

Tabella 8: parametri di resistenza del terreno

Profondità campione (m)	$\phi'_{cv}$ (°)	$\phi'_p$ (°)
3.00 ÷ 3.50	32	35
15.50 ÷ 16.00	33	39
27.50 ÷ 28.00	32	33
$\phi'_{cv}$ : angolo di resistenza al taglio a volume costante; $\phi'_p$ : angolo di resistenza al taglio di picco		

Infine, nella Figura 30 sono diagrammate le curve del decadimento del modulo di deformazione a taglio  $G$ , normalizzata rispetto il valore  $G_0$ , e dell'incremento del rapporto di smorzamento  $D$ , ottenute sia mediante le prove di colonna risonante sia attraverso le prove di taglio torsionale ciclico.

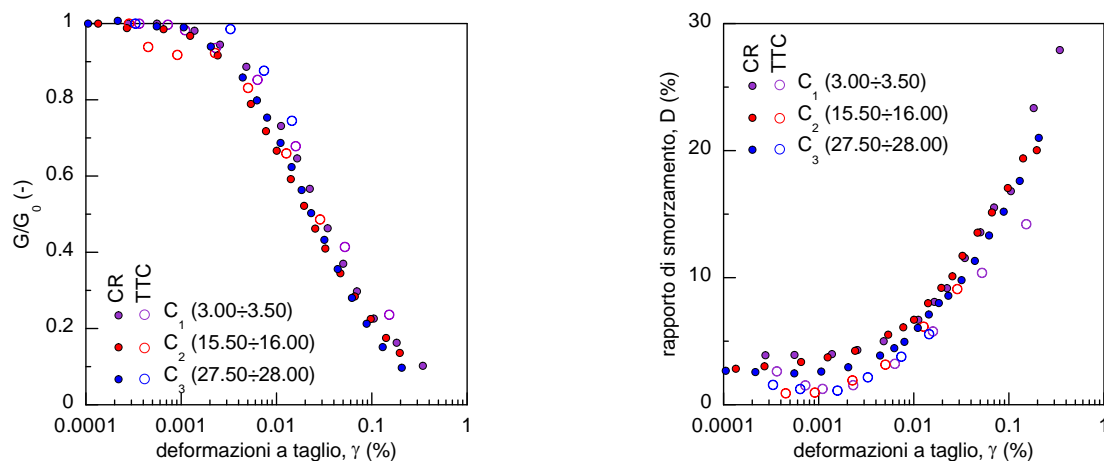


Figura 30: Curve del decadimento del modulo di deformazione a taglio normalizzata a  $G_0$  (a sinistra) e dell'incremento del rapporto di smorzamento (a destra)

## 2.2. Analisi avanzate per la valutazione della vulnerabilità sismica degli sbarramenti

L'uso di analisi avanzate per la valutazione della vulnerabilità sismica degli sbarramenti richiede un complesso e accurato studio della documentazione dell'opere di ritenuta al fine di acquisire le conoscenze necessarie ad implementare opportuni modelli di calcolo e limitare al massimo le incertezze e le ipotesi per la definizione dei parametri necessarie alle analisi. Questo approccio richiede in genere una attenta valutazione delle documentazioni esistenti per l'invaso, ma soprattutto, in caso di informazioni incomplete o completamente assenti, la messa in atto di opportuni rilievi e campagne di indagini per acquisire tutti i parametri richiesti.

Nell'ambito del progetto ReSba, è stato possibile procedere ad una analisi così dettagliata su alcuni invasi, grazie alle campagne di indagine eseguite ad hoc programmate sulla base anche dei dati esistenti. Qui di seguito si riportano, a titolo di esempio, le analisi relative alla diga di Arignano e all'invaso Niella Tanaro – Briaglia. Le indicazioni qui riportate costituiscono valide linee guide per una valutazione di dettaglio della vulnerabilità delle dighe in materiale sciolto, che possono essere adottate per l'analisi di singoli casi.

### 2.2.1. Definizione degli accelerogrammi

Le analisi per la valutazione della vulnerabilità delle opere di sbarramento mediante metodi dinamici avanzati, richiedono la opportuna selezione di accelerogrammi naturali registrati durante eventi sismici del passato che risultino in ogni caso compatibili con le caratteristiche sismologiche dell'area in esame.

A tal fine è necessario considerare che l'analisi di pericolosità sismica dell'area deve essere valutata rispetto ad un periodo di riferimento  $V_R$ , che è definito in funzione della vita nominale dell'opera ( $V_N$ ) e del coefficiente d'uso ( $C_U$ ), secondo la relazione  $V_R = V_N \cdot C_U$ .

Ai fini della determinazione del periodo di riferimento per la determinazione dell'azione sismica, le Norme Tecniche per la Progettazione e la Costruzione degli Sbarramenti di Ritenuta (dighe e traverse) – (NTD, 2014) sintetizzano i valori  $V_N$ ,  $C_U$ ,  $V_R$ , nonché i periodi di ritorno ( $T_R$ ) corrispondenti ai diversi stati limite, in due tabelle ( Tabella 9 e Tabella 10).

Tabella 9: Vita nominale, coefficiente d'uso e periodo di riferimento per le verifiche delle dighe (NTD, 2014)

Dighe	V <sub>N</sub> (anni)		C <sub>U</sub>	V <sub>R</sub> (anni)	
strategiche	≥ 100		2.0	200	
rilevanti	≥ 50 <sup>(1)</sup>	≥ 100 <sup>(2)</sup>	1.5	75 <sup>(1)</sup>	150 <sup>(2)</sup>
importanza normale			1	50	
<sup>(1)</sup> dighe di dimensioni contenute; <sup>(2)</sup> grandi dighe					

Tabella 10: Periodi di ritorno dell'azione sismica (NTD, 2014)

Dighe	SLO P <sub>VR</sub> (%) = 81		SLD P <sub>VR</sub> (%) = 63		SLV P <sub>VR</sub> (%) = 10		SLC P <sub>VR</sub> (%) = 5	
strategiche	120		200		1900		2475	
rilevanti	45 <sup>(1)</sup>	90 <sup>(2)</sup>	75 <sup>(1)</sup>	150 <sup>(2)</sup>	710 <sup>(1)</sup>	1425 <sup>(2)</sup>	1460 <sup>(1)</sup>	2475 <sup>(2)</sup>
importanza normale	30		50		475		975	

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

P<sub>VR</sub> (%): probabilità di superamento nel periodo di riferimento (V<sub>R</sub>)

T<sub>R</sub> espressa in anni

<sup>(1)</sup> dighe di dimensioni contenute; <sup>(2)</sup> grandi dighe

dove per “Dighe di dimensioni contenute” si definiscono le dighe che non superano i 15 metri di altezza e che determinano un volume di invaso non superiore a 1'000'000 di metri cubi, mentre per “grandi dighe” si intendono le dighe che superano i 15 metri di altezza o che determinano un volume di invaso superiore a 1'000'000 di metri cubi. Inoltre si definiscono (NTD, 2014):

- “Dighe di importanza strategica” o “strategiche”, le dighe la cui funzionalità durante e a seguito di eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile: le dighe così classificate in base ai Decreti del Dipartimento della protezione civile; le dighe così classificate in base a regolamenti regionali; per queste ultime, in assenza di specifica individuazione o classificazione si definiscono strategiche le dighe che realizzano serbatoi a prevalente utilizzazione idroelettrica o potabile;

- “Dighe rilevanti per le conseguenze di un eventuale collasso”: tutte le grandi dighe; le dighe così classificate in base a regolamenti regionali;
- “Dighe di importanza normale”: tutte le dighe non appartenenti alle fattispecie precedenti (si tratta solo di dighe di dimensioni contenute).

Le opere considerate nell’ambito del progetto ReSba sono delle dighe in materiale sciolto classificabili come opere di dimensioni contenute (piccole dighe) e di importanza normale. In relazione alle finalità del progetto si è considerata adeguata la scelta di procedere alla valutazione della prestazione sismica di tali invasi con riferimento allo stato limite ultimo della salvaguardia della vita (SLV) cui corrisponde (Tabella 10) un tempo di ritorno  $T_R = 475$  anni.

Nello studio condotto nell’ambito del progetto ReSba, al fine di poter considerare le analisi avanzate come una proposta generica da estendere alle dighe, di analoga tipologia, diffusi sul territorio transfrontaliero Franco-Italiano, l’approccio adottato è stato quello di considerare le caratteristiche sismologiche dell’intera regione e dell’area alpina Franco-Italiana. A tal fine sono stati considerati sia gli studi di pericolosità sismica proposto dall’INGV - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (Stucchi et al., 2004), sia i risultati del progetto Europeo SHARE (Giardini et al., 2014) che ha definito la pericolosità sismica a scala europea.

Sulla base dei predetti studi, si è ottenuto che le accelerazioni orizzontali massime attese ( $a_g$ ) in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale, con una probabilità di superamento del 10 % in 50 anni, risultano compresi nei seguenti campi:  $0.025g \div 0.125g$ , secondo lo studio di pericolosità sismica dell’INGV (Figura 31 a sinistra),  $0.08g \div 0.270g$ , secondo le analisi condotte nel progetto SHARE (Figura 31 a destra).

