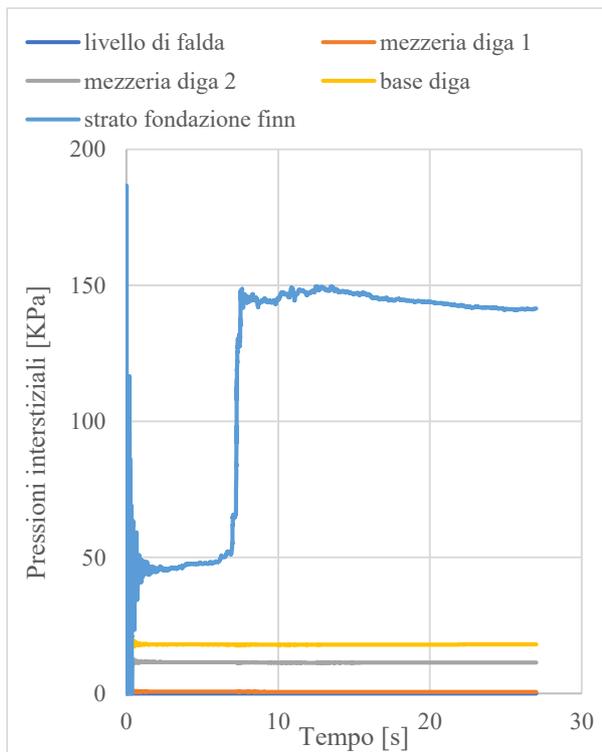
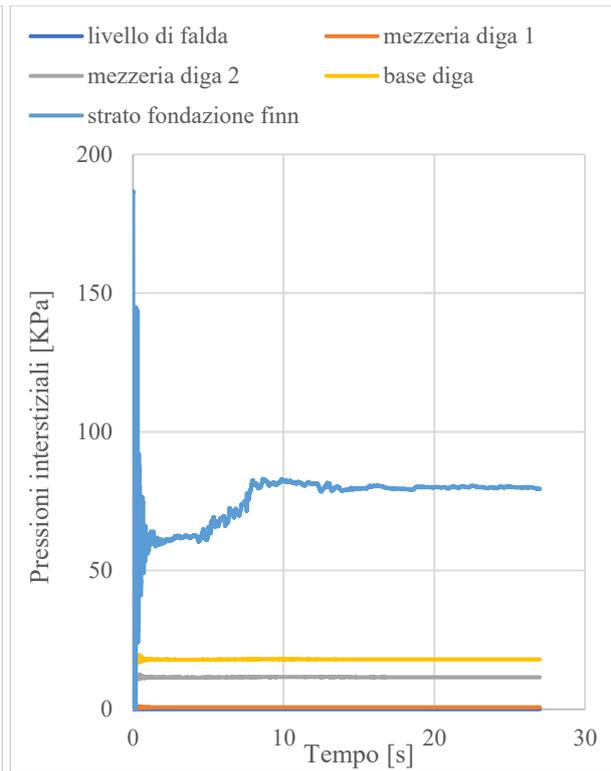
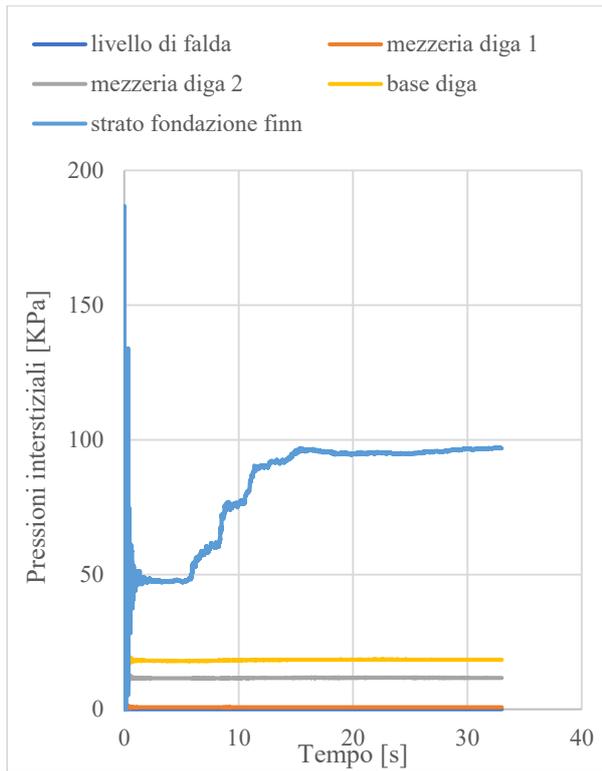


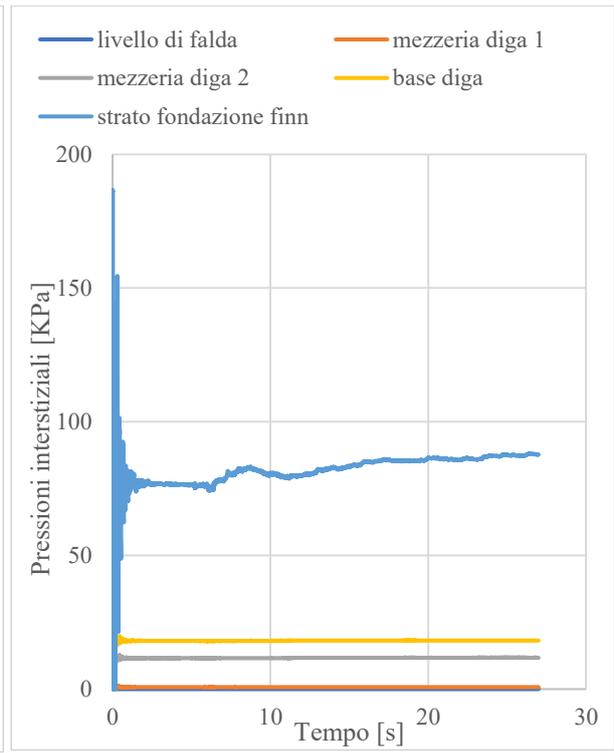
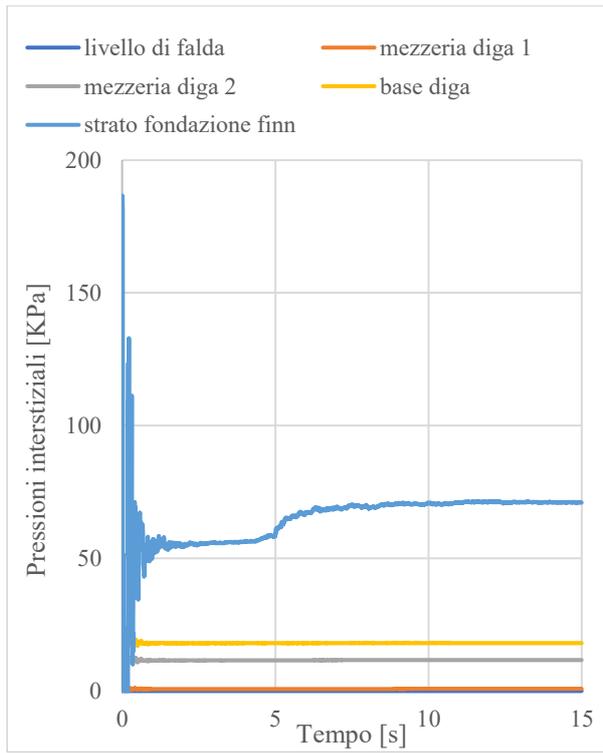


Allegato H

Andamento pressioni interstiziali nei punti di controllo nel corpo diga e nello strato di fondazione per ogni sisma.

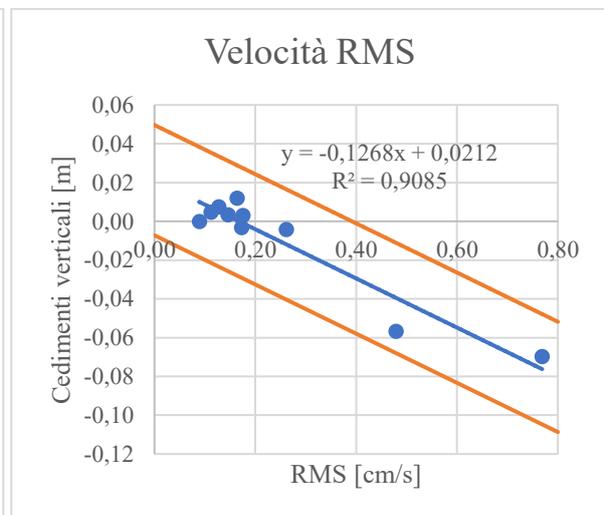
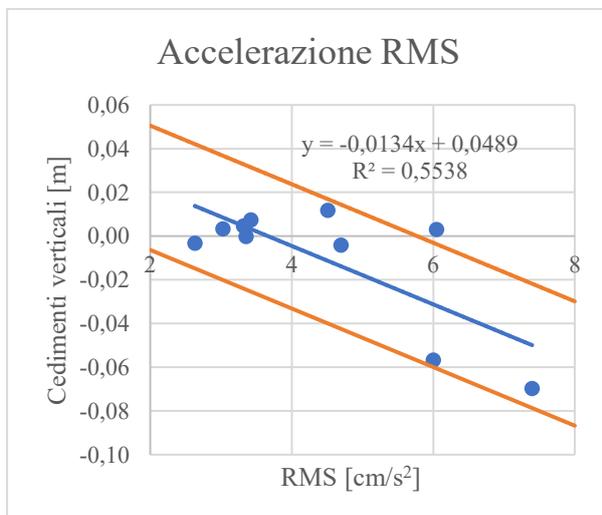
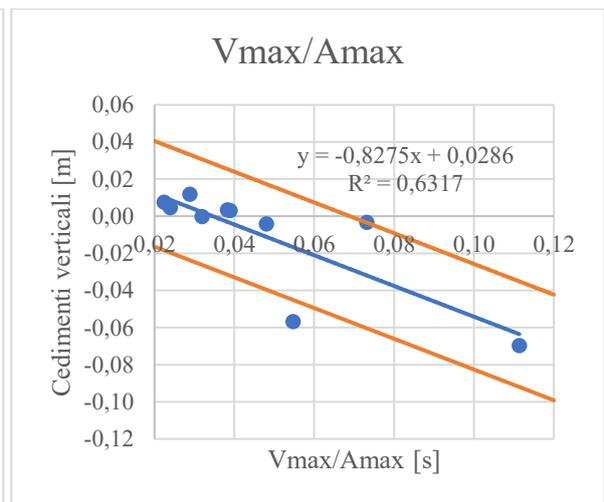
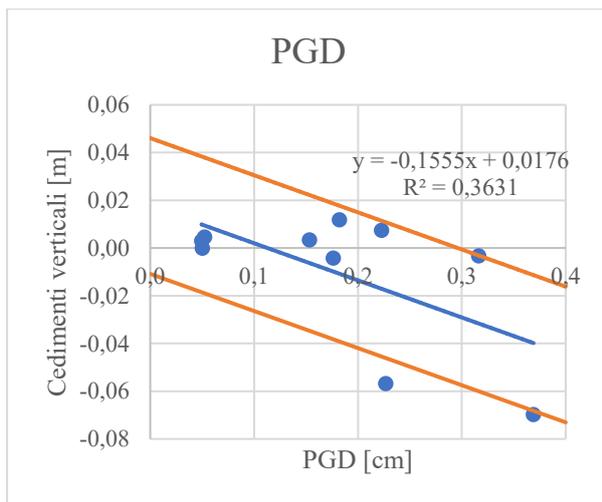
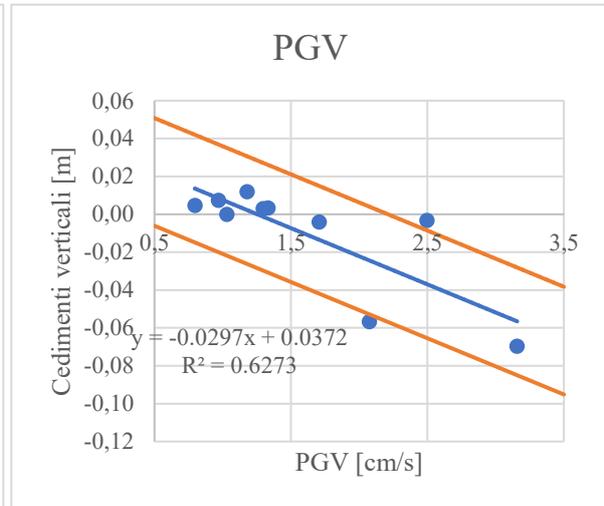
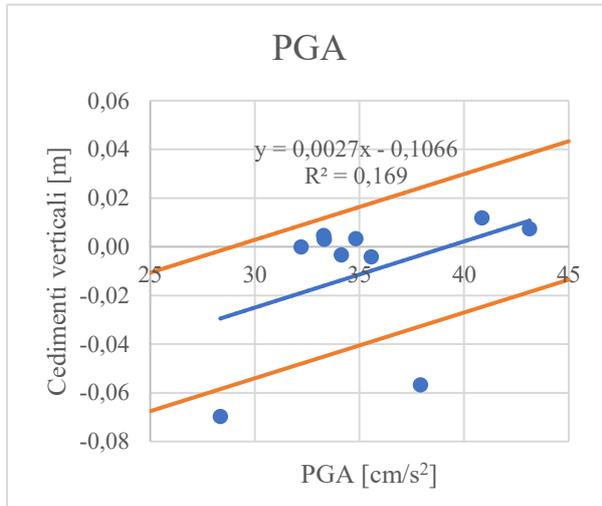


