

Direttiva sulla sicurezza degli impianti di accumulazione

Parte C3: Sicurezza sismica

L'ultima versione sostituisce le precedenti.

Versione	Modifiche	Data
2.0	Revisione totale della direttiva dell'UFAEG 2002 e del documento di base sulla sicurezza sismica del marzo 2003	1° febbraio 2016
2.1	Revisione parziale della direttiva sulla sicurezza degli impianti di Accumulazione. Parte C3: Sicurezza sismica del febbraio 2016	14 luglio 2021
3.0	Revisione totale della direttiva sulla sicurezza degli impianti di accumulazione. Parte C3: sicurezza sismica del luglio 2021	29 aprile 2025



Nota editoriale

Publicato da:

Ufficio federale dell'energia, sezione Vigilanza sugli impianti di accumulazione, 3003 Berna

Preparazione della revisione totale, 2025

Gruppo di lavoro per la revisione della parte C3 "Sicurezza sismica delle dighe"

- A. Askarinejad, Ufficio federale dell'energia (UFE)
- M. Côté, Ufficio federale dell'energia (UFE)
- D. Fäh, Servizio Sismico Svizzero (SED)
- F. Galster, Ufficio federale dell'energia (UFE)
- J. Hinks, consulente indipendente, Regno Unito
- P. Lignier, Tractebel ENGIE, Francia
- R. Secanell, Fugro Belgium S.R.L., Belgio
- B. Tardieu, consulente indipendente, Francia
- A. Tzenkov, Ufficio federale dell'energia (UFE)
- I. Wong, Lettis Consultants International, Inc., Stati Uniti

Gruppo di consultazione della revisione completa, 2025

- I. Anastasopoulos, Politecnico federale di Zurigo (ETHZ)
- R. Boes, Politecnico federale di Zurigo (ETHZ) e Comitato svizzero delle dighe (CSD)
- E. Correvon Friderici, Ufficio federale dell'energia (UFE)
- B. Duvernay, Ufficio federale dell'ambiente (UFAM)
- M. Koller, Résonance Ingénieurs-Conseils SA, Ginevra
- M. Herwegh, Università di Berna
- H. Meusbürger, Conferenza dei direttori cantonali delle pubbliche costruzioni, della pianificazione del territorio e dell'ambiente DCPA
- C. Nyfeler, Ufficio federale dell'energia (UFE)
- F. Pacchiani, Servizio dei pericoli naturali, Canton Vallese
- A. Schleiss, Politecnico federale di Losanna (EPFL)
- R. Spörri, Ufficio federale dell'energia (UFE)
- A. Stettler, Associazione svizzera di economia delle acque (ASEA)
- T. Weber, Studer Engineering GmbH, Zurigo

Documento approvato dalla direzione dell'UFE in data 22 aprile 2025.

Data

Prima pubblicazione della versione 3.0 il 29 aprile 2025.



Indice

1	Introduzione	5
1.1	Base legale	5
2	Obiettivi principali della sicurezza sismica e di comportamento degli impianti di accumulazione	6
2.1	Obiettivi principali.....	6
2.2	Obiettivi di comportamento generale per gli impianti di accumulazione.....	6
2.3	Obiettivi di comportamento per le opere ausiliarie rilevanti per la sicurezza.....	6
2.4	Obiettivi di comportamento della ritenuta.....	7
2.5	Misure per garantire la sicurezza sismica.....	7
2.6	Funzionalità operativa.....	7
3	Classi di impianti di accumulazione	8
3.1	Classificazione generale degli impianti di accumulazione	8
3.2	Impianti di accumulazione per la protezione contro i pericoli naturali	9
3.3	Dighe laterali in materiale sciolto di impianti di sbarramento su fiumi.....	9
4	Caso di carico sismico e condizioni post-sisma	10
4.1	Definizione dei casi di carico, condizioni iniziali e al contorno	10
4.2	Definizione di pericolosità sismica	12
4.3	Azione sismica.....	12
4.4	Note relative alle azioni sismiche per dighe in calcestruzzo (ad esempio dighe a gravità, dighe ad arco, dighe a contrafforti, ecc.) e traverse mobili.....	20
4.5	Note relative alle azioni sismiche per dighe in materiale sciolto	21
5	Parametri dei materiali.....	22
5.1	Introduzione	22
5.2	Note relative ai parametri dei materiali per opere di sbarramento in calcestruzzo e muratura e per traverse mobili	22
5.3	Note relative ai parametri dei materiali per le dighe in materiale sciolto	23
6	Metodologia per la verifica della sicurezza sismica	26
6.1	Introduzione	26
6.2	Sviluppo del modello.....	26
6.3	Analisi	27
6.4	Interpretazione dei risultati delle analisi e valutazione della sicurezza sismica dell'impianto di accumulazione ...	28
6.5	Perfezionamento della modellazione e dell'analisi.....	29
6.6	Note sulla metodologia di verifica per dighe a gravità in calcestruzzo e muratura, dighe a contrafforti e traverse mobili	29
6.7	Note relative alla metodologia di verifica delle dighe ad arco in calcestruzzo.....	36
6.8	Note relative alla metodologia di verifica per le dighe in materiale sciolto	41
7	Bibliografia	45
	Appendice A: Mappe dei PPSA _R per 3 periodi di ritorno del sisma	46
	Appendice B: Zone sismiche e disaggregazione della pericolosità	48
	Appendice C: Requisiti per la determinazione sito-specifica dell'azione sismica per gli impianti di accumulazione in Svizzera	52



Terminologia

$D_{5-95} [s]$	Durata significativa, ossia la lunghezza dell'intervallo temporale durante la quale dal 5% al 95 % dell'energia sismica è applicata
$f_0 [Hz]$	Frequenza fondamentale di un sito
$I_a [m/s]$	Intensità di Arias, ossia l'integrale nel tempo del quadrato dell'accelerazione al suolo.
$PI [-]$	Indice di plasticità basato sui limiti di Atterberg
$PPSA_x [g]$	Pseudo-accelerazione spettrale massima (Peak Pseudo-Spectral Acceleration) per la classe di terreno x (ossia la PSA sul plateau dello spettro di risposta di progetto per la classe di suolo x, dove x = R, AR, A, B, C, D o E)
$PSA [g]$	Pseudo-accelerazione spettrale (valori in ordinata dello spettro di risposta elastico)
$R_{JB} [km]$	Distanza di Joyner-Boore, ossia la distanza più breve tra un sito e la proiezione in superficie della superficie di rottura
$RP [anni]$	Periodo di ritorno del Sisma di Valutazione della Sicurezza (SVS)
$S_x [-]$	Fattore di amplificazione per la classe di terreno x rispetto alla classe di terreno R. Questo valore è dato dal rapporto tra il plateau dello spettro di risposta elastico per la classe di terreno x e quello della classe di terreno R
$T [s]$	Periodo di vibrazione
$T_B [s]$	Periodo caratteristico dello spettro di risposta elastico
$T_C [s]$	Periodo caratteristico dello spettro di risposta elastico
$T_D [s]$	Periodo caratteristico dello spettro di risposta elastico
$V_s [m/s]$	Velocità delle onde di taglio
$V_{S30} [m/s]$	La velocità media nel tempo delle onde di taglio (V_s) fino a una profondità di 30 metri, ossia: $\bar{v}_s = \frac{\sum h_i}{\sum t_i} = \frac{\sum h_i}{\sum \left(\frac{h_i}{v_{s_i}} \right)}, \sum h_i = 30 \text{ m}$ dove t_i è il tempo di percorrenza (di sola andata) nello strato i -esimo, h_i è lo spessore dello strato i -esimo e v_{s_i} è la velocità delle onde di taglio nello strato i -esimo
$\gamma_{normale}; \gamma_{straordinario} [-]$	Coefficienti parziali di resistenza per i casi di carico ordinari e straordinari secondo la direttiva parte C1
$\gamma_{normale}^{nb}; \gamma_{straordinario}^{nb} [-]$	Coefficienti parziali di resistenza per i casi di carico ordinari e straordinari nel periodo immediatamente successivo a un'azione sismica al livello del Sisma di Valutazione della Sicurezza (SVS) e prima dell'esecuzione di misure di rinforzo.
$\mu_{D5-95} [s]$	Valore medio teorico della durata significativa
$\mu_{Ia} [m/s]$	Valore medio teorico dell'intensità di Arias
$\xi [-]$	Grado di smorzamento viscoso
$\eta [-]$	Valore correttivo dello spettro di risposta (dipendente dal grado di smorzamento viscoso)



1 Introduzione

1.1 Base legale

- 1.1.1 Secondo l'articolo 5 della legge federale sugli impianti di accumulazione del 1° ottobre 2010 (LImA, SR 721.101, 2010) "Gli impianti di accumulazione devono essere calcolati, costruiti ed esercitati conformemente allo stato della scienza e della tecnica in modo che la loro sicurezza sia garantita per tutti i casi prevedibili di carico e di esercizio." Su questa base, l'articolo 5 dell'ordinanza sugli impianti di accumulazione del 23 novembre 2022 (OlMA, SR 721.101.1) specifica i requisiti per la sicurezza strutturale degli impianti di accumulazione come segue: "Chi intende costruire, modificare o gestire un impianto di accumulazione deve garantire la sicurezza dell'opera di sbarramento, delle opere ausiliarie rilevanti per la sicurezza e della ritenuta, in casi di carico normali, straordinari ed estremi". Nella OlMA, il caso di carico sismico è considerato uno dei casi di carico estremi contro il quale la sicurezza dell'impianto di accumulazione deve essere garantita (vedasi articolo 5 paragrafo 4 OlMA). L'Ufficio federale dell'energia (UFE) è responsabile dell'elaborazione di direttive e altre risorse tecniche per i casi di carico normali, straordinari ed estremi (vedasi articolo 5 paragrafo 5 OlMA). Il Servizio Sismologico Svizzero ha introdotto un modello di pericolosità sismica aggiornato, denominato SUHazz2015 (Wiemer et al., 2016). Per implementare questo modello aggiornato e tenere conto dello stato dell'arte nella valutazione della sicurezza sismica degli impianti di accumulazione in Svizzera, l'UFE ha elaborato questa nuova versione della direttiva sulla sicurezza degli impianti di accumulazione, parte C3: Sicurezza sismica. Nell'elaborare questa revisione, il principio di proporzionalità è stato considerato per quanto possibile.
- 1.1.2 La presente parte della direttiva riguarda la verifica della sicurezza sismica degli impianti di accumulazione soggetti alla LImA in caso di sisma come caso di carico estremo. In questa parte della direttiva, tale livello di carico sismico è denominato: Sisma di Valutazione della Sicurezza (SVS, o *SEE* per *Safety Evaluation Earthquake*).
- 1.1.3 La verifica della sicurezza sismica, conformemente alla presente direttiva, è richiesta per tutti gli impianti soggetti alla LImA, in particolare nei seguenti casi:
- Per nuovi impianti, ristrutturazioni, modifiche o sopraelevazioni nell'ambito di una procedura di approvazione dei piani;
 - Se è necessario considerare cambiamenti rispetto ai dati di input e/o alle ipotesi formulate in una verifica precedente della sicurezza sismica;
 - Nel caso di comportamento anomalo di un'opera di sbarramento o di un improvviso cambiamento del suo comportamento, l'autorità di vigilanza può richiedere un aggiornamento della verifica della sicurezza sismica.
- 1.1.4 La presente parte della direttiva deve essere applicata in combinazione con la LImA e l'OlMA, nonché con le altre parti della direttiva sulla sicurezza degli impianti di accumulazione. I requisiti stabiliti in questa parte della direttiva rappresentano requisiti minimi di sicurezza. È possibile applicare metodi diversi da quelli indicati, a condizione che un livello di sicurezza uguale o superiore sia garantito.



2 Obiettivi principali della sicurezza sismica e di comportamento degli impianti di accumulazione

2.1 Obiettivi principali

2.1.1 La presente direttiva ha lo scopo di garantire che in Svizzera la sicurezza sismica degli impianti di accumulazione soggetti alla LImA sia verificata secondo criteri uniformi.

2.1.2 Gli obiettivi principali della protezione contro i terremoti sono:

- Protezione della vita umana e garanzia della sicurezza degli individui da danni o lesioni.
- Protezione di infrastrutture critiche, nei limiti descritti nel presente documento.
- Protezione dell'ambiente, nei limiti descritti nel presente documento.
- Protezione delle proprietà, nei limiti descritti nel presente documento.
- Protezione da gravi conseguenze economiche, nei limiti descritti nel presente documento.

2.1.3 Lo scopo di questa direttiva è implementare gli obiettivi di protezione contro i terremoti per gli impianti di accumulazione.

2.2 Obiettivi di comportamento generale per gli impianti di accumulazione

2.2.1 L'obiettivo della verifica della sicurezza sismica di un impianto di accumulazione è verificare che, durante e dopo un sisma, un cedimento della struttura che potrebbe portare a una fuoriuscita incontrollata di acqua (o di altro materiale trattenuto, come ad esempio detriti, nel caso di opere per la protezione contro i pericoli naturali) possa essere escluso. Si osserva che eventuali danni strutturali, comprese deformazioni permanenti che non compromettano la sicurezza dell'impianto di accumulazione, sono considerati accettabili.

2.2.2 Dopo un Sisma di Valutazione della Sicurezza, gli impianti di accumulazione devono possedere riserve di sicurezza sufficienti affinché sia possibile abbassare il livello dell'acqua nella ritenuta e/o eseguire lavori di riparazione.

2.2.3 Garantire la normale operabilità dell'impianto di accumulazione nel periodo immediatamente successivo a un Sisma di Valutazione della Sicurezza non è un obiettivo di comportamento in relazione alla sicurezza degli impianti di accumulazione.

2.2.4 Al manifestarsi di un Sisma di Valutazione della Sicurezza, il funzionamento degli elementi del sistema di monitoraggio, che sono indispensabili per rilevare un cedimento imminente, deve essere mantenuto operativo o ripristinato rapidamente. L'identificazione degli elementi indispensabili del sistema di monitoraggio fa parte della verifica della sicurezza sismica.

2.3 Obiettivi di comportamento per le opere ausiliarie rilevanti per la sicurezza

2.3.1 Le opere ausiliarie rilevanti per la sicurezza di un impianto di accumulazione, compresi i dispositivi di scarico e gli sfioratori, devono rimanere indenni da danni strutturali che possano implicare un rischio di fuoriuscita incontrollata di acqua.



- 2.3.2 Immediatamente dopo un sisma, con l'ausilio dei dispositivi di scarico, oppure con altri mezzi, deve essere possibile svuotare in sicurezza la ritenuta.
- 2.3.3 Immediatamente dopo un Sisma di Valutazione della Sicurezza, gli sfioratori o i dispositivi di scarico di un impianto di accumulazione di Classe I o II devono essere capaci di convogliare in sicurezza un evento di piena con un periodo di ritorno di 50 anni. Immediatamente dopo un Sisma di Valutazione della Sicurezza, gli sfioratori o i dispositivi di scarico di un impianto di accumulazione di Classe III devono essere capaci di convogliare in sicurezza un evento di piena con un periodo di ritorno di 30 anni.
- 2.3.4 Il comportamento di installazioni e strutture che non sono comunemente considerate come opere ausiliarie rilevanti per la sicurezza deve essere incluso nelle considerazioni se un loro cedimento sotto azione sismica può compromettere la sicurezza dell'impianto di accumulazione.

2.4 Obiettivi di comportamento della ritenuta

- 2.4.1 Sotto azione sismica, eventuali movimenti di massa nell'area della ritenuta, così come le onde generate nella ritenuta a seguito di un sisma, non devono compromettere la sicurezza dell'opera di sbarramento, delle opere ausiliarie rilevanti per la sicurezza, della popolazione, dell'ambiente e delle infrastrutture. Inoltre, tali fenomeni non devono comportare una fuoriuscita incontrollata e dannosa di acqua.
- 2.4.2 Il termine "eventuali movimenti di massa" (paragrafo 2.4.1) si riferisce in particolare a frane, scivolamenti di versanti e di sponde instabili, crolli di rocce, valanghe, distacchi dai ghiacciai, etc.
- 2.4.3 Per tutti gli impianti di accumulazione (inclusi quelli destinati alla protezione contro i pericoli naturali), l'insacco a seguito di un sisma di movimenti di massa nel bacino imbrifero e il loro potenziale impatto sull'impianto dopo un sisma devono essere presi in considerazione.

2.5 Misure per garantire la sicurezza sismica

- 2.5.1 Se si constata che un'opera di sbarramento, i suoi appoggi, il bacino della sua ritenuta, i pendii contornanti la sua ritenuta o le opere ad essa ausiliarie e rilevanti per la sicurezza non soddisfano gli obiettivi sopra elencati, il gestore dell'impianto d'accumulazione deve proporre e implementare delle misure adeguate a garantirne la sicurezza sismica.
- 2.5.2 Le conoscenze acquisite dal processo di verifica della sicurezza sismica devono essere considerate nel regolamento d'emergenza.

2.6 Funzionalità operativa

- 2.6.1 Garantire la funzionalità operativa dell'impianto di accumulazione dopo un sisma è responsabilità del gestore.
- 2.6.2 Gli obblighi di informare l'autorità di vigilanza, ai sensi dell'articolo 26 LImA e dell'articolo 22 OlmA rimangono validi. Il gestore deve garantire che la protezione della popolazione e la protezione dell'ambiente siano assicurate in ogni momento e che le strutture per l'abbassamento del livello dell'acqua o lo svuotamento della ritenuta siano operative. Conformemente all'Appendice 1 della parte D della direttiva: *Messa in esercizio ed esercizio* dopo un sisma, l'operatore deve effettuare un'ispezione. Eventuali anomalie devono essere segnalate all'autorità di vigilanza in conformità con l'articolo 22 OlmA.



3 Classi di impianti di accumulazione

3.1 Classificazione generale degli impianti di accumulazione

3.1.1 Ai fini della verifica della sicurezza sismica, tutti gli impianti di accumulazione sono classificati in tre classi, per le quali si applicano requisiti differenti.

3.1.2 La classificazione si basa sui seguenti criteri, sulla Tabella 1 sottostante e sulla Figura 1.

- Classe I: impianti di accumulazione che soddisfano i criteri specificati nell'articolo 19 capoverso 1a o 1b OImA.
- Classe II: impianti di accumulazione che hanno un'altezza di invaso di almeno 5 metri, soddisfano i criteri dimensionali specificati nell'articolo 3 capoverso 2, LImA e non rientrano nella Classe I.
- Classe III: impianti di accumulazione che non soddisfano i criteri dimensionali specificati nell'articolo 3 capoverso 2 LImA o che hanno un'altezza di invaso inferiore a 5 metri.

Tabella 1: Definizione delle tre classi di impianti di accumulazione
(H = altezza d'invaso, V = volume della ritenuta)

Classe	Descrizione	Criteri
I	Impianti di accumulazione che soddisfano i criteri specificati nell'articolo 19 capoverso 1a o 1b OImA	$H \geq 40$ m o $H \geq 10$ m e $V \geq 1'000'000$ m ³
II	Impianti di accumulazione che hanno un'altezza di invaso di almeno 5 metri, soddisfano i criteri dimensionali specificati nell'articolo 3, capoverso 2 LImA e non rientrano nella Classe I	$H \geq 25$ m o $H \geq 15$ m e $V \geq 50'000$ m ³ o $H \geq 10$ m e $V \geq 100'000$ m ³ o $H \geq 5$ m e $V \geq 500'000$ m ³
III	Impianti di accumulazione che non soddisfano i criteri dimensionali specificati nell'articolo 3 capoverso 2 LImA o che hanno un'altezza di invaso inferiore a 5 metri	$25 < H < 15$ m e $V < 50'000$ m ³ o $15 < H < 10$ m e $V < 100'000$ m ³ o $10 < H < 5$ m e $V < 500'000$ m ³ o $H < 5$ m

La Figura 1 mostra le classi di impianti di accumulazione in funzione dell'altezza di invaso e del volume della ritenuta, secondo le definizioni corrispondenti nella parte A della direttiva.

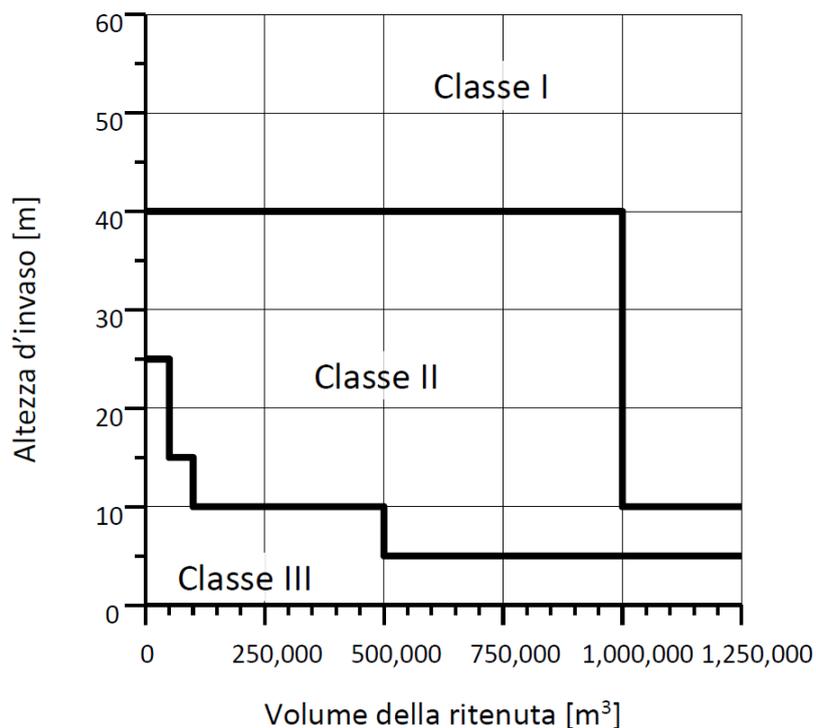


Figura 1: Definizione delle tre classi di impianti di accumulazione

- 3.1.3 Nel caso in cui il potenziale cedimento di un impianto di accumulazione a causa di azioni sismiche rappresenti un pericolo per un numero elevato di persone, per infrastrutture critiche o per l'ambiente (con conseguenze gravi), l'autorità di vigilanza, l'autorità concessionaria o altre autorità competenti possono modificare la classificazione dell'impianto al fine di imporre requisiti più severi.

3.2 Impianti di accumulazione per la protezione contro i pericoli naturali

- 3.2.1 Gli impianti di accumulazione destinati alla protezione contro i pericoli naturali, che immagazzinano solo temporaneamente acqua, fango, sedimenti, neve, ghiaccio, detriti, ecc., sono assegnati alla Classe III ai fini della valutazione della sicurezza sismica, indipendentemente dalla loro altezza di invaso e dalla capacità della ritenuta.

3.3 Dighe laterali in materiale sciolto di impianti di sbarramento su fiumi

- 3.3.1 Le dighe laterali, in materiale sciolto, di impianti per lo sbarramento di fiumi situate al di fuori dell'area immediatamente adiacente alla diga principale sono assegnate alla Classe III, a meno che l'autorità di vigilanza, l'autorità concessionaria o altre autorità competenti impongano requisiti più severi.



4 Caso di carico sismico e condizioni post-sisma

4.1 Definizione dei casi di carico, condizioni iniziali e al contorno

4.1.1 Caso di carico sismico e livello d'invaso iniziale

- 4.1.1.1. Il caso di carico sismico è un caso di carico estremo (tipo 3). Gli effetti del terremoto devono essere determinati in conformità con il paragrafo 4.3 della parte C1 della direttiva sugli impianti di accumulazione: *Dimensionamento e costruzione*. Altri effetti specifici sono riportati nella parte C1 della direttiva.
- 4.1.1.2. Le deformazioni e i carichi attribuibili ai casi di carico normali, come definiti nella parte C1 della direttiva sugli impianti di accumulazione, costituiscono le condizioni iniziali per l'analisi sismica.
- 4.1.1.3. I coefficienti parziali di resistenza per la combinazione di carico "estrema dinamica" come definito nel paragrafo 4.6.5 della parte C1 della direttiva sugli impianti di accumulazione possono essere presi pari a 1.0.
- 4.1.1.4. Di norma, per la verifica della sicurezza sismica dell'impianto, si deve considerare la condizione di ritenuta piena. A tal fine, si assume un livello di ritenuta pari al livello determinante per l'altezza d'invaso, conformemente al paragrafo 6.1 della parte A della direttiva sugli impianti di accumulazione.
- 4.1.1.5. Se, in caso di terremoto, un riempimento parziale della ritenuta può determinare un comportamento sfavorevole dell'opera di sbarramento, tali condizioni di carico con riempimento parziale della ritenuta devono essere considerate nella valutazione della sicurezza sismica dell'impianto di accumulazione.
- 4.1.1.6. Per tutti gli impianti di accumulazione destinati alla protezione contro i pericoli naturali (ad esempio, bacini di laminazione delle piene, collettori di sedimenti, dighe per la protezione da caduta massi e dighe di protezione da valanghe), la sicurezza sismica dell'impianto di accumulazione deve essere verificata per il caso di ritenuta vuota. In aggiunta, la sicurezza dell'impianto deve essere verificata anche per la condizione iniziale di ritenuta piena. Per dighe di protezione contro le valanghe, la seconda verifica può essere effettuata considerando un livello di ritenuta pari al 10% del volume totale della ritenuta. Per le dighe dei bacini di laminazione delle piene, la seconda verifica può essere effettuata considerando un livello d'acqua nella ritenuta pari al livello medio annuale nella ritenuta.

4.1.2 Condizioni post-sisma

- 4.1.2.1. A lungo termine e dopo il completamento di misure di ripristino necessarie, in accordo con la parte C1 della direttiva sugli impianti di accumulazione, il livello di sicurezza dell'opera di sbarramento dopo l'impatto sismico deve corrispondere al livello di sicurezza pre-sisma.
- 4.1.2.2. Oltre al Sisma di Valutazione della Sicurezza (SVS), la sicurezza degli impianti di accumulazione di Classe I deve essere verificata anche per le repliche nella forma di una scossa di assestamento che si verifica immediatamente dopo il sisma principale. I valori in ordinata dello spettro di risposta di riferimento (capitolo 4.3.4) e la durata significativa, assunti per la scossa di assestamento, dovrebbero essere perlomeno pari al 50% dei valori utilizzati per il sisma principale.



