

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile – Geotecnica



Tesi di Laurea Magistrale

Comportamento dinamico delle piccole dighe in terra del Piemonte: studio parametrico

Relatori:

Prof. Sebastiano Foti

Ing. Renato Maria Cosentini

Candidato:

Martina Gemmato

Marzo 2021

RIASSUNTO

Le dighe in terra oltre ad essere opere molto comuni sul territorio nazionale per i loro molteplici utilizzi, possono rappresentare un rischio per il costruito e per le vite umane se soggette a fenomeni naturali, quali ad esempio l'azione sismica.

Nel presente lavoro di Tesi, è stato studiato il comportamento delle dighe omogenee in materiale sciolto di piccole dimensioni soggette ad azioni sismiche tramite metodi avanzati, basati su analisi numeriche dinamiche condotte per mezzo del software alle Differenze Finite FLAC 8.0.

Le dighe oggetto di studio si collocano nella Regione Piemonte. Sono per lo più dighe omogenee in materiale sciolto di dimensioni ridotte (altezza massima di 15 m e volume di invaso inferiore a 10^6 m^3), realizzate generalmente con tecnologie e mezzi economici limitati. Molto spesso sono ubicate sulle pendici che circondano le aree vallive della regione che risultano altamente popolate e a forte vocazione turistica. Pertanto, tali opere, malgrado la loro modesta dimensione, presentano un rischio notevole per le popolazioni a seguito di possibili scenari di collasso. L'elevato numero di opere diffuse sul territorio e la mancanza in generale di adeguate informazioni, non consentono uno studio di dettaglio della performance sismica delle singole strutture. Nell'ambito del presente lavoro di Tesi lo studio del comportamento dinamico di tali strutture è stato quindi affrontato secondo un approccio parametrico, basato sull'analisi di modelli rappresentativi delle diverse opere di sbarramento. Tali modelli, differenziati in termini di altezza del corpo diga, sono stati definiti sulla base delle informazioni disponibili dal database degli invasi censiti dalla Regione Piemonte. In ciascun modello sono state considerate diverse condizioni stratigrafiche del terreno di fondazione definite sulla base della velocità di propagazione delle onde di taglio secondo l'approccio di classificazione delle categorie di sottosuolo (A, B, C, D e E) proposta dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 (NTC2018)*.

Le analisi dinamiche avanzate sono state eseguite mediante l'uso di storie temporali del moto naturali, selezionati dal database *ITACA* in funzione della sismicità di base del Piemonte.

I risultati delle analisi dinamiche di ciascun modello, espressi in termini di cedimenti verticali sul coronamento, spostamenti orizzontali delle sponde, variazione della pressione interstiziale e profili di accelerazione, sono stati quindi analizzati in dettaglio al fine di

definire delle relazioni empiriche per una valutazione attenibile del livello di sicurezza nei confronti del sisma delle opere di sbarramento.

ABSTRACT

Earth dams are not only very common in Italy due to their multiple uses, but they can also represent a risk to buildings and human lives when subjected to natural phenomena, such as seismic action.

In this thesis work, the behaviour of small homogeneous dams in loose material subjected to seismic action was studied using advanced methods, based on dynamic numerical analyses carried out using FLAC 8.0 Finite Difference software.

The dams under study are in Piedmont. They are mostly homogeneous dams made of loose material with small dimensions (maximum height of 15 m and volume of reservoir less than 106 m³), generally built with limited technologies and economic means. They are very often located on the slopes surrounding the region's valleys, which are highly populated and highly touristy. Therefore, despite their modest size, these structures present a considerable risk to the population as a result of possible collapse scenarios. The large number of structures spread over the territory and the general lack of adequate information do not allow a detailed study of the seismic performance of individual structures. In this thesis the study of the dynamic behaviour of these structures was therefore addressed according to a parametric approach, based on the analysis of representative models of the various dams. These models, differentiated in terms of height of body dam, were defined on the basis of the information available from the database of reservoirs surveyed by the Piedmont. In each model, different stratigraphic conditions of the foundation soil were considered, defined on the basis of the shear wave propagation speed according to the classification approach of the subsoil categories (A, B, C, D and E) proposed by the 2018 Technical Standards for Construction (NTC2018).

The advanced dynamic analyses were performed by using time histories, selected from the ITACA database according to the basic seismicity of Piedmont.

The results of the dynamic analyses of each model, expressed in terms of vertical failure on the crown, horizontal displacements of the banks, variation of the interstitial pressure and acceleration profiles, were then analysed in detail in order to define empirical relationships for a mitigated evaluation of the level of safety against earthquakes of the weir works.

INDICE

Introduzione	7
1. Dighe in terra	9
1.1 Generalità	9
1.2 Normativa di riferimento	12
1.2.1 Dighe in terra.....	12
1.3.2. Dighe esistenti.....	16
1.3 Particolarità delle piccole dighe	18
2. Comportamento dinamico	19
2.1 Fattori che influenzano il comportamento sismico	20
2.1.1 Effetti di sito.....	21
2.1.2 Disomogeneità dei materiali	28
2.1.3 Influenza della geometria tridimensionale di valle	29
2.1.4 Influenza dell'invaso.....	31
2.2 Metodi di analisi	33
2.2.1 Metodi semplificati	33
2.2.2 Metodi dinamici avanzati	34
2.2.3 Definizione e discretizzazione del modello	35
2.2.4 Definizione proprietà meccaniche.....	36
2.2.5 Condizioni al contorno	37
2.2.6 Applicazione degli input sismici.....	38
2.2.7 Definizione dello smorzamento del mezzo	40
3. Caso studio: le dighe del Piemonte	42

3.1 Inquadramento geografico	42
3.2 Definizione delle pericolosità sismica e selezione degli accelerogrammi	44
3.3 Definizione dei modelli di studio	58
3.3.1 Definizione dei terreni di fondazione.....	58
3.3.2 Definizione della geometria dei corpi diga	65
3.3.3 Definizione dei parametri geotecnici	68
3.3.4 Definizione dello smorzamento del terreno	77
 4. Analisi dinamiche avanzate	84
4.1 Principali risultati	87
4.2 Analisi parametrica dei risultati.....	102
4.3 Relazioni empiriche di predizione.....	112
 5. Conclusioni.....	135
 Allegati.....	137
Allegato A - Risultati analisi dinamiche modello 2	137
Allegato B - Risultati analisi dinamiche modello 3.....	141
Allegato C - Risultati analisi dinamiche modello 4.....	144
 Bibliografia.....	148
Sitografia	150
Ringraziamenti	151

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 Sezione tipo diga in terra omogenea (Manuale Tecnico Regione Piemonte 2018)	10
Figura 1.2 Sezione tipo diga in terra zonata (Manuale tecnico Regione Piemonte 2018).....	11
Figura 2.1 Amplificazione stratigrafica e topografica del moto sismico- (Lai et al., 2004).....	21
Figura 2.2 Funzione di amplificazione- (Gazetas & Dakaoulas 1985).....	23
Figura 2.3 Variazione della VS, 30 -Foti 2015	25
Figura 2.4 Amplificazione topografica- GeoStru	27
Figura 2.5 Approccio disomogeneo shear-beam per la valutazione dell'influenza della disomogeneità dei materiali (Dakoulas e Gazetas, 1985).....	29
Figura 2.6 Effetto della geometria della valle sul periodo naturale fondamentale di una diga	30
Figura 2.7 Funzioni di amplificazione determinate da un'analisi 3D per una valle di forma semi-cilindrica e da un'analisi piana (rieditate da Gazetas e Dakoulas, 1992)	30
Figura 2.8 Spettro di risposta (per lo smorzamento 5%) delle accelerazioni sulla cresta della diga in.....	32
Figura 2.9 Free Field Boundaries- Itasca,2015.....	37
Figura 2.10 Rappresentazione grafica del modello proposta da Lysmer e Kuhlemeyer	38
Figura 2.11 Input sismico in condizioni di bedrock elastico- Itasca,2015	39
Figura 2.12 Input sismico in condizione di bedrock rigido- Itasca, 2015	39
Figura 2.13 Curve di decadimento del modulo G e dello smorzamento D	41
Figura 3.1 Localizzazione delle dighe nella regione Piemonte	43
Figura 3.2 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, INGV.....	45
Figura 3.3 Mappa pericolosità sismica regione Piemonte, INGV	46
Figura 3.4 Mappa pericolosità sismica regione Piemonte- SHARE.....	46
Figura 3.5 Mappa catalogo CPTI15 e di massima intensità macrosismica	48
Figura 3.6 Spettro di risposta elastico NTC 2018	52
<i>Figura 3.7 Spettri di risposta in termini di accelerazione degli input selezionati</i>	<i>53</i>
Figura 3.8 Spettri di Fourier degli input sismici.....	56
Figura 3.9 Registrazione della storia temporale in accelerazione dell'evento 1	57
Figura 3.10 Spettro di risposta in accelerazione, evento 1	57
Figura 3.11 Spettro di Fourier, evento 1.....	57
Figura 3.12 Mappa geologica del territorio nazionale classificato sulla base delle NTC18, Forte et al. (2019).....	59
Figura 3.13 Profilo delle velocità per ogni categoria di suolo definita dalle NTC 2018	61

Figura 3.14 Geometria indicativa del corpo diga in base alle informazioni ottenute dalla banca dati	65
Figura 3.15 Modello geometrico in termini parametrici	66
Figura 3.16 Curve di decadimento di G e di D riferita al corpo diga	76
Figura 3.17 Confronto tra curva di decadimento da colonna risonante e sig 4	79
Figura 3.18 Confronto tra curva di decadimento di Rollins e sig 4.....	80
Figura 3.19 Confronto tra curva di decadimento di Darandeli con IP=0 e sig 4.....	81
Figura 3.20 Confronto curva di decadimento di Darandeli con IP=15% e sig 4.....	82
Figura 4.1 Punti di controllo per la valutazione delle accelerazioni.....	85
Figura 4.2 Punti di controllo per la valutazione delle pressioni interstiziali nel corpo diga	85
Figura 4.3 Punti di controllo per la valutazione dei cedimenti verticali sul coronamento e spostamenti orizzontali sulle sponde	86
Figura 4.4 Spettri di risposta in termini di accelerazione del modello 1 per la cat. di sottosuolo A	87
Figura 4.5 Spettri di risposta in termini di accelerazione del modello 1 per la cat. di sottosuolo B	88
Figura 4.6 Spettri di risposta in termini di accelerazione del modello 1 per la cat. di sottosuolo C	88
Figura 4.7 Spettri di risposta in termini di accelerazione del modello 1 per la cat. di sottosuolo D	89
Figura 4.8 Spettri di risposta in termini di accelerazione del modello 1 per la cat. di sottosuolo E	89
Figura 4.9 Profilo delle accelerazioni massime vs profondità, modello con cat. di sottosuolo A.	90
Figura 4.10 Profilo delle accelerazioni massime vs profondità, modello con cat. di sottosuolo B	91
Figura 4.11 Profilo delle accelerazioni massime vs profondità, modello con cat. di sottosuolo C	91
Figura 4.12 Profilo delle accelerazioni massime vs profondità, modello con cat. di sottosuolo D	92
Figura 4.13 Profilo delle accelerazioni massime vs profondità, modello con cat. di sottosuolo E	92
Figura 4.14 Andamento della pressione interstiziale nel tempo nel punto di controllo E	93
Figura 4.15 Andamento della pressione interstiziale nel tempo nel punto di controllo F	94
Figura 4.16 Andamento delle pressioni interstiziali nel tempo nel punto E, in funzione delle categorie di sottosuolo.....	94
Figura 4.17 Andamento dei cedimenti verticali nel tempo nei punti A, B, C per Sisma 1e modello 1 con fondazione cat.A	95
Figura 4.18 Cedimenti permanenti nei punti A,B,C per modello 1 e categoria di sottosuolo A ...	96
Figura 4.19 Cedimenti permanenti nei punti A,B,C per modello 1 e categoria di sottosuolo B ...	97
Figura 4.20 Cedimenti permanenti nei punti A,B,C per modello 1 e categoria di sottosuolo C ...	97
Figura 4.21 Cedimenti permanenti nei punti A,B,C per modello 1 e categoria di sottosuolo D ...	98

Figura 4.22 Cedimenti permanenti nei punti A,B,C per modello 1 e categoria di sottosuolo E ...	98
Figura 4.23 Andamento degli spostamenti orizzontali della sponda destra per il modello 1 e cat.di sottosuolo.A.....	99
Figura 4.24 Andamento degli spostamenti orizzontali della sponda destra per il modello 1 e cat. di sottosuolo.B.....	100
Figura 4.25 Andamento degli spostamenti orizzontali della sponda destra per il modello 1 e cat. di sottosuolo.C.....	100
Figura 4.26 Andamento degli spostamenti orizzontali della sponda destra per il modello 1 e cat. di sottosuolo.D.....	101
Figura 4.27 Andamento degli spostamenti orizzontali della sponda destra per il modello 1 e cat. di sottosuolo.E.....	101
Figura 4.28 Accelerazione max vs altezza corpo diga, cat. A.....	102
Figura 4.29 Accelerazione max vs cat. suolo, fissata h=3m del corpo diga.....	102
Figura 4.30 Accelerazione max vs altezza corpo diga, cat. B.....	103
Figura 4.31 Accelerazione max vs cat. suolo, fissata h=5m del corpo diga.....	103
Figura 4.32 Accelerazione max vs altezza corpo diga, cat. C.....	103
Figura 4.33 Accelerazione max vs cat. suolo, fissata h=7m del corpo diga.....	103
Figura 4.34 Accelerazione max vs altezza corpo diga, cat. D.....	103
Figura 4.35 Accelerazione max vs cat. suolo, fissata h=11m del corpo diga.....	103
Figura 4.36 Accelerazione max vs altezza corpo diga, cat. E.....	104
Figura 4.37 Cedimenti permanenti medi vs altezza diga, cat.A.....	105
Figura 4.38 Cedimenti permanenti medi vs cat. di suolo, per h=3m.....	105
Figura 4.39 Cedimenti permanenti medi vs altezza diga, cat.B.....	105
Figura 4.40 Cedimenti permanenti medi vs cat. di suolo, per h=5m.....	105
Figura 4.41 Cedimenti permanenti medi vs altezza diga, cat.C.....	105
Figura 4.42 Cedimenti permanenti medi vs cat. di suolo, per h=7m.....	105
Figura 4.43 Cedimenti permanenti medi vs altezza diga, cat.D.....	106
Figura 4.44 Cedimenti permanenti medi vs cat. di suolo, per h=11m.....	106
Figura 4.45 Cedimenti permanenti medi vs altezza diga, cat.E.....	106
Figura 4.46 Spostamenti orizzontali vs altezza corpo diga, cat. A.....	107
Figura 4.47 Spostamenti orizzontali vs cat. di suolo, per h=3m.....	107
Figura 4.48 Spostamenti orizzontali vs altezza corpo diga, cat. B.....	107
Figura 4.49 Spostamenti orizzontali vs cat. di suolo, per h=5m.....	107
Figura 4.50 Spostamenti orizzontali vs altezza corpo diga, cat. C.....	108
Figura 4.51 Spostamenti orizzontali vs cat. di suolo, per h=7m.....	108
Figura 4.52 Spostamenti orizzontali vs altezza corpo diga, cat. D.....	108
Figura 4.53 Spostamenti orizzontali vs cat. di suolo, per h=11m.....	108

Figura 4.54 Spostamenti orizzontali vs altezza corpo diga, cat. E	108
Figura 4.55 Pressioni interstiziali finali vs altezza corpo diga, cat. A.....	109
Figura 4.56 Pressioni interstiziali finali vs cat. suolo, per $h=3\text{m}$	109
Figura 4.57 Pressioni interstiziali finali vs altezza corpo diga, cat. B.....	109
Figura 4.58 Pressioni interstiziali finali vs cat. suolo, per $h=5\text{m}$	109
Figura 4.59 Pressioni interstiziali finali vs altezza corpo diga, cat. C.....	110
Figura 4.60 Pressioni interstiziali finali vs cat. suolo, per $h=7\text{m}$	110
Figura 4.61 Pressioni interstiziali finali vs altezza corpo diga, cat. D.....	110
Figura 4.62 Pressioni interstiziali finali vs cat. suolo, per $h=11\text{m}$	110
Figura 4.63 Pressioni interstiziali finali vs altezza corpo diga, cat. E.....	110
Figura 4.64 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando tutti i valori di w , indipendentemente dall'altezza del corpo diga e dalla cat. di sottosuolo.....	113
Figura 4.65 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando $h=3\text{m}$ (sinistra) e $h=5\text{m}$ (destra)	114
Figura 4.66 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando $h=7\text{m}$ (sinistra) e $h=11\text{m}$ (destra)	114
Figura 4.67 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando cat.A (sinistra) e cat.B (destra).	115
Figura 4.68 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando cat.C (sinistra) e cat.D (destra).	115
Figura 4.69 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando cat.E	116
Figura 4.70 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando nota la cat. di sottosuolo e l'altezza (cat.A, cat.B).....	117
Figura 4.71 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando nota la cat. di sottosuolo e l'altezza (cat.C, cat.D).....	117
Figura 4.72 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando nota la cat. di sottosuolo e l'altezza (cat.E)	117
Figura 4.73 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota l'altezza della diga ($h=3\text{m}$, $h=5\text{m}$)	119
Figura 4.74 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota l'altezza della diga ($h=7\text{m}$, $h=11\text{m}$)	119
Figura 4.75 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo, rispettivamente cat. A e cat.B.....	120
Figura 4.76 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo, cat. C e cat. D	120
Figura 4.77 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo, cat. E.....	120
Figura 4.78 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (A e B) e l'altezza del corpo diga.....	121

Figura 4.79 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (C e D) e l'altezza del corpo diga	121
Figura 4.80 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo E e l'altezza del corpo diga	121
Figura 4.81 Confronto della previsione dei cedimenti in cresta in funzione della PGA, per una cat. A e le varie altezze del corpo diga.....	122
Figura 4.82 Confronto della previsione dei cedimenti in cresta in funzione della PGA, per una cat. B e le varie altezze del corpo diga.....	122
Figura 4.83 Confronto della previsione dei cedimenti in cresta in funzione della PGA, per una cat. C e le varie altezze del corpo diga.....	123
Figura 4.84 Confronto della previsione dei cedimenti in cresta in funzione della PGA, per una cat. D e le varie altezze del corpo diga.....	123
Figura 4.85 Confronto della previsione dei cedimenti in cresta in funzione della PGA, per una cat. E e le varie altezze del corpo diga	124
Figura 4.86 Linearizzazione (23) considerando nota solo l'altezza del corpo diga (h=3m, h=5m)	125
Figura 4.87 Linearizzazione (23) considerando nota solo l'altezza del corpo diga (h=7m, h=11m)	126
Figura 4.88 Linearizzazione (23) considerando nota solo la categoria di sottosuolo (cat. A, cat.B)	126
Figura 4.89 Linearizzazione (23) considerando nota solo la categoria di sottosuolo (cat. C, cat.D)	127
Figura 4.90 Linearizzazione (23) considerando nota solo la categoria di sottosuolo (cat. E)	127
Figura 4.91 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota l'altezza del corpo diga (h=3m e h=5m)	129
Figura 4.92 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota l'altezza del corpo diga (h=7m e h=11m)	129
Figura 4.93 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (A e B).....	130
Figura 4.94 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (C e D).....	130
Figura 4.95 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (E).....	130
Figura 4.96 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (A e B) e l'altezza del corpo diga.....	131
Figura 4.97 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (C e D) e l'altezza del corpo diga.....	131

Figura 4.98 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (E) e l'altezza del corpo diga	131
Figura 4.99 Confronto della previsione degli spostamenti orizzontali del corpo diga in funzione della PGA, per una cat. A e le varie altezze del corpo diga	132
Figura 4.100 Confronto della previsione degli spostamenti orizzontali del corpo diga in funzione della PGA, per una cat. B e le varie altezze del corpo diga.....	132
Figura 4.101 Confronto della previsione degli spostamenti orizzontali del corpo diga in funzione della PGA, per una cat. C e le varie altezze del corpo diga.....	133
Figura 4.102 Confronto della previsione degli spostamenti orizzontali del corpo diga in funzione della PGA, per una cat. D e le varie altezze del corpo diga	133
Figura 4.103 Confronto della previsione degli spostamenti orizzontali del corpo diga in funzione della PGA, per una cat. E e le varie altezze del corpo diga.....	134

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 Valori del coefficiente di amplificazione-NTC2018	28
Tabella 2 Parametri di pericolosità Regione Piemonte.....	49
Tabella 3 Parametri per lo spettro di risposta elastico di normativa.....	52
Tabella 4 Parametri di scuotimento input sismici selezionati	54
Tabella 5 Parametri di deformabilità ottenuti dalla Vs per la cat.D	62
Tabella 6 Parametri di deformabilità ottenuti dalla Vs per la cat.B	62
Tabella 7 Parametri di deformabilità ottenuti dalla Vs per la cat.C	63
Tabella 8 Parametri di deformabilità ottenuti dalla Vs per la cat.D	63
Tabella 9 Parametri di deformabilità ottenuti dalla Vs per la cat.E.....	63
Tabella 10 Intervalli di variazione delle caratteristiche geometriche delle dighe censite nel progetto ReSba.....	65
Tabella 11 Riepilogo parametri geometrici associati al corpo diga di ciascun modello	67
Tabella 12 Assunzioni impiegate per il calcolo dei parametri geotecnici-Aimar et al. 2020	69
Tabella 13 Litologia individuata tramite indice F per cat. A.....	71
Tabella 14 Litologia individuata tramite indice F per cat. B.....	71
Tabella 15 Litologia individuata tramite indice F per cat. C.....	72
Tabella 16 Litologia individuata tramite indice F per cat. D.....	72
Tabella 17 Litologia individuata tramite indice F per cat. E	72
Tabella 18 Parametri meccanici per fondazione di cat. A	73
Tabella 19 Parametri meccanici per fondazione di cat. B	73
Tabella 20 Parametri meccanici per fondazione di cat. C	73

Tabella 21 Parametri meccanici per fondazione di cat. D	73
Tabella 22 Parametri meccanici per fondazione di cat. E	73
Tabella 23 Curve di decadimento di G e D degli strati del sottosuolo di cat.A	74
Tabella 24 Curve di decadimento di G e D degli strati del sottosuolo di cat.B.....	74
Tabella 25 Curve di decadimento di G e D degli strati del sottosuolo di cat.C.....	74
Tabella 26 Curve di decadimento di G e D degli strati del sottosuolo di cat.D	74
Tabella 27 Curve di decadimento di G e D degli strati del sottosuolo di cat.E.....	75
Tabella 28 Sintesi dei parametri geomeccanici del corpo diga	75
Tabella 29 Valori della frequenza naturale del sistema per ogni categoria di sottosuolo.....	77
Tabella 30 Parametri per il modello sig 4 associato al corpo diga	79
Tabella 31 Parametri per il modello sig 4 per gli strati costituenti la fondazione di cat.A.....	80
Tabella 32 Parametri per il modello sig 4 per gli strati costituenti la fondazione di cat.B.....	81
Tabella 33 Parametri per il modello sig 4 per gli strati costituenti la fondazione di cat.C.....	82
Tabella 34 Parametri per il modello sig 4 per gli strati costituenti la fondazione di cat.D.....	82
Tabella 35 Parametri per il modello sig 4 per gli strati costituenti la fondazione di cat.E.....	83
Tabella 36 Parametri linearizzazione considerando tutti i valori di cedimenti, indipendentemente dall'altezza del corpo diga e dalla cat. di sottosuolo.....	114
Tabella 37 Sintesi parametri ricavati tramite linearizzazione (20) mantenendo fissa l'altezza del corpo diga	115
Tabella 38 Sintesi parametri ricavati tramite linearizzazione (20) mantenendo fissa l'altezza del corpo diga	116
Tabella 39 Sintesi dei valori di R^2 ottenuti tramite linearizzazione (20) mantenendo nota l'altezza della diga e la categoria di sottosuolo.....	118
Tabella 40 Sintesi valori A e α , note le categorie di sottosuolo e le altezze.....	118
Tabella 41 Sintesi parametri ricavati da linearizzazione (23) considerando nota solo l'altezza del corpo diga	126
Tabella 42 Sintesi parametri ricavati da linearizzazione (23) per categoria di sottosuolo nota ..	127
Tabella 43 Sintesi dei valori di R^2 ottenuti tramite linearizzazione (23) mantenendo nota l'altezza della diga e la categoria di sottosuolo.....	128
Tabella 44 Sintesi valori A e α nota la categoria di sottosuolo e l'altezza	128

Introduzione

L'Italia è soggetta, data anche la sua conformazione geologica, ad una serie di dissesti naturali quali: terremoti, alluvioni, frane e eruzioni vulcaniche, che comportano una serie di danni in termini ambientali, strutturali, economici e di vite umane.

Il continuo aumento di questi fenomeni ha sviluppato negli anni un crescente bisogno di studi tematici finalizzati a conoscere con maggiore precisione i rischi naturali del territorio nazionale e predisporre un piano di prevenzione e tutela.

Il presente lavoro di tesi si inserisce in questo lavoro di conoscenza e si focalizza sulle piccole e medie dighe in terra site nella Regione Piemonte che, se soggette a rischi naturali, quali l'azione sismica, possono collassare e provocare gravi danni.

L'azione sismica, come noto, nasce da un fenomeno di fagliazione che produce delle onde elastiche che si propagano nel sottosuolo, e tramite fenomeni di rifrazione, raggiungono la superficie. Il propagarsi delle onde nel terreno di fondazione dipende, pertanto, dalle caratteristiche geomeccaniche degli strati di terreno attraversati.

Essendo uno studio su vasta scala, si è fatta una valutazione delle caratteristiche meccaniche del sottosuolo in accordo con quanto proposto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018, andando a definire cinque possibili scenari quante sono le categorie di sottosuolo individuate dalle NTC2018.

In particolare, il lavoro di tesi si pone come obiettivo quello di studiare la vulnerabilità sismica delle dighe omogenee in materiale sciolto presenti sul territorio piemontese, al fine di definire delle linee guide per una valutazione attenibile del livello di sicurezza nei confronti del sisma delle opere di sbarramento, i cui elementi base sono l'altezza dell'opera e la classificazione del terreno di fondazione secondo la Normativa Tecnica Nazionale (NTC2018), che si basa sulla valutazione della velocità equivalente delle onde di taglio che si propagano nel sottosuolo.

Lo studio è stato condotto seguendo le seguenti fasi:

- *prima fase*: analisi del database della regione Piemonte delle dighe esistenti per la individuazione dei parametri geometrici e meccanici più ricorrenti;
- *seconda fase*: catalogazione degli sbarramenti in classi sulla base dell'altezza;
- *terza fase*: definizione di modelli geometrici rappresentativi per ciascuna classe di diga e delle caratteristiche geomeccaniche del corpo diga o e dei terreni di fondazione;
- *quarta fase*: studio della pericolosità sismica di base del Piemonte;
- *quinta fase*: definizione dei modelli numerici avanzati per lo studio del comportamento dinamico delle opere di sbarramento;
- *ultima fase*: elaborazione dei risultati ottenuti e confronto della risposta sismica dei diversi modelli studiati.

1. Dighe in terra

Le dighe in terra sono molto diffuse su tutto il territorio nazionale; di queste la gran parte sono in esercizio normale, alcune sono fuori servizio o in fase di costruzione.

Gli sbarramenti ricoprono un ruolo importante dati i loro molteplici campi d'impiego; i più diffusi sono utilizzati in campo agricolo con la funzione di ritenuta dell'acqua ai fini irrigui, ma esistono anche sbarramenti per la produzione di energia idroelettrica o sbarramenti di montagna per l'innevamento artificiale. In particolare, le dighe ad uso idroelettrico sono situate principalmente nell'Italia Settentrionale e risalgono al 1950, mentre le dighe presenti nell'Italia Meridionale risalgono ad un periodo successivo al 1950, e sono realizzate per uso prevalentemente irriguo e potabile.

Queste opere sono esposte a differenti tipologie di rischio naturale, quali alluvioni, frane e terremoti, e, nel corso degli anni, è nata la necessità da parte degli organi competenti di aumentarne la conoscenza e la resilienza in relazione al loro possibile rischio di collasso. Tuttavia, le dighe esistenti risalgono al secolo scorso e sono state progettate non tenendo conto delle azioni sismiche e ciò mette in crisi l'attuale livello di sicurezza sismica di tali opere. È dunque necessaria una completa rivalutazione delle opere esistenti, seguendo criteri e metodologie di analisi aggiornate dalle recenti *“Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli elementi di ritenuta (dighe e traverse)”* (Ministero delle Infrastrutture e trasporti, 2014)

1.1 Generalità

Le dighe in terra sono opere di sbarramento realizzate per mezzo di un rilevato costituito da materiali derivanti da depositi naturali, ma si utilizza preferibilmente argilla sabbiosa, sabbia limosa, possibilmente con ghiaia ed in miscele ben gradate. La tenuta è garantita da un nucleo interno costituito, generalmente, da materiali argillosi o da altri materiali con buona permeabilità oppure da manti impermeabilizzanti posti sul paramento di monte.

In base alle caratteristiche costruttive, ai materiali impiegati e alle soluzioni progettuali di impermeabilizzazione adottate, le dighe in terra possono essere divise in:

- *Dighe in terra omogenea*: sono costituite da terra omogenea e caratterizzata da permeabilità uniforme, tale da garantire da sola la tenuta.
- *Dighe in terra con nucleo di tenuta interno*: sono costituite da diverse tipologie di materiale disposti in aree ben precise, in funzione della loro impermeabilità. In questo caso, la tenuta è assicurata dal materiale più impermeabile posto al centro del rilevato che ne costituisce il nucleo.
- *Dighe in terra con struttura di tenuta esterna*: si differiscono dai casi precedenti per la posizione dell'elemento di tenuta. Sono costituite da terra omogenea con una permeabilità non sufficiente per garantire la tenuta del rilevato, e quindi si utilizza un manto di rivestimento posto lungo il paramento di monte.

Entrando nel dettaglio dei materiali utilizzati, le dighe omogenee (Figura 1.1) sono realizzate da terre impermeabili, quali argille e limi, o da terre semi impermeabili, come limi e sabbie. Sono dotate di dreni a valle in ghiaia o sabbia, con il compito di raccogliere le acque filtrate per trasferirle all'esterno del corpo diga in modo da non interferire sulla stabilità dell'opera.

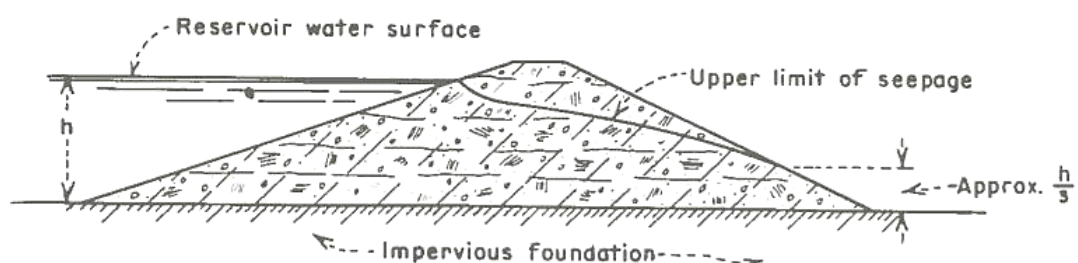


Figura 1.1 Sezione tipo diga in terra omogenea (Manuale Tecnico Regione Piemonte 2018)

Le dighe zonate (Figura 1.2), invece, sono caratterizzate dalla co-presenza all'interno del corpo del rilevato, di diversi materiali posti in aree ben precise in funzione delle loro caratteristiche. Normalmente vengono posizionati con caratteristiche di permeabilità crescente procedendo verso il nucleo centrale, sia da valle che da monte. Il nucleo centrale è occupato da materiali impermeabili e ha il compito di impedire il passaggio dell'acqua presente nell'invaso verso valle. Questo elemento può essere sia verticale che inclinato di dimensioni variabili e il materiale che si preferisce utilizzare per la realizzazione è l'argilla,

poiché data la sua elevata impermeabilità assolve in maniera efficiente al compito di ritenuta. Lo svantaggio nell'uso dell'argilla è dovuto alla sua bassa consistenza, soprattutto quando a contatto con l'acqua, che potrebbe compromettere la stabilità dell'opera. Per ovviare a questo problema, vengono aggiunti due rin fianchi lungo le sponde di monte e di valle, costituiti da materiali più robusti, in grado di assicurare la stabilità del rilevato. Sul lato di monte il rin fianco tende a saturarsi proprio perché a diretto contatto con l'acqua dell'invaso.

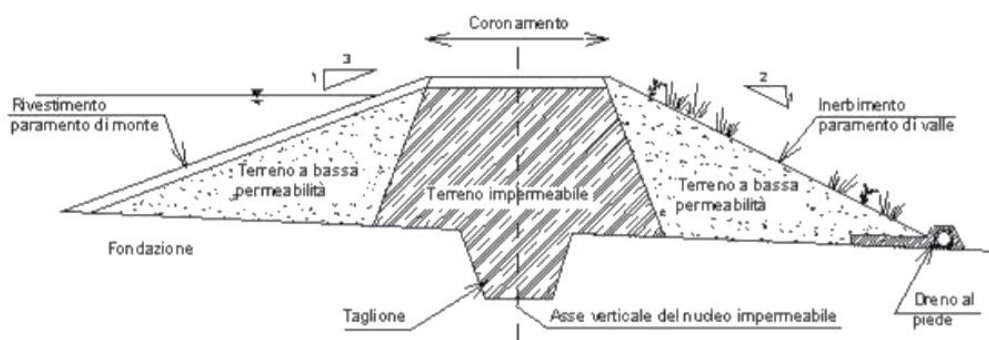


Figura 1.2 Sezione tipo diga in terra zonata (Manuale tecnico Regione Piemonte 2018)

Generalmente, le dighe in terra hanno una forma trapezoidale, dove la pendenza delle sponde è funzione delle caratteristiche dei materiali impiegati per la costruzione, mentre l'altezza dipende dal livello idrico che si vuole raggiungere. Di seguito sono riportate le grandezze geometriche che bisogna calcolare per poter definire il rilevato:

- *Coronamento*: rappresenta la porzione sommitale, nonché la base minore del trapezio e la lunghezza è proporzionale alle dimensioni della diga;
- *Paramenti*: sono le superfici laterali inclinate di monte e di valle. Viene denominato “paramento di monte” quello a contatto con l'acqua e ha una superficie regolare, mentre il “paramento di valle” può avere una superficie gradonata.
- *Imposta*: è la superficie su cui poggia l'intero corpo diga. Può succedere che per impedire il passaggio dell'acqua nel sottosuolo, ci si debba avvalere di dispositivi di tenuta in fondazione che garantiscono la continuità della tenuta che avviene in superficie per opera del nucleo centrale. Per terreni di fondazione permeabili, ad esempio, si possono aggiungere diaframmi in cemento armato, che attraversano le ghiaie e raggiungono la roccia sottostante.

1.2 Normativa di riferimento

Il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 24 giugno 2014 *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)* e le attuali *Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018* (abbreviate NTC 2018), coordinano la progettazione, la realizzazione e la gestione degli sbarramenti di ritenuta. Tali disposizioni sono valide per tutte le dighe ricadenti nel territorio nazionale, con la finalità di assicurare la permanenza della funzione di contenimento dell'acqua di invaso e il mantenimento in esercizio dell'opera.

Nelle presenti Norme le dighe sono suddivise in due grandi famiglie, sulla base dei materiali impiegati per la loro realizzazione:

- Dighe in calcestruzzo
- Dighe in terra.

In entrambi i casi, è previsto lo studio geologico dell'ambiente che accoglie le opere dal punto di vista litologico, strutturale, geomorfologico, idrogeologico e di pericolosità sismica. Il punto di partenza è la raccolta e lo studio di documenti esistenti, come immagini da foto aeree o rilevamenti satellitari, o dati provenienti da indagini dirette e indirette nel sottosuolo (prove geofisiche, con sondaggi, con scavi accessibili).

L'obiettivo di tale studio è quello di definire un modello geologico da prendere come riferimento per la progettazione delle opere o per identificare i problemi geotecnici.

1.2.1 Dighe in terra

Questa tipologia di dighe è costituita da materiali ricavati da depositi naturali o per l'abbattimento di formazioni rocciose, posti in opera in modo tale da raggiungere le caratteristiche volute in fase di progetto del manufatto.

L'utilizzo di sbarramenti in terra è legato alla conformazione geologica del sottosuolo e alle caratteristiche geotecniche dello stesso, oltre alla sismicità del sito.

In generale, la valutazione della sicurezza degli sbarramenti deve essere effettuata con riferimento alle seguenti condizioni tipiche:

- Normale funzionamento;
- Danni riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
- Danni non riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua;
- Danni che determinano il rilascio incontrollato di acqua
- Collasso della struttura.

Più nel dettaglio per dighe in terra, è necessario considerare anche le seguenti situazioni:

- Instabilità dei paramenti;
- Rottura per liquefazione del corpo diga o dei terreni di fondazione;
- Rottura per erosione interna o sifonamento;
- Lacerazione dell'eventuale manto o rottura del diaframma di tenuta.

Il passaggio da una condizione alla successiva è definito da quattro stati limite, due di esercizio e due ultimi.

- SLO: Stato Limite di immediata Operatività
- SLD: Stato Limite di Danno
- SLV: Stato Limite di Salvaguardia della Vita
- SLC: Stato Limite di Collasso.

Gli stati limite di esercizio sono precisati in fase di progetto sulla base di particolari situazioni e con stretto riferimento alle prestazioni richieste dall'opera in esercizio. Le analisi di verifica in tal senso mirano alla valutazione del rispetto dei limiti ammissibili per ciascuna condizione progettuale.

Le principali cause che potrebbero definire delle condizioni limite in esercizio sono:

1. Tensioni o deformazioni in eccesso sul corpo diga e/o nei terreni di fondazione;
2. Danneggiamento degli organi di scarico superficiali o profondi;
3. Danneggiamento dei sistemi di controllo;
4. Danneggiamento delle opere di derivazione.

È necessario tener conto, sia nel modello che nei calcoli, del comportamento non lineare e dei fenomeni di interazione tra le fasi dei terreni da costruzione. Risulta, inoltre, importante valutare il decorso dei cedimenti nel tempo, attenzionando sia i fenomeni idrodinamici che quelli causati dalla viscosità strutturale dello scheletro solido dei terreni, nonché i cedimenti differenziali.

Le Norme tecniche, inoltre, indicano che è necessario prendere in considerazione le condizioni corrispondenti al raggiungimento degli stati limite ultimi con perdita incontrollata dell'acqua invasata. Tali condizioni vengono di seguito elencate:

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

L'analisi nei confronti degli SLU deve puntare ad individuare tutti i possibili meccanismi che portano a collasso l'insieme costituito dal rilevato e/o dai terreni di fondazione.

Le azioni da valutare e da combinare tra loro secondo i criteri esposti nel cap.C.8. delle *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta*, sono:

- Il peso proprio;
- La spinta idrostatica;
- La coazione d'origine termica e da ritiro;
- Le sotto spinte;
- La spinta del ghiaccio;

- La spinta dovuta all'interramento;
- L'azione sismica.

Le azioni sismiche di progetto, secondo le Norme tecniche di cui al decreto Min. II.TT 26 giugno 2014, si definiscono a partire dalla “pericolosità di base” del sito di interesse. In assenza di specifici studi sismotettonici e di pericolosità sismica, si fa riferimento a quanto definito nelle NTC2018, in termini di: *"accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad esso corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{vR} nel periodo di riferimento V_R , come definiti nelle NTC...Le forme spettrali sono definite per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R .*

Per le dighe ubicate in aree per le quali l'azione sismica di progetto per un $T_R = 475$ anni deve essere riferita ad un valore $a_g > 0.15$ g (come definito nelle NTC), è necessario lo studio sismotettonico del sito, da cui fare derivare l'azione sismica di progetto, i cui effetti non devono comunque risultare meno gravosi di quelli corrispondenti all'azione sismica definita nelle NTC, relativamente a sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Il periodo di riferimento, V_R , per l'azione sismica è definito in funzione della vita nominale, V_N , e del coefficiente d'uso, C_U , dalla relazione $V_R = V_N \cdot C_U$

In particolare, il tempo di ritorno T_R cui fare riferimento, è definito nella seguente forma:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{vR})} \quad (1)$$

Dove:

P_{vR} è la probabilità di superamento in funzione dello stato limite considerato

V_R è il periodo di riferimento funzione della vita nominale V_N e del coefficiente d'uso C_u della costruzione in esame

Nello specifico, secondo le NTC2018, considerando lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), si considera una $P_{vR} = 10\%$ e un valore di V_R pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_u \quad (2)$$

dove:

$V_N = 50$ anni per costruzioni con livelli di prestazione ordinari

$C_u = 1$ per costruzione di *Classe I*, cioè con presenza solo occasionale di persone.

Inoltre, in presenza di azioni sismiche le verifiche agli stati limite ultimi possono essere eseguite mediante analisi semplificate e mediante analisi dinamiche. I risultati devono comprendere la risposta sismica sia del corpo diga che dei terreni di fondazione.

Nelle analisi sismiche, condotte o con il metodo degli spostamenti (*Newmark*) o con analisi più complete con metodi dinamici, devono essere presi in considerazione almeno cinque accelerogrammi rappresentativi della sismicità del sito. Questi possono essere o registrati o sintetici, che tengano conto, però, dei possibili meccanismi di sorgente o dei fenomeni di propagazione, giustificando le scelte sulla base delle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione.

La scelta dei parametri geotecnici che caratterizzano il rilevato e lo strato di fondazione, devono essere tali per cui all'aumentare delle deformazioni diminuisca la resistenza a taglio, e si deve tener conto anche dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti nei terreni saturi sotto l'effetto di azioni sismiche.

Le analisi, inoltre, devono tener conto degli spostamenti indotti, in particolare dei cedimenti, al fine di verificare l'ammissibilità dei franchi idraulici.

1.3.2. Dighe esistenti

Nelle NTC14 è stato introdotto un capitolo (punto H) completamente dedicato alle dighe esistenti, intese sono opere completamente realizzate nel momento in cui ne viene valutata la sicurezza e/o il progetto d'intervento. Quanto discusso per queste opere è in analogia

con quanto disposto dalle NTC2018, dove si introduce il concetto di “livello di conoscenza” in riferimento alla verifica sismiche delle costruzioni esistenti.

Le NTD stabiliscono delle condizioni generali tali per cui le dighe esistenti dovranno essere sottoposte a valutazione della sicurezza dell'intera struttura o parti di essa. La valutazione della sicurezza di uno sbarramento comprende la stabilità legata al corpo diga con particolare riferimento alle condizioni geologiche e idrogeologiche, e agli aspetti strutturali e geotecnici.

L'obiettivo è quello di avere un buon livello di conoscenza dello sbarramento per poter così definire un modello di riferimento idoneo a riprodurre i fenomeni osservati, basato sui rilevamenti disponibili, sul monitoraggio di alcune grandezze rappresentative (e.g., spostamenti verticali e orizzontali all'interno e lungo la superficie della diga, tensioni totali, ecc.) e su indagini mirate alla caratterizzazione meccanica dei materiali costituenti sia il corpo diga che il terreno di fondazione.

Inoltre, le successive analisi della risposta meccanica di queste dighe per effetto dell'azione sismica devono essere affiancate da una buona campagna di indagini geotecniche, per confermare ed integrare le conoscenze acquisite. Infine, si può notare come il monitoraggio di alcune grandezze risulta necessario per la calibrazione dei modelli di calcolo in campo statico, cioè in fase di costruzione della diga e di riempimento del serbatoio. “Questa fase preliminare, che comunque fornisce un giudizio complessivo sullo stato dell'opera nelle condizioni di esercizio, è di fatto propedeutica alla verifica sismica della diga, in quanto rappresenta la condizione iniziale in corrispondenza della quale può verificarsi un evento sismico” (Lanzo, 2012).

1.3 Particolarità delle piccole dighe

Nell'ambito delle dighe in terra un'ulteriore distinzione viene fatta sull'altezza del corpo del rilevato. Secondo la legge n°584 del 1994 le opere di altezza superiore ai 15m e volume di invaso maggiore di un milione di metri cubi sono definite “grandi” dighe, invece le altezze inferiori ai 15m e volume di invaso minore di un milione di metri cubi sono definite “piccole” dighe, e ad oggi queste opere sono sottoposte al controllo delle amministrazioni regionali.

Le piccole dighe in terra sono generalmente progettate e realizzate da proprietari con tecnologie e mezzi economici limitati, e ciò si traduce in un utilizzo di materiali per la costruzione di qualità limitata. Queste caratteristiche evidenziano uno scarso livello di sicurezza per tali sbarramenti, soprattutto nei confronti delle azioni sismiche. Infatti, queste opere nonostante le piccole dimensioni, presentano rischi significativi di collasso con un elevato potere distruttivo.

Inoltre, la maggior parte di questi sbarramenti sono stati costruiti prima della stesura di una normativa sismica di riferimento, e quindi mancano informazioni sulle caratteristiche dinamiche dei terreni. Perciò, per lo studio di queste opere è necessaria una fase preliminare di conoscenza delle condizioni di esercizio per poter procedere alla successiva analisi della risposta dinamica.

2. Comportamento dinamico

Il comportamento sismico delle dighe in terra dipende dalle azioni inerziali che si sviluppano durante il terremoto e si modificano nello spazio e nel tempo. Tali azioni variano in base: alle caratteristiche litologiche del sito, allo stato efficace indotto dalle fasi di costruzione e alla geometria dell'opera. Pertanto, per analizzare una diga in terra è opportuno conoscere il comportamento, sia statico che dinamico, dei terreni di fondazione e del terreno che compone l'opera e avere a disposizione una buona caratterizzazione geotecnica.

Una prima valutazione, in ambito dinamico, è la stima della pericolosità sismica della zona in esame e l'individuazione di uno o più input sismici rappresentativi, in modo da definire uno scenario più o meno gravoso definito dai parametri del moto sismico atteso e per poter procedere alle analisi dinamiche.

È evidente la complessità di condurre un'analisi dinamica di una diga in terra, poiché, oltre alla determinazione del comportamento meccanico dei terreni, bisogna definire input sismici significativi del sito in esame.

Nel corso degli anni, sono stati studiati diversi metodi per stimare il comportamento delle dighe sotto l'azione di un carico sismico. Infatti, non troppi anni fa, l'analisi dinamica di sbarramenti in materiale sciolto si basava sulla convinzione che queste opere fossero corpi rigidi fissati su una fondazione, e ci si aspettava un'accelerazione uniforme uguale a quella del suolo. Attualmente risulta chiaro che le dighe in terra si comportano come corpi deformabili, e che la loro risposta sismica dipende dai materiali costitutivi, dalla geometria e dall'entità dello scuotimento alla base.

Con il tempo si sono susseguite diverse teorie di approccio al problema dinamico delle dighe, come il metodo pseudo-statico o il metodo degli spostamenti, entrambi approcci semplificati, sino ad arrivare allo sviluppo di metodi avanzati, quali le analisi numeriche agli elementi finiti o alle differenze finite.

2.1 Fattori che influenzano il comportamento sismico

In generale, elaborare uno studio di risposta sismica locale consiste nel valutare il rischio a cui le opere geotecniche sono esposte, a seguito di una sollecitazione sismica che si propaga a partire da un ipocentro.

Come noto, il sisma nasce in seguito a un meccanismo di fagliazione, e tale rottura accumula energia elastica che viene rilasciata in profondità, sotto forma di onde elastiche che si propagano in tutte le direzioni.

Le onde sismiche, sono onde che, durante la loro propagazione nel sottosuolo, possono essere modificate in termini di: durata, ampiezza e contenuto in frequenza, ed essere, così, responsabili dello scuotimento atteso in superficie. Nell'ipotesi di uno strato isotropo, lineare e elastico su un bedrock rigido, l'amplificazione del moto nel sottosuolo dipende dallo spessore dello strato e dalla velocità delle onde di taglio. In casi reali, la propagazione delle onde sismiche è più complicata e l'analisi della risposta del sito è necessaria per caratterizzare le peculiari dinamiche del suolo (Forte et al. 2019).

Sono stati individuati diversi fattori che influenzano la risposta sismica di dighe in terra, e secondo uno studio condotto da Gazetas (1987) e da Gazetas & Dakaoulas (1992), possono essere così definiti:

- Effetti di sito;
- Disomogeneità dei materiali;
- Configurazione geometrica della valle entro la quale è realizzata la diga;
- Presenza dell'invaso.

2.1.1 Effetti di sito

Tra i fattori che influenzano il comportamento dinamico delle dighe in terra ci sono le caratteristiche morfologiche e litologiche dei terreni attraversati dall'input sismico (Figura 2.1). Tali caratteristiche determinano due principali fenomeni che influenzano la risposta dinamica di uno sbarramento:

- Amplificazione stratigrafica;
- Amplificazione topografica.

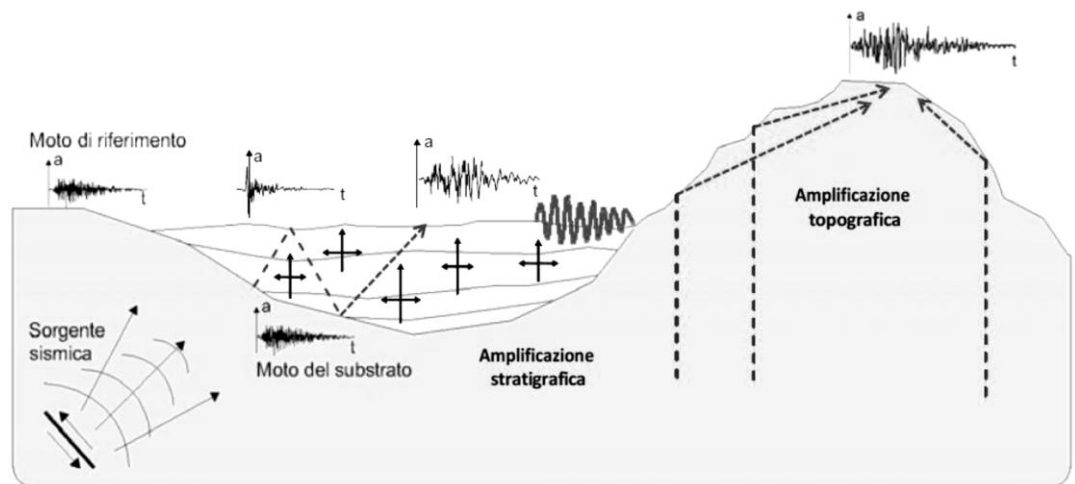


Figura 2.1 Amplificazione stratigrafica e topografica del moto sismico- (Lai et al., 2004)

Nel primo caso, la variazione della velocità di propagazione delle onde sismiche dipende dalla risposta meccanica del mezzo attraversato. Il terreno, infatti, è caratterizzato da un'eterogeneità verticale delle proprie fisico-meccaniche, quindi la velocità delle onde di taglio:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3)$$

dove:

G è il modulo di rigidezza a taglio del terreno.

ρ è la densità del terreno.

