



Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen

Teil C3: Erdbebensicherheit

Die letzte Fassung ersetzt die früheren Fassungen

Version	Abänderung	Datum
2.0	Totalrevision der BWG-Richtlinie 2002 und des Basisdokuments zur Erdbebensicherheit von März 2003	01.02.2016
2.1	Teilrevision der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen Teil C3: Erdbebensicherheit von Februar 2016	14.07.2021
3.0	Totalrevision der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen Teil C3: Erdbebensicherheit von Juli 2021	29.04.2025



Impressum

Herausgeber

Bundesamt für Energie, Sektion Aufsicht Talsperren, 3003 Bern

Erarbeitung Totalrevision 2025

Arbeitsgruppe Revision Richtlinie Teil C3 "Erdbebensicherheit":

- A. Askarinejad, Bundesamt für Energie BFE
- M. Côté, Bundesamt für Energie BFE
- D. Fäh, Schweizerischer Erdbebendienst SED
- F. Galster, Bundesamt für Energie BFE
- J. Hinks, Unabhängiger Experte, Vereinigtes Königreich
- P. Lignier, Tractebel ENGIE, Frankreich
- R. Secanell, Fugro Belgien S.R.L.
- B. Tardieu, Unabhängiger Experte, Frankreich
- A. Tzenkov, Bundesamt für Energie BFE
- I. Wong, Lettis Consultants International, Inc., US

Konsultationsgruppe Totalrevision, 2025

- I. Anastasopoulos, ETH Zürich
- R. Boes, ETH Zürich und Schweizerisches Talsperrenkomitee STK
- E. Correvon Friderici, Bundesamt für Energie BFE
- B. Duvernay, Bundesamt für Umwelt BAFU
- M. Koller, Résonance Ingénieurs-Conseils SA
- M. Herwegh, Universität Bern
- H. Meusbürger, Konferenz der kantonalen Bau-, Planungs- und Umweltdirektoren BPUK
- C. Nyfeler, Bundesamt für Energie BFE
- F. Pacchiani, Kanton Wallis
- A. Schleiss, ETH Lausanne
- R. Spörri, Bundesamt für Energie BFE
- A. Stettler, Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband SWV
- T. Weber, Studer Engineering GmbH

Durch die Geschäftsleitung des BFE am 22.04.2025 verabschiedet.

Datum

Ersterscheinung (Version 3.0): 29.04.2025.



Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	5
1.1	Rechtsgrundlagen	5
2	Hauptziele der Erdbebensicherheit und Verhaltensziele der Stauanlagen	6
2.1	Hauptziele	6
2.2	Allgemeines Verhaltensziel für die Stauanlage	6
2.3	Verhaltensziele sicherheitsrelevanter Nebenanlagen	7
2.4	Verhaltensziele für den zugehörigen Stauraum	7
2.5	Massnahmen zur Gewährleistung der Erdbebensicherheit	7
2.6	Betriebstüchtigkeit	7
3	Stauanlagenklassen	9
3.1	Allgemeine Einteilung in Stauanlagenklassen	9
3.2	Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren	10
3.3	Stauhaltungs-dämme von Flusstauhaltungen	10
4	Lastfall Erdbeben und Nachbebenzustand	11
4.1	Definition der Lastfälle, Anfangs- und Randbedingungen	11
4.2	Definition der Erdbebengefährdung	12
4.3	Erdbebeneinwirkung	13
4.4	Anmerkungen bezüglich Einwirkungen für Staumauern (z.B. Bogenmauern, Gewichtsmauern, Pfeilerkopfmauern, etc.) und Wehre	21
4.5	Anmerkungen bezüglich Einwirkungen für Schüttdämme	22
5	Materialparameter	23
5.1	Allgemeines	23
5.2	Anmerkungen zu den Materialparametern für Wehre und Staumauern aus Beton und Mauerwerk	23
5.3	Anmerkungen bezüglich Materialkennwerte für Schüttdämme	24
6	Methodik für den Erdbebensicherheitsnachweis	27
6.1	Allgemeines	27
6.2	Modellbildung	27
6.3	Analyse	28
6.4	Interpretation der Analyseergebnisse und Beurteilung der Erdbebensicherheit von Stauanlagen	29
6.5	Verfeinerung des Analyseverfahrens	30
6.6	Anmerkungen zur Nachweismethodik für Gewichtsmauern aus Beton und Mauerwerk, Pfeilerkopfmauern und Wehre	30
6.7	Anmerkungen zur Nachweismethodik für Bogenmauern	37
6.8	Anmerkungen zur Nachweismethodik für Schüttdämme	42
7	Literaturverzeichnis	46
Anhang A:	Karten von PPSAR für 3 verschiedene Erdbeben-Wiederkehrperioden	47
Anhang B:	Seismische Zonen und Deaggregation der Erdbebengefährdung	49
Anhang C:	Anforderungen an die standortspezifische Bestimmung der Erdbebeneinwirkung für Stauanlagen in der Schweiz	53



Bezeichnungen

$D_{5-95} [s]$	Signifikante Dauer, d. h. die Länge des Zeitintervalls, bei dem 5% bis 95% der seismischen Energie freigesetzt wird
$f_0 [Hz]$	Grundfrequenz eines Standorts
$I_a [m/s]$	Arias Intensität, d. h. das Zeitintegral des Quadrats der Beschleunigung
$PI [-]$	Plastizitätsindex basierend auf Atterberg-Grenzwerten
$PPSA_x [g]$	Maximale pseudo-spektrale Beschleunigung für Baugrundklasse x (d. h. PSA auf dem Plateau des Antwortspektrums für Baugrundklasse x, wobei x = R, A, AR, B, C, D oder E)
$PSA [g]$	Pseudo-Spektralbeschleunigung (Ordinatenwert des elastischen Antwortspektrums)
$R_{JB} [km]$	Joyner-Boore-Distanz, d. h. die kürzeste Entfernung von einem Standort zur Oberfläche der Bruchfläche
$RP [Jahre]$	Wiederkehrperiode des Sicherheitsbeurteilungs-Erdbebens (SBE)
$S_x [-]$	Amplifikationsfaktor für Baugrundklasse x mit Bezug auf Baugrundklasse R. Dieser Wert ist das Verhältnis zwischen dem Plateau des elastischen Antwortspektrums für Baugrundklasse x und dem der Baugrundklasse R.
$T [s]$	Schwingzeit
$T_B [s]$	Eckperiode des elastischen Antwortspektrums
$T_C [s]$	Eckperiode des elastischen Antwortspektrums
$T_D [s]$	Eckperiode des elastischen Antwortspektrums
$V_s [m/s]$	Scherwellengeschwindigkeit
$V_{S30} [m/s]$	Die zeitlich gemittelte Scherwellen-Geschwindigkeit (V_s) bis zu einer Tiefe von 30 Metern, d. h.: $\bar{V}_s = \frac{\sum h_i}{\sum t_i} = \frac{\sum h_i}{\sum \left(\frac{h_i}{V_{s_i}}\right)}$, $\sum h_i = 30 m$ wobei t_i die Einweg-Laufzeit in der i-ten Schicht, h_i die Mächtigkeit der i-ten Schicht und V_{s_i} die Geschwindigkeit der Scherwelle in der i-ten Schicht ist
$\gamma_{normal}; \gamma_{ausserordentlich} [-]$	Partielle Widerstandsfaktoren für Normale und ausserordentliche Lastfälle gemäss Richtlinienteil C1
$\gamma_{normal}^{nb}; \gamma_{ausserordentlich}^{nb} [-]$	Partielle Widerstandsfaktoren für normale und aussergewöhnliche Lastfälle in der Zeit unmittelbar nach einer Erdbebeneinwirkung auf dem Niveau des Sicherheitsbeurteilungs-Erdbebens (SBE) und vor der Durchführung von Verstärkungmassnahmen
$\mu_{D5-95} [s]$	Theoretischer Mittelwert der signifikanten Dauer
$\mu_a [m/s]$	Theoretischer Mittelwert der Arias Intensität
$\xi [-]$	viskoses Dämpfungsmass
$\eta [-]$	Korrekturwert des Antwortspektrums (abhängig vom viskosen Dämpfungsmass)



1 Einleitung

1.1 Rechtsgrundlagen

- 1.1.1 Gemäss Artikel 5 Absatz 1 des Bundesgesetzes über die Stauanlagen vom 1. Oktober 2010 (StAG, SR 721.101) sind Stauanlagen nach dem Stand von Wissenschaft und Technik so zu bemessen, zu bauen und zu betreiben, dass ihre Standsicherheit bei allen voraussehbaren Betriebs- und Lastfällen gewährleistet ist. Gestützt darauf legt Artikel 5 Absatz 1 der Stauanlagenverordnung vom 23. November 2022 (StAV, SR 721.101.1) im Hinblick auf die Anforderungen an die bauliche Sicherheit von Stauanlagen fest, dass wer eine Stauanlage bauen, ändern oder betreiben will, die Sicherheit des Absperrbauwerks, der sicherheitsrelevanten Nebenanlagen und des Stauraumes unter normalen, ausserordentlichen und extremen Lastfällen gewährleisten muss. In der StAV gilt der Lastfall Erdbeben als einer der extremen Lastfälle, für den die Sicherheit der Stauanlage gewährleistet sein muss (siehe Artikel 5 Absatz 4 StAV). Das Bundesamt für Energie (BFE) ist für die Erarbeitung von Richtlinien und anderen technischen Grundlagen zu den normalen, ausserordentlichen und extremen Lastfällen zuständig (siehe Artikel 5 Absatz 5 StAV). Der Schweizerische Erdbebendienst hat ein aktualisiertes Modell zur Erdbebengefährdung, SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016), publiziert. Um das aktualisierte Modell zur Erdbebengefährdung umzusetzen und den Stand der Technik für die Beurteilung der Erdbebensicherheit von Stauanlagen in der Schweiz zu berücksichtigen, hat das BFE die Richtlinie zur Sicherheit von Stauanlagen, Teil C3: *Erdbebensicherheit*, einer Totalrevision unterzogen. Bei dieser Revision wurde der Grundsatz der Verhältnismässigkeit so weit wie möglich berücksichtigt.
- 1.1.2 Dieser Teil der Richtlinie regelt für den Lastfall Erdbeben wie der Erdbebensicherheitsnachweis von Stauanlagen, die dem StAG unterstellt sind, zu führen ist. In diesem Teil der Richtlinie wird die Einwirkung auf die Stauanlagen als Sicherheitsbeurteilungs-Erdbeben (SBE) bezeichnet.
- 1.1.3 Ein Erdbebensicherheitsnachweis ist gemäss der aktuellen Richtlinie für alle Stauanlagen, die dem StAG unterstellt sind, erforderlich, insbesondere in den folgenden Fällen:
- für neue, sanierte, veränderte oder erhöhte Stauanlagen im Rahmen eines Plangenehmigungsverfahrens;
 - falls Änderungen der Ausgangsdaten und/oder Annahmen, die in einem vorgängigen Erdbebensicherheitsnachweis getroffen wurden, zu berücksichtigen sind;
 - bei abnormalem Verhalten oder einer plötzlichen Verhaltensänderung eines Absperrbauwerks kann die Aufsichtsbehörde eine Aktualisierung des Erdbebensicherheitsnachweises einfordern.
- 1.1.4 Dieser Teil der Richtlinie ist in Verbindung mit dem StAG und der StAV sowie den anderen Teilen der Richtlinie über die Sicherheit von Stauanlagen anzuwenden. Bei den in der Richtlinie festgelegten Anforderungen handelt es sich um Mindestsicherheitsanforderungen. Andere als die in dieser Richtlinie genannten Methoden können angewendet werden, sofern sie ein gleiches oder höheres Sicherheitsniveau gewährleisten.