- 4.1.2.3. A breve termine, immediatamente dopo il sisma e la relativa scossa di assestamento (per gli impianti di Classe I, in accordo con 4.1.2.2), fino a quando non siano state attuate le misure necessarie, il livello di sicurezza dell'impianto di accumulazione è considerato sufficiente se viene dimostrato che l'impianto è in grado di sopportare i casi di carico normali e straordinari (vedasi il paragrafo 4.6.5 della parte C1 della direttiva sugli impianti di accumulazione) con l'80% dei fattori di resistenza parziale.

$$\begin{aligned}\gamma_{normale}^{nb} &= \gamma_{normale} \cdot 0.8; & (1) \\ \gamma_{straordinario}^{nb} &= \gamma_{straordinario} \cdot 0.8; & (2) \\ \gamma^{nb} &\geq 1 & (3)\end{aligned}$$

dove " γ^{nb} " indica il fattore di resistenza parziale per le condizioni immediatamente successive al sisma.

Per il periodo immediatamente successivo al sisma, i casi di carico straordinari includono i casi di carico derivanti da misure di intervento immediato, ad esempio, un rapido abbassamento del livello della ritenuta (svaso rapido), o quelli che si verificano a causa di una piena che si manifesta immediatamente dopo il terremoto. Il periodo di ritorno di una tale piena è definito al paragrafo 2.3.3.

- 4.1.2.4. L'analisi della sicurezza delle dighe in calcestruzzo o in muratura, per le condizioni immediatamente successive al sisma deve includere una verifica per determinare se gli spostamenti irreversibili calcolati della struttura (se presenti) implicano un danneggiamento dell'impermeabilità e/o del sistema di drenaggio della struttura. Se ciò si verifica, la stabilità immediata post-sisma della diga deve essere verificata considerando le corrispondenti condizioni di sottopressione modificate.
- 4.1.2.5. Per l'analisi delle dighe in materiali sciolti, per la fase immediatamente successiva al sisma, devono essere considerate le sovrappressioni interstiziali generate nella diga e nella sua fondazione.
- 4.1.2.6. L'operatività delle paratoie degli sfioratori, degli scarichi di fondo e di altre apparecchiature idromeccaniche rilevanti per la sicurezza deve essere verificata per la fase immediatamente successiva al sisma. Le conseguenze di un eventuale malfunzionamento di questi dispositivi nella fase immediatamente successiva al sisma devono essere analizzate e se del caso devono essere adottate misure di emergenza per garantire la sicurezza della diga in questa fase. Le misure di emergenza possono includere l'abbassamento o lo svuotamento della ritenuta e l'azionamento delle paratoie degli sfioratori (se presenti), degli scarichi di fondo e di altre apparecchiature idromeccaniche rilevanti per la sicurezza, così come dell'alimentazione elettrica di emergenza.
- 4.1.2.7. L'autorità di vigilanza definisce caso per caso la durata per la quale può essere tollerato un livello di sicurezza ridotto.
- 4.1.2.8. Per i casi di carico derivanti dall'attuazione delle misure di riparazione necessarie nel periodo post-sisma, l'autorità di vigilanza stabilisce i requisiti di sicurezza e il livello di pericolosità su base specifica per ciascun caso.
- 4.1.2.9. Le deformazioni, i danni all'impianto, le sottopressioni, le sovrappressioni interstiziali generate e i carichi specifici risultanti dal terremoto devono essere considerati come condizioni iniziali per la valutazione della sicurezza dell'impianto di accumulazione nel periodo immediatamente successivo all'evento sismico. Queste condizioni iniziali devono essere prese in



considerazione, in particolare nei casi in cui siano previste misure tempestive dopo il sisma, come il rapido abbassamento del livello della ritenuta.

4.2 Definizione di pericolosità sismica

- 4.2.1 La pericolosità sismica si basa sul modello nazionale di pericolosità sismica SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016) sviluppato dal Servizio Sismologico Svizzero. La pericolosità sismica è definita come l'effetto di un terremoto, per un dato periodo di ritorno e nella località dell'impianto di accumulazione, su una formazione rocciosa omogenea di riferimento, la quale è definita dal profilo di velocità delle onde di taglio secondo Poggi et al. (2011).
- 4.2.2 In alternativa, la pericolosità sismica può essere determinata mediante un'analisi probabilistica della pericolosità sismica dedicata al caso in esame, come specificato nell'Appendice C del presente documento.
- 4.2.3 In base alla classe dell'impianto di accumulazione, la probabilità media di superamento della pericolosità sismica o il periodo di ritorno del Sisma di Valutazione della Sicurezza (SVS) vengono utilizzati per determinare la pericolosità sismica. La Tabella 2 elenca i periodi di ritorno da assumere per ciascuna classe.

Tabella 2: Periodi di ritorno applicabili in relazione alle classi degli impianti di accumulazione

Classe	Orizzonte temporale di riferimento	Probabilità media di superamento nell'orizzonte temporale di riferimento	Periodo di ritorno approssimativo del Sisma di Valutazione della Sicurezza
I	100 anni	1%	10'000 anni
II	100 anni	2%	5'000 anni
III	100 anni	10%	1'000 anni

4.3 Azione sismica

4.3.1 Componenti dell'azione sismica

- 4.3.1.1. La definizione dell'azione sismica comprende le seguenti componenti:
- Spettro di risposta elastico
 - Storia temporale dell'accelerazione (accelerogrammi)
- 4.3.1.2. Gli spettri di risposta elastica sono derivati dalla pericolosità sismica probabilistica e tenendo conto degli effetti di sito.
- 4.3.1.3. Le informazioni su come selezionare gli accelerogrammi sono fornite nel capitolo 4.3.5.
- 4.3.1.4. L'azione sismica è definita come un'azione in campo libero alla superficie del terreno.



4.3.2 Effetti delle condizioni di sito e della topografia sull'azione sismica

- 4.3.2.1. Le condizioni di sito (ad es. proprietà geologiche e/o geotecniche degli strati superficiali e degli strati rocciosi), la topografia locale e la geometria del substrato roccioso influenzano l'azione sismica. Laddove rilevante, le condizioni di sito, la topografia locale e la geometria delle formazioni geologiche pertinenti devono essere prese in considerazione nell'analisi sismica dell'impianto di accumulazione.
- 4.3.2.2. L'influenza del sottosuolo deve essere presa in considerazione assegnando il sottosuolo di fondazione ad una classe di terreno secondo la Tabella 3 oppure utilizzando un'analisi della risposta del sito (ARS, o SRA da *Site Response Analysis*) secondo l'Appendice C.
- 4.3.2.3. La classe di terreno pertinente alla verifica sismica della diga deve essere determinata considerando la variabilità spaziale delle condizioni del sottosuolo di fondazione. La classe di terreno della diga è definita sulla base delle condizioni di sottosuolo meno favorevoli rilevanti per l'analisi; lo stesso principio si applica alla verifica sismica delle opere ausiliarie e alla stabilità dei versanti del bacino.
- 4.3.2.4. Per gli impianti di Classe I e II, la determinazione della classe di terreno deve basarsi su studi geofisici specifici condotti in loco, su un'indagine geologica e, se necessario, su indagini geotecniche, la cui pertinenza sia confermata da specialisti rispettivamente in geofisica, geologia e geotecnica. La coerenza dei dati e la classificazione del terreno devono essere confermate da esperti qualificati (Tabella 4).
- 4.3.2.5. Se delle infrastrutture critiche vulnerabili (e.g., ospedali, edifici e strutture per la gestione delle emergenze o principali arterie viarie) sono ubicate nella potenziale zona di inondazione di un impianto di accumulazione di Classe III, la determinazione della classe di terreno deve essere definita secondo il paragrafo 4.3.2.4. Per tutti gli altri impianti di Classe III e per tutte le dighe di protezione contro i pericoli naturali, per l'assegnazione ad una classe di terreno gli studi geofisici non sono obbligatori. Tuttavia, l'assegnazione ad una classe di terreno deve basarsi su informazioni geologiche e geotecniche pertinenti e deve essere confermata da esperti in questi settori (Tabella 4).
- 4.3.2.6. Per tutti gli impianti di accumulazione, l'assegnazione alla classe di terreno R è possibile solo se le fondazioni sono state studiate in modo completo e quantitativo. Lo studio completo e quantitativo prevede un'indagine spazialmente estesa mediante opportune misurazioni geofisiche in loco e un'indagine geologica dettagliata. Affinché una fondazione possa essere assegnata alla classe di terreno R, le indagini devono dimostrare che nei primi 30 metri il terreno di fondazione è costituito da roccia e mostra una velocità media nel tempo delle onde di taglio (V_{s30}) pari ad almeno 1105 m/s. In tutte le parti del profilo sismico rilevante (almeno nei primi 35 m), le velocità delle onde di taglio (V_s) devono essere superiori a 1000 m/s e non devono mostrare contrasti d'impedenza significativi. La coerenza dei dati e la classificazione del terreno devono essere confermate da esperti qualificati.
- 4.3.2.7. Per tutti gli impianti di accumulazione, l'assegnazione alla classe di terreno AR è possibile solo se le fondazioni sono state studiate in modo completo e quantitativo. Lo studio completo e quantitativo prevede un'indagine spazialmente estesa mediante opportune misurazioni geofisiche in loco e un'indagine geologica dettagliata. Affinché una fondazione possa essere assegnata alla classe di terreno AR, le indagini devono dimostrare che nei primi 30 metri il terreno di fondazione è costituito da roccia e mostra una velocità media nel tempo delle onde di taglio (V_{s30}) pari ad almeno 800 m/s e una velocità delle onde di taglio superiore a 760 m/s.



La coerenza dei dati e la classificazione del terreno devono essere confermate da esperti qualificati.

4.3.2.8. Nei casi in cui le condizioni geologiche suggeriscano deviazioni significative nel profilo di velocità delle onde di taglio in profondità rispetto ai valori utilizzati per la valutazione della pericolosità sismica (come indicato nel capitolo 4.2), o laddove la litostratigrafia mostri contrasti significativi di rigidità, il profilo di velocità delle onde di taglio deve essere indagato fino alla profondità rilevante. Le implicazioni delle suddette condizioni sull'azione sismica, comprese eventuali modifiche ai periodi caratteristici e/o alla posizione del plateau dello spettro di risposta elastico, devono essere valutate in consultazione con esperti e con l'autorità di vigilanza. Analogamente, questo criterio si applica anche nei casi in cui le condizioni del sottosuolo siano significativamente migliori rispetto ai requisiti minimi per la classificazione nella classe di terreno R. In questi casi un'analisi della risposta del sito (*SRA*), secondo quanto specificato nell'Appendice C, è raccomandata.

4.3.2.9. L'assegnazione ad una classe di terreno deve essere validata dall'autorità di vigilanza.

4.3.3 **Faglia attiva**

4.3.3.1. I dintorni dell'impianto di accumulazione devono essere esaminati per individuare faglie e lineamenti tettonici ubicati entro un raggio pertinente. Deve essere valutata la possibile attività e la natura tettonica delle discontinuità rilevate. È opportuno che la ricerca di evidenze di tettonica attiva non si limiti ai soli dati sismologici esistenti, ma includa anche indicatori geologici e/o geomorfologici derivati, ad esempio, da carte geologiche e tettoniche, rapporti, osservazioni di terreno, telerilevamento e indagini geofisiche disponibili. Una faglia con evidenze di movimenti sin-quadernari deve essere considerata potenzialmente attiva. Se una faglia con evidenze di movimenti sin-quadernari è presente nelle vicinanze dell'impianto di accumulazione, il suo contributo alla pericolosità sismica locale deve essere valutato ed è auspicabile effettuare studi dettagliati relativi al caso specifico. È altresì auspicabile che l'area circostante la diga e il suo bacino siano oggetto di studi dedicati e di un monitoraggio appropriato se, in base al contesto geologico e alle relazioni spaziali e temporali, un terremoto innescato dalla ritenuta (*Reservoir-Triggered-Earthquake*) non può essere escluso.

4.3.3.2. Se vengono identificate faglie o lineamenti tettonici nelle immediate vicinanze dell'impianto di accumulazione e lo spostamento relativo dei blocchi delimitati dalla faglia e/o degli elementi tettonici è rilevante per la sicurezza dell'impianto, deve essere valutata la possibilità di spostamenti relativi indotti da terremoti.

4.3.3.3. Per gli impianti di accumulazione di Classe I, l'attività o l'attivazione di faglie nelle vicinanze dell'impianto deve essere valutata periodicamente. È auspicabile che questa valutazione sia effettuata con una periodicità di 5 anni. Per gli impianti di accumulazione di Classe I e II, l'attività o l'attivazione di faglie nelle vicinanze dell'impianto deve essere valutata nel caso in cui venga registrato un terremoto di magnitudo 4 o superiore con epicentro situato entro un raggio di 10 km dall'impianto.

4.3.3.4. Oscillazioni significative della ritenuta, innescate da un terremoto, da un movimento di faglia o da subsidenza all'interno del bacino, possono provocare il sormonto della diga. Grandi onde generate da oscillazioni a bassa frequenza della ritenuta, come un *seiche* sismico, possono anch'esse causare una tracimazione, con potenziali conseguenze inaccettabili. Nei casi in cui esista tale possibilità, sono richiesti studi geologici e sismologici più dettagliati, e l'autorità di vigilanza può imporre misure di sicurezza aggiuntive.



4.3.4 Spettro di risposta elastico

4.3.4.1. L'accelerazione spettrale dello spettro di risposta elastico è calcolata moltiplicando la pseudo accelerazione spettrale massima ($PPSA_x$, dall'inglese *Peak Pseudo-Spectral Acceleration*) per ciascuna classe di terreno al periodo di vibrazione desiderato (T) per i termini che tengono conto della forma dello spettro e dello smorzamento.

4.3.4.2. Gli spettri di risposta elastica generalizzati delle componenti orizzontali dell'azione sismica, come rappresentato nella Figura 2, sono costruiti secondo le Equazioni (4) a (7).

$$PSA(T) = PPSA_x / 2.5 \cdot [1 + ((2.5 \cdot \eta - 1) \cdot T) / T_B] \quad (0 \leq T \leq T_B) \quad (4)$$

$$PSA(T) = PPSA_x \cdot \eta \quad (T_B \leq T \leq T_C) \quad (5)$$

$$PSA(T) = PPSA_x \cdot \eta \cdot T_C / T \quad (T_C \leq T \leq T_D) \quad (6)$$

$$PSA(T) = PPSA_x \cdot \eta \cdot (T_C \cdot T_D) / T^2 \quad (T_D \leq T) \quad (7)$$

dove:

$PSA(T)$: Pseudo-accelerazione spettrale (valori in ordinata dello spettro di risposta elastico).

$PPSA_x$: pseudo-accelerazione spettrale massima per la classe di terreno x (ossia, PSA al plateau dello spettro di risposta di riferimento per la classe di terreno x); Il valore di PSA per la vibrazione come corpo rigido (periodo di vibrazione pari a 0 secondi) è equivalente all'accelerazione massima al suolo (PGA , dall'inglese *Peak Ground Acceleration*) e può essere calcolato come $PPSA_x / 2.5$.

T : periodo di vibrazione.

T_B , T_C and T_D : periodi caratteristici dello spettro di risposta, vedasi Tabella 3.

$\eta = \sqrt{1 / (0.5 + 10\xi)} \geq 0.55$: valore di correzione per considerare lo smorzamento, dove ξ è il grado di smorzamento viscoso. Lo smorzamento deve essere stabilito specificamente per le condizioni dell'opera.

4.3.4.3. La pseudo-accelerazione spettrale al plateau dello spettro di risposta elastico per la classe di terreno R ($PPSA_R$) è definita dal picco dello spettro di pericolosità uniforme o UHS (dall'inglese *Uniform Hazard Spectrum*) medio sulla roccia di riferimento svizzera (Figura 2). Lo spettro di pericolosità uniforme medio è definito dal modello SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016) o da un'analisi probabilistica di pericolosità sismica ($PSHA$) sito-specifica, secondo l'Appendice C. Mappe indicative per i valori di $PPSA_R$ sono fornite nell'Allegato A di questo documento, mentre i valori esatti dell' UHS basati sul modello SUIhaz2015 e gli spettri di risposta elastica devono essere estratti dallo strumento di determinazione della pericolosità (C3-HDT) disponibile sul sito web dell'UFE¹.

4.3.4.4. Gli effetti di sito per ogni classe di terreno sono presi in considerazione con un fattore di amplificazione dipendente dalla classe di terreno (S_x) rispetto alla classe di terreno R, come indicato nella Tabella 3. La pseudo-accelerazione spettrale massima orizzontale (plateau dello spettro di risposta, $PPSA_x$) in campo libero è definita come:

$$PPSA_x = PPSA_R \times S_x \quad (8)$$

dove x è uno fra R, AR, A, B, C, D or E.

¹ <https://www.bfe.admin.ch/bfe/it/home/approvvigionamento/vigilanza-e-sicurezza/impianti-di-accumulazione/direttive-e-strumenti-ausiliari.html>



4.3.4.5. Per determinare lo spettro di risposta elastico della componente verticale dell'azione sismica, i valori delle ordinate devono essere moltiplicati per il fattore 0.7. Per gli impianti di accumulazione di Classe I ubicati in siti con $R_{JB} < 10$ km, $V_{s30} < 500$ m/s e $PPSA_R > 1.0$ g sono richieste analisi dettagliate per questo fattore (rapporto tra gli spettri di risposta verticale e orizzontale). Il valore di R_{JB} è definito come la distanza Joyner-Boore dalla sorgente sismica per l'evento dominante che contribuisce alla pericolosità sismica locale, basato sui dati di disaggregazione della località dell'impianto di accumulazione (Appendice B).

Tabella 3: Definizione delle classi di terreno e fattori di amplificazione sismica rispetto alla classe R

Classe terreno	Descrizione stratigrafica	V_{s30} [m/s]	Amplificazione rispetto alla classe di terreno R (S_x)	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
R	Roccia intatta senza indebolimenti significativi, contrasti di rigidità significativi o inclusioni di materiale sciolto; studiata in modo completo e quantitativo con V_s minimo di 1000 m/s	≥ 1105	1.00	0.06	0.3	2.0
AR	Roccia; studiata in modo completo e quantitativo con V_s minimo di 760 m/s	>800	1.3	0.07	0.27	2.0
A	Roccia o altra formazione geologica di tipo roccioso con un massimo di 5 metri di materiale sciolto in superficie	>800	1.4 (1.5*)	0.07	0.25	2.0
B	Depositi molto densi di sabbia e/o ghiaia o argilla molto consistente, con spessore di alcune decine di metri, caratterizzati da un graduale incremento delle proprietà meccaniche con la profondità	500...800	1.8	0.08	0.35	2.0
C	Depositi densi o di media densità, di sabbia, ghiaia o argilla consistente, spessi da alcune decine fino a diverse centinaia di metri	300...500	2.2	0.10	0.4	2.0
D	Depositi di materiale sciolto a mediamente addensato o argille tenere	< 300	2.55	0.10	0.5	2.0
E	Deposito superficiale riconducibile alle classi C o D, di spessore compreso fra 5 e 20 metri, con V_s media < 500 m/s e posto su materiali ben più consistenti con $V_s > 800$ m/s	-	2.55	0.09	0.25	2.0

* Questo valore deve essere usato nei casi in cui l'assegnazione alla classe di terreno A non è basata su studi geofisici secondo i paragrafi 4.3.2.4 e 4.3.2.5.

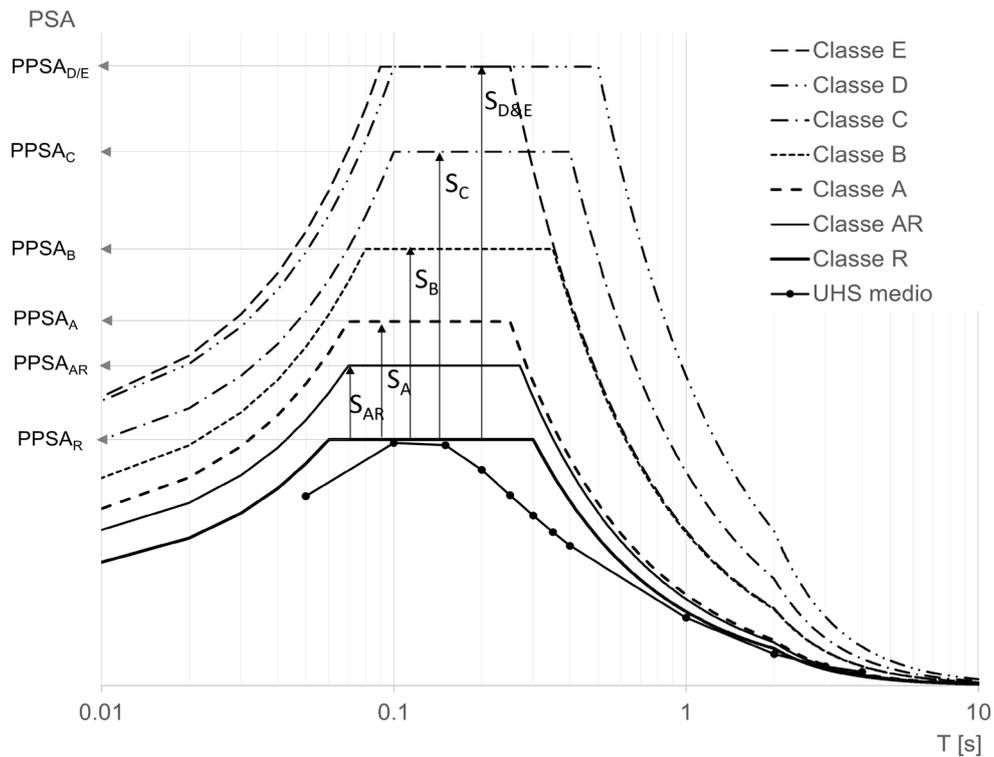


Figura 2: Spettri di risposta elastica della media geometrica delle due componenti orizzontali dell'azione sismica per le classi di terreno secondo la Tabella 3.

UHS: Spettro di Pericolosità Uniforme o Uniform Hazard Spectrum definito secondo SUHazz2015 (Wiemer et al., 2016) o secondo un'analisi probabilistica di pericolosità sismica (PSHA) sito-specifica come specificato nell'Appendice C.

PPSA_x: Pseudo-accelerazione spettrale massima per la classe di terreno x (ossia, PSA al plateau dello spettro di risposta di riferimento per la classe di terreno x).

S_x: Fattore di amplificazione dipendente dalla classe di terreno rispetto al plateau dell'accelerazione spettrale della classe di terreno R.

PSA: Pseudo-accelerazione spettrale (valori in ordinata dello spettro elastico di risposta).

Tabella 4: Requisiti metodologici per la classificazione del sito in base alla classe della diga e alla classe di terreno.

classe impianto \ classe di terreno	classe di terreno							
	R	AR	A	B	C	D	E	E
I	classificazione basata su: indagine spazialmente estesa con misurazioni geofisiche (profili Vs) + indagine geologica dettagliata la coerenza dei dati e la classificazione del terreno devono essere confermate da esperti (4.3.2.6 e 4.3.2.7)		classificazione basata su: studi geofisici specifici + indagine geologica la coerenza dei dati e la classificazione devono essere confermate da esperti (4.3.2.4 e 4.3.2.5)					
II								
III								
IIIa*			classificazione basata su informazioni geologiche e geotecniche pertinenti e confermata da esperti (4.3.2.5)					
IIIb**								

*) IIIa: impianti d'accumulazione di classe III secondo il capitolo 3 e se nella zona d'inondazione potenziale sono ubicate infrastrutture critiche vulnerabili (si veda 4.3.2.5)

***) IIIb: impianti d'accumulazione di classe III secondo il capitolo 3 e che non soddisfano i criteri del sottogruppo IIIa o tutte le dighe per la protezione dai pericoli naturali



4.3.5 Storie temporali dell'accelerazione

Considerazioni generali per la selezione di storie temporali dell'accelerazione

- 4.3.5.1. Come storie temporali dell'accelerazione è auspicabile utilizzare registrazioni a banda larga di terremoti che siano appropriate per il caso in esame. Se il numero di registrazioni appropriate è insufficiente, allora possono essere utilizzate storie temporali di terremoti simulati su base fisica (*physics-based numerical simulations*).
- 4.3.5.2. Una storia temporale dell'accelerazione è costituita da tre componenti di accelerazione mutualmente ortogonali, due delle quali sono orientate in direzione orizzontale e una in direzione verticale.
- 4.3.5.3. Non dovrebbero essere utilizzate più di due registrazioni derivanti dallo stesso evento sismico.
- 4.3.5.4. Quando si selezionano le registrazioni sismiche, è importante considerare la magnitudo momento (M_w) del sisma, la distanza tra la sorgente e il sito di registrazione in relazione al periodo di ritorno del sisma, l'ambiente tettonico regionale, questo insieme alle condizioni locali del sito di registrazione e la compatibilità tra la forma spettrale della registrazione e lo spettro di risposta di riferimento. Le registrazioni dovrebbero essere effettuate da stazioni sismiche in campo libero, escludendo le storie temporali da stazioni installate in strutture come edifici, dighe, ponti, gallerie o caverne.
- 4.3.5.5. Almeno una storia temporale dell'accelerazione con caratteristiche di impulso da registrazione in campo vicino dovrebbe essere inclusa nel set di storie temporali selezionate se è stata identificata una faglia attiva, o un lineamento sismico, nel campo vicino del sito.

Se l'analisi probabilistica della pericolosità sismica (*PSHA*, da *Probabilistic Seismic Hazard Analysis*) del sito include una potenziale faglia in campo vicino, allora le storie temporali dell'accelerazione selezionate devono includere un sottoinsieme con caratteristiche di impulso da registrazioni in campo vicino. Le specifiche delle registrazioni e la proporzione di storie temporali dell'accelerazione con caratteristiche di impulso devono essere determinate utilizzando modelli riconosciuti dalla letteratura e tenendo conto del contributo relativo del movimento di tipo impulsivo alla pericolosità sismica.