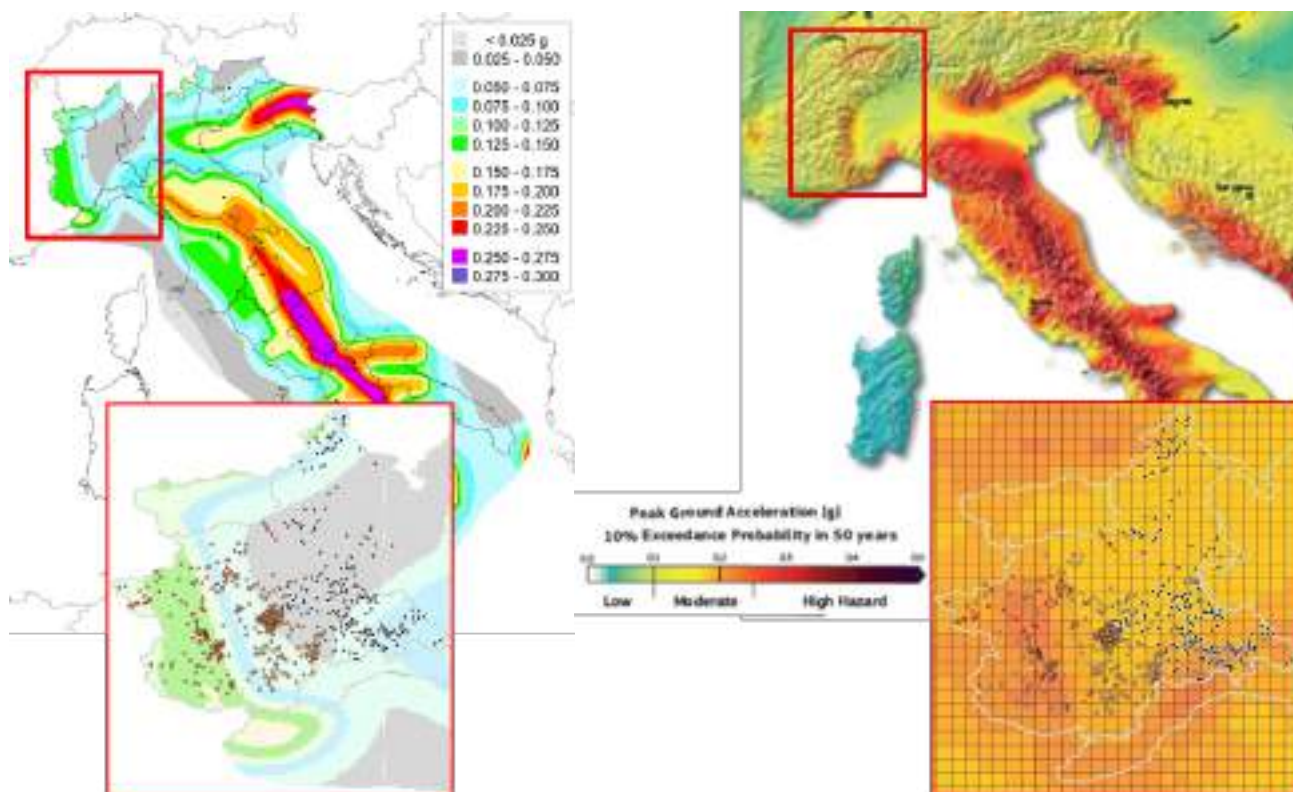


Figura 31: Mappa di pericolosità sismica per una probabilità di superamento del 10% in 50 anni: studio dell’INGV (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) - (a sinistra), progetto SHARE ([EFEHR | Hazard Maps](http://www.euro-seis.org/)) – (a destra).

La selezione degli accelerogrammi per le analisi dinamiche avanzate è stata condotta attingendo alla banca dati ITACA – <http://itaca.mi.ingv.it> (Luzi et al, 2019) individuando un set di segnali caratterizzati da valori di PGA (peak ground acceleration) compresi nei range di valori precedentemente indicati. La selezione è stata condotta anche sulla base di ulteriori misure di intensità sismica quali ad esempio l'Intensità di Arias ( $I_A$ ), la durata significativa  $D_{5-95}$ , e molti altri.

In Tabella 11 sono riportati alcune dei segnali selezionati, con i relativi principali parametri di misura sismica.

*Tabella 11: Parametri delle registrazione sismiche selezionate per le analisi dinamiche avanzate*

Accelerogramma	M (-)	$R_{epi}$ (km)	PGA (g)	$I_A$ (m/s)	$D_{5-95}$ (s)
acc-100	6.5	69.1	0.027	0.017	22.94
acc-110	5.8	21.0	0.037	0.020	9.40
acc-120	5.3	37.0	0.059	0.034	19.80
acc-130	6.2	38.6	0.081	0.073	9.55
acc-170	6.0	33.0	0.136	0.213	8.12
acc-180	6.9	92.20	0.144	0.140	10.63
acc-190	6.9	28.60	0.183	0.253	3.67
acc-220	6.9	94.30	0.272	0.580	11.4
acc-230	6.9	103.9	0.309	1.181	10.08
Sisma 1	5.4	22.1	0.081	0.028	5.09
Sisma 2	5.4	45.8	0.076	0.030	7.13
Sisma 3	4.7	21.2	0.072	0.015	4.12
Sisma 7	5.5	16.2	0.066	0.027	7.20
Sisma 8	5.1	26.4	0.054	0.028	7.70
Sisma 9	4.7	21.2	0.053	0.010	4.66
Sisma 11	5.4	16.7	0.222	0.318	5.88
Sisma 13	5.5	18	0.165	0.157	3.48
Sisma 14	5.4	15.6	0.134	0.046	6.78
Sisma 15	5.6	36.9	0.107	0.055	9.37

**M:** magnitudo;  **$R_{epi}$ :** distanza epicentrale; **PGA:** Accelerazione massima orizzontale su roccia affiorante;  **$D_{5-95}$ :** è la durata significativa dello scuotimento sismico espresso in secondi (cioè l'intervallo di tempo compreso tra gli istanti in cui l'intensità di Arias normalizzata è tra il 5% e 95%)

### 2.2.1. Definizione dei modelli numerici

La costruzione del modello di calcolo si basa sulla documentazione disponibile o sulla base di adeguate indagini in campo atte a definire non solo la geometria della struttura, ma anche e soprattutto il modello geotecnico del complesso diga-fondazione.

Per quanto attiene il caso di studio relativo alla diga di Arignano, la documentazione esistente, le prove condotte nell'ambito della campagna del 2004 e quelle relative al progetto ReSba hanno consentito di pervenire ad un modello geotecnico (Cosentini et al., 2021a) composto dai seguenti terreni: un primo strato costituito da sabbia e limo non plastico (Diga 1), seguito da uno strato di argilla e/o limo argilloso plastico (Diga 2) che definiscono il corpo del rilevato. Gli strati costituenti il terreno di fondazione sono invece i seguenti: un primo strato di limi argillosi (Fondazione 1), seguito da uno strato di sabbia fine limosa (Fondazione 2) e da strati di argille da poco a moderatamente consistenti (Fondazione 3 e 4), che si estendono



fino allo strato individuato come bedrock sismico, la cui natura litologica può essere associata per la maggior parte, secondo le indicazioni della geologia caratterizzate l'area, a litotipi marnosi e, in via subordinata, da orizzonti arenaceo-conglomeratici (Figura 32). Gli spessori dei singoli strati, assieme ai parametri meccanici ed idraulici dei terreni, sia del corpo diga sia di fondazione, sono riportati in Tabella 12.

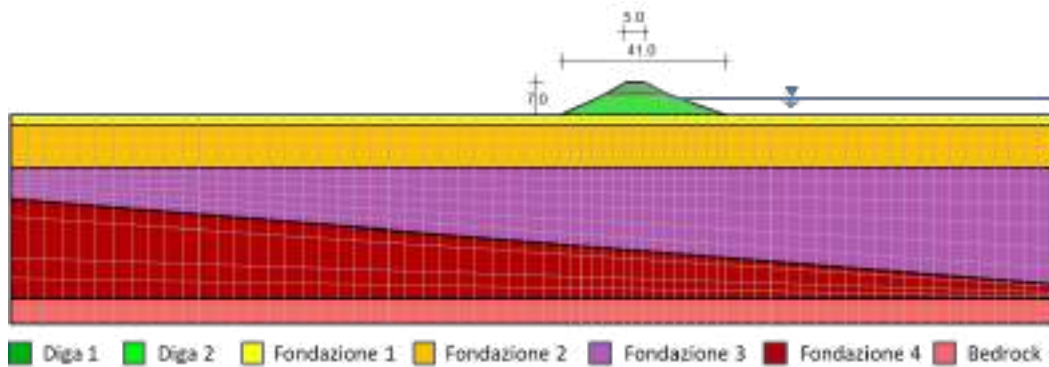


Figura 32: Modello geotecnico della diga di Arignano (TO)

Tabella 12: Parametri geotecnici dei terreni costituenti il modello di calcolo della diga di Arignano (TO).

Strato	Spessore (m)	Velocità, Vs (m/s)	Conducibilità idraulica, k (cm/s)	Angolo resistenza al taglio, $\phi'$ (°)
Diga 1	2.00	150	$4.28 \cdot 10^{-7}$	21
Diga 2	5.00	160	$4.28 \cdot 10^{-7}$	21
Fondazione 1	2.00	160	$4.28 \cdot 10^{-7}$	21
Fondazione 2	10.00	165	$4.28 \cdot 10^{-7}$	21
Fondazione 3	21.00	350	$4.28 \cdot 10^{-7}$	30
Fondazione 4	11.00	600	$4.28 \cdot 10^{-7}$	30
bedrock	6.00	1050	$4.28 \cdot 10^{-7}$	-

Per quanto riguarda invece l'invaso di Niella Tanaro – Briaglia, le prove condotte hanno consentito di definire il seguente modello geotecnico (Cosentini et al., 2021b): per il corpo diga sono stati individuati quattro tipologie di terreno consistenti in uno strato più superficiale costituito da terreni di riporto limosi debolmente sabbiosi (Diga 1), seguito da uno strato di terreni di riporto limo-argillosi (Diga 2), uno strato costituito da blocchi di arenarie disposti in maniera caotica (Diga 3) e uno strato di sabbia limo argillosa con blocchi arenacei (Diga 4). Il terreno di fondazione è composto da due strati, uno strato di argille mediamente consolidate con lenti di arenarie (Fondazione 1) seguito da uno strato di marna con lenti di arenarie (Fondazione 2). Questo ultimo tipologia di terreno costituisce anche il substrato del bedrock sismico (Figura 33). Gli spessori dei singoli strati, assieme ai parametri meccanici ed idraulici dei terreni, sia del corpo diga sia di fondazione, sono riportati in Tabella 13.