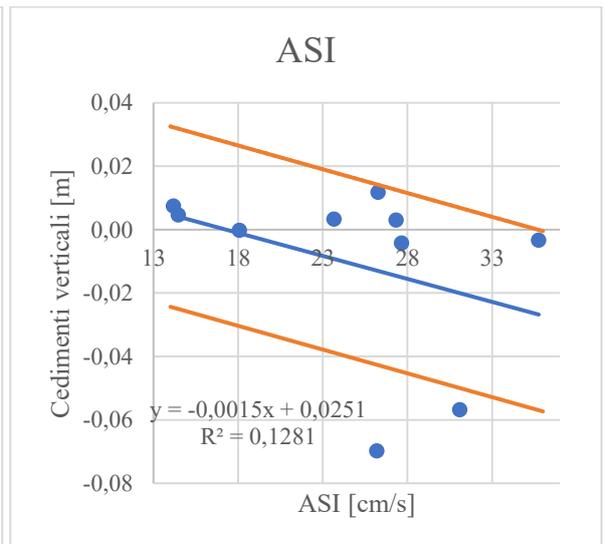
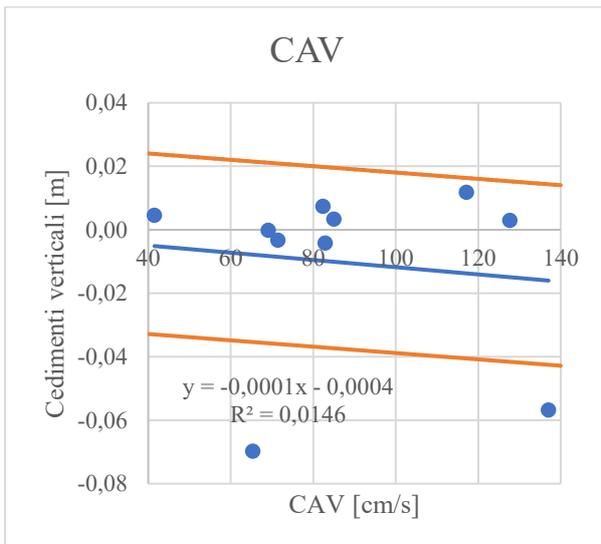
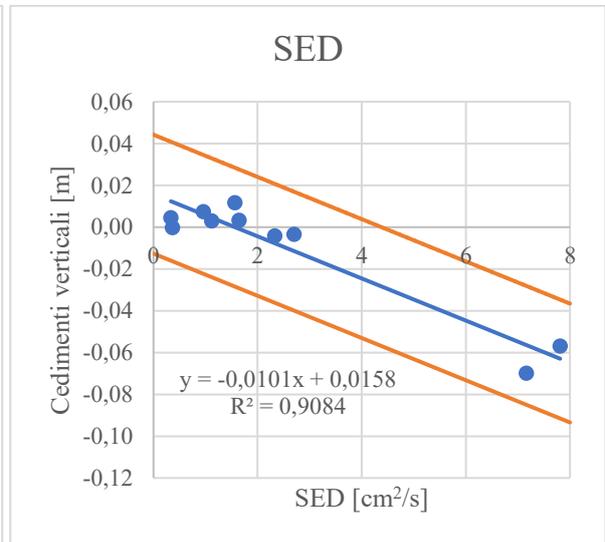
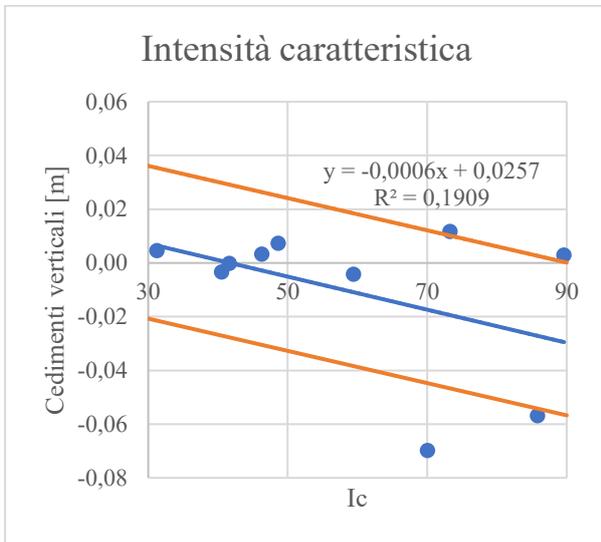
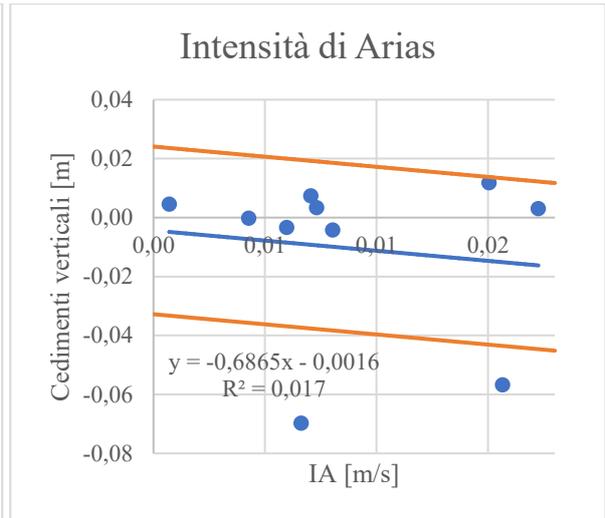
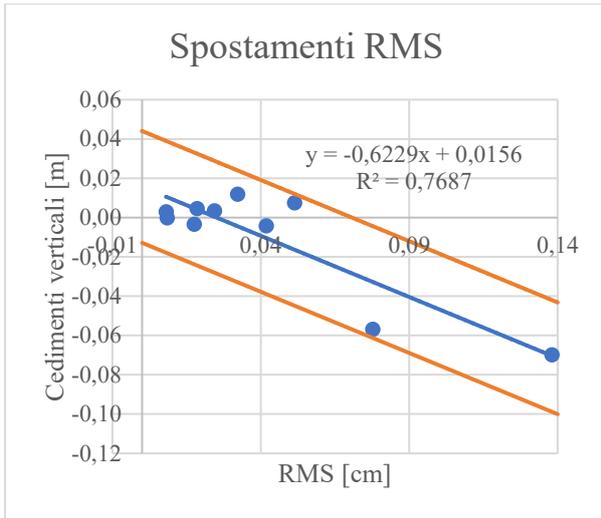