Compatibilità con la pericolosità sismica

- 4.3.5.6. Le storie temporali dell'accelerazione selezionate devono essere compatibili con la disaggregazione della pericolosità sismica per la zona sismica specifica all'impianto di accumulazione e il periodo di ritorno della pericolosità sismica considerato. L'appendice B fornisce mappe delle zone sismiche della Svizzera e la loro disaggregazione in forma normalizzata.
- 4.3.5.7. La media teorica ($\mu_{D_{5-95}}$) della durata significativa (D_{5-95}) delle storie temporali dell'accelerazione deve essere determinata utilizzando modelli tratti dalla letteratura e riconosciuti, basati sulla magnitudo momento (M_w) e sulla distanza Joyner-Boore (R_{JB}) dello scenario sismico dominante. L' M_w e l' R_{JB} per il controllo dell'evento sismico dominante nella zona sismica dell'impianto di accumulazione sono identificati utilizzando l'Appendice B, considerando i valori M_w e R_{JB} con un significato relativo pari a 1.
- 4.3.5.8. La media geometrica della durata significativa (D_{5-95}) delle due componenti orizzontali di ogni singola storia temporale dell'accelerazione (fatte salve le registrazioni con caratteristiche di



impulso in campo vicino) deve essere maggiore di $0.7 \cdot \mu_{D5-95}$. Il valore medio di tutte le durate significative deve essere superiore al valore medio (μ_{D5-95}).

- 4.3.5.9. Il valore medio teorico (μ_{Ia}) dell'intensità di Arias (I_a) delle storie temporali dell'accelerazione dovrebbe essere determinato utilizzando modelli tratti dalla letteratura e riconosciuti, basati sulla magnitudo momento (M_w) e sulla distanza di Joyner-Boore (R_{JB}) dello scenario sismico dominante. L' M_w e l' R_{JB} per il controllo dell'evento sismico dominante nella zona sismica dell'impianto di accumulazione sono identificati utilizzando l'Appendice B, considerando i valori M_w e R_{JB} con un significato relativo pari a 1.
- 4.3.5.10. La media geometrica dell'intensità di Arias delle due componenti orizzontali di ogni singola storia temporale dell'accelerazione deve essere maggiore di $0.7 \cdot \mu_{Ia}$. Il valore medio di tutte le intensità di Arias dovrebbe essere superiore al valore medio teorico (μ_{Ia}).

Compatibilità con lo spettro di risposta di riferimento

- 4.3.5.11. La media geometrica delle componenti orizzontali delle storie temporali dell'accelerazione e, in caso di aggiustamento tramite *spectral matching*, anche della componente verticale, deve essere compatibile con il corrispondente spettro di risposta di riferimento nell'intervallo di periodi vibrazionali pertinente al caso in esame.
- 4.3.5.12. In generale, lo spettro di risposta di riferimento (target) è lo spettro di risposta elastico secondo il capitolo 4.3.4. Se è stata effettuata un'analisi della risposta del sito secondo l'Appendice C, lo spettro di risposta elastico corrispondente (o lo spettro di pericolosità uniforme (*UHS*) se l'analisi della risposta del sito è stata opportunamente confermata mediante strumentazione sismica del sito) è considerato lo spettro di risposta di riferimento.

Intervallo di periodi vibrazionali pertinenti

- 4.3.5.13. L'intervallo di periodi vibrazionali pertinenti comprende i periodi da $0.2 T_1$ a $1.5 T_1$, dove T_1 indica il periodo fondamentale della struttura. Inoltre, l'intervallo di periodi pertinenti dovrebbe coprire almeno l'80% della massa modale totale. Nel definire l'intervallo di periodi pertinenti, è necessario tenere conto di eventuali spostamenti dei periodi propri dovuti a un comportamento non lineare sotto l'effetto di un sisma. Nell'intervallo di periodi pertinenti dovrebbero essere controllati almeno 15 punti distanziati linearmente.

Modifiche delle storie temporali dell'accelerazione

- 4.3.5.14. Per garantire la compatibilità delle storie temporali dell'accelerazione con lo spettro di risposta di riferimento, le amplitudini delle accelerazioni possono essere scalate linearmente nel dominio del tempo. In linea di principio, il fattore di scalatura lineare deve essere compreso tra 0.25 e 4.
- 4.3.5.15. Se non è possibile trovare un numero sufficiente di storie temporali dell'accelerazione utilizzando il metodo di scalatura lineare (paragrafo 4.3.5.14), è possibile utilizzare il metodo detto *spectral matching*.
- 4.3.5.16. Quando si utilizza lo *spectral matching* delle storie temporali dell'accelerazione, le caratteristiche della forma d'onda esistenti, in particolare le caratteristiche degli impulsi delle registrazioni in campo vicino, devono essere preservate dopo il processo di matching.
- 4.3.5.17. In caso di scalatura lineare, i fattori di scalatura delle componenti orizzontali possono essere utilizzati per la componente verticale corrispondente.



4.3.5.18. In caso di *spectral matching*, la componente verticale delle storie temporali dell'accelerazione deve essere modificata separatamente utilizzando come target lo spettro di risposta di riferimento verticale. Lo spettro di risposta di riferimento verticale può essere determinato dallo spettro di risposta orizzontale in conformità con il paragrafo 4.3.4.5.

Criteri di compatibilità

4.3.5.19. La compatibilità tra lo spettro di risposta di riferimento e lo spettro di risposta associato alle storie temporali è considerata soddisfacente se sono soddisfatti tutti i seguenti criteri:

- Per tutti i periodi compresi nell'intervallo di periodi vibrazionali pertinenti (secondo il paragrafo 4.3.5.13), la media aritmetica degli spettri di risposta di tutte le serie temporali deve essere compresa fra il 90% e il 130% dello spettro di risposta di riferimento. In caso di *spectral matching* (4.3.5.15), per tutti i periodi vibrazionali compresi nell'intervallo di periodi vibrazionali pertinenti (secondo il paragrafo 4.3.5.13), la media aritmetica degli spettri di risposta di tutte le serie temporali deve essere compresa fra il 95% e il 130% dello spettro di risposta di riferimento.
- Nell'intervallo di periodi vibrazionali pertinenti (secondo il paragrafo 4.3.5.13), il valore medio, su tutti i periodi, dei rapporti tra la media aritmetica degli spettri di risposta di tutte le serie temporali e lo spettro di risposta di riferimento non deve essere inferiore a 0,95.
- Per tutti i periodi compresi nell'intervallo di periodi vibrazionali pertinenti (secondo il paragrafo 4.3.5.13), lo spettro di risposta di ogni singola storia temporale dell'accelerazione non deve essere inferiore al 50% dello spettro di risposta di riferimento.

Verifica con le storie temporali dell'accelerazione

4.3.5.20. Per la verifica devono essere utilizzate almeno 7 diverse storie temporali dell'accelerazione (a due o tre componenti).

4.3.5.21. Per la verifica dei modelli strutturali spaziali, è necessario utilizzare contemporaneamente sia le componenti orizzontali che la componente verticale della stessa registrazione del sisma.

4.3.5.22. Per la verifica, le storie temporali dell'accelerazione devono essere applicate nella direzione in cui hanno il massimo effetto possibile sulla struttura.

4.3.5.23. La sicurezza sismica dell'impianto di accumulazione deve essere garantita per tutte le storie temporali dell'accelerazione utilizzate.

4.4 Note relative alle azioni sismiche per dighe in calcestruzzo (ad esempio dighe a gravità, dighe ad arco, dighe a contrafforti, ecc.) e traverse mobili

4.4.1 L'influenza dinamica dell'acqua nella ritenuta deve essere presa in considerazione (vedasi i paragrafi 6.6 e 6.7).

4.4.2 Le sottopressioni agenti nel giunto di contatto tra la struttura e la fondazione o sulle superfici delle fratture nella fondazione o nel corpo della diga devono essere prese in considerazione per la verifica della stabilità sotto azione sismica allo stesso modo, cioè con le stesse ipotesi, del caso di carico statico.



- 4.4.3 Se l'azione sismica provoca un cambiamento nelle condizioni di sottopressione, la stabilità della struttura dopo il sisma deve essere rivalutata e verificata in base alle nuove condizioni di sottopressione post-sisma per garantire la sicurezza e l'integrità della diga.
- 4.4.4 Nel caso in cui il comportamento di un'opera di sbarramento durante un sisma venga studiato mediante il metodo dello spettro di risposta come prescritto nel paragrafo 6.3.4, gli spettri di risposta elastica orizzontale che definiscono l'azione sismica (capitolo 4.3.4) devono essere combinati prendendo il 100% in una direzione e almeno il 40% nell'altra direzione ortogonale. La risposta strutturale deve essere studiata per tutte le possibili combinazioni degli spettri di risposta elastica scalati.
- 4.4.5 L'eventuale aumento della pressione dell'acqua interstiziale nella fondazione dovuto agli effetti di un sisma deve essere preso in considerazione.

4.5 Note relative alle azioni sismiche per dighe in materiale sciolto

- 4.5.1 Per le dighe in materiale sciolto senza rivestimento a monte, le pressioni idrodinamiche esercitate sul paramento a monte dall'acqua nella ritenuta durante un sisma possono essere ignorate. Per le strutture di contenimento destinate alla protezione contro i pericoli naturali, è necessario tenere conto degli impatti dinamici del materiale trattenuto durante il sisma. In questo processo dovrebbe essere considerato anche il potenziale di liquefazione del materiale trattenuto.
- 4.5.2 L'eventuale aumento della pressione interstiziale dovuto agli effetti di un sisma deve essere preso in considerazione (vedasi il capitolo 5.3).
- 4.5.3 Il controllo del potenziale di liquefazione deve essere effettuato per tutte le dighe in materiale sciolto.



5 Parametri dei materiali

5.1 Introduzione

- 5.1.1 La determinazione dei valori dei parametri dei materiali deve essere basata sui dettagli forniti nella parte C1 della direttiva sugli impianti di accumulazione, paragrafo 4.6.3. Per i parametri dei materiali da applicare alla verifica della sicurezza sismica, si possono utilizzare valori stimati cautelativamente e tenendo conto delle implicazioni delle ipotesi fatte sulla risposta sismica relativa alla specifica situazione di verifica. Ad esempio, se il valore caratteristico del modulo di elasticità del calcestruzzo si traduce in una risposta sismica inferiore, potrebbe essere necessario considerare il valore medio.
- 5.1.2 In linea di principio, i parametri dei materiali per l'opera di sbarramento e per la sua fondazione devono essere determinati sulla base di prove di laboratorio e in-situ. A tal fine, è auspicabile effettuare prove rappresentative del carico in caso di sisma. È altresì auspicabile effettuare analisi di sensibilità per tenere conto delle incertezze nei parametri dei materiali.

5.2 Note relative ai parametri dei materiali per opere di sbarramento in calcestruzzo e muratura e per traverse mobili

- 5.2.1 Il peso unitario del calcestruzzo e della muratura deve essere determinato tramite misurazioni, oppure si deve assumere un valore conservativo per ogni fase di verifica.
- 5.2.2 I parametri della resistenza dinamica del calcestruzzo possono essere stimati empiricamente aumentando i corrispondenti valori statici del 30%. Il modulo elastico dinamico del calcestruzzo può essere stimato aumentando il modulo statico del 25%.
- 5.2.3 I parametri di resistenza e rigidità del corpo in muratura devono essere definiti mediante prove.
- 5.2.4 Per le strutture composte da materiali non omogenei, è necessario tenere conto delle diverse proprietà dei singoli componenti.
- 5.2.5 In linea di principio, per il calcestruzzo, si deve utilizzare un parametro di smorzamento viscoso pari al 5% dello smorzamento critico. Nel caso in cui per il parametro di smorzamento viscoso si utilizzino valori superiori al 5%, questi devono essere giustificati.
- 5.2.6 Il valore assunto per il parametro di smorzamento viscoso del cemento armato, della muratura e dei materiali della fondazione deve essere giustificato.
- 5.2.7 Per la verifica della sicurezza contro lo scivolamento all'interfaccia calcestruzzo-roccia o all'interfaccia tra due strati di calcestruzzo (riprese di getto) o tipi di calcestruzzo e/o muratura nella struttura, si dovrebbe utilizzare la resistenza al taglio residua.
- 5.2.8 Si deve assumere che il limo della ritenuta vada incontro a liquefazione in caso di sollecitazione sismica. Pertanto, la resistenza al taglio deve essere assunta nulla, salvo che indagini di laboratorio e/o in sito escludano il potenziale di liquefazione.



5.3 Note relative ai parametri dei materiali per le dighe in materiale sciolto

5.3.1 Per le dighe in materiale sciolto di Classe I, i parametri statici e dinamici del terreno devono essere determinati mediante prove in situ e/o di laboratorio. Devono essere applicate leggi dei materiali appropriate che consentano di descrivere il comportamento dei terreni di fondazione e dell'opera sotto carico dinamico.

5.3.2 Il parametro di smorzamento viscoso dei materiali del rilevato è in genere superiore a quello del calcestruzzo. Il livello di smorzamento ipotizzato per le dighe in materiale sciolto deve essere verificato in funzione del livello atteso di deformazione di taglio nella diga e nel sistema di fondazione.

5.3.3 Per le dighe in materiale sciolto di Classe II e III, possono essere utilizzati i parametri statici dei materiali. I dettagli della metodologia di verifica specificata al capitolo 6 devono essere rispettati.

5.3.4 Per le dighe in materiale sciolto, il potenziale di liquefazione nella fondazione e nel corpo della diga deve essere verificato in base al capitolo 5.3.8.

5.3.5 Per le dighe in materiale sciolto, occorre distinguere tra il comportamento dei materiali in condizioni drenate e non drenate. In caso di condizioni non drenate, occorre tenere conto in particolare della potenziale perdita di resistenza al taglio a causa dell'aumento delle pressioni interstiziali.

5.3.6 Comportamento del materiale in condizioni drenate

5.3.6.1. Se si considera il comportamento del materiale in condizioni drenate, l'analisi viene effettuata in termini di tensioni efficaci.

5.3.6.2. Nel caso di terreni saturi d'acqua, generalmente non si può presupporre il comportamento del materiale in condizioni drenate. Se si ipotizza comunque il comportamento del materiale in condizioni drenate per terreni saturi, tale ipotesi deve essere convalidata confrontando il processo di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali rispetto alla velocità di carico.

5.3.6.3. In generale, si deve assumere la resistenza al taglio residua, a meno che la riduzione della resistenza (*strength softening*) non sia tenuto in considerazione dalla legge costitutiva utilizzata.

5.3.6.4. In generale, la coesione non deve essere applicata a meno che la sua esistenza non possa essere comprovata da test di laboratorio e che la sua presenza non sia dimostrata indipendentemente da fattori esterni. Inoltre, gli effetti della deformazione di taglio sulla coesione devono essere debitamente considerati.

5.3.7 Comportamento del materiale in condizioni non drenate

5.3.7.1. Se si prevede un comportamento del materiale in condizioni non drenate (o parzialmente drenate), l'analisi può essere effettuata in termini di tensioni totali o in termini di tensioni efficaci.



5.3.7.2. Quando l'analisi viene effettuata in termini di tensioni totali, la resistenza al taglio non drenata sotto carico ciclico può essere considerata pari all'80% della resistenza al taglio non drenata statica per dighe in materiale sciolto di Classe II e III.

5.3.7.3. Quando l'analisi viene effettuata in termini di tensioni efficaci, occorre assicurarsi che l'influenza delle sovrappressioni interstiziali sia correttamente rappresentata dalla legge costitutiva. La plausibilità della resistenza al taglio mobilitata deve essere convalidata.

5.3.8 Valutazione del potenziale di liquefazione

5.3.8.1. La liquefazione del materiale del corpo della diga (per dighe in materiale sciolto) o della fondazione è legata a una riduzione della resistenza al taglio dovuta all'aumento della pressione interstiziale durante o immediatamente dopo il sisma. Questo fenomeno rappresenta un rischio significativo per l'integrità strutturale delle dighe ed è stato identificato come una potenziale causa di cedimento delle stesse. Di conseguenza, è essenziale condurre una valutazione accurata e approfondita del potenziale di liquefazione per valutare la possibilità di liquefazione, mitigarne i rischi associati e garantire la sicurezza e la stabilità dell'impianto di accumulazione.

5.3.8.2. Le sabbie fini e i limi saturi poco addensati sono particolarmente soggetti a liquefazione. Tuttavia, il potenziale di liquefazione dovuto alla generazione di una sovrappressione interstiziale non è limitato a questo tipo di terreni.

5.3.8.3. Per escludere la possibilità di liquefazione, è necessario dimostrare che il terreno non ha un alto grado di saturazione, o è sufficientemente denso, o contiene abbastanza materiali fini ad alta plasticità per prevenire la liquefazione sotto carichi sismici estremi.

5.3.8.4. In generale, è considerato poco probabile che i materiali che soddisfano almeno uno dei criteri seguenti abbiano un potenziale di liquefazione:

- materiali con basso grado di saturazione,
- materiali con $D_{10} > 2$ mm e densità relativa $D_r > 50\%$,
- materiali con $D_{70} < 0.063$ mm e indice di plasticità (PI) $> 25\%$,
- materiali con densità relativa $D_r > 75\%$.

I valori " D_x " corrispondono ai diametri delle particelle da analisi granulometriche, mentre PI si riferisce all'indice di plasticità determinato mediante prove dei limiti di Atterberg. Tuttavia, se nonostante il soddisfacimento dei criteri sopra citati, non è possibile escludere in modo definitivo il potenziale di liquefazione, saranno necessarie indagini dettagliate.

5.3.8.5. Il potenziale di liquefazione viene generalmente identificato tramite correlazioni tra la severità del carico ciclico durante un evento sismico e i risultati di prove in situ che forniscono un indice della densità relativa. Prove come lo *Standard Penetration Test (SPT)* o il *Cone Penetration Test (CPT)*, aiutano a determinare la densità relativa del suolo e la sua resistenza alla liquefazione. La relazione tra la sollecitazione ciclica dovuta agli eventi sismici e la densità è fondamentale per valutare il potenziale di liquefazione in una determinata diga.

5.3.8.6. In alternativa, il potenziale di liquefazione può essere valutato quantitativamente utilizzando la combinazione dei seguenti metodi:

- Prove di laboratorio, ad esempio prove triassiali dinamiche.



- Modellazione agli elementi finiti con modelli costitutivi in grado di rappresentare adeguatamente il fenomeno della generazione di sovrappressione interstiziale e della liquefazione. I parametri del modello costitutivo devono essere calibrati per riflettere il comportamento idromeccanico degli strati di terreno in questione. La calibrazione dei parametri del modello deve essere effettuata sulla base di prove di laboratorio e/o in situ. Le incertezze nei parametri devono essere determinate e prese in considerazione. Si raccomanda di verificare le prestazioni del modello numerico rispetto ai modelli fisici esistenti o a casi rilevanti e ben documentati dalla letteratura.
- 5.3.8.7. La valutazione della sicurezza contro la liquefazione non sostituisce la verifica della sicurezza della diga sotto l'azione sismica in condizioni non drenate.
- 5.3.8.8. Gli effetti della potenziale liquefazione dei sedimenti nella ritenuta sul comportamento sismico della struttura devono essere valutati per tutti i tipi di opere di sbarramento (comprese le strutture di contenimento destinate alla protezione contro i pericoli naturali). Se rilevati, devono essere presi in considerazione nella definizione del carico.



6 Metodologia per la verifica della sicurezza sismica

6.1 Introduzione

La verifica della sicurezza sismica consiste in quattro fasi principali: sviluppo di un modello, analisi, interpretazione dei risultati e valutazione della sicurezza e perfezionamento dell'analisi.

6.2 Sviluppo del modello

- 6.2.1 Ai fini dell'analisi, il modello numerico deve tenere conto della fondazione, della diga e della ritenuta, nonché dei carichi e delle azioni applicabili. Le combinazioni di carico da considerare devono essere conformi al capitolo 4.3 della direttiva, parte C1. Il modello deve consentire una corretta simulazione delle azioni sismiche.
- 6.2.2 Laddove si prevedano cambiamenti nella pressione interstiziale all'interno del corpo della diga e/o delle sue fondazioni, la pressione interstiziale deve essere adeguatamente modellata per riflettere queste condizioni.
- 6.2.3 Le proprietà geologiche, geotecniche e meccaniche della fondazione, come desunte da indagini o da ragionevoli ipotesi, nonché le proprietà geotecniche della diga devono essere rappresentate mediante modelli costitutivi adeguati. Eventuali zone deboli potenzialmente rilevanti devono essere identificate e adeguatamente modellate. In caso di incertezze sulle proprietà dei materiali della fondazione della diga, devono essere considerate analisi di sensitività utilizzando i valori limite inferiori e superiori delle proprietà dei materiali.
- 6.2.4 Caratteristiche specifiche dell'opera di sbarramento (ad esempio, la sequenza delle iniezioni e delle fasi di getto durante la costruzione, eventuali eventi particolari avvenuti durante l'esecuzione o i giunti di costruzione) devono essere prese in considerazione nella modellazione, a condizione che possano influenzare la verifica della sicurezza sismica.
- 6.2.5 Nel caso di un'opera di sbarramento esistente, il modello strutturale può essere calibrato sulla base di dati affidabili ottenuti da un monitoraggio regolare e/o sismico e/o da misurazioni in situ. Queste informazioni devono essere utilizzate per verificare i parametri dei modelli dei materiali.
- 6.2.6 In linea di principio, per la verifica della sicurezza sismica delle opere di sbarramento fondate su roccia, l'input sismico deve essere applicato a una profondità sufficiente così da includere nell'analisi la potenziale variazione della rigidità della fondazione.
- 6.2.7 In linea di principio, per la verifica della sicurezza sismica delle opere di sbarramento fondate su strati non litificati, l'analisi deve prendere in considerazione il materiale tenero della fondazione fino al contatto con la roccia. Nei modelli numerici, l'input sismico dovrebbe essere applicato alla sommità della fondazione rocciosa o a una profondità sufficiente all'interno della formazione rocciosa stessa.
- 6.2.8 Ai fini dei punti 6.2.6 e 6.2.7, in assenza di un'analisi della risposta di sito (Appendice C), le storie temporali dell'accelerazione in ingresso devono essere determinate mediante deconvoluzione di storie temporali dell'accelerazione dal campo libero. Gli spettri delle storie



temporali dell'accelerazione in uscita nel campo libero (esclusi gli effetti dell'opera di sbarramento) devono essere compatibili con lo spettro di riferimento corrispondente alla classe di terreno del sito. I criteri di compatibilità sono descritti al paragrafo 4.3.5.19. Nel caso in cui si ipotizzi una fondazione priva di massa, non è possibile eseguire alcuna deconvoluzione e il segnale in campo libero deve essere applicato ai limiti laterali e inferiori del modello di fondazione priva di massa.

6.3 Analisi

6.3.1 L'analisi deve riguardare il comportamento dell'impianto di accumulazione durante il sisma e nel periodo successivo.

6.3.2 La risposta strutturale dovuta all'azione sismica, inclusi spostamenti, deformazioni permanenti e danni alla struttura, deve essere determinata e analizzata.

6.3.3 Per la valutazione della sicurezza post-sisma delle strutture, si dovrà tener conto degli spostamenti permanenti, dei danni, delle sovrappressioni interstiziali, delle nuove condizioni di sottopressione, nonché di altri potenziali effetti causati dal sisma.

6.3.4 La procedura per l'analisi del comportamento durante il sisma deve essere scelta in base alla classe dell'impianto di accumulazione. In generale, si applicano i seguenti requisiti minimi, ma la plausibilità dei risultati ottenuti può essere verificata utilizzando metodi meno complessi:

6.3.4.1. Per dighe a gravità in calcestruzzo e muratura, dighe a contrafforti e traverse mobili:

6.3.4.1.1. Per impianti di accumulazione di Classe III: metodo semplificato dello spettro di risposta che utilizza solo il modo fondamentale di vibrazione;

6.3.4.1.2. Per impianti di accumulazione di Classe II: analisi dello spettro di risposta; e

6.3.4.1.3. Per impianti di accumulazione di Classe I: analisi dinamica nel dominio del tempo.

6.3.4.2. Per dighe ad arco in calcestruzzo:

6.3.4.2.1. Per impianti di accumulazione di Classe III: analisi dello spettro di risposta;

6.3.4.2.2. Per impianti di accumulazione di Classe II: analisi dello spettro di risposta; e

6.3.4.2.3. Per impianti di accumulazione di Classe I: analisi dinamica nel dominio del tempo.

6.3.4.3. Per dighe in materiale sciolto:

6.3.4.3.1. **Per impianti di accumulazione di Classe III**, le possibili metodologie di analisi si dividono in due sottocategorie:

a. Analisi del blocco rigido scorrevole utilizzando metodi empirici applicabili o modelli di correlazione basati su analisi. Questo approccio si applica a:

i. Tutte le dighe in materiale sciolto per la protezione dai pericoli naturali

ii. Dighe che soddisfano tutte le seguenti condizioni: 1) $PPSA_R < 0.35$ g, 2) la diga non presenta segni di danni rilevanti per la sicurezza, 3) la diga soddisfa i requisiti di sicurezza statica, cioè il caso di carico normale (tipo 1), come indicato nella direttiva parte C1, e 4) sono soddisfatte le verifiche di sicurezza contro le piene come stabilito nella direttiva parte C2.



b. Analisi nel dominio del tempo utilizzando il metodo lineare equivalente integrato con l'analisi del blocco rigido scorrevole. La generazione di una sovrappressione interstiziale deve essere considerata utilizzando modelli semplificati. Questo approccio si applica a tutte le altre dighe in materiale sciolto di Classe III che non soddisfano le condizioni del paragrafo 6.3.4.3.1.a.