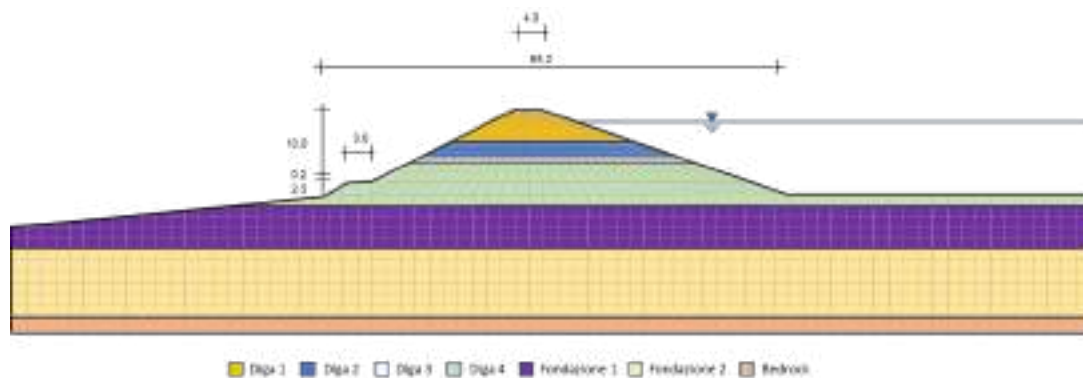


Figura 33: Modello geotecnico della diga Niella Tanaro – Briaglia (CN)

Tabella 13: Parametri geotecnici dei terreni costituenti il modello di calcolo della diga Niella Tanaro – Briaglia (CN).

Strato	Spessore (m)	Velocità, Vs (m/s)	Conducibilità idraulica, k (m/s)	Angolo resistenza al taglio, $\phi'$ (°)
Diga 1	4.50	160	$10^{-9}$	32
Diga 2	1.30	190	$10^{-10}$	32
Diga 3	1.80	230	$10^{-8}$	38
Diga 4	6.40	270	$10^{-8}$	35
Fondazione 1	6.00	500	$5 \cdot 10^{-10}$	38
Fondazione 2	10.00	800	$10^{-11}$	34
bedrock	2.00	1500	$10^{-11}$	-

Le analisi dinamiche avanzate sono state condotte mediante un approccio numerico nel dominio del tempo attraverso un codice di calcolo alle differenze finite FLAC 2D (Itasca, 2011). Per entrambi gli invasi, si è adottato un modello costitutivo elastico perfettamente plastico, con criterio di rottura tipo Mohr-Coulomb, sia per i terreni di fondazione sia per quelli dei corpi diga. Al modello suddetto è stato abbinato un modello isteretico, utilizzando le curve di decadimento del modulo e di smorzamento, ed inoltre uno smorzamento viscoso alla Rayleigh ( $< 1\%$ ) per tener conto della dissipazione di energia con riferimento a livelli deformativi ciclici molto bassi. Per gli strati di terreno con un alto contenuto di sabbia e/o limi di natura non plastica, riscontrati sia nella diga di Arignano sia in quella di Niella Tanaro – Briaglia, è stato accoppiato ai modelli precedenti, il modello empirico di Finn-Byrne (Byrne, 1991) al fine di poter procedere alla valutazione accoppiata dello sviluppo delle sovrappressioni interstiziali durante le sollecitazioni dinamiche a seguito delle deformazioni volumetriche indotte. I parametri del modello di Finn-Byrne sono stati valutati a partire dalle prove in sito precedentemente descritte.

I modelli sono stati considerati a vincoli fissi, durante le fasi di analisi statiche, mentre sono state definite opportune frontiere assorbenti (Lysmer and Kuhlemeyer, 1969) connesse a delle colonne di terreno di larghezza unitaria, atte a simulare la risposta “free-field”, durante le analisi dinamiche (Figura 34).

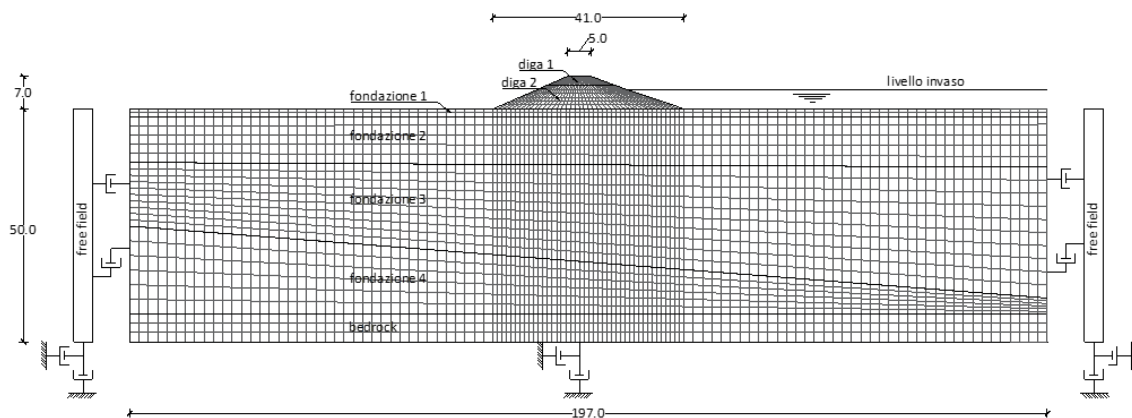


Figura 34: Schemi delle frontiere adottati nei modelli numerici durante le analisi dinamiche (in figura il modello della diga di Arignano(TO)).

La discretizzazione del dominio è stata eseguita con una mesh a maglie quadrangolari con dimensioni adeguate nel rispetto delle condizioni proposte da Kuhlemeyer and Lysmer (1973) al fine di prevenire la distorsione numerica della propagazione delle onde.

Le analisi sono state condotte secondo tre fasi successive. Nella prima fase è stato calcolato lo stato tensionale geostatico del modello in assenza d'acqua nell'invaso. Nella fase successiva è stata simulata la presenza dell'invaso ed è stato ricomputato lo stato tensionale in presenza del moto di filtrazione stazionario. Infine, sono state eseguite le analisi dinamiche utilizzando come input il set di accelerogrammi reali selezionati tra le registrazioni su roccia affiorante della banca dati ITACA (Luzi et al., 2019), come precedentemente descritto.

### 2.2.1. Analisi dei dati

La risposta del corpo diga è stata valutata registrando, durante le analisi dinamiche, le storie temporali dei cedimenti dei punti sul coronamento, degli spostamenti orizzontali di punti lungo i paramenti dei corpi diga, gli incrementi di pressione interstiziale e le accelerazioni di alcuni punti significativi posti lungo un asse verticale di simmetria del corpo diga.

Alcuni esempi dei risultati ottenuti per le analisi condotte sulla diga di Niella Tanaro – Briaglia e quella di Arignano sono illustrati di seguito. In Figura 35 sono riportati i profili di accelerazione massima in direzione orizzontale calcolati in asse alle dighe per alcuni segnali accelerometrici utilizzati per le analisi. In Figura 36 sono invece riportati gli spettri di risposta relativi ai punti medi in cresta di ciascuna opera.

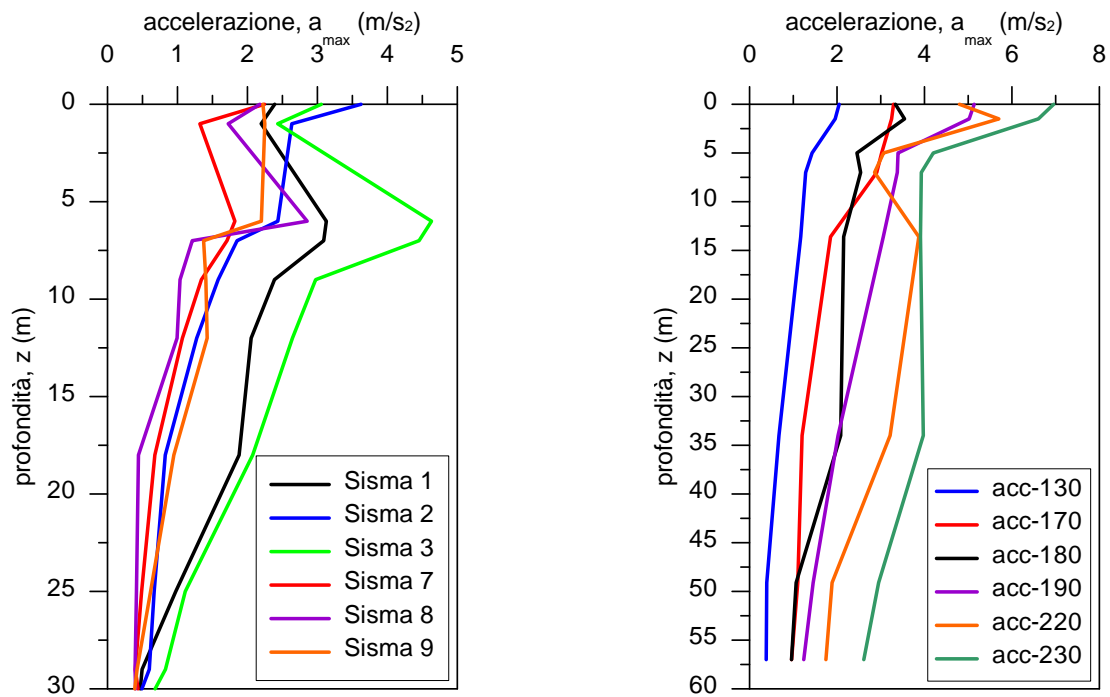


Figura 35: Profili delle accelerazioni orizzontali massime lungo l'asse della diga: diga di Niella Tanaro – Briaglia (a sinistra); diga di Arignano (a destra).