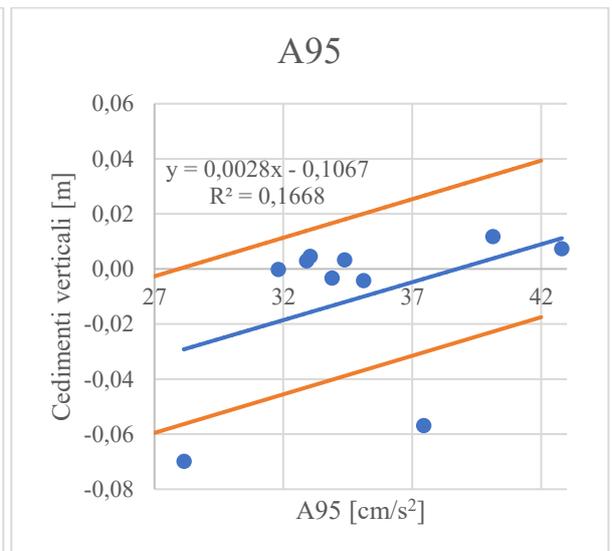
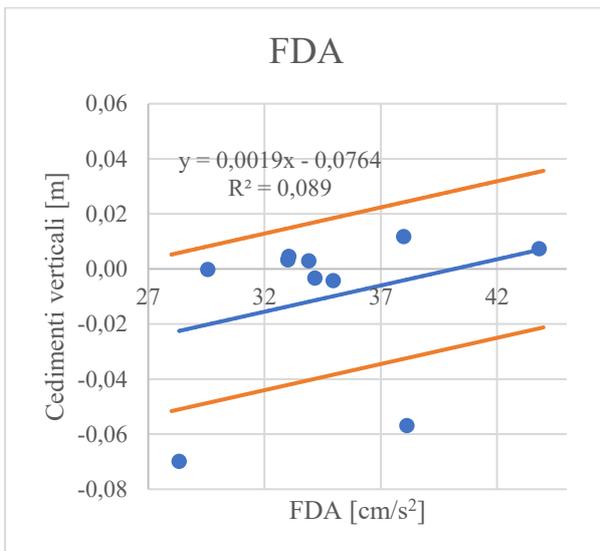
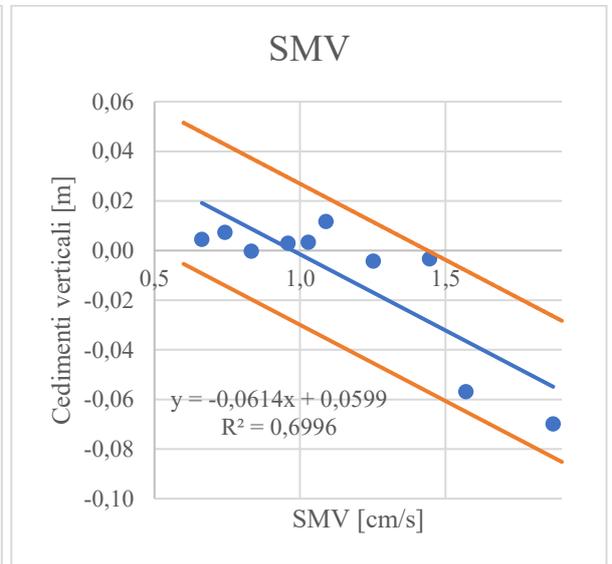
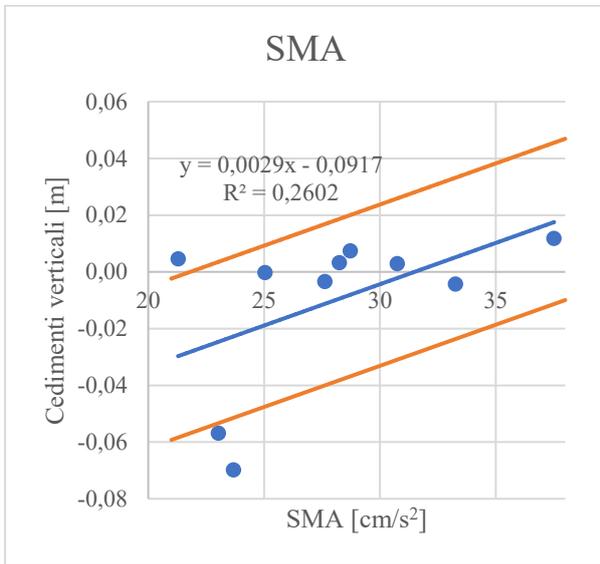
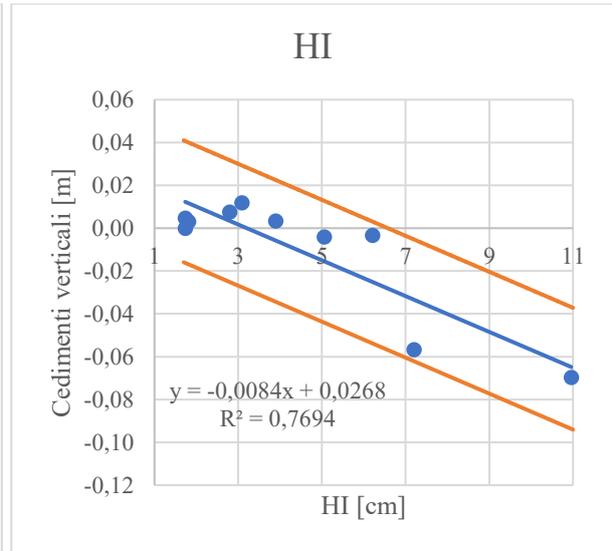
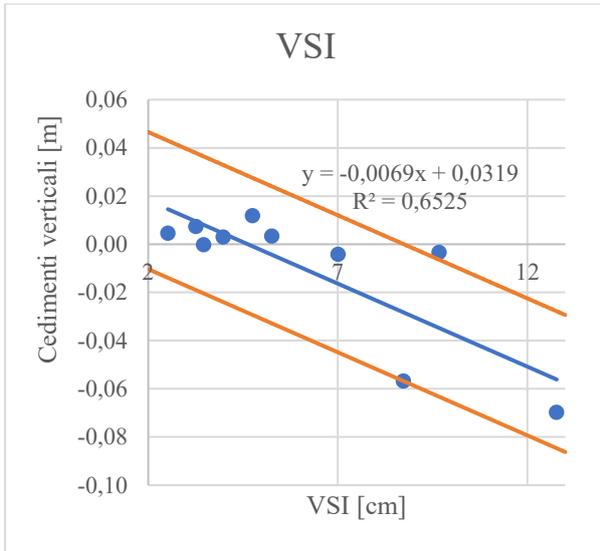


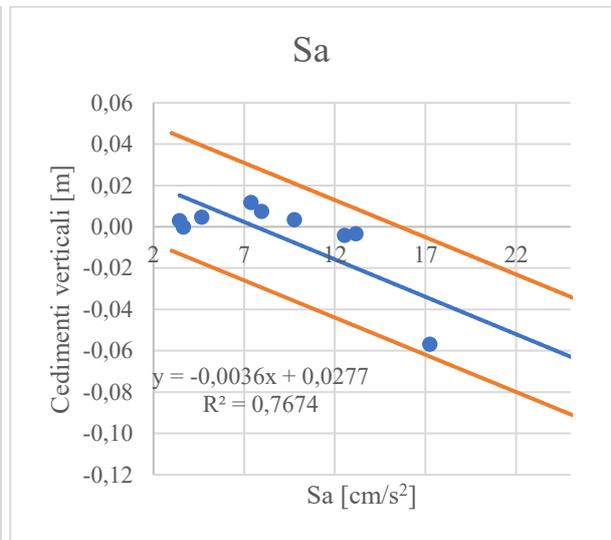
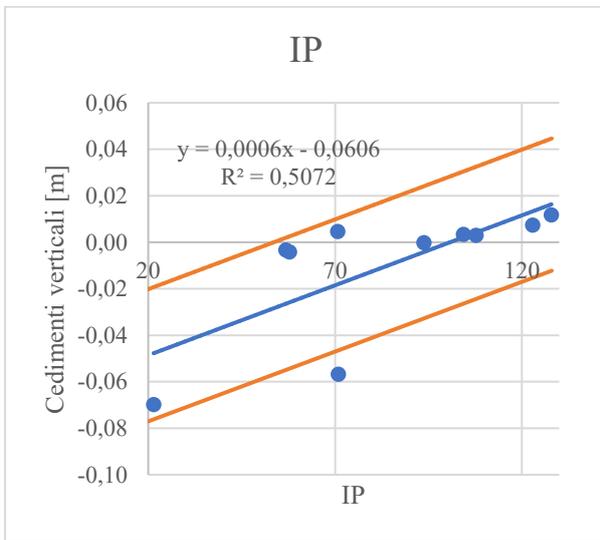
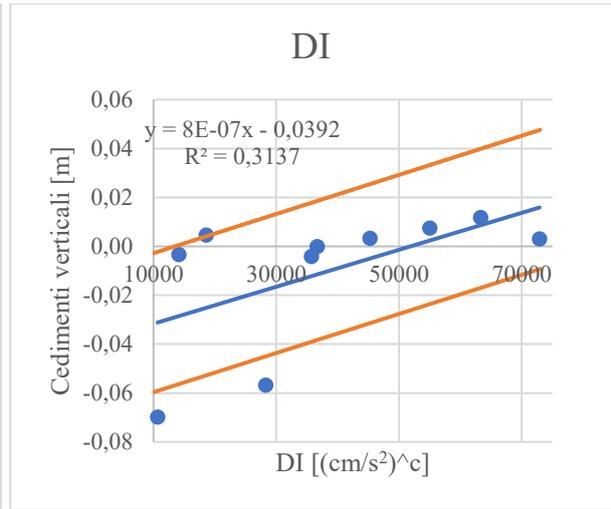
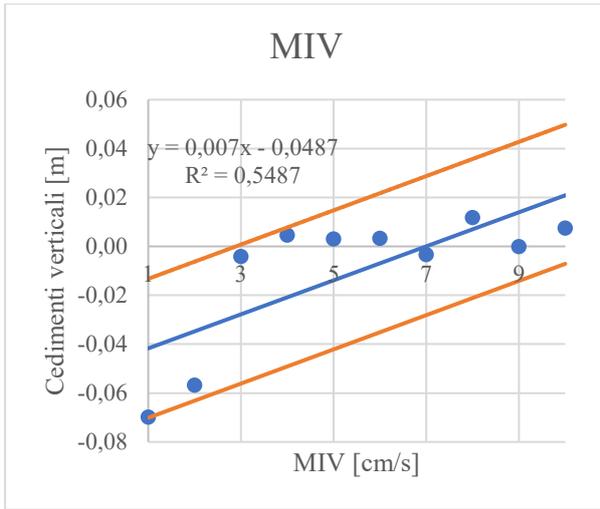
Allegato I

Regressioni lineari dei cedimenti verticali

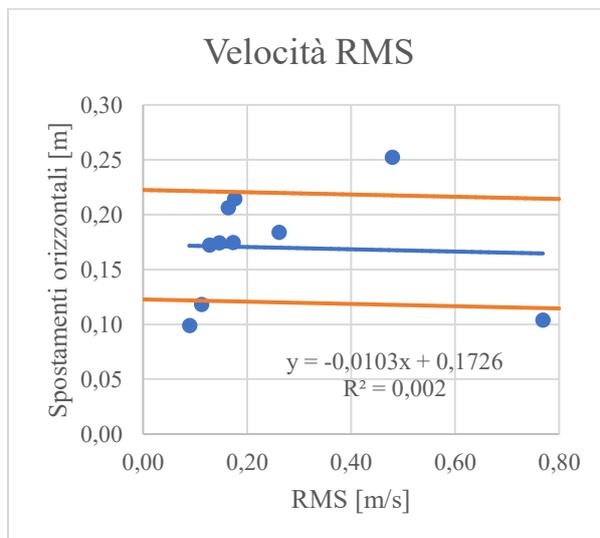
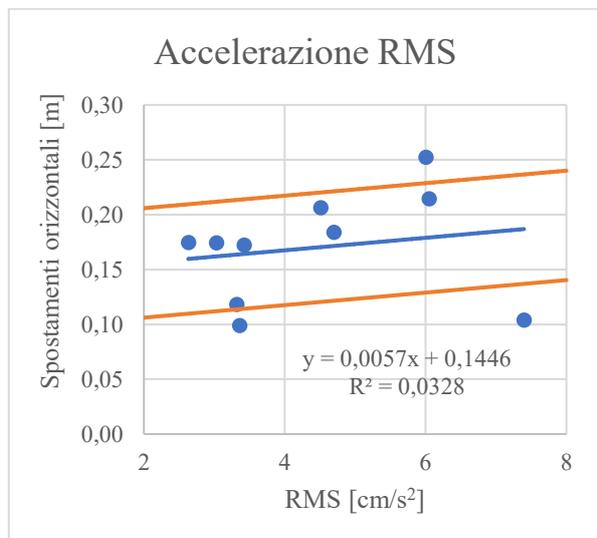
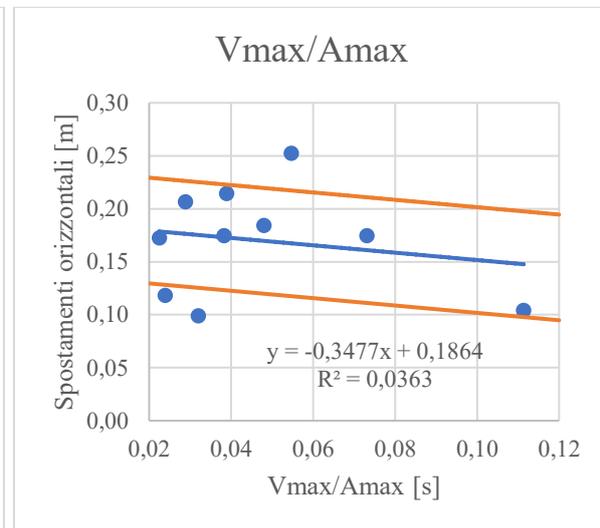
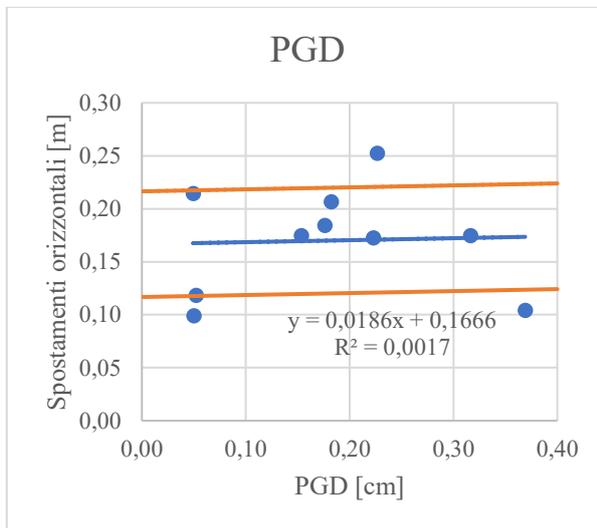
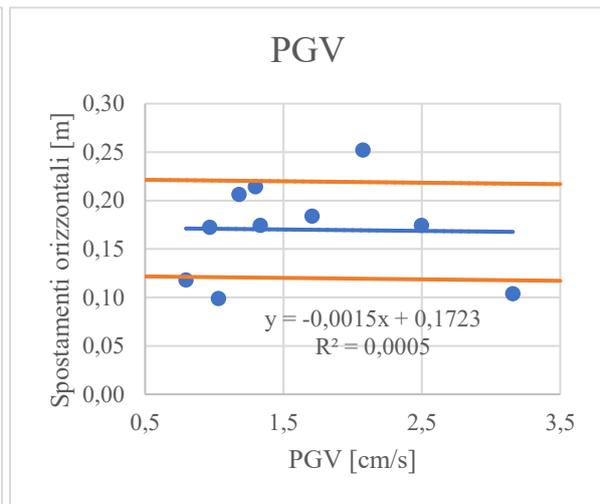
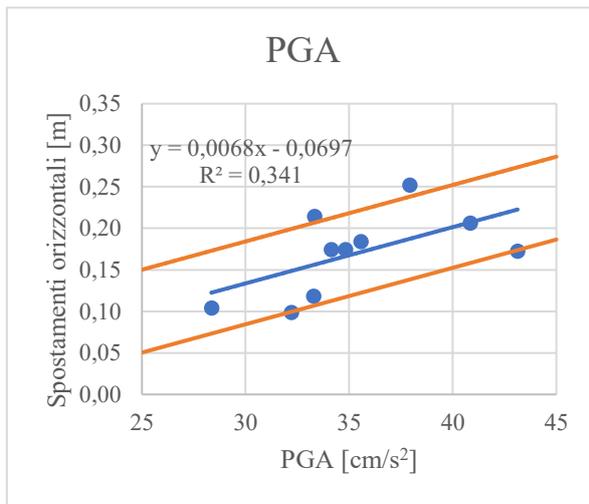