6.3.4.3.2. **Per gli impianti di accumulazione di Classe II:** Analisi nel dominio del tempo utilizzando il metodo lineare equivalente integrato con l'analisi del blocco rigido scorrevole. Devono essere considerati i potenziali effetti della generazione di sovrappressioni interstiziali.

6.3.4.3.3. **Per gli impianti di accumulazione di Classe I:** Analisi nel dominio del tempo utilizzando il metodo lineare equivalente integrato con l'analisi del blocco rigido scorrevole. Devono essere considerati i potenziali effetti della generazione di sovrappressioni interstiziali. Se le due condizioni seguenti non sono soddisfatte, deve essere condotta anche un'analisi non lineare della deformazione dinamica (analisi nel dominio del tempo) utilizzando modelli costitutivi idromeccanici in grado di modellare la generazione e la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali:

- i. Non si prevede alcuna sovrappressione interstiziale positiva rilevante nel corpo della diga e nelle fondazioni durante il sisma
- ii. La deformazione ciclica media dovuta al carico del sisma rimane al di sotto dello 0.4%.

6.3.4.3.4. Nell'analisi nel dominio del tempo utilizzando il metodo lineare equivalente integrato con l'analisi del blocco rigido scorrevole, si devono utilizzare analisi di sensitività con proprietà dei materiali al limite superiore e inferiore per tenere conto delle incertezze.

6.3.4.3.5. Nell'analisi del blocco rigido scorrevole, si può utilizzare la componente orizzontale dell'accelerazione che agisce sul baricentro della massa scorrevole; gli effetti della componente verticale possono essere trascurati.

6.3.4.3.6. In caso di modellazione mediante analisi non lineare della deformazione dinamica (analisi nel dominio del tempo), i parametri dei modelli costitutivi integrati devono essere calibrati sulla base di prove di laboratorio e/o in situ. Le incertezze nei parametri devono essere determinate e prese in considerazione. Si raccomanda di verificare le prestazioni del modello numerico rispetto ai modelli fisici esistenti o a casi rilevanti e ben documentati dalla letteratura. Inoltre, i risultati dell'analisi nel dominio del tempo utilizzando il metodo lineare equivalente integrato con gli effetti della generazione di sovrappressioni interstiziali devono servire come riferimento per il confronto.

6.4 Interpretazione dei risultati delle analisi e valutazione della sicurezza sismica dell'impianto di accumulazione

6.4.1 Il comportamento dell'impianto di accumulazione durante e dopo il sisma deve essere valutato in relazione al raggiungimento degli obiettivi di comportamento indicati nel capitolo 2.

6.4.2 In particolare, deve essere verificato che la sicurezza dell'opera di ritenuta idraulica sia garantita rispetto a qualsiasi cedimento locale o globale che possa comportare un rilascio incontrollato e potenzialmente dannoso di acqua.



6.5 Perfezionamento della modellazione e dell'analisi

- 6.5.1 Se la sicurezza sismica degli impianti di accumulazione di Classe II non può essere dimostrata utilizzando il metodo di analisi corrispondente alla Classe dell'impianto, possono essere utilizzati i metodi prescritti per gli impianti di accumulazione di classe I.
- 6.5.2 Se la sicurezza sismica degli impianti di accumulazione di Classe III non può essere dimostrata utilizzando il metodo di analisi corrispondente alla classe dell'impianto, possono essere utilizzati i metodi prescritti per gli impianti di accumulazione di Classe I o II.

6.6 Note sulla metodologia di verifica per dighe a gravità in calcestruzzo e muratura, dighe a contrafforti e traverse mobili

- 6.6.1 **Modellazione di dighe a gravità in calcestruzzo e in muratura, dighe a contrafforti e traverse mobili**
- 6.6.1.1. L'influenza idrodinamica dell'acqua nella ritenuta può essere modellata mediante masse d'acqua rigidamente accoppiate all'opera di sbarramento o rappresentando l'acqua con un confine radiativo. Nel modello del sistema diga-ritenuta-fondazione, si può assumere che l'acqua nella ritenuta sia comprimibile o incomprimibile. Per gli impianti di accumulazione destinati alla protezione contro i pericoli naturali, è necessario tenere conto degli impatti dinamici del materiale trattenuto diverso dall'acqua durante il sisma. In questo processo dovrebbe essere considerato il potenziale di liquefazione.
- 6.6.1.2. Per le dighe a gravità in calcestruzzo e muratura, un modello bidimensionale della sezione trasversale pertinente è normalmente sufficiente. Per le dighe in muratura senza giunti di contrazione, si può prendere in considerazione un modello tridimensionale. Qualora una struttura di uno sfioratore con elementi verticali di sostegno sia posta sulla sommità di una diga a gravità, la verifica della sicurezza sismica deve essere effettuata attraverso un'analisi tridimensionale. Nel caso di un sito in una valle stretta e/o con condizioni di fondazione variabili, devono essere considerate diverse sezioni trasversali e può rendersi necessaria un'analisi tridimensionale al fine di modellare in modo più realistico il comportamento dell'impianto di accumulazione. Particolare attenzione deve essere rivolta alle zone di imposta. Qualora venga utilizzato un modello tridimensionale del sistema diga-fondazione-ritenuta, l'interazione tra i blocchi della diga nei giunti di contrazione considerati nel modello deve essere adeguatamente giustificata.
- 6.6.1.3. Per le dighe a contrafforti, è richiesto un modello tridimensionale dell'intera diga e della sua fondazione.
- 6.6.1.4. Per le traverse mobili con pilastri, è solitamente necessario un modello tridimensionale che comprenda almeno un pilastro e metà di ciascuna luce adiacente della traversa. I limiti del modello devono tenere conto della posizione dei giunti di dilatazione e di costruzione. Qualora alcuni elementi strutturali (quali ponti, locali macchine, ecc.) non vengano inclusi nella modellazione, il loro effetto sul comportamento della struttura deve essere considerato mediante opportune semplificazioni, le quali devono essere presentate in modo comprensibile.
- 6.6.1.5. Per le dighe a gravità in calcestruzzo o muratura, le dighe a contrafforti e le traverse mobili di Classe I e II, il modello deve includere anche la fondazione. La fondazione può essere



modellata con o senza massa. In entrambi i casi, devono essere definite correttamente le condizioni al contorno lungo i bordi della fondazione.

6.6.1.6. Per le dighe a gravità in calcestruzzo o muratura e per le traverse di Classe III fondate su terreni di classe R o AR, è possibile tenere conto dell'effetto della fondazione specificando lo spettro di risposta corrispondente alla relativa classe di terreno direttamente alla base del modello della diga, senza la necessità di includere esplicitamente il dominio della fondazione nel modello. Tuttavia, qualora siano presenti elementi della fondazione che possano influenzare la sicurezza della diga, la fondazione e tali elementi devono essere adeguatamente modellati e presi in considerazione.

6.6.2 **Analisi di dighe a gravità in calcestruzzo e muratura, dighe a contrafforti e traverse mobili**

6.6.2.1. Nell'analisi bidimensionale delle dighe a gravità in calcestruzzo e in muratura, si deve tener conto della componente orizzontale e di quella verticale dell'eccitazione sismica. In caso di analisi nel dominio del tempo, per ogni storia temporale dell'accelerazione, la componente orizzontale deve essere scelta in modo tale da produrre la massima risposta strutturale.

6.6.2.2. Per le dighe a contrafforti e le traverse mobili, si devono prendere in considerazione le tre componenti dell'eccitazione sismica, ossia le due componenti orizzontali ortogonali e la componente verticale. In caso di analisi nel dominio del tempo, per ogni storia temporale dell'accelerazione, la combinazione delle componenti orizzontali deve essere scelta in modo tale da produrre la massima risposta strutturale.

6.6.2.3. La componente verticale dell'eccitazione sismica può essere trascurata per le dighe di Classe III.

6.6.3 **Interpretazione dei risultati e valutazione della sicurezza di dighe a gravità in calcestruzzo e muratura, dighe a contrafforti e traverse mobili**

6.6.3.1. **Introduzione alle fasi di interpretazione dei risultati**

Il collasso di una diga a gravità in calcestruzzo o muratura, di una diga a contrafforti o di una traversa mobile soggette a forti scuotimenti sismici può essere associato a sovrasollecitazioni, che possono causare fessurazione e/o taglio, spostamenti significativi, aumento delle sottopressioni, perdita di stabilità per scorrimento, ribaltamento e/o galleggiamento, e/o perdita di funzionalità delle strutture di scarico e presa. Le zone più vulnerabili alle sovrasollecitazioni sono quelle prossime alla sommità della diga, dove si registrano i massimi effetti di amplificazione dinamica, nonché le zone in cui sono già presenti elevate tensioni dovute ai carichi statici, ad esempio alla base della diga. Una fessurazione che attraversa l'intera sezione della diga può portare alla formazione di un blocco distaccato, suscettibile di collasso per scorrimento e/o ribaltamento. Fenomeni di scorrimento possono manifestarsi anche su piani caratterizzati da bassa resistenza al taglio, localizzati nel corpo della diga, all'interfaccia tra diga e fondazione, oppure all'interno della fondazione. Nel caso di uno sfioratore con paratoie situato sulla sommità di una diga o di una traversa mobile, elevate sollecitazioni nei pilastri possono portare a una perdita di stabilità flessionale. Oltre a quanto sopra, devono essere indagati e analizzati tutti gli altri possibili meccanismi di collasso, durante e dopo il Sisma di Valutazione della Sicurezza (SVS), relativi alla diga in esame.

Prima di procedere all'utilizzo di modelli più complessi, deve essere analizzato un caso di riferimento in cui si assume un comportamento elastico lineare per il sistema diga–fondazione



e si considera la fondazione priva di massa. I risultati ottenuti dal caso di riferimento devono servire come base di confronto per l'interpretazione dei risultati delle analisi più avanzate, secondo quanto descritto nei paragrafi seguenti.

È opportuno precisare che il termine “dighe a gravità in calcestruzzo”, utilizzato nel presente capitolo 6.6.3 comprende sia le dighe realizzate in calcestruzzo convenzionale, che quelle in calcestruzzo rullato (*RCC, Rolled-Compacted Concrete*), a seconda del caso.

6.6.3.2. Valutazione delle tensioni e delle deformazioni

6.6.3.2.1. Per tutte le categorie di diga deve essere effettuata un'analisi delle tensioni nella diga e nella fondazione. Nel caso di un'analisi non lineare che includa un modello di fessurazione, è inoltre necessario considerare le deformazioni e la loro interpretazione.

6.6.3.2.2. Comportamento elastico lineare

La sicurezza rispetto alle sovrasolleccitazioni nella diga e nella sua fondazione può considerarsi garantita se le tensioni massime di trazione e di compressione non superano, rispettivamente, la resistenza dinamica a trazione e a compressione del calcestruzzo (materiale base), delle riprese di getto, della malta di allettamento e dei blocchi in muratura, dell'interfaccia diga–fondazione e della fondazione stessa, a seconda dei casi. Si vedano le verifiche 1 e 3 nei diagrammi di flusso della Figura 3 e della Figura 4, secondo quanto applicabile. In tal caso, si può procedere con la valutazione della sicurezza nei confronti dello scorrimento secondo il paragrafo 6.6.3.3, si vedano le verifiche 2 e 4 nei diagrammi di flusso della Figura 3 e della Figura 4, secondo quanto applicabile.

6.6.3.2.3. Comportamento debolmente non lineare a trazione

Qualora si riscontri che le tensioni di trazione nel corpo della diga, ottenute da un'analisi elastica lineare, superano la resistenza a trazione del calcestruzzo (materiale base) e/o delle riprese di getto, la sicurezza rispetto alle sovrasolleccitazioni può essere ulteriormente valutata considerando il rapporto tra la tensione massima di trazione e la corrispondente resistenza dinamica, l'estensione della zona sovrasolleccitata e la durata cumulativa del comportamento inelastico, dimostrata tramite metodi scientificamente fondati, ad esempio con il metodo del rapporto domanda/capacità (*DCR, Demand Capacity Ratio*). A questo proposito, si veda la verifica 5 nella Figura 3. Questa verifica è facoltativa e può essere omessa. Tale approccio non deve essere utilizzato per le dighe in muratura. Per definire la durata cumulativa del comportamento inelastico, è necessario eseguire un'analisi dinamica nel dominio del tempo. Qualora si riscontri che il livello di risposta non lineare è modesto, si può procedere con la valutazione della sicurezza nei confronti dello scorrimento secondo il paragrafo 6.6.3.3. A questo proposito, si vedano le verifiche 4 e 6 nel diagramma di flusso della Figura 3.

6.6.3.2.4. Comportamento non lineare

Nel caso in cui, per una determinata storia temporale dell'accelerazione, i criteri definiti nei paragrafi 6.6.3.2.2 e 6.6.3.2.3 non siano soddisfatti, occorre considerare che l'evento sismico corrispondente può impartire un elevato livello di risposta non lineare alla diga che può portare ad una fessurazione importante della stessa fino a formare blocchi mobili/distaccati. Per queste storie temporali dell'accelerazione, si devono eseguire analisi non lineari e aumentarne la complessità in modo graduale. Queste analisi possono prevedere l'inclusione di modelli non lineari relativi al giunto di base all'interfaccia tra la diga e la fondazione, alle riprese di getto, nonché ai giunti di contrazione verticali nei modelli tridimensionali. Le analisi non lineari



possono inoltre includere i meccanismi di innesco e propagazione delle fessure nel calcestruzzo (materiale base) o nei blocchi in muratura. In corrispondenza delle superfici in cui siano stati individuati meccanismi di rottura dovuti a sovrasollecitazione e spostamenti permanenti, devono essere assunte ipotesi conservative riguardo alle sottopressioni. Deve essere verificato che gli spostamenti permanenti e i movimenti rotazionali dei blocchi distaccati siano sufficientemente contenuti da non compromettere la sicurezza della diga durante il sisma e le repliche, nonché nel periodo post-sismico, in modo tale da soddisfare gli obiettivi prestazionali indicati al paragrafo 2. Si vedano a tal proposito la verifica 7 nella Figura 3 e la verifica 6 nella Figura 4, secondo quanto applicabile. Le repliche sismiche devono essere considerate nella valutazione della sicurezza sismica degli impianti di Classe I nei casi di dighe a gravità in calcestruzzo, dighe in muratura, dighe a contrafforti e traverse solo nel caso in cui si debba eseguire l'analisi non lineare come prescritto nel presente paragrafo.

6.6.3.2.5. Nella verifica della sicurezza rispetto alle sovrasollecitazioni nella fondazione, devono essere considerate sia la capacità portante del materiale di fondazione, sia la presenza di eventuali discontinuità con resistenza inferiore. Qualora la sicurezza nei confronti di un collasso locale della fondazione non sia garantita, deve essere verificato se, nonostante la risposta strutturale conseguente, risultino comunque soddisfatti gli obiettivi prestazionali di cui al paragrafo 2.

6.6.3.2.6. Le tensioni e i possibili danneggiamenti degli elementi collegati alla struttura (in particolare sfioratori, gallerie di scarico e altre opere accessorie) devono essere valutati e considerati nel processo di verifica della sicurezza sismica e, se necessario, nella definizione delle misure atte a garantirne la sicurezza.

6.6.3.2.7. La sicurezza nei confronti del collasso flessionale dei pilastri in calcestruzzo armato, appartenenti a uno sfioratore con paratoie o a una traversa fluviale con paratoie, deve essere oggetto di verifica.

6.6.3.3. **Valutazione della sicurezza nei confronti dello scorrimento, del ribaltamento e del sollevamento**

6.6.3.3.1. La verifica della sicurezza rispetto allo scorrimento deve basarsi sui risultati dell'analisi delle tensioni lungo le potenziali superfici di scorrimento nel corpo della diga, all'interfaccia con la fondazione e nella fondazione stessa. Per le zone fessurate, la coesione non deve essere considerata.

6.6.3.3.2. Qualora si riscontri la possibilità di scorrimento, è possibile procedere al calcolo degli spostamenti permanenti lungo le potenziali superfici di scorrimento mediante un metodo a blocco scorrevole. In tal caso, deve essere verificato se risultano soddisfatti gli obiettivi prestazionali di cui al capitolo 2.

6.6.3.3.3. Ai fini della verifica della stabilità post-sismica, occorre tenere conto delle nuove condizioni di sottopressione derivanti da danni, formazione di fessure e ridotta efficienza del sistema di drenaggio a seguito del sisma. In base a tale valutazione, le spinte di sollevamento impiegate nell'analisi di stabilità globale devono essere aggiornate.

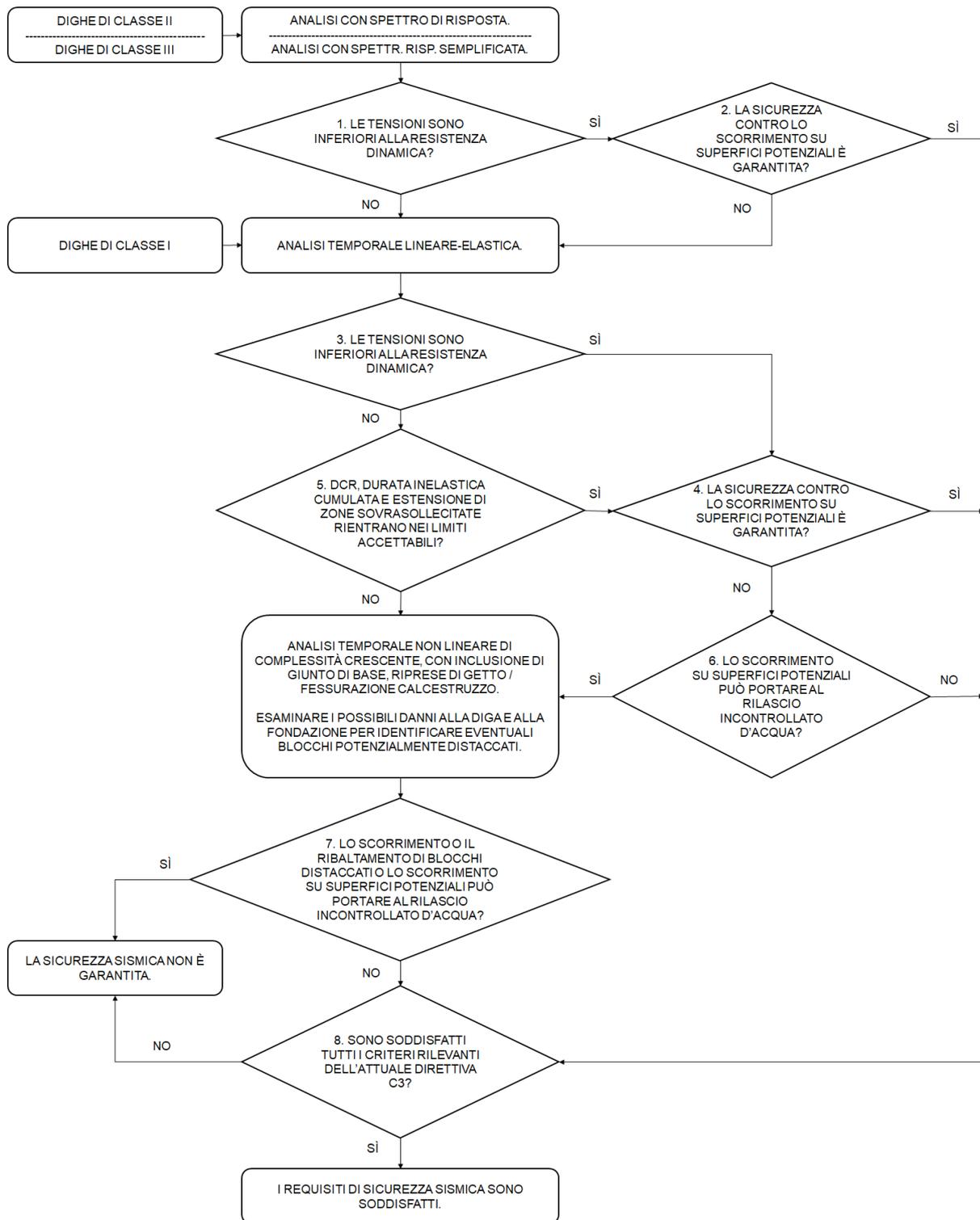
6.6.3.3.4. La verifica della sicurezza rispetto al ribaltamento deve essere condotta sia all'interfaccia tra la diga e la fondazione, sia per i blocchi nella parte sommitale della diga, dove l'amplificazione è elevata. La sicurezza nei confronti del ribaltamento è garantita se la risultante di tutte le forze rimane, in ogni istante, all'interno della base della sezione trasversale. Qualora questa condizione non sia soddisfatta, deve essere verificato se, nonostante la risposta strutturale risultante, siano comunque rispettati gli obiettivi prestazionali di cui al capitolo 2.



6.6.3.3.5. La verifica della sicurezza rispetto al sollevamento dopo il sisma deve essere condotta considerando le sottopressioni aggiornate.

6.6.3.3.6. Un diagramma di flusso da seguire per l'analisi, l'interpretazione dei risultati e la verifica della sicurezza delle dighe a gravità in calcestruzzo, delle dighe a contrafforti e delle traverse è riportato nella Figura 3.

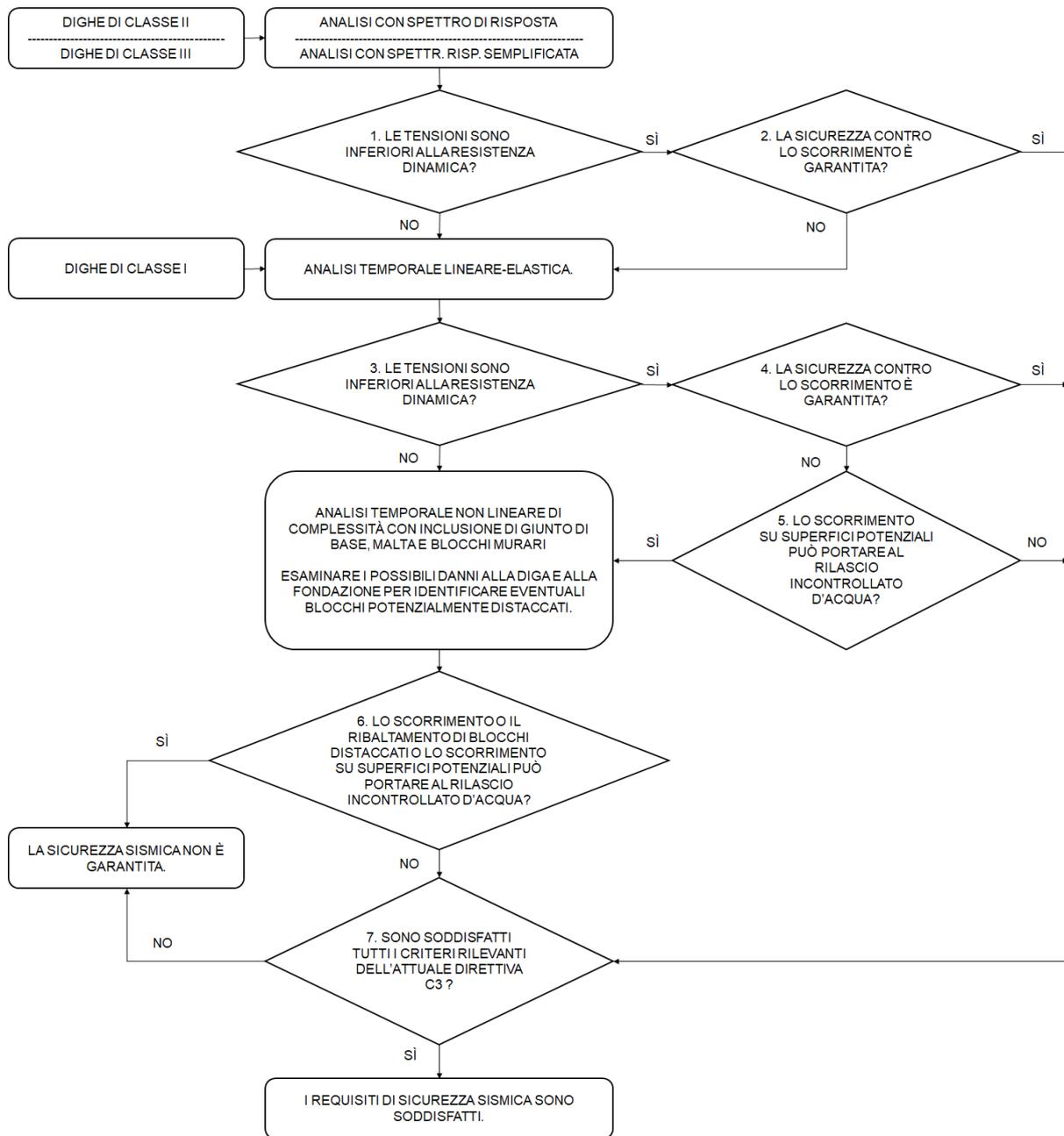
6.6.3.3.7. Un diagramma di flusso da seguire per l'analisi, l'interpretazione dei risultati e la verifica della sicurezza delle dighe in muratura è riportato nella Figura 4.



Note:

- (1) La calibrazione dei parametri dei materiali dovrebbe essere eseguita all'inizio della valutazione della sicurezza sismica.
- (2) Le discontinuità e i danneggiamenti preesistenti e osservati dovrebbero essere inclusi nel modello.
- (3) Nel caso in cui la valutazione della sicurezza sismica evidenzia che, nelle condizioni attuali della diga e del regime operativo della ritenuta, la sicurezza sismica non risulta garantita, devono essere individuate e proposte misure idonee a garantirla.

Figura 3: Diagramma di flusso per la verifica della sicurezza sismica delle dighe a gravità in calcestruzzo, delle dighe a contrafforti e delle traverse (DCR: Demand Capacity Ratio)



Note:

- (1) La calibrazione dei parametri dei materiali dovrebbe essere eseguita all'inizio della valutazione della sicurezza sismica.
- (2) Le discontinuità e i danneggiamenti preesistenti e osservati dovrebbero essere inclusi nel modello.
- (3) Nel caso in cui la valutazione della sicurezza sismica evidenzia che, nelle condizioni attuali della diga e del regime operativo della ritenuta, la sicurezza sismica non risulta garantita, devono essere individuate e proposte misure idonee a garantirla.