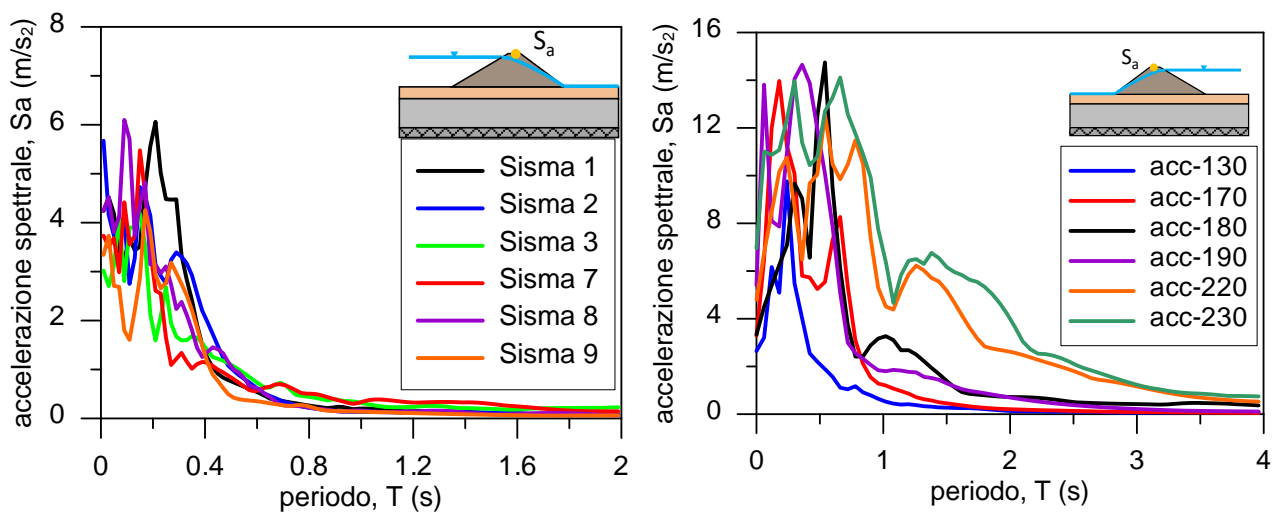


Figura 36: Spettri di risposta in accelerazione del punto medio in cresta: diga di Niella Tanaro – Briaglia (a sinistra); diga di Arignano (a destra).

In Figura 37 sono mostrate le storie temporali dei cedimenti dei punti medi in cresta delle opere ottenuti con riferimento ad alcuni degli input utilizzati per le analisi dinamiche. Mentre la Figura 38 mostra l'andamento delle pressioni neutre nel tempo di un punto appena sotto la superficie piezometrica.



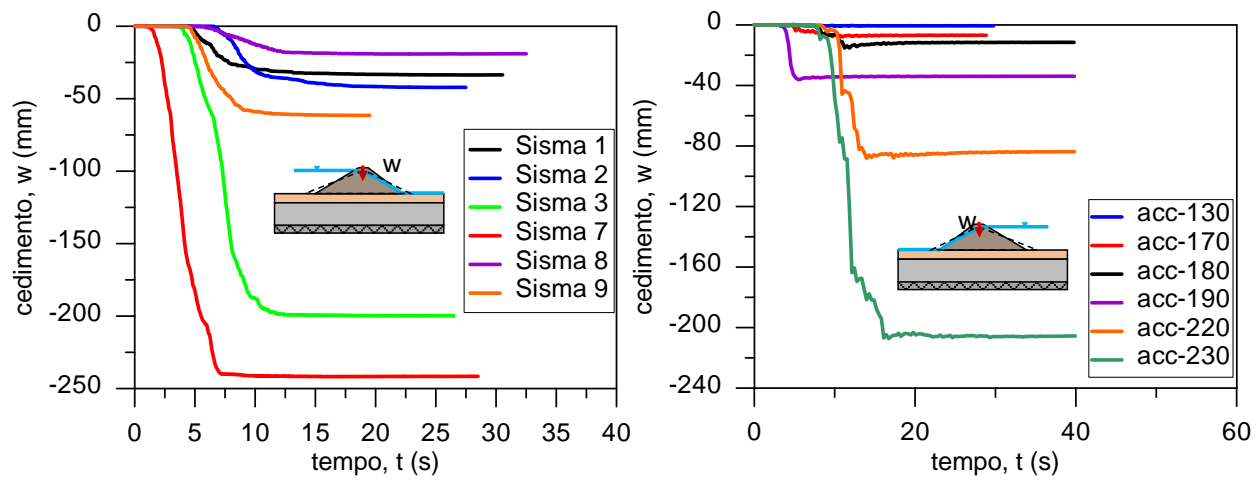


Figura 37: Storie temporale del cedimento medio del coronamento: diga di Niella Tanaro – Briaglia (a sinistra); diga di Arignano (a destra).

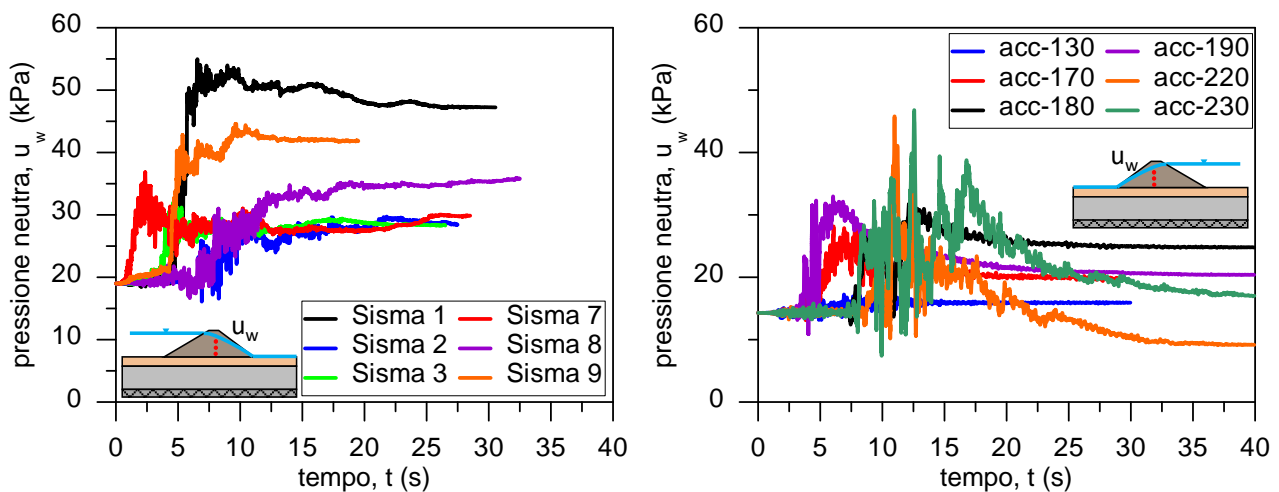


Figura 38: Storie temporali della pressione neutra de punto appena sotto la superficie piezometrica: diga di Niella Tanaro – Briaglia (a sinistra); diga di Arignano (a destra).

Infine, gli spostamenti misurati nel tempo dei punti medi lungo i paramenti di valle dei corpi diga sono riportati nella Figura 39.

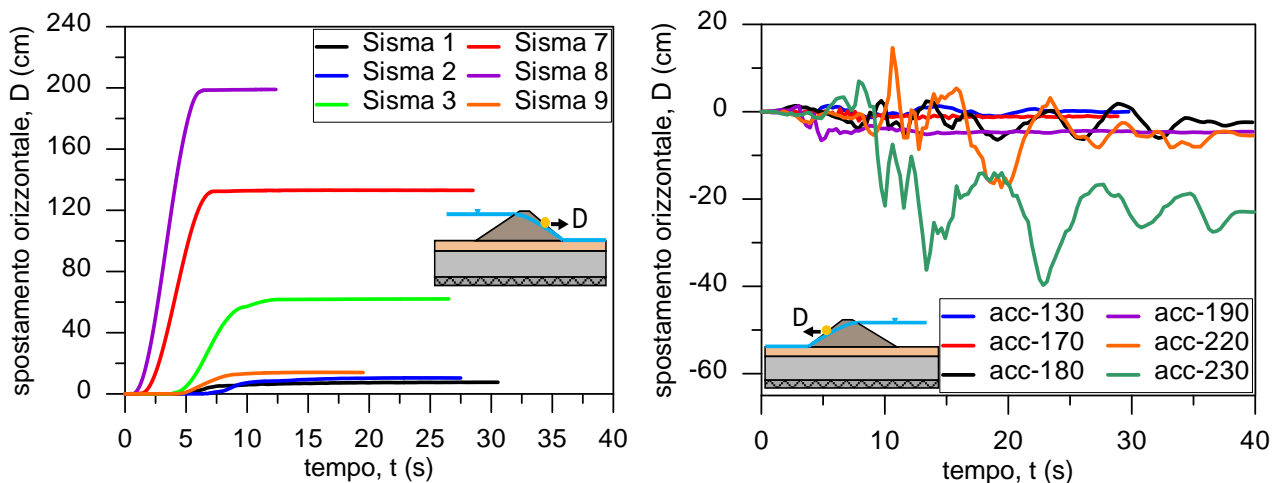


Figura 39: Storie temporali dello spostamento orizzontale del punto medio del paramento di valle: diga di Niella Tanaro – Briaglia (a sinistra); diga di Arignano (a destra).