2 Hauptziele der Erdbebensicherheit und Verhaltensziele der Stauanlagen

2.1 Hauptziele

2.1.1 Der vorliegende Richtlinienenteil soll gewährleisten, dass die Erdbebensicherheit von Stauanlagen in der Schweiz, die dem StAG unterstellt sind, nach einheitlichen Kriterien überprüft wird.

2.1.2 Die Hauptziele der Erdbebensicherheit sind:

- Schutz von Menschenleben und Gewährleistung der Sicherheit von Personen vor Schaden oder Verletzungen;
- Schutz kritischer Infrastrukturen, innerhalb der in diesem Dokument beschriebenen Grenzen;
- Schutz der Umwelt, innerhalb der in diesem Dokument beschriebenen Grenzen;
- Schutz der Sachen, innerhalb der in diesem Dokument beschriebenen Grenzen;
- Schutz vor schwerwiegenden wirtschaftlichen Folgen, innerhalb der in diesem Dokument beschriebenen Grenzen.

2.1.3 Der Zweck dieses Teils der Richtlinie besteht darin, die Hauptziele der Erdbebensicherheit für Stauanlagen umzusetzen.

2.2 Allgemeines Verhaltensziel für die Stauanlage

2.2.1 Ziel des Erdbebensicherheitsnachweises einer Stauanlage ist es, nachzuweisen, dass während und nach einem Erdbeben ein Versagen der Anlage, das zu einem unkontrollierten, schadensverursachenden Wasserabfluss (oder Abfluss von anderem zurückgehaltenem Material bei Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren, z. B. Geschiebe) aus dem Stauraum führen kann, ausgeschlossen werden kann. Es ist anzumerken, dass Schäden, einschliesslich bleibender Verformungen, die die Sicherheit der Stauanlage nicht beeinträchtigen, als akzeptabel gelten.

2.2.2 Nach dem Sicherheitsbeurteilungs-Erdbeben müssen die Stauanlagen über die notwendigen Sicherheitsreserven verfügen, damit der Wasserstand im Stauraum gesenkt und/oder Instandsetzungsarbeiten durchgeführt werden können.

2.2.3 Die Gewährleistung der normalen Betriebstüchtigkeit der Stauanlage in der Zeit unmittelbar nach dem Sicherheitsbeurteilungs-Erdbeben ist kein Verhaltensziel im Sinne der Sicherheit von Stauanlagen.

2.2.4 Im Falle eines Sicherheitsbeurteilungs-Erdbebens muss die Funktionsfähigkeit der Überwachungssystemelemente, die für die Erkennung eines drohenden Ausfalls unerlässlich sind, aufrechterhalten oder schnell wiederhergestellt werden. Die Identifizierung der hierfür unerlässlichen Überwachungssystemelemente ist Teil des Erdbebensicherheitsnachweises.



2.3 Verhaltensziele sicherheitsrelevanter Nebenanlagen

- 2.3.1 Die sicherheitsrelevanten Nebenanlagen einer Stauanlage, einschliesslich der Entlastungs- und Ablassvorrichtungen dürfen nicht derart strukturell beschädigt werden, dass sich ein unkontrollierter Wasserausfluss ereignen kann.
- 2.3.2 Unmittelbar nach dem Erdbeben muss mit Hilfe der Entlastungs- und Ablassvorrichtungen oder auf andere Weise die Entleerung des Stauraums möglich sein.
- 2.3.3 Unmittelbar nach dem Sicherheitsbeurteilungs-Erdbeben müssen die Entlastungs- und Ablassvorrichtungen einer Stauanlage der Klassen I oder II in der Lage sein, ein Hochwasser mit einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren sicher abzuleiten. Für Stauanlagen der Klasse III müssen die Entlastungs- und Ablassvorrichtungen unmittelbar nach dem Sicherheitsbeurteilungs-Erdbeben in der Lage sein, ein Hochwasser mit einer Wiederkehrperiode von 30 Jahren sicher abzuleiten.
- 2.3.4 Das Verhalten von Bauwerken und Anlagen, die üblicherweise nicht als sicherheitsrelevante Nebenanlagen gelten, ist ebenfalls in die Überlegungen einzubeziehen, wenn ihr Versagen unter Erdbebeneinwirkung die Sicherheit der Stauanlage beeinträchtigen könnte.

2.4 Verhaltensziele für den zugehörigen Stauraum

- 2.4.1 Durch Erdbebeneinwirkung ausgelöste potenzielle Massenbewegungen im Bereich des Stauraumes sowie im Stauraum erzeugte Wellen, die direkt durch ein Erdbeben ausgelöst werden, dürfen die Sicherheit der Stauanlage, der sicherheitsrelevanten Nebenanlagen, der Menschen, der Umwelt und der Infrastruktur nicht beeinträchtigen. Ausserdem dürfen diese Prozesse keinen unkontrollierten, schadensverursachenden Wasserabfluss aus dem Stauraum verursachen.
- 2.4.2 Als „potenzielle Massenbewegungen“ (Absatz 2.4.1) werden insbesondere Hangrutschungen, Rutschungen von instabilen Böschungen und Ufern, Felsstürze, Lawinen, Gletscherabbrüche etc. bezeichnet.
- 2.4.3 Bei Stauanlagen, die dem Schutz vor Naturgefahren dienen, sind die Auslösung von Massenbewegungen im Einzugsgebiet infolge Erdbebeneinwirkung und deren möglichen Auswirkungen auf die Anlage unmittelbar nach dem Erdbeben zu berücksichtigen.

2.5 Massnahmen zur Gewährleistung der Erdbebensicherheit

- 2.5.1 Wird festgestellt, dass eine Stauanlage, ihr Stauraum, die umliegenden Hänge des Stauraums, oder ihre sicherheitsrelevanten Nebenanlagen die oben genannten Hauptziele und Verhaltensziele nicht einhält, sind von der Betreiberin der Stauanlage geeignete Massnahmen zur Gewährleistung der Erdbebensicherheit vorzuschlagen und umzusetzen.
- 2.5.2 Die aus dem Nachweis der Erdbebensicherheit gewonnenen Erkenntnisse sind im Notfallreglement zu berücksichtigen.

2.6 Betriebstüchtigkeit

- 2.6.1 Die Gewährleistung der Betriebstüchtigkeit der Stauanlage nach einem Erdbeben liegt in der Verantwortung der Betreiberin.



- 2.6.2 Die Informationspflicht gegenüber der Aufsichtsbehörde gemäss Artikel 26 StAG und Artikel 22 StAV bleibt bestehen. Die Betreiberin hat die Gewährleistung des Schutzes von Bevölkerung und Umwelt zu jeder Zeit sicherzustellen und die Betriebstüchtigkeit der Einrichtungen zur Absenkung oder Entleerung des Stauraumes zu gewährleisten. Gemäss Anhang 1 der Richtlinie Teil D: *Inbetriebnahme und Betrieb infolge eines Erdbebens* ist eine Inspektion durch die Betreiberin durchzuführen. Alle Anomalien müssen gemäss Artikel 22 StAV der Aufsichtsbehörde gemeldet werden.



3 Stauanlagenklassen

3.1 Allgemeine Einteilung in Stauanlagenklassen

3.1.1 Zum Zweck des Erdbebensicherheitsnachweises werden alle Stauanlagen in drei Klassen eingeteilt, für die unterschiedliche Anforderungen gelten.

3.1.2 Die Klassifizierung basiert auf den folgenden Kriterien, Tabelle 1 und der Abbildung 1.

- Stauanlagen der Klasse I: Stauanlagen, die die Kriterien nach Artikel 19 Absatz 1 Buchstabe a oder Buchstabe b StAV erfüllen.
- Stauanlagen der Klasse II: Stauanlagen mit einer Stauhöhe grösser oder gleich 5 m, die die Grössenkriterien nach Artikel 3 Absatz 2 StAG erfüllen und nicht der Klasse I zugeteilt werden.
- Stauanlagen der Klasse III: Stauanlagen, die die Grössenkriterien von Artikel 3 Absatz 2 StAG nicht erfüllen oder eine Stauhöhe bis zu 5 m aufweisen.

*Tabelle 1: Definition der drei verschiedenen Stauanlagenklassen
(H = Stauhöhe, V = Stauraumvolumen)*

Stauanlagen-klasse	Beschreibung	Kriterien
I	Stauanlagen, die die Kriterien nach Artikel 19 Absatz 1 Buchstabe a oder Buchstabe b StAV erfüllen	$H \geq 40$ m oder $H \geq 10$ m und $V \geq 1'000'000$ m ³
II	Stauanlagen mit einer Stauhöhe grösser oder gleich 5 m, die die Grössenkriterien nach Artikel 3 Absatz 2 StAG erfüllen und nicht der Klasse I zugeteilt werden	$H \geq 25$ m oder $H \geq 15$ m und $V \geq 50'000$ m ³ oder $H \geq 10$ m und $V \geq 100'000$ m ³ oder $H \geq 5$ m und $V \geq 500'000$ m ³
III	Stauanlagen, die die Grössenkriterien von Artikel 3 Absatz 2 StAG nicht erfüllen oder eine Stauhöhe bis zu 5 m aufweisen	$25 < H < 15$ m und $V < 50'000$ m ³ oder $15 < H < 10$ m und $V < 100'000$ m ³ oder $10 < H < 5$ m und $V < 500'000$ m ³ oder $H < 5$ m

Abbildung 1 zeigt die Stauanlagenklassen in Bezug auf Stauhöhe und Stauraumvolumen gemäss den entsprechenden Definitionen in der Richtlinie Teil A: *Allgemeines*.