Figura 4: Diagramma di flusso per la verifica della sicurezza sismica delle dighe in muratura



6.7 Note relative alla metodologia di verifica delle dighe ad arco in calcestruzzo

6.7.1 Modellazione delle dighe ad arco

- 6.7.1.1. L'analisi delle dighe ad arco deve essere effettuata mediante un modello tridimensionale.
- 6.7.1.2. L'influenza idrodinamica dell'acqua nella ritenuta può essere modellata mediante masse d'acqua rigidamente accoppiate alla diga. Queste masse vengono introdotte nel modello come masse puntuali. In alternativa, una simulazione più adeguata delle pressioni idrodinamiche durante un sisma può essere ottenuta modellando esplicitamente l'interazione diga–ritenuta. Secondo questo approccio, l'acqua nella ritenuta viene rappresentata esplicitamente come dominio fluido.
- 6.7.1.3. Per le dighe ad arco di tutte le classi, ossia Classe I, Classe II e Classe III, il modello deve includere anche una porzione della fondazione. La fondazione può essere modellata con o senza massa. In entrambi i casi, le condizioni al contorno lungo i bordi della fondazione devono essere rappresentate correttamente.

6.7.2 Analisi delle dighe ad arco

- 6.7.2.1. Per le dighe ad arco di tutte le classi, l'eccitazione sismica deve essere definita in due direzioni orizzontali tra loro ortogonali e in direzione verticale. Nel caso di un'analisi dinamica nel dominio del tempo, per ciascuna storia temporale dell'accelerazione, la combinazione spaziale delle componenti orizzontali dell'eccitazione sismica deve essere scelta in modo da produrre i risultati più conservativi in termini di risposta strutturale.

6.7.3 Interpretazione dei risultati e valutazione della sicurezza delle dighe ad arco

6.7.3.1 Introduzione alle fasi di interpretazione dei risultati

Il collasso di una diga ad arco in calcestruzzo soggetta a forti scuotimenti sismici può essere associato a sovrasollecitazioni, che possono causare fessurazione e/o taglio, spostamenti significativi, formazione di blocchi distaccati soggetti a scorrimento e/o ribaltamento, aumento delle pressioni di sollevamento nei cunei di imposta, perdita di stabilità allo scorrimento dei cunei di imposta e/o perdita di funzionalità degli sfioratori e delle strutture di scarico. Le zone più vulnerabili alle sovrasollecitazioni sono quelle situate nella parte superiore delle dighe ad arco, dove possono verificarsi elevate amplificazioni dinamiche, nonché le zone in cui sono già presenti tensioni elevate dovute ai carichi statici. Vibrazioni di elevata ampiezza possono determinare aperture eccessive dei giunti di contrazione che, se associate a fessurazioni rilevanti nelle riprese di getto e/o nel calcestruzzo (materiale base), possono condurre alla formazione di blocchi distaccati soggetti a collasso per scorrimento o per perdita di stabilità rotazionale. Inoltre, lo scorrimento può verificarsi lungo piani di discontinuità nella fondazione rocciosa che formano cunei di imposta cinematicamente attivabili. Nel caso di uno sfioratore con paratoie situato sulla sommità di una diga ad arco, elevate sollecitazioni negli elementi di sostegno verticali possono determinare la perdita di stabilità flessionale. Una perdita della cosiddetta volta attiva, ossia la parte del corpo della diga ad arco che trasferisce la spinta dell'acqua nella ritenuta verso le imposte, dovuta a sovrasollecitazioni a compressione e/o taglio e a instabilità a carico di punta (*buckling*), può anch'essa condurre al collasso. Oltre a quanto precede, devono essere considerati tutti gli altri possibili meccanismi di collasso, durante e dopo il Sisma di Valutazione della Sicurezza (SVS), relativi alla diga in esame.



Deve essere innanzitutto analizzato un caso di riferimento in cui si assume un comportamento elastico lineare per il sistema diga ad arco–fondazione, dove la fondazione è considerata priva di massa, prima di procedere all'utilizzo di modelli più complessi. I risultati di questo caso di riferimento devono costituire la base per l'interpretazione dei risultati delle analisi più sofisticate, come descritto nei paragrafi seguenti.

6.7.3.2. Valutazione delle tensioni e delle deformazioni

6.7.3.2.1. Per le dighe ad arco di tutte le categorie deve essere eseguita un'analisi delle tensioni nella diga e nella fondazione. Nel caso di un'analisi non lineare che includa un modello di fessurazione, è inoltre necessario considerare anche le deformazioni e la loro interpretazione.

6.7.3.2.2. Comportamento elastico lineare

La sicurezza rispetto alle sovrasollecitazioni in una diga ad arco e nella sua fondazione può considerarsi garantita se le tensioni massime di trazione, compressione e taglio non superano, rispettivamente, la resistenza dinamica a trazione, compressione e taglio del calcestruzzo (materiale base), delle riprese di getto, dei giunti di contrazione, dell'interfaccia diga–fondazione e della fondazione stessa. A tal proposito si vedano le verifiche 1 e 3 nel diagramma di flusso della Figura 5. Se ciò dovesse essere il caso, allora si potrà procedere con la valutazione della sicurezza contro lo scorrimento dei cunei d'imposta, in accordo con il paragrafo 6.7.3.3. a tal proposito si vedano le verifiche 2 e 4 del diagramma di flusso della Figura 5.

6.7.3.2.3. Comportamento debolmente non lineare a trazione

Qualora si riscontri che le tensioni di trazione nel corpo della diga, ottenute da un'analisi elastica lineare, superano la resistenza a trazione del calcestruzzo (materiale base) e/o delle riprese di getto e/o dei giunti basali, la sicurezza rispetto alle sovrasollecitazioni può essere ulteriormente valutata considerando il rapporto tra la tensione massima di trazione e la corrispondente resistenza dinamica, l'estensione della zona sovrasollecitata e la durata cumulativa del comportamento inelastico, dimostrata tramite metodi scientificamente fondati, ad esempio con il metodo del rapporto domanda/capacità (*DCR, Demand Capacity Ratio*). A tal proposito, si veda la verifica 5 nella Figura 5. Questa verifica è facoltativa e può essere omessa. Per definire la durata cumulativa del comportamento inelastico, è necessario eseguire un'analisi dinamica nel dominio del tempo. Qualora si riscontri che il livello di risposta non lineare è modesto, si può procedere con la valutazione della sicurezza nei confronti dello scorrimento dei cunei d'imposta secondo il paragrafo 6.7.3.3. A tal proposito si vedano le verifiche 4 e 6 nel diagramma di flusso della Figura 5.

6.7.3.2.4. Comportamento non lineare dovuto a spostamenti relativi nei giunti di contrazione

Se, per una determinata storia temporale dell'accelerazione, la verifica delle tensioni nel corpo di una diga ad arco indica livelli elevati di risposta inelastica, ossia se non sono soddisfatti i criteri per un comportamento debolmente non lineare, devono essere innanzitutto modellati gli effetti non lineari dovuti agli spostamenti relativi nei giunti di contrazione. Più precisamente, se vengono calcolate elevate tensioni di trazione nella direzione dell'arco, si deve assumere che tali tensioni non possano essere trasmesse attraverso i giunti di contrazione, i quali devono essere considerati come potenzialmente soggetti ad apertura e chiusura. Ciò richiede l'esecuzione di un'analisi dinamica non lineare nel dominio del tempo. Inoltre, se le tensioni di trazione nella direzione normale all'interfaccia diga–fondazione superano la resistenza a trazione del giunto di base (periferico), ossia del contatto tra calcestruzzo e roccia, ciò deve essere tenuto in considerazione integrando il giunto periferico nel modello numerico del



sistema diga–fondazione–ritenuta. Il modello del giunto periferico deve consentire almeno la simulazione dell’apertura e della chiusura all’interfaccia diga–fondazione. Inoltre, per i giunti di contrazione dotati di chiavi di taglio (*shear keys*), deve essere verificato se aperture elevate del giunto possano impedire la chiusura delle chiavi. La sicurezza rispetto alle sovrasollecitazioni nella diga ad arco e nella sua fondazione può considerarsi garantita se le chiavi si richiudono dopo ogni apertura del giunto e se le tensioni massime di trazione, compressione e taglio non superano, rispettivamente, la resistenza dinamica a trazione, compressione e taglio del calcestruzzo (materiale base), delle riprese di getto e della fondazione, secondo i casi. Si veda la Verifica 7 nella Figura 5. In tal caso, si può procedere con la valutazione della sicurezza dei cunei di imposta nei confronti dello scorrimento, secondo quanto indicato al paragrafo 6.7.3.3. A tal proposito si vedano le verifiche 8 e 9 nel diagramma di flusso della Figura 5.

6.7.3.2.5. Comportamento fortemente non lineare

Se, per una determinata storia temporale di accelerazione, non risultano soddisfatti i criteri di sicurezza relativi a un modello non lineare con giunti di contrazione, devono essere eseguite ulteriori analisi non lineari con complessità progressivamente crescente. Oltre ai giunti di contrazione e al giunto di base (periferico), queste analisi possono includere modelli non lineari delle riprese di getto e dei meccanismi di innesco e propagazione delle fessure nel calcestruzzo (materiale base), al fine di identificare eventuali blocchi potenzialmente distaccati. Devono essere adottate ipotesi conservative in merito alle pressioni di sollevamento lungo le superfici in cui siano stati identificati fenomeni di rottura per sovrasollecitazione e spostamenti permanenti. Deve essere verificato che gli spostamenti permanenti e i movimenti rotazionali dei potenziali blocchi distaccati siano sufficientemente contenuti da non compromettere la sicurezza della diga durante il sisma e le repliche, nonché nel periodo post-sismico, in modo tale da soddisfare gli obiettivi prestazionali di cui al capitolo 2. A tal proposito si veda la verifica 10 nel diagramma di flusso della Figura 5. In caso di sovrasollecitazioni dovute a elevate tensioni di compressione e/o di taglio, deve essere verificato il comportamento delle volte attive al fine di garantire la sicurezza nei confronti dell’instabilità nel periodo post-sismico. A tal proposito si veda la verifica 10 nella Figura 5. Le repliche sismiche devono essere considerate nella valutazione della sicurezza sismica delle dighe ad arco in calcestruzzo di Classe I solo nel caso in cui venga eseguita l’analisi non lineare come prescritto nel presente paragrafo.

6.7.3.2.6. La sicurezza rispetto alle sovrasollecitazioni nella fondazione deve tenere conto della capacità portante del materiale di fondazione, nonché dell’eventuale presenza di discontinuità caratterizzate da minore resistenza. Qualora la sicurezza nei confronti di un collasso locale della fondazione non sia garantita, deve essere verificato se, nonostante la risposta strutturale conseguente, risultino comunque soddisfatti gli obiettivi prestazionali di cui al capitolo 2.

6.7.3.2.7. Le tensioni e i possibili danni degli elementi collegati ad una diga ad arco (in particolare sfioratori, orifici e altre opere accessorie) devono essere valutati e considerati nel processo di verifica della sicurezza sismica e, se necessario, nella definizione delle misure atte a garantirne la sicurezza

6.7.3.2.8. La sicurezza nei confronti del collasso flessionale dei pilastri in calcestruzzo armato, appartenenti a uno sfioratore con paratoie, deve essere oggetto di verifica

6.7.3.2.9. Se nella diga è presente una cintura sismica e/o un rinforzo in acciaio, questi devono essere inclusi nel modello e l’allungamento delle barre in acciaio della cintura e/o del rinforzo deve essere analizzato, determinando la possibile plasticizzazione.



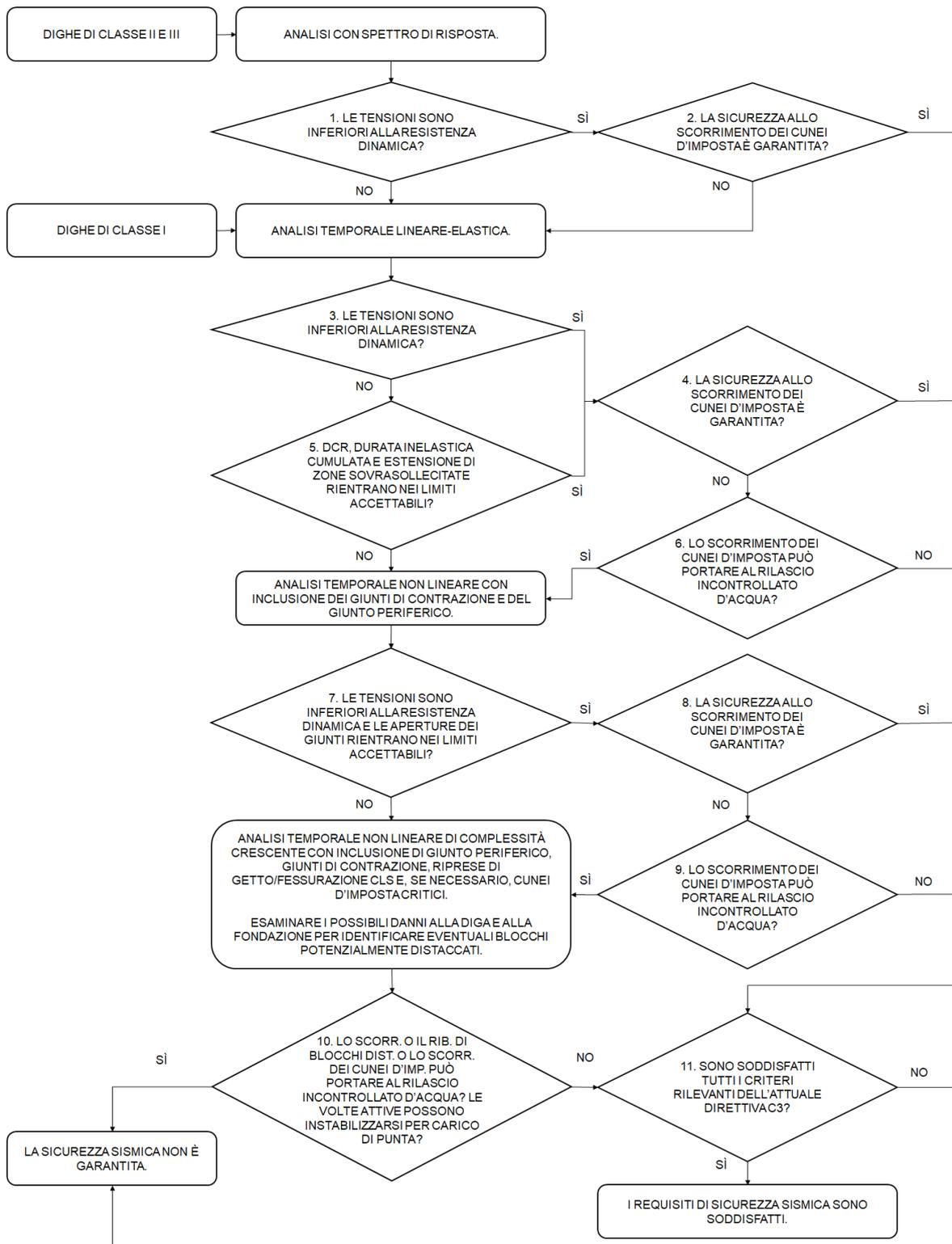
6.7.3.3. **Valutazione della sicurezza nei confronti dello scorrimento dei cunei di imposta**

6.7.3.3.1. La sicurezza rispetto allo scorrimento dei cunei di imposta deve essere verificata sulla base dei risultati ottenuti dall'analisi delle tensioni corrispondente. Qualora si riscontri la possibilità di scorrimento, deve essere effettuato il calcolo degli spostamenti di scorrimento reversibili e permanenti lungo le superfici di scorrimento potenziali, al fine di verificare se risultano soddisfatti gli obiettivi prestazionali di cui al capitolo 2.

6.7.3.3.2. Per la stabilità dei cunei di imposta durante le repliche sismiche e nel periodo post-sismico, devono essere considerate eventuali modifiche delle condizioni di sottoppressione, ad esempio a causa di aree danneggiate, presenza di fessure e/o ridotta efficienza del sistema di drenaggio. Sulla base di questa valutazione, i valori di sottoppressione utilizzati nell'analisi di stabilità globale devono essere aggiornati di conseguenza.

6.7.3.3.3. Nel caso di dighe ad arco in valli larghe, deve essere verificata anche la sicurezza rispetto allo scorrimento dell'intera diga.

6.7.3.3.4. Un diagramma di flusso da seguire per l'analisi, l'interpretazione dei risultati e la verifica della sicurezza delle dighe ad arco in calcestruzzo è riportato nella Figura 5.



Note:

- (1) La calibrazione dei parametri dei materiali dovrebbe essere eseguita all'inizio della valutazione della sicurezza sismica.
- (2) Le discontinuità e i danneggiamenti preesistenti e osservati dovrebbero essere inclusi nel modello.
- (3) La sicurezza post-sismica degli archi attivi (volta attiva) contro l'instabilità a carico di punta deve essere verificata.
- (4) Nel caso in cui la valutazione della sicurezza sismica evidenzia che, nelle condizioni attuali della diga e del regime operativo della ritenuta, la sicurezza sismica non risulta garantita, devono essere individuate e proposte misure idonee a garantirla.

Figura 5: Diagramma di flusso per la verifica della sicurezza sismica delle dighe ad arco in calcestruzzo.



6.8 Note relative alla metodologia di verifica per le dighe in materiale sciolto

6.8.1 Modellazione delle dighe in materiale sciolto

- 6.8.1.1. Il potenziale di liquefazione per tutte le categorie di dighe in materiale sciolto deve essere verificato ed escluso secondo quanto indicato al paragrafo 5.3.8. Qualora esista un potenziale di liquefazione, le conseguenze della liquefazione sulla sicurezza dell'opera di sbarramento devono essere quantificate utilizzando caratterizzazioni dettagliate dei materiali in laboratorio e in situ, combinate con analisi numeriche.
- 6.8.1.2. Per le dighe in materiale sciolto, di solito è sufficiente un'analisi bidimensionale della sezione trasversale pertinente. In valli strette o con condizioni di sottosuolo variabili, devono essere considerate diverse sezioni trasversali, oppure può essere necessaria un'analisi tridimensionale. Un'attenzione particolare deve essere rivolta alle aree di imposta.
- 6.8.1.3. Per la modellazione tridimensionale delle dighe in materiale sciolto, devono essere considerate le tre componenti dell'eccitazione sismica, ossia le due componenti orizzontali ortogonali e la componente verticale. Nel caso di un'analisi dinamica nel dominio del tempo, per ciascuna storia temporale dell'accelerazione, la direzione delle componenti orizzontali deve essere scelta in modo da ottenere la risposta strutturale massima.
- 6.8.1.4. Per la modellazione bidimensionale delle dighe in materiale sciolto, devono essere considerate la componente orizzontale e la componente verticale. Nel caso di un'analisi dinamica nel dominio del tempo, per ciascuna storia temporale dell'accelerazione, la componente orizzontale deve essere scelta in modo da ottenere la risposta strutturale massima.
- 6.8.1.5. La componente verticale dell'eccitazione sismica può essere trascurata per le dighe in materiale sciolto di Classe III che soddisfano le condizioni del paragrafo 6.3.4.3.1 alinea a.
- 6.8.1.6. Nell'analisi delle dighe in materiale sciolto, deve essere prestata particolare attenzione alla posizione della falda acquifera e alla distribuzione delle pressioni interstiziali nel corpo della diga e negli strati di fondazione.
- 6.8.1.7. I modelli di materiale selezionati utilizzati nelle analisi numeriche devono riflettere con la massima accuratezza il comportamento reale del materiale in esame. I parametri del modello devono essere calibrati e verificati.
- 6.8.1.8. La potenziale generazione di sovrappressioni interstiziali dovute al carico sismico deve essere considerata per tutte le dighe indipendentemente dalla classe dell'impianto di accumulazione.
- 6.8.1.9. Nell'analisi del comportamento dinamico delle dighe in materiale sciolto mediante analisi nel dominio del tempo, l'eccitazione verticale deve essere considerata per tutte le classi di impianti.
- 6.8.1.10. Il potenziale di assestamento dovuto alla densificazione o consolidazione del materiale del corpo della diga e della fondazione a seguito della riduzione dell'indice dei vuoti durante o dopo il carico sismico deve essere analizzato.
- 6.8.1.11. Per le dighe in materiale sciolto di Classe II, le analisi a blocco rigido scorrevole devono essere condotte sulla base delle stime delle accelerazioni ottenute da analisi dinamiche



bidimensionali per le superfici di scorrimento rilevanti. Ai fini del calcolo degli spostamenti di scorrimento, la componente verticale dell'accelerazione può essere trascurata.

- 6.8.1.12. Per le dighe in materiale sciolto di Classe III che non soddisfano i criteri del paragrafo 6.3.4.3.1 alea a, e analisi a blocco scorrevole devono essere condotte sulla base delle stime delle accelerazioni ottenute da analisi dinamiche bidimensionali per le superfici di scorrimento rilevanti. Ai fini del calcolo degli spostamenti di scorrimento, la componente verticale dell'accelerazione può essere trascurata.
- 6.8.1.13. Per le dighe in materiale sciolto di Classe III che soddisfano i criteri del paragrafo 6.3.4.3.1 alea a, l'accelerazione nel corpo di scorrimento rilevante, così come le deformazioni permanenti, possono essere determinate mediante metodi semi-empirici applicabili.
- 6.8.1.14. Un rapido abbassamento del livello dell'acqua nella ritenuta può provocare moti di filtrazione sfavorevoli all'interno della diga in materiale sciolto, con effetti negativi sulla stabilità della diga. Dopo un evento sismico devono essere valutati il potenziale e le conseguenze di un rapido abbassamento della ritenuta (svaso rapido).

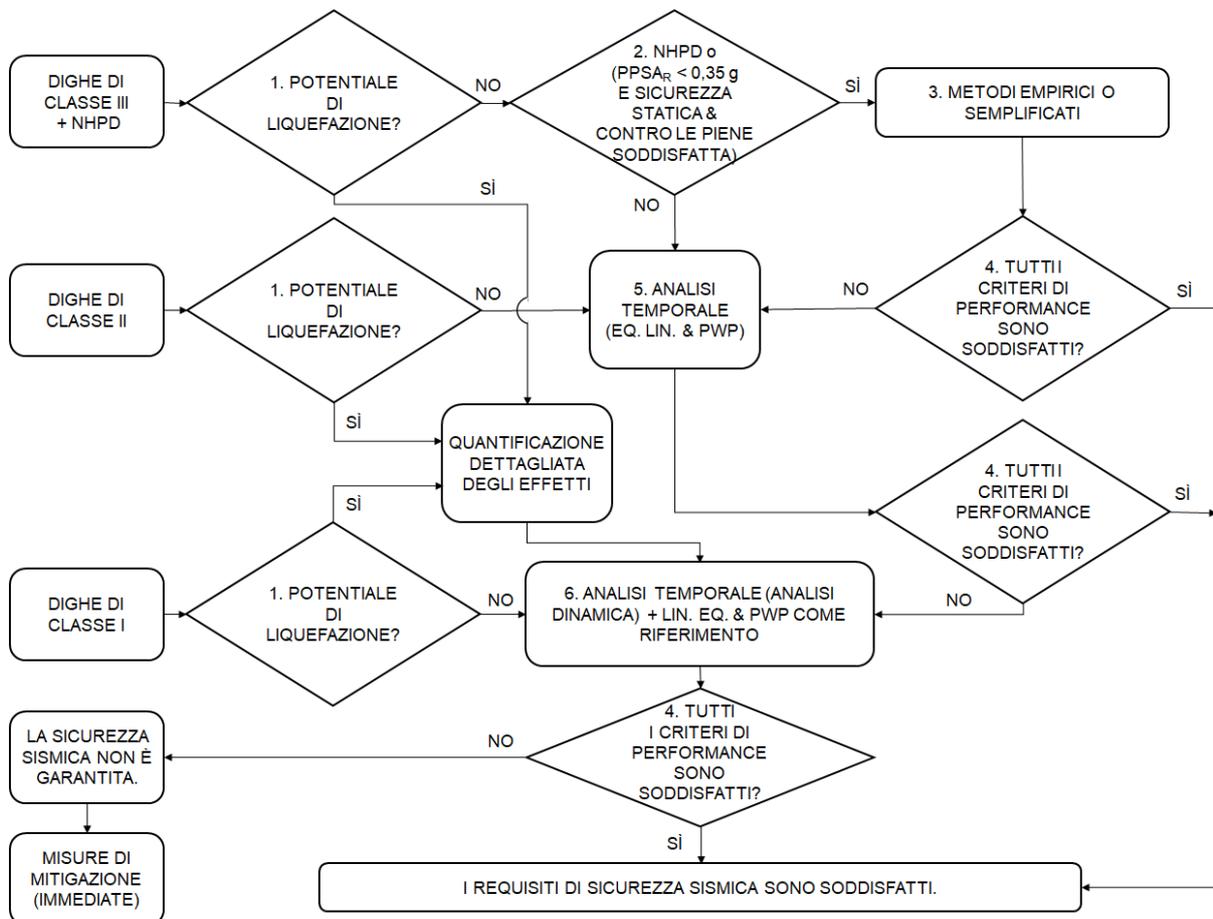
6.8.2 **Analisi, interpretazione dei risultati e valutazione della sicurezza delle dighe in materiale sciolto**

- 6.8.2.1. Per valutare in modo affidabile il comportamento sismico di un'opera di sbarramento in materiale sciolto, è necessaria una corretta stima delle deformazioni sismiche attese. Per tutte le classi di impianti, gli spostamenti calcolati devono essere valutati criticamente, con particolare attenzione alla determinazione della riduzione del franco libero a seguito dell'evento sismico.
- 6.8.2.2. Qualora siano da attendersi deformazioni permanenti a seguito dell'azione sismica, devono essere valutati in particolare i seguenti aspetti:
- Per impedire la tracimazione dell'opera di sbarramento dovuta a impatti sismici diretti o indiretti (ad esempio, lo scivolamento di masse di terreno e/o roccia lungo i versanti della ritenuta), deve essere mantenuto un franco libero sufficientemente ampio. In tale ambito devono essere presi in considerazione gli spostamenti di scorrimento e gli assestamenti della sommità dell'opera indotti dal sisma.
 - L'erosione interna deve essere esclusa anche nello stato deformato.
- 6.8.2.3. Gli assestamenti permanenti accettabili della sommità della diga, causati dagli effetti combinati di densificazione, consolidazione e formazione di superfici di scorrimento dovuti all'azione sismica, non devono superare il 25% del bordo franco di sicurezza, come definito nel paragrafo 2.3.2 della direttiva parte C2: *Sicurezza contro le piene e abbassamento della ritenuta*.
- 6.8.2.4. Qualora l'azione sismica possa provocare la formazione di fessure o altri meccanismi di collasso in grado di modificare il regime di filtrazione nell'opera di sbarramento in materiale sciolto, deve essere indagato il potenziale di erosione attraverso tali anomalie nel corpo dell'opera o nella fondazione.
- 6.8.2.5. Deve essere verificata la stabilità delle strutture o degli elementi adiacenti, interni o situati sotto l'opera in materiale sciolto (ad esempio muri degli sfioratori o condotte) che potrebbero potenzialmente causare tracimazione, erosione o infiltrazioni. Deve inoltre essere verificata la



sicurezza nei confronti del collasso flessionale degli elementi di sostegno verticali in calcestruzzo armato di uno sfioratore con paratoie.