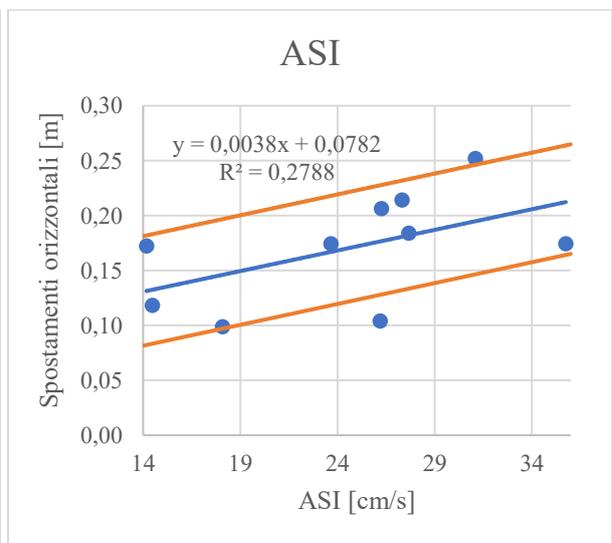
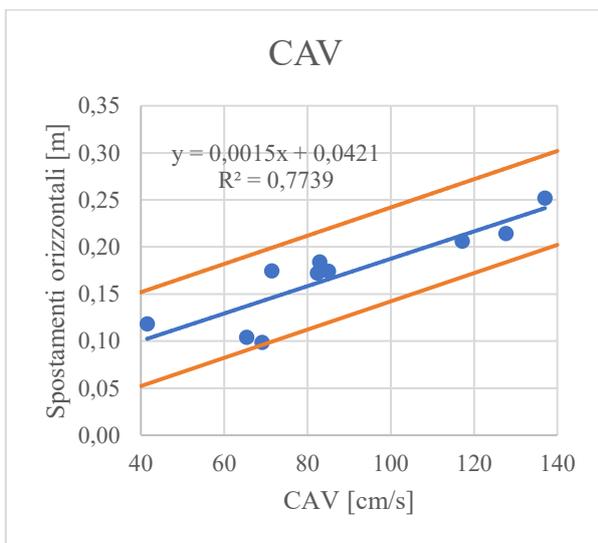
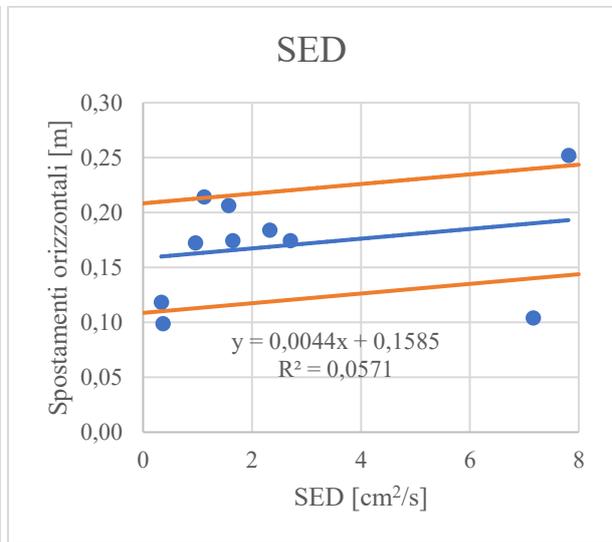
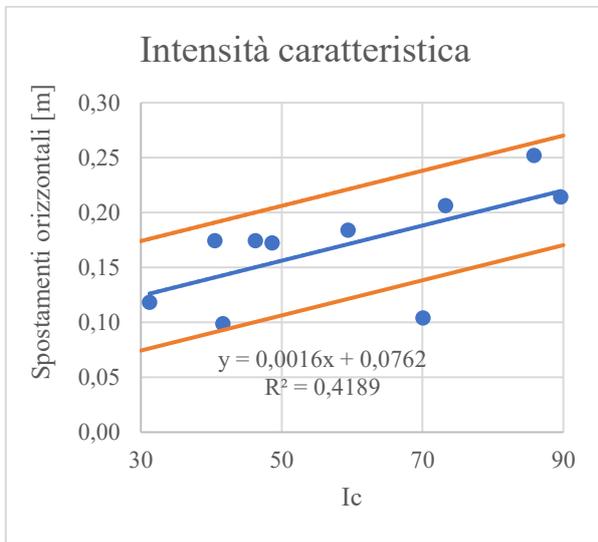
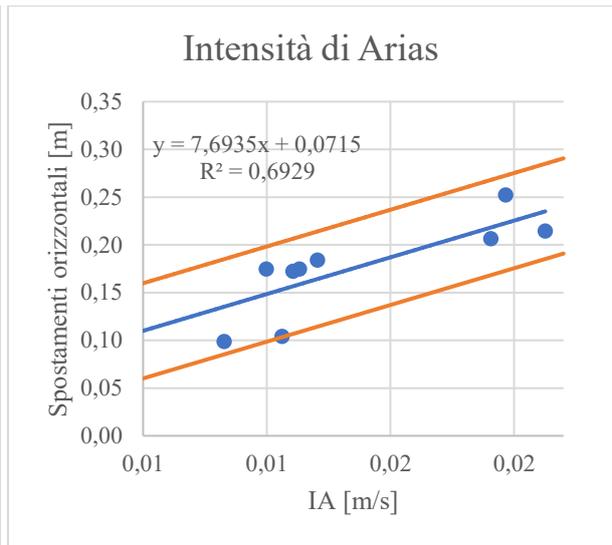
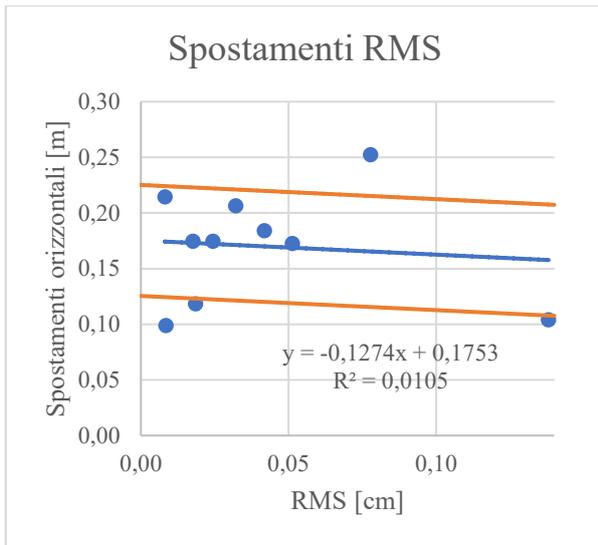