Ai fini dello studio della risposta sismica, si trascurano le onde di compressione (onde P) e si considerano solo le onde di taglio (onde S), in quanto, durante la loro propagazione, producono un'oscillazione del punto materiale ortogonale rispetto alla direzione del moto, dunque in superficie producono danni maggiori rispetto al moto sussultorio delle onde P. Inoltre, le onde di taglio non si propagano attraverso i fluidi interstiziali, ma solo mediante la matrice solida del terreno.

Come evidenziato dalla relazione (3), la V_S dipende da G . In generale, con le dovute eccezioni, il modulo G nei geo materiali aumenta con la profondità, e di conseguenza V_S diminuisce man mano che l'onda si avvicina alla superficie. Inoltre, secondo la legge di Snell sulla rifrazione, quando un'onda di velocità V_S passa da un mezzo più rigido ad uno meno rigido, la sua velocità varia e la direzione di propagazione dell'onda tende sempre di più alla verticale man mano che ci si avvicina alla superficie del terreno.

Nel propagarsi verso la superficie, l'ampiezza del moto risulta essere funzione anche del contrasto di impedenza α_z , che rappresenta le rigidità differenti tra strati di terreno consecutivi.

$$\alpha_z = \frac{\rho \cdot V_S}{\bar{\rho} \cdot \bar{V}_S} \quad (4)$$

Questo parametro è indicativo della quantità di energia che viene riflessa dall'onda durante il suo moto e che rimane intrappolata nel deposito, questa risulta tanto maggiore quanto più è elevato il contrasto di impedenza tra gli strati del deposito e il bedrock rigido.

Più precisamente, l'onda sismica durante la sua propagazione nel sottosuolo quando incontra un'interfaccia riflette parte della sua energia, mentre l'altra aliquota di energia viene trasmessa al mezzo posto al di sopra. Questo processo continua anche in superficie.

Si parla, così, di amplificazione o deamplificazione del moto sismico in base al contrasto di impedenza: quando l'onda passa da un basamento roccioso a un deposito più deformabile, il contrasto di impedenza diminuisce e il moto sismico viene amplificato; al contrario, se l'impedenza aumenta, il moto viene deamplificato.

Al fine di determinare una quantificazione della risposta sismica locale, risulta molto utile analizzare i segnali sismici nel dominio della frequenza, facendo riferimento ad una

funzione di amplificazione definita come rapporto tra le ampiezze spettrali del moto registrato in superficie e di quello all'outcrop (Figura 2.2). Tale funzione indica quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso il terreno, quali sono state smorzate e in quale rapporto. Fornisce quindi una descrizione sintetica ed efficace dell'effetto filtro esercitato dal terreno sul moto sismico.

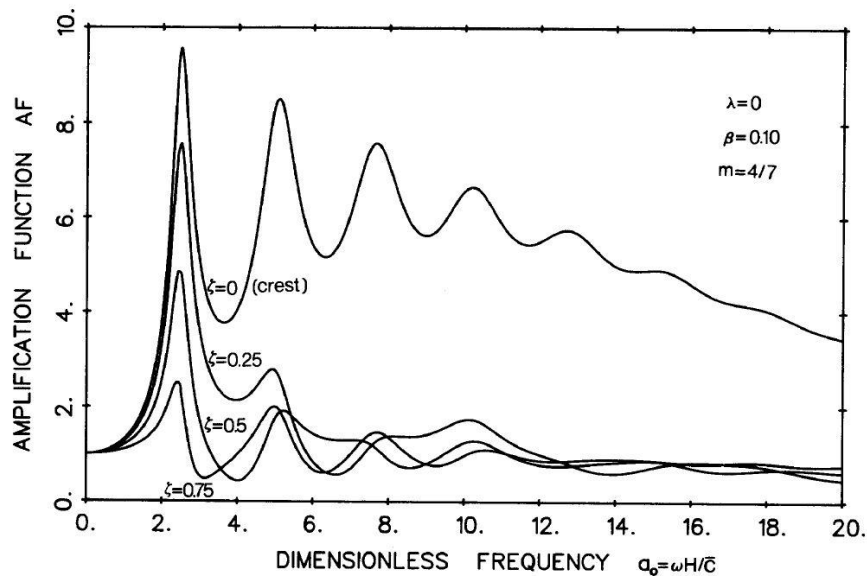


Figura 2.2 Funzione di amplificazione- (Gazetas & Dakaoulas 1985)

Si nota come la deformabilità del terreno e lo spessore dell'intero deposito, sono fondamentali per la valutazione dell'amplificazione del moto sismico.

Gli effetti dell'amplificazione possono essere stimati tramite le *Norme Tecniche per le Costruzioni 2018*, attraverso un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in categorie, definite in funzione della velocità di propagazione delle onde di taglio V_S e delle condizioni stratigrafiche.

In questa maniera, è possibile ricondurre ogni deposito, di cui è nota la caratterizzazione geotecnica, ad una specifica categoria.

L'approccio prevede la stima della velocità equivalente $V_{S,EQ}$, che consente di definire la categoria di suolo a cui appartiene il terreno oggetto d'esame, è calcolata come la media pesata della velocità delle onde S, in ogni strato di terreno, dal piano campagna fino al substrato rigido considerato ad una profondità non superiore ai 30m (Figura 2.3).

La $V_{S,EQ}$ è definita come segue:

$$V_{S,EQ} = \frac{H}{\sum_{i=1..N} (h_i / V_{S,i})} \quad (5)$$

Dove:

H è la profondità del bedrock se è minore di 30m, ma quando la profondità supera tale limite, H risulta essere pari a 30 e $V_{S,EQ}$ degenera in $V_{S,30}$.

N è il numero strati omogenei fino a 30m di profondità.

$V_{S,i}$ è la velocità dell'onda di taglio nell'i-esimo strato.

h_i è lo spessore dell'i-esimo strato.

Il valore di $V_{S,EQ}$ ha il vantaggio di essere facilmente ottenibile, a costi relativamente bassi, eseguendo test geofisici in-hole (Down-Hole, Cross-Hole) o di superficie (SASW, MASW).

Oggi $V_{S,EQ}$ è il parametro principale che riassume il comportamento sismico del suolo, e secondo lo studio condotto da *Forte et al. 2019*, la maggior parte delle equazioni predittive del moto del suolo (GMPes) si riferiscono a questo parametro.

La velocità equivalente $V_{S,EQ}$ può essere considerata direttamente nella sua forma funzionale, o definendo degli intervalli di variazione che vanno a categorizzare il comportamento del suolo e definiscono delle variabili fittizie associate a ciascuna categoria di suolo.

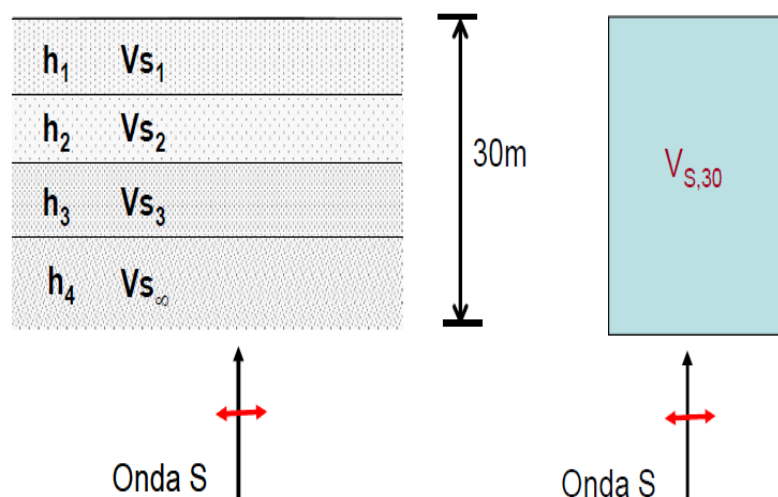


Figura 2.3 Variazione della $V_{s,30}$ -Foti 2015

Di seguito, sono elencate le categorie di sottosuolo definite sulla base dei valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,EQ}$ in m/s.

- *CATEGORIA A: Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3m;*
- *CATEGORIA B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s;*
- *CATEGORIA C: Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s;*
- *CATEGORIA D: Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato roccioso superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.;*

- *CATEGORIA E: Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 20m.*

Altro fenomeno che influisce sulla amplificazione del moto sismico è legato alle condizioni morfologiche dei terreni interessati dall'azione sismica (Figura 2.4). L'amplificazione topografica risulta particolarmente marcata nelle vicinanze delle creste, dei rilievi, delle scarpate, e per questo motivo può interessare anche le dighe in terra.

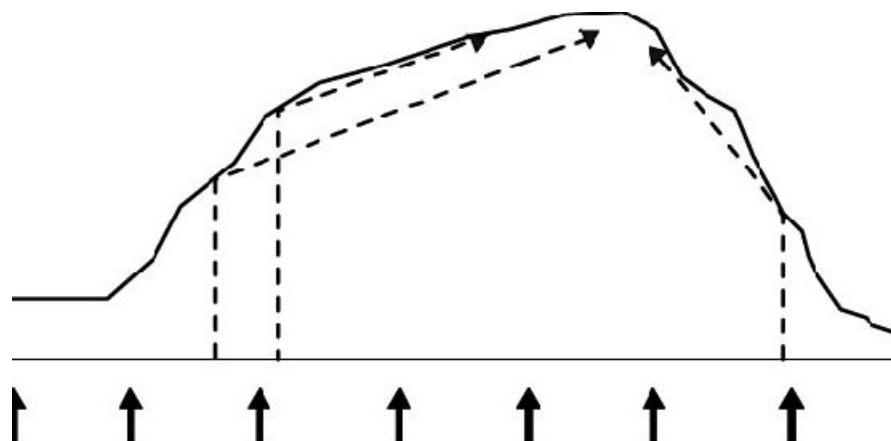


Figura 2.4 Amplificazione topografica- GeoStru

Questo fenomeno nasce a causa dell'interferenza delle onde sismiche incidenti e rifratte su superfici non piane. Accade che le onde, che si propagano con un fronte d'onda piano nel sottosuolo, quando incontrano una superficie non perpendicolare al raggio sismico, subiscono una riflessione secondo un certo angolo. In questo modo, l'energia trasportata dalle onde converge nel punto di cresta e ciò determina l'amplificazione del moto.

Le *NTC 2018*, anche in questo caso, forniscono un metodo semplificato per tener conto dell'amplificazione topografica nella valutazione delle azioni sismiche. Sono state individuate quattro categorie a cui sono associate specifiche caratteristiche morfologiche della superficie in esame, e sono così definite:

- *T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$;*
- *T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$;*
- *T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media compresa tra $i 15^\circ$ e $i 30^\circ$;*
- *T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.*

In presenza di tale classificazione, la normativa consente di definire un coefficiente di amplificazione topografica S_T , come mostrato in Tabella 1, utilizzato per il calcolo delle azioni sismiche.

Tabella 1 Valori del coefficiente di amplificazione-NTC2018

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

2.1.2 Disomogeneità dei materiali

La variazione della dipendenza della rigidezza dalla pressione di confinamento in diversi punti del rilevato conduce ad una disomogeneità dei materiali. Dakoulas & Gazetas (1986) hanno osservato come questo fattore vada ad influenzare la risposta dinamica delle dighe in termini di accelerazione massima e spostamenti misurati sulla cresta. Nei loro studi si è utilizzato l'approccio disomogeneo shear-beam (Figura 2.5), considerando dighe ideali bidimensionali su una base rigida, e assumendo dei profili di rigidezza crescenti con la profondità secondo la relazione seguente:

$$G = G_B \left(\frac{z}{H} \right)^m \quad (6)$$

dove: G_B è il modulo medio di taglio alla base, H è l'altezza della diga, z la distanza verticale dalla cresta e m un coefficiente che dipende dal materiale e dalla geometria della diga.

Sono state condotte delle analisi parametriche in funzione del parametro m che mostrano come all'aumentare di m la frequenza fondamentale si avvicina a quella naturale, aumentano le deformazioni di taglio sulla cresta, e i valori di amplificazione in cresta sono maggiori per ogni frequenza. Da ciò si evince che l'aumento della disomogeneità non influisce sul periodo fondamentale della diga.

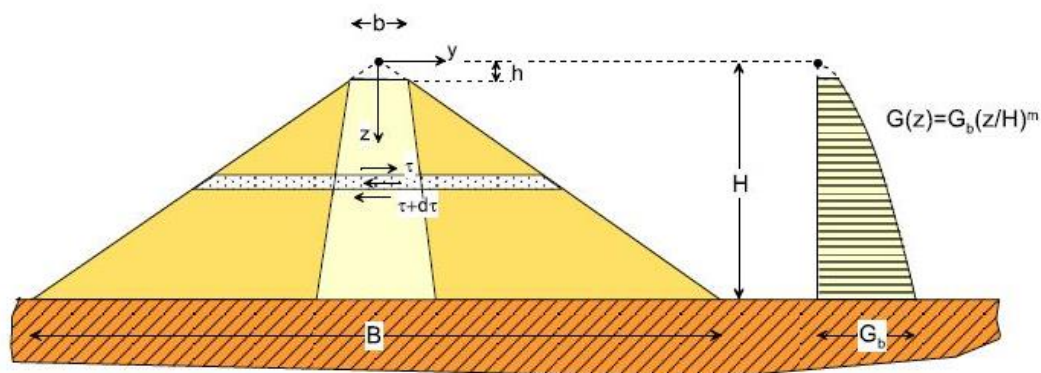


Figura 2.5 Approccio disomogeneo shear-beam per la valutazione dell'influenza della disomogeneità dei materiali (Dakoulas e Gazetas, 1985).

2.1.3 Influenza della geometria tridimensionale di valle

La forma geometrica della valle incide sulla risposta dinamica delle dighe, soprattutto nel caso di dighe costruite su valli strette. La presenza di spalle rigide crea un effetto di irrigidimento tridimensionale che comporta un aumento delle frequenze naturali e delle accelerazioni in prossimità della cresta rispetto al caso 2D, soprattutto per i modi di vibrare più elevati. Questa influenza mette in evidenza come non sempre è possibile considerare problemi bidimensionali, come il caso particolare di dighe infinitamente lunghe soggette a movimenti sincroni alle sponde laterali.

In Figura 2.6 è riportato il periodo fondamentale della diga su una valle stretta T_1 e il periodo fondamentale di una diga infinitamente lunga soggetta a deformazione piana $T_{1,\infty}$, in relazione del rapporto geometrico tra la lunghezza e l'altezza della diga L/H . L'analisi condotta da Gazetas e Dakoulas (1992) è stata eseguita considerando una diga omogenea, dove la disomogeneità dei materiali non influenza il rapporto tra $T_1/T_{1,\infty}$. In questo modo i risultati possono essere utilizzati per valutare l'influenza della geometria della valle sulla diga.

Inoltre, la presenza di una valle stretta influenza anche la risposta in termini di accelerazione sulla cresta della diga. È stato fatto il confronto in Figura 2.7 tra la funzione di amplificazione ottenuta da una diga su canyon semicilindrico determinata da un'analisi tridimensionale e quella relativa a condizioni piane. Si evince che il modello piano sottostima l'amplificazione di prima risonanza, e anche le frequenze di risonanza successive.

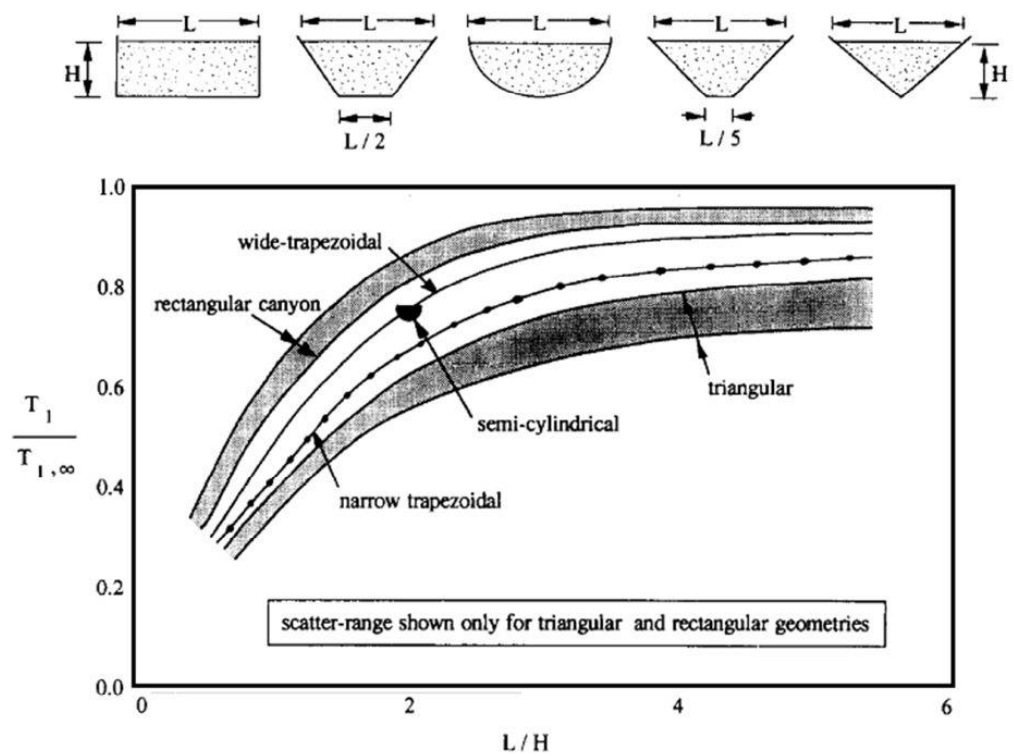


Figura 2.6 Effetto della geometria della valle sul periodo naturale fondamentale di una diga

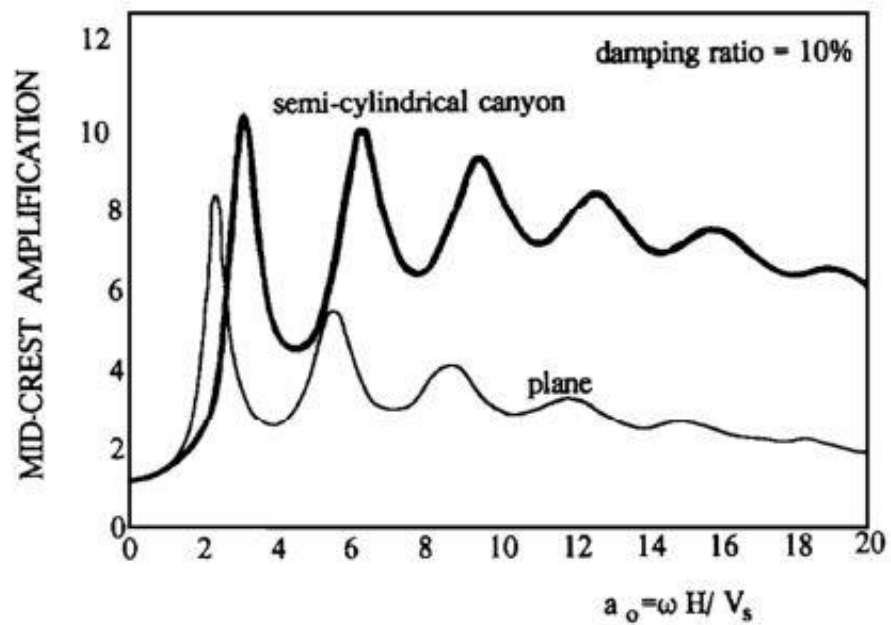


Figura 2.7 Funzioni di amplificazione determinate da un'analisi 3D per una valle di forma semi-cilindrica e da un'analisi piana (rieditate da Gazetas e Dakoulas, 1992)

Importante sottolineare che in tutti i casi precedenti, è stato considerato un comportamento del terreno elastico lineare ma se si considera un comportamento non lineare del materiale, questi effetti risultano meno pronunciati. Soprattutto si evince una riduzione delle accelerazioni di picco dovuta all'aumento delle capacità dissipative del terreno e all'allungamento del periodo fondamentale che evita fenomeni di risonanza.

2.1.4 Influenza dell'invaso

Tra gli altri fattori che possono influenzare il comportamento dinamico delle dighe in terra da considerare è anche la presenza dell'invaso. L'acqua a contatto con il paramento di monte agisce come carico idrodinamico sulle pareti della diga, a seguito di una sollecitazione sismica.

In condizioni statiche, la presenza dell'acqua si traduce nell'applicare una pressione idrostatica alle superfici a contatto con l'invaso. In condizioni dinamiche, nascono effetti aggiuntivi sulla risposta dinamica della diga in terra come la modifica delle pressioni idrodinamiche dovute alla vibrazione del serbatoio e ai fenomeni che nascono dall'interazione acqua-diga.

Lo studio condotto da Pelacanos (2013) ha valutato la presenza del serbatoio in relazione a due tipologie di diga, una con paramento verticale e l'altra con paramento inclinato.

Pelacanos (2013) ha analizzato in campo elasto plastico gli effetti di interazione tra diga in terra e invasore, su un terreno di fondazione di tipo alluvionale. Ha valutato gli spettri di risposta in termini di accelerazione (Figura 2.8) e spostamenti sulla cresta; l'analisi è stata poi ripetuta non considerando l'invasore. Si è dimostrato come la presenza del serbatoio ha un effetto smorzante sulla risposta dinamica della diga in terra, che dipende anche dall'inclinazione del paramento di monte e dal suo grande volume.

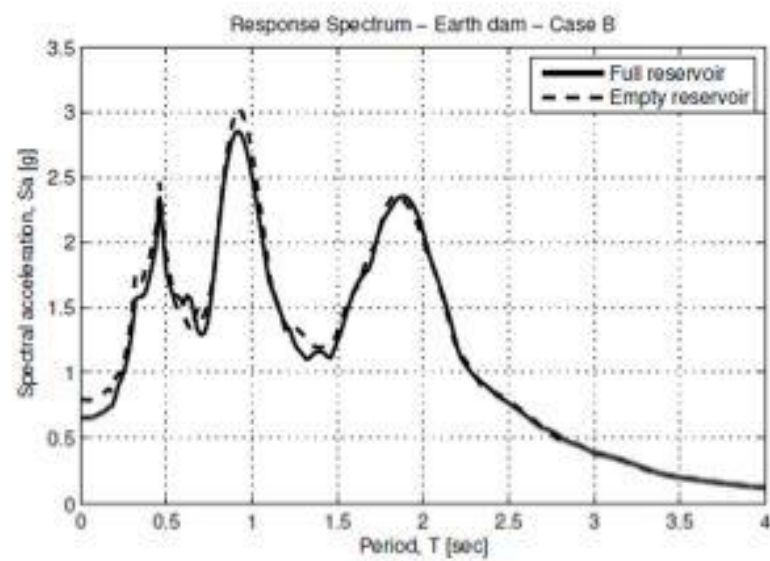


Figura 2.8 Spettro di risposta (per lo smorzamento 5%) delle accelerazioni sulla cresta della diga in terra studiata da Pelecanos (2013) per serbatoio pieno e per serbatoio vuoto

2.2 Metodi di analisi

2.2.1 Metodi semplificati

Nel corso degli anni, sono stati studiati diversi metodi per stimare il comportamento delle dighe sotto l'azione di un carico sismico. Infatti, non troppi anni fa, l'analisi dinamica di sbarramenti in terra si basava sulla convinzione che queste opere fossero corpi rigidi fissati su una fondazione, e ci si aspettava un'accelerazione uniforme uguale a quella del suolo. Attualmente risulta chiaro che le dighe in terra si comportano come corpi deformabili, e che la loro risposta sismica dipende dai materiali costitutivi, dalla geometria e dall'entità dello scuotimento alla base.

Con il tempo si sono susseguite diverse teorie di approccio al problema dinamico delle dighe, come il metodo pseudo-statico o il metodo degli spostamenti, entrambi approcci semplificati, sino ad arrivare allo sviluppo di metodi avanzati, quali le analisi numeriche agli elementi finiti o alle differenze finite.

Il metodo pseudo-statico è quello più antico, dove il sistema diga-fondazione è assunto come un blocco rigido perfettamente plastico con criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb e l'azione sismica è fornita come una forza di inerzia orizzontale. In questo metodo, è possibile ottenere risultati solo sulla stabilità globale dell'opera senza poter avere informazioni sull'entità dei cedimenti indotti dal sisma. Infatti, negli anni, sono stati osservate diverse tipologie di collasso dovute ad eventi sismici come: fenomeni di liquefazione innescati dallo sviluppo di sovrappressioni interstiziali, crepe longitudinali in prossimità della cresta dovute alle deformazioni per scorrimento e grandi sforzi di trazione dovuti alle oscillazioni laterali, cedimenti differenziali sul coronamento della diga dovute a deformazioni di scorrimento laterale o densificazione del suolo.

Nel 1965 Newmark propose, come alternativa al metodo pseudo-statico, il Metodo degli Spostamenti con l'obiettivo di determinare gli spostamenti accumulati dalle porzioni instabili del corpo diga durante un evento sismico, e di superare il limite del metodo pseudo statico che considera l'azione sismica come inerziale e costante nel tempo e nello spazio.

L'ipotesi alla base è la definizione a priori di una potenziale superficie di scivolamento lungo la quale si determina lo spostamento fra il volume di terreno instabile, assunto con un comportamento rigido perfettamente plastico.

I risultati che si ottengono non riguardano solo la stabilità globale della diga, tramite la definizione di un fattore di sicurezza pseudo statico, ma anche l'entità degli spostamenti subiti dalla diga durante il sisma.

2.2.2 Metodi dinamici avanzati

L'analisi dinamica tramite metodi avanzati, quali le analisi numeriche, prevede la risoluzione numerica agli elementi finiti, o alle differenze finite, delle equazioni di campo che governano la risposta sismica del sistema.

A differenza dei metodi semplificati, dove sono necessarie ipotesi sulla forma e la posizione della superficie di scivolamento e non sono contemplati altri possibili meccanismi oltre al collasso del corpo diga e dei terreni di fondazione, nei metodi avanzati c'è il vantaggio di non avere ipotesi preliminari e possono rappresentare il comportamento non lineare dei terreni

È possibile, in questa nuova metodologia di analisi, ottenere un quadro completo dell'evoluzione degli sforzi e delle deformazioni nel sistema nel tempo, simulando una rottura progressiva.

L'obiettivo è quello di costruire un modello numerico che rappresenti il problema in esame, schematizzato tramite un dominio spaziale.

In questo lavoro di Tesi è stato utilizzato FLAC (*version 8.0, 2016*), un software commerciale alle differenze finite. Il programma di calcolo simula la risposta in termini di spostamenti, deformazioni e tensioni di strutture che interagiscono con il terreno di fondazione, come le dighe.

L'iter da seguire per effettuare un'analisi numerica dinamica prevede le seguenti fasi:

1. Definizione e discretizzazione del modello
2. Definizione delle proprietà meccaniche
3. Definizione delle condizioni al contorno
4. Definizione dell'input sismico
5. Definizione dello smorzamento del mezzo

2.2.3 Definizione e discretizzazione del modello

Definire un modello vuol dire, innanzitutto, scegliere la geometria che schematizzi al meglio il problema reale che si intende studiare. Successivamente, bisogna definire la mesh, cioè il numero e la dimensione di elementi in cui suddividere l'intero dominio. Tale discretizzazione dipende dal livello di dettaglio che si vuole ottenere nei risultati.

In ambito statico, si infittisce la mesh, cioè si diminuisce la dimensione dell'elemento nelle zone più critiche, nelle zone in cui si hanno cambiamenti delle caratteristiche del terreno o dove sono presenti eventuali strutture.

Per problemi dinamici, dove si simula la propagazione di onde elastiche, la dimensione dell'elemento è funzione della lunghezza d'onda λ associata alla frequenza f più elevata degli input sismici selezionati.

La dimensione della mesh, inoltre, influisce sui tempi di calcolo e quindi bisogna trovare un giusto compromesso tra precisione nel risultato e tempi computazionali ragionevoli.

La dimensione massima dell'elemento, definita come Δl , è valutata tramite la seguente relazione:

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \leq \frac{V_s}{10 \cdot f} \quad (7)$$

dove:

λ è la lunghezza d'onda dell'input sismico

V_s è la velocità delle onde di taglio del terreno

f è la frequenza dell'input sismico

Come già noto, il parametro V_s è un parametro caratteristico che descrive la rigidità di ogni strato di terreno, e può essere utilizzato per definire la dimensione della mesh. In generale, si considera lo strato di terreno più deformabile, cioè con una V_s più bassa, tale per cui la relazione diviene:

$$\Delta t \leq \frac{V_{s,min}}{10 \cdot f} \quad (8)$$

dove, appunto, $V_{s,min}$ è la minima velocità delle onde di taglio che caratterizza i materiali costituenti l'opera.

Inoltre, la mesh definisce il *timestep* utilizzato dal software per la risoluzione del problema. Infatti, il software di calcolo Flac utilizza un algoritmo dove è necessario definire un intervallo temporale, valutato automaticamente dal programma di calcolo che è funzione della dimensione della mesh. Nello specifico, il *timestep* deve essere piccolo al punto di impedire, durante la risoluzione delle equazioni che governano il problema, lo scambio di informazioni tra gli elementi.

2.2.4 Definizione proprietà meccaniche

Per procedere all'analisi, statica e/o dinamica, di un'opera geotecnica, come le dighe in terra, bisogna definire le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti l'opera poiché influenzano la risposta del sistema. In particolare, bisogna assegnare ad ogni strato i parametri di resistenza e i parametri idraulici, e il legame costitutivo.

Le proprietà meccaniche derivano da prove in sito e in laboratorio, e all'aumentare delle informazioni in possesso è possibile utilizzare modelli costitutivi più avanzati.

In generale, i modelli costitutivi sono già implementati nel programma di calcolo, ma possono essere anche inseriti dall'utente. Sono informazioni fondamentali per simulare il comportamento reale del terreno quando soggetto a carichi sismici, o per poter seguire l'evoluzione delle sovrappressioni interstiziali dell'acqua.

In base al software utilizzato, cambiano i parametri richiesti e il modo in cui assegnarli al modello.

2.2.5 Condizioni al contorno

Dopo aver definite il modello geometrico, risulta necessario impostare delle condizioni al contorno. Questo perché le equazioni di campo che governano il problema, sono definite in forma differenziale e richiedono condizioni al contorno per poter essere risolte.

Nelle analisi statiche queste condizioni sono definite per i contorni laterali e per la base del modello. Invece, per analisi dinamiche bisogna tener presente che il dominio di calcolo è solo rappresentativo della realtà e quindi è limitato rispetto al problema reale. Quindi, bisogna definire delle condizioni al contorno tali da eliminare i problemi dovuti alla riflessione delle onde incidenti il contorno del modello.

Nello specifico, si utilizza in Flac la combinazione tra due tipologie di condizioni al contorno:

- *Free field boundaries*: condizioni di campo libero. Simulano, appunto, il comportamento di un mezzo infinitamente esteso impedendone la riflessione delle onde sui contorni del modello (Figura 2.9). In questo modo, il programma di calcolo collega i nodi della griglia a smorzatori viscosi che hanno il compito di assorbire l'energia delle onde incidenti.

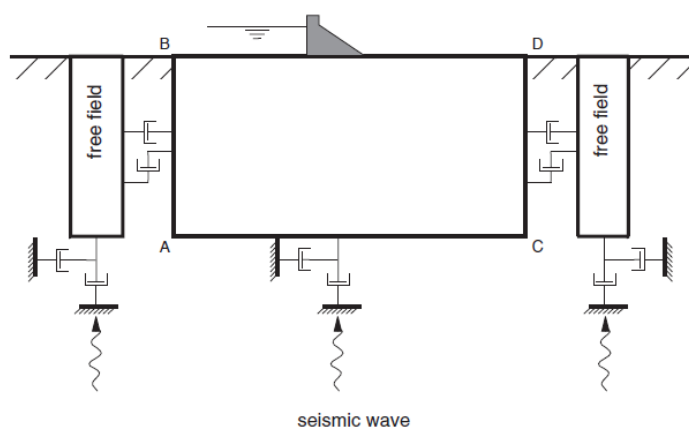


Figura 2.9 Free Field Boundaries- Itasca,2015

- *Quiet boundaries*: condizioni viscosi. Altro non sono che smorzatori collegati alla griglia e agiscono sia in direzione normale che tangenziale al contorno stesso. Tali

condizioni vengono applicate generalmente al lato inferiore della mesh, per simulare la base elastica. Questa strategia è stata proposta da Lysmer e Kuhlemeyer, come mostrato in Figura 2.10, dove inseriti smorzatori tarati in funzione dell'impedenza longitudinale $\rho V_p dA$ e dell'impedenza trasversale del terreno $\rho V_s dA$.

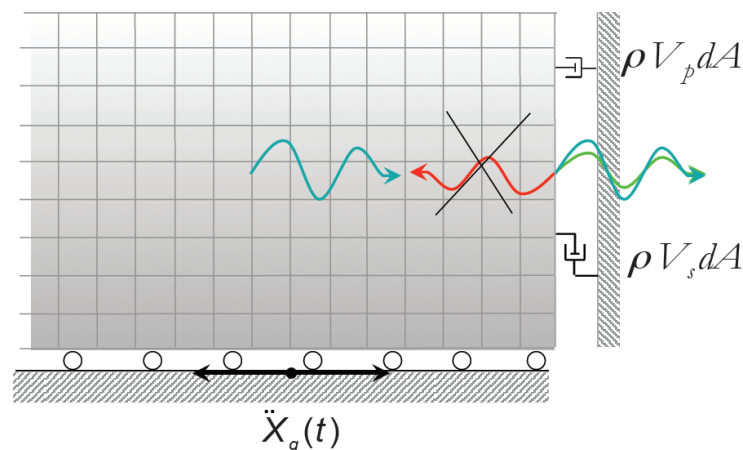


Figura 2.10 Rappresentazione grafica del modello proposta da Lysmer e Kuhlemeyer

2.2.6 Applicazione degli input sismici

Nelle analisi dinamiche, generalmente, l'input sismico è descritto da una storia temporale che viene applicata alla base del modello numerico in differenti modi. Infatti, si parla di:

- Storia temporale in termini di accelerazioni
- Storia temporale in termini di velocità
- Storia temporale in termini di tensioni
- Storia temporale in termini di forze.

La modalità di assegnazione dell'input sismico influenza le condizioni al contorno dinamiche applicate al modello. Infatti, se alla base del modello sono state applicate delle *quiet boundaries* non è possibile applicare, lungo lo stesso contorno, delle storie temporali in termini accelerazione o velocità, perché l'effetto delle condizioni viscosi annulla la storia temporale applicata. Quindi, in questo caso, per applicare un input sismico viene utilizzata una storia temporale in termini di tensioni o di forze.

Più in generale, se le condizioni al contorno simulano la presenza di un bedrock rigido, allora il sisma viene applicato sottoforma di accelerazione o velocità (Figura 2.11); invece, se è definito un bedrock elastico, l'input sismico viene assegnato in termini di storia temporale di tensione (Figura 2.12).

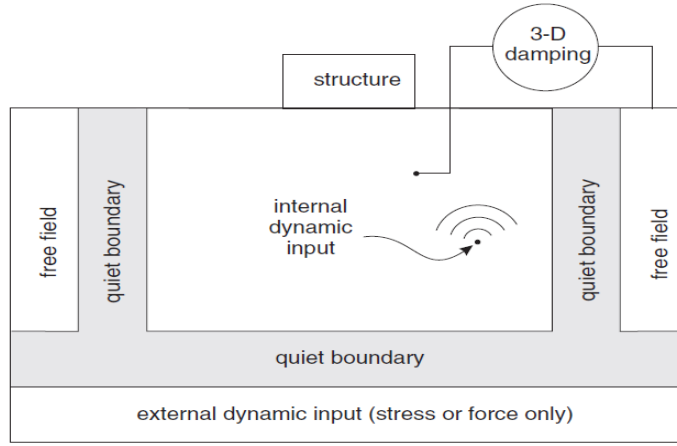


Figura 2.11 Input sismico in condizioni di bedrock elastico- Itasca, 2015

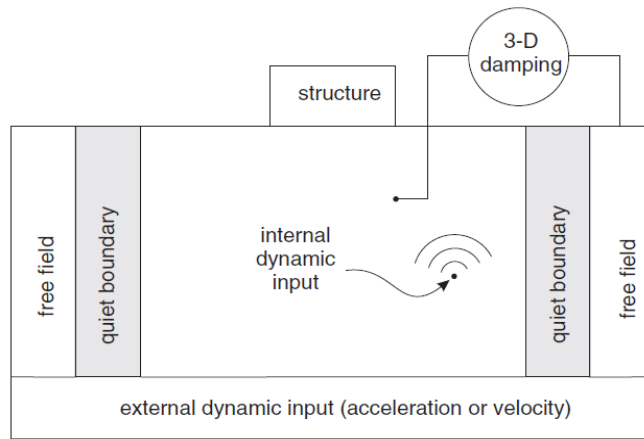


Figura 2.12 Input sismico in condizione di bedrock rigido- Itasca, 2015

Nel caso di bedrock elastico, la sollecitazione dinamica è espressa in termini di tensioni tangenziali τ_{xy} e tensioni normali σ_{yy} , attraverso le seguenti relazioni (Itasca, 2015):

$$\tau_{xy}(t) = \rho \cdot V_s \cdot v_x(t) \quad (9)$$

$$\sigma_{yy}(t) = \rho \cdot V_p \cdot v_y(t) \quad (10)$$

dove:

ρ è la densità del bedrock

V_s è la velocità delle onde di taglio del bedrock

V_p è la velocità delle onde di compressione del bedrock

$v_x(t) = \int a_x(t)dt$ è la velocità del sisma in direzione tangenziale, ottenuta dall'integrazione della componente di accelerazione oscillatoria

$v_y(t) = \int a_y(t)dt$ è la velocità del sisma in direzione normale, ottenuta dall'integrazione della componente sussultoria dell'accelerazione.

2.2.7 Definizione dello smorzamento del mezzo

Lo smorzamento è una caratteristica intrinseca del sistema che tiene conto della dissipazione di energia che ha luogo durante una sollecitazione dinamica, intesa come cicli di carico-scarico, e che comporta l'attenuazione della propagazione delle onde elastica all'interno del mezzo.

Tutti i sistemi naturali presentano un grado di smorzamento che comportano la dissipazione dell'energia quando sono sottoposti ad una sollecitazione dinamica; senza questa caratteristica il sistema oscillerebbe all'infinito attorno alla propria posizione di equilibrio. Per tale motivo, nella fase di validazione del modello sul software di calcolo, uno degli aspetti fondamentali riguarda appunto la definizione del tipo di smorzamento e della scelta dei parametri che lo influenzano.

Pertanto, durante un evento sismico, il terreno sottoposto a deformazioni di taglio cicliche, dato il suo comportamento non lineare, restituisce valori di modulo di taglio G e di smorzamento D , variabili con il tipo di deformazione indotta. Nasce la necessità di definire delle curve di decadimento tali per cui è possibile tener conto dell'evoluzione della rigidezza e dello smorzamento del terreno a seconda dei livelli deformativi (γ).

Come visibile nella Figura 2.13 l'effetto di carichi ciclici sul terreno comporta un decadimento della rigidezza e resistenza a taglio e un aumento della funzione di dissipazione, o smorzamento.

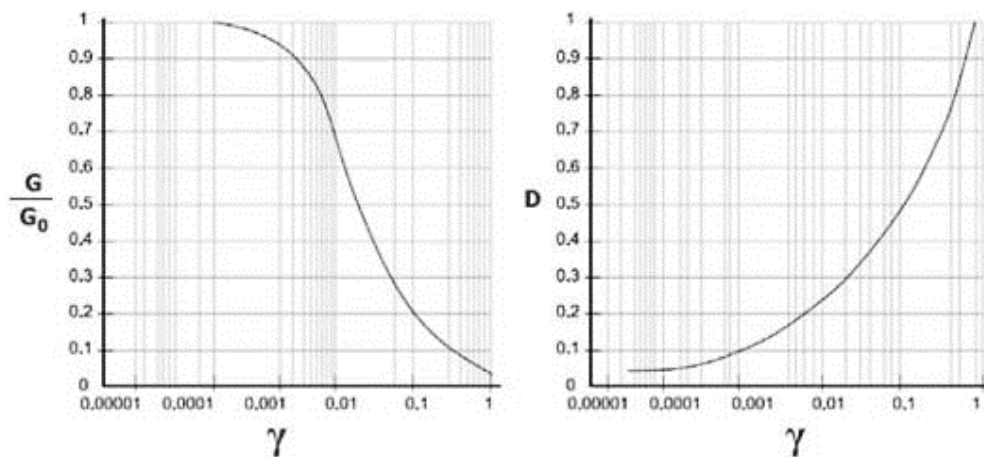


Figura 2.13 Curve di decadimento del modulo G e dello smorzamento D

È quindi necessario inserire questi parametri nell'analisi numerica, e l'inserimento dipende dal tipo di software utilizzato e dai parametri di input richiesti per rappresentare al meglio le curve di decadimento $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$.

Queste curve possono essere ricavate sperimentalmente tramite i risultati che si ottengono da prove di laboratorio su provini indisturbati, quali prova di colonna risonante e prova di taglio torsionale ciclico, oppure possono essere ricavate da letteratura.

Inoltre, nel software di simulazione, per simulare al meglio la quantità di energia persa dal sistema sottoposto alle deformazioni di taglio cicliche indotte dal sisma, vengono introdotte due tipologie di smorzamento:

- *Smorzamento viscoso di Rayleigh*, funzione della massa e della rigidezza del sistema.
- *Smorzamento isteretico*, che viene implementato nelle analisi tramite le curve di decadimento.

3. Caso studio: le dighe del Piemonte

3.1 Inquadramento geografico

Il presente lavoro di Tesi è incentrato su sbarramenti presenti su tutto il territorio piemontese (Figura 3.1) che, a causa della conformazione propria dell'area di studio caratterizzata dal 73% di zone collinari e montuose, hanno caratteristiche comuni e possono essere classificati in 3 categorie principali a seconda della loro localizzazione e altezza.

- Sbarramenti da piccola a media altezza, compresa tra i 3 e 15 m, situati in zona collinare.
- Sbarramenti di altezza compresa tra i 10 e 20 m, situati in alta montagna, talvolta all'interno delle stazioni sciistiche.
- Sbarramenti di altezza superiore ai 20m, che accumulano volumi d'acqua molto importanti

Più nel dettaglio, è stata posta particolare attenzione sulle piccole e medie dighe omogenee, ossia a sbarramenti non più alti di 15 metri e il cui volume di invaso sia minore di 1 milione di metri cubi, in quanto, nonostante le piccole dimensioni, presentano rischi significativi di collasso con elevato potere distruttivo.

Il punto di partenza dello studio è stata l'analisi di una banca dati sulle dighe collinari o in quota che hanno subito delle anomalie. Il database ha come finalità quella di raccogliere e catalogare tutti i dati di input che verranno poi utilizzati nello sviluppo dell'intero studio. Il database è stato messo a disposizione dall'ARPA Piemonte, e successivamente aggiornato mediante dati provenienti dalle misure degli invasi e dagli studi condotti dal progetto ReSba. Questa catalogazione comprende, oltre alla geo-localizzazione della diga, informazioni riguardanti il proprietario e il tipo di struttura, in termini di geometria e di volume dell'invaso.

Successivamente alla ricerca bibliografica, si sono effettuate le ulteriori analisi.

Le dighe in terra seguono, il più delle volte, una forma trapezoidale, con pendenza dei paramenti in funzione delle caratteristiche dei materiali impiegati nella costruzione e altezza in funzione del franco idraulico che si vuole garantire.

Generalmente, le dighe omogenee in materiale sciolto sono realizzate da terre impermeabili o semipermeabili, dotate di dreni a valle capace di raccogliere le acque filtrate per garantire stabilità rispetto alla spinta idrostatica dell'acqua.

Nella Figura 3.1 sono rappresentate 5 classi di dighe in materiale sciolto censite e geolocalizzate dal progetto ReSba, in funzione della altezza espressa in metri.

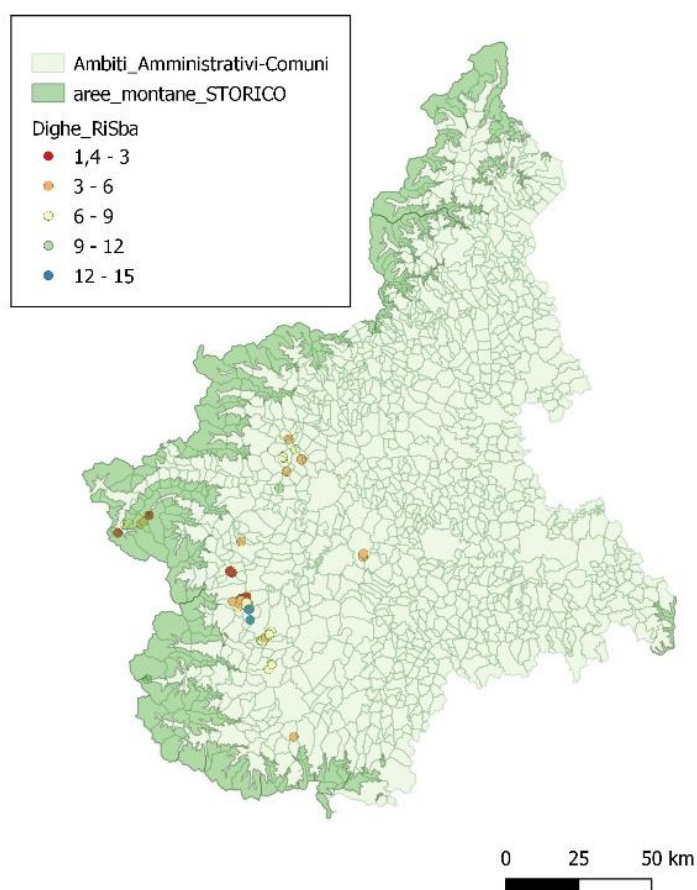


Figura 3.1 Localizzazione delle dighe nella regione Piemonte

3.2 Definizione delle pericolosità sismica e selezione degli accelerogrammi

Una prima valutazione, in ambito dinamico, è la stima della pericolosità sismica della zona in esame e l'individuazione di uno o più input sismici rappresentativi, in modo da definire uno scenario più o meno gravoso definito dai parametri del moto sismico atteso e per poter procedere alle analisi dinamiche.

Al fine di valutare la risposta sismica di un modello numerico rappresentativo delle dighe in terra è necessario valutare la sismicità del territorio piemontese.

La regione è caratterizzata da una sismicità medio-bassa, ma relativamente frequente. In generale, si può dire che ogni secolo si è verificato un terremoto che ha provocato danni e quasi ogni anno si verificano scosse in zone diverse, avvertite anche dalla popolazione

La sismicità del Piemonte non è distribuita in modo uniforme sul territorio ma per lo più concentrata lungo il settore occidentale delle province di Torino e Cuneo. (<https://www.regione.piemonte.it/web/temi/protezione-civile-difesa-suolo-opere-pubbliche>).

Definire la pericolosità sismica del territorio vuol dire definirne un livello di scuotimento, e a tal fine ci si avvale di criteri probabilistici con i quali si definiscono le accelerazioni attese al suolo per un tempo di ritorno prefissato. I risultati vengono poi sintetizzati, in termini di a_g (accelerazione massima attesa al sito di riferimento) in Mappe di Pericolosità secondo un criterio cromatico.

Lo studio della pericolosità sul territorio nazionale è fornito dall'*Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)*, il riferimento per il Piemonte è al momento costituito dallo studio dell'INGV del 2004. La mappa interattiva di pericolosità sismica fornita dagli studi dell'INGV è disponibile in rete all'indirizzo <http://essel-gis.mi.ingv.it/> Figura 3.2.

Il territorio nazionale è stato schematizzato con una griglia con maglie $3,5\text{km} \times 3,5\text{km}$, dove sono calcolati i parametri di scuotimento atteso per diverse probabilità di eccedenza, definite nelle NTC 2018.

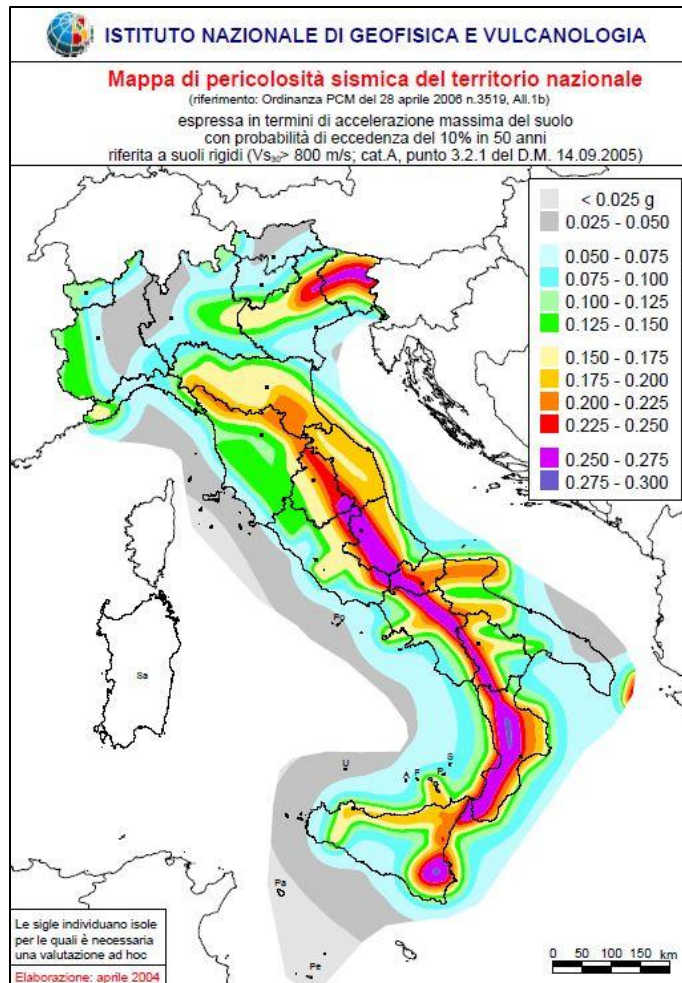


Figura 3.2 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, INGV

In teoria, con questi dati, si procede alla stima dei valori di accelerazione e di spettro di risposta del sito considerato.

Nel presente lavoro, poiché si sta considerando un'area molto estesa che include tutta la Regione Piemonte, viene valutato un range di variazione dell' a_g utilizzando la mappa interattiva dell'INGV (Figura 3.3), che risulta essere pari a:

$$0,036g < a_g < 0,156g$$

Considerando una distanza epicentrale $d_w \cong 20km$.