- 6.8.2.6. Per le dighe in materiale sciolto zonate con nucleo, il potenziale di erosione interna dopo deformazioni permanenti può essere escluso se sono soddisfatte le seguenti condizioni:
- i. Tra le singole zone dell'opera, la funzionalità del filtro risulta ancora soddisfatta.
 - ii. Il nucleo risulta ancora sufficientemente protetto ed è costituito da un materiale in grado di sopportare le deformazioni imposte senza una significativa variazione della propria permeabilità.
 - iii. Lo spessore residuo degli strati filtranti e drenanti nello stato deformato è almeno pari alla metà dello spessore nello stato non deformato.
- 6.8.2.7. Per le dighe in materiale sciolto con rivestimento della superficie a monte, devono essere verificati i seguenti aspetti:
- i. L'integrità del rivestimento deve essere valutata.
 - ii. Qualora non sia possibile escludere danni al rivestimento, devono essere valutati i rischi conseguenti, quali l'erosione interna e le variazioni di stabilità dovute all'eventuale formazione di una superficie di filtrazione nel corpo dell'opera.
 - iii. Lo spessore residuo degli strati filtranti e drenanti al di sotto del rivestimento, nello stato deformato, deve essere almeno pari alla metà dello spessore originale nello stato non deformato.
 - iv. Tra le singole zone dell'opera, la funzionalità del filtro risulta ancora soddisfatta.
- 6.8.2.8. L'analisi di stabilità delle dighe in materiale sciolto di Classe I in relazione alle repliche sismiche (paragrafo 4.1.2.2) deve includere le metodologie di verifica riportate nel paragrafo 6.3.4.3.3. L'effetto delle pressioni interstiziali generate dall'azione sismica deve essere preso in considerazione.
- 6.8.2.9. L'analisi di stabilità statica post-sismica può includere i metodi standard di verifica della stabilità dei pendii con i coefficienti parziali indicati nel paragrafo 4.1.2.3 per tutte le classi di impianti di accumulazione. L'effetto delle pressioni interstiziali generate dall'azione sismica deve essere preso in considerazione.
- 6.8.2.10. Un diagramma di flusso da seguire per l'analisi, l'interpretazione dei risultati e la verifica della sicurezza delle dighe in materiale sciolto è riportato nella Figura 6.



Note riferite alla numerazione all'interno del diagramma di flusso:

1. Valutazione del potenziale di liquefazione (rif. paragrafo 5.3.8).
2. Tutte le condizioni elencate in 6.3.4.3.1 alea a sono soddisfatte? NHPD indica "Natural Hazard Protection Dams".
3. Come descritto in 6.3.4.3.1 alea a., le deformazioni di taglio devono essere verificate e le premesse iniziali riguardo lo smorzamento devono essere opportunamente verificate.
4. I criteri prestazionali e gli obiettivi di comportamento sono descritti nei paragrafi 2 e 6.8.2.
5. Come descritto nei paragrafi 6.3.4.3.1 alea b o 6.3.4.3.2. Lin. eq & PWP indica un'analisi nel dominio del tempo con metodo lineare equivalente integrata con un'analisi a blocco scorrevole. Devono essere considerati i potenziali effetti della generazione di sovrappressioni interstiziali.
6. Come descritto in 6.3.4.3.3.

Figura 6. Diagramma di flusso per le verifiche della sicurezza sismica delle dighe in materiale sciolto



7 Bibliografia

- Bergamo P., L. Danciu, F. Panzera and D. Fäh (2022) Basis for the determination of waveforms for the sites of dams in Switzerland - subproject 1: disaggregation of seismic hazard for return periods of 1000, 5000, 10000 years. Technical Report SED 2021/11, Swiss Seismological Service, ETH Zurich. DOI: 10.3929/ethz-b-000517545
- Poggi, Valerio & Edwards, Benjamin & Fäh, Donat. (2011). Derivation of a Reference Shear-Wave Velocity Model from Empirical Site Amplification. *Bulletin of The Seismological Society of America - BULL SEISMOL SOC AMER.* 101. 258-274. 10.1785/0120100060.
- Wiemer, Stefan & Danciu, Laurentiu & Edwards, Benjamin & Marti, Michèle & Fäh, Donat & Hiemer, Stefan & Woessner, Jochen & Cauzzi, Carlo & Kästli, Philipp & Kremer, Katrina. (2016). Seismic Hazard Model 2015 for Switzerland (SUIhaz2015).



Appendice A: Mappe dei PPSA_R per 3 periodi di ritorno del sisma

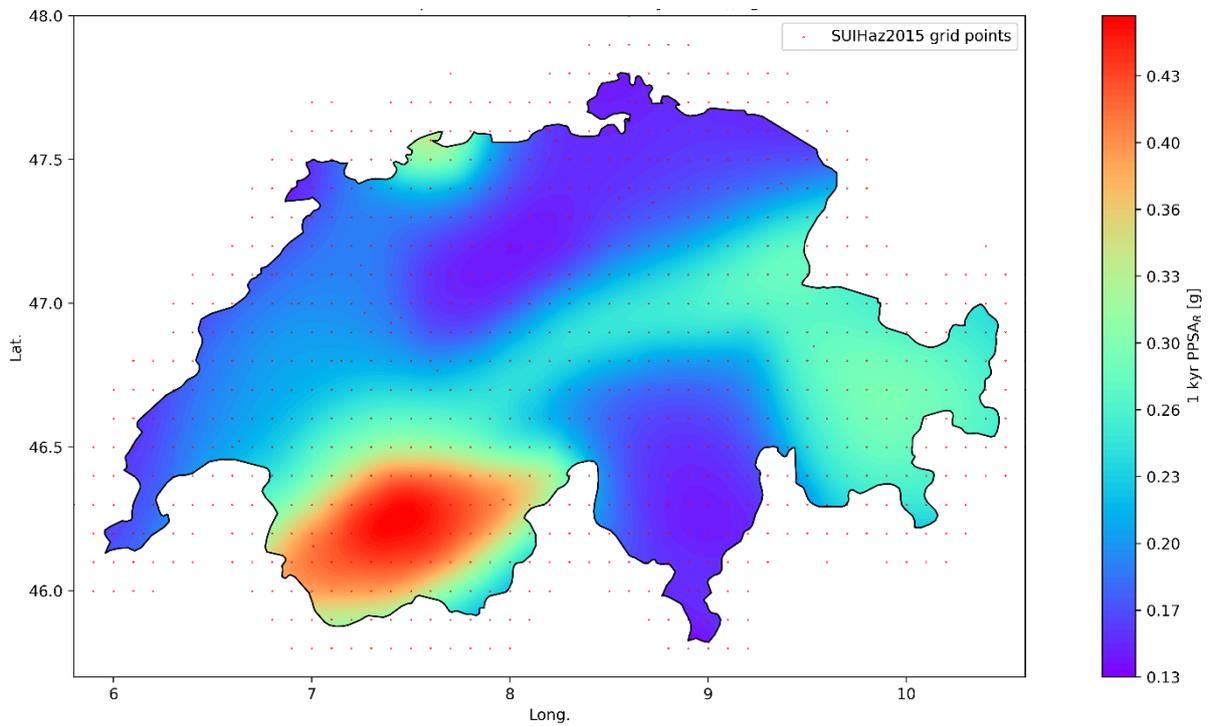


Figura A1: Mappa del PPSA_R per SVS con un periodo di ritorno di 1'000 anni

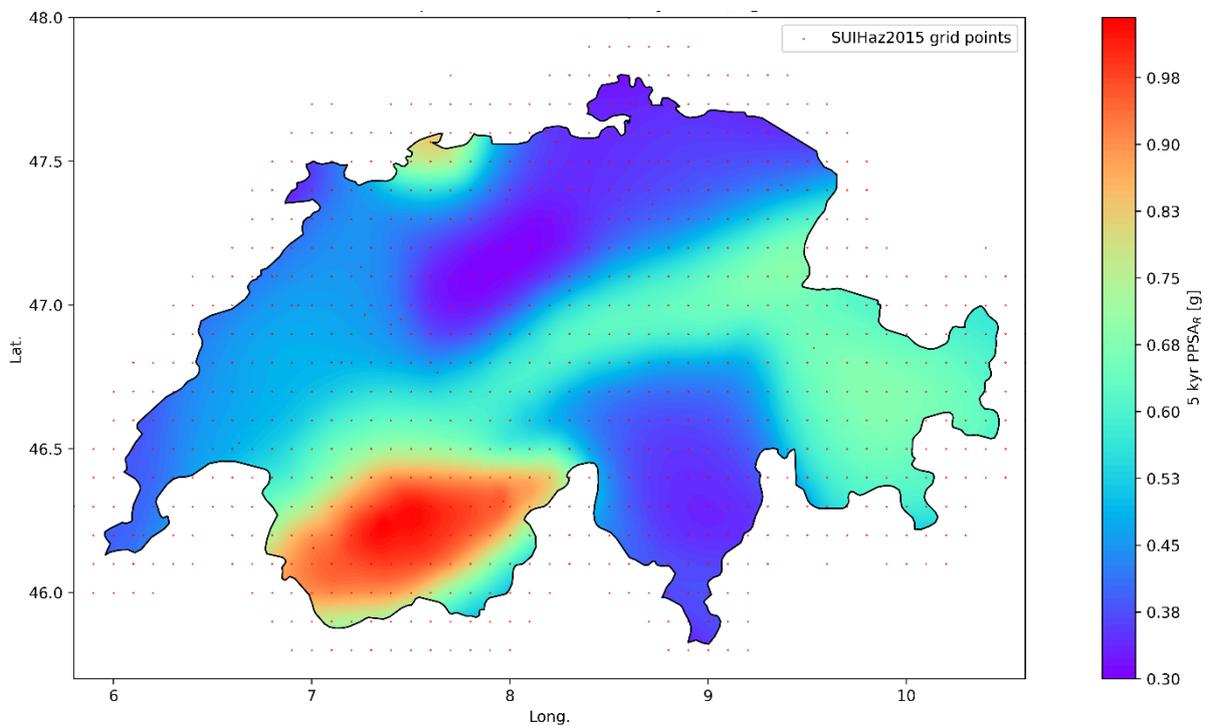


Figura A2: Mappa del PPSA_R per SVS con un periodo di ritorno di 5'000 anni

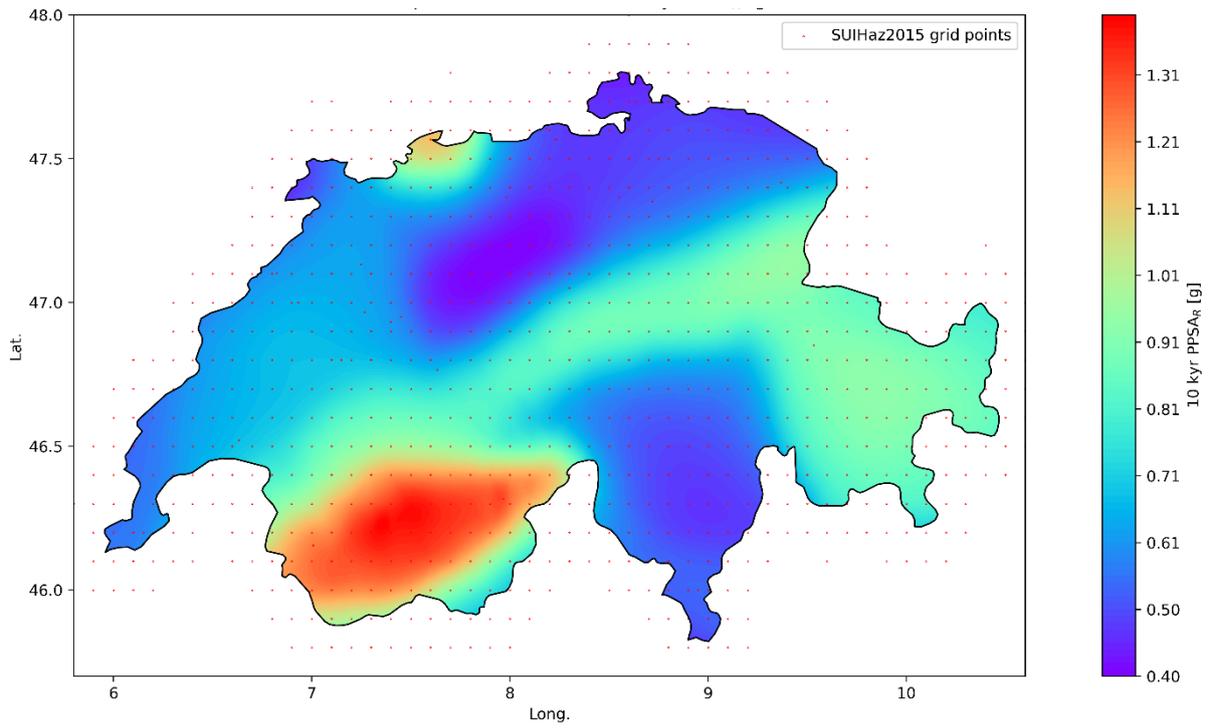


Figura A3: Mappa del PPSAR per SVS con un periodo di ritorno di 10'000 anni



Appendice B: Zone sismiche e disaggregazione della pericolosità

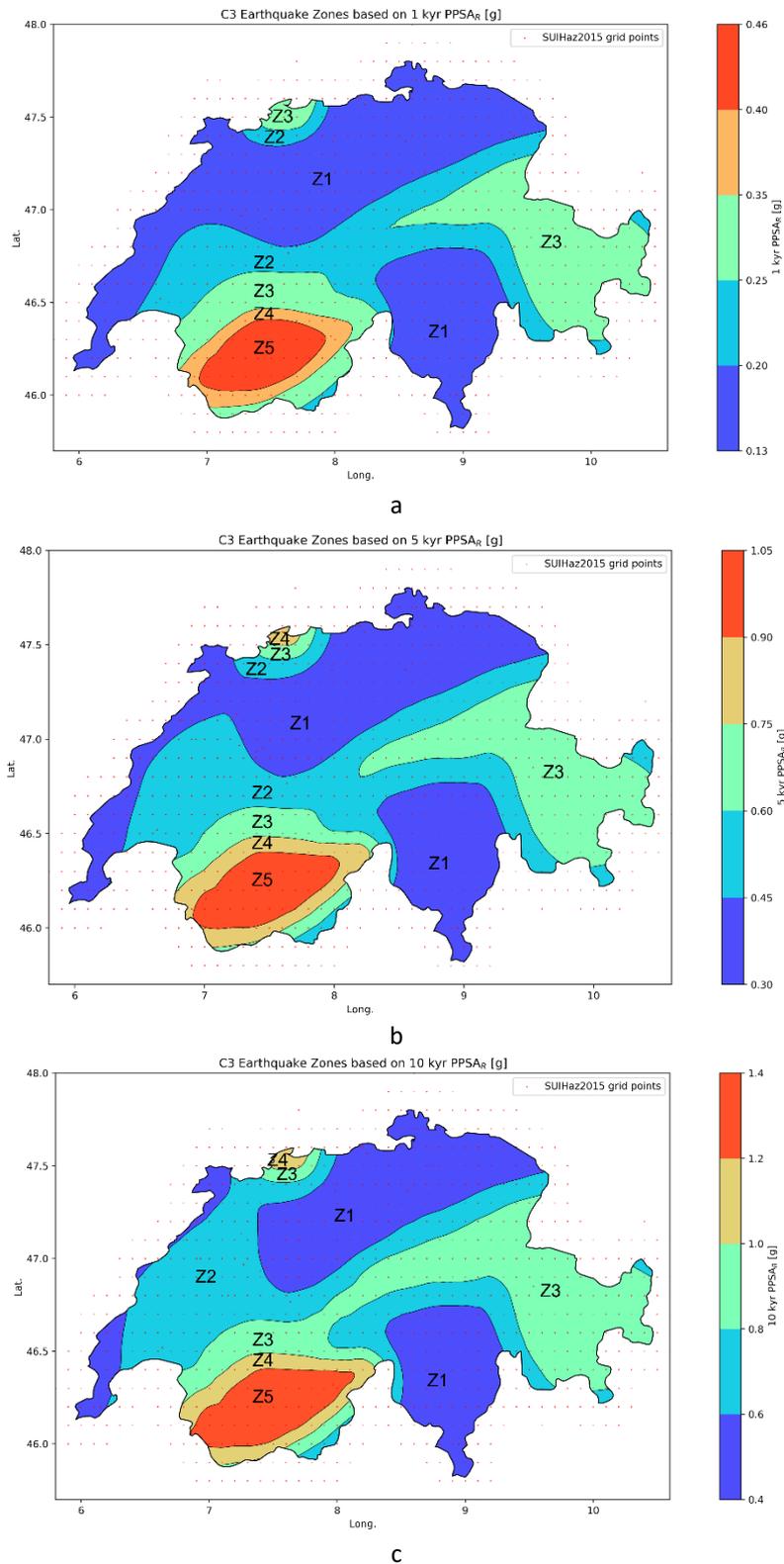


Figura B1: Zone sismiche per gli impianti di accumulazione in Svizzera. In alto: per un periodo di ritorno di 1'000 anni. Centro: per un periodo di ritorno di 5'000 anni. In basso: per un periodo di ritorno di 10'000 anni.



Contribuzione normalizzata per un periodo di ritorno di 1000 anni, SA(0.15s) e SA(1.0s) SUIhaz2015
tipo di aggregazione: media aritmetica

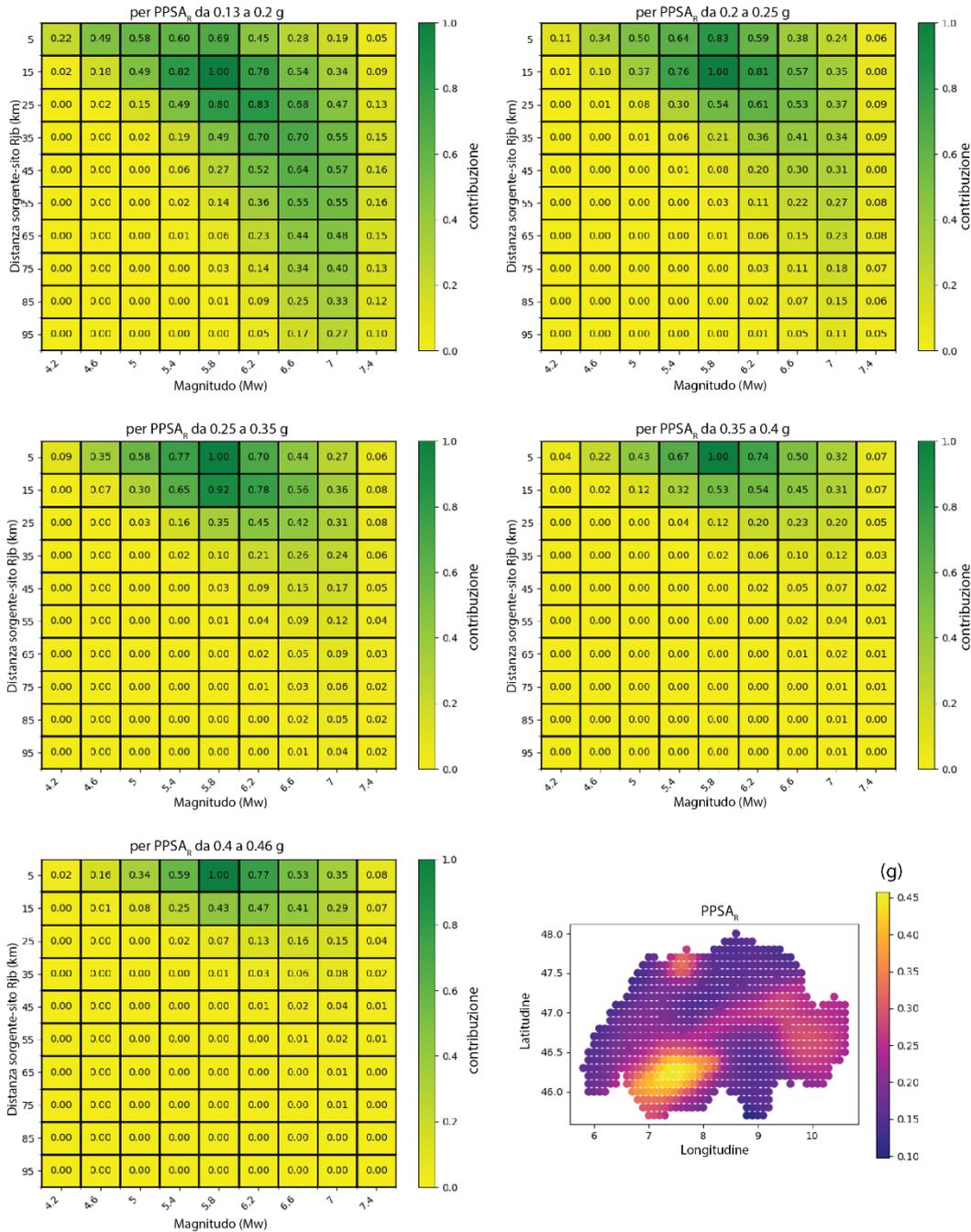


Figura B2: Mappe normalizzate (heatmap) della somma dei contributi al superamento di due misure di intensità (IMT) (accelerazione spettrale ai periodi di 0.15 s e 1.0 s), derivate dai valori medi su tutti i nodi SUIhaz2015 appartenenti a una determinata zona sismica definita in Figura B1a (PR = 1'000 anni). Il colore e il numero in ciascuna cella indicano la rilevanza relativa di ciascuna combinazione magnitudo–distanza. La rilevanza relativa è pari a 1 per la combinazione magnitudo–distanza che raggiunge il valore medio massimo di contributo al superamento delle misure di intensità (IMT), è invece pari a 0 per le combinazioni magnitudo–distanza che non contribuiscono al superamento di alcuna misura di intensità in alcun nodo. Per informazioni sui dati e sulla metodologia si rimanda a Bergamo et al. (2022). In basso a destra: distribuzione dei PPSA_R (g) per i singoli nodi e per un periodo di ritorno di 1'000 anni.