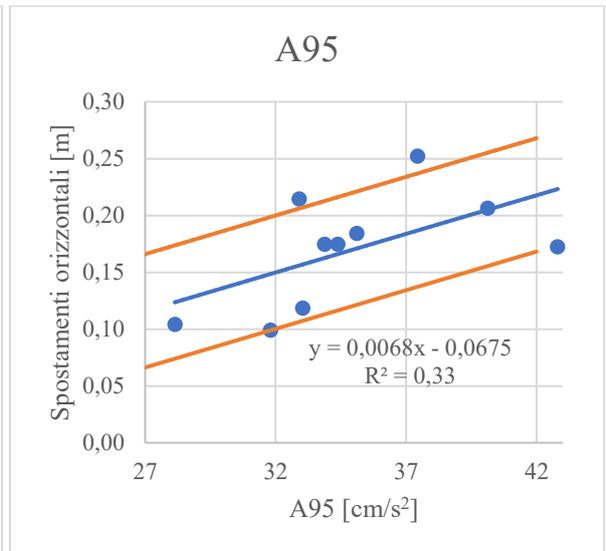
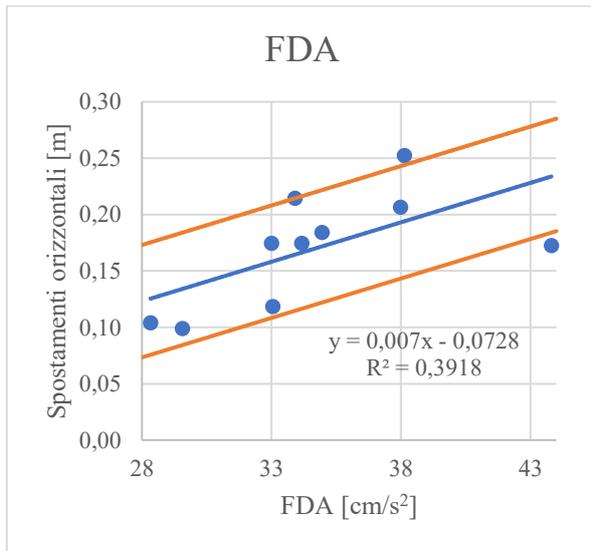
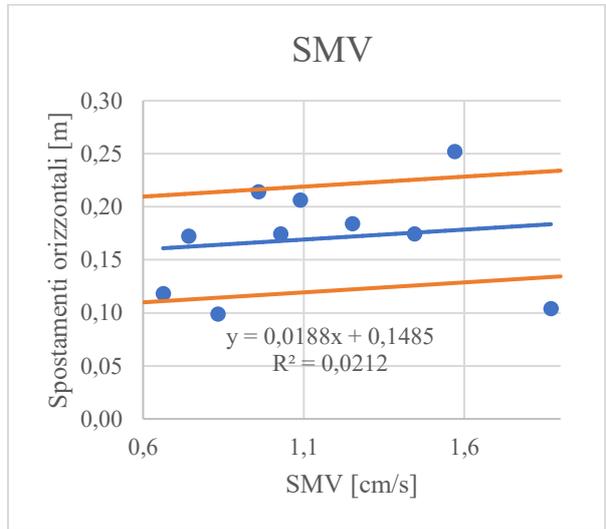
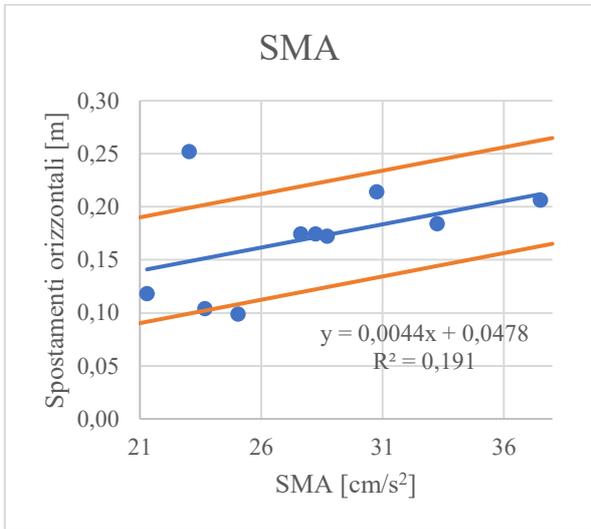
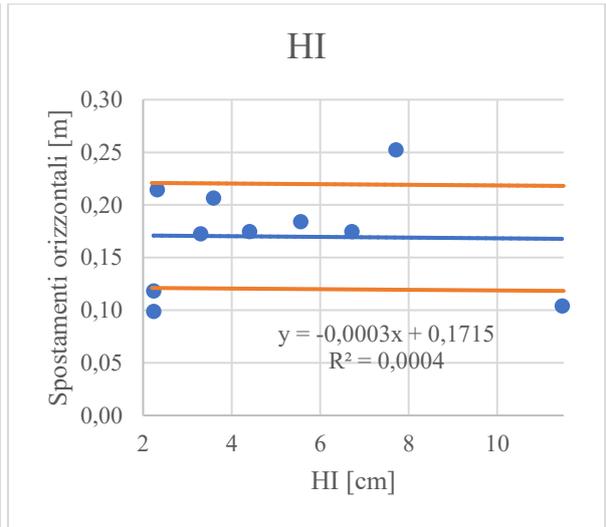
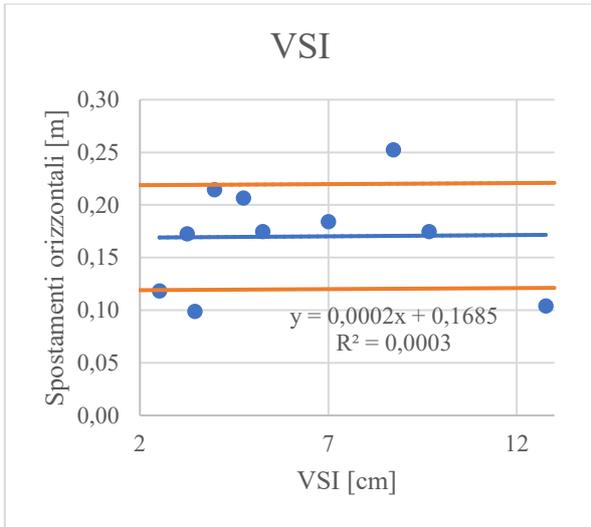


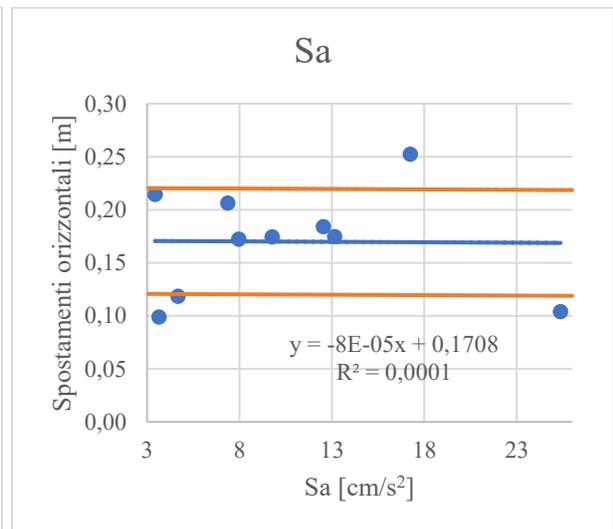
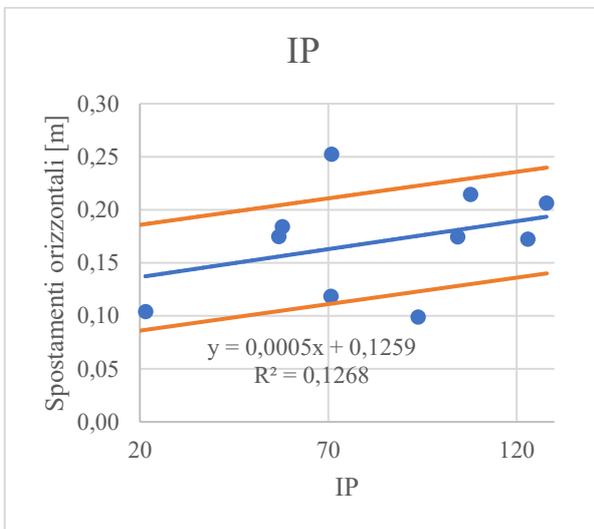
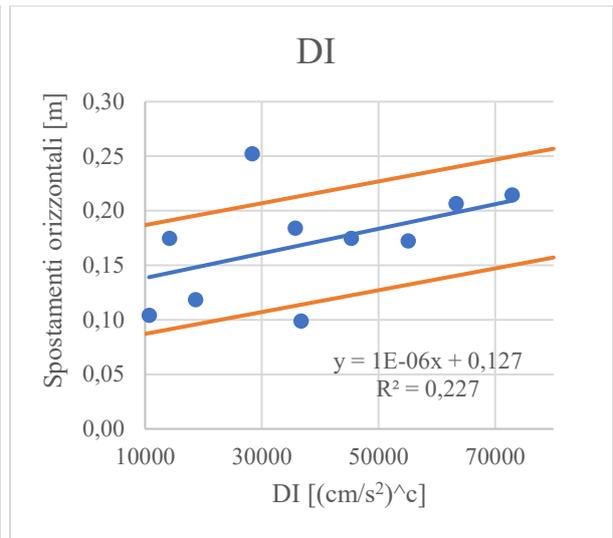
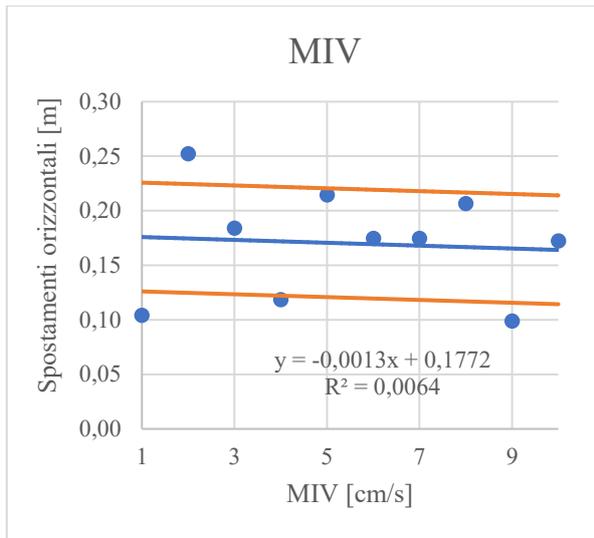


Regressioni lineari degli spostamenti orizzontali



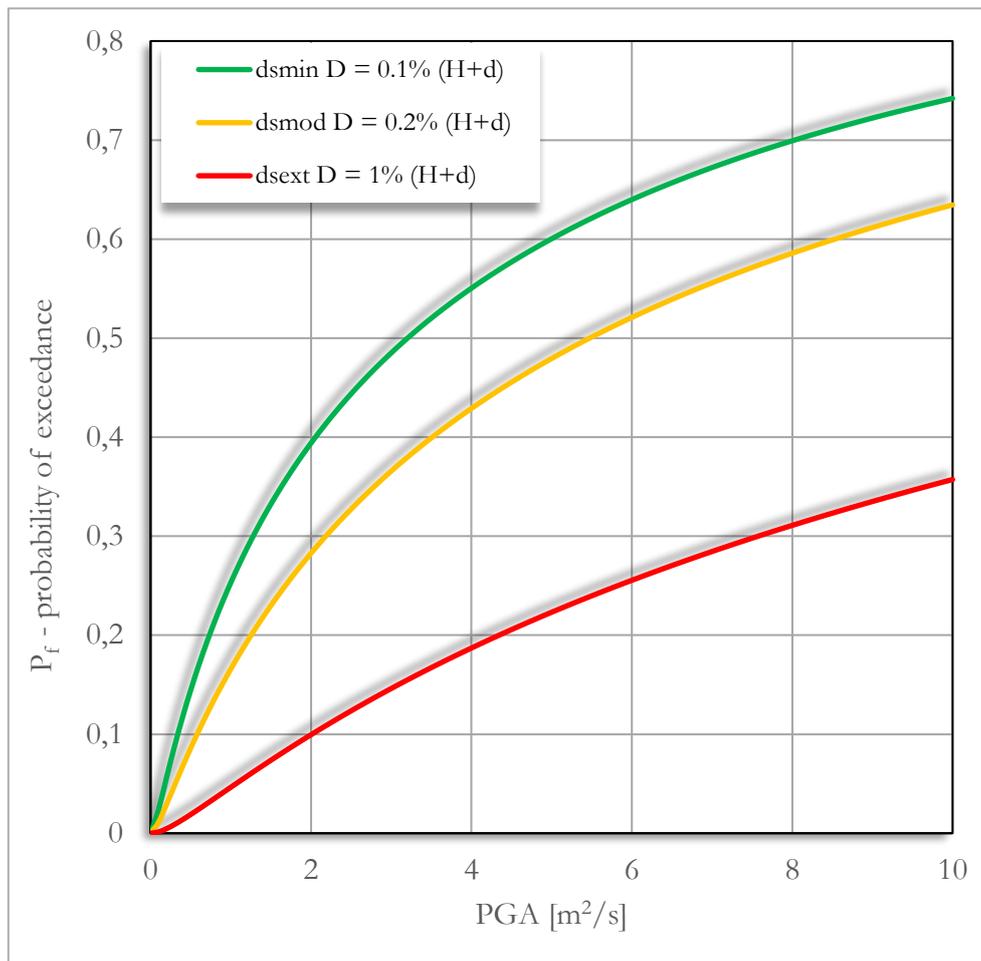
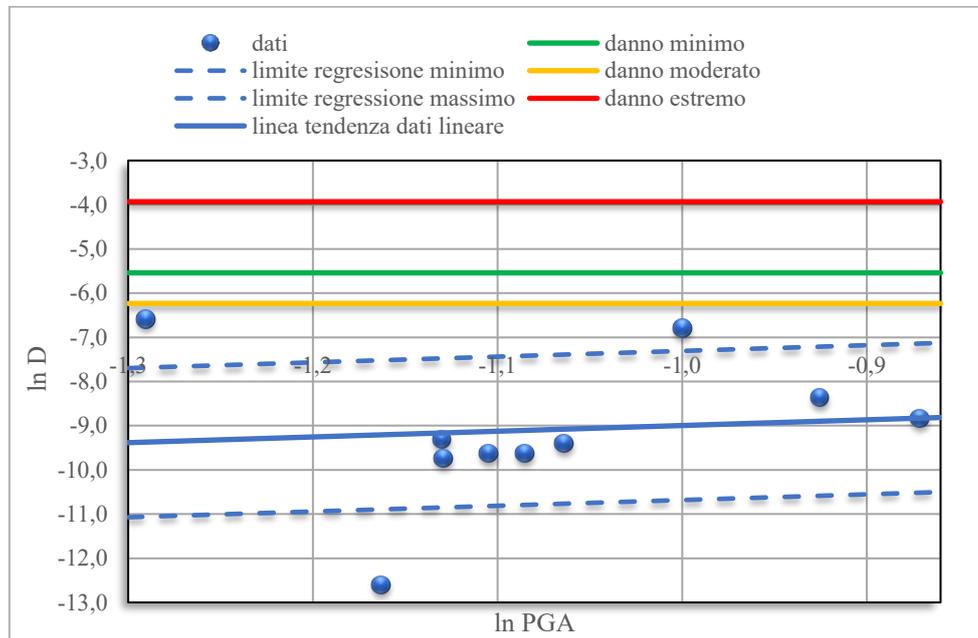