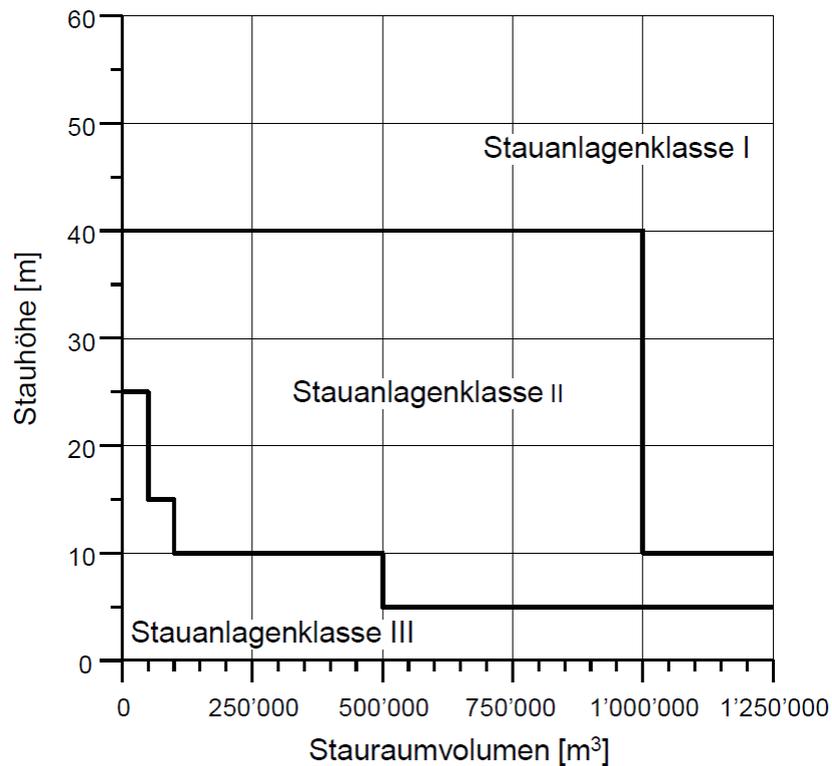


Abbildung 1: Definition der drei verschiedenen Stauanlagenklassen

- 3.1.3 Falls das mögliche Versagen einer Stauanlage aufgrund seismischer Belastungen eine Gefahr für eine erhebliche Anzahl von Menschen, kritische Infrastrukturen oder die Umwelt darstellt (starke Folgen), können die Aufsichtsbehörde, die Konzessionsbehörde oder andere Drittbehörden die Klassifizierung der Anlage ändern, um strengere Anforderungen durchzusetzen.

3.2 Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren

- 3.2.1 Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren, die Wasser, Schlamm, Sediment, Schnee, Eis, Geschiebe usw. nur vorübergehend speichern, werden unabhängig von ihrer Stauhöhe und ihrem Stauraumvolumen zum Zweck der Beurteilung der Erdbebensicherheit in die Klasse III eingeteilt.

3.3 Stauhaltungsdämme von Flussstauhaltungen

- 3.3.1 Stauhaltungsdämme einer Flussstauhaltung ausserhalb des Nahbereichs der Sperre werden in die Stauanlagenklasse III eingeteilt, vorbehalten anderslautender strengerer Anforderungen der Aufsichtsbehörde, der Konzessionsbehörde oder von Drittbehörden.



4 Lastfall Erdbeben und Nachbebenzustand

4.1 Definition der Lastfälle, Anfangs- und Randbedingungen

4.1.1 Lastfall Erdbeben und Anfangsfullstand des Stauraums

- 4.1.1.1. Der Lastfall Erdbeben ist ein extremer Lastfall (Typ 3) gemäss Richtlinie Teil C1: *Planung und Bau*. Die Erdbebeneinwirkung ist gemäss Abschnitt 4.3 des Richtlinienanteils C1 zu beurteilen. Die weiteren Einzeleinwirkungen finden sich in Richtlinie Teil C1.
- 4.1.1.2. Die Verformungen und Beanspruchungen aus den statischen Einwirkungen, gemäss Richtlinie Teil C1, bilden die Anfangsbedingungen für die Erdbebenanalyse.
- 4.1.1.3. Die partiellen Widerstandsfaktoren für den Lastfall «extrem dynamisch», definiert in Absatz 4.6.5 der Richtlinie Teil C1, können zu 1.0 angesetzt werden.
- 4.1.1.4. In der Regel ist für den Erdbebensicherheitsnachweis der Zustand des vollen Sees zu betrachten. Dabei ist der Wasserspiegel beim für die Stauhöhe massgebenden Niveau gemäss Richtlinie Teil A, Abschnitt 6.1, anzunehmen.
- 4.1.1.5. Sollte im Falle eines Erdbebens ein Teileinstau des Stauraums zu einem ungünstigeren Verhalten der Stauanlage führen, sind diese Lastfälle mit Teileinstau des Stauraums auch bei der Beurteilung der Erdbebensicherheit der Stauanlage zu berücksichtigen.
- 4.1.1.6. Bei allen Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren (z. B. Hochwasserrückhaltebecken, Geschiebesammler, Steinschlag- und Schneelawinendämme) ist die Erdbebensicherheit der Stauanlage für den Fall eines leeren Stauraums nachzuweisen. Zusätzlich ist die Sicherheit der Anlage in einem zweiten Nachweisschritt für die Anfangsbedingung eines vollen Stauraums nachzuweisen. Bei Lawinenschutzanlagen kann der zweite Nachweisschritt für einen Wasserstand im Stauraum erfolgen, der 10% des Volumens des Stauraums entspricht. Bei Hochwasserrückhaltebecken kann der zweite Nachweisschritt für den Wasserstand im Stauraum geführt werden, der dem mittleren jährlichen Wasserstand im Stauraum entspricht.

4.1.2 Lastfall Phase nach dem Erdbeben (Sicherheit nach dem Erdbeben)

- 4.1.2.1. Die Sicherheit der Stauanlage nach der Erdbebeneinwirkung muss langfristig bzw. nach allfällig notwendigen Massnahmen der Sicherheit vor dem Erdbeben gemäss Richtlinie Teil C1 entsprechen.
- 4.1.2.2. Zusätzlich zum Sicherheitsbeurteilungs-Erdbeben muss die Sicherheit der Stauanlagen der Klasse I für unmittelbare Nachbeben überprüft werden. Die Ordinatenwerte der Ziel-Elastizitätsantwortspektren (Absatz 4.3.4) und der signifikanten Dauer, die für die Nachbebenanalyse angenommen werden, sollten mindestens 50% der für das Hauptbeben verwendeten Werte betragen.
- 4.1.2.3. Kurzfristig, d.h. unmittelbar nach der Erdbebeneinwirkung und dem entsprechenden Nachbeben (für Stauanlagen der Klasse I, gemäss 4.1.2.2) bis zur Ausführung von allfällig notwendigen Massnahmen, gilt die Standsicherheit der Sperre als ausreichend, wenn sie mit 80% der partiellen Widerstandsfaktoren für Normallastfälle und ausserordentliche Lastfälle gemäss Richtlinie Teil C1 Absatz 4.6.5 nachgewiesen werden kann:



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

wobei " γ^{nb} " den partiellen Widerstandsfaktor für die für die Nachbebenphase bezeichnet.

Als ausserordentliche Lastfälle für die Nachbebenphase gelten insbesondere Lastfälle, die sich durch unmittelbare Interventionsmassnahmen (z.B. rasche Absenkung) oder durch einen unmittelbar im Anschluss an das Erdbeben auftretenden Zufluss gemäss Absatz 2.3.3 ergeben.

- 4.1.2.4. Die Sicherheitsanalyse von Staumauern unter den Bedingungen unmittelbar nach einem Erdbeben muss überprüfen, ob die berechneten bleibenden Verformungen des Bauwerks (sofern vorhanden) auf Schäden an der Wasserdichtigkeit und/oder am Drainagesystem des Bauwerks hinweisen. Ist dies der Fall, muss die Stabilität der Stauanlage unmittelbar nach dem Erdbeben unter Berücksichtigung der entsprechend veränderten Auftriebsbedingungen überprüft werden.
- 4.1.2.5. Bei der Analyse von Schüttdämmen für die Phase unmittelbar nach dem Erdbeben sind die bleibenden Verformungen und die generierten Porenwasserüberdrücke in der Stauanlage und ihrem Untergrund zu berücksichtigen.
- 4.1.2.6. Die Betriebstüchtigkeit der Entlastungs- und Ablassvorrichtungen und anderer sicherheitsrelevanter hydromechanischer Einrichtungen ist für die Phase unmittelbar nach dem Erdbeben zu überprüfen. Die Folgen einer eventuellen Fehlfunktion dieser Vorrichtungen in der Phase unmittelbar nach dem Erdbeben sind zu untersuchen und es sind Notfallmassnahmen zu ergreifen, um die Sicherheit der Stauanlage in der Phase nach dem Erdbeben zu gewährleisten. Notfallmassnahmen sind unter anderem das Absenken oder Entleeren des Stauraums und das Betätigen der Ablassorgane, Entlastungsorgane oder anderer sicherheitsrelevanter hydromechanischer Ausrüstung.
- 4.1.2.7. Die Aufsichtsbehörde legt von Fall zu Fall fest, wie lange eine verringerte Sicherheit geduldet werden kann.
- 4.1.2.8. Für Lastfälle, die aus der Umsetzung notwendiger Sanierungsmassnahmen nach dem Erdbeben resultieren, legt die Aufsichtsbehörde die Gefährdung und die Sicherheitsanforderungen fallspezifisch fest.
- 4.1.2.9. Die Verformungen, Schäden, Auftriebsdrücke, generierten Porenwasserüberdrücke und spezifischen Lasten infolge des Erdbebens dienen als Anfangsbedingungen, um die Sicherheit der Stauanlage nach dem Erdbeben zu beurteilen. Diese Anfangsbedingungen müssen insbesondere in den Szenarien für sofortige Massnahmen nach dem Erdbeben berücksichtigt werden, wie zum Beispiel die rasche Absenkung des Wasserspiegels im Stauraum.

4.2 Definition der Erdbebengefährdung

- 4.2.1 Die Erdbebengefährdung basiert auf dem schweizerischen Erdbebengefährdungsmodell SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016), das vom Schweizerischen Erdbebedienst entwickelt wurde. Die Erdbebengefährdung ist definiert als die Einwirkung eines Erdbebens für eine bestimmte Wiederkehrperiode am Standort der Stauanlage für einen homogenen



Referenzfels, der durch das seismische Scherwellengeschwindigkeitsprofil von Poggi et al. (2011) definiert ist.

- 4.2.2 Alternativ kann die Erdbebengefährdung durch eine spezielle probabilistische Erdbebengefährdungsanalyse gemäss Anhang C dieses Dokuments definiert werden.
- 4.2.3 Je nach Stauanlagenklasse wird die mittlere Überschreitungswahrscheinlichkeit der Erdbebengefährdung oder die Wiederkehrperiode des Sicherheitsbeurteilungs-Erdbebens zur Bestimmung der Erdbebengefährdung verwendet. Tabelle 2 enthält die anzunehmenden Wiederkehrperioden je nach Stauanlagenklasse.