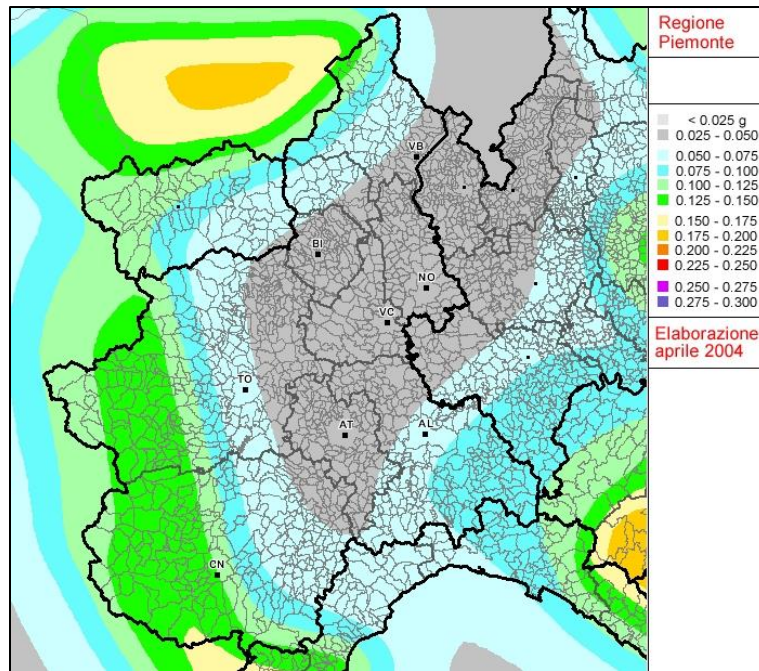


Figura 3.3 Mappa pericolosità sismica regione Piemonte, INGV

Per determinare i parametri necessari per la selezione degli input sismici, è stata consultata anche un'ulteriore mappa di pericolosità sismica di base fornita dal progetto SHARE (<http://www.share-eu.org/>), che fornisce una rappresentazione della sismicità in tutto il territorio europeo (Figura 3.4).

Anche in questo caso è stato valutato un intervallo di PGA che caratterizza l'area di interesse, sempre con riferimento ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

In questo caso, il range individuato risulta essere pari a

$$0,05g < a_g < 0,225g$$

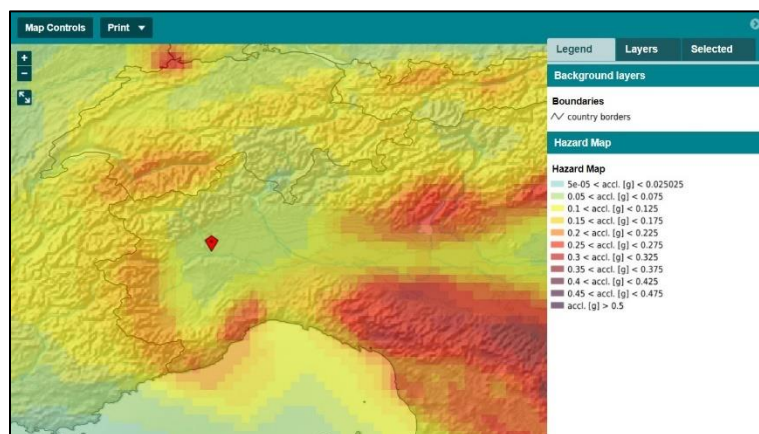


Figura 3.4 Mappa pericolosità sismica regione Piemonte- SHARE

Essendo la maggior parte delle dighe esistenti e analizzate sita nella zona alpina che confina con il territorio francese, si è ritenuto necessario utilizzare entrambe le mappe al fine di ottenere risultati che coprano tutta l'area di interesse.

Infatti, lo studio di pericolosità condotto dall'INGV riguarda solo il territorio italiano, a differenza dello studio di pericolosità del progetto SHARE dove sono prese in considerazione le zone sismogenetiche di tutto il territorio europeo.

Questa differenza e l'uso di differenti equazioni predittive del moto alla base delle analisi, porta a valori di accelerazioni maggiori nel progetto SHARE rispetto a quelli definiti in quello dell'INGV.

È stato così definito un intervallo di PGA che considera come estremo superiore la PGA più alta fornita dal progetto SHARE e come estremo inferiore il valore più piccolo di PGA definito dall'INGV; per cui risulta essere pari a:

$$0,036g < a_g < 0,225g$$

La PGA altro non è che il valore rappresentativo della pericolosità, che corrisponde ad un preciso periodo di ritorno, ma non fornisce informazioni sulla magnitudo del terremoto che può averla generata, né sulla distanza epicentrale della sorgente sismica.

Quindi, per poter selezionare gli accelerogrammi più significativi della zona analizzata, risulta necessario affiancare al range di variazione della PGA, la magnitudo del Piemonte M_w e la distanza epicentrale d_w .

Per l'analisi del territorio è risultato utile far riferimento anche alla sismicità storica dell'area che è visionabile nel sito dell'INGV nel catalogo CPTI15 (Figura 3.5), e che fornisce dati parametrici omogenei, sia macrosismici, sia strumentali.

Consultando il catalogo, questo restituisce una lista di eventi sismici ordinati per il valore massimo di intensità dell'evento, rappresentativo degli effetti del terremoto, per la magnitudo di momento e per l'area epicentrale del sisma.

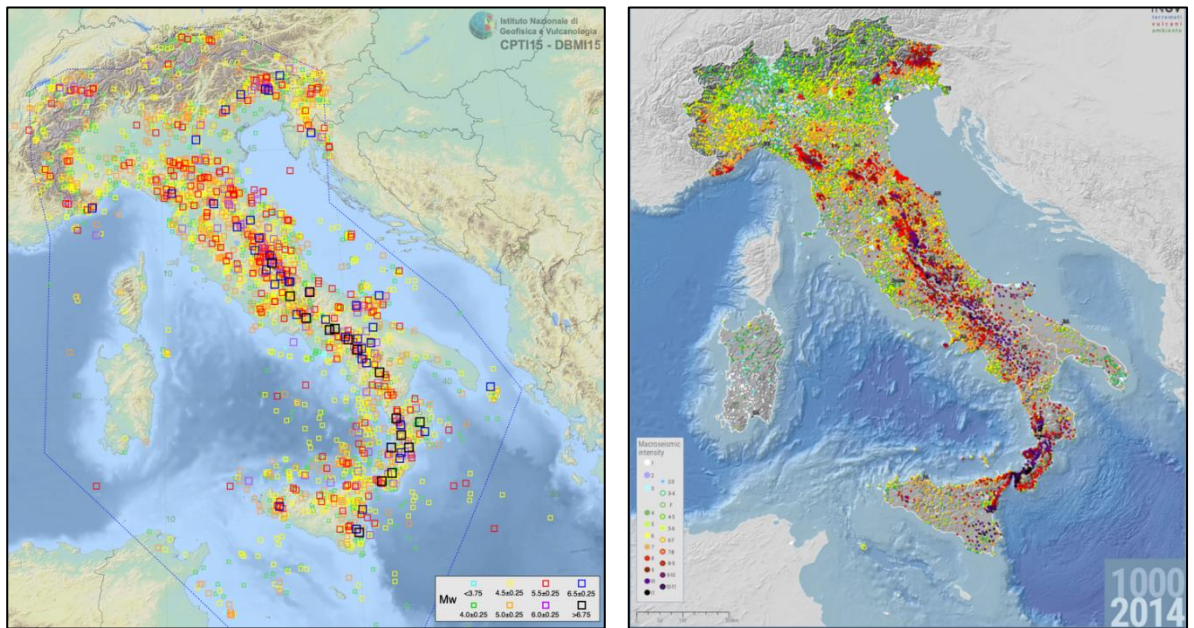


Figura 3.5 Mappa catalogo CPTI15 e di massima intensità macrosismica

Si definisce come intervallo di variazione della magnitudo:

$$3 \leq M_w \leq 6$$

E distanza epicentrale:

$$15 \text{ km} \leq d_w \leq 25 \text{ km}$$

Partendo dai range di variazione della PGA, della magnitudo e della distanza epicentrale, e considerando la categoria di suolo di tipo A, sono stati filtrati e selezionati gli input sismici dalla banca dati *ITACA 3.0 (Italian Accelerometric Archive v3.0, 2019)*.

Gli accelerogrammi devono essere tali per cui coprano tutto l'intervallo di variazione dei parametri sismici precedentemente elencati, e risultano spettro compatibili con la pericolosità del sito.

I parametri utilizzati per la selezione delle forme d'onda, sono così sintetizzati in Tabella 2:

Tabella 2 Parametri di pericolosità Regione Piemonte

PGA	$33 \text{ cm/s}^2 \div 264 \text{ cm/s}^2$
M_w	$3 \div 6$
d_w	$15\text{km} \div 25\text{km}$
<i>Tipo di suolo</i>	A, substrato roccioso con velocità di propagazione delle onde di taglio $\geq 800 \text{ m/s}$

Sono stati selezionati 14 accelerogrammi, e sono stati ricavati i seguenti parametri di scuotimento:

- PGA (*Peak Ground Acceleration*) è il valore massimo della storia temporale in accelerazione, ma risulta essere un parametro poco significativo perché rappresentativo di un unico istante.
- PGV (*Peak Ground Velocity*) è il valore massimo della storia temporale in velocità, ottenuta tramite integrazione della storia temporale in accelerazione.
- PGD (*Peak Ground Displacement*) è il valore massimo della storia temporale in spostamento, ottenuta tramite doppia integrazione della storia in accelerazione.
- V_{max}/A_{max} è legato al contenuto in frequenza nello scuotimento sismico. Questa quantità, se moltiplicata per 2π , può essere interpretata come il periodo di vibrazione di un'onda armonica equivalente al moto sismico.

- AI (*Arias Intensity*) è il massimo della funzione di intensità del moto ed è associato al contenuto energetico dell'input sismico.
- Ic (*Characteristic Intensity*) è definita in funzione dell'accelerazione RMS e dalla durata dello scuotimento. È inoltre legata linearmente ad un indice di danneggiamento strutturale dovuto alla massima deformazione e alla dissipazione isteretica.
- SED (*Specific Energy Density*) è definita a partire dalla storia delle velocità e rappresenta l'energia associata allo scuotimento.
- HI (*Housner Intensity*) deriva dallo spettro della pseudovelocità, integrata tra 0.1 e 2.5 s. Questo parametro dà informazioni sia sul contenuto in frequenza che sull'ampiezza del moto sismico.
- SMA (*Sustained Maximum Acceleration*) è il terzo valore massimo raggiunto nella storia temporale in accelerazione. A differenza della PGA, non fa riferimento ad un unico picco, bensì all'ampiezza di uno scuotimento in tre cicli equivalente allo scuotimento reale.
- SMV (*Sustained Maximum Velocity*) è il terzo valore massimo raggiunto nella storia temporale in velocità. A differenza della PGV, non fa riferimento ad un unico picco, bensì all'ampiezza di uno scuotimento in tre cicli equivalente allo scuotimento reale.
- CAV (*Cumulative Absolute Velocity*) quantifica l'area sottesa all'accelerogramma. Questo parametro non è una vera e propria velocità, ma può essere vista come somma delle variazioni di velocità in ogni istante.
- VSI (*Velocity Spectrum Intensity*) deriva dallo spettro delle velocità integrato tra 0.1 e 2.5, spesso utilizzato per la valutazione della risposta delle dighe in terra.

- ASI (*Acceleration Spectrum Intensity*) deriva dallo spettro delle accelerazioni integrato tra 0.1 e 0.5, spesso utilizzato per la valutazione della risposta delle dighe in c.a.
- A_{RMS} (*Acceleration RMS*) è poco influenzata dalle componenti ad alte frequenze, dipende dalla durata dello scuotimento ed include informazioni riguardanti sia l'ampiezza che il contenuto in frequenza del segnale sismico.
- EDA (*Effective Design Acceleration*) è l'accelerazione di picco che si ottiene dopo aver applicato un filtro passabasso all'accelerogramma, impostando una frequenza di cut-off pari a 9 Hz.
- PP (*Predominant Period*) è il periodo corrispondente al massimo valore dello spettro di risposta in termini di accelerazione.
- $S_{a (avg, 1 \div 2 s)}$ (*Spectral Acceleration*) è il valore dell'accelerazione spettrale medio calcolato nell'intorno del periodo fondamentale della struttura in esame. Nello specifico il corpo diga presenta un periodo fondamentale pari a $T_{diga} = 1.4s$, per cui è stato calcolato il valore medio delle accelerazioni spettrali comprese tra 1÷2 secondi.
- DS95 (*Significant Duration*) è l'intervallo di tempo che intercorre tra il raggiungimento del 5% e del 95% dell'intensità di Aries.

Risulta necessario, secondo le *Norme Tecniche per le Costruzioni 2018*, confrontare lo spettro di risposta elastico riferito ad uno smorzamento del 5% e una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (SLV), mostrato in Figura 3.6 , con i relativi spettri di risposta elastici rappresentativi degli accelerogrammi selezionati.

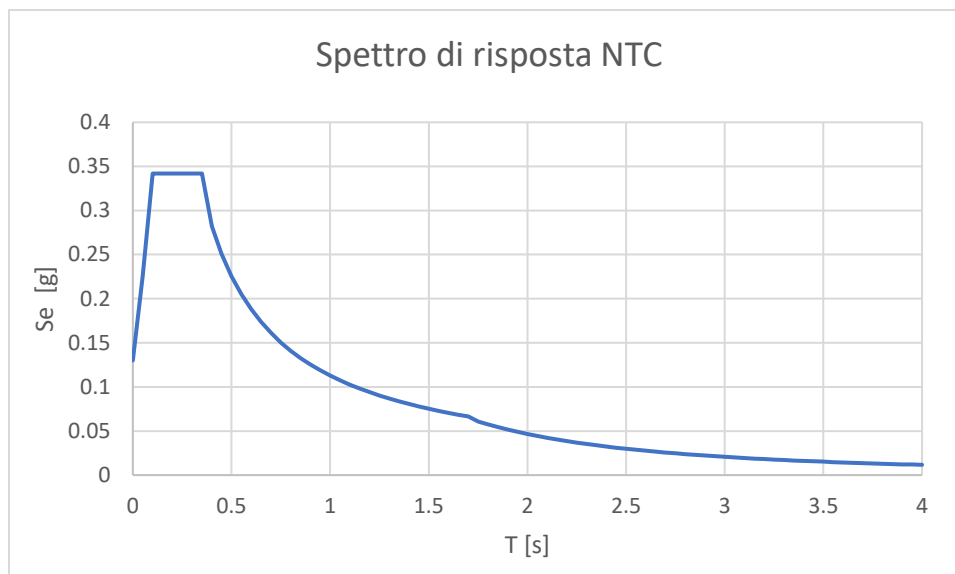


Figura 3.6 Spettro di risposta elastico NTC 2018

Lo spettro di risposta elastico è stato costruito considerando i seguenti parametri (Tabella 3):

Tabella 3 Parametri per lo spettro di risposta elastico di normativa

F_0 [-]	2.63
a_g [g]	0.13
T_C^* [s]	0.33

Lo spettro di risposta elastico rappresenta uno dei principali strumenti per lo studio della risposta sismica locale. Lo spettro fornisce, per i diversi periodi di oscillazione, il massimo valore della pseudo-accelerazione per un fissato valore di smorzamento.

Osservando lo spettro di risposta elastico fornito dalle NTC, Figura 3.5, si può notare come per periodo pari a zero, la struttura vibra con lo stesso modo del terreno sottostante e il valore di pseudo-accelerazione corrispondente rappresenta la PGA (Peak Ground Acceleration). Tale condizione rappresenta un sistema infinitamente rigido, tale per cui lo spostamento relativo del sistema rispetto alla struttura è nullo.

In Figura 3.7 vengono rappresentati gli spettri di risposta in termini di accelerazione degli input sismici selezionati, e lo spettro di risposta elastica di Normativa per valori di smorzamento pari al 5%.

Si può notare come, per bassi periodi fino a circa 0.5s, ci sia una grande amplificazione della pseudo accelerazione rispetto a quella del suolo e soprattutto nel caso dell'Evento 1. Per l'Evento 2, invece, è evidente come quest'intervallo di amplificazione sia più lungo.

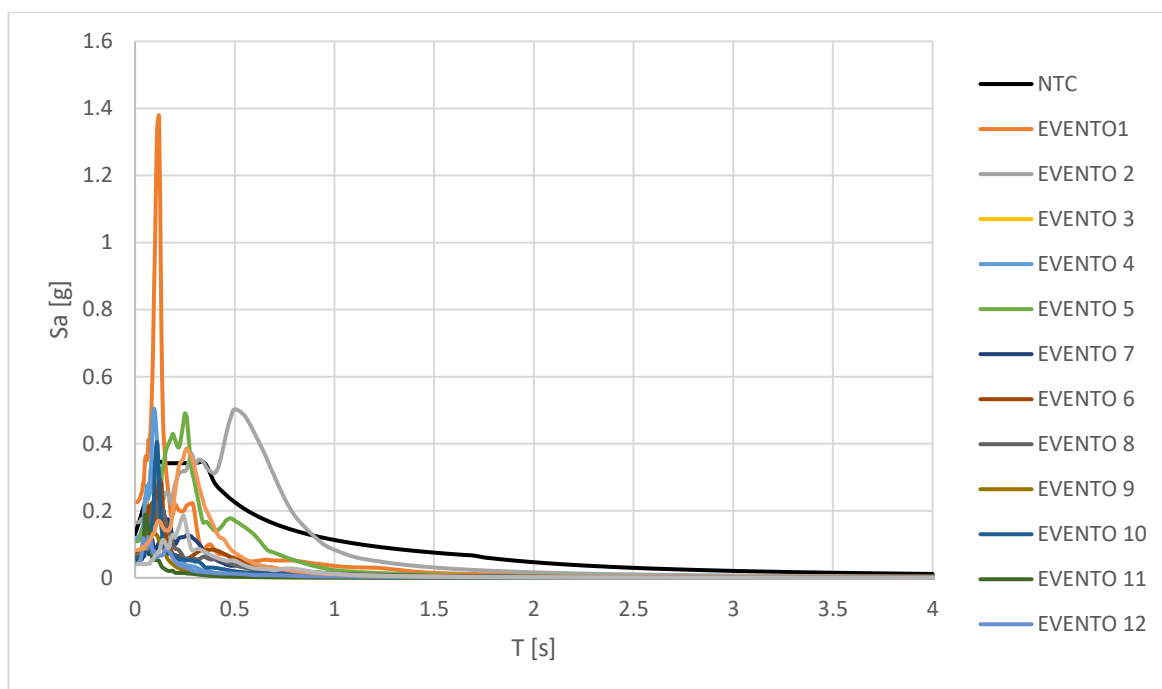


Figura 3.7 Spettri di risposta in termini di accelerazione degli input selezionati

Di seguito, sono tabulati (

Tabella 4) i parametri di scuotimento caratteristici di ciascun accelerogramma selezionata dalla banca dati *ITACA 3.0*.

Tabella 4 Parametri di scuotimento input sismici selezionati

	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Sisma 5	Sisma 6	Sisma 7
PGA [cm/s ²]	217.67	161.94	130.92	113.88	105.94	70.58	52.02
PGV [cm/s]	4.9	12.52	4.49	1.8	5.04	2.52	1.91
PGD [cm]	0.49	1.27	0.52	0.04	0.3	0.15	0.188
V_{max} / A_{max} [s]	0.023	0.077	0.034	0.016	0.048	0.036	0.037
AI [m/s]	0.318	0.157	0.046	0.023	0.078	0.015	0.01
Ic [-]	645.26	453.92	137.78	95.34	180.55	61.94	45.42
SED [cm ² /s]	11.8	66.47	11.2	0.041	9.78	1.13	1.49
CAV [cm/s]	350.07	201.12	142.78	66.57	147.26	67.96	58.49
ASI [cm/s]	94.64	130.87	7.445	25.44	106.6	36.82	36.68
VSI [cm]	18.19	43.01	18	4.86	18.58	8.09	7.16
HI [cm]	10.53	30.18	13.66	1.1	11.03	3.99	4.39
SMA [cm/s ²]	126.39	118.63	68.31	30.23	96.13	43.5	41.25
SMV [cm/s]	4.39	7.51	3.06	0.6	3.99	1.82	0.89
EDA [cm/s ²]	211.46	159.91	118.031	103.88	104.54	66.87	53.39
A_{RMS} [cm/s ²]	20.9	21.04	6.64	6.2	6.65	4	3.27
PP [s]	0.12	0.52	0.32	0.1	0.26	0.12	0.16
Sa,avg [cm/s ²]	27.82	62.58	33.62	2.77	21.56	8.73	10.56
DS95 [s]	5.9	3.5	6.87	2.21	2.65	4.13	4.74

	Sisma 8	Sisma 9	Sisma 10	Sisma 11	Sisma 12	Sisma 13	Sisma 14
PGA [cm/s ²]	65.19	61.12	58.9	41.15	40.03	81.17	39.47
PGV [cm/s]	1.48	0.84	1.18	0.48	0.78	3.86	1.89
PGD [cm]	0.11	0.027	0.07	0.015	0.07	0.185	0.1
V_{max} / A_{max} [s]	0.023	0.014	0.02	0.011	0.02	0.048	0.048
AI [m/s]	0.027	0.0031	0.023	0.0037	0.0044	0.04	0.012
Ic [-]	104.75	19.77	88.33	24.03	28.9	186.85	64.59
SED [cm ² /s]	1.84	0.057	0.58	0.034	0.12	5.3	1.9
CAV [cm/s]	109.48	20.58	87.68	37.66	37.36	82.69	65.06
ASI [cm/s]	32.89	11.19	26.44	5.62	13.02	79.41	35.58
VSI [cm]	5.49	2.13	4.11	1.34	2.63	12.42	6.44
HI [cm]	4.12	0.595	1.91	0.35	1.33	6.16	3.96
SMA [cm/s ²]	46.3	21.49	50.82	19.94	30.57	75.01	22.66
SMV [cm/s]	1.28	0.265	0.97	0.267	0.47	2.75	1.14
EDA [cm/s ²]	61.76	53.06	57.27	31.35	29.8	79.76	39.21
A_{RMS} [cm/s ²]	6.61	2.078	5.42	2.49	3	14.14	5.79
PP [s]	0.1	0.1	0.1	0.06	0.04	0.26	0.24
Sa,avg [cm/s ²]	10.55	1.69	4.3	0.9	3.44	10.58	7.69
DS95 [s]	7.195	1.145	5.67	7.715	6.2	2.395	6.44

Risulta molto utile studiare il segnale anche nel dominio della frequenza, poiché la risposta dinamica di un sistema dipende fortemente, oltre che dalle ampiezze dei carichi applicati, anche dalle relative frequenze in relazione alle proprie frequenze naturali. Per questo motivo, la descrizione del moto sismico risulta completa solo se accompagnata anche da un'analisi del contenuto in frequenza.

Uno strumento utile risulta lo Spettro di Fourier che esprime, al variare della frequenza o del periodo, la variazione delle ampiezze o delle fasi delle singole armoniche ricavate dalla trasformata di Fourier.

Gli spettri di Fourier degli accelerogrammi selezionati hanno un'ampiezza significativa fino a 20 Hz, e sono di seguito rappresentati in Figura 3.8.

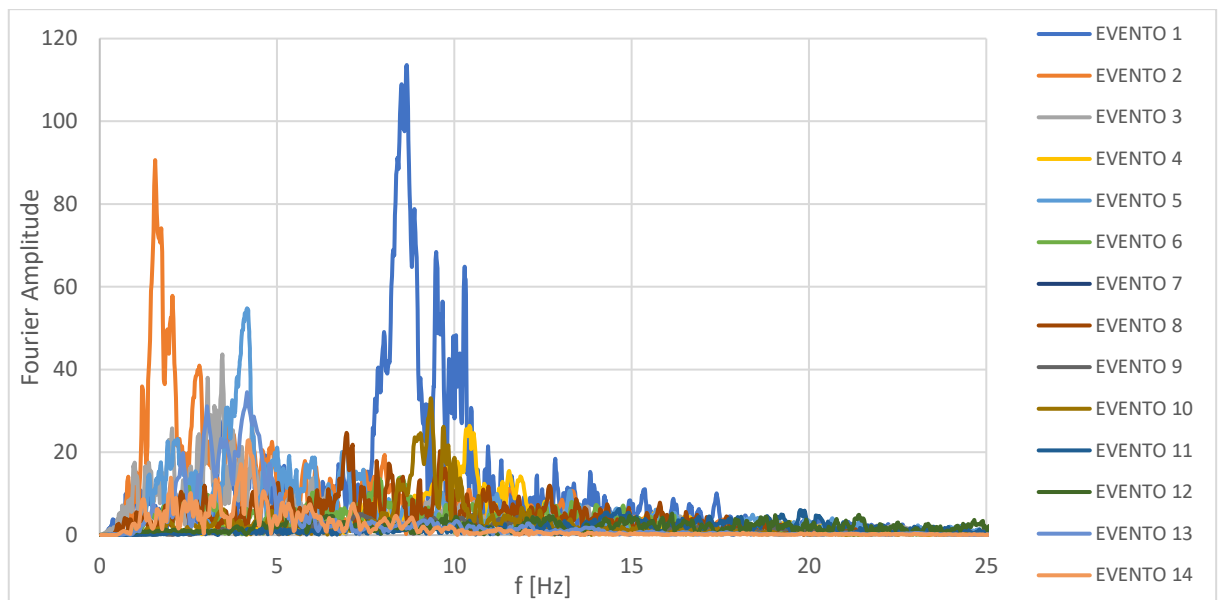


Figura 3.8 Spettri di Fourier degli input sismici

Si riporta, come esempio, la registrazione della storia temporale in termini di accelerazione del primo evento del 26\10\2016, lo spettro di risposta in termini di accelerazione e lo spettro di Fourier (Figura 3.9, Figura 3.10, Figura 3.11). È stato scelto il primo input sismico poiché corrisponde al valore maggiore di PGA tra tutti gli accelerogrammi selezionati, che risulta pari a $217,7 \frac{cm}{s^2}$.

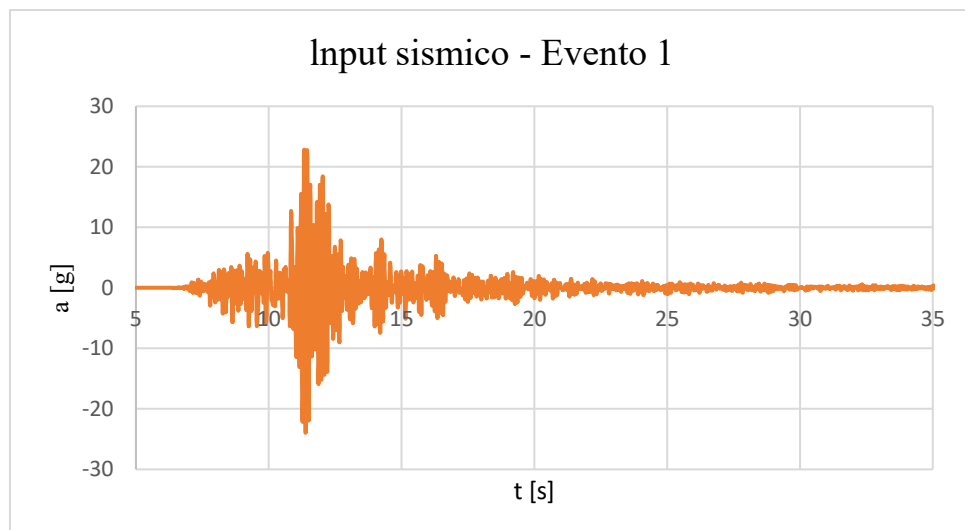


Figura 3.9 Registrazione della storia temporale in accelerazione dell'evento 1

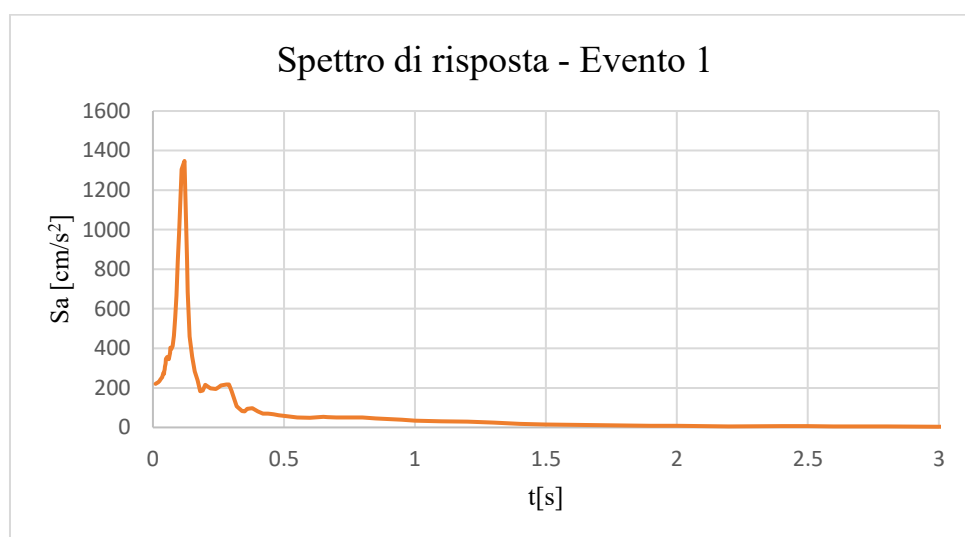


Figura 3.10 Spettro di risposta in accelerazione, evento 1

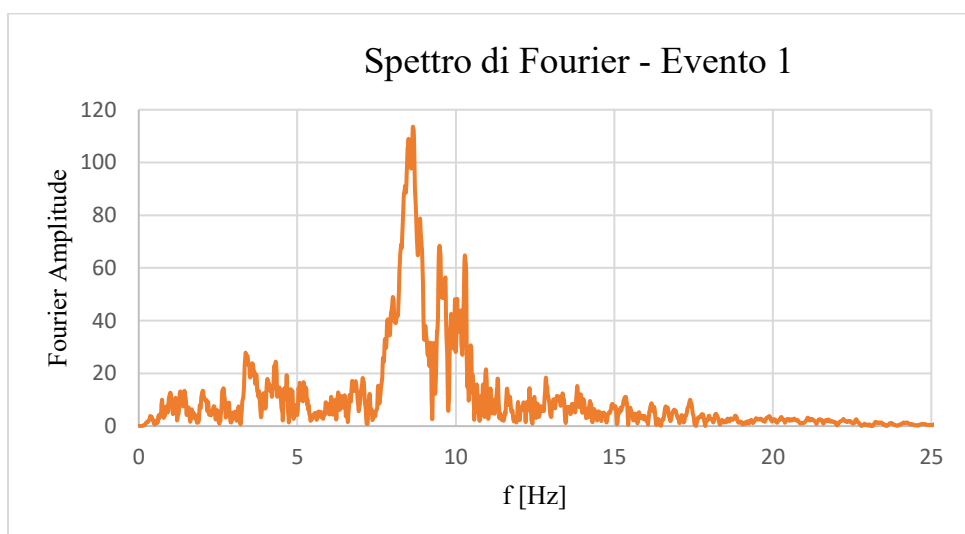


Figura 3.11 Spettro di Fourier, evento 1

3.3 Definizione dei modelli di studio

Lo studio del comportamento dinamico delle dighe in terra in materiale sciolto site nella Regione Piemonte, parte dallo studio di una banca dati che raccoglie tutte le caratteristiche delle dighe presenti nel territorio oggetto di studio.

Il database fornito dall'ARPA Piemonte è stato aggiornato con le indagini fatte e i risultati ottenuti dal progetto ReSba ed è stato utilizzato come base per la definizione di cinque modelli di dighe rappresentative del territorio piemontese, classificati in base all'altezza e alla categoria di sottosuolo, secondo la classificazione imposta dalle NTC2018.

Sono state definite quattro altezze del corpo diga, che vanno dai 3m agli 11m, e rappresentano al meglio tutti gli sbarramenti esistenti nella Regione Piemonte.

L'obiettivo finale di questo studio è dunque quello di fornire delle Linee Guida per stabilire una valutazione rapida e attendibile del livello di sicurezza nei confronti del sisma per piccole e medie dighe, site nell'area piemontese, in relazione alla categoria di sottosuolo su quale sono costruite.

3.3.1 Definizione dei terreni di fondazione

Per l'analisi sul comportamento statico e dinamico di un sistema, è necessario avere informazioni sulla litologia e le caratteristiche dei terreni che lo costituiscono.

In generale, si procede con una campagna di indagini, in situ e in laboratorio, in modo da determinare un modello geotecnico e definire i parametri geologici, meccanici e idraulici che ne caratterizzano il comportamento.

Nel presente lavoro di Tesi è stato considerato un territorio molto vasto, quale la Regione Piemonte, dove non è stato possibile ottenere risultati di indagini su tutta l'area di studio, ma risulta comunque necessaria una caratterizzazione dinamica per poter procedere all'analisi della vulnerabilità sismica.

Inoltre, su larga scala sono spesso disponibili mappe geologiche, ma queste non includono appropriate informazioni per la caratterizzazione del suolo in condizioni sismiche, come ad esempio la velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

Come già discusso nel Cap.2.1.1, le Norme Tecniche delle costruzioni del 2018 hanno definito un metodo semplificato che si basa sulla classificazione del suolo in categorie in riferimento alla $V_{s,eq}$. Il numero di classi di sottosuolo individuate dalle NTC2018 è pari a cinque (A, B, C, D e E).

Lo studio fatto su tutto il territorio nazionale proposto da *Forte et al. (2019)*, ha definito una metodologia per associare alle mappe geologiche esistenti, che identificano una specifica area geografica, la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s , e successivamente, ogni sito indagato è stato classificato in accordo con le classi di suolo proposte dalle NTC2018 (Figura 3.12). Questo risulta essere uno studio all'avanguardia, mai proposto prima in Italia volto a semplificare la caratterizzazione geotecnica di un qualsiasi sito sul territorio italiano, in assenza di indagini specifiche in sito e prove di laboratorio.

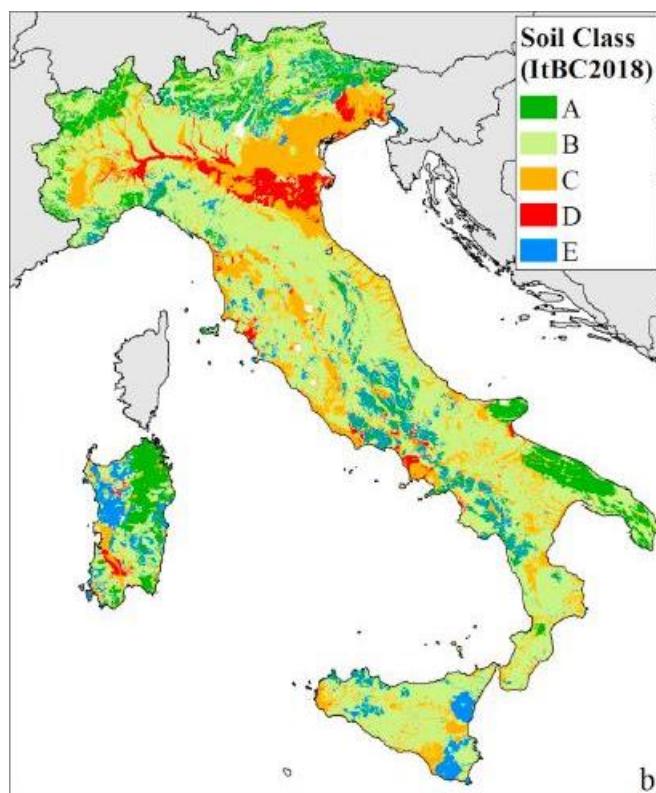


Figura 3.12 Mappa geologica del territorio nazionale classificato sulla base delle NTC18, Forte et al. (2019)

In questo lavoro di Tesi sono stati definiti cinque classi di terreno di fondazione, in accordo con le categorie di suolo descritte nelle NTC del 2018. Tale per cui, lo stesso numero di modelli rappresentativi del corpo diga è assegnato ad ogni categoria di sottosuolo, in modo

da garantire un uguale grado di rappresentatività di ogni categoria di sottosuolo nelle analisi numeriche.

È stato considerato un deposito di profondità $H = 30m$ del substrato superiore per le categorie di sottosuolo da A a D e una profondità di $20m$ per la categoria E, come previsto dalle Norme Tecniche. È sempre presente un bedrock rigido di caratteristiche uguali per ogni classe di suolo.

Successivamente, il terreno di fondazione è stato suddiviso in 4 strati, tale per cui la velocità equivalente $V_{s,EQ}$, calcolata su $H = 30m$, corrisponda alla categoria di suolo considerata, che ne definisce le caratteristiche litologiche e le proprietà per il modello numerico. Infatti, dalla V_s è possibile ricavare i parametri geomeccanici quali moduli di resistenza al taglio (G), modulo elastico (E) e modulo di rigidezza (K).

Più precisamente, nei primi quattro scenari che definiscono un deposito che rientri nella categoria A, B, C o D, sono stati definiti quattro strati di spessore rispettivamente:

- $h_i = 3m$
- $h_i = 8m$
- $h_i = 9m$
- $h_i = 10m$

Invece, per un deposito di categoria E, considerando una profondità del substrato di $20m$, i sotto strati considerati diventano 3, di spessore pari a:

- $h_i = 3m$
- $h_i = 8m$
- $h_i = 9m$

Ad ognuno di questi strati è stata assegnata una V_s più o meno rappresentativa dello strato h_i , in base alla categoria di sottosuolo considerato, ed è stato possibile risalire al valore del modulo di taglio G , relativo ad ogni strato, calcolato secondo la relazione:

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (11)$$

dove:

ρ è la densità dello strato considerato

V_s è la velocità delle onde di taglio dello strato considerato

Altro parametro, direttamente correlabile, è il modulo di Bulk, dipendente dal modulo di taglio G e da ν , coefficiente di Poisson, e definito come segue:

$$K = \frac{2G \cdot (1 + \nu)}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \quad (12)$$

Nella Figura 3.13, è stato riportato il profilo delle onde di taglio in funzione della profondità per ogni categoria di sottosuolo.

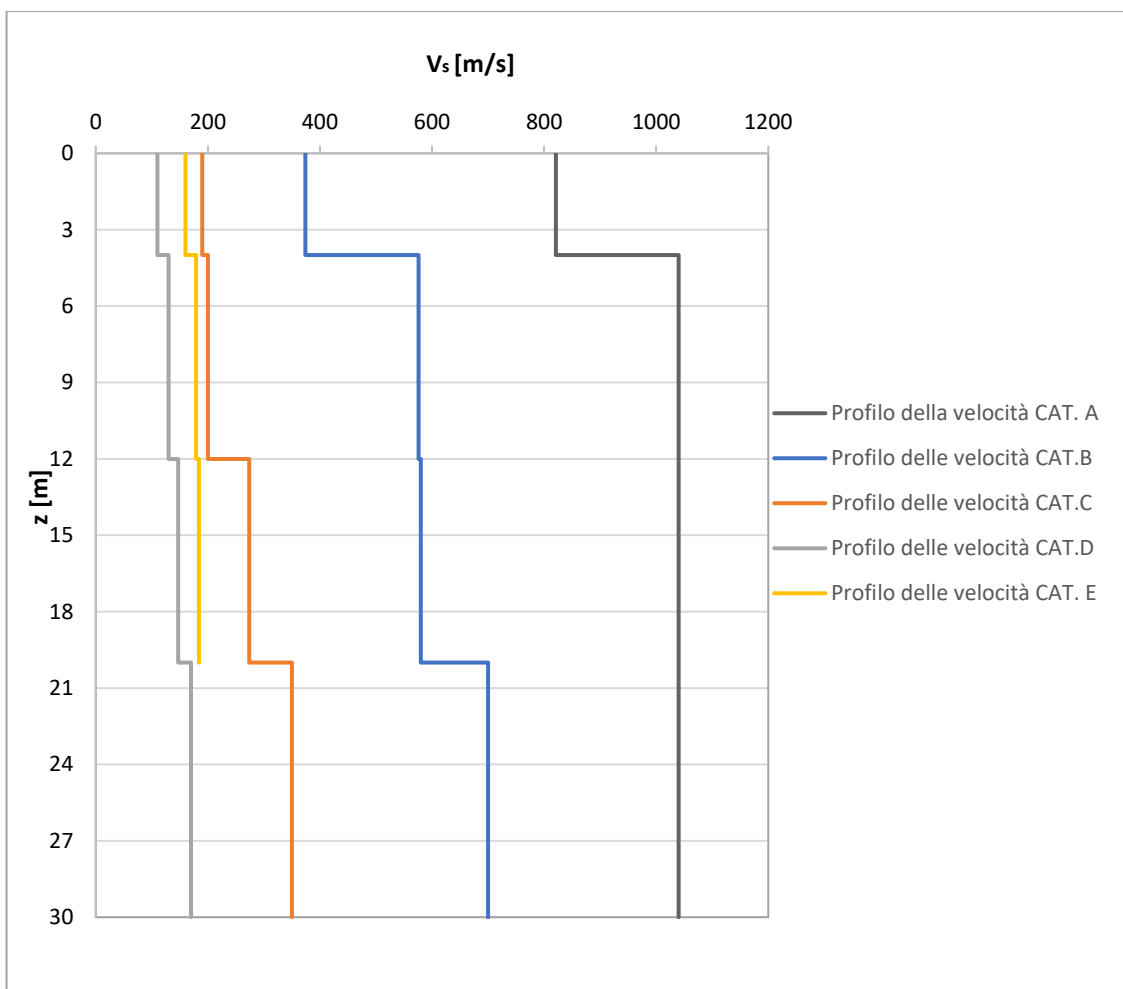


Figura 3.13 Profilo delle velocità per ogni categoria di suolo definita dalle NTC 2018

E di seguito sono riportati (Tabella 5, Tabella 6, Tabella 7, Tabella 8, Tabella 9) per ogni categoria di suolo, i valori delle singole velocità V_s per ogni strato, e i relativi parametri di deformabilità G e K .

Tabella 5 Parametri di deformabilità ottenuti dalla V_s per la cat.D

z [m]	h _i [m]	V _{s,i} [m/s]	G [Pa]	K[Pa]	E [Pa]
3.00	3.00	500	5.00E+08	6.15E+08	1.18E+09
11.00	8.00	800	1.60E+09	1.97E+09	3.78E+09
20.00	9.00	800	1.60E+09	1.97E+09	3.78E+09
30.00	10.00	1000	2.50E+09	3.07E+09	5.90E+09
Bedrock	2.00	1000	2.50E+09	2.74E+09	5.75E+09

$V_{S,EQ} = 805,5 \text{ m/s}$, e soddisfa la condizione prevista dalle Norme Tecniche, per definire una classe di sottosuolo A.

Tabella 6 Parametri di deformabilità ottenuti dalla V_s per la cat.B

z [m]	h _i [m]	V _{s,i} [m/s]	G [kPa]	K[kPa]	E [kPa]
3.00	3.00	374	2.80E+05	3.44E+05	6.60E+05
11.00	8.00	576	6.64E+05	8.16E+05	1.57E+06
20.00	9.00	580	6.73E+05	8.27E+05	1.59E+06
30.00	10.00	700	9.80E+05	1.20E+06	2.31E+06
Bedrock	2.00	1000	2.50E+06	2.74E+06	5.75E+06

La $V_{S,EQ}$ risulta essere pari a 580 m/s , che rientra nel range definito dalle Norme Tecniche per un sottosuolo di categoria B, con caratteristiche di *terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti*.

Tabella 7 Parametri di deformabilità ottenuti dalla Vs per la cat.C

z [m]	hi [m]	V _{s,i} [m/s]	G [kPa]	K[kPa]	E [kPa]
3.00	3.00	190	7.22E+04	1.20E+05	1.81E+05
11.00	8.00	200	8.40E+04	1.40E+05	2.10E+05
20.00	9.00	274	1.58E+05	2.63E+05	3.94E+05
30.00	10.00	350	2.57E+05	4.29E+05	6.43E+05
Bedrock	2.00	1000	2.50E+06	2.74E+06	5.75E+06

La $V_{s,EQ}$ risulta essere pari a 255 m/s, che rientra nel range definito dalle Norme Tecniche per un sottosuolo di categoria C, rappresentato da *terreni a grana grossa mediamente addensati o a grana fine mediamente consistenti*.

Tabella 8 Parametri di deformabilità ottenuti dalla Vs per la cat.D

z [m]	hi [m]	V _{s,i} [m/s]	G [kPa]	K[kPa]	E [kPa]
3.00	3.00	110	2.42E+04	4.03E+04	6.05E+04
11.00	8.00	130	3.55E+04	5.92E+04	8.87E+04
20.00	9.00	147	4.54E+04	7.56E+04	1.13E+05
30.00	10.00	170	6.07E+04	1.01E+05	1.52E+05
Bedrock	2.00	1000	2.50E+06	2.74E+06	5.75E+06

La $V_{s,EQ}$ risulta essere pari a 143 m/s, che rientra nel range definito dalle Norme Tecniche per un sottosuolo di categoria D, rappresentato da *terreni a grana grossa scarsamente addensati o a grana fine scarsamente consistenti*.

Tabella 9 Parametri di deformabilità ottenuti dalla Vs per la cat.E

z [m]	hi [m]	V _{s,i} [m/s]	G [kPa]	K[kPa]	E [kPa]
3.00	3.00	160	5.12E+04	8.53E+04	1.28E+05
11.00	8.00	179	6.73E+04	1.12E+05	1.68E+05
20.00	9.00	184	7.11E+04	1.18E+05	1.78E+05
Bedrock	2.00	1000	2.50E+06	2.74E+06	5.75E+06

Secondo le NTC, se il deposito di terreno appartiene alla categoria E di sottosuolo, vuol dire che le caratteristiche e i valori di velocità equivalente riportano ai terreni di classe C o D. Infatti, la $V_{S,EQ}$ risulta essere pari a 178 m/s .

Si sottolinea come le caratteristiche assunte per il bedrock di spessore pari a $2m$, siano costanti per tutte le classi di sottosuolo, sia in termini di V_S che in termini di modulo di taglio, modulo elastico di taglio e modulo elastico volumetrico.

3.3.2 Definizione della geometria dei corpi diga

Come già ampiamente discusso, l'obiettivo del presente lavoro di tesi è quello di valutare, tramite analisi numeriche avanzate, la vulnerabilità sismiche di piccole e medie dighe in materiale sciolto site nella Regione Piemonte, in funzione delle cinque classi di sottosuolo, in accordo con le NTC 2018.

Al fine di costruire dei modelli rappresentativi di tutte le dighe presenti nel territorio piemontese, è stata analizzata la banca dati aggiornata dal progetto ReSba, che include la larghezza del coronamento, la larghezza della base del trapezio, l'inclinazione delle due sponde e il franco idraulico (Tabella 10).

Tabella 10 Intervalli di variazione delle caratteristiche geometriche delle dighe censite nel progetto ReSba

GEOMETRIA	Range di variazione
Altezza sbarramento [m]	1-15
Volume invaso [m ³]	290-270000
Franco [m]	0.15-1.5
Larghezza coronamento [m]	1-14
Lunghezza coronamento [m]	20-500
Paramento di monte [°]	18-63
Paramento di valle [°]	15-63

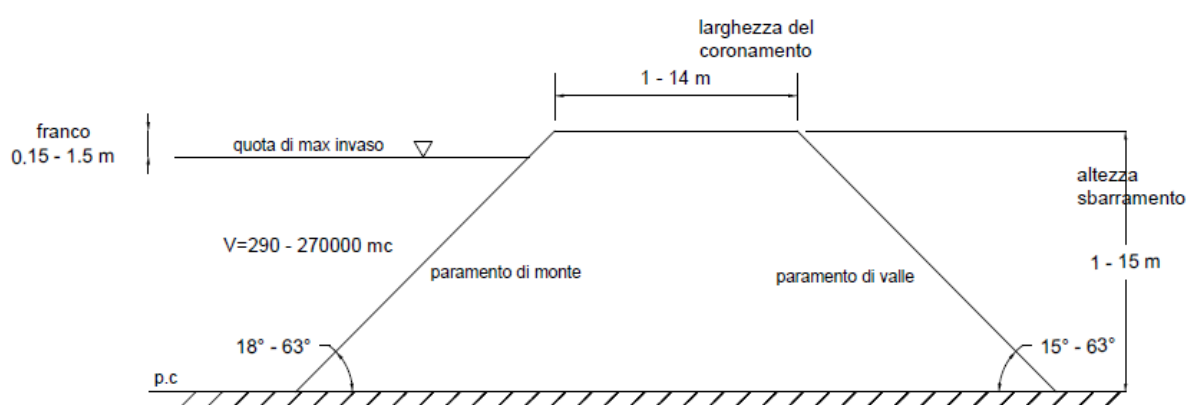


Figura 3.14 Geometria indicativa del corpo diga in base alle informazioni ottenute dalla banca dati

Dai valori riportati graficamente nella Figura 3.14 e nella Tabella 10 Intervalli di variazione delle caratteristiche geometriche delle dighe censite nel progetto ReSba, è stata fatta una prima divisione in base a quattro altezze caratteristiche, che definiscono quattro modelli geometrici:

- *Modello 1*: altezza del corpo diga pari a 3m;
- *Modello 2*: altezza del corpo diga pari a 5m;
- *Modello 3*: altezza del corpo diga pari a 7m;
- *Modello 4*: altezza del corpo diga pari a 11m.

Ogni modello, a sua volta, sarà associato alle cinque categorie di sottosuolo definite dalle Norme Tecniche, quindi verranno fatte analisi numeriche per ogni modello al variare della classe di suolo che costituisce la fondazione.

Nella Figura 3.15 è stato riportato il modello geometrico, con dimensioni che variano in funzione del corpo diga analizzato. In tutti i modelli si mantiene costante il franco idraulico pari a 1m, il volume d'invaso di 1000 m³. è lo spessore dello strato di fondazione.

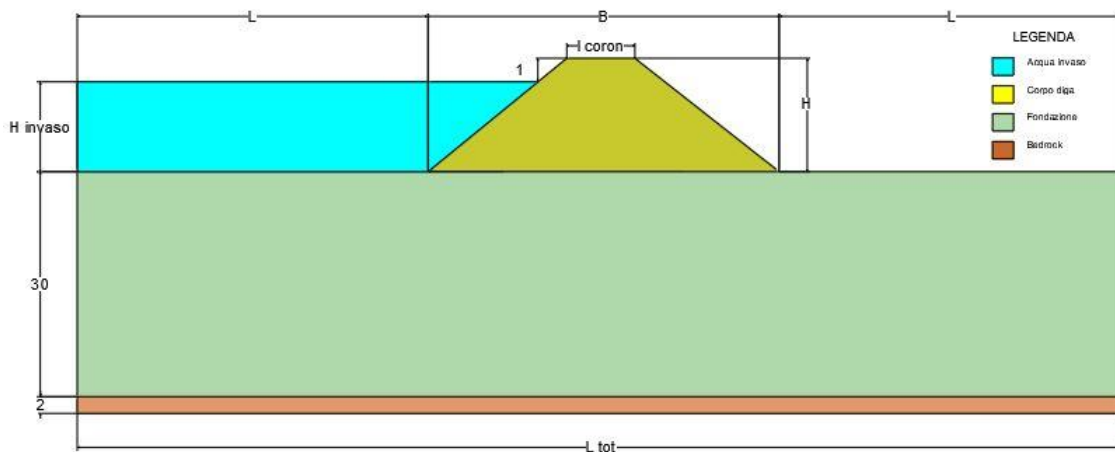


Figura 3.15 Modello geometrico in termini parametrici

Nella seguente Tabella 11 sono riportati i valori geometrici assegnati ad ogni corpo diga, facendo riferimento alla Figura 3.15.

Tabella 11 Riepilogo parametri geometrici associati al corpo diga di ciascun modello

	H [m]	B [m]	$l_{\text{coronam.}}$ [m]	L [m]	L_{TOT} [m]
Modello 1	3	11.4	2.6	30	71
Modello 2	5	19	4	30	79
Modello 3	7	25	4	50	125
Modello 5	11	58	4	80	218

Dopo aver definito la geometria di ciascun modello, è necessario discretizzare il dominio.