Contribuzione normalizzata per un periodo di ritorno di 5000 anni, SA(0.15s) e SA(1.0s) SUIhaz2015
tipo di aggregazione: media aritmetica

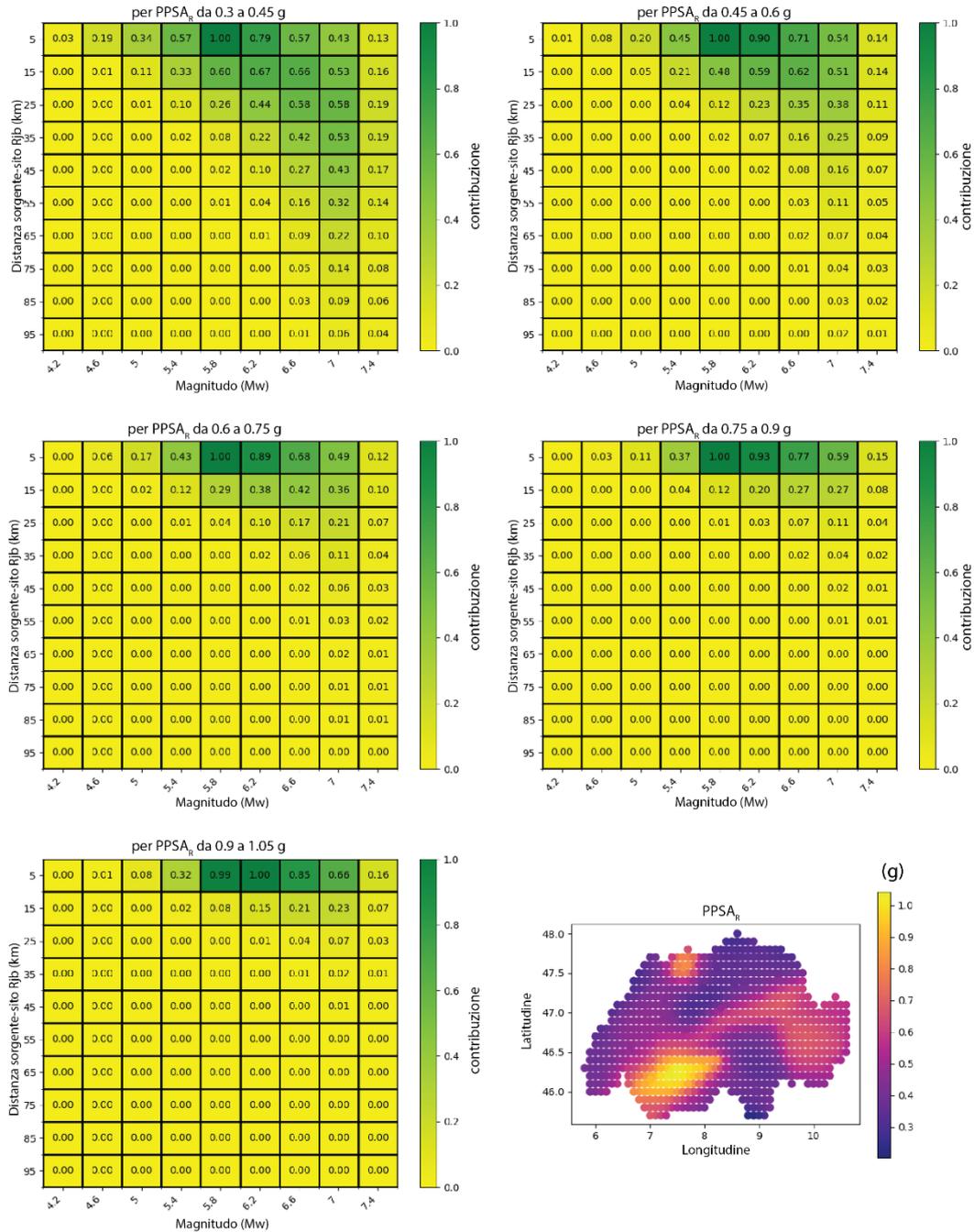


Figura B3: Mappe normalizzate (heatmap) della somma dei contributi al superamento di due misure di intensità (IMT) (accelerazione spettrale ai periodi di 0.15 s e 1.0 s), derivate dai valori medi su tutti i nodi SUIhaz2015 appartenenti a una determinata zona sismica definita in Fig. B1b (PR = 5'000 anni). Il colore e il numero in ciascuna cella indicano la rilevanza relativa di ciascuna combinazione magnitudo–distanza. La rilevanza relativa è pari a 1 per la combinazione magnitudo–distanza che raggiunge il valore medio massimo di contributo al superamento delle misure di intensità (IMT), è invece pari a 0 per le combinazioni magnitudo–distanza che non contribuiscono al superamento di alcuna misura di intensità in alcun nodo. Per informazioni sui dati e sulla metodologia si rimanda a Bergamo et al. (2022). In basso a destra: distribuzione dei PPSA_R (g) per i singoli nodi e per un periodo di ritorno di 5'000 anni.



Contribuzione normalizzata per un periodo di ritorno di 10000 anni, SA(0.15s) e SA(1.0s) SUIhaz2015
tipo di aggregazione: media aritmetica

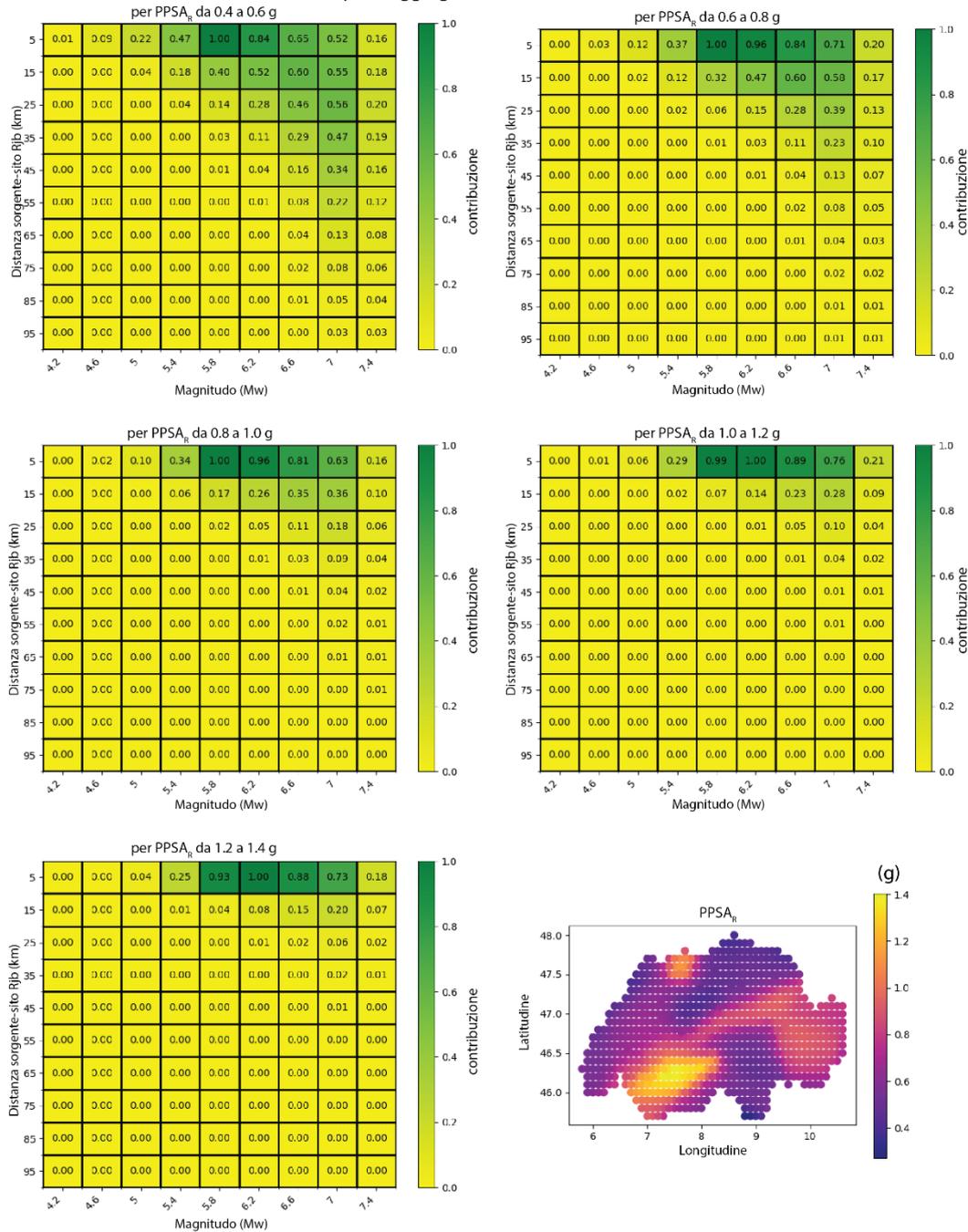


Figura B4: Mappe normalizzate (heatmap) della somma dei contributi al superamento di due misure di intensità (IMT) (accelerazione spettrale ai periodi di 0.15 s e 1.0 s), derivate dai valori medi su tutti i nodi SUIhaz2015 appartenenti a una determinata zona sismica definita in Figura B1c (PR = 10'000 anni). Il colore e il numero in ciascuna cella indicano la rilevanza relativa di ciascuna combinazione magnitudo–distanza. La rilevanza relativa è pari a 1 per la combinazione magnitudo–distanza che raggiunge il valore medio massimo di contributo al superamento delle misure di intensità (IMT), è invece pari a 0 per le combinazioni magnitudo–distanza che non contribuiscono al superamento di alcuna misura di intensità in alcun nodo. Per informazioni sui dati e sulla metodologia si rimanda a Bergamo et al. (2022). In basso a destra: distribuzione dei PPSA_R (g) per i singoli nodi e per un periodo di ritorno di 10'000 anni.



Appendice C: Requisiti per la determinazione sito-specifica dell'azione sismica per gli impianti di accumulazione in Svizzera

C1 Introduzione

Il presente Appendice definisce i requisiti minimi dell'Ufficio federale dell'energia (UFE) per l'analisi della risposta di sito (*SRA*, da *Site Response Analysis*) e per l'analisi probabilistica della pericolosità sismica (*PSHA*, da *Probabilistic Seismic Hazard Analysis*) relativa a uno specifico impianto di accumulazione. In generale, sono previste tre opzioni per la determinazione dell'azione sismica da utilizzare come input per la verifica della sicurezza sismica di un impianto di accumulazione in Svizzera. Queste 3 opzioni sono illustrate in modo schematico nella Figura C1, mentre le specifiche di ciascuna opzione sono dettagliate nei paragrafi seguenti.

Nella parte C3 della direttiva, l'azione sismica in un qualsiasi luogo della Svizzera è determinata combinando due elementi:

- pericolosità sismica sulla roccia di riferimento² (capitolo 4.2)
- effetti di sito che, rispetto alla roccia di riferimento, influenzano il moto del suolo in un determinato luogo (capitolo 4.3.2).

Per la determinazione della pericolosità sismica sulla roccia di riferimento sono previste due opzioni:

- 1) utilizzo del modello *SUIhaz2015* (Wiemer et al., 2016) (Percorso 1 nella Figura C1),
- 2) condurre un'analisi probabilistica della pericolosità sismica (*PSHA*) (Percorso 2 nella Figura C1).

Anche per la determinazione degli effetti di sito sono previste due opzioni:

- a) utilizzo dei fattori di amplificazione come riassunti nella Tabella 3 (capitolo 4.3.4),
- b) esecuzione di un'analisi della risposta di sito (*SRA*), ossia la valutazione della risposta sismica del sito mediante tecniche numeriche di simulazione del moto del suolo, preferibilmente coadiuvate da misure in situ.

Si precisa che il completamento dei Percorsi 1a e 1b (Figura C1) costituisce un prerequisito per la determinazione dell'azione sismica secondo il Percorso 2.

C1.1 Percorso 1a

Conformemente al Capitolo 4.2, la pericolosità sismica sulla roccia di riferimento può essere assunta nella forma dello spettro di pericolosità uniforme (*UHS*) medio sulla "Roccia di riferimento svizzera" (Figura C2). La "Roccia di riferimento svizzera" è definita da Poggi et al. (2011) ed è utilizzata nel modello *SUIhaz2015* (Wiemer et al., 2016). Conformemente al capitolo 4.3.2, le condizioni di sito possono essere considerate classificando il terreno di fondazione in una classe di terreno. In questo caso un fattore di amplificazione, S_x , è definito per ciascuna classe di terreno e questo fattore di amplificazione S_x è utilizzato per scalare il valore di accelerazione spettrale di picco sulla Roccia di riferimento svizzera ($PPSA_R$), all'accelerazione spettrale di picco attesa in sito ($PPSA_x$); da ultimo il valore $PPSA_x$ è utilizzato per costruire lo spettro di risposta elastico secondo le equazioni fornite nel paragrafo 4.3.4.2. Va sottolineato che, nel processo di definizione dei fattori di amplificazione S_x sono state considerate diverse fonti di incertezza, incluse quelle legate alla determinazione della classe di

² Nella direttiva parte C3, il profilo di velocità delle onde di taglio della roccia di riferimento presenta una velocità minima delle onde di taglio pari a $V_s \geq 1000$ m/s, una velocità media nel tempo delle onde di taglio su 30 metri pari a $V_{s30} \geq 1105$ m/s e deve seguire l'andamento definito dall'Equazione C1. Nell'analisi della pericolosità sismica, il profilo di velocità delle onde di taglio della roccia di riferimento è utilizzato come profilo di velocità di riferimento nel processo di adattamento dal sito sorgente al sito target (*host-to-target adjustment*).



terreno. Di conseguenza, un certo margine prudenziale è intrinseco a questo approccio. La determinazione dell'azione sismica secondo il Percorso 1a costituisce un prerequisito per la valutazione della sicurezza sismica di tutti gli impianti di accumulazione in Svizzera e funge da riferimento nei casi in cui si segua un percorso diverso.

C1.2 Percorso 1b

La parte C3 della direttiva consente inoltre, qualora siano disponibili caratteristiche dettagliate e complete del sito (incluso il profilo di velocità delle onde di taglio e altre caratteristiche rilevanti ai fini dell'azione sismica), di determinare l'azione sismica sulla base delle condizioni locali. Anziché applicare il fattore di amplificazione S_x basato sulla classe di terreno assegnata, come descritto nel Percorso 1a, gli effetti di sito possono essere determinati mediante un'analisi della risposta di sito (*SRA*). Dopo aver completato il Percorso 1a e aver ottenuto una prima stima dell'azione sismica nel sito della diga, la pericolosità sismica sulla roccia di riferimento definita dal modello *SUIhaz2015* (Wiemer et al., 2016) può quindi essere combinata con un'analisi della risposta di sito. Questo processo fornisce una rappresentazione più realistica degli effetti di sito presenti nel luogo dell'impianto di accumulazione e può sostituire i risultati del Percorso 1a. I requisiti minimi dell'UFE per l'analisi della risposta di sito sono riportati nel capitolo C2.

C1.3 Percorso 2

Sia nel Percorso 1a che nel Percorso 1b, la pericolosità sismica è definita sulla base del modello *SUIhaz2015* (Wiemer et al., 2016) per la Roccia di riferimento svizzera. Dopo aver completato il Percorso 1b, in casi giustificati è possibile, o necessario, determinare la pericolosità sismica locale mediante un'analisi probabilistica della pericolosità sismica (*PSHA*) sito-specifica. A tal fine, la pericolosità deve essere dapprima determinata sulla roccia di riferimento ed è possibile utilizzare una roccia di riferimento diversa dalla Roccia di riferimento svizzera. I risultati dell'analisi probabilistica della pericolosità sismica (*PSHA*) sono successivamente integrati con l'analisi della risposta di sito (*SRA*). La possibilità di effettuare un'analisi sito-specifica della pericolosità sismica è descritta nel Percorso 2 della Figura C1.

Se si segue il Percorso 2, ci si attende che la pericolosità sismica venga indagata appropriatamente e in modo solido, che la valutazione sia obiettiva e non influenzata da *bias* cognitivi, che l'intero processo sia completamente documentato e che i risultati siano riproducibili. Pertanto, è richiesto che la valutazione della pericolosità sismica sia accompagnata da un processo partecipativo di *peer review*; a tal fine, è consigliabile che l'analisi probabilistica della pericolosità sismica (*PSHA*) sia condotta in conformità con le linee guida aggiornate dello *SSHAC*³, le quali prevedono un processo di valutazione articolato su più livelli.

La decisione in merito al livello procedurale di riferimento dello *SSHAC* e ad eventuali deviazioni dalle relative linee guida è di responsabilità del gestore e deve essere presa in consultazione con esperti e con l'autorità di vigilanza. I requisiti minimi dell'UFE per l'analisi probabilistica della pericolosità sismica (*PSHA*) sono riportati nel capitolo C3.

³ Le informazioni sulle linee guida aggiornate dello *SSHAC* (*Senior Seismic Hazard Analysis Committee*) sono disponibili nel documento "Updated Implementation Guidelines for SSHAC Hazard Studies" (NUREG-2213) al seguente link:

<https://www.nrc.gov/reading-rm/doc-collections/nuregs/staff/sr2213/index.html>.

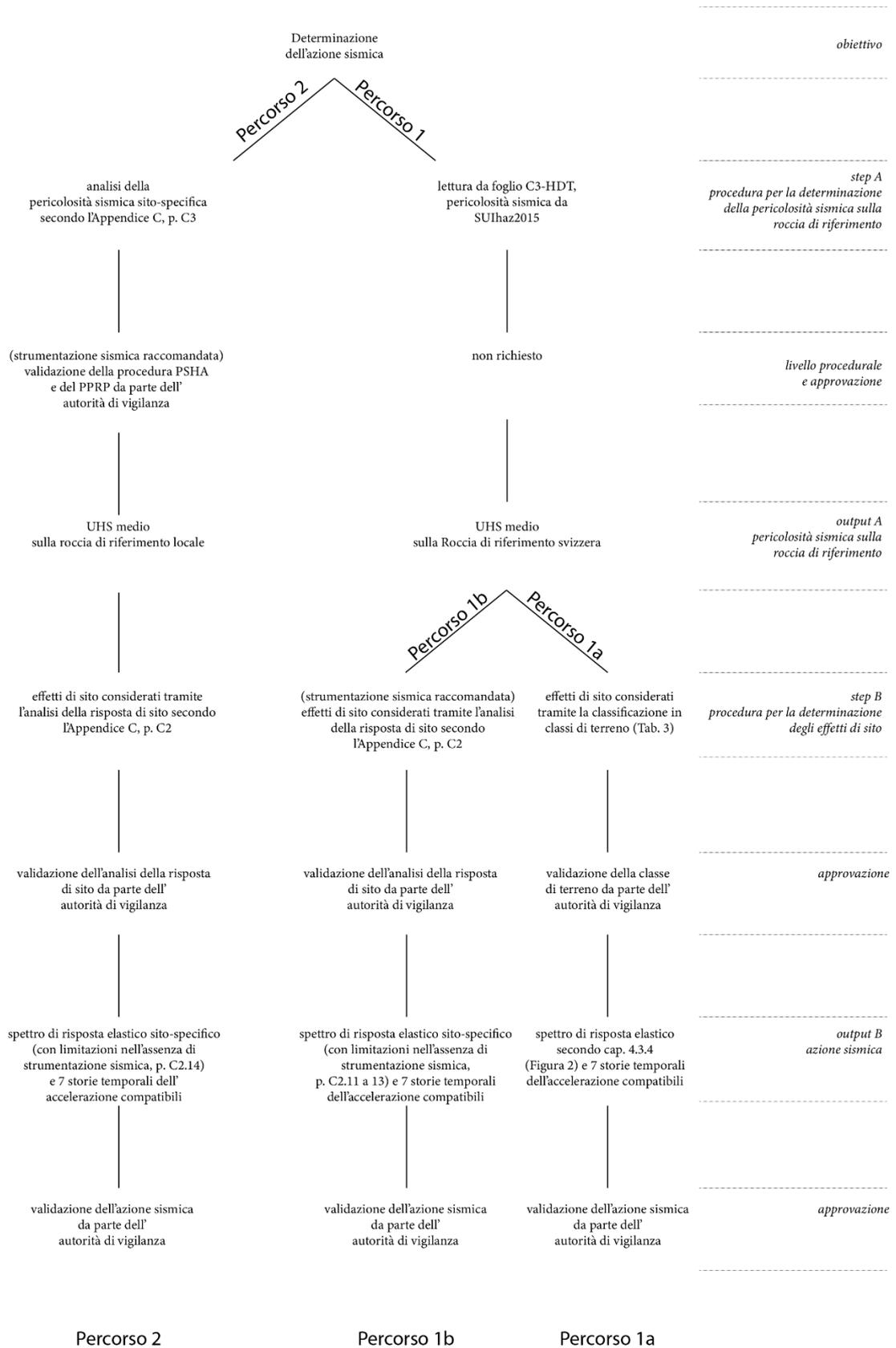


Figura C1: Procedure per la determinazione dell'azione sismica



Profilo delle velocità delle onde di taglio (V_s) della Roccia di riferimento svizzera

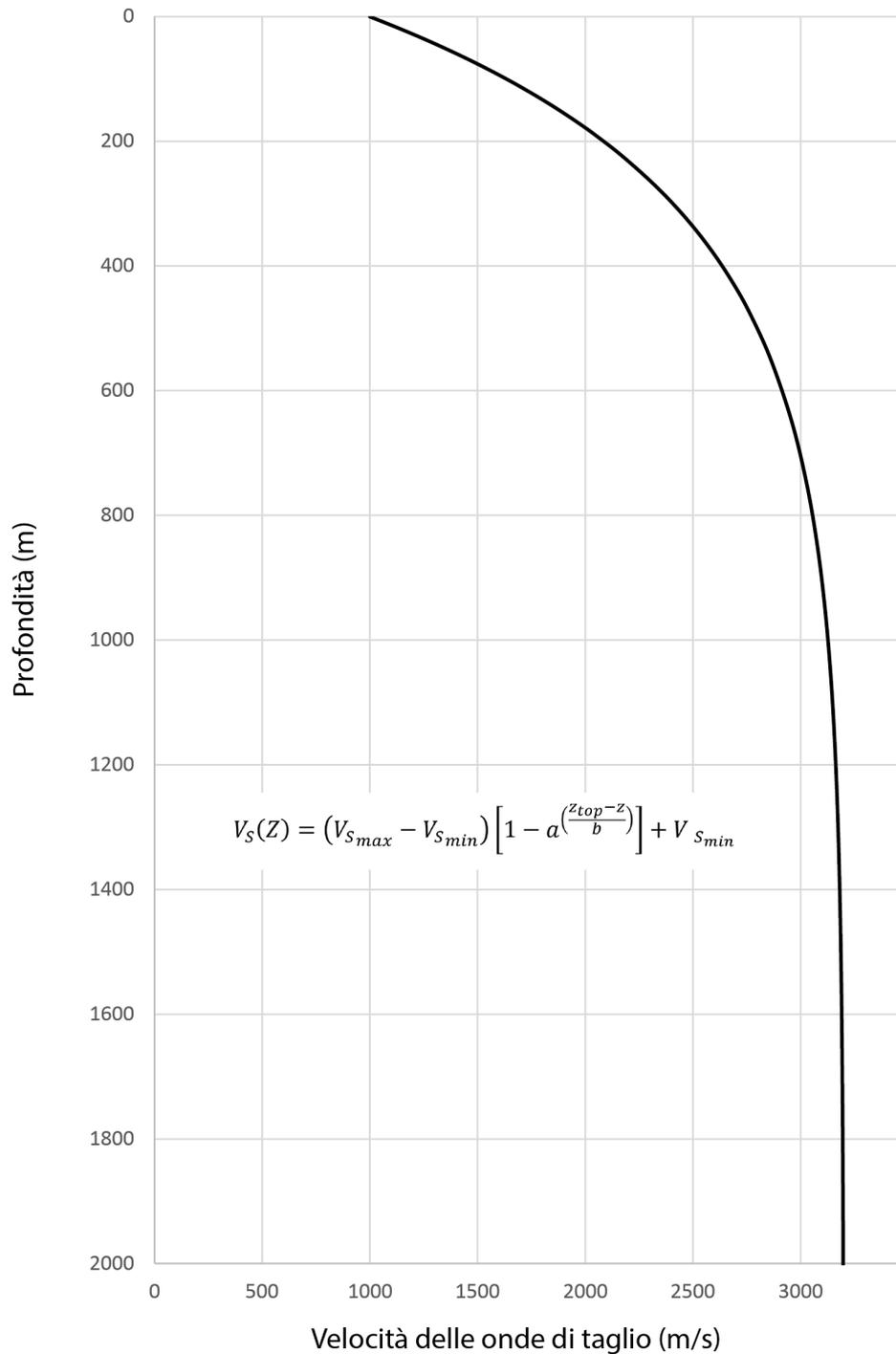


Figura C2: Profilo di velocità delle onde di taglio della Roccia di riferimento svizzera secondo Poggi et al. (2011). $V_s(Z)$: velocità delle onde di taglio alla profondità Z ; $V_{S_{max}} = 3200$ m/s; $V_{S_{min}} = 1000$ m/s, $a = 1.3046$; $b = 78.1674$ e $Z_{top} = 0.5$ m (profondità iniziale del profilo di velocità delle onde di taglio), Per ulteriori dettagli si rimanda a Poggi et al. (2011).



C2 Requisiti per le analisi della risposta di sito (SRA)⁴

- C2.1 Questa sezione definisce i requisiti per l'analisi della risposta di sito e per l'elaborazione del relativo spettro di risposta elastico.
- C2.2 Lo spettro di risposta elastico sito-specifico elaborato a partire dall'analisi della risposta di sito può sostituire lo spettro di risposta elastico del Percorso 1a descritto nel paragrafo C1.1.
- C2.3 La pericolosità di riferimento, ossia la pericolosità sismica sulla roccia di riferimento, è definita come lo spettro di pericolosità uniforme (*UHS*) medio ottenuto dal modello SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016) (Percorso 1, in Figura C1) oppure da un'analisi probabilistica della pericolosità sismica dedicata (Percorso 2, in Figura C1 e come descritto nel paragrafo C2 del presente Allegato).
- C2.4 L'analisi della risposta di sito (*SRA*) deve essere documentata in modo comprensibile per quanto riguarda i principi, la metodologia, i risultati intermedi e le decisioni adottate. Si raccomanda di registrare gli eventi sismici mediante strumentazione sismica permanente o temporanea. Ciò consente una verifica dell'analisi della risposta di sito e una riduzione delle incertezze epistemiche.
- C2.5 In particolare, i seguenti punti devono essere adeguatamente trattati e documentati:
- condizioni geologiche e geotecniche;
 - incertezze aleatorie ed epistemiche;
 - analisi di sensitività considerando le incertezze;
 - descrizione geofisica degli strati di suolo e del profilo della roccia sottostante, includendo:
 - Misurazioni H/V e le loro interpretazioni;
 - Misurazioni delle onde S e le loro interpretazioni:
 - La profondità di esplorazione desiderata dovrebbe essere stabilita in una fase preliminare, sulla base della geologia locale e delle misurazioni H/V (f_0). Il sito dovrebbe essere indagato fino a una profondità sufficiente per individuare e caratterizzare il contrasto di impedenza più profondo rilevante per l'analisi.
 - È opportuno favorire una combinazione di metodi sismici attivi e passivi. Per i profili delle onde S derivati dall'inversione delle onde superficiali generate da sorgenti attive (ad esempio, *MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)*), se possibile, l'analisi delle onde di Rayleigh e di Love dovrebbe essere combinata. Occorre fare uno sforzo per ridurre il più possibile il carattere non univoco del processo di inversione.
 - La compatibilità dei profili di velocità con la geologia locale deve essere adeguatamente valutata.
 - Le velocità delle onde P e S delle rocce affioranti e pertinenti al caso in esame.
 - nel caso di siti con rocce sciolte o strati non litificati, per le dighe di Classe I e II, potrebbe essere necessario tenere conto del comportamento non lineare dei materiali. In questo caso, il processo di determinazione e verifica dei parametri deve essere documentato;
 - profondità della falda acquifera; e
 - scelta dell'analisi della risposta di sito 1-D, 2-D o 3-D e relative giustificazioni.