Tabelle 2: Massgebende Wiederkehrperiode je nach Stauanlagenklasse

Stauanlagen- klasse	Betrachteter Zeitraum	Mittlere Überschreitungswahrscheinlichkeit im betrachteten Zeitraum	Ungefähre Wiederkehrperiode des Sicherheitsbeurteilungs- Erdbebens
I	100 Jahre	1%	10'000 Jahre
II	100 Jahre	2%	5'000 Jahre
III	100 Jahre	10%	1'000 Jahre

4.3 Erdbebeneinwirkung

4.3.1 Elemente der Erdbebeneinwirkung

- 4.3.1.1. Die Erdbebeneinwirkung setzt sich aus den folgenden Elementen zusammen:
- elastisches Antwortspektrum
 - Beschleunigungszeitverläufe
- 4.3.1.2. Die elastischen Antwortspektren werden aus der probabilistischen Erdbebengefährdung abgeleitet.
- 4.3.1.3. Informationen zur Auswahl von Beschleunigungszeitverläufen finden sich in Absatz 4.3.5.
- 4.3.1.4. Die Erdbebeneinwirkung ist als Einwirkung im Freifeld an der Geländeoberfläche von horizontalem Gelände gegeben.

4.3.2 Auswirkungen von Baugrundverhältnissen und Topographie auf Erdbebeneinwirkung

- 4.3.2.1. Die Baugrundverhältnisse (z. B. geologische und/oder geotechnische Eigenschaften der Untergrundschichten), die lokale Topographie und die Geometrie des Baugrunds beeinflussen die Erdbebeneinwirkung. Soweit relevant sollten die Baugrundverhältnisse, die lokale Topographie und die Geometrie der massgebenden geologischen Formationen bei der seismischen Analyse der Stauanlage berücksichtigt werden.
- 4.3.2.2. Der Einfluss des Untergrundes ist zu berücksichtigen, indem der Untergrund entweder in eine Baugrundklasse gemäss Tabelle 3 eingeteilt wird oder eine Standortstudie (lokale Baugrundamplifikationsstudie) gemäss Anhang C durchgeführt wird.



- 4.3.2.3. Die massgebende Baugrundklasse für den Erdbebensicherheitsnachweis der Stauanlage wird unter Berücksichtigung der räumlichen Variabilität der Baugrundverhältnisse bestimmt. Die für die Analyse ungünstigsten Baugrundverhältnisse definieren die Baugrundklasse der Stauanlage. Dieses Konzept gilt analog für den Erdbebensicherheitsnachweis von Nebenanlagen und die Standsicherheit der Randböschungen des Stauraums.
- 4.3.2.4. Für Stauanlagen der Klassen I und II ist die Klassifizierung in eine Baugrundklasse auf der Grundlage spezifischer geophysikalischer Studien am Standort der Stauanlage, geologischer Untersuchungen und, falls erforderlich, geotechnischer Erkundungen vorzunehmen. Die Grundlage ist von Fachleuten für Geophysik, Geologie bzw. Geotechnik zu bestätigen. Danach muss die Stimmigkeit der Daten und die Klassifizierung in eine Baugrundklasse von ExpertInnen bestätigt werden (Tabelle 4).
- 4.3.2.5. Befinden sich vulnerable kritische Infrastrukturen (z. B. Spitäler, Gebäude und Einrichtungen für das Katastrophenmanagement oder Hauptverkehrswege) innerhalb der potenziellen Überflutungszone von Stauanlagen der Klasse III, sollte die Klassifizierung in eine Baugrundklasse gemäss 4.3.2.4 erfolgen. Geophysikalische Untersuchungen sind für alle anderen Stauanlagen der Klasse III und alle Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren für die Klassifizierung in eine Baugrundklasse nicht zwingend erforderlich. In diesen Fällen muss die Baugrundklassifizierung jedoch auf massgebenden geologischen und geotechnischen Informationen basieren und von ExpertInnen in diesen Bereichen bestätigt werden (Tabelle 4).
- 4.3.2.6. Für alle Stauanlagen kann die Klassifizierung in die Baugrundklasse R nur vorgenommen werden, wenn der Untergrund umfassend und quantitativ untersucht wurde. Eine „umfassende und quantitative Untersuchung“ umfasst eine räumlich umfassende Untersuchung durch geophysikalische Messungen vor Ort und eine umfassende geologische Untersuchung. Für eine Klassifizierung in die Baugrundklasse R müssen diese Untersuchungen zeigen, dass der Untergrund in den oberen 30 m aus Felsen mit einer zeitlich gemittelten Scherwellengeschwindigkeit (V_{s30}) von mindestens 1105 m/s besteht. In allen Teilen des massgebenden seismischen Profils (mindestens in den oberen 35 m) sollten die Scherwellengeschwindigkeiten (V_s) grösser als 1000 m/s sein und keine bedeutende Impedanz-Kontraste aufweisen.
- 4.3.2.7. Für alle Stauanlagen kann die Klassifizierung in die Baugrundklasse AR nur erfolgen, wenn der Untergrund umfassend und quantitativ untersucht wurde. Eine „umfassende und quantitative Untersuchung“ umfasst eine räumlich umfassende Untersuchung durch geophysikalische Messungen vor Ort und eine umfassende geologische Untersuchung. Für eine Klassifizierung in die Baugrundklasse AR müssen diese Untersuchungen zeigen, dass der Untergrund in den oberen 30 m aus Felsen mit einer zeitlich gemittelten Scherwellengeschwindigkeit (V_{s30}) von mindestens 800 m/s und Scherwellengeschwindigkeiten (V_s) von mindestens 760 m/s besteht.
- 4.3.2.8. In Fällen, in denen die geologischen Bedingungen bedeutende Abweichungen des Geschwindigkeitsprofils der Scherwelle in der Tiefe von den für die Beurteilung der Erdbebengefährdung verwendeten Werten (gemäss Ziffer 4.2) aufweisen oder in denen die Lithostratigraphie bedeutende Steifigkeitskontraste aufweist, sollte das Geschwindigkeitsprofil der Scherwelle in der massgebenden Tiefe untersucht werden. Die Auswirkungen der oben genannten Bedingungen auf die Erdbebeneinwirkung, einschliesslich Anpassungen der Eckperioden und/oder der Lage des Plateaus des elastischen Antwortspektrums, sind in Absprache mit ExpertInnen und der Aufsichtsbehörde festzulegen. Dies gilt in ähnlicher Weise



für Fälle, in denen die Baugrundbedingungen bedeutend besser sind als die Mindestanforderung für die Klassifizierung in die Baugrundklasse R. In solchen Fällen wird eine Standortstudie (lokale Baugrundamplifikationsstudie) gemäss Anhang C empfohlen.

4.3.2.9. Die Klassifizierung in eine Baugrundklasse ist von der Aufsichtsbehörde zu validieren.

4.3.3 **Aktive Verwerfung**

4.3.3.1. Die relevante Umgebung der Stauanlage sollte untersucht werden, um Verwerfungen und tektonische Lineamente zu lokalisieren. Die potenzielle Aktivität und die tektonische Beschaffenheit der Diskontinuitäten sollten untersucht werden. Die Suche nach Hinweisen auf aktive Tektonik sollte sich nicht auf vorhandene Seismizitätsdaten beschränken, sondern auch geologische und/oder geomorphologische Indikatoren umfassen, die z. B. aus geologischen und tektonischen Karten oder Berichten, Feldbeobachtungen, Fernerkundung und verfügbaren geophysikalischen Untersuchungen abgeleitet werden. Eine Verwerfung mit Anzeichen von Bewegungen aus dem Syn-Quartär sollte als potenziell aktiv berücksichtigt werden. Wenn eine Verwerfung mit Anzeichen von Bewegungen aus dem Syn-Quartär im massgebenden näheren Bereich der Stauanlage vorhanden ist, sollte der Beitrag der Verwerfung zur lokalen Erdbebengefährdung beurteilt werden und es sollten detaillierte Studien zum spezifischen Fall durchgeführt werden. Die Umgebung der Stauanlage und des Stauraums sollte ebenfalls Gegenstand gezielter Studien und massgebender Überwachung sein, wenn aufgrund des geologischen Kontextes sowie räumlicher und zeitlicher Zusammenhänge ein Stausee-induziertes Erdbeben nicht ausgeschlossen werden kann.

4.3.3.2. Sind im unmittelbaren Bereich der Stauanlage Verwerfungen oder tektonische Lineamente bekannt und ist die relative Verschiebung der verwerfungsgebundenen Blöcke und/oder tektonischen Elemente massgebend für die Sicherheit der Stauanlage, so ist die Möglichkeit von erdbebenbedingten relativen Verschiebungen der verwerfungsgebundenen Blöcke und/oder tektonischen Elemente zu berücksichtigen.

4.3.3.3. Bei Stauanlagen der Klasse I sind die Aktivität oder die Aktivierung von Verwerfungen in der Umgebung der Anlage regelmässig zu beurteilen. Diese Beurteilung sollte in Abständen von 5 Jahren durchgeführt werden. Bei Stauanlagen der Klassen I und II sind die Aktivität oder die Aktivierung von Verwerfungen in der Umgebung der Anlage zu beurteilen, wenn ein Erdbeben der Stärke 4 oder stärker mit einem Epizentrum innerhalb eines Radius von 10 km in Entfernung der Anlage gemessen wird.

4.3.3.4. Bedeutende Schwingungen des Stauraums, ausgelöst durch ein Erdbeben, durch Verwerfungen oder durch Absenkungen innerhalb des Stauraums, können zu einem Überschwappen führen. Auch grosse Wellen, die infolge von niederfrequenten Schwingungen des Stauraums (wie z. B. eine seismische Seiche) entstehen, können ein Überschwappen verursachen, was möglicherweise inakzeptable Folgen hat. Falls solche Potenziale bestehen sind detailliertere geologische und seismologische Untersuchungen erforderlich und die Aufsichtsbehörde kann zusätzliche Sicherheitsmassnahmen vorschreiben.

4.3.4 **Elastisches Antwortspektrum**

4.3.4.1. Die spektrale Beschleunigung des elastischen Antwortspektrums wird berechnet, indem die maximale pseudospektrale Beschleunigung ($PPSA_x$) für jede Baugrundklasse bei der gewünschten Schwingzeit (T) mit anderen Faktoren, die die Form und Dämpfung des Spektrums berücksichtigen, multipliziert wird.



4.3.4.2. Die normierten elastischen Antwortspektren der horizontalen Komponenten der Erdbebeneinwirkung, wie in Abbildung 2 dargestellt, werden nach den Gleichungen (4) bis (7) konstruiert.