È stata utilizzata una mesh quadrangolare con dimensioni degli elementi di 1m. Nel corpo diga, invece, si è infittita la mesh con lo scopo di ottenere dei risultati più dettagliati dalle analisi numeriche, soprattutto, per quanto riguarda gli spostamenti verticali e orizzontali che coinvolgono il corpo diga dopo l'applicazione di un'azione sismica.

Per definire un modello, oltre alla geometria e alla discretizzazione, bisogna imporre le condizioni al contorno, fondamentali per poter procedere con le analisi statiche e dinamiche.

Nelle analisi statiche, sono stati inseriti i seguenti vincoli al contorno:

- *Carrelli* lungo i lati verticali del modello in modo da bloccare gli spostamenti in direzione x;
- *Cerniere* alla base del modello, in modo da impedire gli spostamenti sia in direzione x che in direzione y.

Nelle analisi dinamiche, come già discusso nel Cap. 2.2.5, sono stati utilizzati due tipologie di vincoli:

- *Free fields boundaries*, applicati ai lati del modello.
- *Quiet boundaries*, applicati alla base del modello.

3.3.3 Definizione dei parametri geotecnici

Dopo aver definito la geometria, la dimensione della mesh e le condizioni al contorno per ciascun modello, è necessario definire dei parametri meccanici che siano rappresentativi del comportamento reale dei materiali costituenti la fondazione e il corpo diga, per ciascun modello.

I parametri meccanici influenzano la risposta del mezzo sottoposto ad una certa sollecitazione sismica. I parametri da determinare dipendono sia dalla tipologia di analisi numeriche da effettuare che dal legame costitutivo selezionato per ciascuno strato di terreno costituente la fondazione e il corpo diga.

Questa operazione richiede la conoscenza del tipo di materiale che costituisce ogni strato del modello, e le curve di decadimento del modulo di taglio ($G/G_0 - \gamma$) e di incremento del fattore di smorzamento ($D - \gamma$).

Uno studio condotto da *Aimar et al. 2020*, definisce una metodologia per stimare la tipologia di terreni per ogni strato del modello, sulla base di una simulazione Monte-Carlo, che randomizza una collezione di profili stratigrafici reali (*Aimar et al. 2020*).

Dopo aver definito i profili di velocità delle onde di taglio rispetto alla profondità in funzione delle categorie di sottosuolo introdotte nelle NTC 2018, come già discusso nel Cap. 3.3, lo step successivo è definire la tipologia di suolo ad essi associata. Una formulazione empirica di *Ohta e Goto (1978)*, che è funzione della velocità delle onde di taglio V_S e della profondità z , fornisce un indice F direttamente collegato al tipo di suolo e indica se lo strato è argilloso, sabbioso o ghiaioso (*Aimar et al. 2020*).

$$F = \frac{V_S}{78.98 \cdot z^{0.312}} \quad (13)$$

I valori di F che si ottengono vengono così interpretati:

- Per $F \leq 1,260$ il suolo è un'argilla;
- Per $F \geq 1,530$ il materiale è una ghiaia;
- Per $1,260 \leq F \leq 1,530$ è una sabbia.

Le curve di decadimento adottate derivano da letteratura in base al materiale individuato dall'indice F . I modelli proposti, secondo *Aimar et al. 2020*, sono:

- *Modello di Darandeli [2001]* per strati di sabbia e argilla;
- *Modello di Rollins [1998]* per terreni ghiaiosi;
- *Modello di Idriss and Sun [1992]* per depositi rocciosi.

In sintesi, sulla base dell'interpretazione di questo indice, è stato possibile definire la tipologia di terreno da assegnare ad ogni strato costituente la fondazione, e assegnare anche i parametri meccanici sulla base di assunzioni proposte da *Petit et al. 2013* e *Ciancimino et al. 2018* (Tabella 12), e su risultati di prove in sito e in laboratorio specifiche di alcune delle dighe censite nel progetto ReSba, come la diga di Arignano o la diga di Niella-Tanaro.

Tabella 12 Assunzioni impiegate per il calcolo dei parametri geotecnici-Aimar et al. 2020

Parameter	Material			
	Clay ($F < 1.260$)	Sand ($F = 1.260 \div 1.530$)	Gravel ($F > 1.530$)	Rock
Plasticity index PI	Random extraction between 30, 50, 75 and 100	Random extraction between 0 and 15	0	0
Over-Consolidation Ratio OCR	- $V_s < 250$ m/s: OCR = 1 - $V_s = 250 \div 600$ m/s: OCR = 4 - $V_s > 600$ m/s: OCR = 16	OCR = 1	Not required	Not required
At-rest lateral pressure coefficient K_0	$K_0 = K_{0NC}OCR^\alpha$ $K_{0NC} = 0.43 + 0.0042 \times PI$ (1) - $PI \leq 15$: $\alpha = 0.42$ - $PI \geq 30$: $\alpha = 0.32$ (2)	$K_0 = 1 - \sin \varphi'$ $\varphi' = 33^\circ$ (3)	Not required	Not required
Unit weight γ	$\gamma = n\gamma_s + (1-n)\gamma_w$ $n = 1.396 - 0.160 \times \ln V_s$ ($2\sigma_n = \pm 0.13$) (4) $\gamma_s = 26.5$ kN/m ³ $\gamma_w = 10$ kN/m ³	$\gamma = n\gamma_s + (1-n)\gamma_w$ $n = 1.396 - 0.160 \times \ln V_s$ ($2\sigma_n = \pm 0.13$) (4) $\gamma_s = 26.5$ kN/m ³ $\gamma_w = 10$ kN/m ³	$\gamma = n\gamma_s + (1-n)\gamma_w$ $n = 1.396 - 0.160 \times \ln V_s$ ($2\sigma_n = \pm 0.13$) (4) $\gamma_s = 26.5$ kN/m ³ $\gamma_w = 10$ kN/m ³	$\gamma = 22$ kN/m ³
Ground water depth	Random extraction from uniform distribution	Random extraction from uniform distribution	Random extraction from uniform distribution	Random extraction from uniform distribution

Symbols: K_{0NC} : at-rest lateral pressure coefficient of normally-consolidated soil; α : exponent for the over-consolidation contribution; φ' : friction angle assumed equal to 33° ; n : soil porosity; σ_n : standard deviation of soil porosity; γ_s : unit weight of the solid component, assumed equal to 26.5 kN/m³; γ_w : unit weight of the water, assumed equal to 10 kN/m³.

Notes: 1: [MASSARSCH, 1979]; 2: [LADD et al., 1977]; 3: [JAKY, 1944]; 4: [HUNTER, 2003].

I parametri meccanici da definire dipendono anche dal tipo di legame costitutivo selezionato per ciascun strato di terreno costituente la fondazione e il corpo diga omogeneo.

In entrambi i casi, è stato utilizzato un legame costitutivo elasto-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb, invece per il bedrock è stato utilizzato un legame costitutivo di tipo elastico.

In FLAC, entrambi i modelli, elastico e elasto plastico, sono già implementati. Nel caso di legame costitutivo elastico, basta definire il modulo di compressibilità K e il modulo di resistenza al taglio G . Questo tipo di legame non tiene conto dell'accumulo di deformazioni plastiche durante l'applicazione del carico, quindi persiste una corrispondenza biunivoca tra tensioni e deformazioni.

Il modello elasto-plastico di Mohr-Coulomb viene definito nel software tramite:

- Il modulo K di compressibilità e il modulo G di resistenza al taglio, necessari per definire la matrice di deformabilità elastica D^E ;
- Il *criterio di snervamento*, che definisce il passaggio del materiale da comportamento elastico a elasto-plastico:

$$f = \tau + c' - \sigma' \tan \varphi' \quad (14)$$

E quindi la coesione c' e φ' l'angolo di resistenza al taglio.

- La *legge di flusso*, che nel modello di Mohr-Coulomb è data da:

$$g = q - M * p + K \quad (15)$$

con p tensione principale, q tensione deviatorica, K costante e M^* dipendete dall'angolo di dilatanza ψ .

Di seguito sono stati riassunti i modelli costitutivi utilizzati, con i relativi parametri meccanici e le curve di decadimento, assegnati a tutti gli strati litologici costituenti la fondazione per ogni categoria di sottosuolo.

La diga, ipotizzata omogenea, è costituita da un'unica tipologia di terreno che si manterrà costante per tutti i modelli geometrici definiti e per le cinque categorie di sottosuolo da analizzare. I parametri saranno utilizzati per condurre, per ciascun modello geometrico, cinque analisi numeriche separate per le cinque categorie di sottosuolo.

- TERRENI DI FONDAZIONE

Per ogni categoria di sottosuolo è stata riassunta la descrizione litologica di ogni strato costituente l'intera fondazione nelle seguenti tabelle (Tabella 13, Tabella 14, Tabella 15, Tabella 16, Tabella 17).

Tabella 13 Litologia individuata tramite indice F per cat. A

z [m]	Vs [m\s]	F	Litologia	Strati
0 ÷ 3	500	5.58	Gravel	Found 1
3 ÷ 11	800	5.52		Found 2
11 ÷ 20		8.93		Found 3
20 ÷ 30	1000	4.64		Found 4

Tabella 14 Litologia individuata tramite indice F per cat. B

z [m]	Vs [m\s]	F	Litologia	Strati
0 ÷ 3	374	4.17	Gravel	Found 1
3 ÷ 11	576	3.97		Found 2
11 ÷ 20	580	3.12		Found 3
20 ÷ 30	700	3.25		Found 4

Tabella 15 Litologia individuata tramite indice F per cat. C

z [m]	Vs [m/s]	F	Litologia	Strati
0 ÷ 3	190	2.12	Gravel	Found 1
3 ÷ 11	200	1.38	Sand	Found 2
11 ÷ 20	274	1.48		Found 3
20 ÷ 30	350	1.62		Found 4

Tabella 16 Litologia individuata tramite indice F per cat. D

z [m]	Vs [m/s]	F	Litologia	Strati
0 ÷ 3	110	1.23	Clay	Found 1
3 ÷ 11	130	0.90		Found 2
11 ÷ 20	147	0.79		Found 3
20 ÷ 30	170	0.79		Found 4

Tabella 17 Litologia individuata tramite indice F per cat. E

z [m]	Vs [m/s]	F	Litologia	Strati
0 ÷ 3	160	1.79	Gravel	Found 1
3 ÷ 11	179	1.23	Sand	Found 2
11 ÷ 20	184	0.99	Clay	Found 3

Definita la tipologia di suolo, sulla base dei risultati di una campagna prove per alcune delle dighe presenti nel database del progetto ReSba, e sulle assunzioni definite da *Aimar et al. 2020*, *Petit et al. 2013* e *Ciancimino et al. 2018*, sono stati tabulati i parametri meccanici per ogni starti della fondazione (Tabella 18, Tabella 19, Tabella 20, Tabella 21, Tabella 22).

È stato specificato anche il modello costitutivo implementato in Flac.

Tabella 18 Parametri meccanici per fondazione di cat. A

Strato	Model	c' [kPa]	ϕ' [°]	γ [kg/m ³]	k [m/s]
Found 1	Mohr-Coulomb	1	35	2000	1.00E-09
Found 2				2500	1.00E-11
Found 3					
Found 4					
Bedrock	Elastico	-	-	2500	1.00E-11

Tabella 19 Parametri meccanici per fondazione di cat. B

Layer	Model	c' [kPa]	ϕ' [°]	γ [kg/m ³]	k [m/s]
Found 1	Mohr-Coulomb	1	35	1800	1.00E-10
Found 2				2000	1.00E-11
Found 3					
Found 4					
Bedrock	Elastico	-	-	2500	1.00E-11

Tabella 20 Parametri meccanici per fondazione di cat. C

Layer	Model	c' [kPa]	ϕ' [°]	γ [kg/m ³]	k [m/s]
Found 1	Mohr-Coulomb	1	30	2000	1.00E-08
Found 2					1.00E-09
Found 3					
Found 4					
Bedrock	Elastico	-	-	2500	1.00E-11

Tabella 21 Parametri meccanici per fondazione di cat. D

Layer	Model	c' [kPa]	ϕ' [°]	γ [kg/m ³]	k [m/s]
Found 1	Mohr-Coulomb	12	26	2000	1.00E-08
Found 2					1.00E-09
Found 3			28		
Found 4					
Bedrock	Elastico	-	-	2500	1.00E-11

Tabella 22 Parametri meccanici per fondazione di cat. E

Layer	Model	c' [kPa]	ϕ' [°]	γ [kg/m ³]	k [m/s]
Found 1	Mohr-Coulomb	1	28	2000	1.00E-08
Found 2					1.00E-09
Found 3					
Bedrock	Elastico	-	-	2500	1.00E-11

Riguardo il parametro di permeabilità k , si è fatto riferimento a valori ricavati da letteratura in funzione della litologia dello strato considerato.

Per le analisi dinamiche bisogna definire il comportamento dinamico dei terreni, cioè la variazione non lineare del modulo di taglio G e dello smorzamento D sotto azione sismica. Risulta necessario definire le curve di decadimento del modulo e dello smorzamento, che, secondo quanto discusso precedentemente, sono state assegnate ad ogni strato sulla base delle assunzioni proposte da *Aimar et al 2020* (Tabella 23, Tabella 24, Tabella 25, Tabella 26, Tabella 27).

Tabella 23 Curve di decadimento di G e D degli strati del sottosuolo di cat.A

Strato	Curve di decadimento $G - \gamma$ e $D - \gamma$
Found 1	Rollins model [1998]
Found 2	
Found 3	
Found 4	

Tabella 24 Curve di decadimento di G e D degli strati del sottosuolo di cat.B

Layer	Curve di decadimento $G - \gamma$ e $D - \gamma$
Found 1	Rollins model [1998]
Found 2	
Found 3	
Found 4	

Tabella 25 Curve di decadimento di G e D degli strati del sottosuolo di cat.C

Layer	Curve di decadimento $G - \gamma$ e $D - \gamma$
Found 1	Rollins model [1998]
Found 2	Darandeli model [2001] IP=0
Found 3	
Found 4	

Tabella 26 Curve di decadimento di G e D degli strati del sottosuolo di cat.D

Layer	Curve di decadimento $G - \gamma$ e $D - \gamma$
Found 1	Darandeli model [2001] IP=15-20%
Found 2	
Found 3	
Found 4	

Tabella 27 Curve di decadimento di G e D degli strati del sottosuolo di cat.E

Layer	Curve di decadimento $G - \gamma$ e $D - \gamma$
Found 1	Rollins model [1998]
Found 2	Darandeli model [2001] IP=0
Found 3	Darandeli model [2001] IP=15-20%

- CORPO DIGA

Il corpo diga omogeneo è stato considerato di caratteristiche meccaniche e geotecniche uguali per tutti i modelli geometrici definiti.

I parametri meccanici assegnati sono stati ricavati tramite l'analisi dei risultati di prove in sito e in laboratorio su dighe reali, censite nel database della Regione Piemonte. I valori assunti sono valori medi e sono di seguito tabulati nella Tabella 28.

Tabella 28 Sintesi dei parametri geomeccanici del corpo diga

G [kPa]	$5.33E + 04$
K [kPa]	$6.55E + 04$
ϕ' [°]	30
c' [kPa]	1
k [m/s]	$2.2E - 11$
γ' [kg/m ³]	1800
Model	Mohr-Coulomb

A differenza degli strati di fondazione dove sono state dedotte da letteratura le curve di decadimento del modulo di taglio G e del fattore di smorzamento D , nel corpo diga sono state definite sulla base dei risultati delle prove su colonna risonante (RC) e di taglio torsionale ciclico (TTC) della diga di Niella Tanaro.

Questo è stato possibile perché i parametri geomeccanici scelti per caratterizzare il corpo diga sono pressoché simili a quelli che caratterizzano il corpo dello sbarramento di Niella Tanaro.

Di seguito, in Figura 3.16, sono rappresentate le curve di decadimento del modulo G e del rapporto di smorzamento D in funzione del livello deformativo γ , che rappresentano il comportamento non lineare del terreno quando soggetto a carichi ciclici e quindi la variazione di G e D con la deformazione alla quale è soggetto.

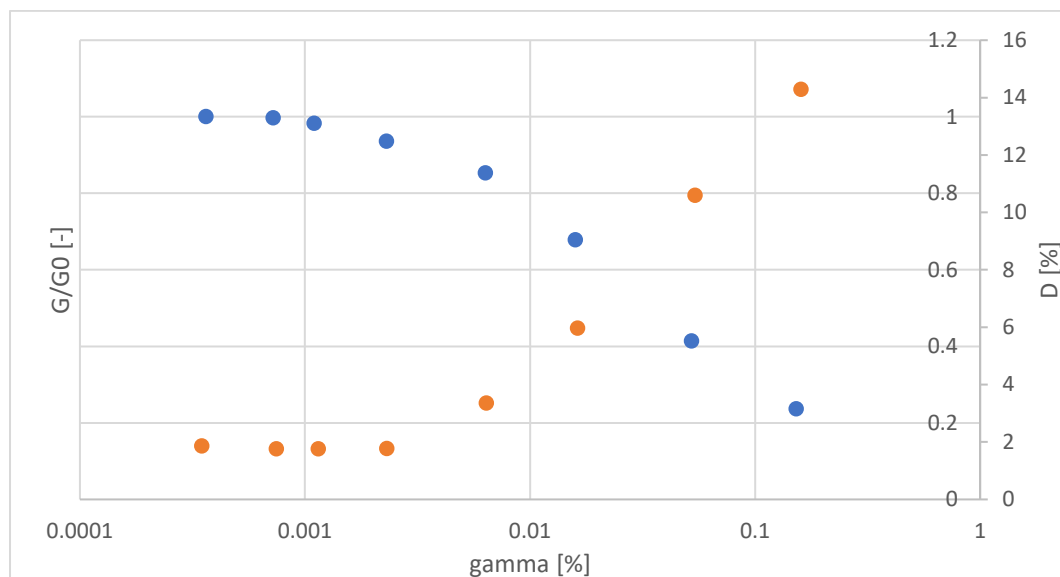


Figura 3.16 Curve di decadimento di G e di D riferita al corpo diga

3.3.4 Definizione dello smorzamento del terreno

Per completare il settaggio dei parametri necessari e poter procedere alla analisi numeriche, bisogna definire lo smorzamento in termini di energia persa dal sistema quando soggetto a carichi ciclici.

Come già ampiamente discusso, il terreno quando sottoposto ad azioni dinamiche che producono deformazioni di taglio cicliche con ampiezza variabile nel tempo, risponde con un comportamento non lineare sia in termini di resistenza che in termini di grado di smorzamento.

Bisogna definire due tipi di smorzamento in FLAC, quello di Rayleigh e quello isteretico.

Lo smorzamento viscoso di Rayleigh è implementato in FLAC tramite due parametri:

- La frequenza naturale del sistema f_{min}
- La percentuale di smorzamento ξ

La frequenza naturale del sistema è funzione della velocità delle onde di taglio $V_{S,EQ}$ e dello spessore dello strato considerato a partire dal piano campagna, che in questo caso coincide con $H = 30m$.

$$f_{min} = \frac{V_{S,EQ}}{4H} \quad (16)$$

Così si ottengono le seguenti frequenze naturali, a seconda della categoria di suolo (Tabella 29):

Tabella 29 Valori della frequenza naturale del sistema per ogni categoria di sottosuolo

Categoria di sottosuolo (NTC2018)	f_{min} [Hz]
A	6.71
B	4.83
C	2.13
D	1.20
E	2.25

La percentuale di smorzamento ξ è legata alle caratteristiche del materiale e per depositi naturali rientra tra il 2% e il 5%. Assumere però lo smorzamento di quest'ordine di grandezza implica un tempo computazionale per le analisi molto elevato, poiché lo smorzamento incide sul time-step di calcolo. Quindi, è stato scelto sperimentalmente un valore di ξ pari a:

$$\xi = 0.1\%$$

Lo smorzamento isteretico è tenuto conto nelle analisi numeriche con l'inserimento delle curve di decadimento del modulo di taglio $G(\gamma)$ e del rapporto di smorzamento $D(\gamma)$.

Nel software FLAC queste possono essere implementate grazie ad alcune funzioni, ognuna delle quali è caratterizzata da un diverso numero di parametri.

In questo caso, è stato utilizzato un modello a quattro parametri (*Sigmoidal model – sig4*), descritto dalla seguente funzione:

$$\frac{G}{G_0} = y_0 + \frac{a}{1 + \exp\left(-\frac{L - x_0}{b}\right)} \quad (17)$$

Dove i parametri rappresentativi del modello sigmoidale sono: a, b, x_0, y_0 e L è il logaritmo in base 10 del valore di deformazione γ .

I parametri vengono definiti andando a calibrare la funzione in relazione alla curva di decadimento associata ad ogni strato litologico del modello numerico.

Di seguito, sono riportati i parametri utilizzati per implementare su FLAC le curve di decadimento per il corpo diga e per gli strati della fondazione. Le curve di decadimento associate a ogni strato di fondazione sono riassunte nelle seguenti tabelle (Tabella 30, Tabella 31, Tabella 32, Tabella 33, Tabella 34, Tabella 35).

- CORPO DIGA

In Figura 3.17 è riportata la curva di decadimento associata al corpo diga, ottenute sulla base dei risultati di prove di colonna risonante RC e taglio torsionale ciclico TTC, confrontata con quella ottenuta tramite il modello Sigmoidal a quattro parametri.

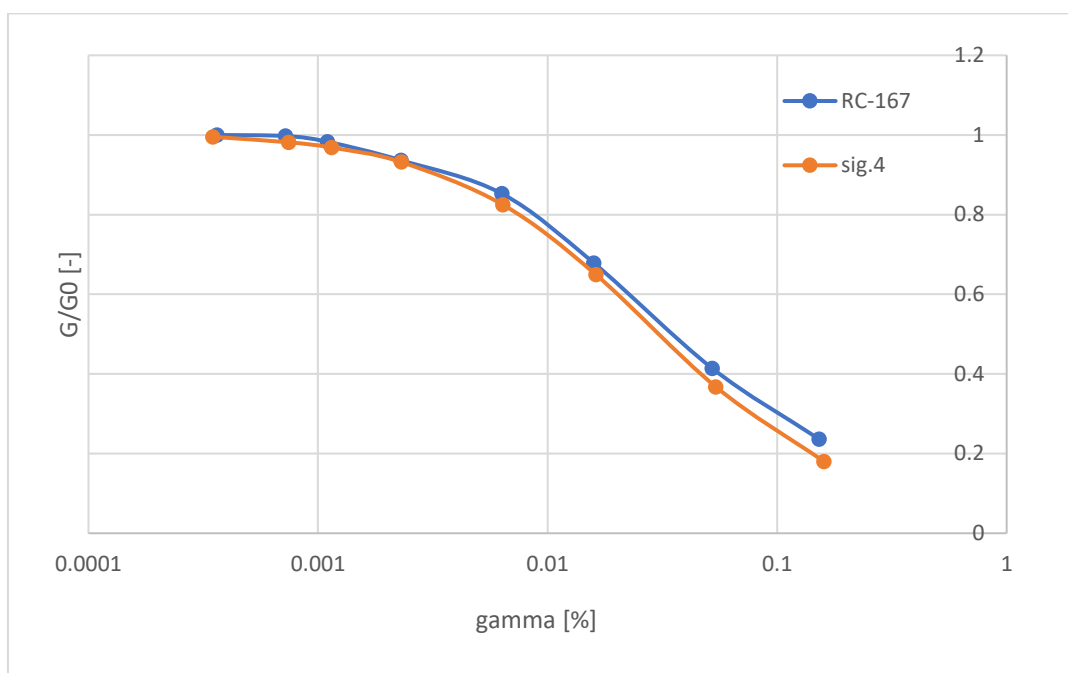


Figura 3.17 Confronto tra curva di decadimento da colonna risonante e sig 4

Tabella 30 Parametri per il modello sig 4 associato al corpo diga

Layer	Curva	Modello	a	b	x0	y0
Diga	RC-167	sig 4	0.9762	-0.4394	-1.55	0.03154

- CATEGORIA DI SOTTOSUOLO A

Tutti gli strati di terreno costituenti la fondazione di categoria A, sono rappresentati dalla curva di *Rollins et al. (1998)*. In Tabella 31 sono stati riportati i parametri rappresentativi del modello sigmoideale che meglio interpreta la curva di decadimento (Figura 3.18).

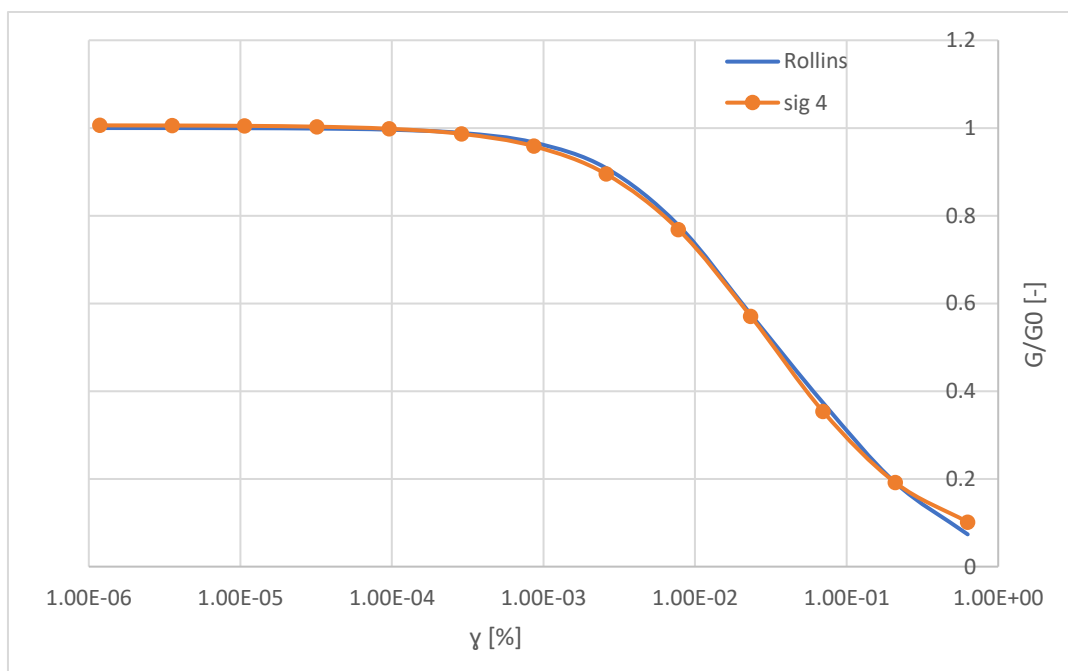


Figura 3.18 Confronto tra curva di decadimento di Rollins e sig 4

Tabella 31 Parametri per il modello sig 4 per gli strati costituenti la fondazione di cat.A

Layer	Curva	Modello	a	b	x ₀	y ₀
Found 1	Rollins	sig 4	0.9762	-0.52	-1.52	0.03
Found 2						
Found3						
Found 4						

- CATEGORIA DI SOTTOSUOLO B

La fondazione di categoria B è caratterizzata da strati di terreno a cui sono state assegnate le curve di decadimento di *Rollins et al. (1998)*, come nel caso precedente, quindi i parametri da settare su FLAC coincidono (Tabella 32).

Tabella 32 Parametri per il modello sig 4 per gli strati costituenti la fondazione di cat.B

Layer	Curva	Modello	a	b	x0	y0
Found 1	Rollins	sig 4	0.9762	-0.52	-1.52	0.03
Found 2						
Found3						
Found 4						

- CATEGORIA DI SOTTOSUOLO C

Al primo strato poiché è stata assegnata la curva di *Rollins et al. (1998)*, il confronto tra tale curva e il modello sigmoidale (Figura 3.19) segue quanto detto per le categorie di sottosuolo A e B. Agli strati di terreno più profondi, invece, è stata assegnata la curva di *Darandeli* con indice di plasticità $IP = 0$, con parametri riassunti nella Tabella 33.

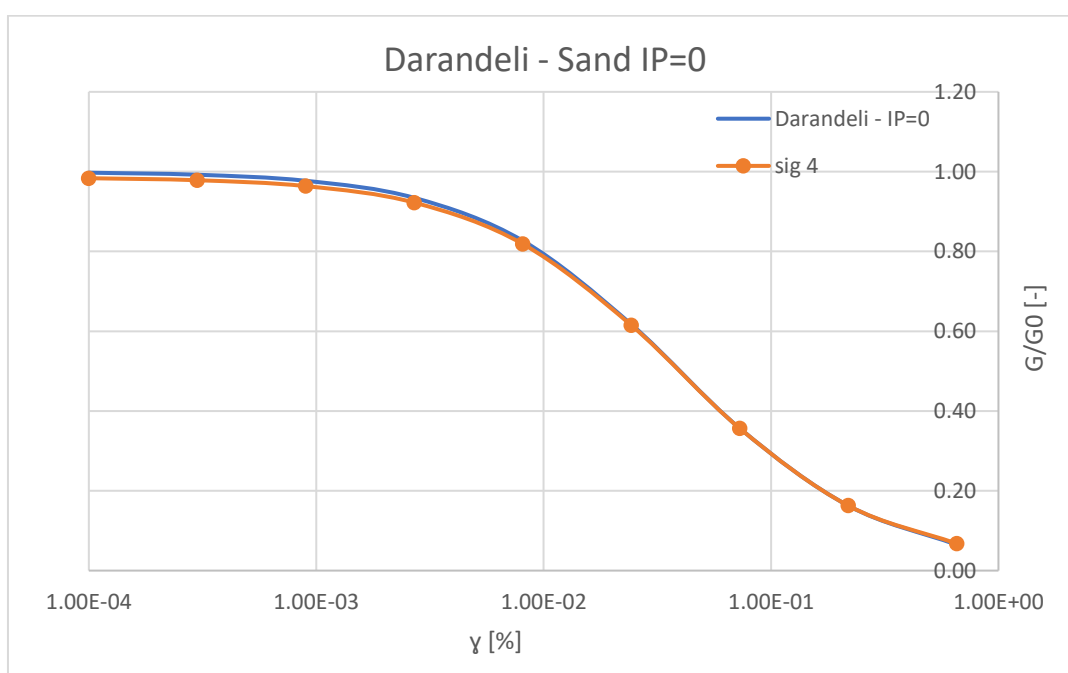


Figura 3.19 Confronto tra curva di decadimento di Darandeli con $IP=0$ e sig 4

Tabella 33 Parametri per il modello sig 4 per gli strati costituenti la fondazione di cat.C

Layer	Curva	Modello	a	b	x ₀	y ₀
Found 1	Rollins	sig 4	0.9762	-0.52	-1.52	0.03
Found 2	Darandeli			-0.4393	-1.4	0.01
Found 3						
Found 4						

- CATEGORIA DI SOTTOSUOLO D

A tutti gli strati è stata associata la curva di Darandeli con IP=15% (Figura 3.20) e con parametri per il modello sig 4 riassunti nella Tabella 34.

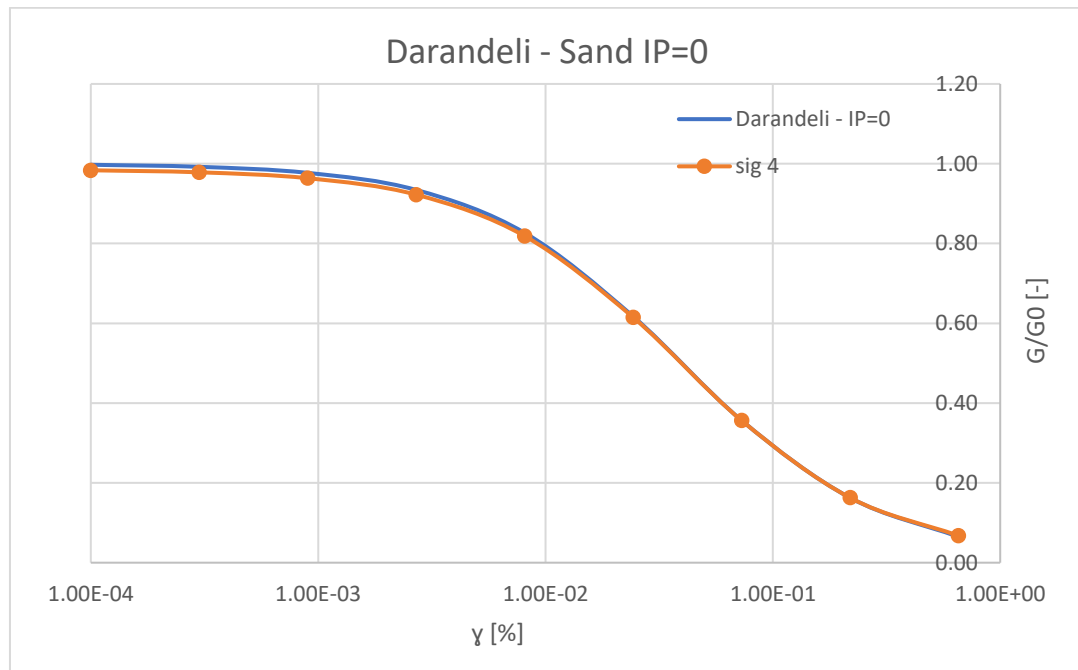


Figura 3.20 Confronto curva di decadimento di Darandeli con IP=15% e sig 4

Tabella 34 Parametri per il modello sig 4 per gli strati costituenti la fondazione di cat.D

Layer	Curva	Modello	a	b	x ₀	y ₀
Found 1	Darandeli IP=15%	sig 4	0.9762	-0.4393	-1.2	0.01
Found 2						
Found 3						
Found 4						

- CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E

Alla fondazione di categoria E sono state assegnate curve di decadimento precedentemente rappresentate, e i parametri che definiscono il modello sig.4 sono di seguito tabellati (Tabella 35).

Tabella 35 Parametri per il modello sig 4 per gli strati costituenti la fondazione di cat.E

Layer	Curva	Modello	a	b	x₀	y₀
Found 1	Rollins	sig 4	0.9762	-0.52	-1.52	0.03
Found 2	Darandeli IP=0		0.9762	-0.4393	-1.4	0.01
Found 3	Darandeli IP=15%		0.9762	-0.4393	-1.2	0.01

4. Analisi dinamiche avanzate

Definita la geometria dei modelli numerici e valutato il comportamento meccanico di tutti i materiali, si può procedere alle analisi numeriche. Queste sono costituite da una prima parte statica e una successiva parte dinamica.

La prima ha il compito di determinare le condizioni di equilibrio statico dell'invaso, simulando le fasi di costruzione del corpo diga e di riempimento dell'invaso.

Si può così procedere con le analisi dinamiche, in cui vengono utilizzati i 14 accelerogrammi selezionati (Tabella 4).

Sono state eseguite 14 analisi dinamiche per ogni modello numerico precedentemente definito, una per ogni input sismico. Gli input sismici sono stati applicati come storia temporale in termini di tensione e si è valutata la risposta del sistema in una serie di punti definiti all'interno del corpo diga e dello strato di fondazione.

In dettaglio sono stati individuati una serie di punti lungo la verticale che ha origine nella mezzeria del coronamento e raggiunge il bedrock. I punti sono spaziati di un metro all'interno del corpo del rilevato e di circa 5 metri nello strato di fondazione, in modo da posizionarli al centro di ciascuno strato di terreno costituente la fondazione. In ogni punto appartenente alla verticale è stata valutata l'accelerazione massima, e l'andamento delle pressioni interstiziali nel tempo nel corpo diga.

Il numero di punti definito varia, naturalmente, a seconda del modello geometrico, ad esempio nel primo modello dove l'altezza della diga è di $3m$ sono posizionati tre punti all'interno del corpo diga, mentre, nel terzo modello che considera un corpo del rilevato di $h=7m$, sono stati considerati 7 punti all'interno dello stesso.

Nello strato di fondazione il numero di punti di controllo considerati si mantiene invece costante, ad eccezione della fondazione di categoria E dove lo spessore dello strato passa da $30m$ a $20m$, e quindi si considera un punto di controllo in meno.

Sono stati successivamente valutati gli spostamenti verticali e orizzontali, andando ad individuare tre punti A, B e C sul coronamento (Figura 4.3), dove è stato valutato l'andamento dei cedimenti verticali nel tempo, e due punti sulle sponde (Figura 4.3) del corpo diga, dove sono stati valutati gli spostamenti orizzontali.

Di seguito, in Figura 4.1, Figura 4.2, Figura 4.3, sono riportati a titolo esemplificativo i punti considerati per il modello geometrico con diga di $7m$, e spessore dello strato di fondazione $H = 30m$, ovvero categoria di sottosuolo A, B, C o D.

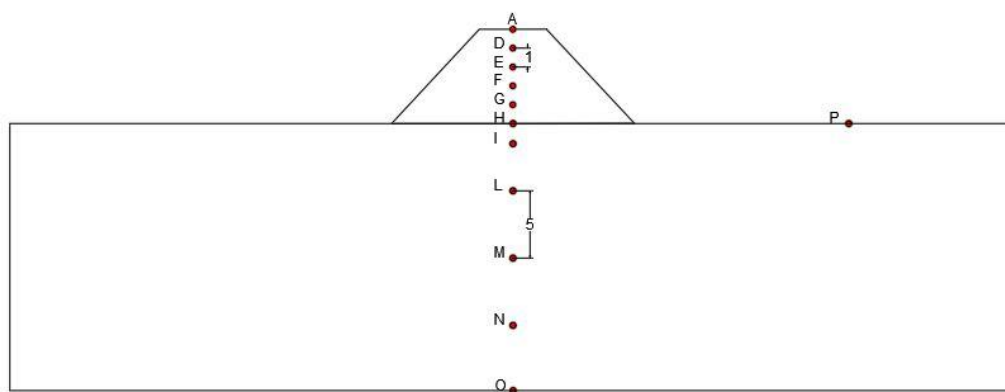


Figura 4.1 Punti di controllo per la valutazione delle accelerazioni

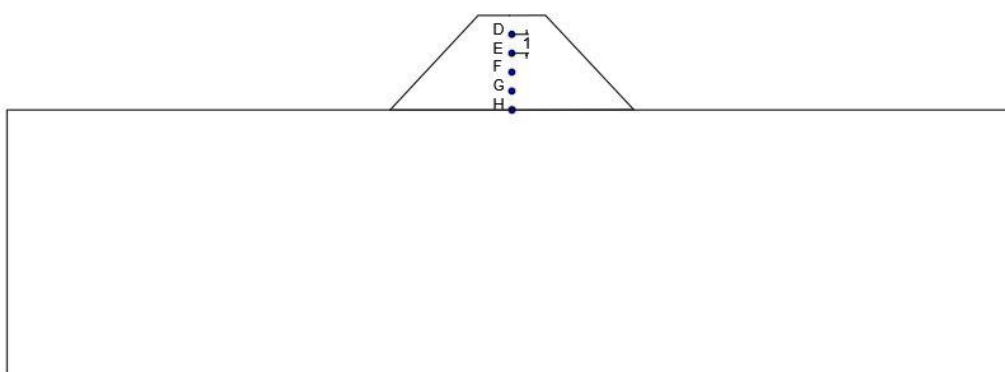


Figura 4.2 Punti di controllo per la valutazione delle pressioni interstiziali nel corpo diga

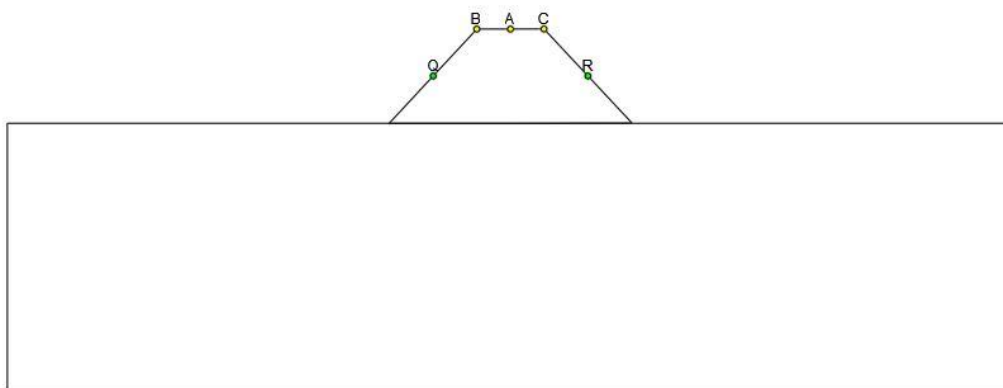


Figura 4.3 Punti di controllo per la valutazione dei cedimenti verticali sul coronamento e spostamenti orizzontali sulle sponde

La risposta del sistema in soli termini di storia di accelerazione però non è sufficiente a definire lo stato di scuotimento indotto dal sisma, per tale motivo si è fatto uno studio anche sugli spettri di risposta in accelerazione in output, e sugli spostamenti indotti sul corpo diga.

4.1 Principali risultati

Nelle analisi dinamiche avanzate, variando le proprietà dello strato di fondazione, si è ottenuta una risposta del sistema per ogni categoria di sottosuolo analizzata. I principali risultati sono stati ottenuti in termini di: spettro di risposta di accelerazione nel punto in mezzzeria del coronamento, cedimenti verticali del coronamento, pressioni interstiziali nel corpo diga, spostamenti orizzontali dei punti di controllo individuati lungo le sponde e profilo dell'accelerazione di picco registrata nel suolo.

A titolo esemplificativo sono riportati i risultati ottenuti in riferimento al primo modello, mentre si riportano in Allegato A, Allegato B e Allegato C i risultati riferiti ai successivi modelli.

È stata valutata la risposta in termini di spettro di risposta in accelerazione nel punto A, cioè in mezzzeria del coronamento (Figura 4.4, Figura 4.5, Figura 4.6, Figura 4.7, Figura 4.8).

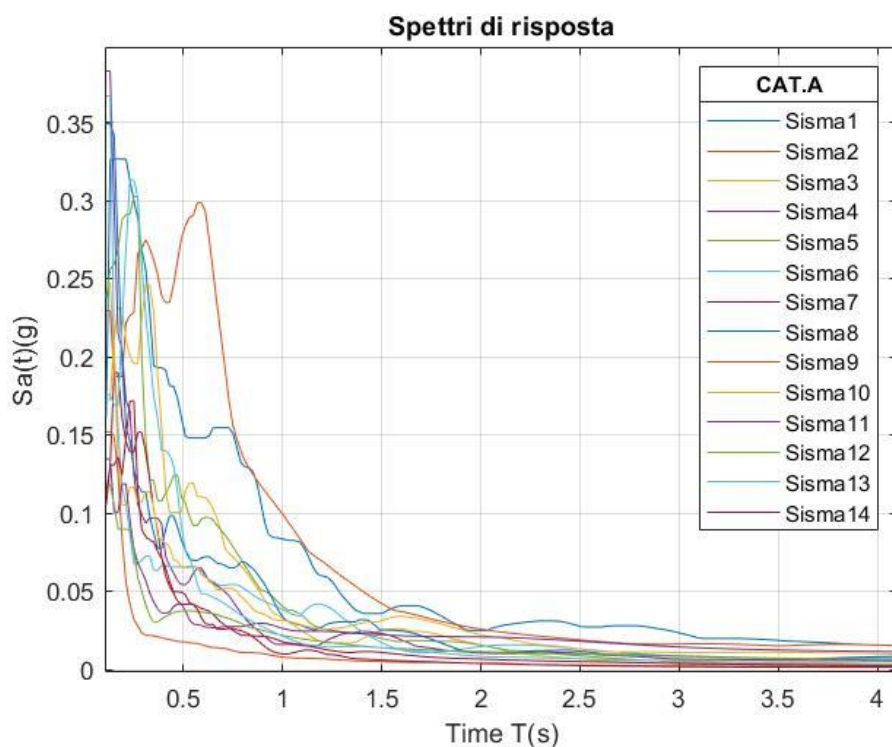


Figura 4.4 Spettri di risposta in termini di accelerazione del modello 1 per la cat. di sottosuolo A

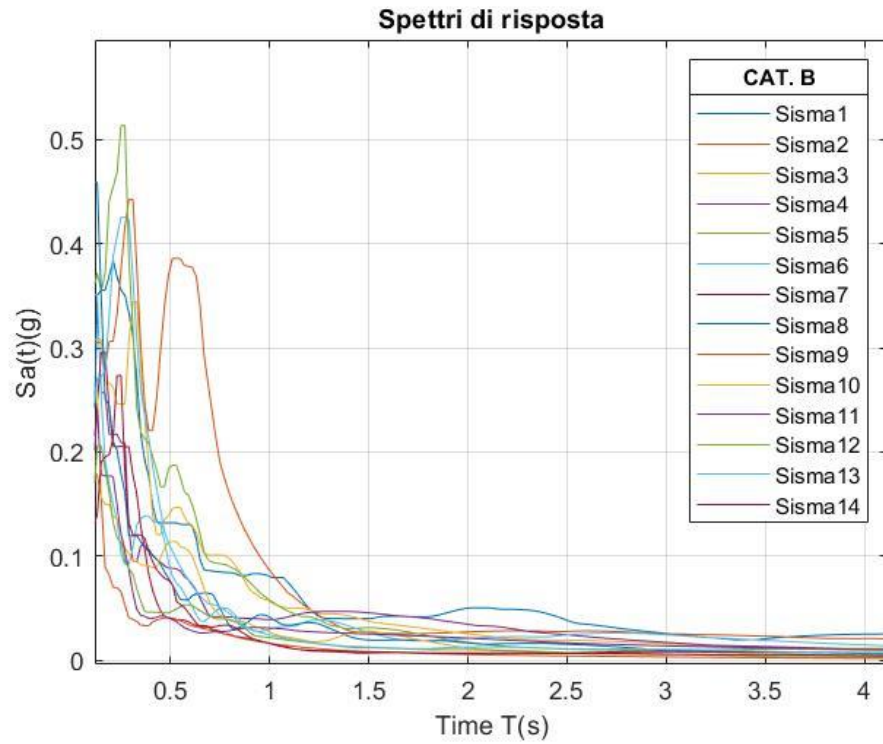


Figura 4.5 Spettri di risposta in termini di accelerazione del modello 1 per la cat. di sottosuolo B

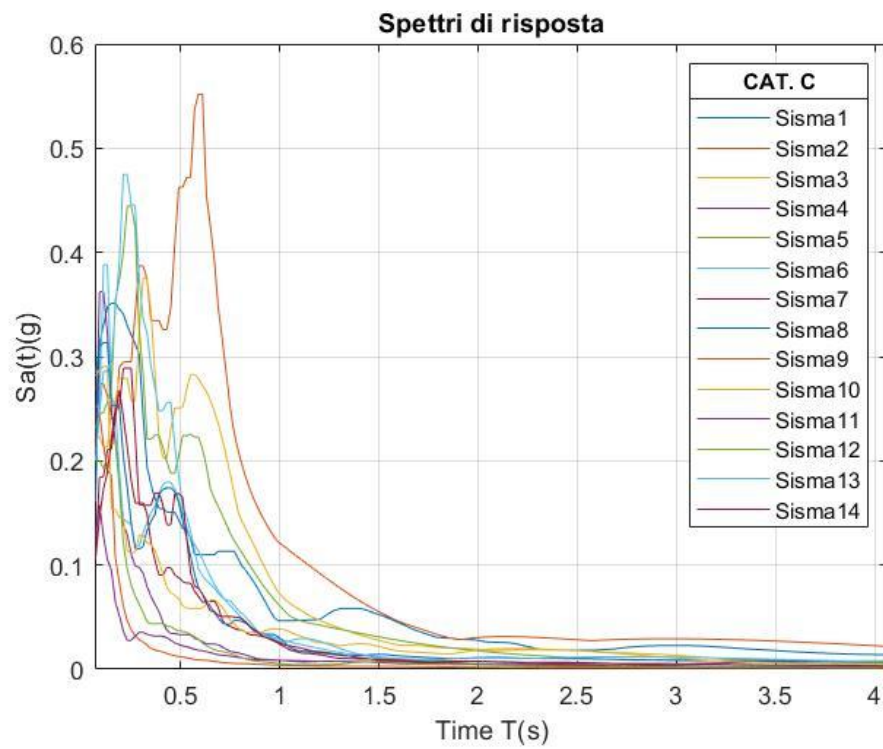


Figura 4.6 Spettri di risposta in termini di accelerazione del modello 1 per la cat. di sottosuolo C

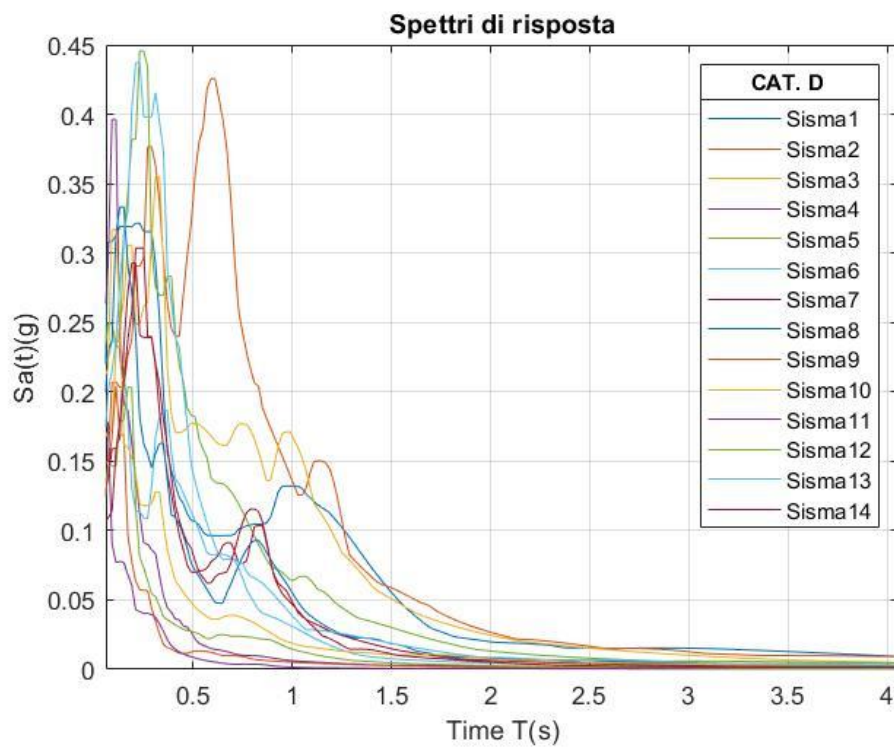


Figura 4.7 Spettri di risposta in termini di accelerazione del modello 1 per la cat. di sottosuolo D

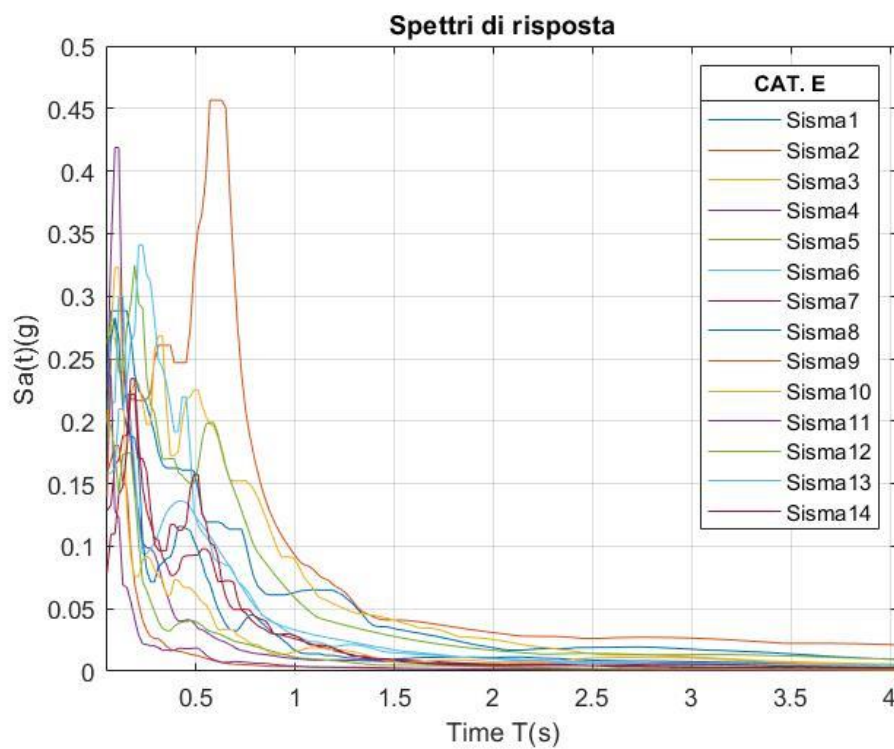


Figura 4.8 Spettri di risposta in termini di accelerazione del modello 1 per la cat. di sottosuolo E

Osservando gli spettri è possibile notare come i picchi dell'accelerazione spettrale si concentrano nei bassi periodi fino ad 1s. All'interno di questo intervallo, tra 0 e 1 secondo, è evidente come l'amplificazione aumenta passando dallo strato di fondazione di categoria A, poiché più rigido, a quello di categoria D che risulta appunto più deformabile. Nel primo caso, Figura 4.4, i picchi si concentrano intorno a 0.01s, invece nel caso di diga su sottosuolo di categoria D, i picchi si aggirano intorno a 0.05s e raggiungendo valori di accelerazione spettrale maggiore.