### 2.3. Relazioni pseudo-empiriche per la valutazione della risposta sismica degli sbarramenti

Le analisi dinamiche avanzate, come quelle precedentemente descritte, rappresentano uno strumento molto sofisticato che, se da un lato consente di valutare la risposta sismica delle dighe ricostruendo la storia temporale dei parametri che definiscono i principali meccanismi di danneggiamento, dall'altro, richiedono un livello di conoscenza elevata dell'opera, al fine di procedere alla sua modellazione numerica spesso di non facile realizzazione, ed una elevata competenza tecnica per la interpretazione dei risultati.

La possibilità di procedere ad una valutazione delle prestazioni sismiche delle piccole dighe collinari e d'altitudine mediante metodi semplificati consentirebbe una valutazione rapida ed attendibile del livello di sicurezza nei confronti del sisma di tali strutture senza ricorrere a metodi sofisticati. I metodi semplificati attualmente disponibili si basano su approcci pseudo-statici o dinamici disaccoppiati che sono stati stabiliti in contesti sismici molto diversi, con riferimento ad una serie di configurazioni geotecniche e tipologie geometriche spesso molto distanti da quelle che caratterizzano le dighe in materiale sciolto dell'area transfrontaliera Franco-Italiana.

Nell'ambito del progetto ReSba, sulla base delle simulazioni dinamiche avanzate condotte con metodi numerici, come precedentemente descritte, sono state definite alcune relazioni pseudo-empiriche per la valutazione della performance sismica delle piccole dighe in materiale sciolto. Tali relazioni consentono di predire i cedimenti del coronamento e gli spostamenti dei paramenti del corpo diga a seguito di un sisma, sulla base di alcuni parametri sismici che caratterizzano l'evento.

La relazione per il computo dei cedimenti del corpo diga è stata valutata a partire da quella proposta da Swaisgood (2003):

$$w(\%) = \frac{\Delta H_d}{H_d + H_f}(\%) = e^{(6.07 \cdot PGA + 0.57 \cdot M - 8)} \quad (1)$$

dove:  $\Delta H_d$  è il cedimento in cresta;  $H_d$  è l'altezza della diga;  $H_f$  è lo spessore del terreno di fondazione; PGA è l'accelerazione massima attesa al sito di riferimento (roccia affiorante);  $M$  è la magnitudo.

La relazione proposta nell'ambito di questo progetto è invece la seguente:

$$w(\%) = \frac{\Delta H_d}{H_d + H_f} (\%) = A \cdot e^{\alpha \cdot PGA} \quad (2)$$

dove:  $\Delta H_d$  è il cedimento in cresta;  $H_d$  è l'altezza della diga;  $H_f$  è lo spessore del terreno di fondazione; PGA è l'accelerazione massima attesa al sito di riferimento (roccia affiorante);  $A$  e  $\alpha$  sono i due parametri del modello ( $\alpha = 28$ ;  $A = 0.0002$  per dighe fino a 7 m di altezza;  $A = 0.04$  per dighe con altezza compresa tra i 7 e i 15 m). Come è possibile osservare in Figura 40, la relazione proposta meglio correla i dati ottenuti dalle simulazioni rispetto quanto si può ottenere dalla relazione di Swaisgood (2003).

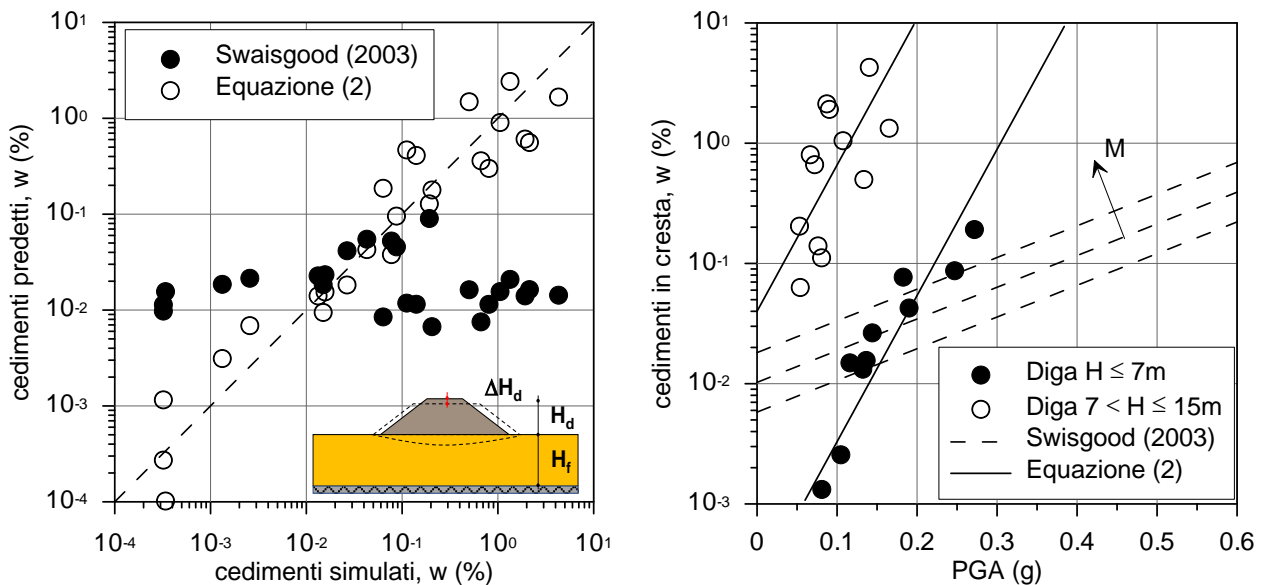


Figura 40: Confronto tra i cedimenti valutati dalle simulazioni numeriche e quelli predetti dalla relazione di Swaisgood (2003) e mediante l'Equazione (2) (a sinistra), confronto delle previsioni dei cedimenti in cresta in funzione dell'accelerazione di picco su roccia mediante la relazione di Swaisgood (2003) e l'Equazione (2) (a destra).

Analogamente a quanto appena descritto, anche per lo spostamento orizzontale dei paramenti del corpo diga la relazione proposta è stata definita a partire da quelle di letteratura. La relazione presa a riferimento è quella di Blake et al. (2002):

$$D(mm) = k_{max} \cdot D_{5-95} \cdot 10^{1.87 - 3.477 \cdot \frac{k_y}{k_{max}}} \quad (3)$$

dove:  $k_{max} = PGA/g$  (con PGA accelerazione massima attesa al sito di riferimento - roccia affiorante, g accelerazione di gravità);  $D_{5-95}$  è la durata significativa dello scuotimento sismico espresso in secondi (cioè l'intervallo di tempo compreso tra gli istanti in cui l'intensità di Arias normalizzata è tra il 5% e 95%);  $k_y$  è l'accelerazione limite (cioè la minima accelerazione pseudo-statica che produce l'instabilità del paramento della diga). La stima di questo parametro può essere preliminarmente valutato sulla base della valutazione

di un fattore di sicurezza (FS) nei confronti della stabilità delle sponde :  $k_y = (FS-1) \cdot \sin \beta$ , dove  $\beta$  rappresenta l'angolo di inclinazione media della potenziale superficie di rottura rispetto l'orizzontale. Si può assumere  $k_y = 0$  in assenza della disponibilità di verifiche pseudo-statiche di stabilità dei paramenti.

La relazione proposta nell'ambito di questo progetto è invece la seguente:

$$D(\text{cm}) = A \cdot e^{\alpha \cdot \text{PGA}} \cdot k_{\max} \cdot D_{5-95} \quad (4)$$

dove:  $k_{\max} = \text{PGA}/g$  (con PGA accelerazione massima attesa al sito di riferimento - roccia affiorante,  $g$  accelerazione di gravità);  $D_{5-95}$  è la durata significativa dello scuotimento sismico espresso in secondi (cioè l'intervallo di tempo compreso tra gli istanti in cui l'intensità di Arias normalizzata è tra il 5% e 95%);  $A$  e  $\alpha$  sono i due parametri del modello ( $\alpha = 14$ ;  $A = 0.1$  per dighe fino a 7 m di altezza;  $A = 10$  per dighe con altezza compresa tra 7 e 15 m). La relazione proposta meglio correlare i dati ottenuti rispetto quanto ottenuto dalla relazione di Blake et al. (2002) (Figura 41).