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

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

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

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

wobei:

$PSA(T)$: Pseudo-Spektrale Beschleunigung (Ordinatenwert des Elastischen Antwortspektrums).

$PPSA_x$: Maximale pseudo-spektrale Beschleunigung für Baugrundklasse x (d. h. PSA auf dem Plateau des Zielantwortspektrums für Baugrundklasse x); Der Wert von PSA für Starrkörperschwingungen (Schwingzeit von 0 Sekunden) entspricht der maximalen Beschleunigung (PGA) und kann mit $PPSA_x / 2.5$ berechnet werden.

T : Schwingzeit.

T_B, T_C and T_D : Eckenperioden des Antwortspektrums, siehe Tabelle 3.

$\eta = \sqrt{1 / (0.5 + 10\xi)} \geq 0.55$: Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung des Dämpfungsmasses, wobei ξ das viskose Dämpfungsmass ist. Die Dämpfung ist bei der Ermittlung des normierten Antwortspektrums bauwerksabhängig festzulegen.

4.3.4.3. Die pseudo-spektrale Beschleunigung auf dem Plateau des elastischen Antwortspektrums für die Baugrundklasse R ($PPSA_R$) wird durch den Maximalwert des mittleren Uniform-Hazard-Spektrums (UHS) definiert (Abbildung 2). Das mittlere Uniform-Hazard-Spektrum wird entweder durch das Modell SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016) oder durch eine standortspezifische probabilistische Erdbebengefährdungsanalyse (Probabilistic Seismic Hazard Analysis, $PSHA$) gemäss Anhang C definiert. Indikative Karten für $PPSA_R$ sind in Anhang A dieses Dokuments enthalten. Die genauen Werte von UHS auf der Grundlage des SUIhaz2015-Modells und der elastischen Antwortspektren sind aus dem Hazard Determination Tool (C3-HDT) zu entnehmen, das auf der Website des Bundesamts für Energie (BFE) zur Verfügung steht¹.

4.3.4.4. Die Auswirkungen der Baugrundverhältnisse auf die Erdbebeneinwirkung werden für jede Baugrundklasse mit einem baugrundklassenabhängigen Amplifikationsfaktor (S_x) bezogen auf Baugrundklasse R, berücksichtigt (siehe Tabelle 3). Die maximale pseudo-spektrale Beschleunigung (Plateau des Antwortspektrums, $PPSA_x$) im Freifeld ist definiert als:

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

wobei x entweder R, AR, A, B, C, D oder E ist.

¹ <https://www.bfe.admin.ch/bfe/de/home/versorgung/aufsicht-und-sicherheit/talsperren/richtlinien-und-hilfsmittel.html>



4.3.4.5. Um das elastische Antwortspektrum der vertikalen Komponente der Erdbebeneinwirkung zu bestimmen, werden die Ordinatenwerte mit dem Faktor 0.7 multipliziert. Für Stauanlagen der Klasse I an Standorten mit $R_{JB} < 10$ km, $V_{s30} < 500$ m/s und $PPSA_R > 1.0$ g sind detaillierte Analysen für diesen Faktor (Verhältnis der vertikalen zu den horizontalen Antwortspektren) erforderlich. Der Wert von R_{JB} ist definiert als die Joyner-Boore-Distanz zum seismischen Herd für das dominante Ereignis, das zur Erdbebengefährdung am Standort der Stauanlage, basierend auf den Daten zur Deaggregation des Standorts der Stauanlage (Anhang B), beiträgt.

Tabelle 3: Definition der Baugrundklassen (BGK) und der Parameter der Baugrundamplifikation bezogen auf Baugrundklasse R

BGK	Beschreibung des stratigraphischen Profils	V_{s30} [m/s]	Baugrundamplifikation bezogen auf Baugrundklasse R (S_x)	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
R	Massiver Fels ohne bedeutende lokale Schwächungen, bedeutende Steifigkeitskontraste oder Lockergesteinseinschlüsse; umfassend und quantitativ untersucht mit Mindest-Vs von 1000 m/s	≥ 1105	1.00	0.06	0.3	2.0
AR	Fels; umfassend und quantitativ untersucht mit Minimum-Vs von 760 m/s	>800	1.3	0.07	0.27	2.0
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m Lockergestein an der Oberfläche	>800	1.4 (1.5*)	0.07	0.25	2.0
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, und/oder Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Mächtigkeit von einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe	500...800	1.8	0.08	0.35	2.0
C	Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit einer Mächtigkeit von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	300...500	2.2	0.10	0.4	2.0
D	Ablagerungen von Sedimenten mit geringer bis mittlerer Dichte oder weichen Tonschichten	< 300	2.55	0.10	0.5	2.0
E	Oberflächliche Schicht von Lockergestein entsprechend C oder D mit Mächtigkeit zwischen 5 und 20 m und mittlerem Vs - Wert < 500 m/s über steiferem Bodenmaterial mit Vs > 800 m/s	-	2.55	0.09	0.25	2.0

* Dieser Wert ist zu verwenden, wenn keine geophysikalischen Untersuchungen gemäss Absatz 4.3.2.4 and 4.3.2.5 zur Bestimmung der Baugrundklasse durchgeführt werden.

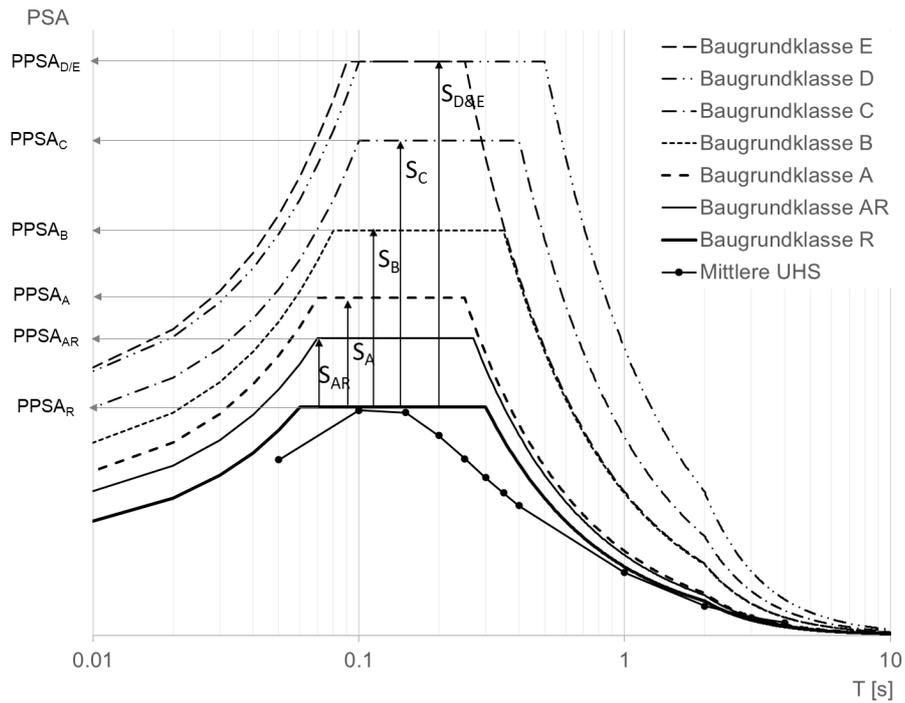


Abbildung 2: Elastische Antwortspektren der horizontalen Komponenten der Erdbebeneinwirkung für die Baugrundklassen nach Tabelle 3.

UHS: Uniform-Hazard-Spektrum, definiert auf der Grundlage von *SUIhaz2015* (Wiemer et al., 2016) oder durch eine standortspezifische probabilistische Erdbebengefährdungsanalyse (PSHA) gemäss Anhang C.

PPSA_x: Maximale pseudo-spektrale Beschleunigung für Baugrundklasse *x* (d. h. PSA auf dem Plateau des Zielantwortspektrums für Baugrundklasse *x*).

S_x: Baugrundklassenabhängiger Verstärkungsfaktor bezüglich des Plateaus der spektralen Beschleunigung der Baugrundklasse *R*.

PSA: Pseudo-Spektralbeschleunigung (Ordinatenwert des elastischen Antwortspektrums).

Tabelle 4: Methodische Anforderungen für die Standortklassifizierung in Abhängigkeit von Stauanlagenklasse und Baugrundklasse.

Baugrundklasse		Stauanlagenklasse							
		R	AR	A	B	C	D	E	
I	II	Klassifizierung basierend auf: räumlich umfassende Untersuchung durch geophysikalische Messungen (Vs-Profile) + umfassende geologische Untersuchung Die Kohärenz der Daten und die Klassifizierung werden von Experten bestätigt (4.3.2.6 und 4.3.2.7)	Klassifizierung basierend auf: spezifischen geophysikalischen Studien + geologische Untersuchung Die Kohärenz der Daten und die Klassifizierung werden von Experten bestätigt (4.3.2.4 and 4.3.2.5)					Von Experten bestätigte Klassifizierung basierend auf massgebenden geologischen und geotechnischen Informationen (4.3.2.5)	

*) IIIa: Stauanlagen der Klasse III gemäss Kapitel 3 und wenn sich vulnerable kritische Infrastrukturen innerhalb des potenziellen Überflutungsgebiets befinden (siehe 4.3.2.5)

**) IIIb: Stauanlagen der Klasse III gemäss Kapitel 3, die nicht die Kriterien der Untergruppe IIIa erfüllen, oder alle Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren.



4.3.5 Beschleunigungszeitverläufe

Allgemeine Grundsätze zur Auswahl von Beschleunigungszeitverläufen

- 4.3.5.1. Als Beschleunigungszeitverläufe sollten geeignete Breitbandaufzeichnungen von Erdbeben verwendet werden. Ist die Anzahl geeigneter Aufzeichnungen nicht ausreichend, können Zeitverläufe von physikalisch basierten simulierten Erdbeben verwendet werden.
- 4.3.5.2. Ein Beschleunigungszeitverlauf besteht aus drei zueinander orthogonalen Beschleunigungskomponenten, von denen zwei in horizontaler und eine in vertikaler Richtung wirken.
- 4.3.5.3. Es sollten höchstens zwei Aufzeichnungen von demselben Erdbeben verwendet werden.
- 4.3.5.4. Bei der Auswahl seismischer Aufzeichnungen ist es wichtig, die Momenten-Magnitude (M_w) des Erdbebens, die Entfernung zwischen dem Herd und dem Aufzeichnungsort, die massgebend für die Wiederkehrperiode des Erdbebens ist, und die regionale tektonische Umgebung sowie die örtlichen Bedingungen des Aufzeichnungsortes und die Übereinstimmung zwischen der spektralen Form der Aufzeichnung und dem Zielantwortspektrum zu berücksichtigen. Die Aufzeichnungen sollten von seismischen Freifeldstationen stammen, wobei Zeitverläufe von Stationen, die in Bauwerken wie Gebäuden, Stauanlagen, Brücken, Tunneln oder Kavernen installiert sind, ausgeschlossen sind.
- 4.3.5.5. Mindestens ein Beschleunigungszeitverlauf mit Pulscharakteristiken der Nahfeldaufzeichnung sollte in den ausgewählten Beschleunigungszeitverläufen enthalten sein, wenn eine Verwerfung oder eine seismische Linie im Nahfeld des Standorts identifiziert wurde.