Per potere avere informazioni più dettagliate sull'amplificazione delle accelerazioni in ogni strato di terreno che il sisma attraversa, è stata valutata l'accelerazione massima registrata a_{max} nei punti di controllo definiti nella Figura 4.1.

È stato fatto il confronto per i 14 input sismici applicati, per ogni categoria di sottosuolo assegnata alla fondazione, come mostrato in Figura 4.9, Figura 4.10, Figura 4.11, Figura 4.12, Figura 4.13.

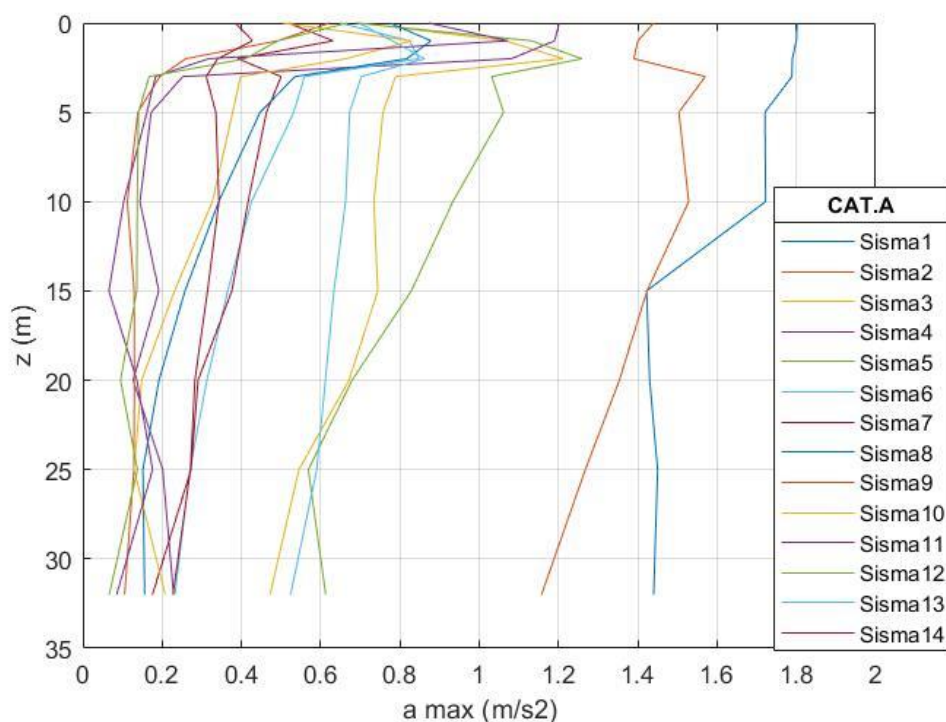


Figura 4.9 Profilo delle accelerazioni massime vs profondità, modello con cat. di sottosuolo A

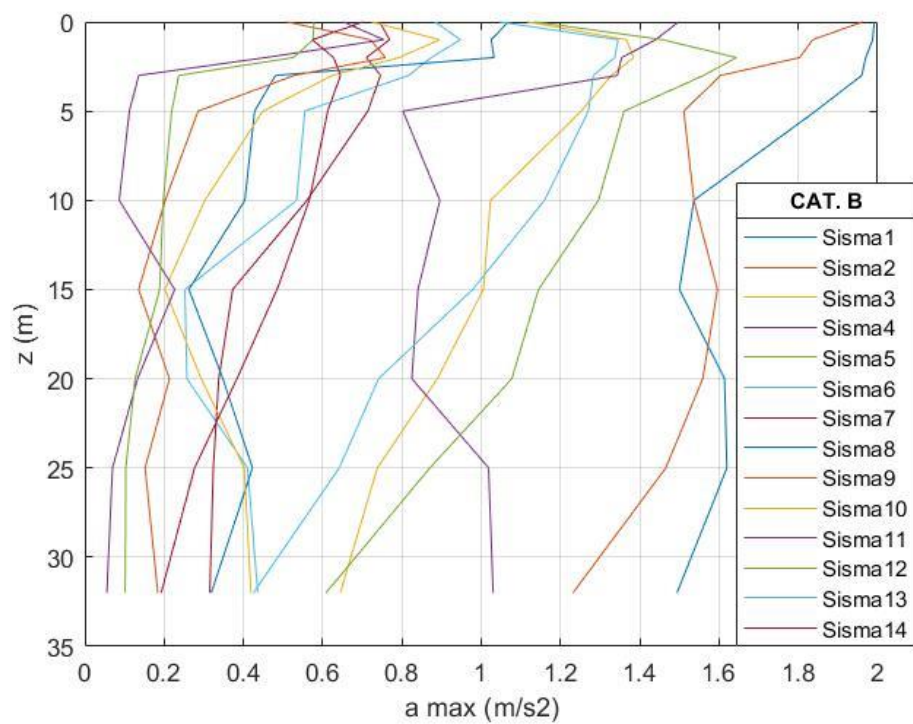


Figura 4.10 Profilo delle accelerazioni massime vs profondità, modello con cat. di sottosuolo B

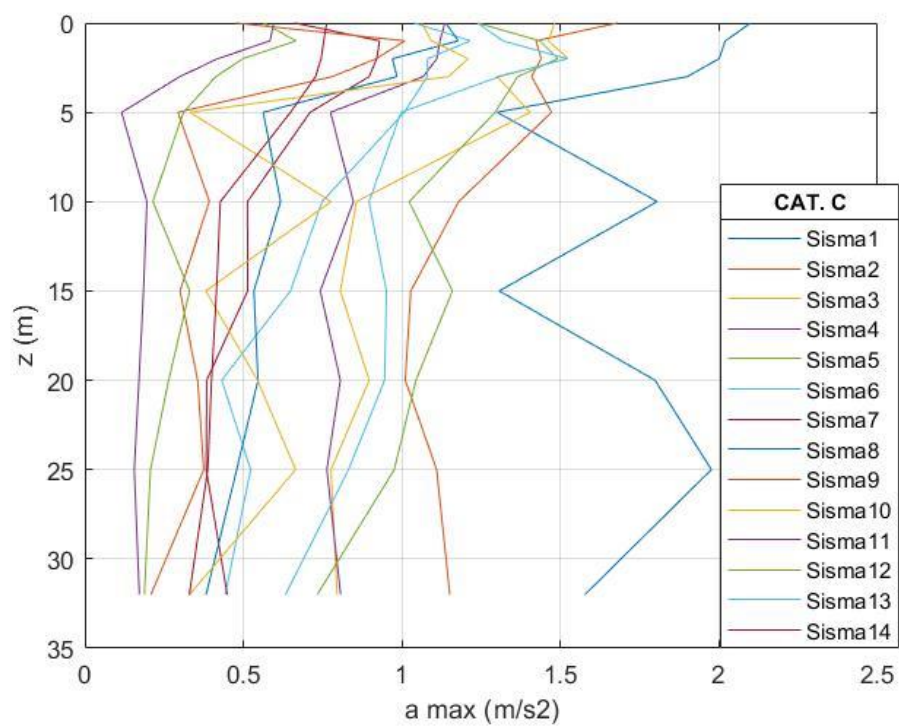


Figura 4.11 Profilo delle accelerazioni massime vs profondità, modello con cat. di sottosuolo C

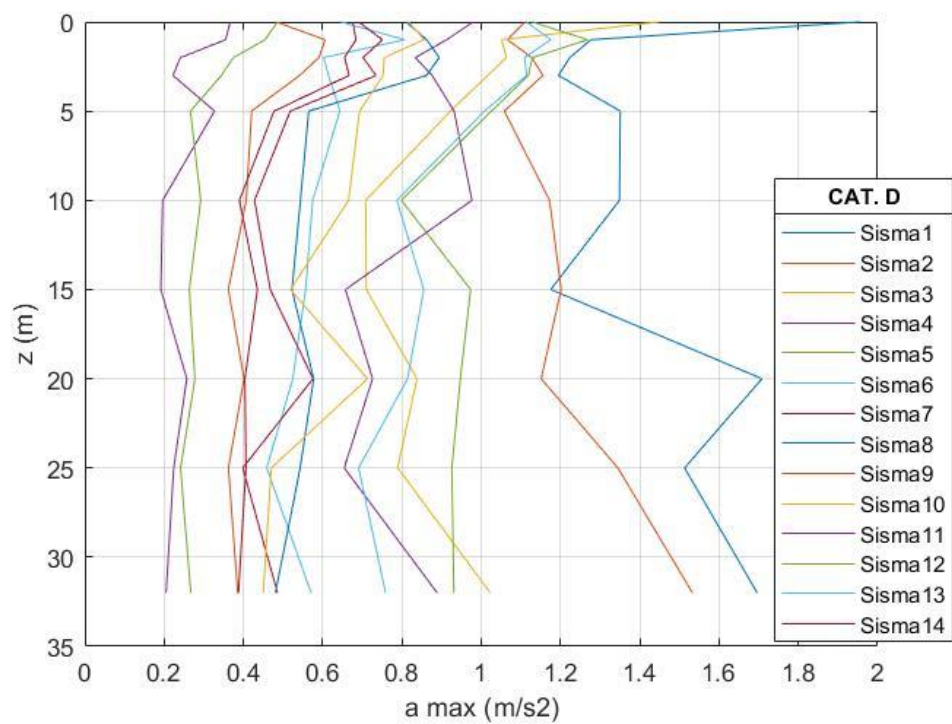


Figura 4.12 Profilo delle accelerazioni massime vs profondità, modello con cat. di sottosuolo D

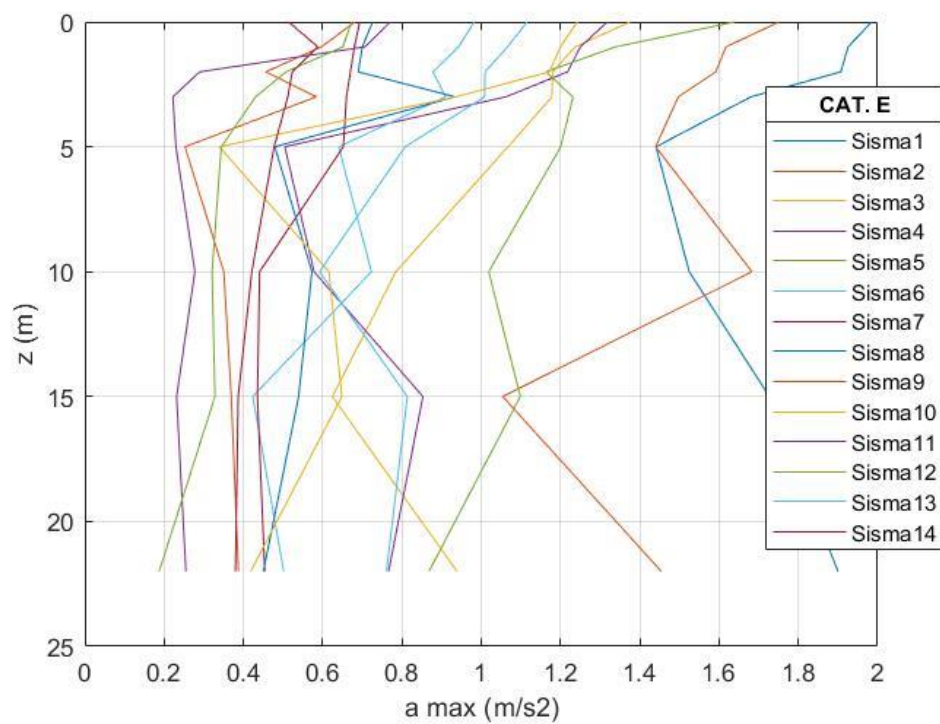


Figura 4.13 Profilo delle accelerazioni massime vs profondità, modello con cat. di sottosuolo E

Una successiva analisi dei risultati riguarda la pressione interstiziale valutata all'interno del corpo diga. È stato valutato l'andamento della pressione interstiziale nel tempo per ogni input sismico applicato al modello, nei punti di controllo definiti in Figura 4.2.

Di seguito è stato riportato l'incremento della pressione interstiziale rispetto alla condizione statica nel punto E e F, rispettivamente a 1m sotto la falda (Figura 4.14) e nel punto individuato sull'interfaccia diga-fondazione (Figura 4.15), in riferimento al sisma 1 e categoria di sottosuolo A.

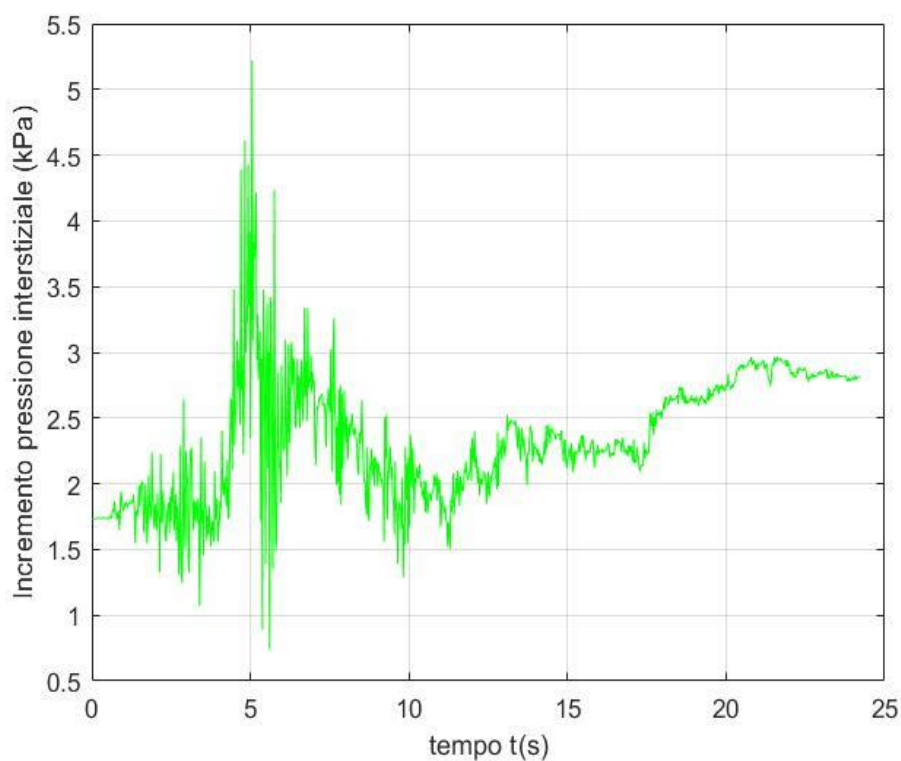


Figura 4.14 Andamento della pressione interstiziale nel tempo nel punto di controllo E

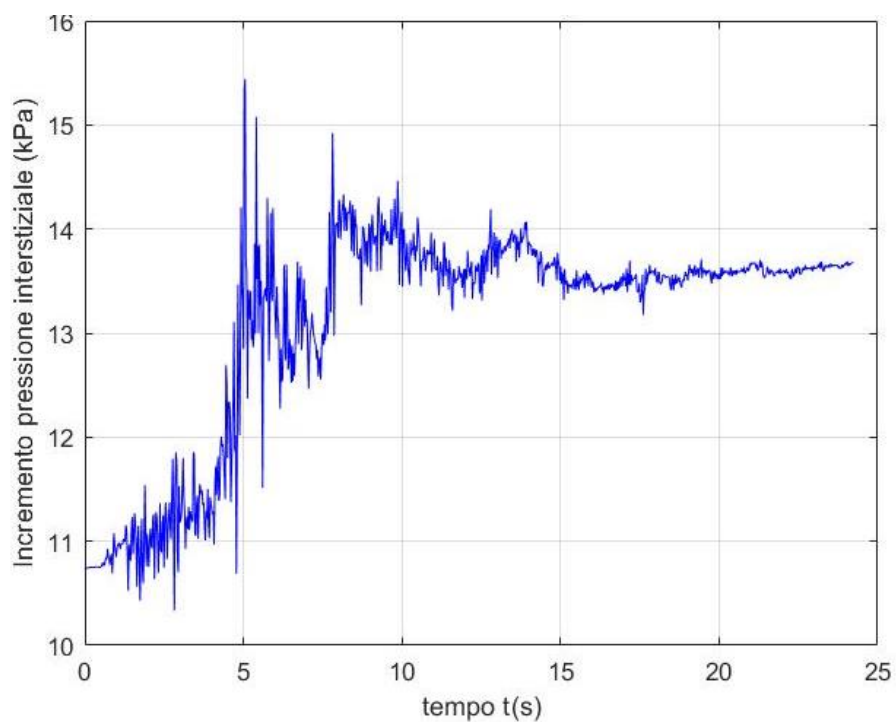


Figura 4.15 Andamento della pressione interstiziale nel tempo nel punto di controllo F

In più, per le cinque categorie di sottosuolo è stato paragonato l'incremento nel tempo rispetto alla condizione statica, sempre in riferimento al sisma 1 (Figura 4.16).

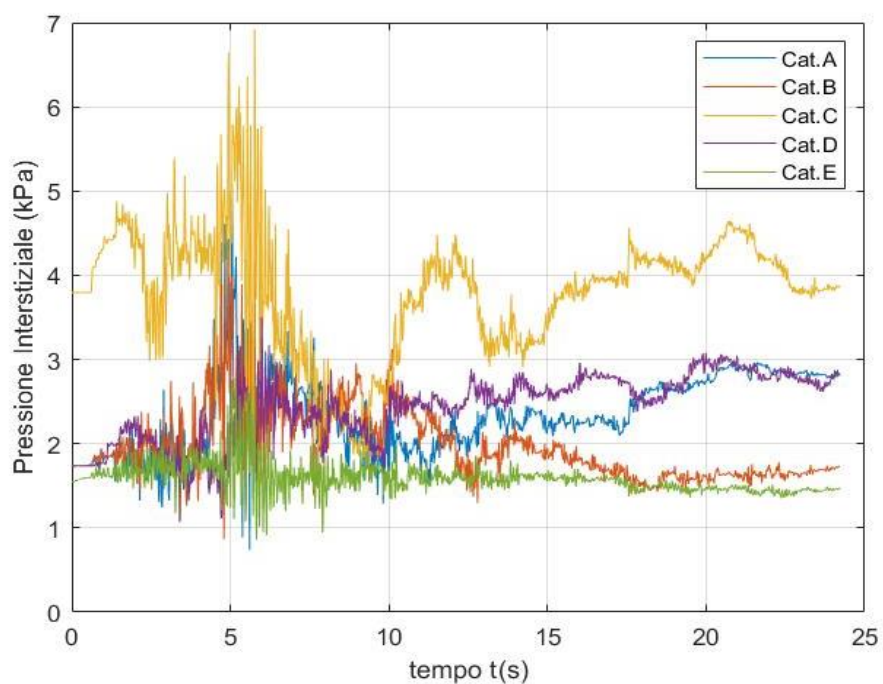


Figura 4.16 Andamento delle pressioni interstiziali nel tempo nel punto E, in funzione delle categorie di sottosuolo

Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni, *NTC 2018*, al fine di valutare la risposta sismica di un sistema bisogna studiare l'andamento dei cedimenti nel tempo e gli spostamenti finali indotti dal sisma, al fine di valutare l'ammissibilità del franco idraulico definito.

Sono stati quindi valutati:

- l'andamento dei cedimenti verticali nel tempo nei tre punti definiti sul coronamento (A, B e C, Figura 4.3);
- Cedimenti permanenti nei tre punti sul coronamento (A, B e C, Figura 4.3);
- L'andamento degli spostamenti orizzontali nei due punti (Figura 4.3) definiti lungo le sponde laterali.

Inoltre, è da sottolineare come i cedimenti verticali sul coronamento avranno segno negativo, mentre gli spostamenti orizzontali verso destra avranno segno positivo, questo è dovuto alla scelta arbitraria del sistema di riferimento con origine nello spigolo in basso a sinistra del modello, direzione dell'asse x verso l'alto, e direzione dell'asse y verso destra.

L'andamento dei cedimenti verticali nel tempo è riportato a titolo esemplificativo in riferimento al Sisma 1 e alla categoria A dello strato di fondazione (Figura 4.17).

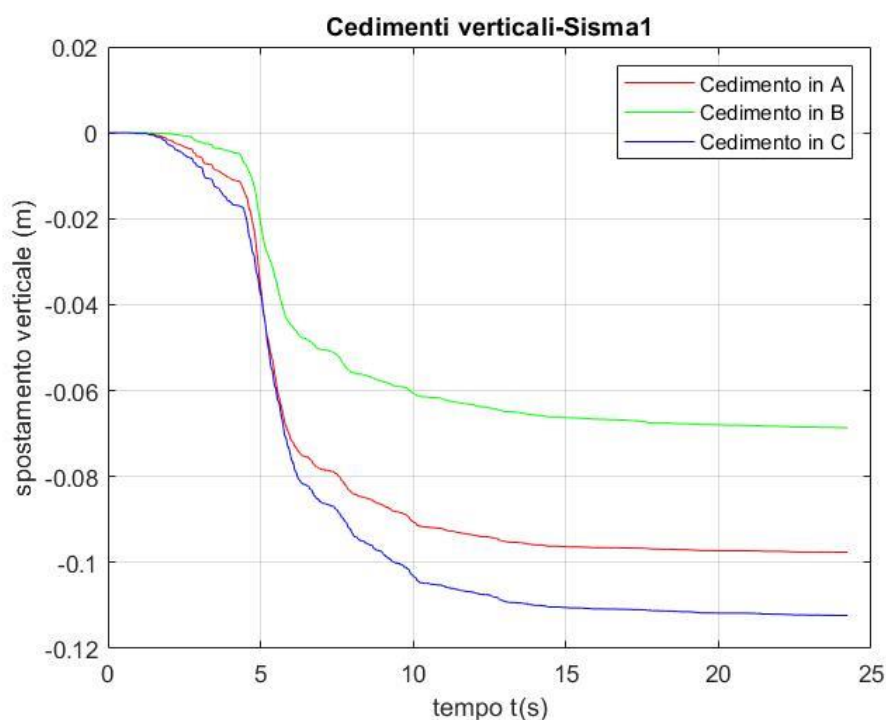


Figura 4.17 Andamento dei cedimenti verticali nel tempo nei punti A, B, C per Sisma 1 e modello 1 con fondazione cat. A

Di seguito, sono riportati i grafici che diagrammano i cedimenti finali nei punti A, B, C in riferimento ai 14 accelerogrammi e alle diverse categorie di sottosuolo (Figura 4.18, Figura 4.19, Figura 4.20, Figura 4.21, Figura 4.22).

Risulta evidente come i cedimenti maggiori coinvolgono il punto C, posto sullo spigolo destro del corpo diga, e come il sisma 1 comporta delle condizioni più gravose in termini di spostamenti.

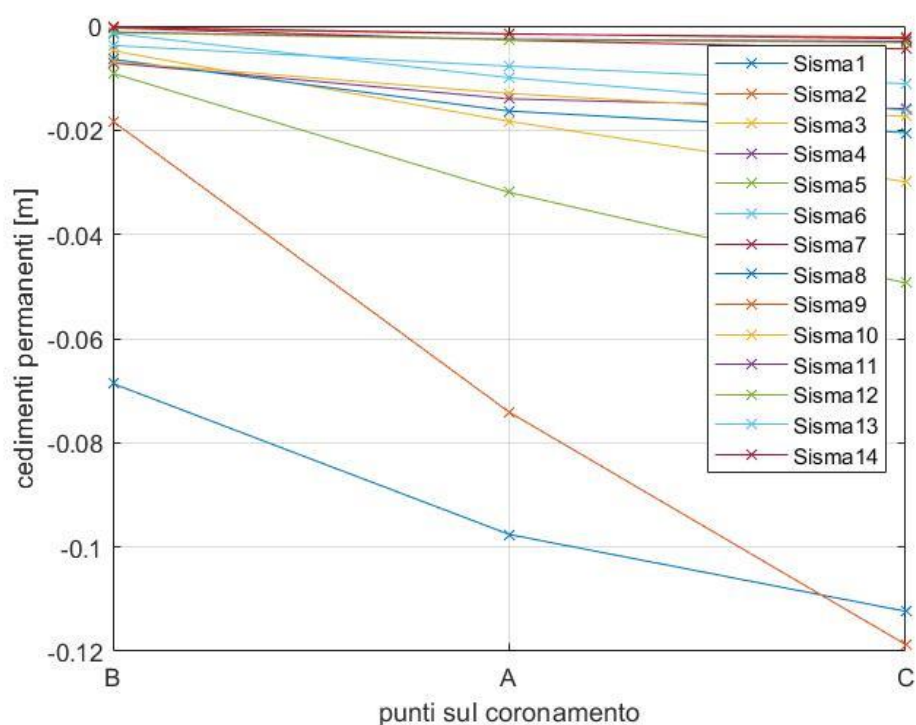


Figura 4.18 Cedimenti permanenti nei punti A,B,C per modello 1 e categoria di sottosuolo A

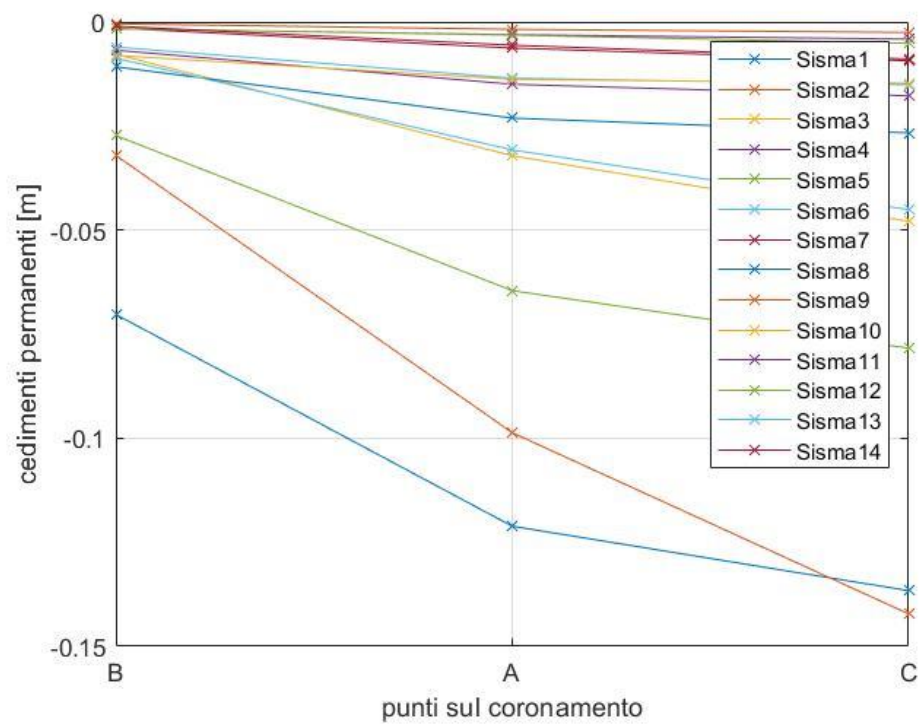


Figura 4.19 Cedimenti permanenti nei punti A,B,C per modello 1 e categoria di sottosuolo B

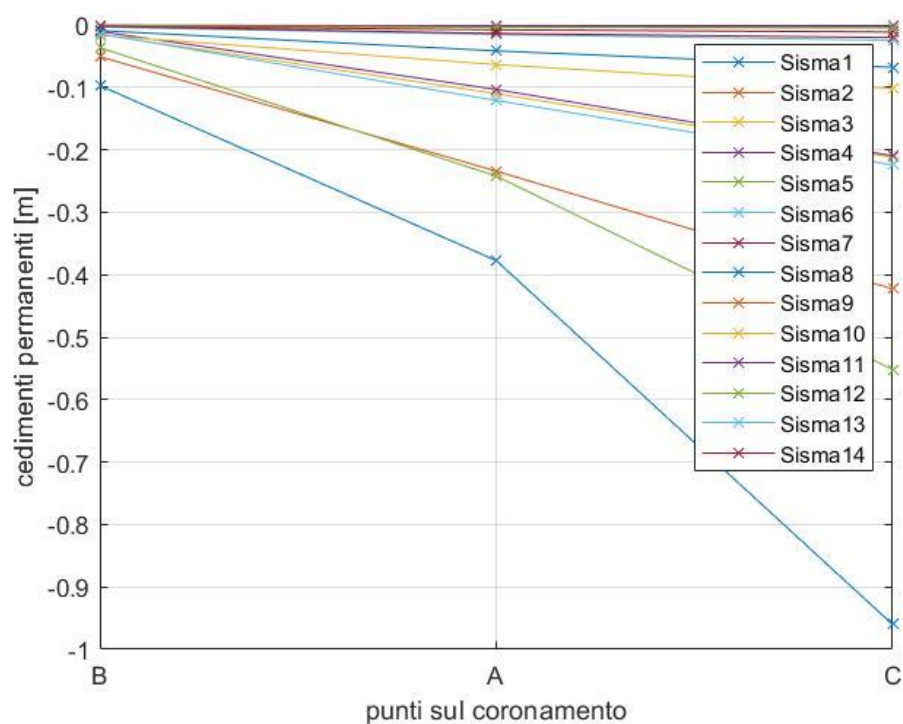


Figura 4.20 Cedimenti permanenti nei punti A,B,C per modello 1 e categoria di sottosuolo C

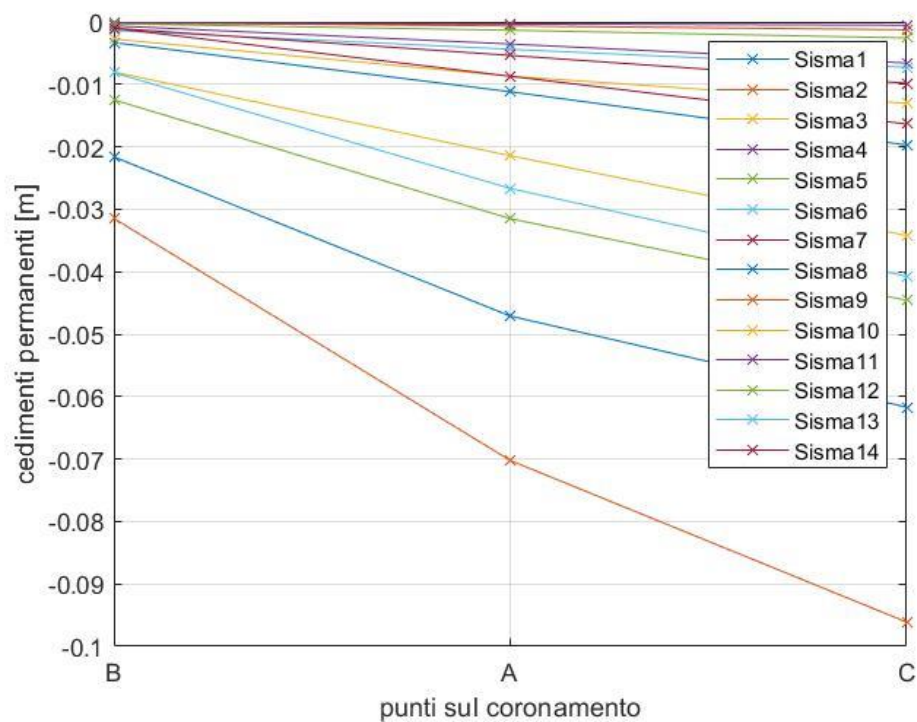


Figura 4.21 Cedimenti permanenti nei punti A,B,C per modello 1 e categoria di sottosuolo D

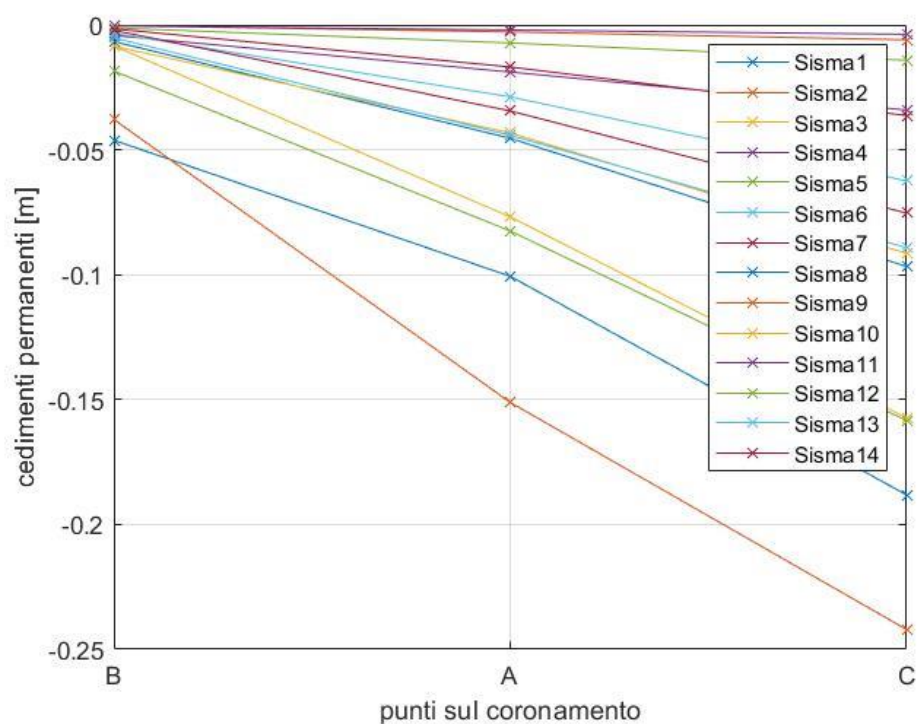


Figura 4.22 Cedimenti permanenti nei punti A,B,C per modello 1 e categoria di sottosuolo E

In successione sono stati diagrammati gli spostamenti orizzontali indotti da ogni sisma applicato, nel punto di controllo individuato sulla sponda destra del corpo diga, dove lo spostamento risulterà positivo poiché concorde con la direzione imposta dall'asse y.

Di seguito sono rappresentati i risultati ottenuti dalle analisi condotte per le cinque categorie di sottosuolo, rispettivamente in Figura 4.23, Figura 4.24, Figura 4.25, Figura 4.26, Figura 4.27.

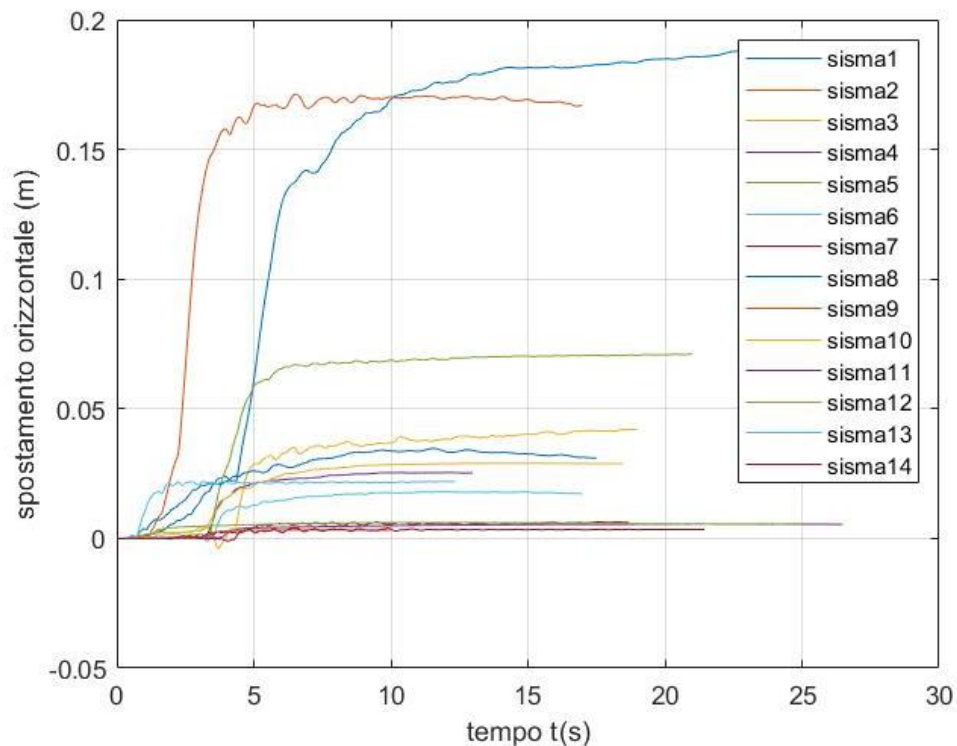


Figura 4.23 Andamento degli spostamenti orizzontali della sponda destra per il modello 1 e cat.di sottosuolo.A

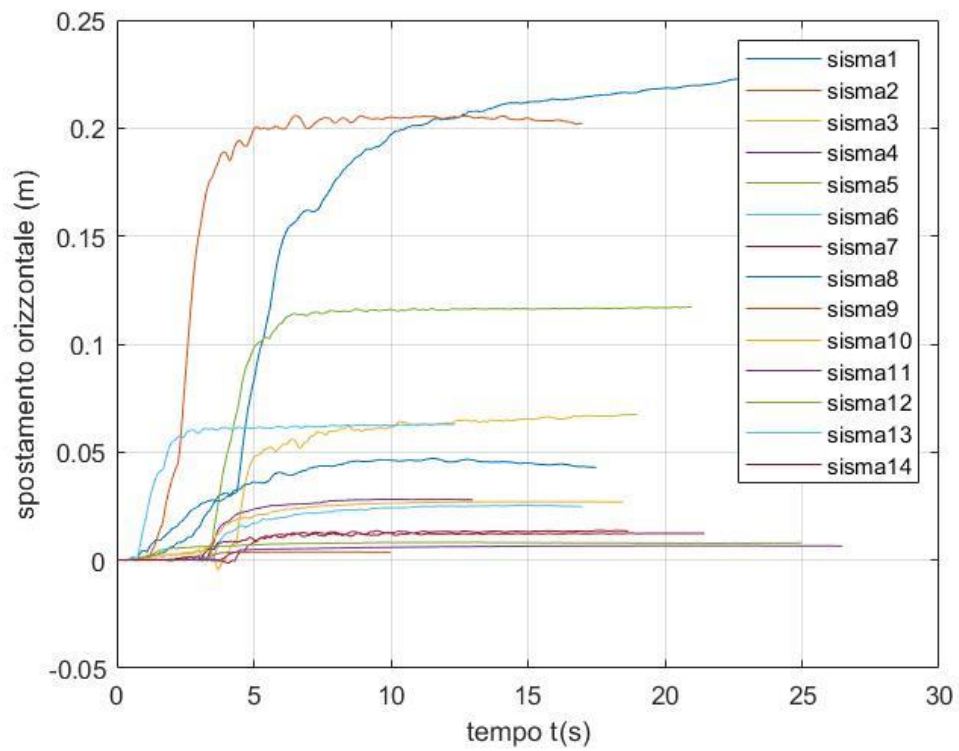


Figura 4.24 Andamento degli spostamenti orizzontali della sponda destra per il modello 1 e cat. di sottosuolo.B

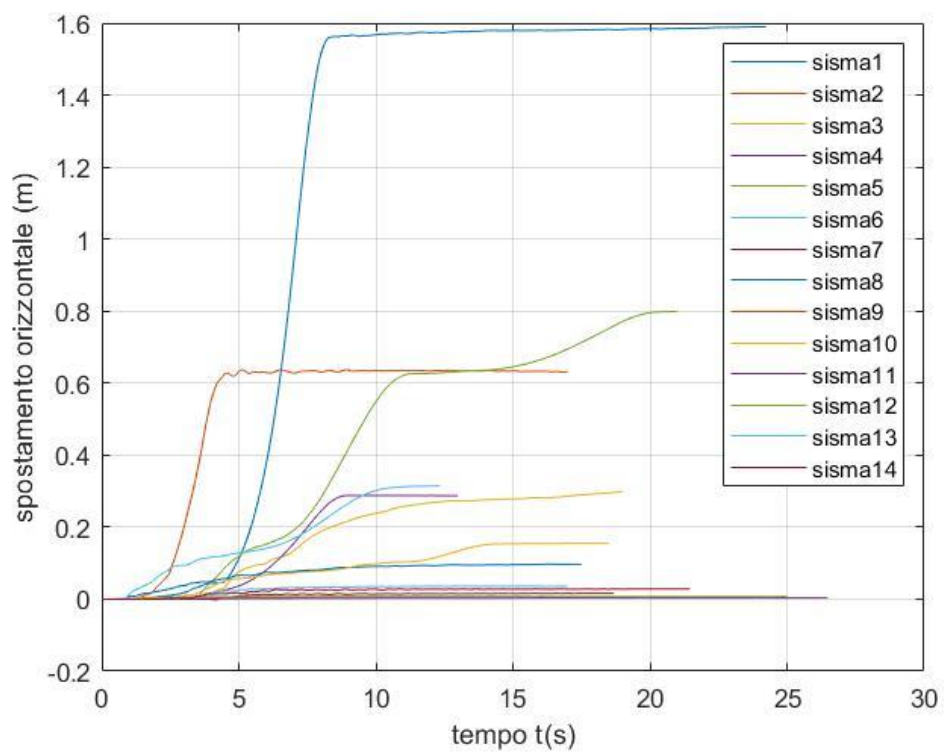


Figura 4.25 Andamento degli spostamenti orizzontali della sponda destra per il modello 1 e cat. di sottosuolo.C

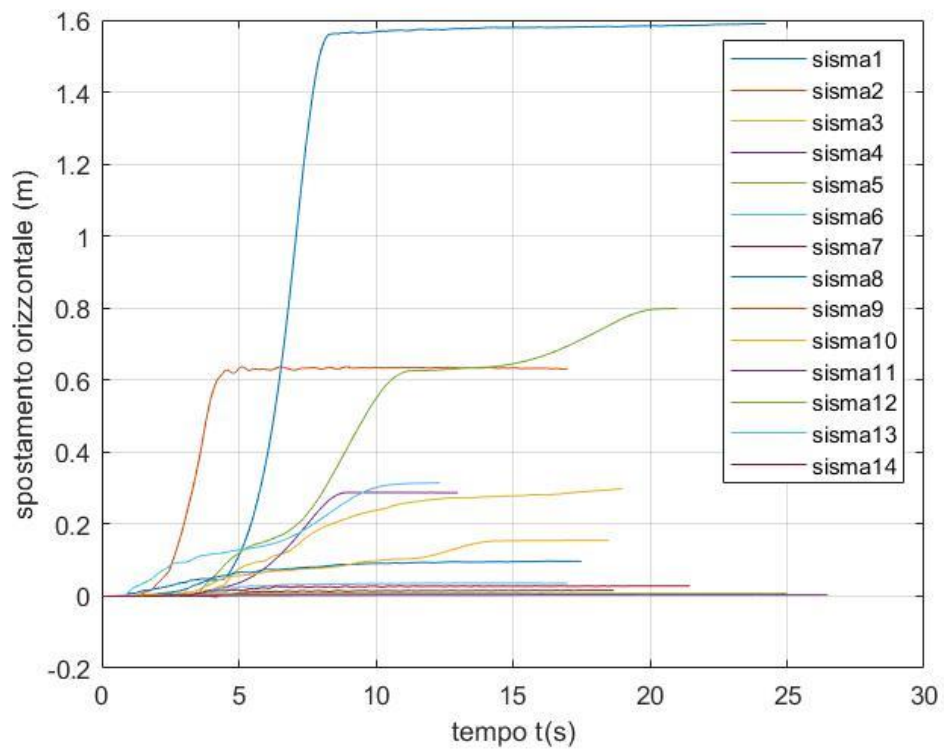


Figura 4.26 Andamento degli spostamenti orizzontali della sponda destra per il modello 1 e cat. di sottosuolo.D

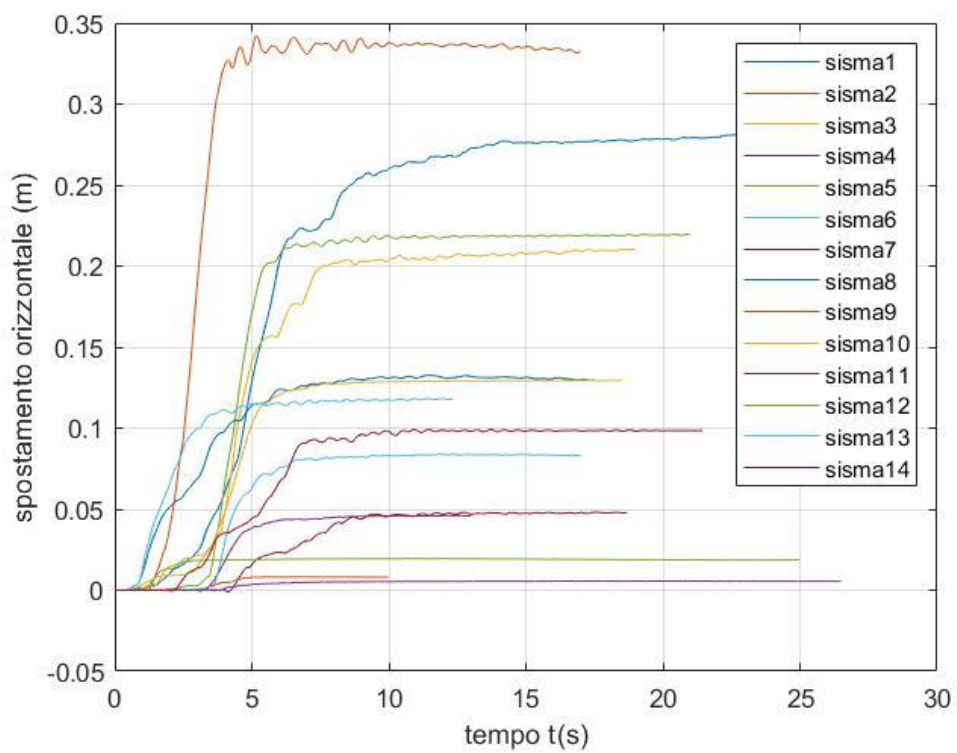


Figura 4.27 Andamento degli spostamenti orizzontali della sponda destra per il modello 1 e cat. di sottosuolo.E

4.2 Analisi parametrica dei risultati

I risultati ottenuti dalle analisi dinamiche, in termini di accelerazione massima in cresta, di cedimento medio del coronamento, di spostamento orizzontale medio del corpo diga e pressione interstiziale finale immediatamente sotto il livello di falda, sono stati diagrammati in funzione dell'altezza del corpo diga e della categoria di sottosuolo.

Più precisamente, è stata condotta un'analisi parametrica mettendo a confronto i risultati sia a parità di altezza del corpo del rilevato, osservando come questi variano in funzione delle cinque categorie di sottosuolo, sia fissata la classe di sottosuolo e osservando i risultati in funzione delle quattro altezze rappresentative del corpo diga.

La prima grandezza analizzata è l'accelerazione massima in cresta, e nelle Figura 4.29, Figura 4.31, Figura 4.33 e Figura 4.35 si osserva come il valore massimo di accelerazione varia, per ogni evento sismico, in funzione della categoria di sottosuolo; invece nelle Figura 4.28 , **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** 4.30, Figura 4.32, Figura 4.34 e Figura 4.36 il confronto è fatto sulle diverse altezze del corpo diga.