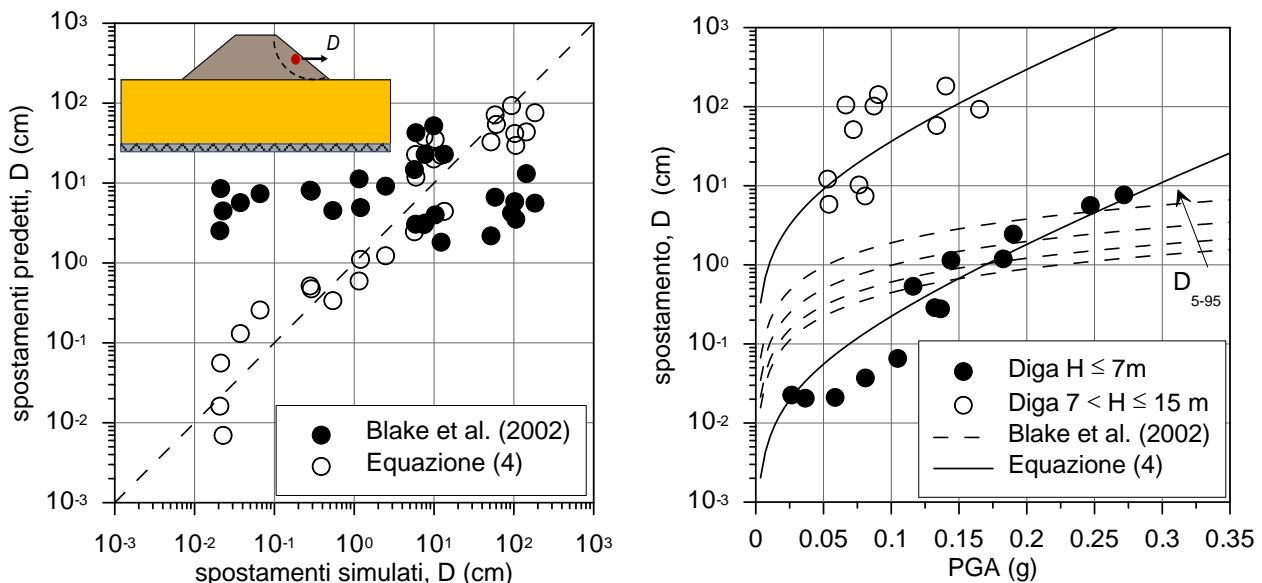


Figura 41: Confronto tra gli spostamenti valutati dalle simulazioni numeriche e quelli predetti dalla relazione di Blake et al. (2002) e mediante l'Equazione (4) (a sinistra), confronto delle previsioni degli spostamenti dei paramenti delle dighe in funzione dell'accelerazione di picco su roccia mediante la relazione di Blake et al. (2002) e l'Equazione (4) (a destra).

Al fine di fornire uno strumento probabilistico che meglio si adatti agli approcci usuali adoperati nell'ambito delle valutazioni di rischio e vulnerabilità sismica delle opere, sono state ottenute due set di curve di fragilità, con riferimento sempre ai due possibili meccanismi di danneggiamento delle dighe in terra: cedimento del coronamento, spostamento dei paramenti del corpo diga.

Le curve di fragilità sono uno strumento di analisi di vulnerabilità di sistemi strutturali a seguito di una sollecitazione sismica. Tali strumenti sono di grande utilità qualora si debbano operare delle predizioni di danneggiamenti indotti da eventi sismici su un gran numero di opere riconducibili ad una determinata categoria. Risulta pertanto uno strumento adatto alla valutazione speditiva per le dighe in materiale sciolto in esame che rappresentano una classe di opere molto numerosa nell'area transfrontaliera Franco-Italiana. Definiti i livelli di danno relativi alla tipologia del sistema strutturale in esame, le curve rappresentano la probabilità condizionata di eccedenza di ogni livello di danno in funzione di un parametro rappresentativo

dell'input sismico. In termini matematici ciò si esprime tramite la funzione di probabilità condizionata  $P[ds|IM]$ , dove  $ds|IM$  esprime il raggiungimento di uno stato di danneggiamento ( $ds$ ) (ovvero di prefissate soglie di danno) per il valore dell'intensità sismica  $IM$ , secondo la seguente funzione:

$$P(ds \geq ds|IM) = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{IM}{\overline{IM}_{ds}} \right) \right] \quad (5)$$

dove:  $IM$  è il parametro di scuotimento (in genere è l'accelerazione massima attesa su roccia affiorante PGA);  $\Phi$  è la funzione di distribuzione cumulativa log-normale;  $\overline{IM}_{ds}$  è il valore mediano del parametro di scuotimento considerato per cui il sistema in esame raggiunge la soglia di danno  $ds$  definita;  $\beta_{ds}$  è la deviazione standard della distribuzione log-normale della misura di intensità ( $IM$ ) per lo stato di danno ( $ds$ ).

In generale, la variabilità totale di ogni stato di danno  $\beta_{ds}$  è una combinazione di tre contributi: incertezza della soglia di danno ( $\beta_{IMds}$ ); variabilità della capacità di risposta della struttura di interesse alla sollecitazione sismica ( $\beta_C$ ); incertezza nella risposta della struttura dovuta alla variabilità spaziale del moto sismico ( $\beta_D$ ). Pertanto, la variabilità totale di ogni stato di danno  $\beta_{ds}$  può essere quindi valutata nel seguente modo (NIBS, 2004):

$$\beta_{ds} = \sqrt{\beta_{IMds}^2 + \beta_C^2 + \beta_D^2} \quad (5)$$

dove:  $\beta_{IMds}$  è valutata sulla base della variabilità della risposta del sistema sotto sollecitazioni sismiche di differente entità; mentre per gli altri due termini si possono assumere valori standard di letteratura (NIBS, 2004) –  $\beta_C = 0.3$ ,  $\beta_D = 0.4$ .

Nell'ambito del progetto ReSba sono state definite due set di curve di fragilità: uno con riferimento al danneggiamento della diga per cedimento del coronamento e l'altro rispetto al danneggiamento indotto dagli spostamenti orizzontali dei paramenti del corpo diga. Per ogni set di curve sono state definite due categorie di dighe in materiale sciolto: dighe con altezza massima di 7 m, e dighe con altezza compresa tra i 7 m e i 15 m. Per la definizione dei livelli di danneggiamento si è fatto riferimento a quanto riportato in letteratura. In particolare, per quanto riguarda i cedimenti del coronamento si sono considerati i valori riportati da Pells e Fell (2002, 2003) (Tabella 14), tale per cui si sono adottati i seguenti limiti di danno: 0.2% (danno lieve); 0.5% (danno moderato); 1.5% (danno significativo); 5% (danno grave).

Tabella 14: Classificazione del danno indotto da eventi sismici (Pells e Fell, 2002 e 2003)

Classe di danno		Max cedimento della cresta
#	Descrizione	(%)*
0	Nessuno	< 0.03
1	Lieve	0.03 ÷ 0.20
2	Moderato	0.20 ÷ 0.50
2	Significativo	0.50 ÷ 1.50
4	Grave	1.5 ÷ 5.0
5	Collasso	> 5.00
* percentuale rispetto l'altezza della diga		



Per quanto attiene gli spostamenti orizzontali dei paramenti del corpo diga, si sono considerati i valori soglia riportati da Idriss (1985) (Tabella 15), tale per cui i valori limiti di danno sono: 3 cm (danno lieve); 15 cm (danno minimo); 30 cm (danno moderato); 90 cm (danno grave).

Tabella 15: Classificazione del danno indotta dallo spostamento laterale permanente dei paramenti indotti da eventi sismici (Idriss, 1985 – modificata)

Classe di danno		Spostamento massimo (cm)
#	Descrizione	
1	Lieve	< 3
2	Minimo	15
3	Moderato	30
4	Grave	90
5	Catastrofico	300

La Figura 42 mostra il set di curve di fragilità con riferimento al danneggiamento della diga per effetto del cedimento del coronamento.

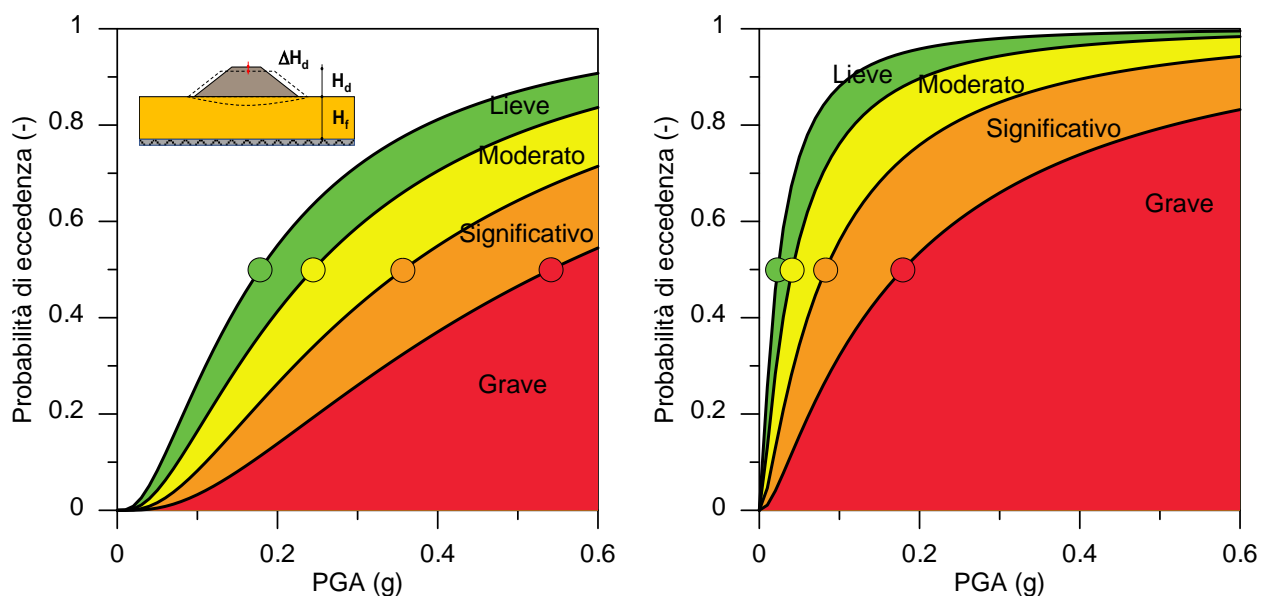


Figura 42: Curve di fragilità con riferimento al danneggiamento delle dighe per effetto del cedimento del coronamento per dighe con altezza massima fino a 7 metri (a sinistra) e dighe con altezza compresa tra 7 e 15 m (a destra).