Wenn die probabilistische Erdbebengefährdungsanalyse des Standorts eine potenzielle Verwerfung im Nahfeld umfasst, müssen die ausgewählten Beschleunigungszeitverläufe eine Untergruppe mit Impulscharakteristiken von Nahfeldaufzeichnungen enthalten. Die Spezifikationen und Proportionen von Beschleunigungszeitverläufen mit Impulscharakteristiken sollten unter Verwendung anerkannter Modelle aus der Literatur und unter Berücksichtigung des relativen Beitrags der impulsartigen Bewegung zur seismischen Gefährdung bestimmt werden.

Kompatibilität mit der Erdbebengefährdung

- 4.3.5.6. Die ausgewählten Beschleunigungszeitverläufe müssen mit der Deaggregation der Erdbebengefährdung für die spezifische Erdbebenzone der Stauanlage und der Wiederkehrperiode der Erdbebengefährdung kompatibel sein. Im Anhang B sind Karten der Erdbebenzonen der Schweiz und deren Deaggregation in normalisierter Form enthalten.
- 4.3.5.7. Der Mittelwert ($\mu_{D_{5-95}}$) der signifikanten Dauer (D_{5-95}) der Beschleunigungszeitverläufe sollte mit anerkannten Literaturmodellwerten auf der Grundlage von M_w und R_{JB} des massgebenden Erdbebenzenarios bestimmt werden. Die M_w und R_{JB} des massgebenden Erdbebenereignisses für die seismische Zone der Stauanlage werden auf der Grundlage von Anhang B bestimmt (d. h. M_w und R_{JB} mit einer relativen Signifikanz von 1.0).
- 4.3.5.8. Das geometrische Mittel der signifikanten Dauer (D_{5-95}) der beiden horizontalen Komponenten jedes einzelnen Beschleunigungszeitverlaufs muss höher sein als $0.7 \times \mu_{D_{5-95}}$. Der Mittelwert aller signifikanten Dauern sollte höher sein als der $\mu_{D_{5-95}}$ Wert.



- 4.3.5.9. Der Mittelwert (μ_{I_a}) der Arias Intensität (I_a) der Beschleunigungszeitverläufe sollte mit anerkannten Literaturmodellwerten auf der Grundlage von M_w und R_{JB} des massgebenden Erdbebenszenarios bestimmt werden. Die M_w und R_{JB} des massgebenden Erdbebenereignisses für die seismische Zone der Stauanlage werden auf der Grundlage von Anhang B bestimmt (d. h. M_w und R_{JB} mit einer relativen Signifikanz von 1.0).
- 4.3.5.10. Das geometrische Mittel der Arias Intensität (I_a) der beiden horizontalen Komponenten jedes einzelnen Beschleunigungszeitverlaufs muss höher sein als $0.7 \times \mu_{I_a}$. Der Mittelwert aller Arias Intensitäten sollte höher sein als der μ_{I_a} Wert.

Kompatibilität mit dem Zielantwortspektrum

- 4.3.5.11. Das geometrische Mittel der horizontalen Komponenten und im Falle einer spektralen Anpassung auch der vertikalen Komponente der Beschleunigungszeitverläufe, muss mit dem entsprechenden Zielantwortspektrum im massgebenden Frequenzbereich kompatibel sein.
- 4.3.5.12. In der Regel ist das Zielantwortspektrum das elastische Antwortspektrum nach 4.3.4. Falls eine Standortstudie (lokale Baugrundamplifikationsstudie) durchgeführt wurde, gilt das entsprechende standortspezifische Antwortspektrum (oder Uniform-Hazard-Spektrum *UHS* falls die Standortantwortstudie mittels seismischer Instrumentierung des Standorts bestätigt wurde) als Zielantwortspektrum (Anhang C).

Relevanter Periodenbereich

- 4.3.5.13. Der relevante Periodenbereich beinhaltet die Perioden von $0.2 T_1$ bis $1.5 T_1$, wobei T_1 die Grundperiode des betrachteten Bauwerks bezeichnet. Zusätzlich soll der relevante Periodenbereich mindestens 80% der totalen modalen Masse abdecken. Bei der Definition des relevanten Periodenbereichs ist allfälligen Verschiebungen der Eigenperioden infolge von nichtlinearem Verhalten unter Erdbebeneinwirkungen Rechnung zu tragen. Es sollten mindestens 15 äquidistante Punkte im relevanten Periodenbereich geprüft werden.

Modifikation der Beschleunigungszeitverläufe

- 4.3.5.14. Um die Kompatibilität der Beschleunigungszeitverläufe mit dem Zielantwortspektrum zu gewährleisten, dürfen die Beschleunigungsamplituden im Zeitraum linear skaliert werden. Der lineare Skalierungsfaktor soll in der Regel zwischen 0.25 – 4 liegen.
- 4.3.5.15. Falls mit der Methode der linearen Skalierung (Absatz 4.3.5.14) nicht genügend Beschleunigungszeitverläufe erzeugt werden können, darf die Methode der spektralen Anpassung (Spectral Matching) verwendet werden.
- 4.3.5.16. Bei Verwendung der spektralen Anpassung der Wellenformen müssen vorhandene Wellenformcharakteristiken insbesondere Impulscharakteristiken von Nahfeld Aufzeichnungen nach dem Anpassungsprozess erhalten bleiben.
- 4.3.5.17. Bei linearer Skalierung können die Skalierungsfaktoren der horizontalen Komponenten für die entsprechende vertikale Komponente jedes Beschleunigungszeitverlaufs verwendet werden.
- 4.3.5.18. Bei spektraler Anpassung sollte die vertikale Komponente der Beschleunigungszeitverläufe separat an das vertikale Zielantwortspektrum angepasst werden. Das Zielantwortspektrum kann aus dem horizontalen Antwortspektrum gemäss Absatz 4.3.4.5 bestimmt werden.



Kriterien für die Kompatibilität

- 4.3.5.19. Die Kompatibilität zwischen dem Zielantwortspektrum und dem zum Zeitverlauf gehörenden Antwortspektrum wird als gegeben betrachtet, falls alle folgenden Kriterien erfüllt sind:
- Das arithmetische Mittel der Antwortspektren aller Zeitverläufe sollte nicht kleiner als 90% und nicht grösser als 130% des Zielantwortspektrums für alle Perioden gemäss 4.3.5.13 sein. Falls die spektrale Anpassungsmethode (4.3.5.15) verwendet wird, sollte das arithmetische Mittel der Antwortspektren aller Zeitverläufe nicht kleiner sein als 95% und nicht grösser als 130% des Zielantwortspektrums für alle Perioden gemäss 4.3.5.13.
 - Im relevanten Periodenbereich darf der Mittelwert über alle Perioden der Verhältnisse zwischen dem arithmetischen Mittel der Antwortspektren aller Zeitverläufe und dem Zielantwortspektrum bei der entsprechenden Periode nicht kleiner als 0.95 sein.
 - Das Antwortspektrum jedes einzelnen Zeitverlaufs soll für alle Perioden im relevanten Periodenbereich nicht kleiner sein als 50% des Zielantwortspektrums.

Nachweis mit Beschleunigungszeitverläufen

- 4.3.5.20. Für den Nachweis mit Beschleunigungszeitverläufen sollen mindestens 7 unterschiedliche zwei- oder drei-komponenten Zeitverläufe verwendet werden.
- 4.3.5.21. Für den Nachweis an räumlichen Tragwerksmodellen sind jeweils die beiden Horizontalkomponenten sowie die Vertikalkomponente derselben Erdbebenaufzeichnung gleichzeitig zu verwenden.
- 4.3.5.22. Für den Nachweis sollen die Beschleunigungszeitverläufe der horizontalen Komponenten in derjenigen Richtung angewendet werden, in welcher sie die grösstmöglichen Auswirkungen auf die betrachtete Struktur haben.
- 4.3.5.23. Der Nachweis ist mit allen verwendeten Beschleunigungszeitverläufen zu erbringen.

4.4 Anmerkungen bezüglich Einwirkungen für Staumauern (z.B. Bogenmauern, Gewichtsmauern, Pfeilerkopfmauern, etc.) und Wehre

- 4.4.1 Der dynamische Einfluss des gestauten Wassers ist zu berücksichtigen (siehe Abschnitte 6.6 und 6.7).
- 4.4.2 Der in der Kontaktfuge zwischen Absperrbauwerk und Untergrund oder an Bruchflächen im Untergrund wirkende Auftrieb ist für den Stabilitätsnachweis unter Erdbebeneinwirkung analog zum statischen Lastfall zu berücksichtigen.
- 4.4.3 Ist aufgrund der Erdbebeneinwirkung von einer Veränderung der Auftriebsverhältnisse auszugehen, so ist die Stabilität nach dem Erdbeben unter diesen veränderten Bedingungen nachzuweisen.
- 4.4.4 Wird das Verhalten eines Absperrbauwerks während eines Erdbebens mit der Antwortspektrenverfahren gemäss Absatz 6.3.4 untersucht, so sind die horizontalen elastischen Antwortspektren, die die Erdbebeneinwirkung definieren (Absatz 4.3.4), zu kombinieren, indem 100% in eine Richtung und mindestens 40% in die andere orthogonale Richtung berücksichtigt werden. Die Strukturantwort ist für alle möglichen Kombinationen der skalierten elastischen Antwortspektren zu untersuchen.



- 4.4.5 Ein allfälliger Porenwasserüberdruckaufbau im Untergrund infolge der Erdbebeneinwirkung ist zu berücksichtigen.

4.5 Anmerkungen bezüglich Einwirkungen für Schüttdämme

- 4.5.1 Bei Schüttdämmen ohne Oberflächendichtung kann der hydrodynamische Einfluss des gestauten Wassers vernachlässigt werden. Bei Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren müssen die dynamischen Auswirkungen des gestauten Materials während des Erdbebens berücksichtigt werden. Das Verflüssigungspotenzial des gestauten Materials sollte in diesem Prozess ebenfalls berücksichtigt werden.
- 4.5.2 Ein allfälliger Porenwasserüberdruckaufbau infolge der Erdbebeneinwirkung ist zu berücksichtigen (siehe Abschnitt 5.3).
- 4.5.3 Das Verflüssigungspotenzial ist bei allen Schüttdämmen zu kontrollieren.