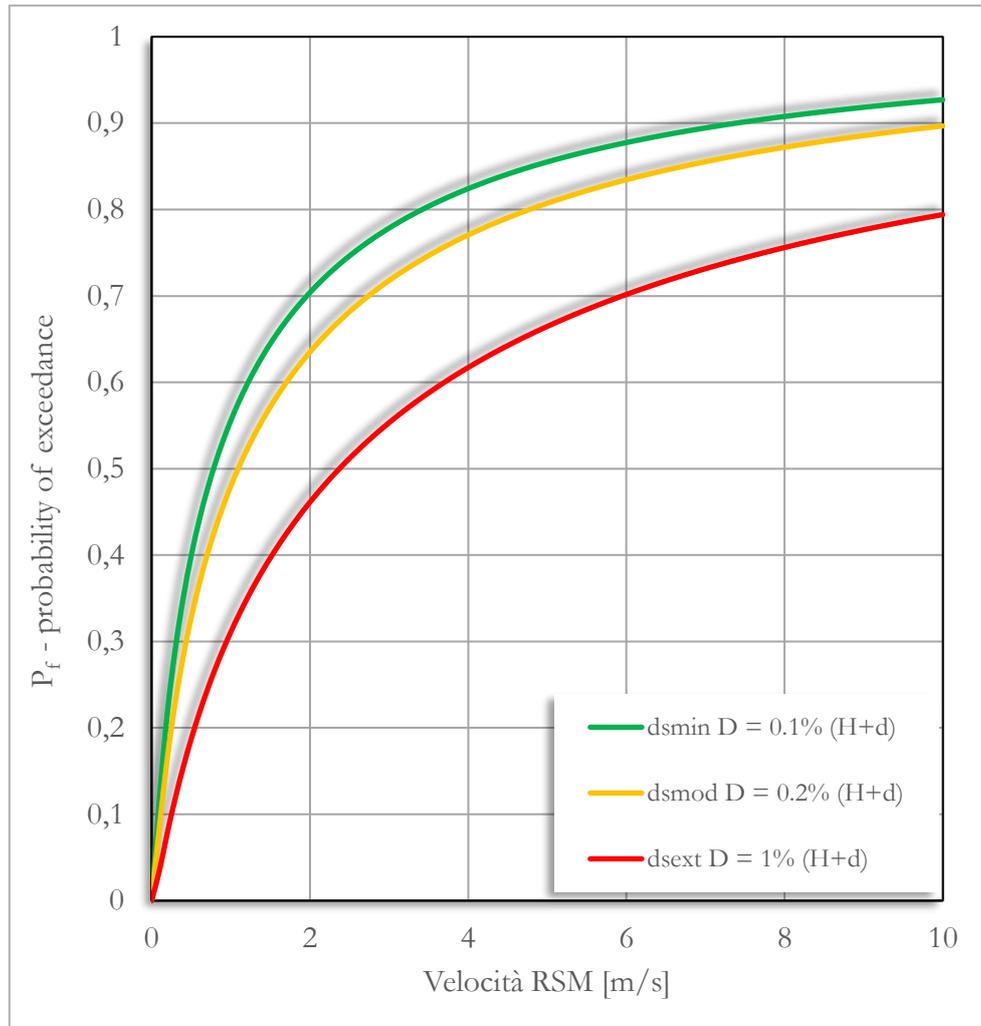
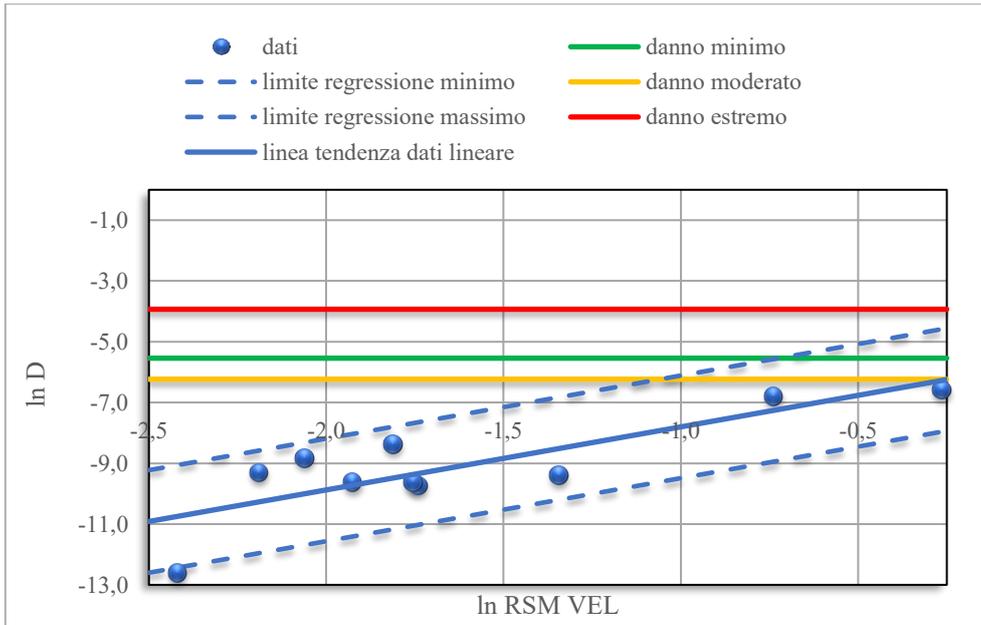


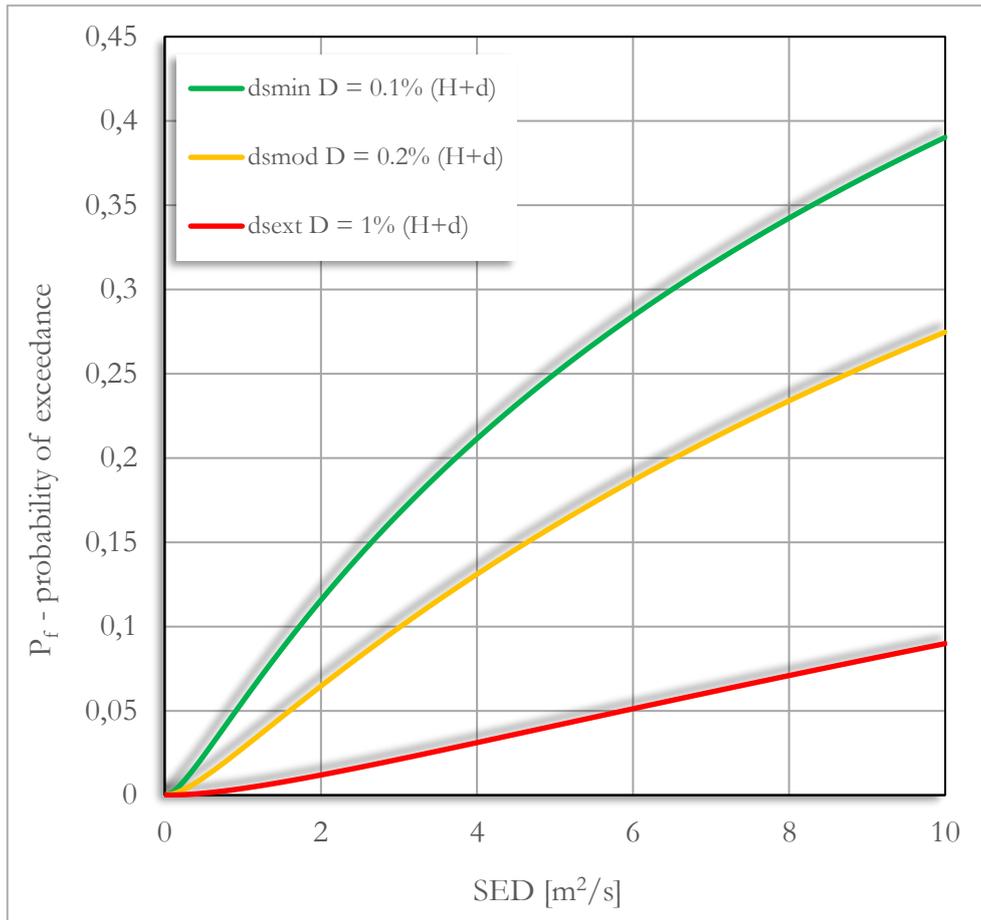
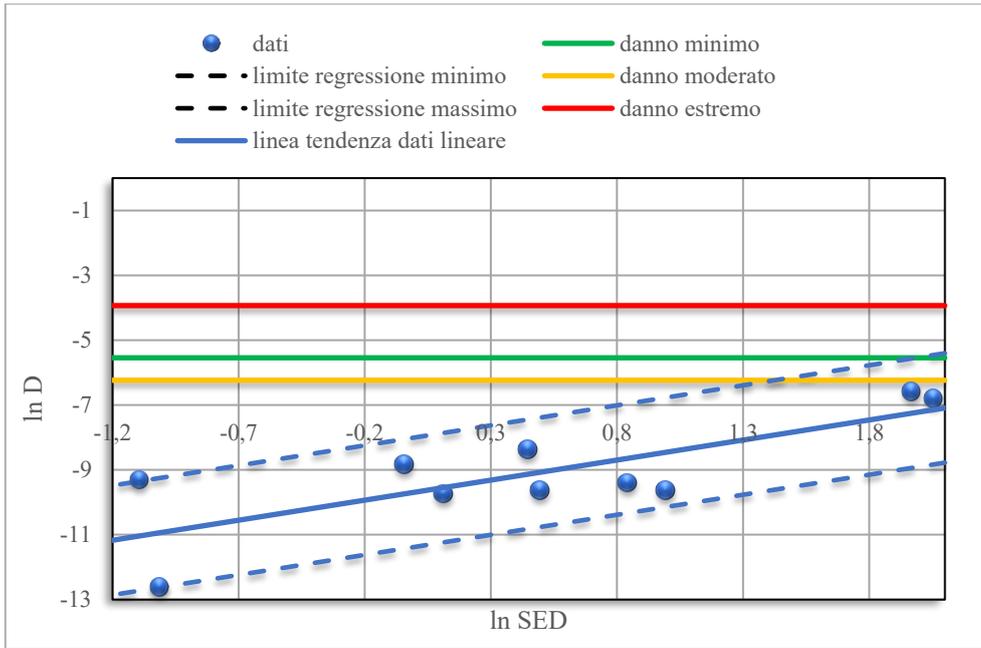