La Figura 43 mostra il set di curve di fragilità con riferimento al danneggiamento della diga per effetto dello spostamento orizzontale dei paramenti del corpo diga.

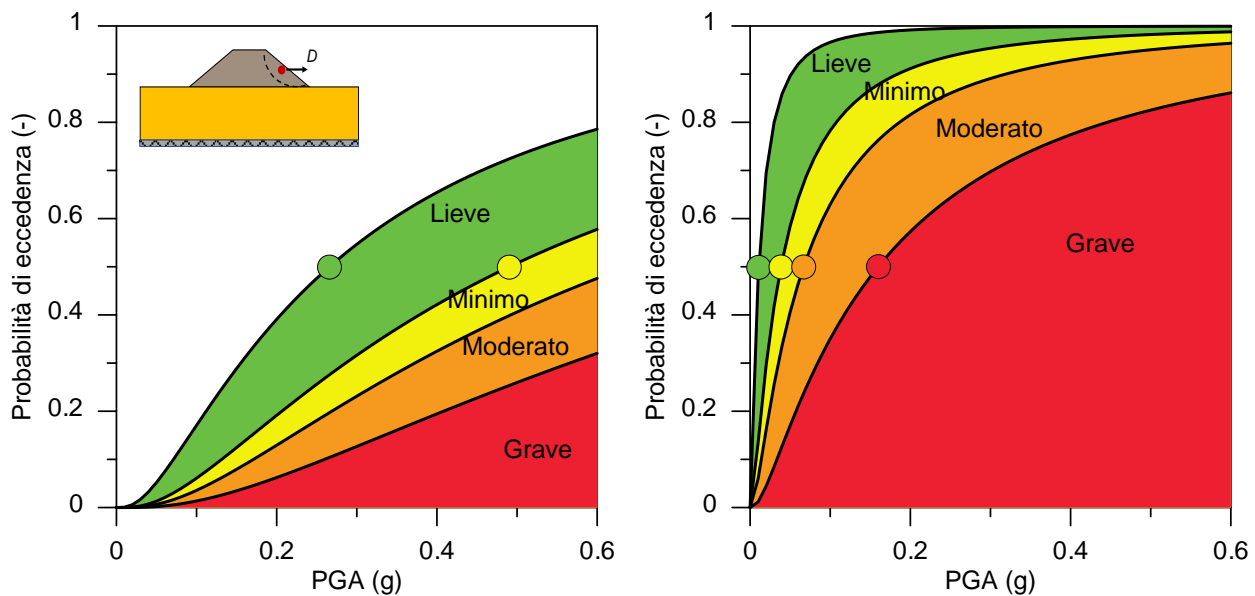


Figura 43: Curve di fragilità con riferimento al danneggiamento delle dighe per effetto dello spostamento orizzontale dei paramenti per dighe con altezza massima fino a 7 metri (a sinistra) e dighe con altezza compresa tra 7 e 15 m (a destra).

### 3. VULNERABILITÀ DEGLI SBARRAMENTI RISPETTO ALLA CADUTA MASSI

La caduta massi è, tra i pericoli naturali di natura gravitativa, uno tra i fenomeni che rappresenta una seria minaccia per le infrastrutture a causa dell'imprevedibilità spaziale e temporale e dell'alta energia coinvolta. Il moto dei blocchi di roccia, che possono arrivare a diversi metri di diametro, lungo il versante è articolato. In base alla natura delle superfici del versante (pietraia, prateria, nuda roccia,...), alla presenza, o meno, di vegetazione, all'acclività del versante, i blocchi possono raggiungere velocità ragguardevoli (fino a 30 m/s). La dinamica del crollo lungo il versante è molto complessa: sono osservabili moti roto-traslatori, scivolamenti, oppure rimbalzi. Motore del fenomeno naturale è la forza di gravità. L'energia potenziale del blocco instabile si trasforma in energia di movimento (cinetica) e viene dissipata, impatto dopo impatto, lungo il versante. Lo studio della dinamica del fenomeno lungo il versante montano è detto "analisi di propagazione" ed è condotto mediante software numerici bi- o tridimensionali (Scavia et al., 2020). L'imprevedibilità del fenomeno naturale è legata sia ad aspetti spaziali, ossia la traiettoria che il blocco seguirà una volta distaccatosi, che ad aspetti temporali, ossia l'istante in cui il distacco di roccia avverrà. In riferimento ai primi, numerosi studi sono stati condotti per poter modellare il fenomeno considerando la orografia del sito e la tipologia di copertura del versante (Volkwein et al, 2011). In riferimento alla frequenza di crollo, i recenti sviluppi sulla tematica hanno avuto come fine la determinazione di un legame tra volume del blocco crollato e tempo di ritorno (De Biagi et al., 2017).

Gli elementi a rischio, quali le opere idrauliche, possono trovarsi sia nella parte medio-alta del versante, come potrebbero essere le vasche di carico di centrali idroelettriche o opere di ritenuta di versante (Figura 44), tanto quanto nella parte bassa, qual è il caso delle traverse fluviali. La caduta massi, come detto, è un fenomeno altamente energetico (dell'ordine delle migliaia di kJ di energia cinetica) che può comportare gravi danni da impatto qualora un'opera si trovi sulla traiettoria del blocco. Indipendentemente dalla localizzazione

dell'opera, è opportuno formulare una procedura speditiva per la valutazione del rischio caduta massi sulle piccole dighe.



Figura 44. Vasca di carico di Crego (VB). Fonte: ENEL.

### 3.1. Il vettore rischio

L'approccio proposto per il calcolo del rischio si basa sul concetto di vettore di rischio, proposto da Crosta e Agliardi (2003). Nella trattazione qui presentata, si ha un vettore di rischio in uno spazio tridimensionale, comprendente:

- la probabilità spaziale (A);
- la frequenza di crollo (F);
- la vulnerabilità dell'invaso (E).

Il rischio  $R$  è quindi valutato come la lunghezza del vettore nello spazio tridimensionale, ossia come

$$R = \sqrt{A^2 + F^2 + E^2} \quad (6)$$

Il dettaglio del calcolo dei singoli termini del vettore di rischio è riportato nel seguito.

Il valore di  $R$  fornisce una stima del rischio dell'infrastruttura. La Figura 45 riporta una classificazione del rischio sulla base del parametro calcolato.

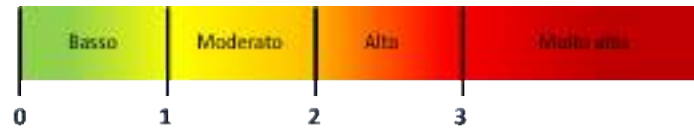


Figura 45. Rischio al variare di  $R$

Il valore di  $R$  individuato è da intendersi indicativo dello scenario analizzato. La procedura individuata è da considerarsi speditiva, finalizzata all'identificazione delle priorità. Studi di dettaglio potranno fornire una fotografia più appropriata dell'effettivo rischio.

#### Probabilità spaziale ( $A$ )

La probabilità spaziale è un termine che deve essere necessariamente introdotto nell'analisi in quanto il fenomeno di caduta massi può potenzialmente interessare una piccola porzione della infrastruttura idraulica. Per prendere in considerazione questo fatto è introdotto un termine

$$A = \frac{A_{int}}{A_{tot}} \quad (7)$$

dove  $A_{int}$  è la superficie dell'invaso interessata dal fenomeno di caduta massi (in riferimento alla Figura 46, la parte in giallo) e  $A_{tot}$  è la superficie complessiva dell'invaso. Per conoscere la porzione di invaso interessata dal fenomeno è necessario svolgere le analisi di propagazione. Queste simulano tutte le possibili traiettorie e definiscono dove potenzialmente potranno trovarsi i blocchi in fase di crollo. Il termine  $A$  è compreso tra 0, quando nessuna parte di invaso è interessata dal fenomeno, e 1, quando tutto l'invaso è interessato.

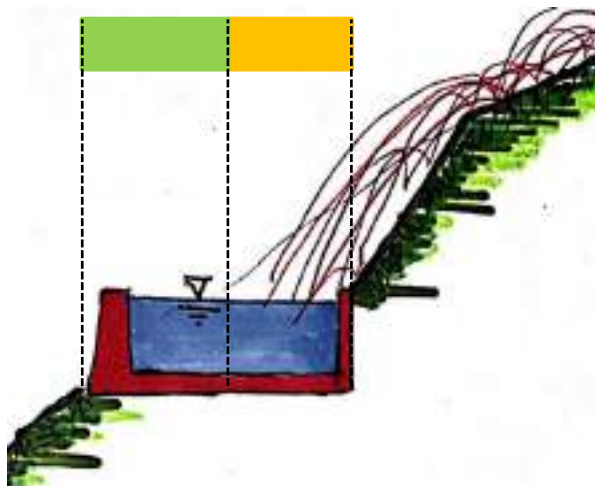


Figura 46. Schema per la valutazione del parametro  $A$

### Frequenza di crollo (F)

Il termine relativo alla frequenza di accadimento considera che il fenomeno di caduta massi assume carattere di evento raro, si parte dal tempo di ritorno del volume considerato. Lo studio delle frequenze di crollo si basa sull'osservazione di fenomeni pregressi e sulla distribuzione dei blocchi rinvenibili nell'area (De Biagi et al., 2017). A partire da tali informazioni, il tempo di ritorno  $TR$ , misurato in anni, di un dato volume  $V$  è valutabile con la seguente espressione:

$$TR = \frac{1}{\lambda} \left( \frac{V}{V_{th}} \right)^\alpha \quad (8)$$

dove  $\lambda$  è la frequenza media di crollo di un blocco di volume  $V_{th}$ . L'esponente  $\alpha$  è il termine di forma di una distribuzione di Pareto (Tipo 1) che descrive la distribuzione della volumetria dei blocchi al piede del versante.