5 Materialparameter

5.1 Allgemeines

- 5.1.1 Die Bestimmung der Werte der Materialparameter muss auf der Grundlage von Teil C1, Absatz 4.6.3, der Richtlinie erfolgen. Für den Erdbebensicherheitsnachweis können als charakteristische Werte vorsichtige Erwartungswerte für die jeweilige Nachweissituation gewählt werden. Wenn beispielsweise der charakteristische Wert des Elastizitätsmoduls von Beton ein geringeres seismisches Verhalten zur Folge hat, muss möglicherweise der Mittelwert berücksichtigt werden.
- 5.1.2 Die notwendigen Materialparameter für Sperre und Baugrund sind in der Regel durch Labor- und Feldversuche zu bestimmen. Dabei sind für die Ermittlung der Materialparameter Versuche zu wählen, die für den Lastfall Erdbeben repräsentativ sind. Um die Unsicherheiten in den Materialparametern zu berücksichtigen, sollten Sensitivitätsanalysen durchgeführt werden.

5.2 Anmerkungen zu den Materialparametern für Wehre und Stau Mauern aus Beton und Mauerwerk

- 5.2.1 Das Raumgewicht des Betons ist entweder durch Messungen zu bestimmen oder es ist für den jeweiligen Nachweisschritt ein konservativer Wert für das Raumgewicht anzunehmen.
- 5.2.2 Die dynamischen Festigkeitskennwerte des Betons dürfen empirisch mittels Erhöhung der entsprechenden statischen Werte um 30% abgeschätzt werden. Das dynamische Elastizitätsmodul des Betons darf mittels Erhöhung des statischen Moduls um 25% abgeschätzt werden.
- 5.2.3 Die Festigkeits- und Steifigkeitsparameter von Mauerwerk sind durch Versuche zu bestimmen.
- 5.2.4 Bei einem Bauwerk aus inhomogenen Baustoffen sind die unterschiedlichen Eigenschaften der einzelnen Baustoffe zu berücksichtigen.
- 5.2.5 Für Beton sollte ein viskoses Dämpfungsmass von 5% der kritischen Dämpfung verwendet werden. Werden für das viskose Dämpfungsmass höhere Werte verwendet, müssen diese begründet werden.
- 5.2.6 Der angenommene Wert für das viskose Dämpfungsmass von bewehrtem Beton, Mauerwerk und Untergrund muss begründet werden.
- 5.2.7 Für den Gleitsicherheitsnachweis entlang der Aufstandsfläche zwischen Beton und Fels oder an der Grenzfläche zwischen zwei Beton- und/oder Mauerwerksschichten in der Struktur sollte die Restscherfestigkeit verwendet werden.
- 5.2.8 Es ist davon auszugehen, dass sich der Silt im Stauraum unter seismischer Belastung verflüssigt. Somit ist die Scherfestigkeit vorbehaltlich von Labor- und/oder Felduntersuchungen, die eine Verflüssigung ausschliessen, mit null anzunehmen.



5.3 Anmerkungen bezüglich Materialkennwerte für Schüttdämme

- 5.3.1 Für Schüttdämme der Stauanlagenklasse I sind statische wie auch dynamische Bodenkennziffern durch Labor- und/oder Feldversuche zu ermitteln. Es ist ein Stoffgesetz zu berücksichtigen, welches geeignet ist, das Verhalten des Bodens unter dynamischer Beanspruchung zu beschreiben.
- 5.3.2 Der viskose Dämpfungsparameter von Schüttmaterialien ist generell höher als jener von Beton. Der angenommene Wert der Dämpfung für Schüttdämme ist mit der erwarteten Scherdehnung im Damm und in der Foundation zu verifizieren.
- 5.3.3 Für Schüttdämme der Stauanlagenklassen II und III können statische Materialkennwerte verwendet werden. Es sind die Angaben der in Kapitel 6 präzisierten Nachweismethodik zu beachten.
- 5.3.4 Bei Schüttdämmen ist das Verflüssigungspotenzial im Untergrund und im Absperrbauwerk gemäss Absatz 5.3.8 zu überprüfen.
- 5.3.5 Für Schüttdämme ist zwischen drainiertem und undrainiertem Materialverhalten zu unterscheiden. Bei undrainiertem Verhalten ist im Unterschied zum drainierten Verhalten insbesondere dem potenziellen Verlust von Scherfestigkeit infolge von Porenwasserüberdrücken Rechnung zu tragen.
- 5.3.6 **Drainiertes Materialverhalten**
- 5.3.6.1. Bei Annahme von drainiertem Materialverhalten erfolgt die Analyse in effektiven Spannungen.
- 5.3.6.2. Bei wassergesättigtem Material kann in der Regel nicht von drainiertem Materialverhalten ausgegangen werden. Wird dennoch von drainiertem Materialverhalten bei gesättigtem Material ausgegangen, ist diese Annahme durch eine Abschätzung der Dissipation der Porenwasserüberdrücke im Vergleich zur Belastungsgeschwindigkeit zu bestätigen.
- 5.3.6.3. Allgemein ist von der Restscherfestigkeit auszugehen, es sei denn, die Entfestigung wird durch das verwendete Stoffgesetz berücksichtigt.
- 5.3.6.4. In der Regel soll keine Kohäsion angesetzt werden, es sei denn, diese lässt sich durch Laborversuche begründen und liegt unabhängig von äusseren Einflüssen vor. Die Auswirkungen der Scherdehnung auf die Kohäsion sind entsprechend zu berücksichtigen.
- 5.3.7 **Undrainiertes Materialverhalten**
- 5.3.7.1. Ist von einem undrainierten (oder teildrainierten) Materialverhalten auszugehen, so kann die Analyse entweder in totalen oder in effektiven Spannungen erfolgen.
- 5.3.7.2. Bei einer Analyse in totalen Spannungen kann die undrainierte Scherfestigkeit unter zyklischer Beanspruchung für Schüttdämme der Stauanlageklassen II und III zu 80% der statischen undrainierten Scherfestigkeit angenommen werden.
- 5.3.7.3. Bei einer Analyse in effektiven Spannungen ist sicherzustellen, dass der Einfluss der Porenwasserüberdrücke korrekt durch das Stoffgesetz abgebildet ist. Die mobilisierte undrainierte Scherfestigkeit ist auf Plausibilität hin zu prüfen.



5.3.8 Beurteilung der Verflüssigungsgefahr

- 5.3.8.1. Die Verflüssigung des Materials des Absperrbauwerks (bei Schüttdämmen) oder des Untergrunds ist mit einer Verringerung der Scherfestigkeit aufgrund eines erhöhten Porenwasserdrucks während oder unmittelbar nach dem Erdbeben verbunden. Dieses Phänomen stellt ein bedeutendes Risiko für die strukturelle Integrität von Stauanlagen dar und wurde als eine mögliche Ursache für das Versagen von Stauanlagen identifiziert. Daher ist es unerlässlich, eine gründliche und genaue Bewertung des Verflüssigungspotenzials durchzuführen, um die Möglichkeit einer Verflüssigung zu beurteilen, die damit verbundenen Gefahren zu minimieren und die Sicherheit und Stabilität der Stauanlage zu gewährleisten.
- 5.3.8.2. Insbesondere lockerer, gesättigter, feiner Sand und Silt sind anfällig für Verflüssigung. Das Potenzial der Verflüssigung aufgrund der Erzeugung von übermäßigem Porenwasserdruck ist jedoch nicht auf diese Art von Materialien beschränkt.
- 5.3.8.3. Um die Möglichkeit einer Verflüssigung auszuschliessen, muss nachgewiesen werden, dass der Boden nicht stark gesättigt ist, eine ausreichende Dichte aufweist oder genügend feinkörniges Material mit hoher Plastizität enthält, um eine Verflüssigung unter extremen seismischen Belastungen zu verhindern.
- 5.3.8.4. In der Regel wird bei Materialien, die mindestens eines der folgenden Kriterien einhalten, davon ausgegangen, dass sie kein Verflüssigungspotenzial aufweisen:
- Materialien mit geringem Sättigungsgrad,
 - Materialien mit $D_{10} > 2$ mm und Lagerungsdichte $D_r > 50\%$,
 - Materialien mit $D_{70} < 0.063$ mm und Plastizitätsindex (PI) $> 25\%$,
 - Materialien mit Lagerungsdichte $D_r > 75\%$.

Die „ D_x “-Werte sind Durchmesser aus der Korngrössenanalyse und PI bezieht sich auf den Plastizitätsindex, der aus den Atterberg-Grenzwerten abgeleitet wird. Kann jedoch trotz Erfüllung der vorgenannten Kriterien das Verflüssigungspotenzial nicht abschliessend ausgeschlossen werden, sind detaillierte Untersuchungen erforderlich.

- 5.3.8.5. Das Verflüssigungspotenzial wird in der Regel durch Korrelationen zwischen der Intensität der zyklischen Belastung während eines Erdbebens und den infolge von In-situ-Versuchen ermittelten Ergebnissen, die einen Index der Lagerungsdichte liefern, ermittelt. Diese Versuche, wie der Standard Penetration Test (SPT) oder Cone Penetration Test (CPT), helfen bei der Bestimmung der Lagerungsdichte des Bodens und seiner Widerstandsfähigkeit gegen Verflüssigung. Die Beziehung zwischen zyklischer Beanspruchung durch seismische Ereignisse und Dichte ist entscheidend für die Beurteilung des Verflüssigungspotenzials einer bestimmten Stauanlage.
- 5.3.8.6. Alternativ kann das Verflüssigungspotenzial quantitativ bewertet werden, indem die folgenden Methoden kombiniert werden:
- Laborversuche, z. B. dynamische Triaxialversuche.
 - Finite-Elemente-Modellierung mit Stoffgesetzen, die das Phänomen des Aufbaus des Porenwasserüberdrucks und der Verflüssigung angemessen darstellen können. Die Parameter des Stoffgesetzes sind so zu kalibrieren, dass sie das hydro-mechanische Verhalten der betreffenden Bodenschichten widerspiegeln. Die Kalibrierung der Modellparameter erfolgt auf der Grundlage von Labor- und/oder Feldversuchen. Die



Unsicherheiten der Parameter sind zu bestimmen und zu berücksichtigen. Es wird empfohlen, die Ergebnisse des numerischen Modells anhand bestehender physikalischer Modelle oder relevanter und genau dokumentierter Fälle aus der Literatur zu überprüfen.