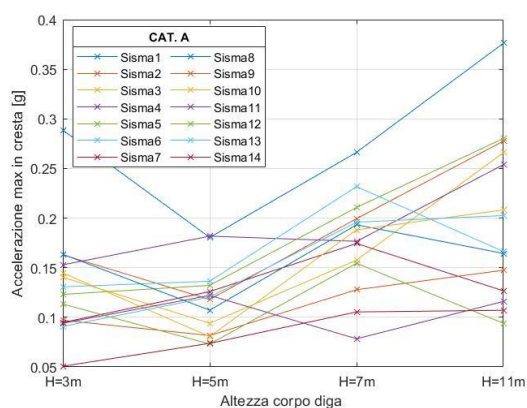


Figura 4.28 Accelerazione max vs altezza corpo diga, cat. A

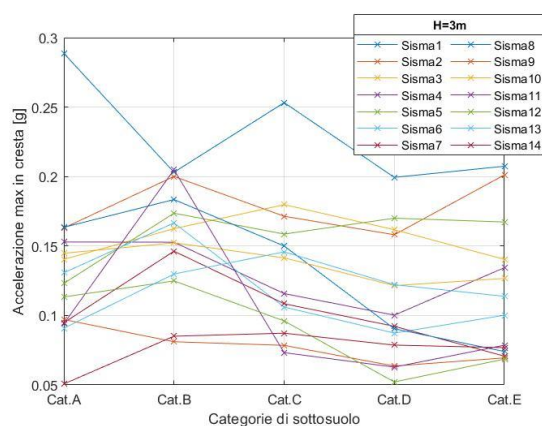


Figura 4.29 Accelerazione max vs cat. suolo, fissata h=3m del corpo diga

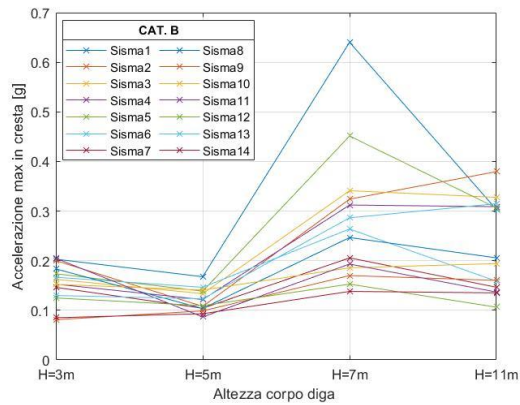


Figura 4.30 Accelerazione max vs altezza corpo diga, cat. B

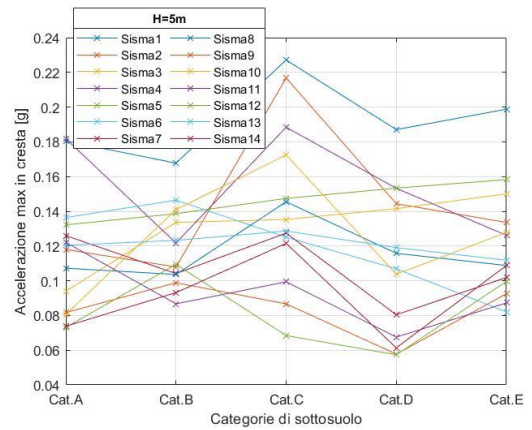


Figura 4.31 Accelerazione max vs cat. suolo, fissata h=5m del corpo diga

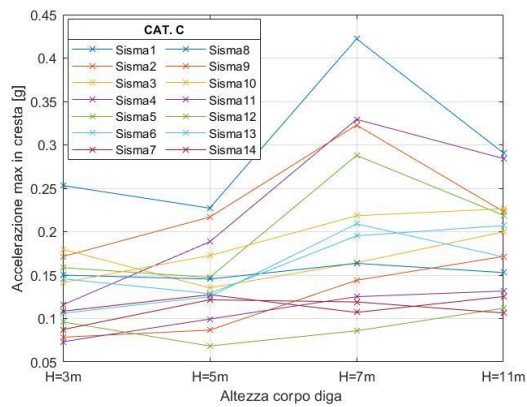


Figura 4.32 Accelerazione max vs altezza corpo diga, cat. C

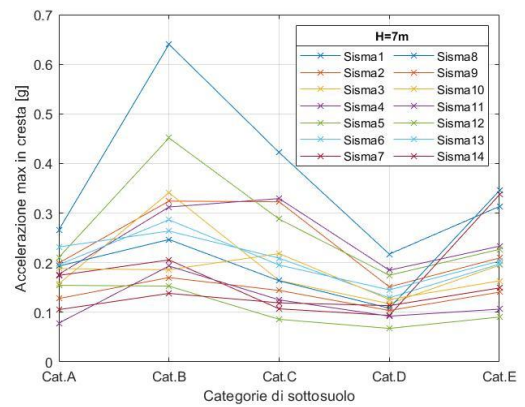


Figura 4.33 Accelerazione max vs cat. suolo, fissata h=7m del corpo diga

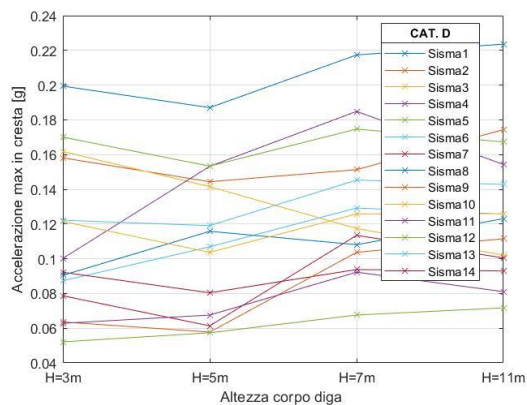


Figura 4.34 Accelerazione max vs altezza corpo diga, cat. D

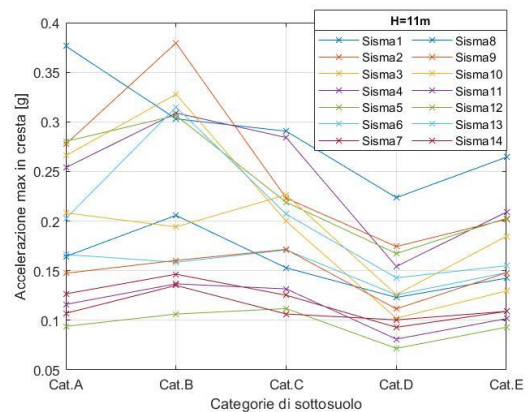


Figura 4.35 Accelerazione max vs cat. suolo, fissata h=11m del corpo diga

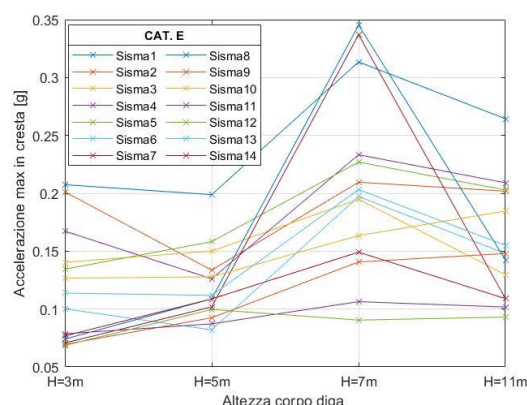


Figura 4.36 Accelerazione max vs altezza corpo diga, cat. E

Osservando la Figura 4.28, possiamo notare che per una categoria di sottosuolo pari ad A, l'altezza di diga di 11m restituisce un valore massimo di accelerazione in cresta per la maggior parte degli accelerogrammi utilizzati nelle analisi, in particolare per l'evento 1 che raggiunge un valore di circa 4 g. Nelle **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e Figura 4.33, è evidente come l'altezza del corpo diga di 7m fornisce dei valori di accelerazione massima per la categoria di sottosuolo B. La categoria C, in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, mostra un andamento dei valori massimi simile per tutti gli eventi sismici con un picco in corrispondenza dell'altezza di 7m della diga, dove i valori raggiunti risultano comunque inferiori rispetto a quelli della categoria B. Invece, per un sottosuolo di categoria D (Figura 4.34) i valori massimi di accelerazione si mantengono pressoché costanti per tutte le altezze del corpo diga, ad eccezione dell'altezza di 5m dove si osservano valori più bassi. Infine, la categoria E mostra come le altezze più significative, in termini di amplificazione del moto sismico, sono quelle di 7m e 11m (Figura 4.36).

Il prossimo risultato analizzato è il cedimento permanente medio del coronamento, studiato sempre in funzione della categoria di sottosuolo (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, Figura 4.39, Figura 4.41, Figura 4.43) e dell'altezza del corpo diga (Figura 4.38, Figura 4.40, Figura 4.42, Figura 4.44, Figura 4.45).

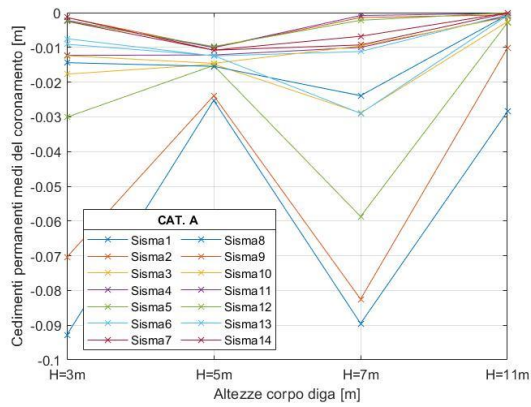


Figura 4.37 Cedimenti permanenti medi vs altezza diga, cat.A

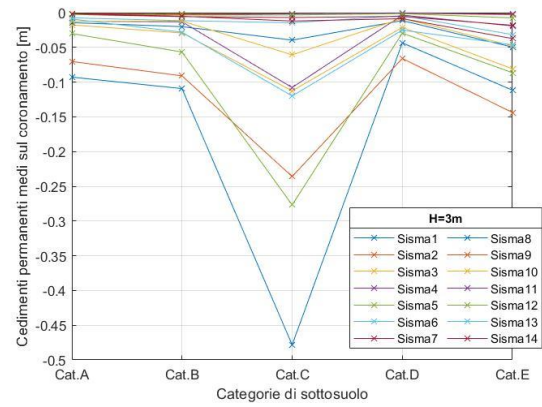


Figura 4.38 Cedimenti permanenti medi vs cat. di suolo, per h=3m

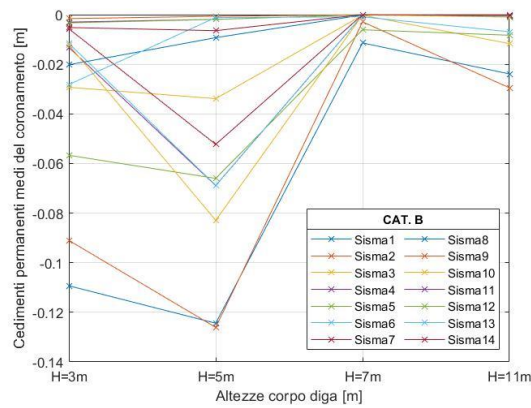


Figura 4.39 Cedimenti permanenti medi vs altezza diga, cat.B

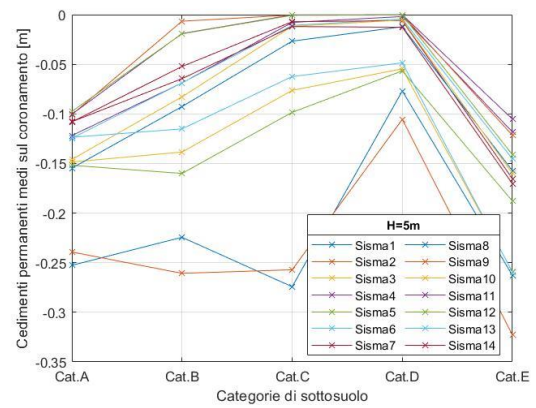


Figura 4.40 Cedimenti permanenti medi vs cat. di suolo, per h=5m

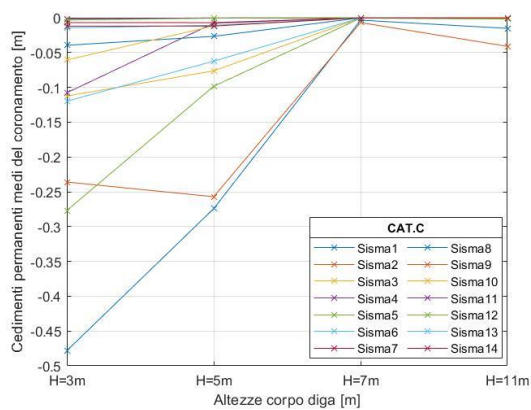


Figura 4.41 Cedimenti permanenti medi vs altezza diga, cat.C

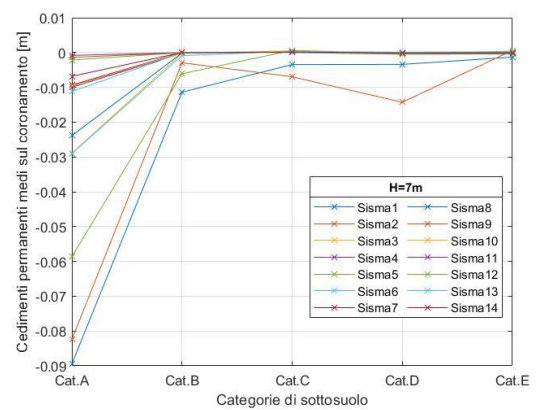


Figura 4.42 Cedimenti permanenti medi vs cat. di suolo, per h=7m

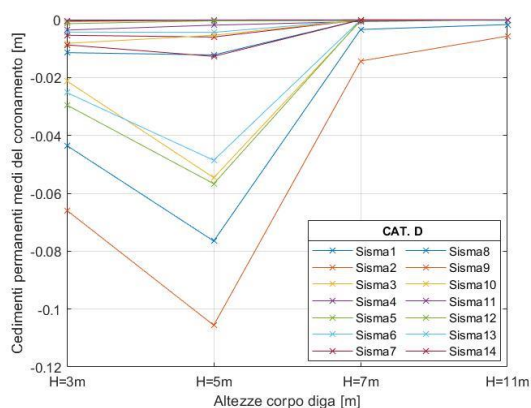


Figura 4.43 Cedimenti permanenti medi vs altezza diga, cat.D

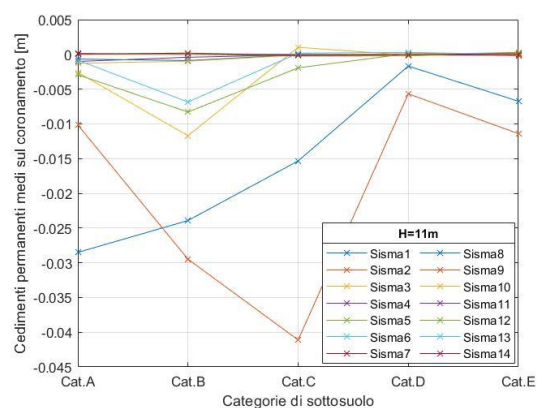


Figura 4.44 Cedimenti permanenti medi vs cat. di suolo, per $h=11m$

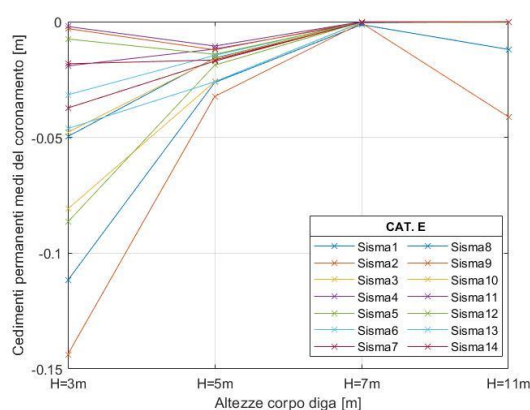


Figura 4.45 Cedimenti permanenti medi vs altezza diga, cat.E

Confrontando la Figura 4.37 e la Figura 4.42 si evince come per una categoria di sottosuolo A, l'altezza di 7m del corpo diga restituisce dei valori di cedimenti permanenti superiori rispetto alle altre altezze, fatta eccezione per l'evento sismico 1 e 2 che raggiungono valori simili di cedimenti sia per un'altezza di 7m che per una di 3m. In Figura 4.39 4.39 e Figura 4.43, invece, si nota come per una categoria di sottosuolo B e D il corpo diga di 5m fornisce dei valori maggiori di cedimenti verticali, rispetto alle altre altezze. Per una categoria di sottosuolo C (Figura 4.41), invece, i valori di cedimenti più significativi si ottengono con un corpo diga di 3m, e poi decrescono per le altezze successive. Stesso andamento, ma con valori più bassi, si osserva per la categoria E in Figura 4.45. Infine, osservando la Figura 4.44 4.44 è evidente come i cedimenti permanenti raggiunti per un corpo diga di $h = 11m$, indipendentemente dalla categoria di sottosuolo, sono molto piccoli, fatta eccezione per l'evento sismo 1 e 2, poiché hanno una PGA che si discosta molto dagli altri input sismici.

Per poter studiare gli effetti del moto sismico su opere come le dighe in terra, risulta importante osservare l'andamento degli spostamenti orizzontali medi del corpo del rilevato, a parità di altezza (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, Figura 4.48, Figura 4.50, Figura 4.52) e a parità di categoria di sottosuolo (Figura 4.47, Figura 4.49, Figura 4.51, Figura 4.53, Figura 4.54).

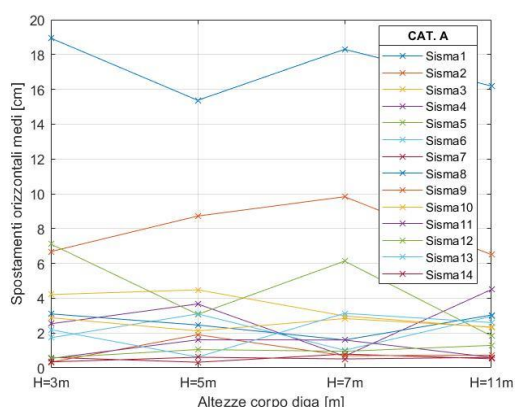


Figura 4.46 Spostamenti orizzontali vs altezza corpo diga, cat. A

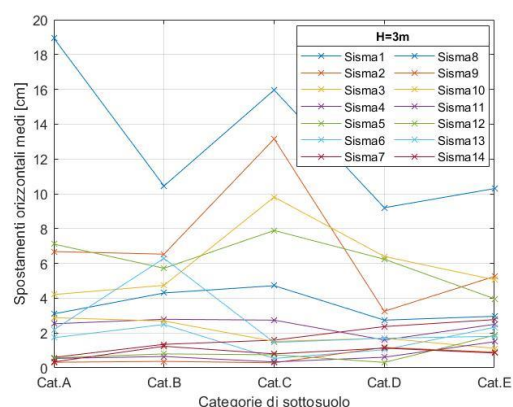


Figura 4.47 Spostamenti orizzontali vs cat. di suolo, per $h=3m$

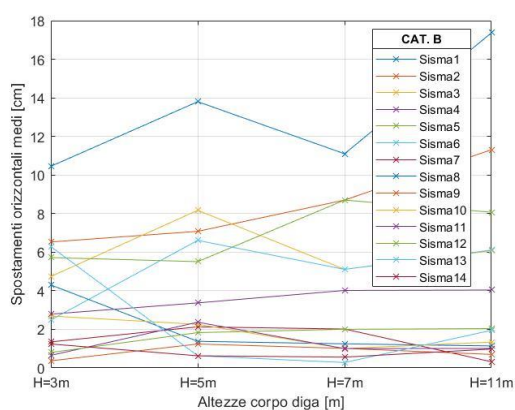


Figura 4.48 Spostamenti orizzontali vs altezza corpo diga, cat. B

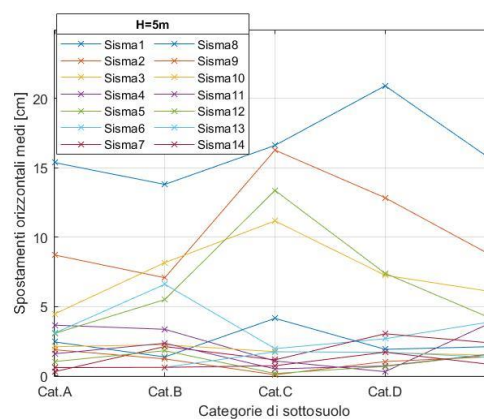


Figura 4.49 Spostamenti orizzontali vs cat. di suolo, per $h=5m$

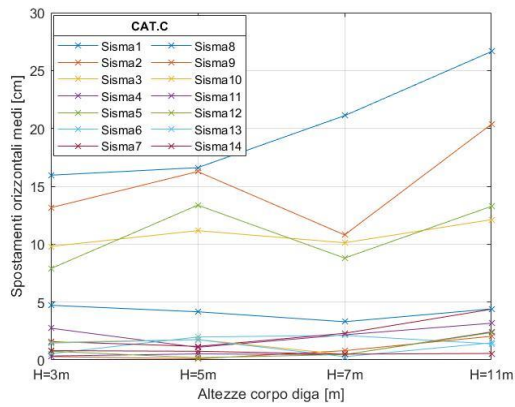


Figura 4.50 Spostamenti orizzontali vs altezza corpo diga, cat. C

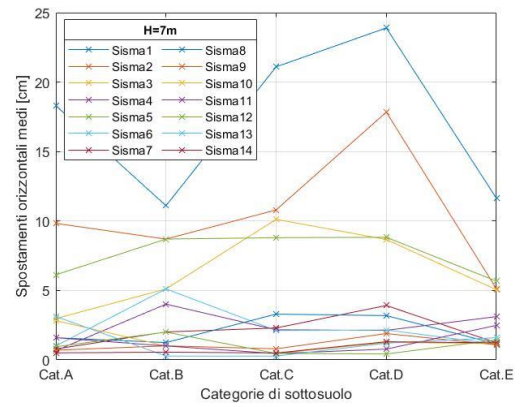


Figura 4.51 Spostamenti orizzontali vs cat. di suolo, per $h=7m$

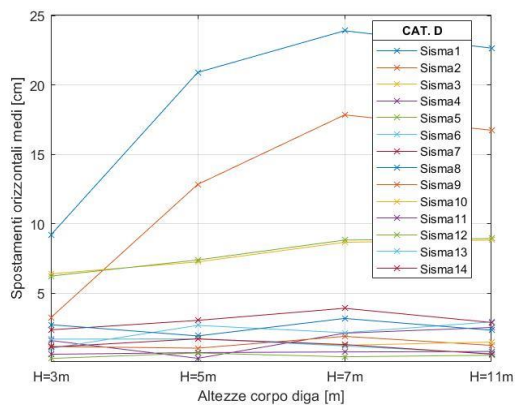


Figura 4.52 Spostamenti orizzontali vs altezza corpo diga, cat. D

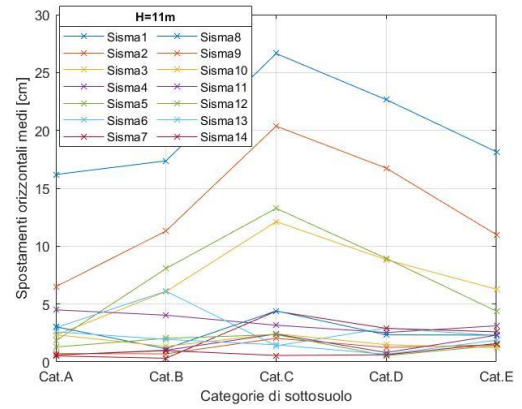


Figura 4.53 Spostamenti orizzontali vs cat. di suolo, per $h=11m$

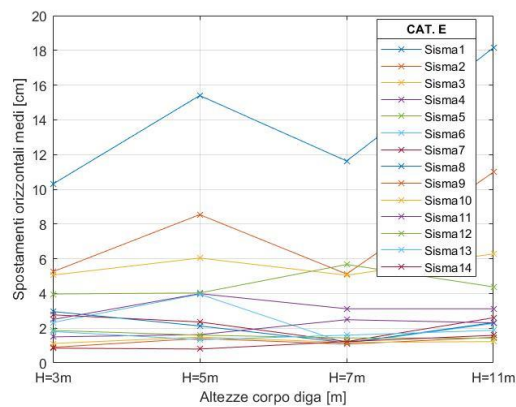


Figura 4.54 Spostamenti orizzontali vs altezza corpo diga, cat. E

Gli spostamenti orizzontali maggiori si osservano, indipendentemente dalla categoria di sottosuolo e dall'altezza del corpo diga, per gli eventi sismici 1 e 2; più precisamente, entrambi gli eventi forniscono valori di spostamenti orizzontali massimi per un'altezza del corpo diga di 11m e una categoria di sottosuolo pari a C (Figura 4.53). Nelle Figura 4.47, Figura 4.49 e Figura 4.53, si nota come l'influenza della categoria C di sottosuolo restituisce valori di spostamenti leggermente maggiori, fatta eccezione per l'altezza di 7m (Figura 4.51) che presenta dei picchi in relazione alla categoria D.

Infine, l'ultimo parametro analizzato in termini parametrici è la pressione interstiziale finale, valutata nel punto immediatamente sotto il livello di falda. Nei seguenti grafici è possibile notare l'influenza della categoria di sottosuolo (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, Figura 4.57, Figura 4.59, Figura 4.61) e dell'altezza del corpo diga (Figura 4.56, Figura 4.58, Figura 4.60, Figura 4.62, Figura 4.63).

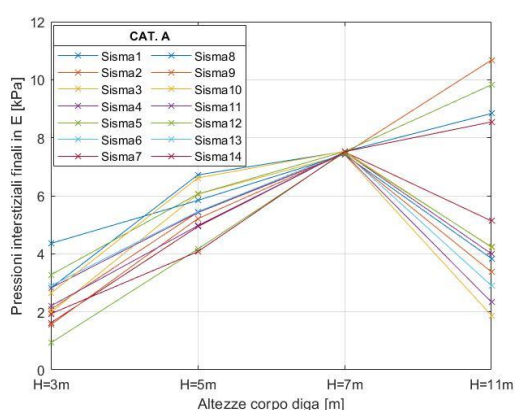


Figura 4.55 Pressioni interstiziali finali vs altezza corpo diga, cat. A

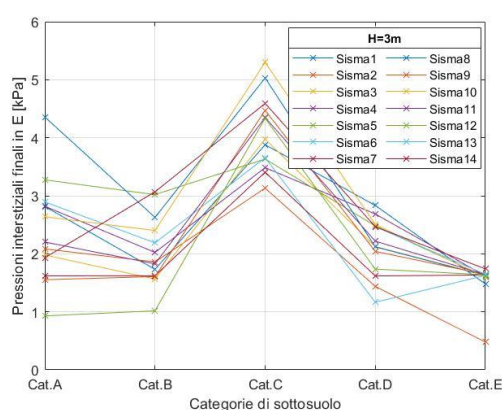


Figura 4.56 Pressioni interstiziali finali vs cat. suolo, per h=3m

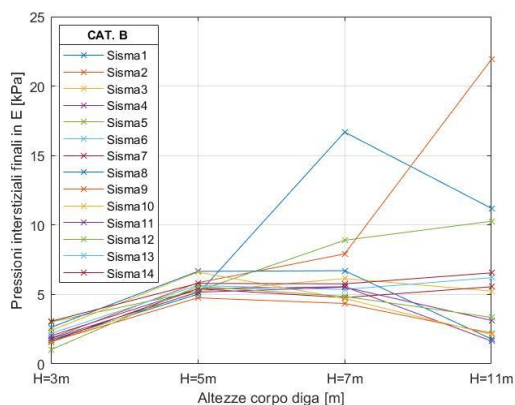


Figura 4.57 Pressioni interstiziali finali vs altezza corpo diga, cat. B

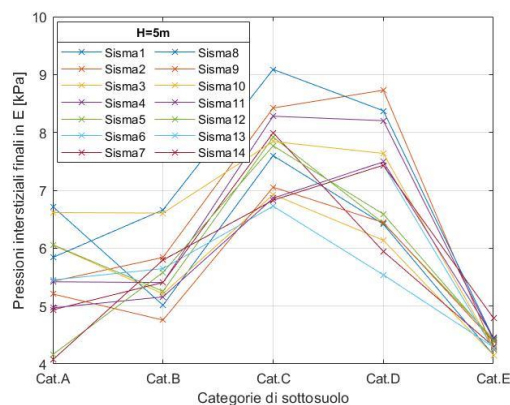


Figura 4.58 Pressioni interstiziali finali vs cat. suolo, per h=5m

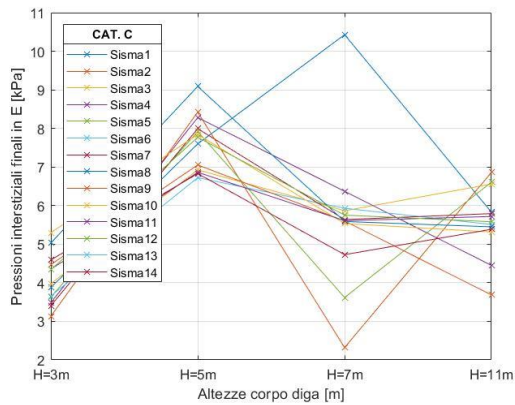


Figura 4.59 Pressioni interstiziali finali vs altezza corpo diga, cat. C

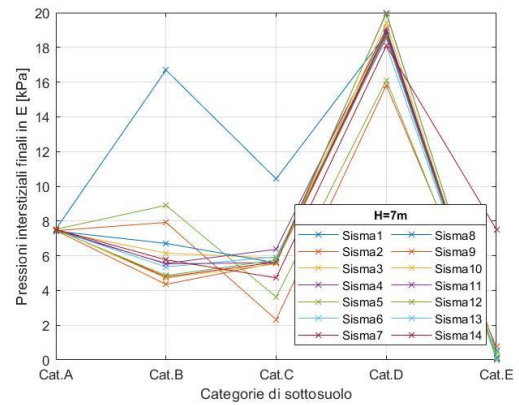


Figura 4.60 Pressioni interstiziali finali vs cat. suolo, per h=7m

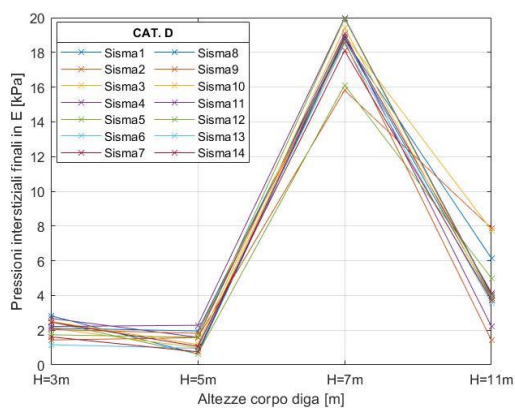


Figura 4.61 Pressioni interstiziali finali vs altezza corpo diga, cat. D

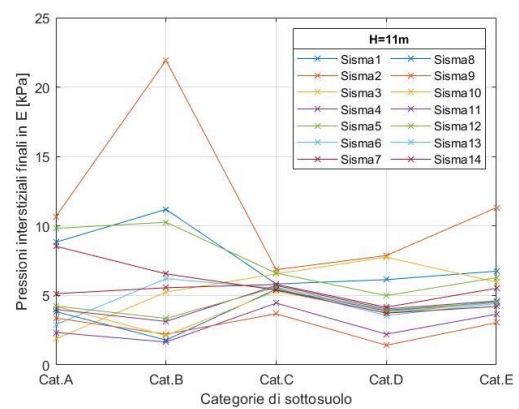


Figura 4.62 Pressioni interstiziali finali vs cat. suolo, per h=11m

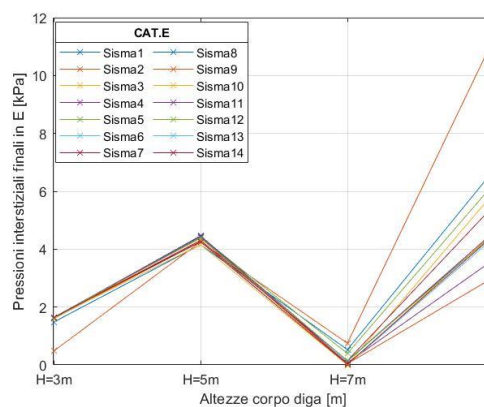


Figura 4.63 Pressioni interstiziali finali vs altezza corpo diga, cat. E

Fissando l'altezza del corpo diga e variando la categoria di sottosuolo, si nota nella Figura 4.56 e nella Figura 4.58 che l'andamento delle pressioni interstiziali finali presenta un picco in corrispondenza della categoria C, e ciò è confermato osservando la Figura 4.59, anche

se i valori più alti sono associati all'altezza di 5m del corpo diga. Nella Figura 4.60 e nella Figura 4.61 è, invece, evidente come per la categoria di sottosuolo D i valori di pressione interstiziale finale subiscono un forte aumento per l'altezza di corpo diga pari a 7m. Invece, per la categoria di sottosuolo B (Figura 4.57) l'andamento delle pressioni interstiziali finali cambia e mostra valori più alti per la diga di altezza 11m; la stessa cosa si evince nella Figura 4.62.

Infine, per la categoria A (Figura 4.55) non è possibile definire un'altezza specifica in cui si notano dei picchi delle pressioni interstiziali finali, anzi si nota un andamento crescente fino a 7 m per tutti gli input sismici.

4.3 Relazioni empiriche di predizione

Le analisi dinamiche avanzate, come precedentemente visto, consentono di valutare la risposta sismica di piccole dighe in terra definendo il comportamento nel tempo dei principali parametri che influenzano i meccanismi di collasso. Del resto, però, per poter procedere con le analisi numeriche è richiesto un elevato livello di conoscenza dell'opera che molto spesso non risulta disponibile, soprattutto quando viene fatto uno studio su larga scala.

Il fine ultimo del presente lavoro di Tesi è quello di fornire una valutazione delle prestazioni sismiche delle piccole dighe in terra mediante metodi semplificati che permettono una valutazione rapida e attendibile del livello di sicurezza di tali strutture nei confronti del sisma.

Sulla base delle simulazioni dinamiche avanzate condotte tramite metodi numerici, sono state definite delle relazioni pseudo-empiriche per la valutazione della risposta sismica delle piccole dighe in terra. Le relazioni studiate permettono di predire i cedimenti del coronamento e gli spostamenti orizzontali del corpo diga a seguito di un evento sismico, sulla base di alcuni parametri sismici che caratterizzano univocamente un qualsiasi evento sismico. I parametri scelti sono la PGA e la magnitudo M .

Le relazioni sono state ricavate a partire da correlazioni empiriche presenti in letteratura; in particolare, per il calcolo dei cedimenti del coronamento della diga la relazione di partenza è quella proposta da Swaisgood (2003):

$$w(\%) = \frac{\Delta H_d}{H_d + H_f} (\%) = e^{(6.07 \cdot PGA + 0.57 \cdot M - 8)} \quad (18)$$

dove:

ΔH_d è il cedimento sul coronamento

H_d è l'altezza del corpo diga

H_f è lo spessore della fondazione

PGA è l'accelerazione massima attesa

M è la magnitudo.

La relazione pseudo- empirica individuata da Cosentini et al. (2021), a partire dall'equazione (18), è la seguente:

$$w(\%) = \frac{\Delta H_d}{H_d + H_f} = A \cdot e^{\alpha \cdot PGA} \quad (19)$$

dove:

A e α sono i due parametri che derivano dalla linearizzazione dell'equazione (19).

In particolare, la relazione (19) è stata così linearizzata:

$$\ln(w) = \ln(A) + \alpha \cdot PGA \quad (20)$$

La relazione (19) è stata valutata analizzando l'influenza dell'altezza del corpo diga e della categoria di sottosuolo, distinguendo quattro possibili scenari e valutando i rispettivi valori di A , α e R^2 . In questo modo, è stato possibile valutare come la conoscenza della geometria dell'opera e della fondazione influenzano il computo dei cedimenti.

La prima analisi condotta considera i cedimenti numerici indipendentemente dalla geometria del corpo diga e dalla categoria di sottosuolo. In Figura 4.64 sono stati calcolati i valori di A , α e R^2 tramite linearizzazione (20) e riassunti in Tabella 36.

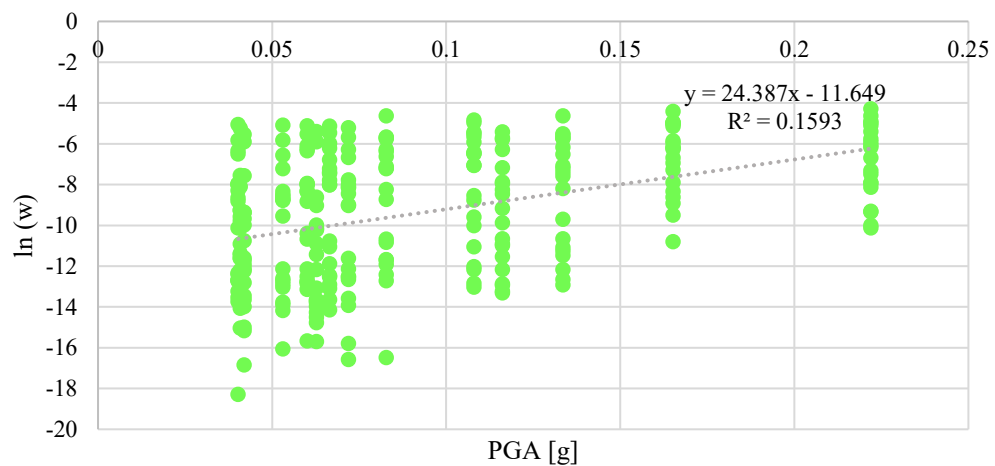


Figura 4.64 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando tutti i valori di w , indipendentemente dall'altezza del corpo diga e dalla cat. di sottosuolo

Tabella 36 Parametri linearizzazione considerando tutti i valori di cedimenti, indipendentemente dall'altezza del corpo diga e dalla cat. di sottosuolo

A	0.000009
α	24.387
R^2	0.16

Successivamente, si è valutata l'influenza della geometria del corpo diga, nonché dell'altezza (Figura 4.65, Figura 4.66) e sono stati valutati i valori di A , α e R^2 riassunti nella Tabella 37. Particolare attenzione è volta al valore di R^2 detto *coefficiente di determinazione*, poichè rappresenta una misura dell'intensità della correlazione tra la variabile dipendente e quella indipendente, che in questo caso è la PGA.

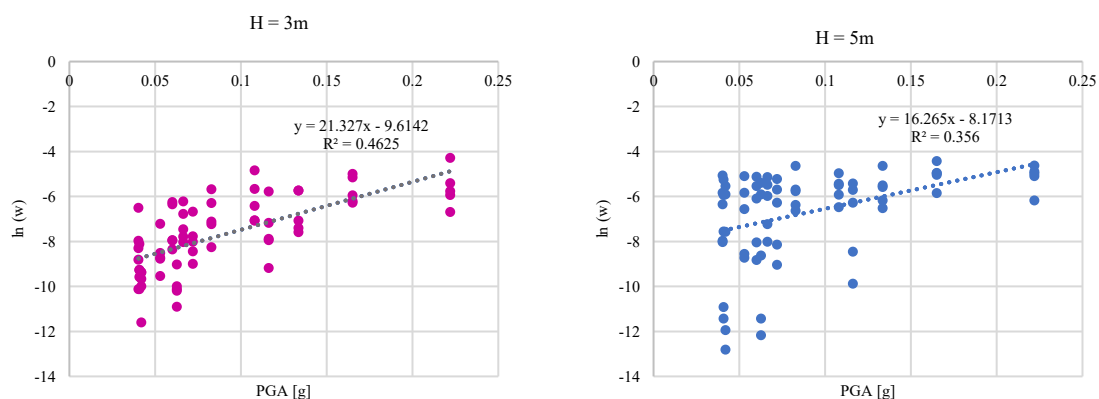


Figura 4.65 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando $h=3m$ (sinistra) e $h=5m$ (destra)

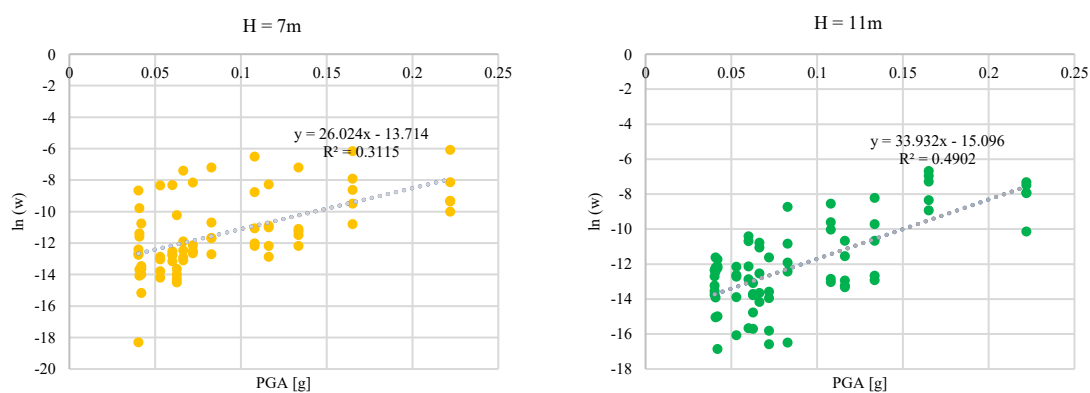


Figura 4.66 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando $h=7m$ (sinistra) e $h=11m$ (destra)

Tabella 37 Sintesi parametri ricavati tramite linearizzazione (20) mantenendo fissa l'altezza del corpo diga

	A	α	R^2
H=3m	0.000095	21.327	0.46
H=5m	0.000028	16.26	0.35
H=7m	0.000001	26.024	0.31
H=11m	0.0000003	33.93	0.4902

A seguire è stata valutata l'influenza della categoria di sottosuolo, indipendentemente dall'altezza del corpo diga (Figura 4.67, Figura 4.68, Figura 4.69) e ne sono stati riassunti i parametri nella Tabella 38.

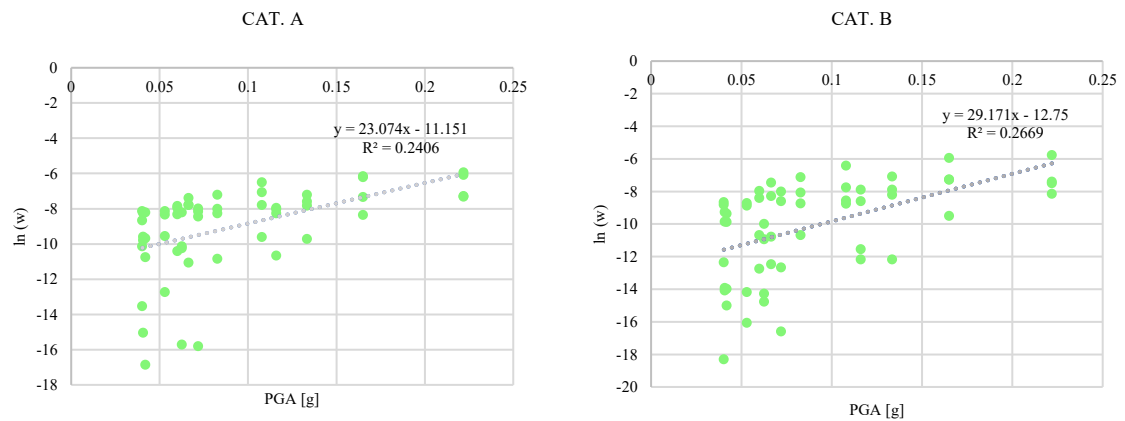


Figura 4.67 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando cat.A (sinistra) e cat.B (destra)

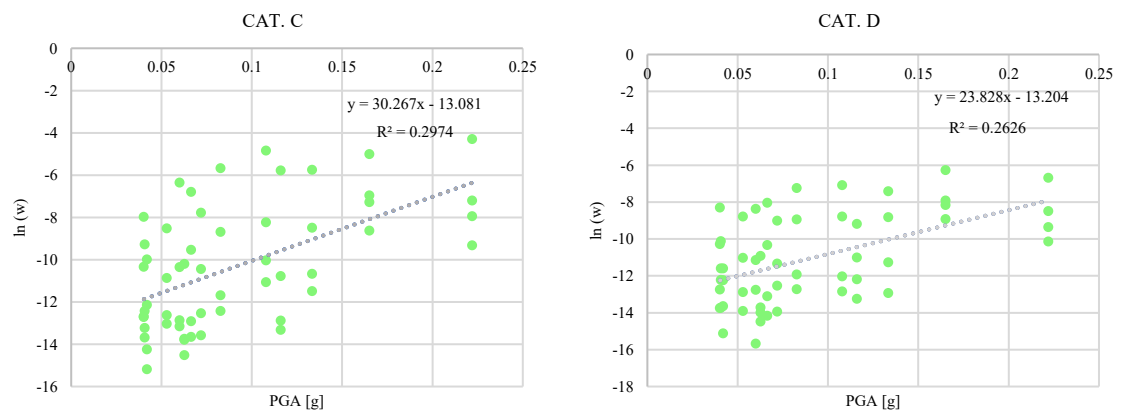


Figura 4.68 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando cat.C (sinistra) e cat.D (destra)

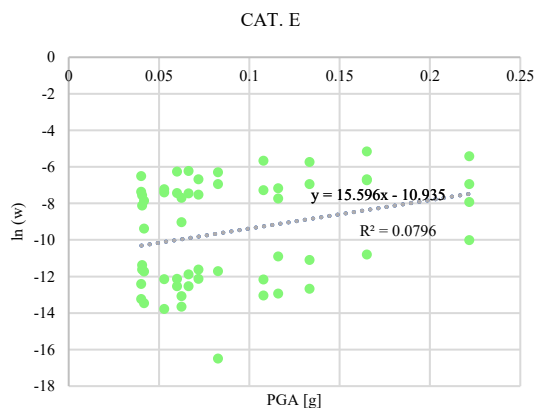


Figura 4.69 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando cat.E

Tabella 38 Sintesi parametri ricavati tramite linearizzazione (20) mantenendo fissa l'altezza del corpo diga

	A	α	R^2
CAT. A	0.000014	23.07	0.24
CAT. B	0.000003	29.17	0.26
CAT.C	0.000002	30.267	0.29
CAT.D	0.000002	23.82	0.26
CAT.E	0.000018	15.596	0.27

È possibile fare un primo confronto tra i valori di R^2 ottenuti nei tre diversi casi: risulta evidente come i valori più alti di R^2 sono stati ottenuti conoscendo la geometria del corpo diga e variano tra 0.3 e 0.5; invece la categoria di sottosuolo risulta meno condizionante e i valori di R^2 sono circa 0.2. È ben evidente come non considerare l'altezza del rilevato e la categoria dello strato di fondazione è più penalizzante sulla valutazione dei cedimenti.

Un'ulteriore conferma di quanto detto si evince considerando nota sia la categoria di sottosuolo che l'altezza del corpo diga (Figura 4.70, Figura 4.71, Figura 4.72), valutando A e α (Tabella 40) e come aumenta il valore di R^2 (Tabella 39).

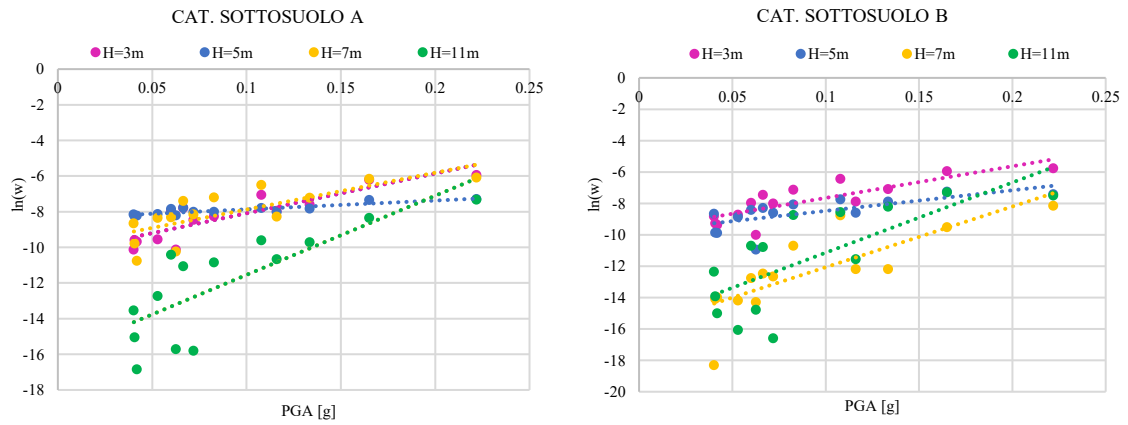


Figura 4.70 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando nota la cat. di sottosuolo e l'altezza (cat.A, cat.B)

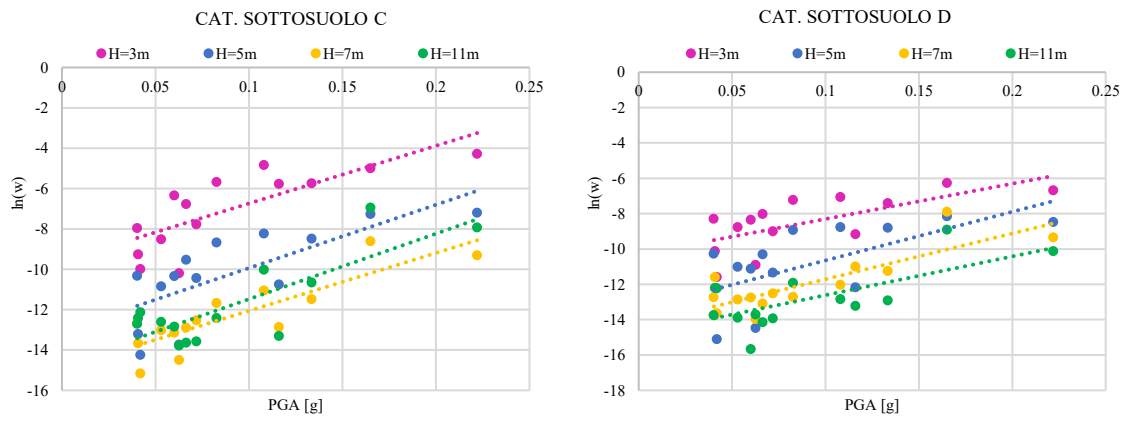


Figura 4.71 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando nota la cat. di sottosuolo e l'altezza (cat.C, cat.D)

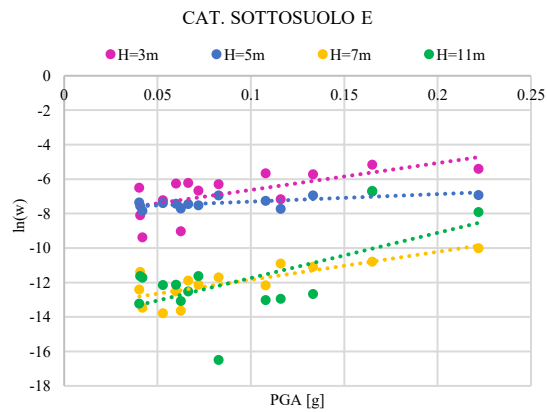


Figura 4.72 Linearizzazione dell'equazione (19) considerando nota la cat. di sottosuolo e l'altezza (cat.E)

Tabella 39 Sintesi dei valori di R^2 ottenuti tramite linearizzazione (20) mantenendo nota l'altezza della diga e la categoria di sottosuolo

R^2	H=3m	H=5m	H=7m	H=11m
CAT. A	0.76	0.77	0.58	0.63
CAT. B	0.69	0.47	0.62	0.54
CAT.C	0.61	0.55	0.72	0.66
CAT.D	0.76	0.77	0.57	0.69
CAT.E	0.42	0.47	0.60	0.46

Tabella 40 Sintesi valori A e α , note le categorie di sottosuolo e le altezze

CAT.A	H=3m	H=5m	H=7m	H=11m
A	0.00003	0.000258	0.000048	0.0000011
α	22.317	4.9454	20.63	44.39

CAT.B	H=3m	H=5m	H=7m	H=11m
A	0.000063	0.000056	0.000001	0.00000017
α	20.171	13.132	38.68	44.702

CAT.C	H=3m	H=5m	H=7m	H=11m
A	0.000067	0.000002	0.0000003	0.00000040
α	28.585	31.36	28.68	32.436

CAT.D	H=3m	H=5m	H=7m	H=11m
A	0.0000335	0.000002	0.0000006	0.0000004
α	22.317	4.94	20.637	25.90

CAT.E	H=3m	H=5m	H=7m	H=11m
A	0.0002791	0.00435	0.000014	0.000001
α	15.59	4.36	16.26	26.216

Dopo aver valutato quanto la conoscenza della geometria dell'opera e della categoria di sottosuolo influenzano la stima dei cedimenti, è stato fatto un confronto tra i cedimenti valutati tramite la relazione pseudo empirica (Equ, 19) e la relazione di Swaisgood (2003).

Si osserva come la relazione di letteratura sottostima i cedimenti, mentre la correlazione empirica basata sulla regressione lineare tra cedimenti calcolati e PGA risulta essere più rappresentativa dello studio in oggetto. Inoltre, questo vale sia quando si conosce un solo parametro tra altezza della diga (Figura 4.73, Figura 4.74) e categoria di suolo, sia se si conoscono entrambi.