Definito il volume da utilizzarsi nella valutazione del rischio, scelto sulla base delle caratteristiche del sito, se ne valuta il tempo di ritorno  $TR$ . Il parametro  $F$  di frequenza da utilizzarsi nell'analisi speditiva del rischio è quindi definito come

$$F = \log_{10} \left( \frac{1}{TR} \right) + 4 \quad (9)$$

Sulla base della precedente equazione, i valori di  $F$  aumentano al diminuire del tempo di ritorno, ovvero all'aumentare della frequenza. La Tabella 16 riporta i valori di  $F$  al variare del tempo di ritorno.

*Tabella 16. Tempo di ritorno e valore del parametro  $F$*

Tempo di ritorno, $TR$	$F$
1 anno	4
10 anni	3
100 anni	2
1000 anni	1
10000 anni	0

### Vulnerabilità dell'invaso (E)

L'interazione tra fenomeno di crollo e infrastruttura è valutata sulla base dell'energia e del volume del blocco. La vulnerabilità dell'invaso è valutata a partire dall'altezza dell'onda che si genera quanto il blocco roccioso intercetta il bacino. In via semplificata, si calcola la vulnerabilità a partire dal rapporto tra l'altezza dell'onda,  $H$ , e il franco tra il pelo libero dell'invaso e il coronamento,  $f$  (Figura 47).

Si propone la seguente espressione per il parametro  $E$  di vulnerabilità

$$E = -0.319 \left( \frac{H}{f} \right)^2 + 1.1361 \left( \frac{H}{f} \right) \leq 1 \quad (9)$$

che potrà assumere valori compresi tra 0 e 1.



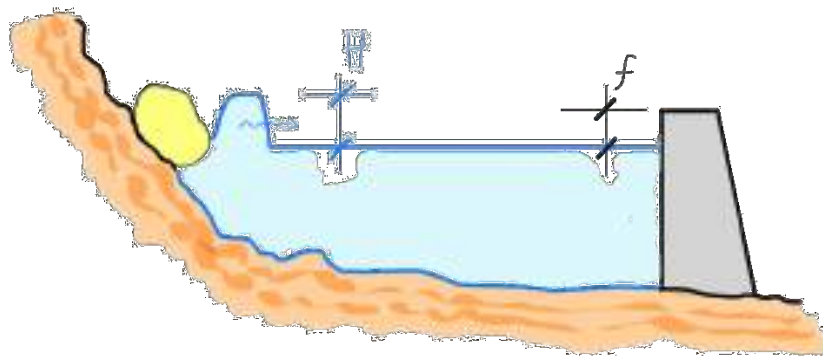


Figura 47. Schema per la valutazione della vulnerabilità  $E$

L'altezza dell'onda è valutata a partire da uno studio condotto da Xu et al. (2015) circa gli effetti delle frane sui bacini idrici. Riadattando le risultanze dello studio al problema della caduta massi, risulta

$$H = 0.845 \left( \frac{K}{27Vg^2h_0^2} \right)^{0.167} \left( \frac{6V}{\pi h_0^3} \right)^{0.544} h_0 \quad [\text{m}] \quad (10)$$

dove  $h_0$  è la profondità del bacino (misurata in m),  $K$  è l'energia cinetica del blocco in kJ (tale valore è desunto dall'analisi di propagazione del fenomeno di crollo) e  $V$  è il volume del blocco.

La Figura 48 mostra l'andamento della vulnerabilità  $E$  al variare del rapporto  $H/f$ .

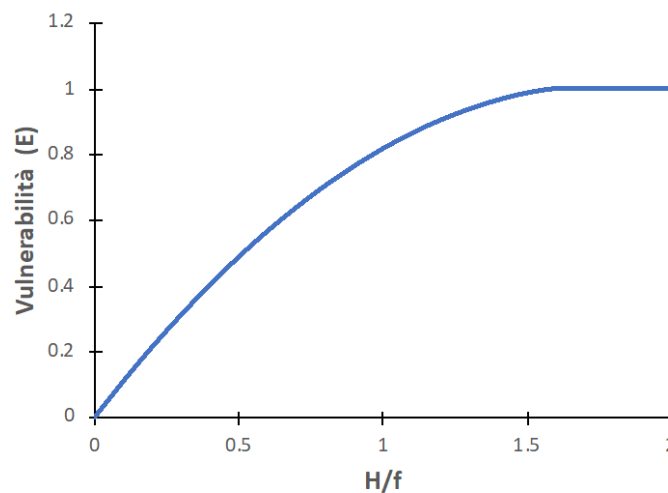


Figura 48. Valore della vulnerabilità al variare del rapporto  $H/f$

## 4. BIBLIOGRAFIA

- Blake, T., Hollingsworth, R. and Stewart, J. (2002). Recommended procedures for implementation of DMG. Special Publication 117 guidelines for analyzing and mitigating landslide hazards in California. ASCE Los Angeles Section Geotechnical Group. California Geological Survey.
- Byrne, P. M. (1991). A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand. Proceedings in: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics (St. Louis, Missouri, March 1991), Paper No. 1.24, 47-55.
- Comina, C., Vagnon, F., Arato, A., Fantini, F., Naldi, M. (2020). A new electric streamer for the characterization of river embankments. *Engineering Geology*, 276.
- Cosentini, R. M., Passeri, F. and Foti, S. (2020). A Simplified Methodology for the Assessment of the Seismic Risk Associated with Small Earth Dams. In: *Lecture Notes in Civil Engineering* 40:92-100, Springer.
- Cosentini R.M., Foti S., Passeri F. (2021a). Valutazione della vulnerabilità sismica di piccole dighe in terra nell'arco alpino della Regione Piemonte. In XXVII Convegno Nazionale di Geotecnica – 7-9 luglio 2021, Reggio Calabria (in press).
- Cosentini R.M., Foti S., Passeri F. (2021b) Geophysical and geotechnical characterization of small earth dams in the Piedmont region for seismic risk assessment. In 6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization – 16-19 June 2021, Budapest (in press).
- Crosta, G.B., Agliardi, F. (2003) A methodology for physically based rockfall assessment. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 3:407-422.
- De Biagi, V., Napoli, M.L., Barbero, M., Peila, D. (2017) Estimation of the return period of rockfall blocks according to their size. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 17:103-113.
- Giardini, D., Woessner, J. and Danciu, L. (2014). Mapping Europe's Seismic Hazard. *EOS* 95(29): 261-262.
- Idriss, M. (1985). Evaluating seismic risk in engineering practice. Proc. of 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 12-16 August 1985.
- Itasca (2011). *FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua): user's guide*. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis.
- Kuhlemeyer, R. L. & Lysmer, J. (1973). Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *J. Soil Mech. & Foundations*, Div. ASCE 99(SM5), 421-427 (May).
- Lanzo, G. (2018). Alcune considerazioni sulla rivalutazione della sicurezza sismica delle dighe di materiali sciolti. In Foti, S., Cosentini, R.M., Dominijanni, A. (eds.). *Analisi e progetto delle opere geotecniche in zona sismica*. XXV Conferenza di Geotecnica di Torino (CGT). Torino 8-9 Novembre 2018.
- Lysmer, J. & Kuhlemeyer, R. L. (1969). Finite Dynamic Model for Infinite Media. *J. Eng. Mech.* 95(EM4), 859-877.

- Luzi, L., Pacor, F. and Puglia, R. (2019). Italian Accelerometric Archive v3.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Dipartimento della Protezione Civile Nazionale. doi: 10.13127/itaca.3.0
- Lysmer, J. & Kuhlemeyer, R. L. (1969). Finite Dynamic Model for Infinite Media. *J. Eng. Mech.* 95(EM4), 859-877.
- NIBS - National Institute of Building Sciences (2004). HAZUS-MH: Users's Manual and Technical Manuals. Report prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- NTD (2014) - Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, Decreto 26/06/2014. Gazzetta Ufficiale Serie Gen. N. 156 del 08/07/2014, Norme Tecniche per la Progettazione e la Costruzione degli Sbarramenti di Ritenuta (dighe e traverse).
- Pells S., Fell R. (2002). Damage and cracking of embankment dams by earthquakes and the implications for internal erosion and piping. UNICIV R406, Univ. of New South Wales.
- Pells S., Fell R. (2003). Damage and cracking of embankment dams by earthquake and the implications for internal erosion and piping. Proceedings 21st International Congress on Large Dams, Montreal. ICOLD, Paris Q83–R17, Paris.
- Risba (2015) "Rischio degli Sbarramenti artificiali". Progetto transfrontaliero Italia-Francia ALCOTRA. Regione Piemonte, Torino.
- Scavia, C., Barbero, M., Castelli, M., Marchelli, M., Peila, D., Torsello, G., Vallero, G. (2020) Evaluating Rockfall Risk: Some Critical Aspects. *Geosciences* 10: 98
- Stucchi, M., Meletti, C., Montaldo, V., Akinci, A., Faccioli, E., Gasperini, P., Malagnini, L. and Valensise, G. (2004). Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale MPS04 [Data set]. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/sh/mps04/ag>.
- Swaigood, J. R. (2003). Embankment dam deformations caused by earthquakes. In 7th Pacific Conference on Earthquake Engineering, Feb. 13-15, Christchurch, New Zealand.
- Volkwein, A., Schellenberg, K., Labiouse, V., Agliardi, F., Berger, F., Bourrier, F., Dorren, L.K., Gerber, W., Jaboyedoff, M. (2011) Rockfall characterisation and structural protection-a review. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 11:2617-2651.
- Xu, F., Yang, X., Zhou, J. (2015) Experimental study of the impact factors of natural dam failure introduced by a landslide surge. *Environ Earth Sci* 74:4075-4087.