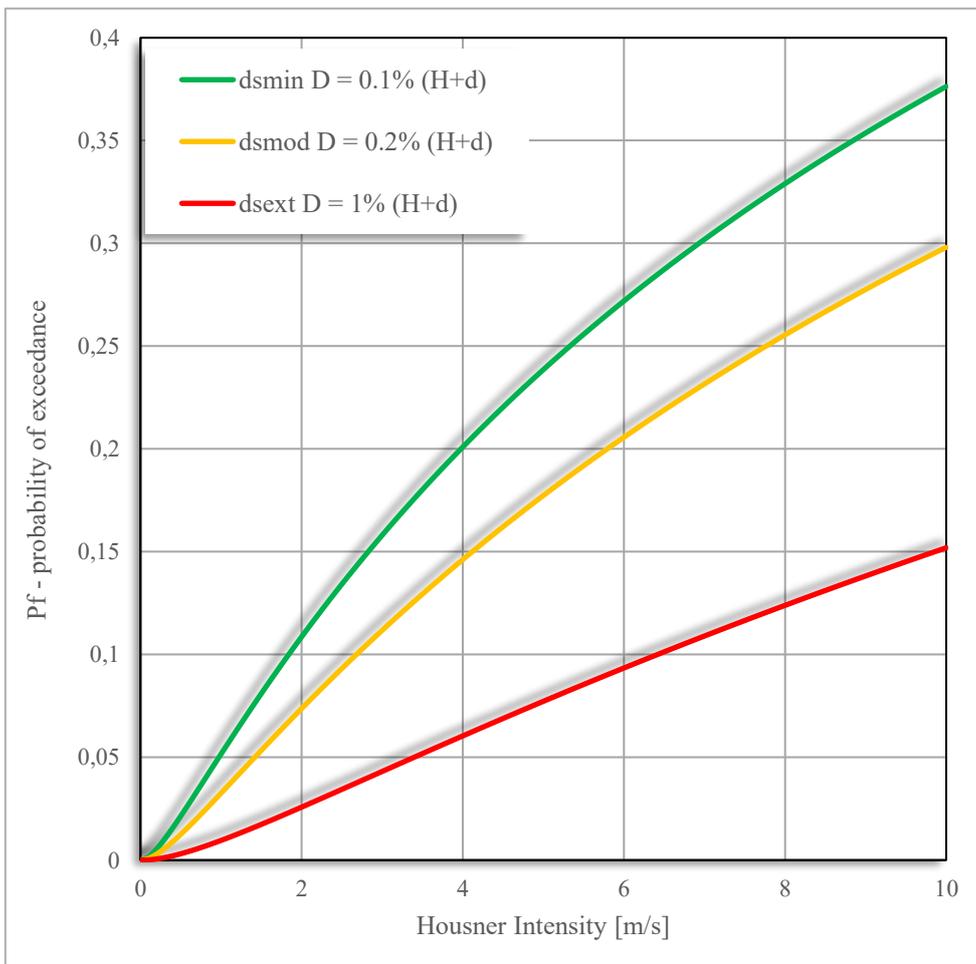
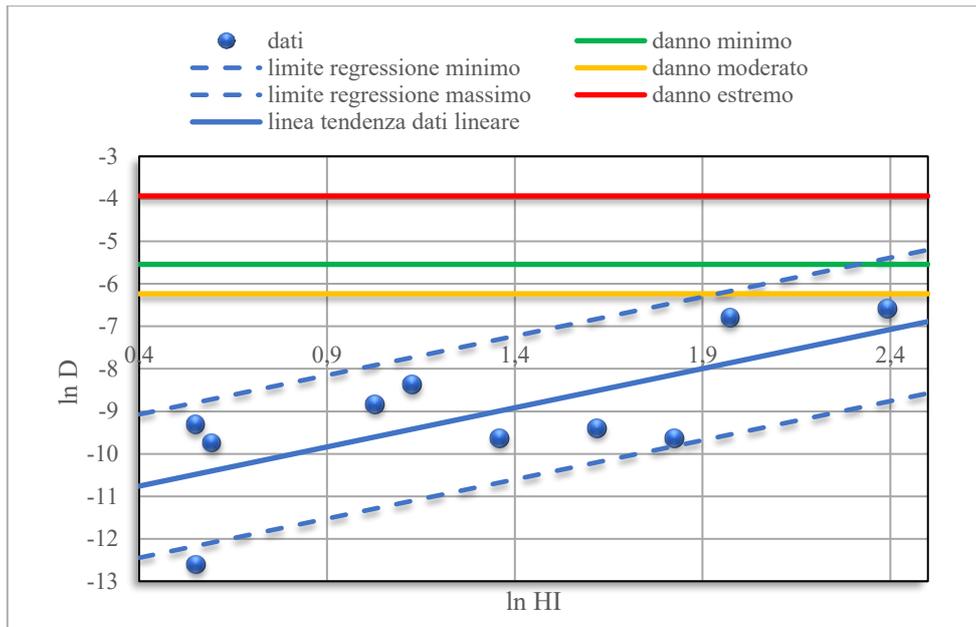
Allegato L

Curve di fragilità con cedimenti verticali percentuali normalizzati.



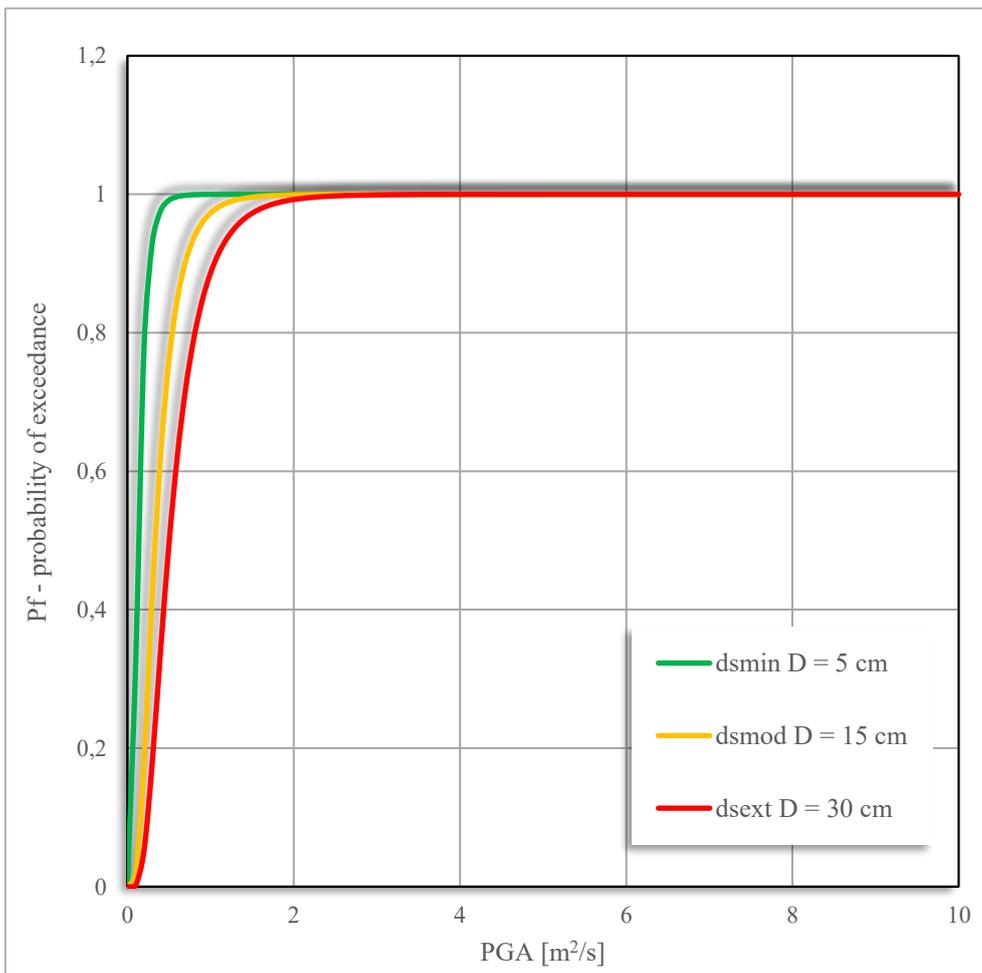
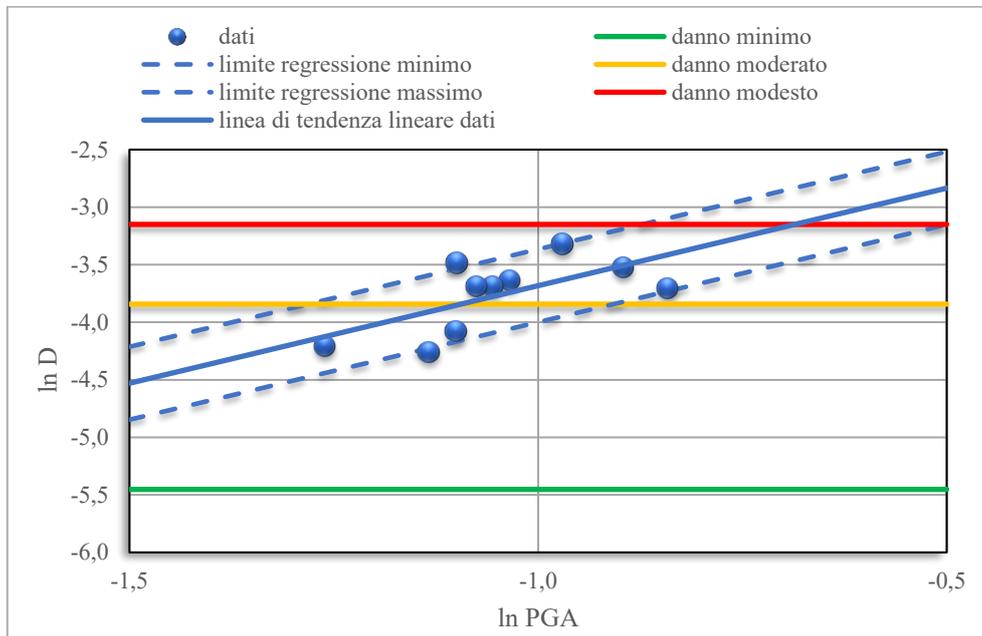