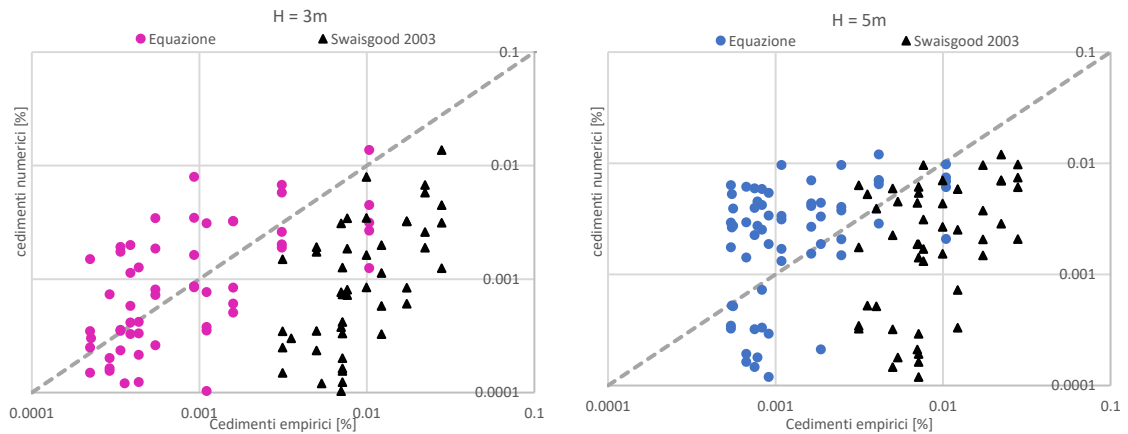


Figura 4.73 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota l'altezza della diga ($h=3m$, $h=5m$)

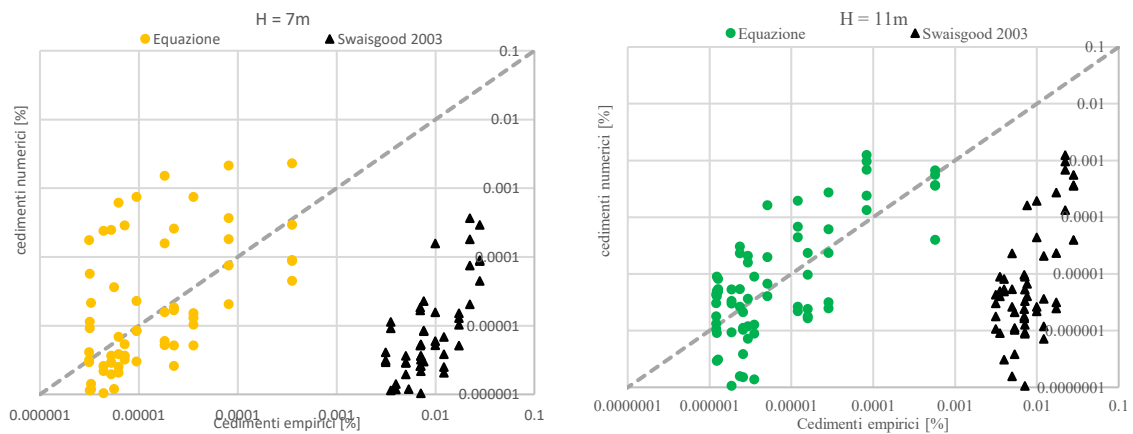


Figura 4.74 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota l'altezza della diga ($h=7m$, $h=11m$)

Nelle Figura 4.73, Figura 4.74 è evidente come l'equazione (19) rappresenta meglio i risultati anche se risultano dispersi. Un andamento simile si nota nelle Figura 4.75, Figura 4.76, Figura 4.77 dove i cedimenti calcolati tramite l'equazione (19) dipendono solo dalla categoria di sottosuolo.

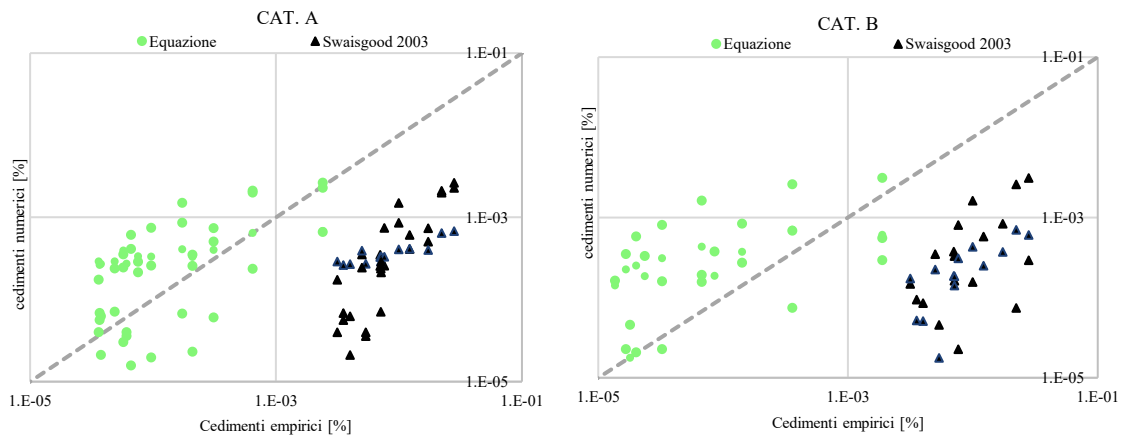


Figura 4.75 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo, rispettivamente cat. A e cat.B

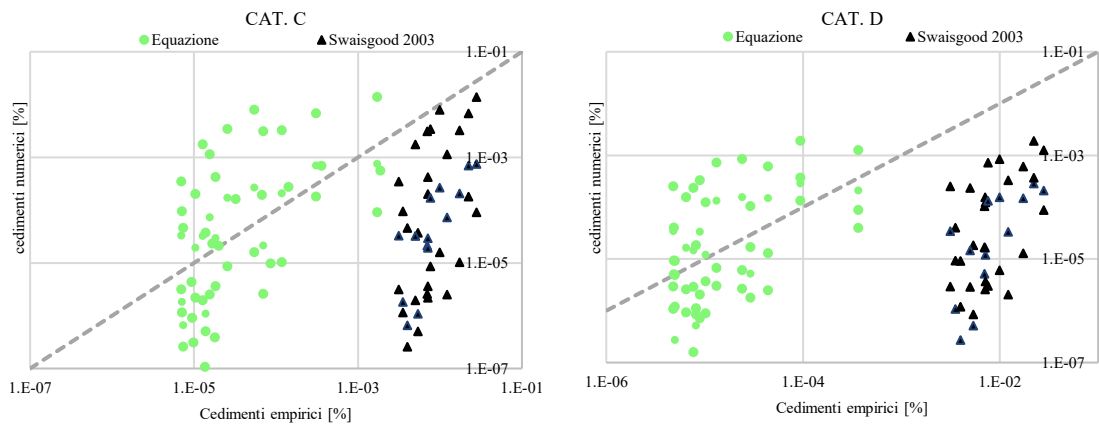


Figura 4.76 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo, cat. C e cat. D

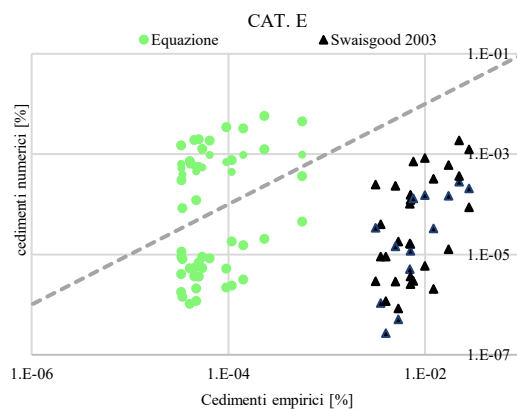


Figura 4.77 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo, cat. E

Invece, definita sia la geometria del rilevato che la categoria di sottosuolo i punti seguono meglio la bisettrice e l'equazione (Equ. 19) risulta più rappresentativa dello studio (Figura 4.78, Figura 4.79, Figura 4.80).

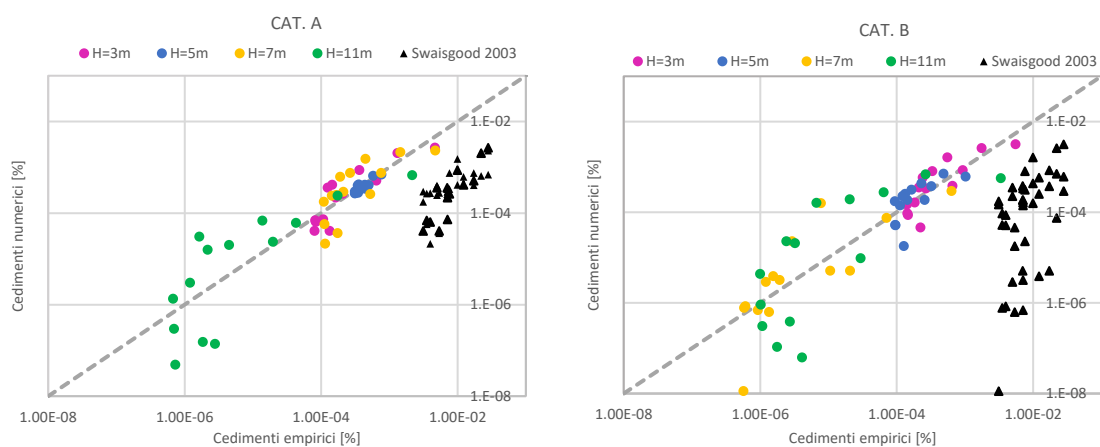


Figura 4.78 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (A e B) e l'altezza del corpo diga

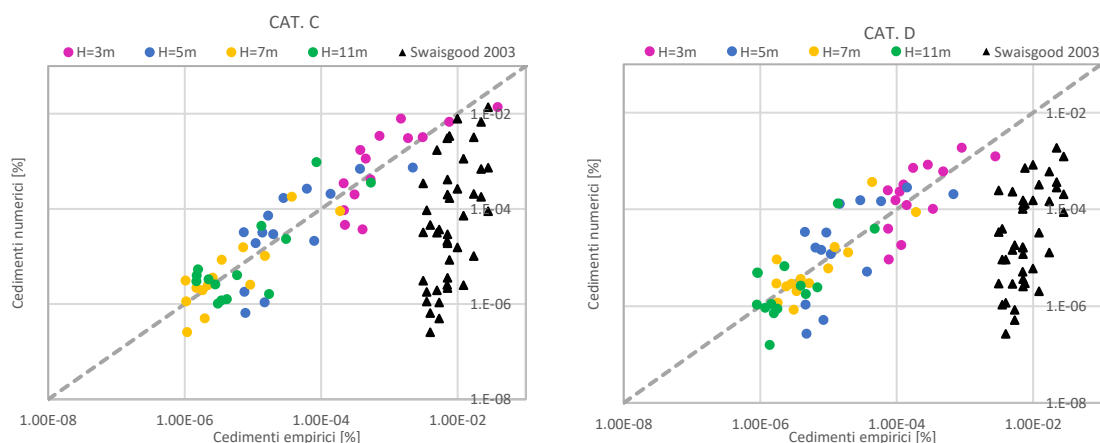


Figura 4.79 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (C e D) e l'altezza del corpo diga

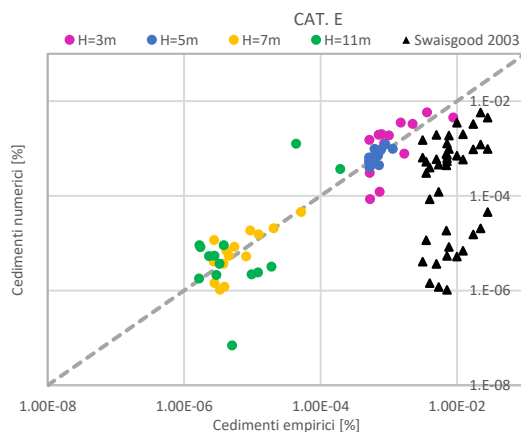


Figura 4.80 Confronto tra risultati numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo E e l'altezza del corpo diga

Sulla base dei risultati ottenuti è possibile concludere che per una valutazione rapida e attendibile della risposta dinamica in termini di cedimenti dell'opera, oltre a conoscere la PGA, come parametro rappresentativo dell'evento sismico, bisogna conoscere l'altezza della diga e la categoria di sottosuolo.

Grazie alla relazione pseudo empirica individuata (Equ. 19) sono stati definiti dei diagrammi che consentono la valutazione semplificata dei cedimenti, nota la PGA, la geometria dell'opera e la categoria di sottosuolo (Figura 4.81, Figura 4.82, Figura 4.83, Figura 4.84, Figura 4.85).

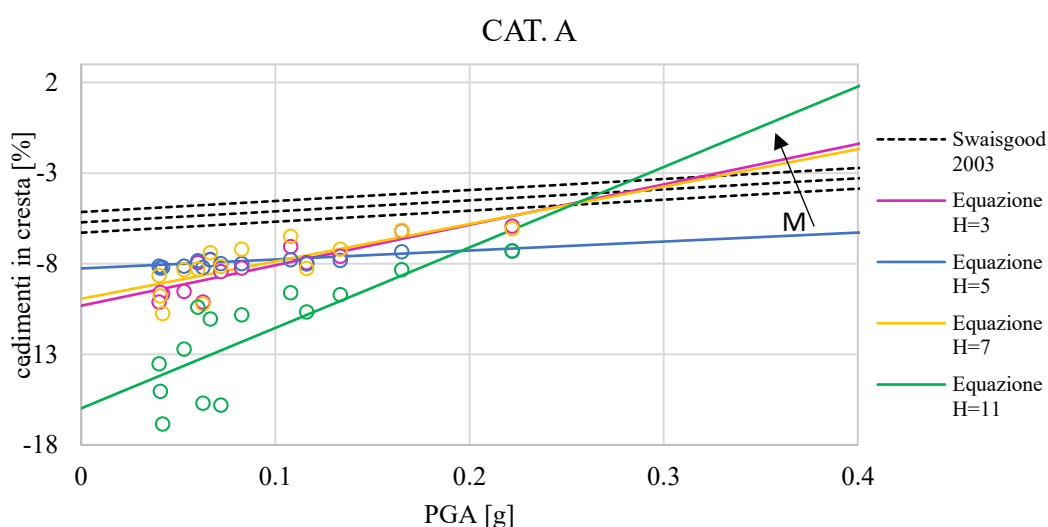


Figura 4.81 Confronto della previsione dei cedimenti in cresta in funzione della PGA, per una cat. A e le varie altezze del corpo diga

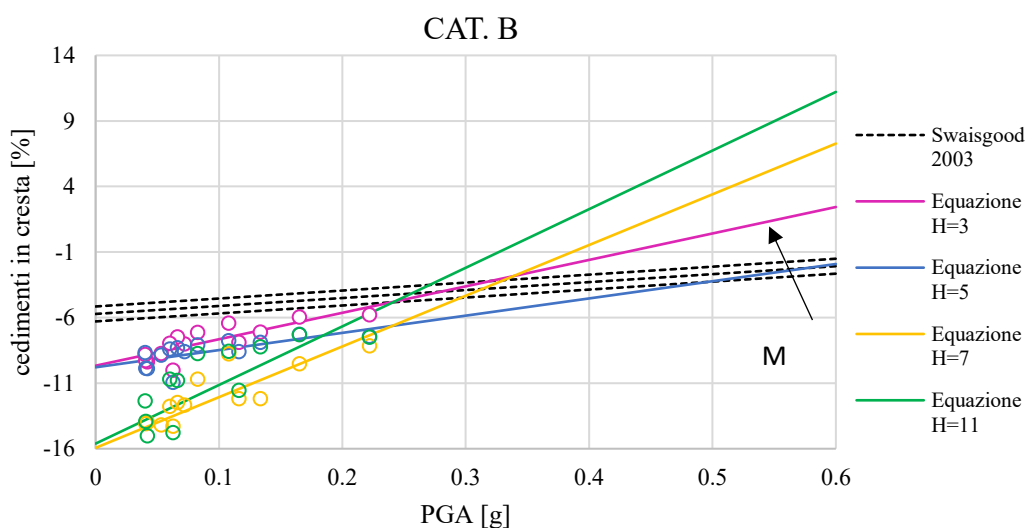


Figura 4.82 Confronto della previsione dei cedimenti in cresta in funzione della PGA, per una cat. B e le varie altezze del corpo diga

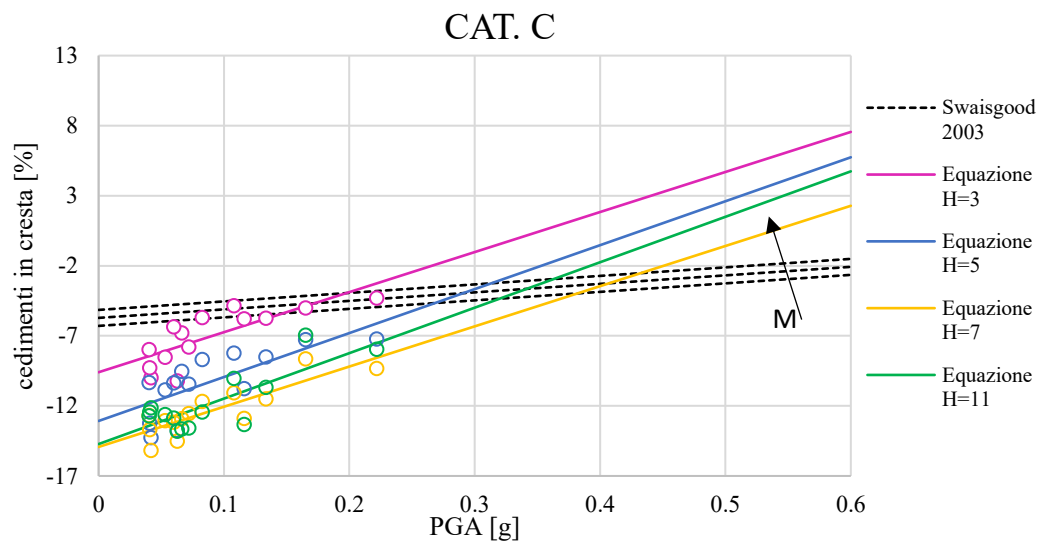


Figura 4.83 Confronto della previsione dei cedimenti in cresta in funzione della PGA, per una cat. C e le varie altezze del corpo diga

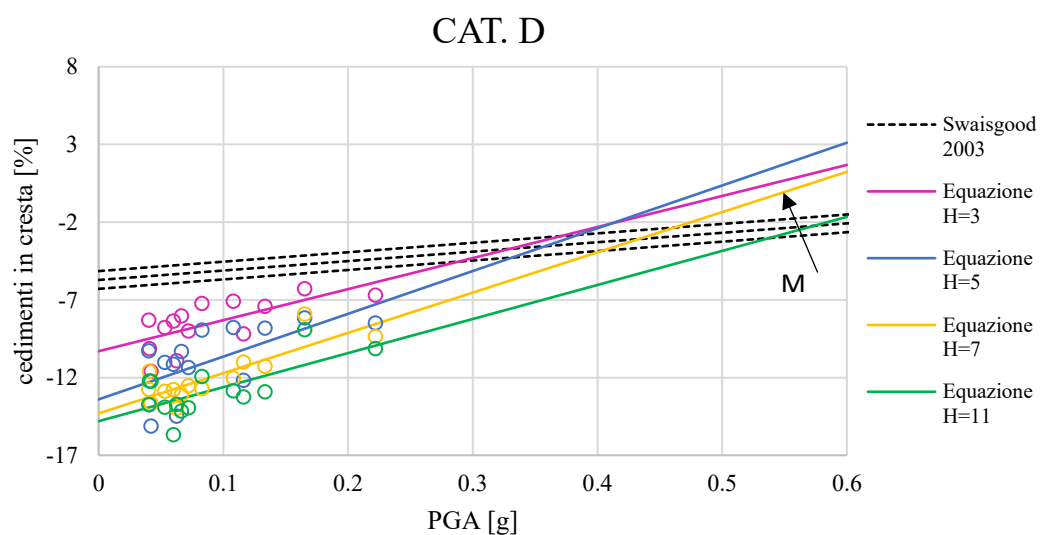


Figura 4.84 Confronto della previsione dei cedimenti in cresta in funzione della PGA, per una cat. D e le varie altezze del corpo diga

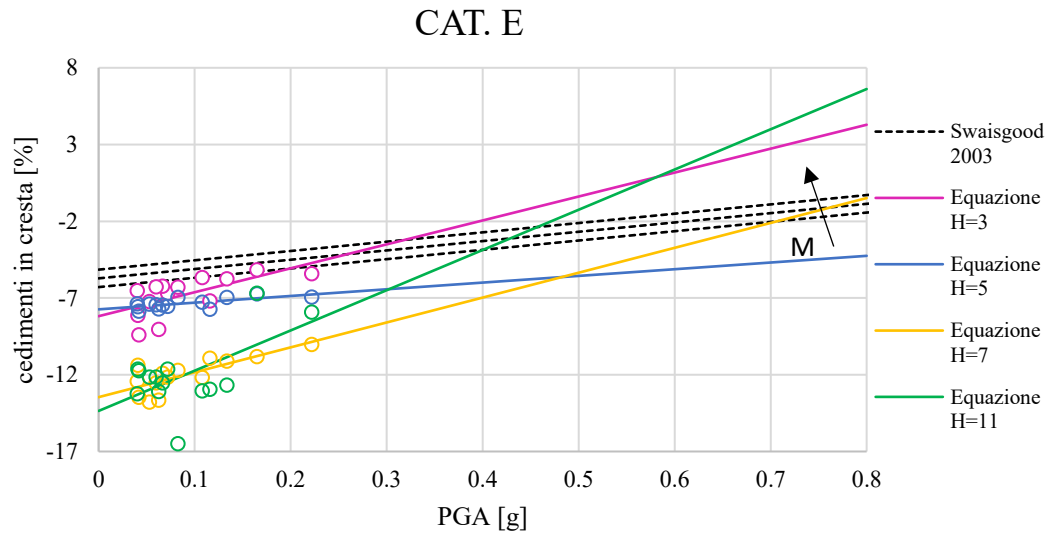


Figura 4.85 Confronto della previsione dei cedimenti in cresta in funzione della PGA, per una cat. E e le varie altezze del corpo diga

Lo stesso approccio è stato utilizzato per definire una relazione pseudo-empirica per il computo degli spostamenti orizzontali del paramento di valle del corpo diga.

La relazione pseudo empirica proposta Cosentini et al. (2021) è stata definita a partire da quelle trovate in letteratura. La relazione presa come riferimento è quella di Blake et al. (2002), definita come segue:

$$D \text{ (mm)} = k_{max} \cdot D_{5-95} \cdot 10^{1.187 - 3.477 \cdot \frac{k_y}{k_{max}}} \quad (21)$$

dove:

k_{max} è pari $\frac{PGA}{g}$;

D_{5-95} è la durata significativa dello scuotimento sismico, espressa in secondi. Rappresenta l'intervallo di tempo compreso tra gli istanti in cui l'intensità di Arias normalizzata è tra il 5% e il 95%;

k_y è l'accelerazione limite, che in assenza di verifiche pseudo statiche di stabilità dei paramenti è assunta pari a 0.

La relazione proposta (Cosentini et al. 2021) nell'ambito di questo lavoro di tesi è invece la seguente:

$$D(cm) = A \cdot e^{\alpha \cdot PGA} \cdot k_{max} \cdot D_{5-95} \quad (22)$$

dove:

A e α sono i due parametri che derivano dalla linearizzazione dell'equazione (22).

La relazione (22) è stata così linearizzata, considerando la PGA come parametro rappresentativo del moto sismico e come variabile indipendente:

$$\ln\left(\frac{D}{k_{max} \cdot D_{5-95}}\right) = \ln(A) + \alpha \cdot PGA \quad (23)$$

È stata valutata la variabilità dei parametri A , α e R^2 in funzione delle informazioni disponibili sull'opera oggetto di studio. Più precisamente, questi parametri sono stati calcolati in tre diverse situazioni: nota solo l'altezza del corpo diga (Figura 4.86, Figura 4.87); nota solo la categoria di sottosuolo (Figura 4.88, Figura 4.89, Figura 4.90); nota sia l'altezza del rilevato che la categoria di sottosuolo dello strato di fondazione (Figura 4.91, Figura 4.92, Figura 4.93).

I valori di A , α e R^2 sono stati riassunti nelle Tabella 41, Tabella 42, Tabella 43 per ognuno dei tre casi appena citati.

In questo modo, è stato possibile valutare la relazione (22) analizzando l'influenza dell'altezza del corpo diga e della categoria di sottosuolo nel calcolo degli spostamenti orizzontali.

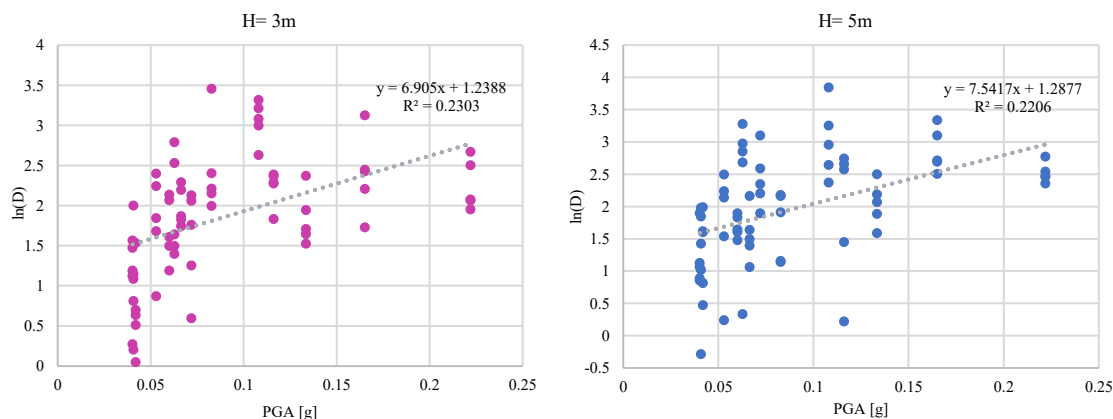


Figura 4.86 Linearizzazione (23) considerando nota solo l'altezza del corpo diga ($h=3m$, $h=5m$)

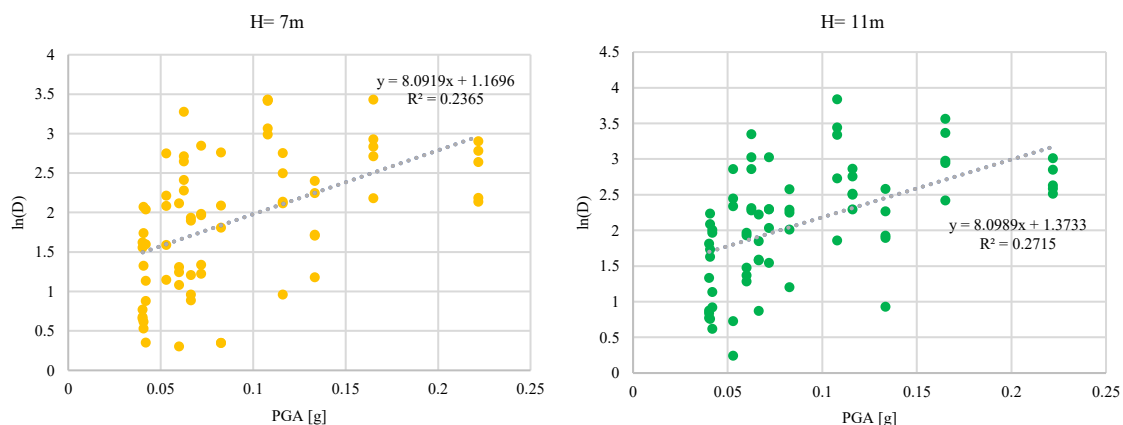


Figura 4.87 Linearizzazione (23) considerando nota solo l'altezza del corpo diga ($h=7m$, $h=11m$)

Tabella 41 Sintesi parametri ricavati da linearizzazione (23) considerando nota solo l'altezza del corpo diga

	A	α	R^2
H=3m	3.45	6.905	0.23
H=5m	3.6	7.5417	0.22
H=7m	3.2	8.0919	0.24
H=11m	3.9	8.0989	0.27

A seguire è stata valutata l'influenza della categoria di sottosuolo, indipendentemente dall'altezza del corpo diga (Figura 4.88, Figura 4.89, Figura 4.90) e ne sono stati riassunti i parametri nella Tabella 42.

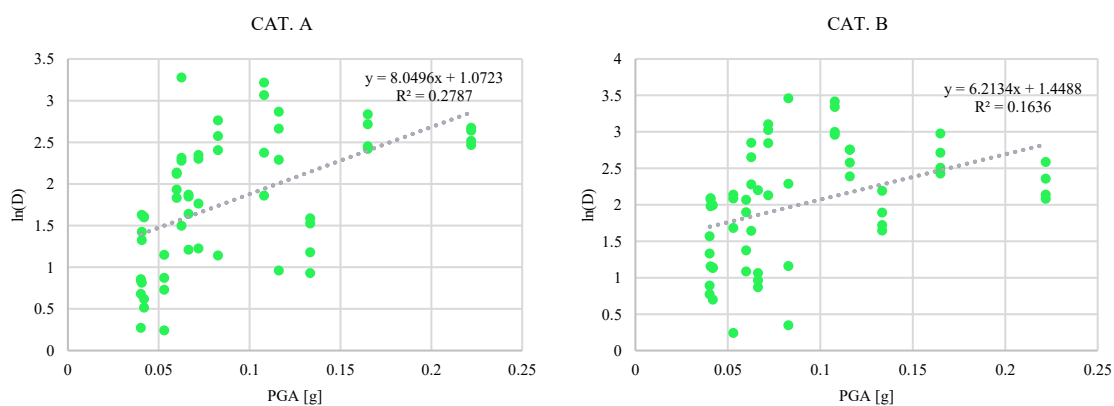


Figura 4.88 Linearizzazione (23) considerando nota solo la categoria di sottosuolo (cat. A, cat.B)

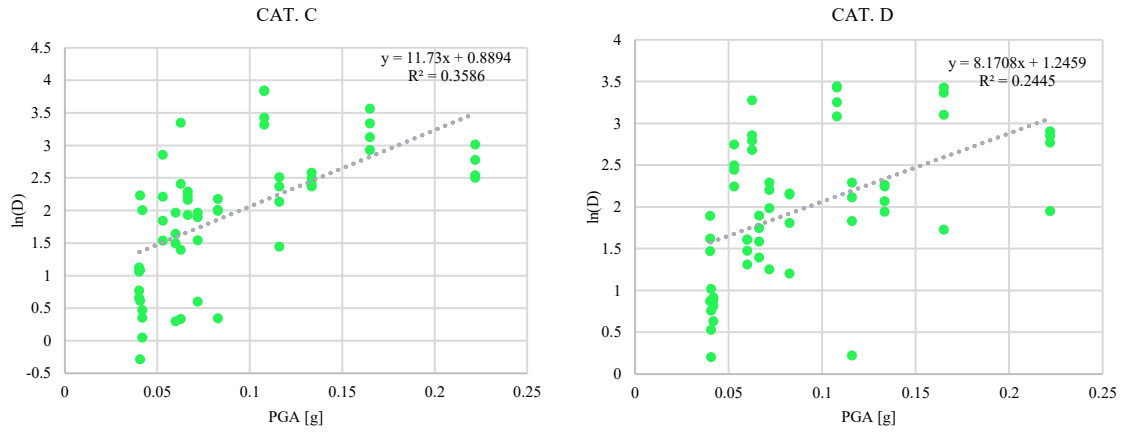


Figura 4.89 Linearizzazione (23) considerando nota solo la categoria di sottosuolo (cat. C, cat.D)

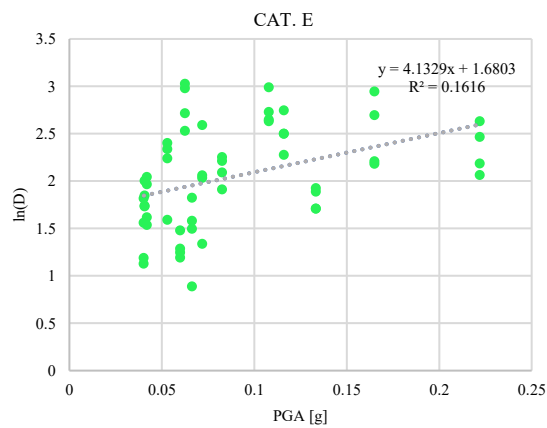


Figura 4.90 Linearizzazione (23) considerando nota solo la categoria di sottosuolo (cat. E)

Tabella 42 Sintesi parametri ricavati da linearizzazione (23) per categoria di sottosuolo nota

	A	α	R^2
CAT. A	2.9	8.0496	0.28
CAT. B	4.2	6.2134	0.17
CAT.C	2	11.73	0.36
CAT.D	3.4	8.1708	0.24
CAT.E	5	4.1329	0.16

Infine, è stata valutata l'influenza sia dell'altezza di diga che della categoria di sottosuolo e sono stati riassunti i parametri nella Tabella 43 e Tabella 44.

Tabella 43 Sintesi dei valori di R^2 ottenuti tramite linearizzazione (23) mantenendo nota l'altezza della diga e la categoria di sottosuolo

R^2	H=3m	H=5m	H=7m	H=11m
CAT. A	0.45	0.35	0.34	0.49
CAT. B	0.27	0.22	0.23	0.22
CAT.C	0.46	0.43	0.41	0.33
CAT.D	0.30	0.33	0.42	0.54
CAT.E	0.21	0.32	0.44	0.36

Tabella 44 Sintesi valori A e α nota la categoria di sottosuolo e l'altezza

CAT.A	H=3m	H=5m	H=7m	H=11m
A	2.12	1.91	0.88	3.32
α	10.89	10.51	13.77	6.986

CAT.B	H=3m	H=5m	H=7m	H=11m
A	4.12	5.56	3.82	2.86
α	7.21	4.44	6.26	7.63

CAT.C	H=3m	H=5m	H=7m	H=11m
A	2.13	1.66	1.78	5.94
α	11.825	13.91	12.96	8.23

CAT.D	H=3m	H=5m	H=7m	H=11m
A	3.43	1.18	2.84	1.80
α	6.99	13.69	10.14	10.454

CAT.E	H=3m	H=5m	H=7m	H=11m
A	6.19	5.00	1.68	2.11
α	1.63	5.01	8.71	10.45

È evidente come anche in questo caso, la conoscenza della geometria dell'opera e della categoria di sottosuolo influenza maggiormente la stima degli spostamenti orizzontali.

Dopodiché è stato fatto un confronto tra i cedimenti computati tramite la relazione pseudo empirica individuata e la relazione di Blake et al (2002).

Si osserva come la correlazione empirica basata sulla regressione lineare tra spostamenti calcolati e PGA risulta essere più rappresentativa dello studio in oggetto. Questa osservazione vale sia quando si conosce un solo parametro tra altezza della diga e categoria di suolo, sia se si conoscono entrambi.

Nelle Figura 4.91, Figura 4.92 è stato fatto il confronto tra le due relazioni empiriche, considerando spostamenti numerici di cui è nota solo l'altezza del corpo diga.

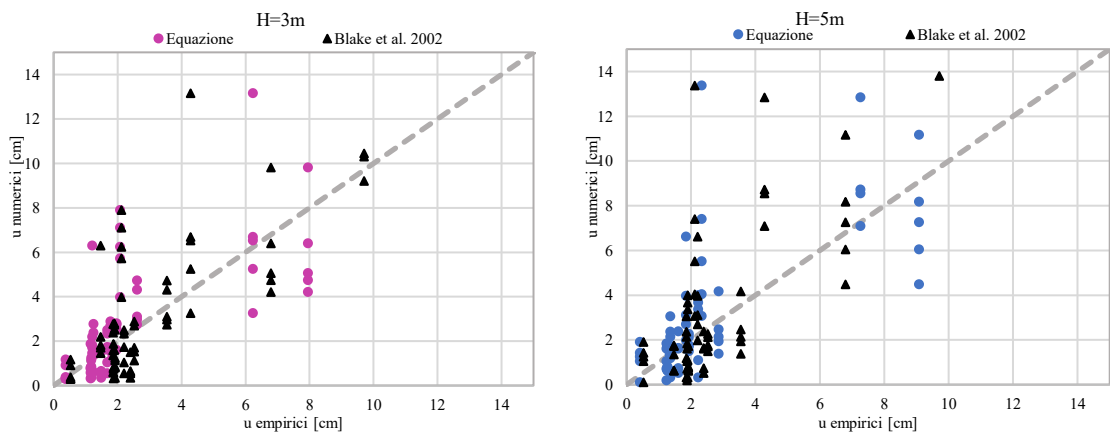


Figura 4.91 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota l'altezza del copro diga ($h=3m$ e $h=5m$)

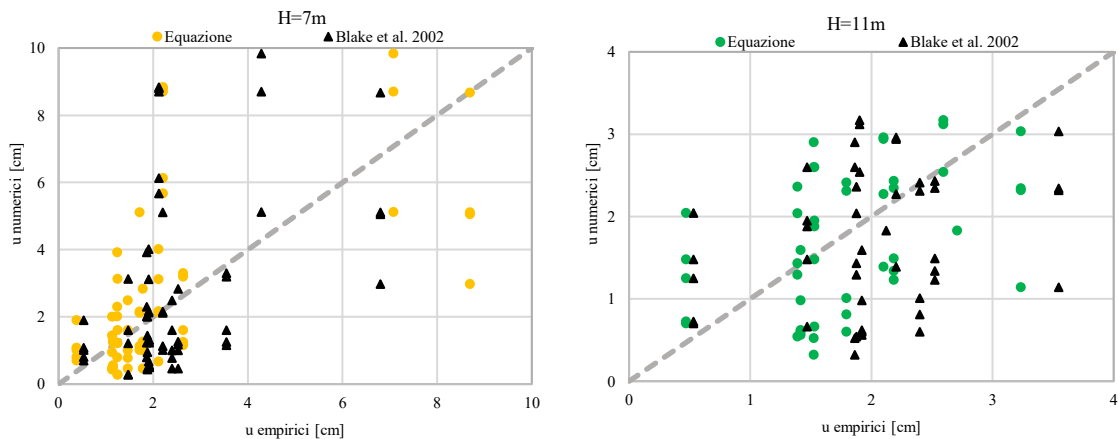


Figura 4.92 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota l'altezza del copro diga ($h=7m$ e $h=11m$)

Nella Figura 4.93, Figura 4.94, Figura 4.95 è stato fatto il confronto tra le due relazioni empiriche, considerando spostamenti numerici di cui è nota solo la categoria di sottosuolo.

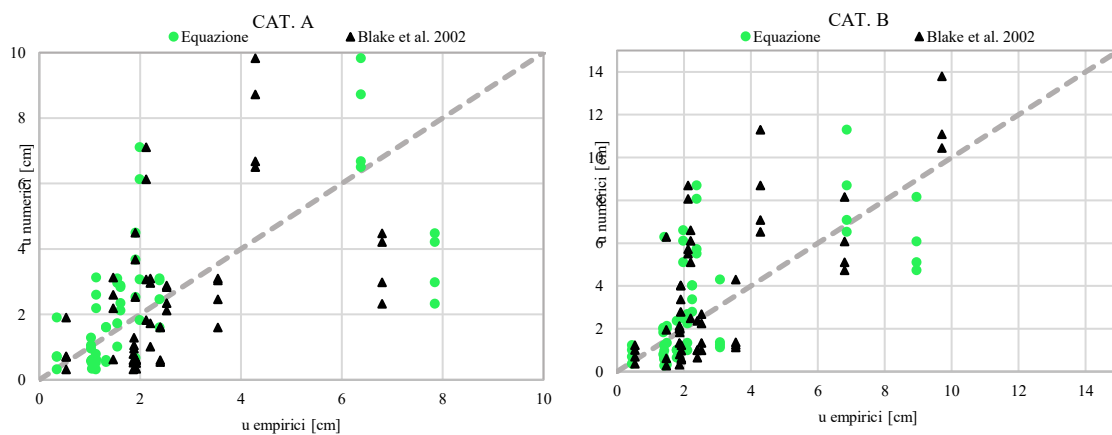


Figura 4.93 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (A e B)

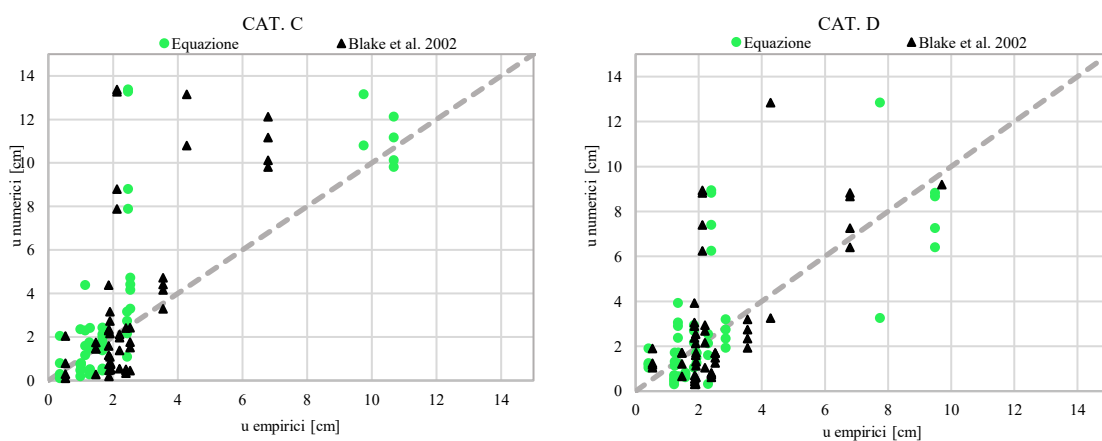


Figura 4.94 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (C e D)

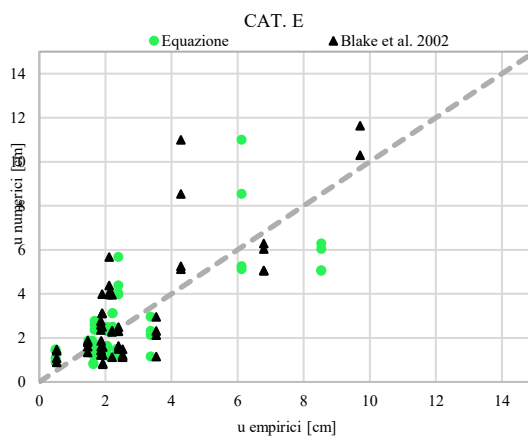


Figura 4.95 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (E)

Nelle Figura 4.96, Figura 4.97, Figura 4.98 è stato fatto il confronto tra le due relazioni empiriche, considerando spostamenti numerici di cui è nota sia l'altezza della diga che la categoria di sottosuolo.

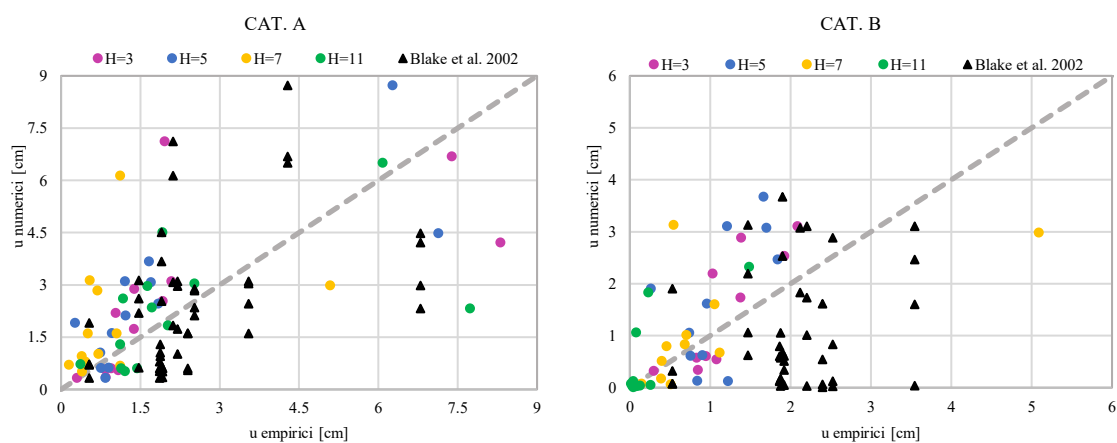


Figura 4.96 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (A e B) e l'altezza del corpo diga

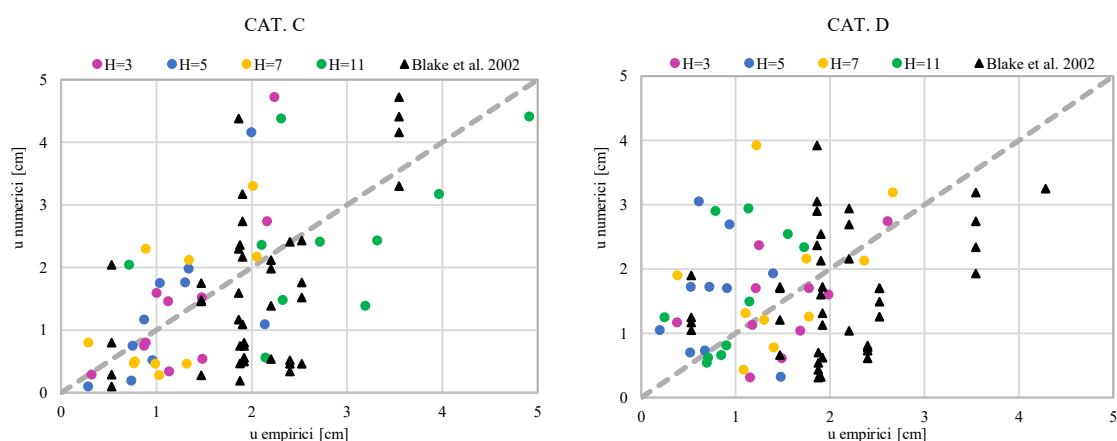


Figura 4.97 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (C e D) e l'altezza del corpo diga

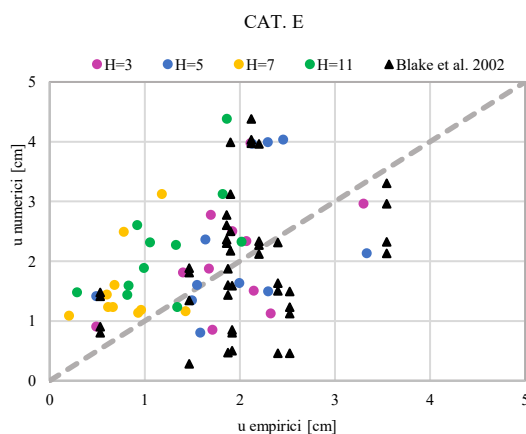


Figura 4.98 Confronto tra spostamenti numerici e risultati empirici nota la categoria di sottosuolo (E) e l'altezza del corpo diga

Sulla base dei risultati ottenuti e precedentemente discussi, è possibile concludere che per una valutazione rapida e attendibile della risposta dinamica in termini di spostamenti orizzontali del corpo diga è importante conoscere oltre la PGA, come parametro rappresentativo dell'evento sismico, anche la geometria dell'opera e la categoria di sottosuolo della fondazione.

La conoscenza di queste informazioni è quasi sempre disponibile, e grazie alla relazione pseudo empirica individuata (21) sono stati definiti dei diagrammi che consentono la valutazione semplificata degli spostamenti orizzontali (Figura 4.99, Figura 4.100, Figura 4.101, Figura 4.102, Figura 1.103).