⁴ Alcuni di questi requisiti sono in linea con quelli del Capitolo 11 della SIA 261/1 (2020)



- C2.6 Le incertezze legate alla conoscenza (incertezze epistemiche) non devono essere mediate, devono essere fissate con un margine sufficientemente ampio e devono essere considerate almeno per i seguenti aspetti:
- profili di velocità delle onde di taglio;
 - profondità e geometria del contrasto di impedenza dominante;
 - proprietà dei materiali.
- C2.7 Se l'analisi della risposta di sito non è stata verificata mediante la registrazione di sismi locali con la strumentazione sismica del sito, la forma degli spettri di risposta elastici deve essere generalmente definita per analogia con quanto indicato nel capitolo 4.3.4.
- C2.8 Per la determinazione dello spettro di risposta elastico, o dello spettro di pericolosità uniforme (*UHS*), sito-specifico, a partire dall'analisi della risposta di sito per l'accelerazione orizzontale, devono essere utilizzati i valori medi dello *UHS* sulla roccia di riferimento, moltiplicati per l'involuppo delle funzioni di amplificazione ottenute da diverse ipotesi di modellazione del terreno. Per la costruzione dell'involuppo delle funzioni di amplificazione, i picchi isolati nella regione del plateau possono essere sottostimati fino a un massimo del 20%
- C2.9 Una funzione di amplificazione può essere ottenuta mediante la convoluzione di storie temporali dell'accelerazione deconvolute (Figura C3). In questo caso, la deconvoluzione dovrebbe essere applicata a storie temporali dell'accelerazione in campo libero registrate su roccia e compatibili con la pericolosità sismica nel sito della diga⁵. In aggiunta, si deve tenere in considerazione quanto segue:
- Il processo di convoluzione deve iniziare in profondità da un punto sufficientemente al di sotto della transizione roccia/terreno. La convoluzione deve essere applicata a una profondità iniziale in cui la velocità delle onde di taglio nel profilo di roccia locale sia approssimativamente uguale a quella del profilo di riferimento. A tal fine, le velocità delle onde di taglio al di sotto del potenziale di esplorazione dei metodi geofisici possono essere stimate sulla base della geologia locale e di correlazioni affidabili.
 - La funzione di amplificazione è calcolata dividendo i valori dello spettro di risposta elastico derivato dalla storia temporale dell'accelerazione convoluta lungo il profilo sito-specifico per i corrispondenti valori dello spettro di risposta elastico derivato dalla stessa storia temporale dell'accelerazione, ma convoluta lungo la roccia di riferimento (si veda la Figura C3).
 - Per un singolo modello di sito deve essere utilizzata la media geometrica delle funzioni di amplificazione, calcolata a partire da almeno 11 storie temporali dell'accelerazione rappresentative della pericolosità sismica locale sulla roccia di riferimento.
 - Per tenere conto dell'incertezza epistémica associata al sito, deve essere utilizzato l'involuppo delle funzioni di amplificazione di tutti i modelli.

⁵ Il processo di deconvoluzione dovrebbe essere verificato secondo la procedura illustrata nella Figura C3. Caso per caso, in alternativa al processo di deconvoluzione, può essere applicata una scalatura lineare alla storia temporale dell'accelerazione in campo libero.

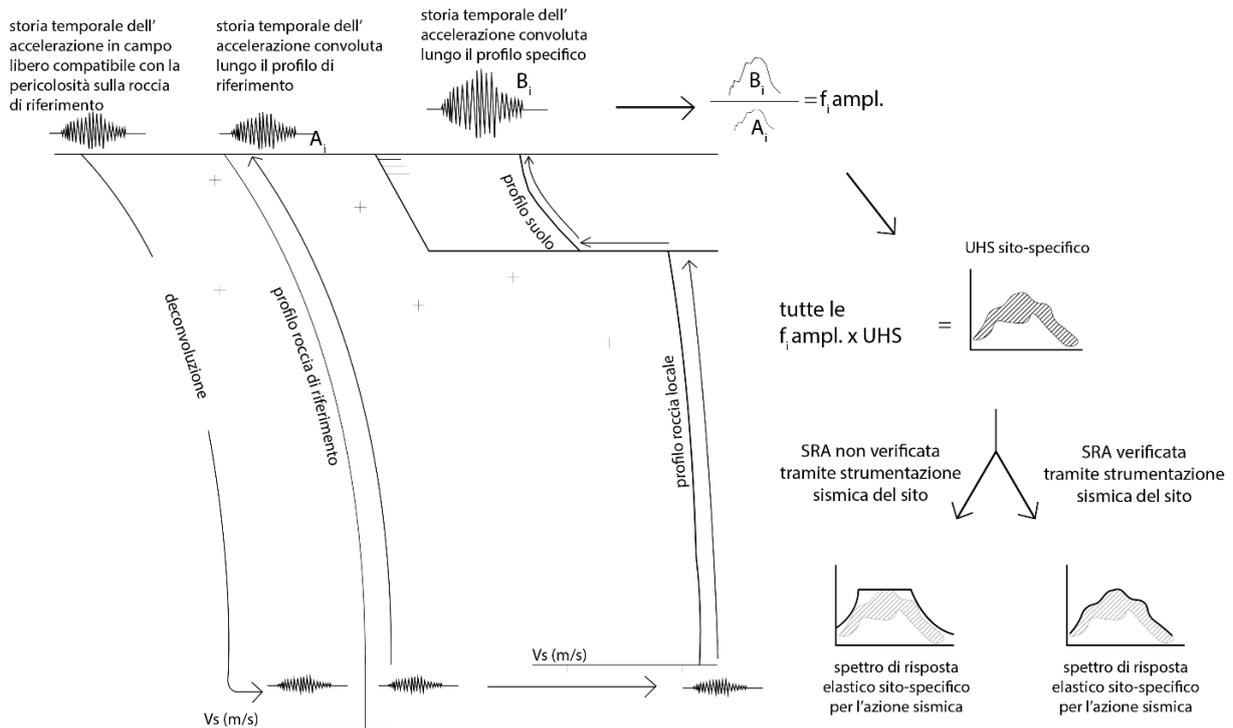


Figura C3: rappresentazione semplificata della procedura d'analisi della risposta di sito tramite funzioni d'amplificazione

- C2.10 I criteri di compatibilità elencati nel capitolo 4.3.5 per la selezione delle storie temporali dell'accelerazione devono essere applicati all'analisi della risposta di sito, con le seguenti eccezioni:
- La pericolosità sismica sulla roccia di riferimento, nella forma dello spettro di pericolosità uniforme (UHS) medio, può essere utilizzata come spettro target per l'analisi della risposta di sito.
 - Per l'analisi della risposta di sito, il numero di storie temporali dell'accelerazione non deve essere inferiore a 11.
 - Per l'analisi della risposta di sito, la media aritmetica degli spettri di risposta di tutte le storie temporali dell'accelerazione non deve essere inferiore al 75% né superiore al 130% dello spettro di risposta di riferimento (target), per tutti i periodi nell'intervallo di periodi pertinenti.
- C2.11 Per l'analisi della risposta di sito in cui la pericolosità sismica sulla roccia di riferimento è definita dal modello SUIhaz2015, ossia secondo il Percorso 1b, e che non è stata verificata mediante la strumentazione sismica del sito, lo spettro di risposta elastico ottenuto può sostituire lo spettro di risposta elastico previsto dal capitolo 4.3.4 (Percorso 1a). In questo caso, per siti con $V_{s30} < 800$ m/s, le ordinate dello spettro di risposta elastico ottenuto dall'analisi della risposta di sito (ossia l'output B del Percorso 1b) non devono essere inferiori alle ordinate dello spettro di risposta elastico determinato per lo stesso sito secondo il capitolo 4.3.4 e ipotizzando una classe di terreno A (con $S_A = 1.4$).
- C2.12 Nel Percorso 1b, in presenza di un'analisi della risposta di sito non verificata mediante la strumentazione sismica del sito, per siti con $V_{s30} \geq 800$ m/s e $V_{s30} < 1105$ m/s, le ordinate dello spettro di risposta elastico ottenuto dall'analisi della risposta di sito (ossia l'output B del Percorso 1b) non devono essere inferiori al 75% delle ordinate del corrispondente spettro di risposta elastico determinato secondo il capitolo 4.3.4 per una classe di terreno equivalente (ossia l'output B del Percorso 1a) (Figura C4).



C2.13 Nel Percorso 1b, in presenza di un'analisi della risposta di sito non verificata mediante la strumentazione sismica del sito, per siti con $V_{s30} \geq 1105$ m/s, le ordinate dello spettro di risposta elastico ottenuto dall'analisi della risposta di sito (ossia l'output B del Percorso 1b) non devono essere inferiori al 75% delle ordinate dello spettro di risposta elastico determinato per lo stesso sito secondo il capitolo 4.3.4 e ipotizzando una classe di terreno R.



Limitazioni all'analisi della risposta di sito (SRA) che non è stata verificata tramite strumentazione sismica

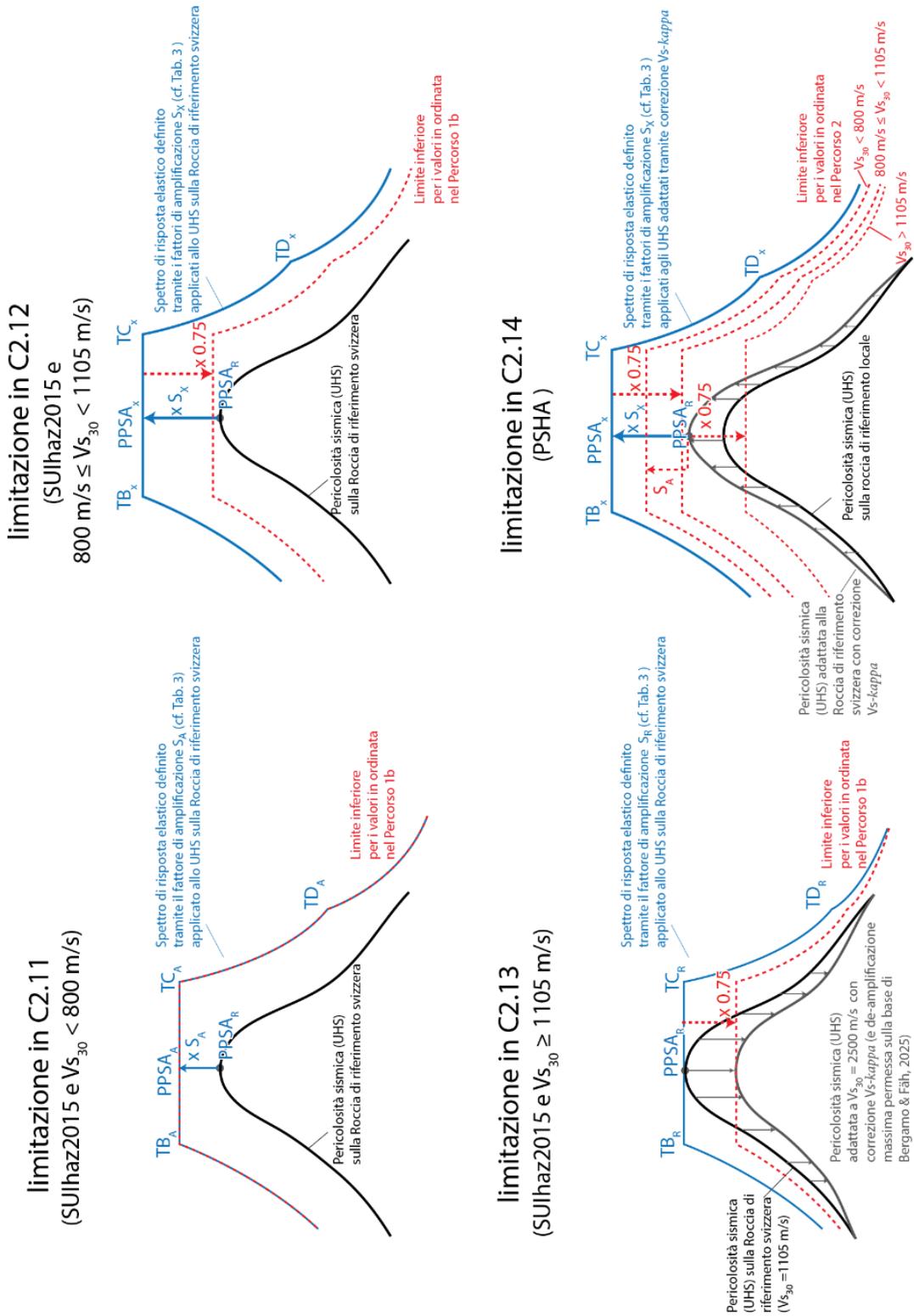


Figura C4: Illustrazione schematica delle condizioni imposte all'analisi della risposta di sito nei casi in cui la pericolosità sismica sulla roccia di riferimento è stata determinata mediante il modello SULhaz2015 (Percorso 1b) (due immagini in alto e una in basso a sinistra) oppure secondo il Percorso 2 tramite un'analisi sito-specifica della pericolosità sismica (in basso a destra), e l'analisi della risposta di sito non è stata verificata tramite la strumentazione sismica del sito in campo libero



- C2.14 Per l'analisi della risposta di sito in cui la pericolosità sismica sulla roccia di riferimento è determinata mediante un'analisi probabilistica sito-specifica della pericolosità sismica (Percorso 2 nella Figura C1), e l'analisi della risposta di sito non è stata verificata mediante la strumentazione sismica del sito, si applicano per analogia le limitazioni con i Paragrafi C2.11, C2.12 e C2.13. In questo caso, la $PPSA_R$ teorica da considerare per definire i valori minimi ammissibili delle ordinate dello spettro di risposta elastico è definita dal picco dello spettro di pericolosità uniforme (UHS) medio derivato dall'analisi della pericolosità sismica e adattato alla Roccia di riferimento svizzera mediante una correzione V_s - $Kappa$ (ad es., Danciu and Fäh, 2017).
- C2.15 Per l'analisi della risposta di sito che è stata verificata mediante la strumentazione sismica del sito, i valori medi della pericolosità sulla roccia di riferimento (UHS), moltiplicati per l'involuppo delle funzioni di amplificazione derivante dalle diverse ipotesi di modellazione, possono sostituire uno spettro di risposta elastico secondo la parte C3 della direttiva (2025).
- C2.16 Il risultato dell'analisi della risposta di sito deve essere validato dall'autorità di vigilanza.

C3 Requisiti dell'UFE per l'analisi probabilistica della pericolosità sismica (PSHA)

- C3.1 Per l'analisi della pericolosità sismica, l'analisi probabilistica della pericolosità sismica ($PSHA$) può essere eseguita utilizzando modelli di sorgente sismica e modelli di propagazione delle onde sismiche o *Ground Motion Models (GMM)*. La caratterizzazione della sorgente sismica e della propagazione delle onde sismiche deve tenere conto sia della variabilità aleatoria sia dell'incertezza epistemica. Per eseguire l'analisi probabilistica della pericolosità sismica ($PSHA$) è necessario integrare le informazioni geologiche e sismologiche pertinenti su scala regionale. Inoltre, è necessario utilizzare le procedure e i modelli più aggiornati e pertinenti per la stima della pericolosità sismica.
- C3.2 L'analisi della pericolosità sismica può essere eseguita sotto forma di studio regionale e/o sito-specifico. È possibile combinare più siti in un unico studio, ma per ciascun sito deve essere calcolato un dataset di output sito-specifico.
- C3.3 La strumentazione sismica del sito è generalmente raccomandata in quanto consente di verificare l'analisi della risposta di sito e di ridurre le incertezze epistemiche. La verifica dell'analisi della risposta di sito mediante strumentazione sismica è invece richiesta per l'utilizzo diretto dello spettro di pericolosità uniforme (UHS) sito-specifico, come determinato al paragrafo C2.15, quale spettro di riferimento (target) per la selezione di storie temporali dell'accelerazione da usarsi ai fini della verifica della sicurezza sismica di un impianto di accumulazione.
- C3.4 Si raccomanda che l'analisi probabilistica della pericolosità sismica per gli impianti di accumulazione in Svizzera sia eseguita secondo le linee guida dello $SSHAC$. È però possibile considerare deviazioni dalle linee guida dello $SSHAC$ ed eseguire una procedura alternativa non conforme allo $SSHAC$. Il livello procedurale $SSHAC$ e le eventuali deviazioni devono essere definiti all'inizio della procedura, caso per caso, in consultazione con esperti e con l'autorità di vigilanza. Per le analisi $PSHA$ eseguite secondo il Livello 1 dello $SSHAC$ o secondo una procedura non conforme allo $SSHAC$, devono essere applicati i requisiti minimi espressi nei paragrafi da C3.5 a C3.10. Per analisi eseguiti secondo il Livello 2 dello $SSHAC$ o secondo livelli superiori, le raccomandazioni aggiornate dello $SSHAC$ per il rispettivo livello stabiliscono i requisiti minimi per l'esecuzione di un'analisi $PSHA$.
- C3.5 Nel processo deve essere incluso un Pannello di Peer Review Partecipativa (PPRP).
- C3.6 Per gli impianti di accumulazione in Svizzera, i membri del PPRP devono essere approvati dall'autorità di vigilanza prima dell'avvio del processo di analisi della pericolosità sismica. Il numero minimo di membri nel PPRP è di 2 unità. I membri del PPRP devono essere indipendenti



dagli esperti o dalle entità giuridiche che eseguono lo studio *PSHA*, dal gestore e dal proprietario dell'impianto. Il PPRP deve includere almeno due membri con comprovata esperienza in due ambiti complementari rilevanti per l'analisi della pericolosità sismica. Almeno un membro deve possedere una comprovata e approfondita conoscenza della sismologia e/o della sismotettonica e/o della tettonica locali. È raccomandato che almeno un membro possieda una comprovata esperienza nelle procedure *SSHAC*.

- C3.7 Un'analisi della pericolosità sismica eseguita per un impianto di accumulazione deve comprendere almeno le seguenti fasi:
- A) **Piano di studio**, che delinei, ma non si limiti a, la strategia dello studio, la procedura da seguire e l'elenco degli esperti coinvolti nello studio.
 - B) **Fase di ponderazione**, consistente nella presa in considerazione dell'insieme di dati, modelli e metodi potenzialmente rilevanti per l'analisi della pericolosità sismica. La scelta di dati, modelli e metodi deve essere sottoposta a un adeguato confronto tecnico e a una giustificazione approfondita.
 - C) **Fase di integrazione**, consistente nell'incorporazione dei dati, dei modelli e dei metodi della fase B per il calcolo della pericolosità sismica. Questa fase può includere, se necessario, lo sviluppo di nuovi metodi e la costruzione di nuovi modelli. Le giustificazioni riguardanti le scelte adottate, così come le eventuali esclusioni, devono essere adeguatamente documentate.
 - D) **Documentazione**, comprensiva di una discussione dettagliata delle fasi A, B e C. Le informazioni fornite devono essere trasparenti e tracciabili. La documentazione deve essere sufficientemente dettagliata in modo da consentire la riproduzione delle analisi di pericolosità da parte di un revisore esterno.

Il piano di studio (fase A) deve essere validato dall'autorità di vigilanza.

Il ricorso a ulteriori esperti nella fase B non costituisce un requisito minimo, ma dovrebbe essere valutato caso per caso e sulla base della raccomandazione del PPRP. Un'analisi della sensitività per identificare le questioni significative e l'importanza relativa dei parametri in ingresso è richiesta nel processo di ponderazione e uno o più cicli di feedback e review nella fase C possono essere condotti caso per caso e su raccomandazione del PPRP. La Fase D deve comprendere almeno la preparazione di una versione preliminare del rapporto; il rapporto finale deve essere completato solo dopo almeno un ciclo di revisione con il PPRP.

- C3.8 Il PPRP conduce una valutazione sia tecnica che procedurale e deve essere coinvolto nello studio a cominciare dallo sviluppo del piano di studio (ossia, la fase A in C3.7).

Per la fase B di cui al paragrafo C3.7, il PPRP dovrebbe confermare che, nel processo di ponderazione, siano stati considerati tutti gli aspetti rilevanti e che tale processo sia stato condotto in modo oggettivo e senza bias cognitivi. Il PPRP valuta la necessità di ricorrere a esperti non ancora coinvolti nel processo. Il PPRP valuta la giustificazione dei pesi assegnati nell'albero logico, l'uso dell'analisi di sensitività per affrontare le questioni rilevanti e/o le conseguenze delle scelte di modellazione.

Nella fase C di cui al paragrafo C3.7, il PPRP valuta la necessità di uno o più cicli di feedback e review. Verifica i calcoli ed esamina in quale misura i modelli abbiano rappresentato l'insieme delle interpretazioni tecnicamente sostenibili.

Per la fase D di cui al paragrafo C3.7, il PPRP valuta la completezza della documentazione e redige un rapporto finale di chiusura, nel quale descrive le valutazioni formulate per le fasi da A a D del paragrafo C3.7 e in che misura le proprie valutazioni, osservazioni e/o proposte siano state integrate nello studio. La valutazione procedurale deve riguardare in particolare



l'adeguatezza della procedura di studio al caso specifico, nonché la conformità complessiva, o le eventuali deviazioni, rispetto al piano di studio validato dall'autorità di vigilanza.

- C3.9 **Benchmarking:** per i casi in cui i risultati della *PSHA* mostrino deviazioni rilevanti rispetto al modello *SUIhaz2015*, deve essere fornito un documento aggiuntivo. Lo scopo di questo documento aggiuntivo è illustrare esplicitamente le differenze, identificare nella *PSHA* le cause delle deviazioni e fornire le relative giustificazioni. La redazione e la finalizzazione del documento di benchmarking devono coinvolgere anche il PPRP. Tale documento costituisce la base per una valutazione oggettiva e per l'accettazione della deviazione proposta rispetto al modello *SUIhaz2015*. In tal caso, l'autorità di vigilanza può accettare i risultati della pericolosità sismica con riserva e/o eccezioni e imporre limitazioni ai valori delle ordinate dello *UHS* risultante oppure limitare l'utilizzo della nuova pericolosità sismica.
- C3.10 I dati di input del modello *PSHA*, inclusi i quadri geologico, tettonico e sismotettonico, nonché i cataloghi storici dei terremoti e l'albero logico adottato, devono essere validati dall'autorità di vigilanza o da esperti esterni da essa incaricati prima della determinazione finale dello spettro di pericolosità uniforme (*UHS*) locale.
- C3.11 Per gli impianti di accumulazione in Svizzera, la pericolosità sismica locale è determinata su una superficie in campo libero posta sulla roccia di riferimento. La roccia di riferimento deve avere $Z_{top} \leq 0.5$ m (profondità iniziale del profilo di velocità delle onde di taglio), $V_{Smin} \geq 1000$ m/s, $V_{S30} \geq 1105$ m/s. È altresì auspicabile che il profilo delle velocità segua la forma definita dall'Equazione C1 (per la derivazione e l'ottimizzazione dei parametri a e b si rimanda a Poggi et al., 2011). La scelta del profilo di velocità deve essere giustificata e supportata da dati.

$$V_s(Z) = (V_{s_{max}} - V_{s_{min}}) \left[1 - a \left(\frac{z_{top} - z}{b} \right) \right] + V_{s_{min}} \quad \text{Equazione C1}$$

- C3.12 Per gli impianti di accumulazione in Svizzera, deve essere utilizzato il valore medio della pericolosità sismica.
- C3.13 L'utilizzo diretto nei modelli di propagazione delle onde sismiche o *Ground Motion Models (GMM)* di parametri del terreno locali che non corrispondono a quelli della roccia di riferimento, come definita nel paragrafo C3.11, non è consentito, ossia, strati con $V_s < 1000$ m/s devono essere considerati esclusivamente nell'ambito dell'analisi della risposta di sito (*SRA*).
- C3.14 Uno studio *PSHA*, oltre alla determinazione della pericolosità sismica sulla roccia di riferimento, può includere un'analisi della risposta di sito. In tal caso e qualora si decida di trattare in modo probabilistico sia la pericolosità sismica sulla roccia di riferimento che quella comprensiva della risposta di sito, lo studio deve essere effettuato in due fasi distinte. La prima fase deve determinare la pericolosità sismica sulla roccia di riferimento e la seconda fase deve determinare la pericolosità sismica comprensiva della risposta di sito. In questo caso, la procedura deve essere eseguita secondo il livello 2 o superiore dello *SSHAC*.
- C3.15 I risultati finali dell'analisi sito-specifica della pericolosità sismica, inclusi lo spettro di pericolosità uniforme (*UHS*), i dati di disaggregazione per le frequenze rilevanti e gli spettri di risposta, devono essere validati dall'autorità di vigilanza. La documentazione fornita deve essere sufficientemente dettagliata in modo da consentire la riproduzione dell'analisi della pericolosità da parte dell'autorità di vigilanza o da parte di esperti da essa incaricati.



C4 Bibliografia

Bergamo P. and Fäh D. Potential of de-amplification with respect to the elastic response spectrum for dam foundations with $V_{s30} > 1105$ m/s. Technical Report SED 2025/01, Swiss Seismological Service, ETH Zurich, Switzerland.

Danciu L. and Fäh D. (2017). Adjustments of the 2015 updates of the Swiss hazard model to different rock conditions (Vs-Kappa Adjustment), Technical Report SED 2017/06, Swiss Seismological Service, ETH Zurich, Switzerland, doi:10.12686/a4

Poggi, Valerio, Benjamin Edwards, and Donat Fäh. Derivation of a reference shear-wave velocity model from empirical site amplification. Bulletin of the Seismological Society of America 101.1 (2011): 258-274.

Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein. (2020). SIA 261/1 Einwirkungen auf Tragwerke - Ergänzende Festlegungen.

United States Nuclear Regulatory Commission. (2018). Updated Implementation Guidelines for SSHAC Hazard Studies (NUREG-2213).

Wiemer, Stefan & Danciu, Laurentiu & Edwards, Benjamin & Marti, Michèle & Fäh, Donat & Hiemer, Stefan & Woessner, Jochen & Cauzzi, Carlo & Kästli, Philipp & Kremer, Katrina. (2016). Seismic Hazard Model 2015 for Switzerland (SUIhaz2015).