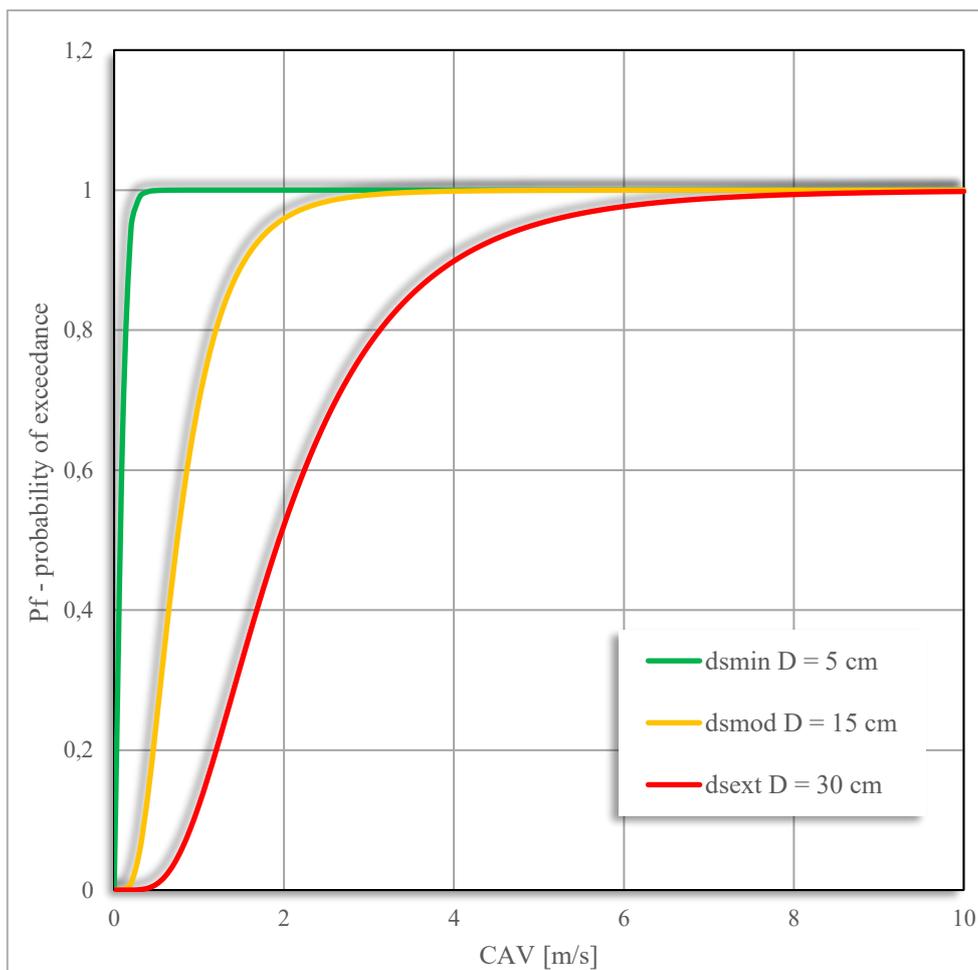
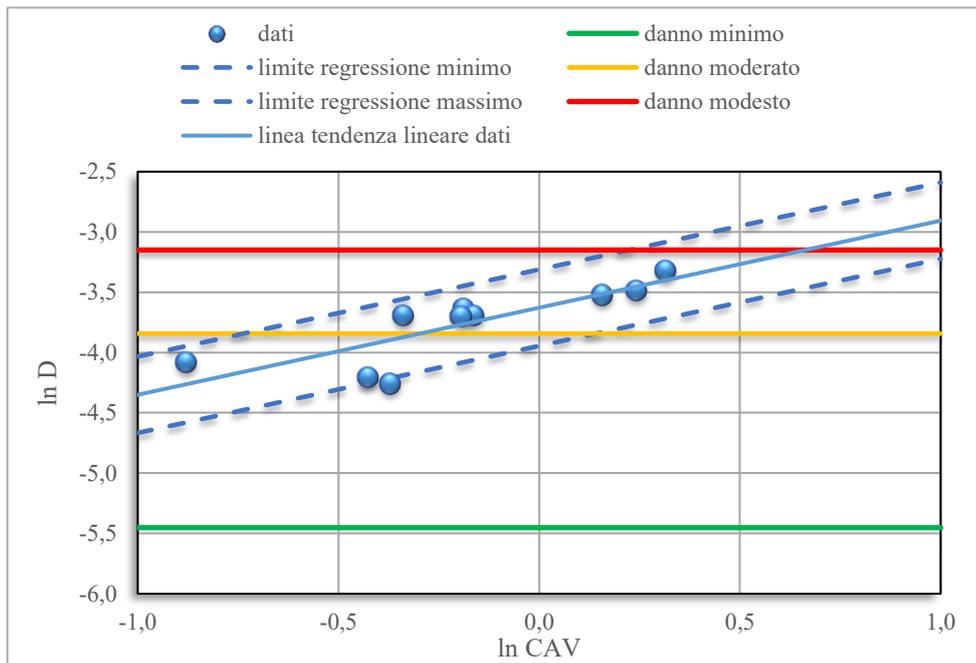


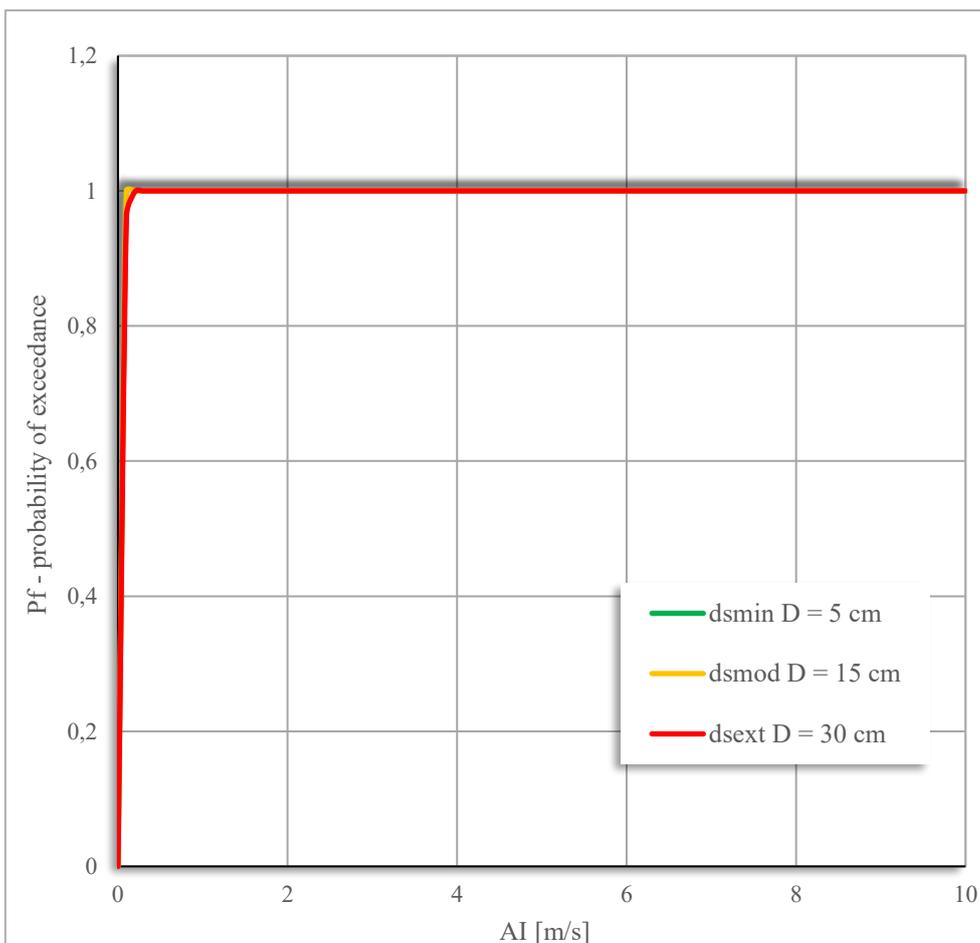
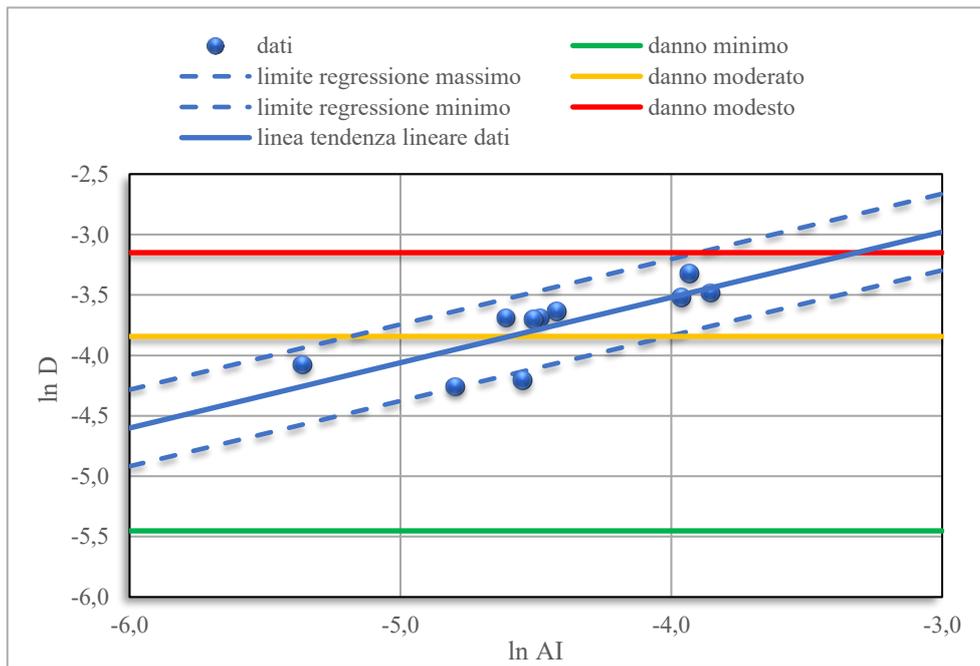


Allegato M

Curve di fragilità con spostamenti orizzontali percentuali normalizzati.







BIBLIOGRAFIA

Blake T.F., Chair T.F., Hollingsworth R.A., Stewart J.P., Editors R. D'Antonio, J. Earnest, F. Gharib, R.A. Hollingsworth, L. Horsman, D. Hsu, S. Kupferman, R. Masuda, D. Pradel, C. Real, W. Reeder, N. Sathialingam, E. Simantob, and J.P. Stewart Committee Members, *Recommended procedure for implementation of dmgs special publication 117 guidelines for analysing and mitigation landslide hazards in California*, Committee organized through the ASCE Los Angeles Section Geotechnical Group, June 2002.

Bray J.D., *Chapter 14 simplified seismic slope displacement procedures*, Univ. of California, Berkeley, USA, 1991.

Byrne P.M., *A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand*, University of British Columbia, Vancouver, B.C., Canada.

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, *Norme Tecniche per le costruzioni.*, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 2018.

Cosentini R.M., Passeri F., Foti S., *Assessment of the seismic risk associated with small earth dams: a simplified approach*, Politecnico di Torino.

Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency, Mitigation Division, *Technical Manual Hazus -MH 2.1*, Washington, DC.

Foti S., Cosentini R.M., Dominijanni A., Atti Conferenze di Geotecnica di Torino, *Analisi e Progetto delle Opere Geotecniche in Zona Sismica*, Politecnico di Torino-Stampa, Novembre 2018.

Foti S., Cosentini R.M., *Slides del corso di Geotecnica Sismica*, Politecnico di Torino, 2018.

Han Y., Hart R., Itasca Consulting Group, Inc., *Application of a simple hysteretic damping formulation in dynamic continuum simulations*, Minneapolis, MN, USA.

Idriss M., *Evaluating seismic risk in engineering practice*, Proc., 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Balkema, Rotterdam, 265-320, 1985.

Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, MN, USA, *Flac version 8.0*, 2016

Lancellotta R., *Geotecnica*, Zanichelli, 2012

Martin G. R., Finn W. D. L., Seed H. B., *Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading*, J. Geotech., Div. ASCE, 101(GT5), 423-438, 1975

Meletti C., Montaldo V., *Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di ag. Progetto DPC-INGV S1*, Deliverable D2, 2007

Musso G., *Slides del corso di Numerical Method in geotechnical engineering*, Politecnico di Torino, 2018.

Passeri F., *Slides utilizzo del software deepsoil per l'analisi di risposta sismica locale*, Politecnico di Torino, 2018.

Robertson P.K., *Performance based earthquake design using the CPT*, Gregg Drilling & Testing Inc., Signal Hill, California, Usa, Proceedings Of The International Conference On Performance-Based Design In Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, 2009

Swaigood J. R., P.E., C.P.G., *Embankment dam deformations caused by earthquakes*, Colorado, U.S.A, 2003.

Unione europea, Alcotra, *Progetto REsilienza sugli SBarramenti - Descrizione tecnica di dettaglio*, Objectif Cooperation territoriale européENNE France -Italie (Alpes) 2014-2020.

SITOGRAFIA

<http://terremoti.ingv.it/>

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

<http://esse1.mi.ingv.it/d2.html>

http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet_30/#/home