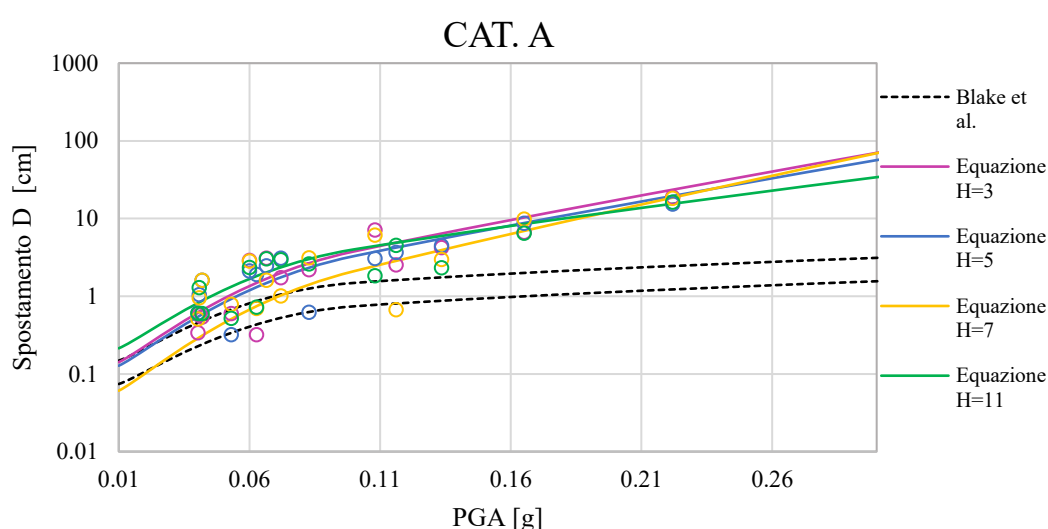


Figura 4.99 Confronto della previsione degli spostamenti orizzontali del corpo diga in funzione della PGA, per una cat. A e le varie altezze del corpo diga

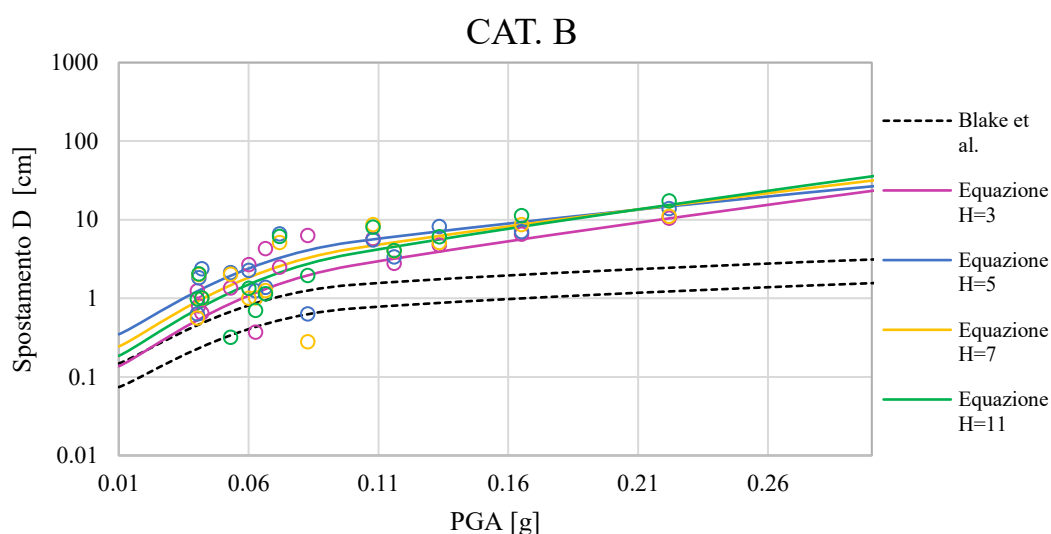


Figura 4.100 Confronto della previsione degli spostamenti orizzontali del corpo diga in funzione della PGA, per una cat. B e le varie altezze del corpo diga

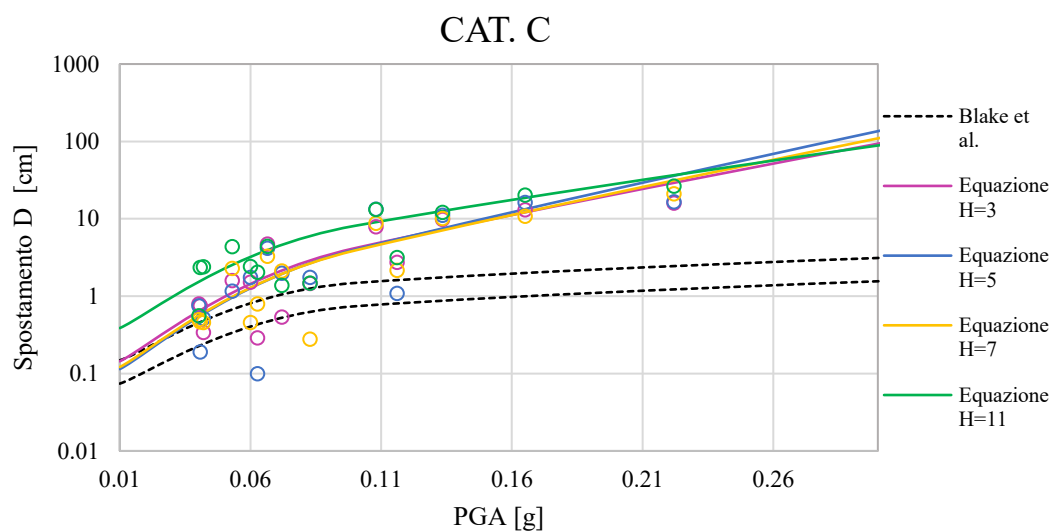


Figura 4.101 Confronto della previsione degli spostamenti orizzontali del corpo diga in funzione della PGA, per una cat. C e le varie altezze del corpo diga

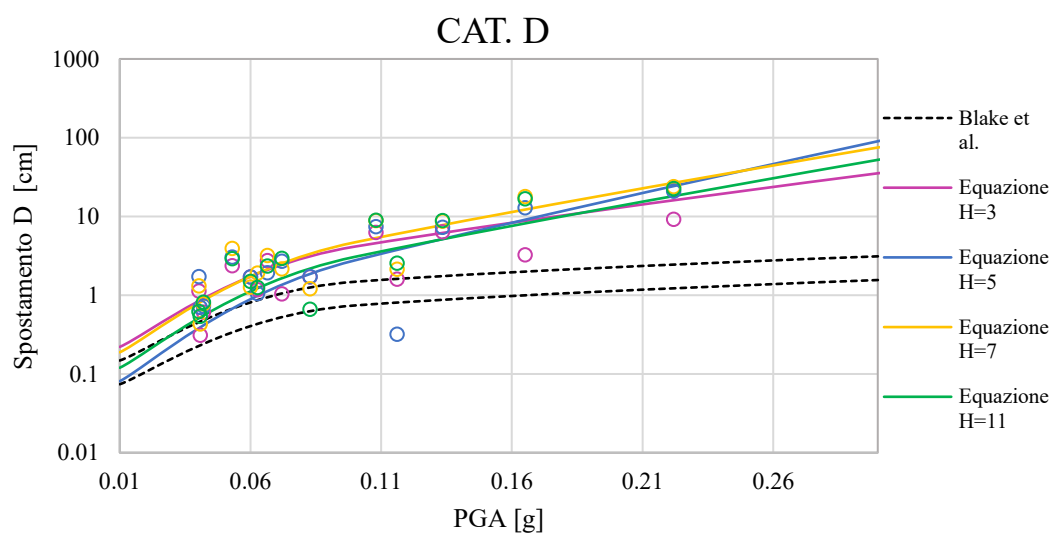


Figura 4.102 Confronto della previsione degli spostamenti orizzontali del corpo diga in funzione della PGA, per una cat. D e le varie altezze del corpo diga

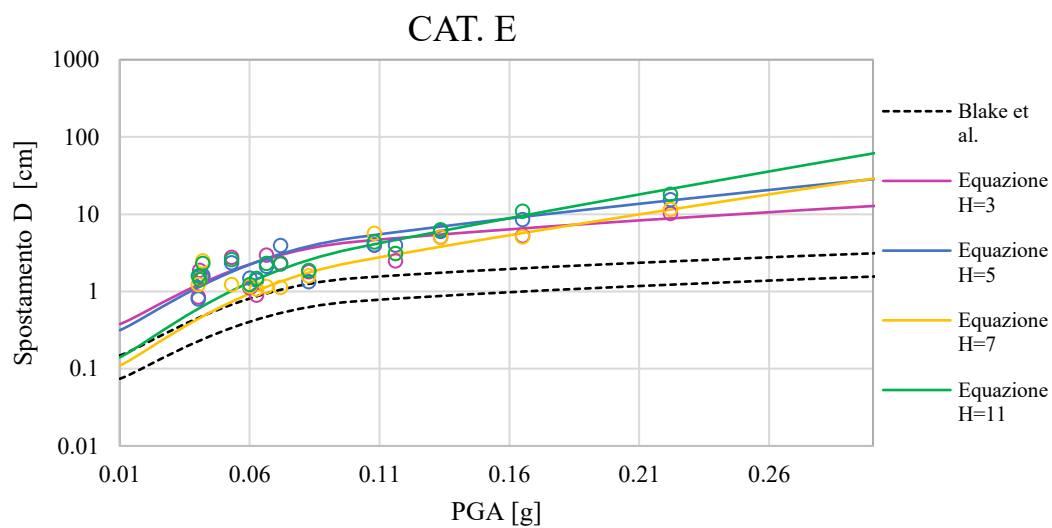


Figura 4.103 Confronto della previsione degli spostamenti orizzontali del corpo diga in funzione della PGA, per una cat. E e le varie altezze del corpo diga

5. Conclusioni

Nel presente lavoro di Tesi è stata valutata la risposta sismica di piccole dighe in terra omogenea site nella Regione Piemonte. Le analisi dinamiche sono state condotte tramite l'utilizzo di metodi avanzati, quali le analisi numeriche utilizzando il software commerciale Flac.

Lo studio ha permesso di valutare la risposta dinamica di quattro modelli rappresentativi delle dighe censite dalla Regione Piemonte, alle quali sono state assegnate dimensioni e parametri geotecnici medi ricavati dal Database regionale. Per le successive analisi dinamiche è stato utilizzato un set di 14 accelerogrammi ricavati sulla base della sismicità del Piemonte.

Tramite questo lavoro è stato possibile valutare come le caratteristiche del sottosuolo, definite in accordo con le NTC2018, e la geometria del corpo diga possono essere considerati due informazioni essenziali per valutare la risposta delle dighe in materiale sciolto. Tra i principali risultati delle analisi dinamiche si sono considerati principalmente i cedimenti del coronamento, gli incrementi di pressione neutra all'interno del corpo diga, gli spostamenti orizzontali delle sponde e le accelerazioni massime valutate lungo l'asse di simmetria del corpo diga. È evidente come in corrispondenza della cresta della diga si verificano fenomeni di amplificazione maggiori, dovuti agli effetti di sito, come evidenziato anche dallo spettro di risposta in termine di accelerazione valutato in corrispondenza del punto di cresta dell'opera di sbarramento. Ciò che si evince è che, a parità di altezza di corpo diga, l'amplificazione del moto in cresta rispetto al suolo aumenta passando da una categoria di sottosuolo pari ad A, che descrive un terreno molto rigido, a una categoria pari a D, che definisce un sottosuolo più deformabile.

Infine, sono state calibrate delle relazioni pseudo-empiriche in grado di fornire delle correlazioni tra gli effetti indotti dall'azione sismica, in termini di cedimenti del coronamento e spostamenti orizzontali del corpo diga, ed un parametro del moto sismico, quale la PGA (accelerazione di picco registrata al suolo).

Le relazioni individuate hanno mostrato come la conoscenza della geometria dell'opera e della categoria di sottosuolo permettono di definire dei diagrammi per una valutazione

rapida e attendibile della risposta dinamica in termini di cedimenti e spostamenti orizzontali dell'opera.

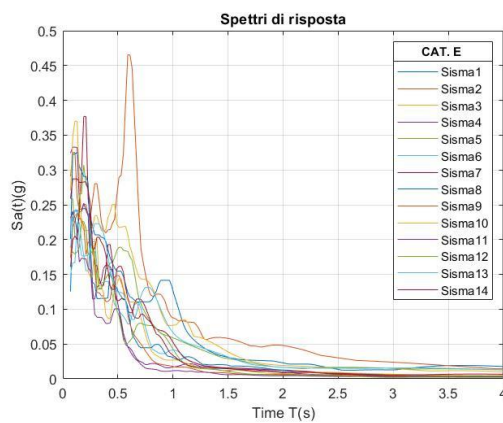
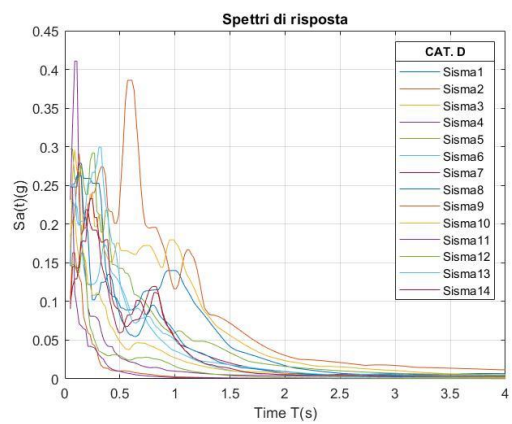
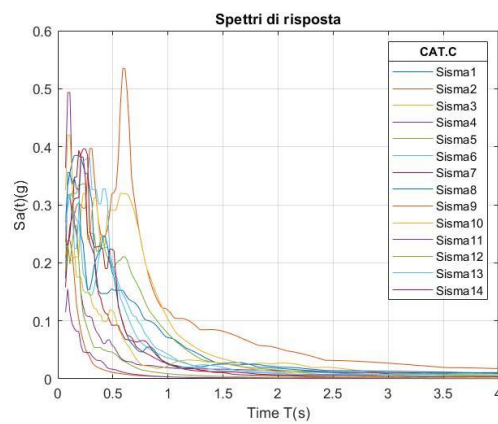
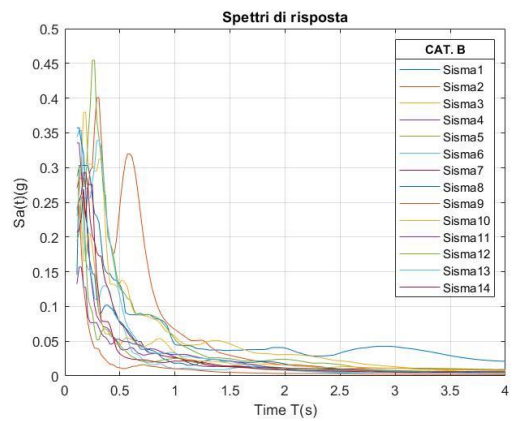
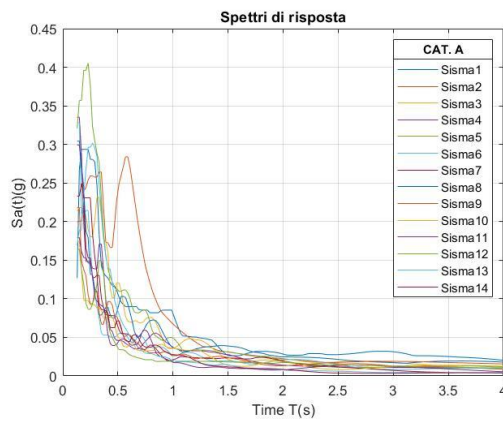
Per studi futuri l'approccio seguito nel presente lavoro di tesi può dunque permettere lo sviluppo di metodi probabilistici per la valutazione della vulnerabilità sismica delle dighe in terra presenti sul territorio nazionale, come possono essere le curve di fragilità.

Tali curve rappresentano uno strumento di analisi di vulnerabilità di sistemi strutturali a seguito di una sollecitazione sismica. Risultano molto utili quando si debbano fare delle predizioni di danneggiamenti indotti da eventi sismici su un gran numero di opere riconducibili ad una determinata categoria.

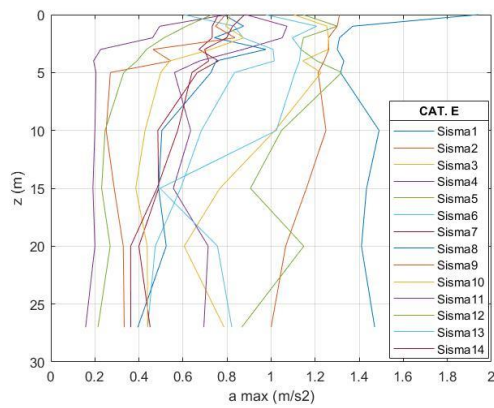
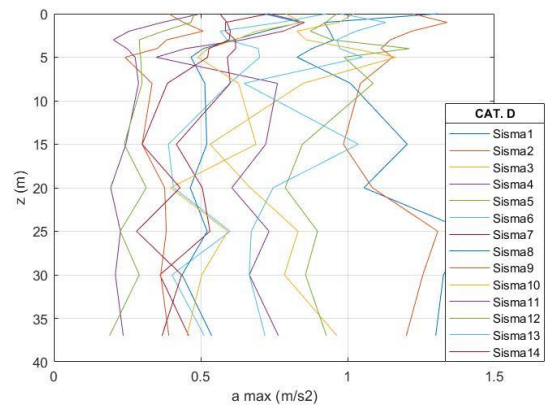
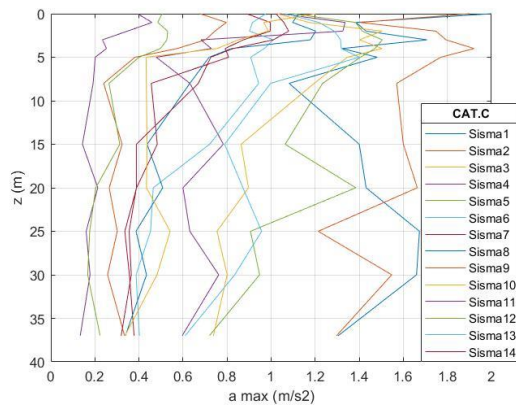
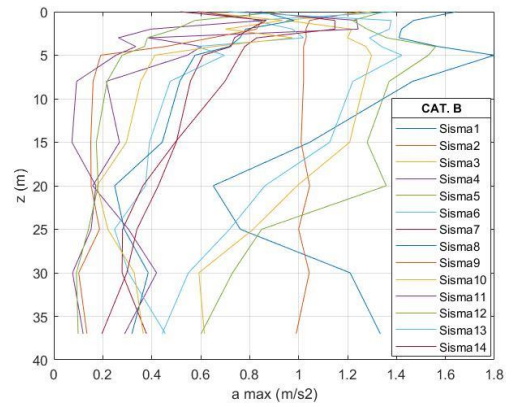
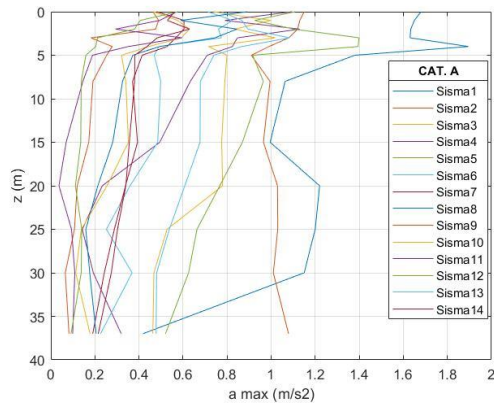
Allegati

Allegato A - Risultati analisi dinamiche modello 2

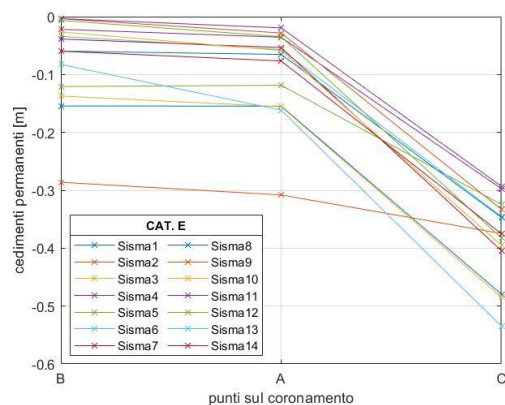
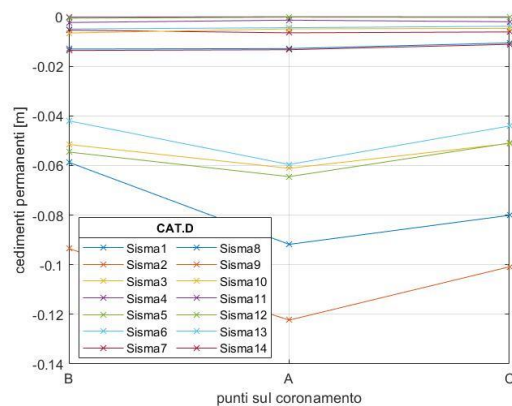
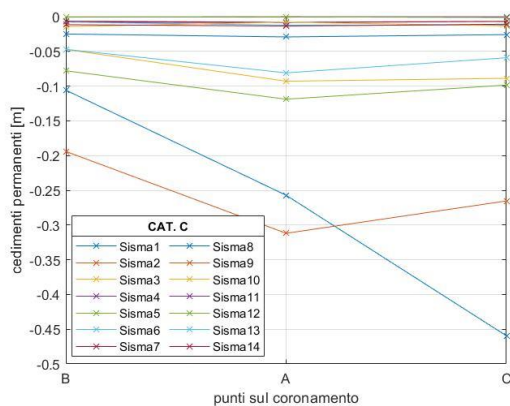
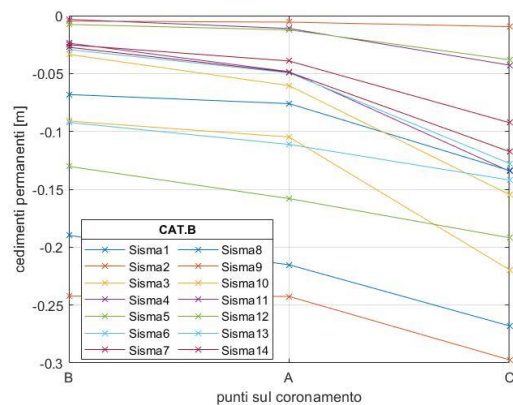
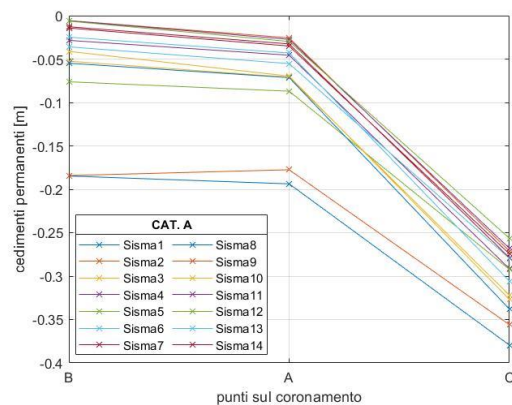
- Spettro di risposta sul coronamento:



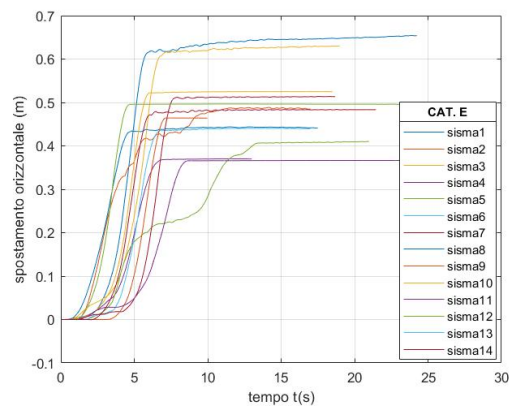
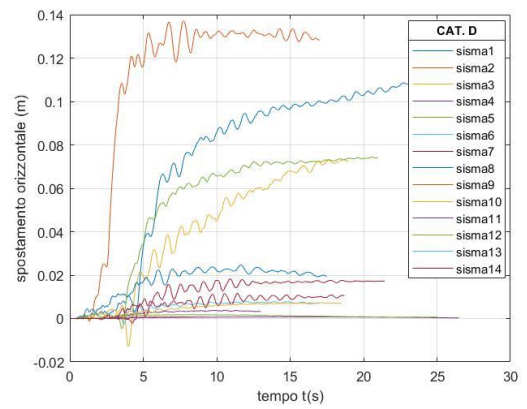
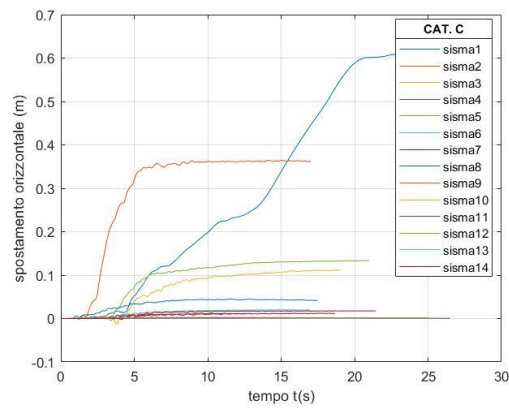
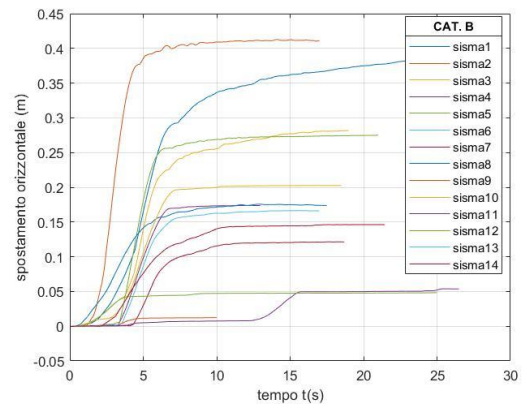
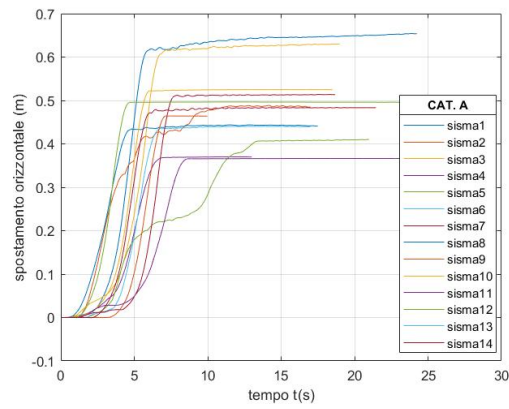
- Accelerazione massima registrata nei punti di controllo lungo la verticale:



- Cedimenti permanenti nei punti A, B, C sul coronamento:

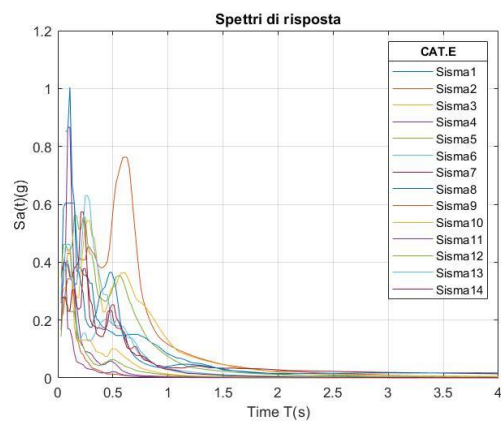
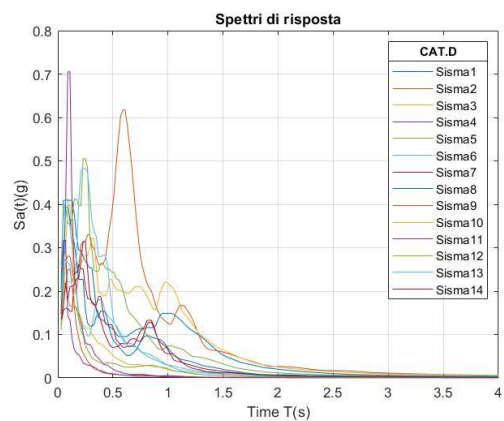
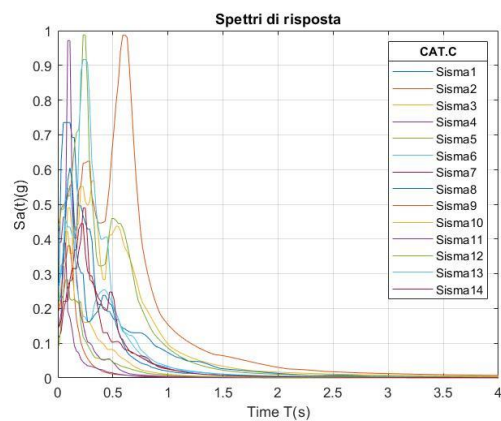
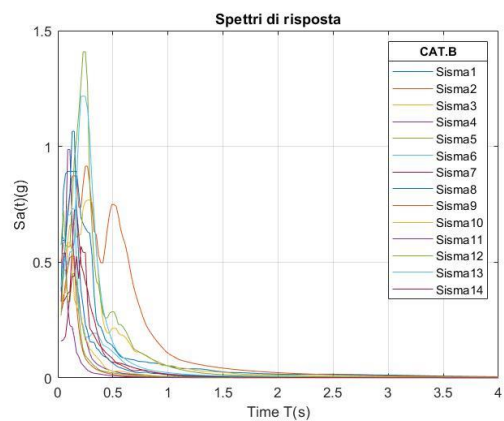
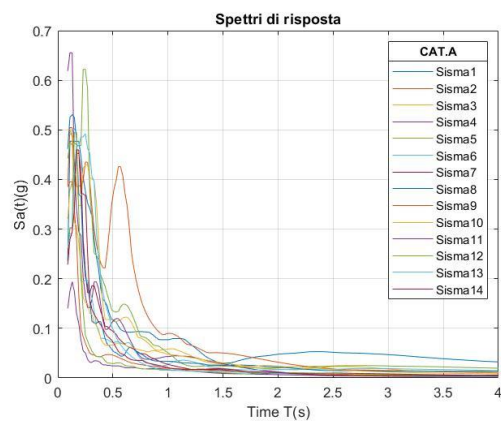


- Spostamenti orizzontali nel tempo della sponda destra, valutati nel punto R:

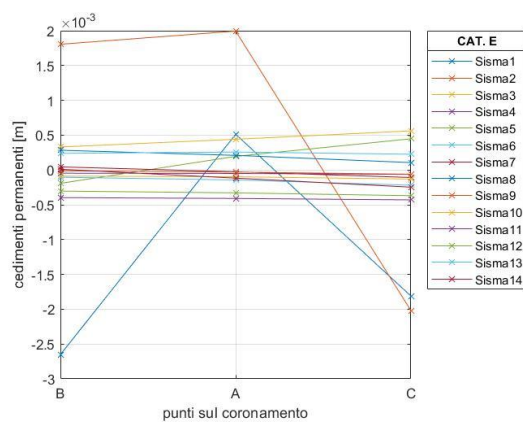
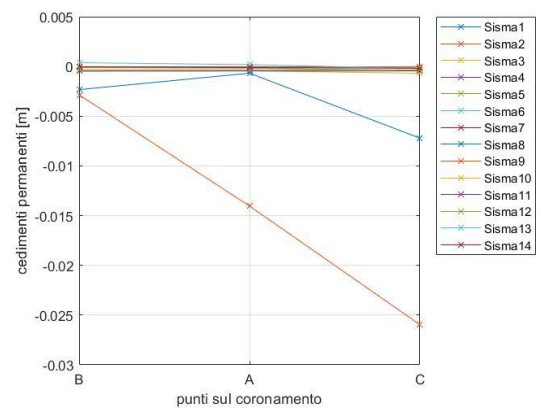
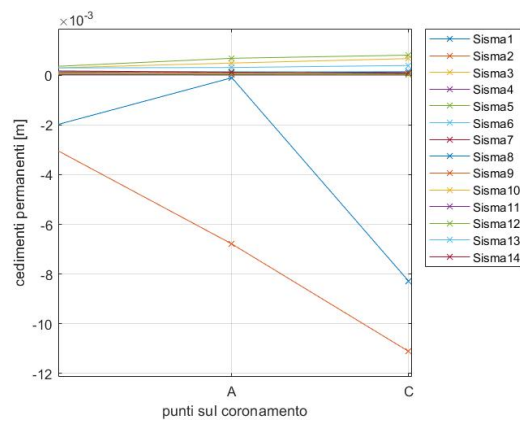
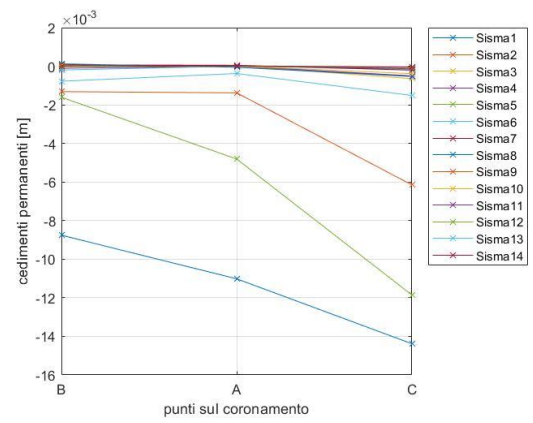
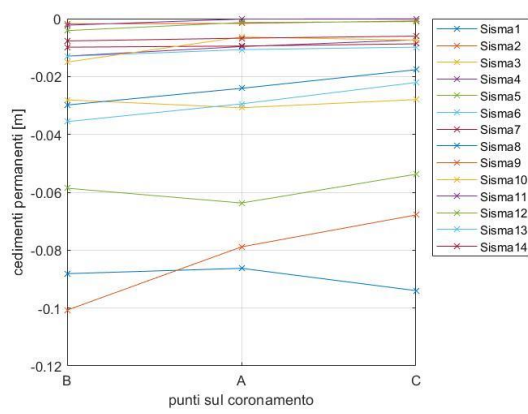


Allegato B - Risultati analisi dinamiche modello 3

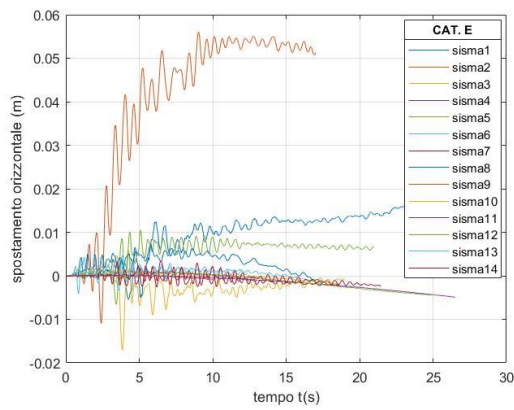
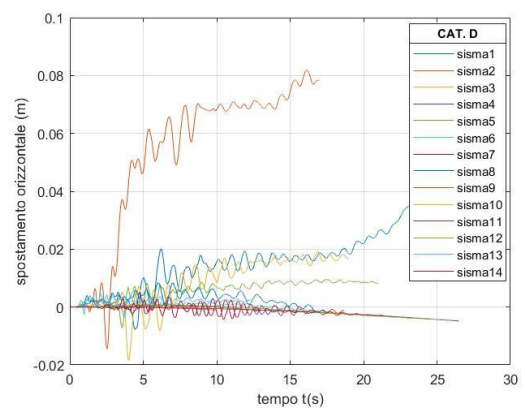
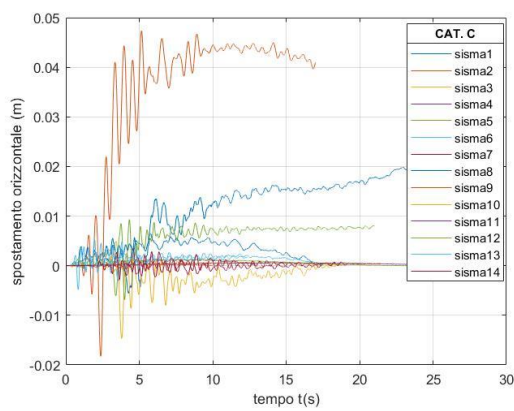
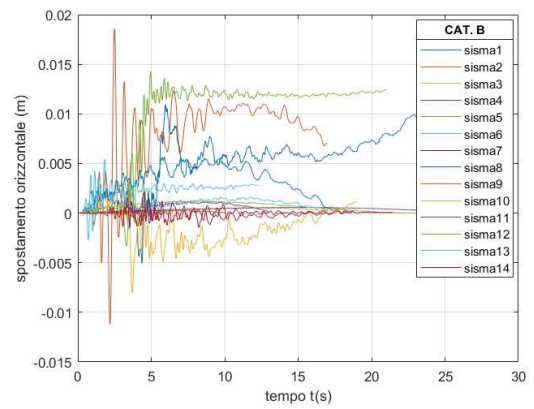
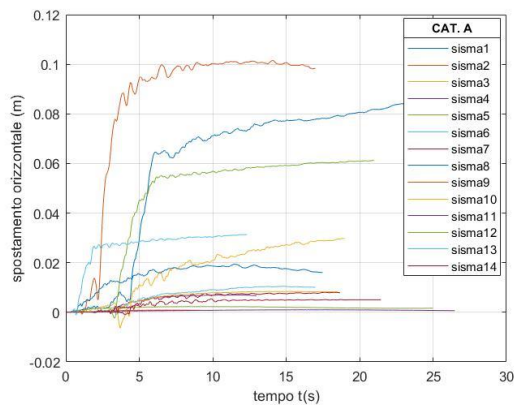
- Spettro di risposta sul coronamento:



- Cedimenti permanenti nei punti A, B, C sul coronamento:

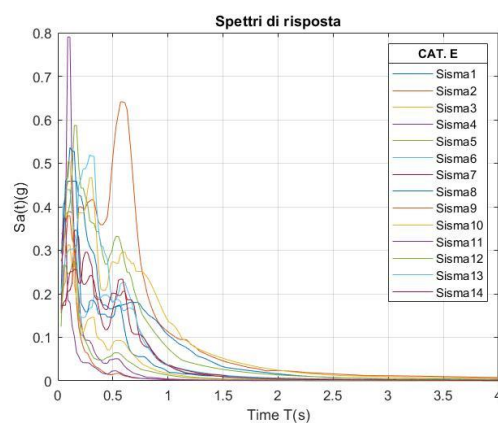
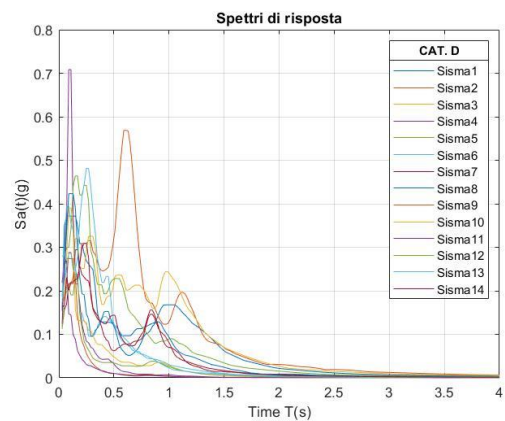
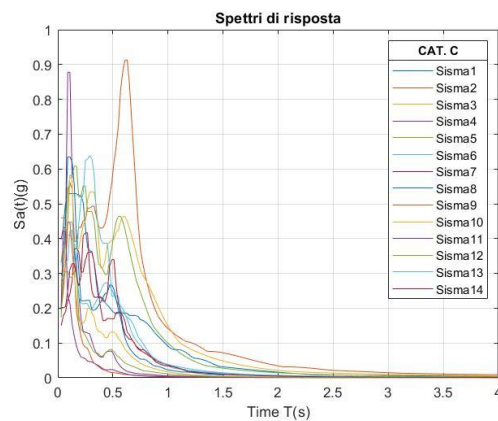
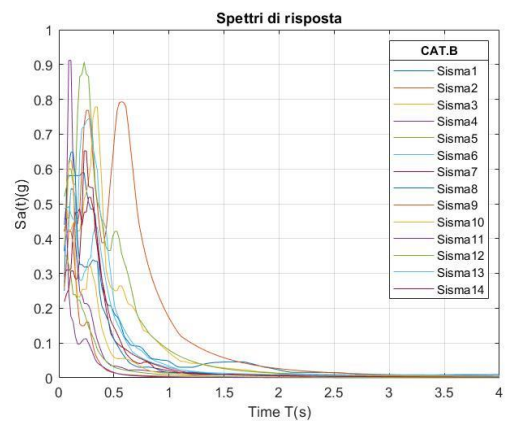
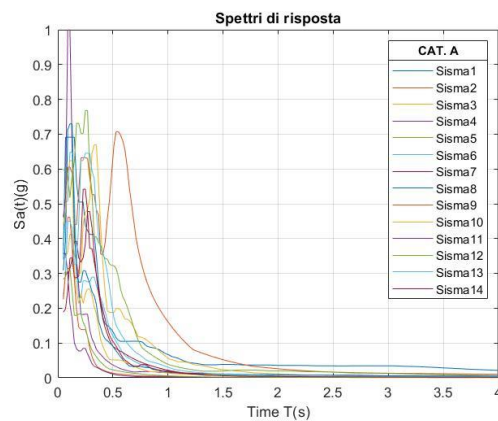


- Spostamenti orizzontali nel tempo della sponda destra, valutati nel punto R:

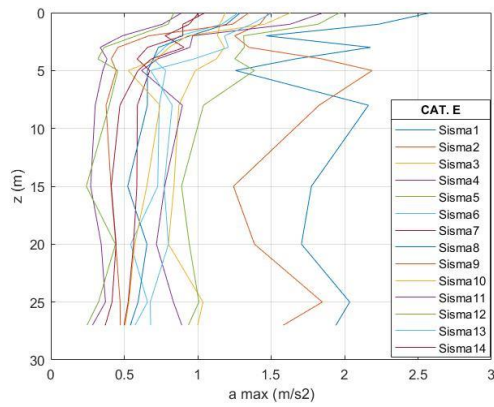
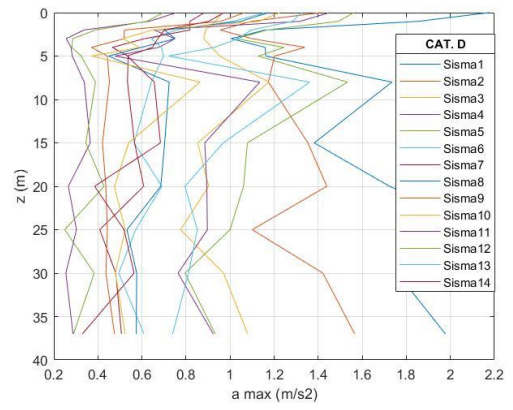
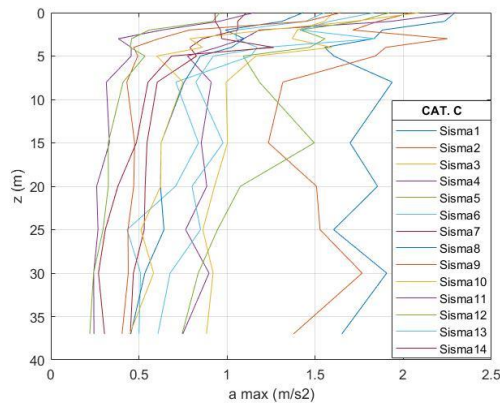
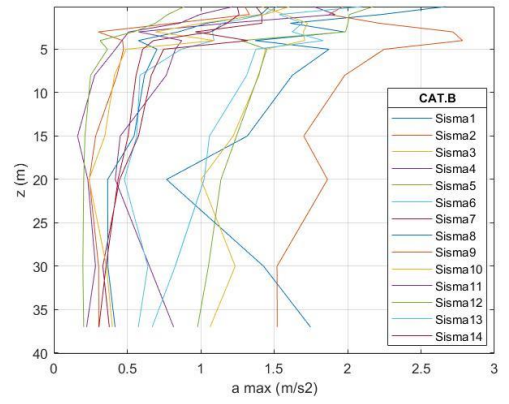
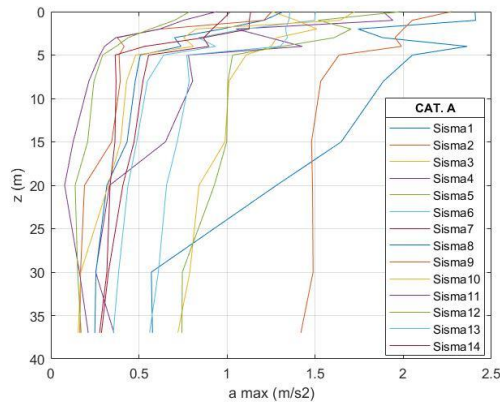


Allegato C - Risultati analisi dinamiche modello 4

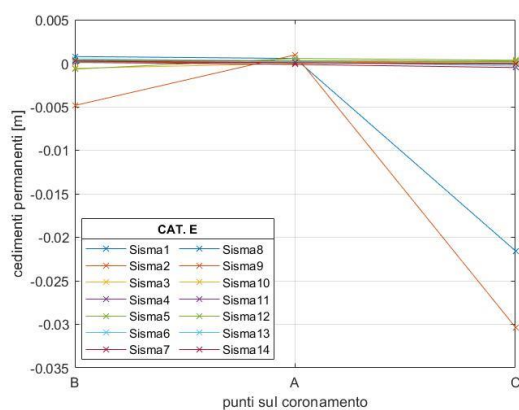
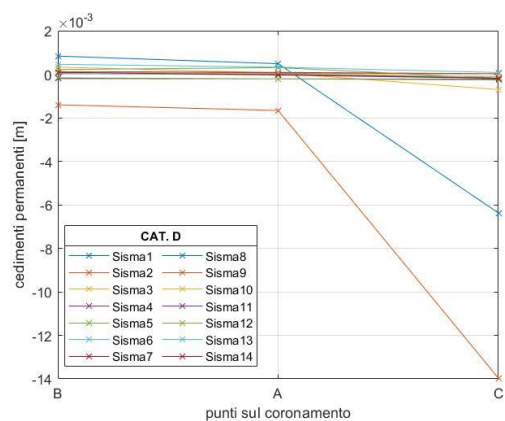
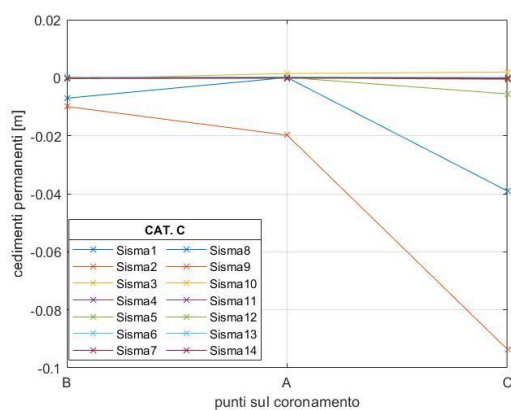
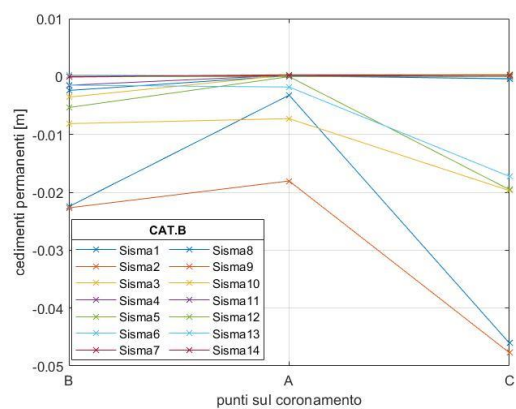
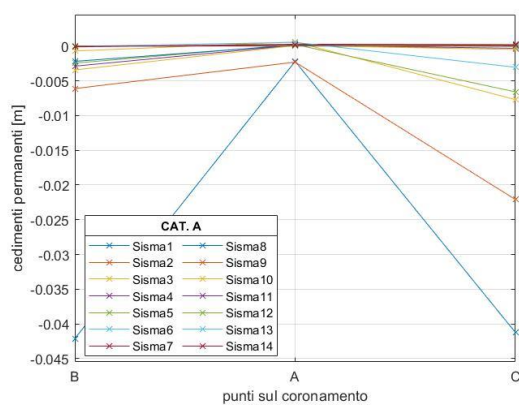
- Spettro di risposta sul coronamento:



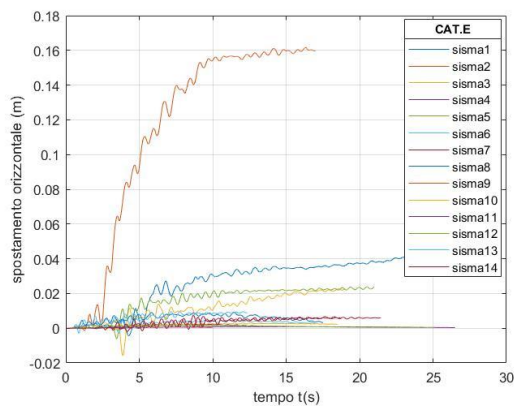
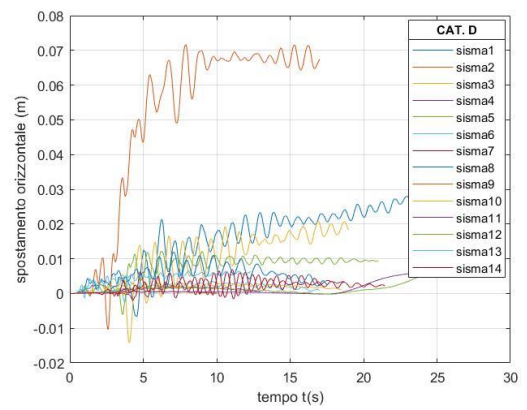
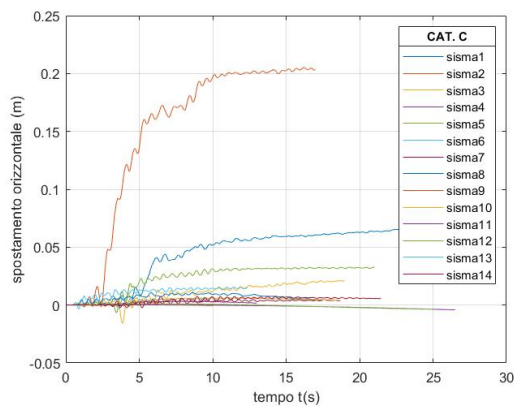
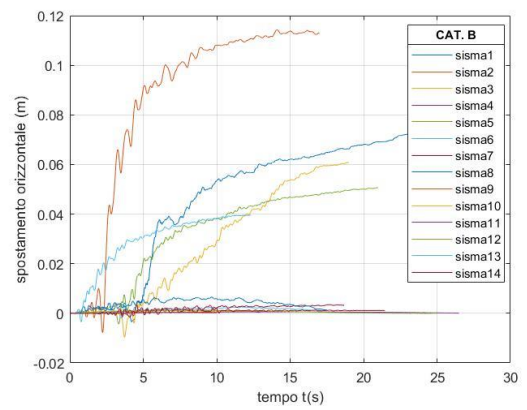
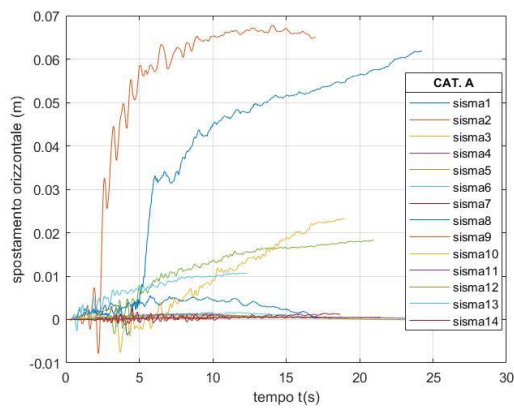
- Accelerazione massima registrata nei punti di controllo lungo la verticale:



- Cedimenti permanenti nei punti A, B, C sul coronamento:



- Spostamenti orizzontali nel tempo della sponda destra, valutati nel punto R:



Bibliografia

Aimar et al., "An assessment of the NTC18 stratigraphic seismic amplification factors", 2020

Barla M., Musso G., "Slides del corso di Numerical Methods for Geotechnical Engineering", Politecnico di Torino, 2018

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

Costanzo D., "Slides del corso di Fondazioni", Politecnico di Torino, 2018

Dakoulas and Gazetas, "Seismic shear strains and seismic coefficients in dams and embankments", 1986

Dakoulas Gazetas, "A class of inhomogeneous shear models for seismic response of dams and embankments", 1985

Forte et al., "Seismic soil classification of Italy based on surface geology and shear-wave velocity measurements", 2019

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

Gazetas, "Seismic response of earth dams- some recent developments", 1987

Gazetas, "Seismic response of soil-pile-foundation-structure systems: Some recent developments", 1992

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

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

Itasca (2015). *Manual FLAC 8*.

Ikuo Towhata, Geotechnical Earthquake Engineering

Legge 21 ottobre 1994, n°584, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana

Lai et al., “Problems associated with the assessment of local site effects through a multidisciplinary integrated study: the case of Fivizzano’s town (Italy).” Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, April 13-17 2004.

Lancellotta R., Geotecnica, *Zanichelli*, 2012

Lanzo G., Alcune considerazioni sulla rivalutazione della sicurezza sismica delle dighe in materiali sciolti”, *Atti Conferenze di Geotecnica di Torino – XXV Ciclo – Analisi e Progetto delle Opere Geotecniche in Zona Sismica*, Torino, 2018

Mancuso C., Amorosi A., “Perspectives in the analysis of the behaviour of earth dams”, *Relazione generale XXVI Convegno Nazionale di Geotecnica*, Roma, 2017

Manuale Tecnico anomali sbarramenti, Regione Piemonte, 2011

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

ReSba, “Resilienza sugli Sbarramenti. Descrizione tecnica di dettaglio. Progetto transfrontaliero Italia-Francia ALCOTRA. Regione Piemonte”, Torino, 2017

ReSba, “Relazione sull’analisi degli incidenti e dei rischi - Azione B & C: “Analisi dei rischi: sismico e caduta massi”, 2018-2020

Rollins K., “Shear Modulus and Damping Relationship for Gravels”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Brigham Young University, 1998

Stokoe K.H., Darendeli M.B., Gilbert R.B., Gilbert R.B., Menq F.Y., Choi W.K., “Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves”, University of Texas, 2001

Sitografia

<https://www.regione.piemonte.it/web/temi/protezione-civile-difesa-suolo-opere-pubbliche>

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

<http://www.share-eu.org/>

Ringraziamenti

Al termine di questa esperienza, mi sento in dovere di ringraziare i miei relatori il prof. Foti e il prof. Cosentini per avermi accompagnata in questo percorso e per avermi dato tutto il supporto possibile. Dato il periodo che stiamo vivendo, si sono resi molto disponibili e sono stati molto presenti durante tutto lo sviluppo del progetto. Vi ringrazio di cuore.

Ringrazio i miei colleghi con cui ho condiviso vittorie e sconfitte durante questi anni al Politecnico. Un grazie particolare va a Maria Teresa per essermi stata vicina fino alla fine e per avermi aiutata a credere sempre in me stessa.

E infine, il ringraziamento più grande va alla mia famiglia, ai miei genitori, ai miei fratelli e a mia zia. È a loro che dedico questo traguardo. Grazie per aver sempre fatto il tifo per me e per aver sempre assecondato le scelte che mi rendevano felice.