- 5.3.8.7. Die Beurteilung der Sicherheit gegenüber Verflüssigung ersetzt nicht den Nachweis der Sicherheit des Dammes unter Erdbebeneinwirkung bei undrainiertem Verhalten.
- 5.3.8.8. Die Auswirkungen einer möglichen Verflüssigung von Sedimenten im Stauraum auf das seismische Verhalten des Bauwerks sind für alle Arten von Stauanlagen (einschliesslich Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren) zu beurteilen. Wird eine Verflüssigung festgestellt, ist sie bei der Festlegung der Beanspruchung zu berücksichtigen.



6 Methodik für den Erdbebensicherheitsnachweis

6.1 Allgemeines

Der Nachweis der Erdbebensicherheit besteht aus vier Hauptschritten: Modellbildung, Analyse, Interpretation der Ergebnisse und Beurteilung der Sicherheit sowie Verfeinerung der Analyse.

6.2 Modellbildung

- 6.2.1 Für die Zwecke der Analyse sind bei der Modellbildung der Untergrund, das Absperrbauwerk und der Stauraum sowie die massgebenden Lasten und Einwirkungen zu berücksichtigen. Die zu berücksichtigenden Lastkombinationen müssen mit Absatz 4.3 von Richtlinie Teil C1 übereinstimmen.
- 6.2.2 In Fällen, in denen Änderungen des Porenwasserdrucks innerhalb des Absperrbauwerks und/oder seines Untergrunds zu erwarten sind, ist eine entsprechende Modellbildung erforderlich, um diese Bedingungen widerzuspiegeln.
- 6.2.3 Die geologischen, geotechnischen Eigenschaften des Untergrunds, wie sie sich aus Untersuchungen oder begründeten Annahmen ergeben, sowie die geotechnischen Eigenschaften der Schuttdämme sind durch geeignete Stoffgesetze darzustellen. Massgebende potenzielle Schwachzonen sind zu identifizieren und in geeigneter Weise in die Modellbildung einzubeziehen. Bei Unsicherheiten bezüglich der Materialeigenschaften des Untergrunds der Stauanlage sind Sensitivitätsanalysen mit unteren und oberen Grenzwerten der Materialeigenschaften zu berücksichtigen.
- 6.2.4 Spezifische Eigenschaften des Absperrbauwerks (z. B. die Abfolge von Injektionen und Betonieretappen während des Baus oder besondere Vorkommnisse während des Baus oder der Bauabschnitte) sind in der Modellbildung zu berücksichtigen, sofern diese einen Einfluss auf den Erdbebensicherheitsnachweis haben können.
- 6.2.5 Bei einer bestehenden Stauanlage ist das Modell des Absperrbauwerks auf der Grundlage zuverlässiger Daten zu kalibrieren, die aus regelmässigen Überwachungen und/oder seismische Überwachung und/oder Messungen vor Ort ermittelt wurden. Diese Informationen werden zur Überprüfung der Parameter der Materialmodelle verwendet.
- 6.2.6 Für den seismischen Nachweis von auf Felsen gegründeten Absperrbauwerken sollte der seismische Input in einer ausreichenden Tiefe erfolgen, um die mögliche Variabilität der Steifigkeit des Untergrunds zu berücksichtigen.
- 6.2.7 Bei einem Erdbebensicherheitsnachweis für Stauanlagen, die auf nicht verfestigten Schichten gegründet sind, sollte die Analyse das weiche Material des Untergrunds bis zum Kontakt mit dem Fels berücksichtigen. Bei der Modellbildung sollte der seismische Input am oberen Ende des Felsuntergrunds oder in ausreichender Tiefe innerhalb der Felsformation angesetzt werden.
- 6.2.8 Für die Zwecke der Absätze 6.2.6 und 6.2.7 sind, falls keine Standortstudie (lokale Baugrundamplifikationsstudie oder *Site Response Analysis, SRA*) durchgeführt wird (Anhang C), die Eingangs-Beschleunigungszeitverläufe durch Dekonvolution der Beschleunigungszeitverläufe aus dem Freifeld zu bestimmen. Die Spektren der



Ausgangsbewegungen im Freifeld (ohne die Auswirkungen der Stauanlage) müssen mit dem Zielspektrum kompatibel sein, das der Baugrundklasse entspricht. Die Kompatibilitätskriterien sind in Absatz 4.3.5.19 beschrieben. Wird ein masseloser Untergrund angenommen, darf keine Dekonvolution durchgeführt werden, und das Freifeldsignal ist auf die seitlichen und unteren Begrenzungen des masselosen Untergrunds des Modells anzuwenden.

6.3 Analyse

6.3.1 Die Analyse umfasst das Verhalten der Stauanlage während des Erdbebens und nach dem Erdbeben.

6.3.2 In der Analyse des Verhaltens während des Erdbebens sind unter Berücksichtigung der Erdbebeneinwirkung die Verschiebungen, die bleibenden Verformungen und die Schäden an der Anlage zu ermitteln.

6.3.3 In der Analyse des Verhaltens nach dem Erdbeben sind die aus der Erdbebeneinwirkung hervorgehenden Auswirkungen auf die Sicherheit der Stauanlage zu untersuchen. Insbesondere sind dabei allfällige bleibende Verformungen, Schäden, Porenwasserüberdrücke und Änderungen der Auftriebsverhältnisse zu berücksichtigen.

6.3.4 Das Verfahren für die Analyse des Verhaltens während des Erdbebens soll der Stauanlagenklasse entsprechend gewählt werden; im Allgemeinen gelten folgende minimalen Anforderungen, die Plausibilität der ermittelten Ergebnisse kann jedoch mit weniger komplexen Methoden überprüft werden.

6.3.4.1. Für Gewichtsmauern aus Beton und Mauerwerk, Pfeilerkopfmauern und Wehre:

6.3.4.1.1. Für Stauanlagen der Klasse III: vereinfachtes Antwortspektrenverfahren, bei dem nur die erste Eigenform verwendet wird;

6.3.4.1.2. Für Stauanlagen der Klasse II: Antwortspektrenverfahren; und

6.3.4.1.3. Für Stauanlagen der Klasse I: dynamische Zeitverlaufsberechnung.

6.3.4.2. Für Bogenmauern aus Beton:

6.3.4.2.1. Für Stauanlagen der Klasse III: Antwortspektrenverfahren;

6.3.4.2.2. Für Stauanlagen der Klasse II: Antwortspektrenverfahren; und

6.3.4.2.3. Für Stauanlagen der Klasse I: dynamische Zeitverlaufsberechnung.

6.3.4.3. Für Schüttdämme:

6.3.4.3.1. **Für Stauanlagen der Klasse III:** Die möglichen Analysemethoden sind in zwei Unterkategorien unterteilt:

a. Gleitblockanalyse unter Verwendung massgebender empirischer Methoden oder analytisch basierter Korrelationsmodelle. Dieser Ansatz gilt für:

i. Alle Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren

ii. Stauanlagen, die alle folgenden Bedingungen erfüllen: 1) $PPSA_R < 0.35$ g, 2) die Stauanlage weist keine Anzeichen von sicherheitsrelevanten Schäden auf, 3) die Stauanlage hält die statischen Sicherheitsanforderungen ein, d. h. den normalen Lastfall (Typ 1), wie in Richtlinie Teil C1 beschrieben, und 4) der in Richtlinie Teil C2 festgelegte Hochwassersicherheitsnachweis ist erfüllt.



- b. Zeitverlaufsberechnung unter Verwendung der äquivalenten linearen Methode, zusammen mit der Gleitblockanalyse. Der Aufbau des Porenwasserüberdrucks ist unter Verwendung vereinfachter Modelle zu berücksichtigen. Dieser Ansatz gilt für alle anderen Schüttdämme der Klasse III, die die Bedingungen von Absatz 6.3.4.3.1.a nicht erfüllen.
- 6.3.4.3.2. **Für Stauanlagen der Klasse II:** Zeitverlaufsberechnung unter Verwendung der äquivalenten linearen Methode, zusammen mit der Gleitblockanalyse. Der Aufbau des Porenwasserüberdrucks ist zu berücksichtigen.
- 6.3.4.3.3. **Für Stauanlagen der Klasse I:** Zeitverlaufsberechnung unter Verwendung der äquivalenten linearen Methode, zusammen mit der Gleitblockanalyse. Die potenziellen Auswirkungen des Aufbaus von Porenwasserüberdrücken sind zu berücksichtigen. Werden die folgenden beiden Bedingungen nicht eingehalten, ist auch eine nichtlineare dynamische Verformungsberechnung (Zeitverlaufsberechnung) unter Verwendung hydromechanischer Stoffgesetze durchzuführen, die eine Modellierung für die Entstehung und Ableitung von Porenwasserüberdrücken ermöglichen:
- i. Es ist kein massgebender positiver Porenwasserüberdruck im Absperrbauwerk und im Untergrund während des Erdbebens zu erwarten;
 - ii. Die durchschnittliche zyklische Scherdehnung aufgrund der Erdbebenbelastung bleibt unter 0.4%.
- 6.3.4.3.4. Bei der Zeitverlaufsberechnung unter Verwendung der äquivalenten linearen Methode, zusammen mit der Gleitblockanalyse, sind Sensitivitätsanalysen mit oberen und unteren Grenzwerten für Materialeigenschaften zu verwenden, um Unsicherheiten zu berücksichtigen.
- 6.3.4.3.5. Bei der Gleitblockanalyse kann die horizontale Komponente der Beschleunigung verwendet werden, die auf den Schwerpunkt der Gleitmasse wirkt; die Auswirkungen der vertikalen Komponente können vernachlässigt werden.
- 6.3.4.3.6. Bei der Modellierung unter Verwendung einer nichtlinearen dynamischen Verformungsanalyse (Zeitverlaufsberechnung) sind die Modellparameter der integrierten Stoffgesetze auf der Grundlage von Labor- und/oder Feldversuchen zu kalibrieren. Die Unsicherheiten in den Parametern sind zu bestimmen und zu berücksichtigen. Es wird empfohlen, die Ergebnisse des numerischen Modells anhand bestehender physikalischer Modelle oder relevanter, ausreichend dokumentierter Fälle aus der Literatur zu überprüfen. Zusätzlich sollen die Ergebnisse der Zeitverlaufsanalyse unter Verwendung der äquivalenten linearen Methode, die mit den Auswirkungen des Aufbaus des Porenwasserüberdrucks integriert ist, als Referenz für den Vergleich dienen.

6.4 Interpretation der Analyseergebnisse und Beurteilung der Erdbebensicherheit von Stauanlagen

- 6.4.1 Das Verhalten während des Erdbebens und das Verhalten nach dem Erdbeben sind hinsichtlich der Erreichung der Verhaltensziele gemäss Abschnitt 2 zu beurteilen.
- 6.4.2 Insbesondere ist zu prüfen, ob die Sicherheit der Stauanlage gegen jegliches lokale oder globale Versagen, das zu einem unkontrollierten und potenziell schädlichen Wasserabfluss führen könnte, gewährleistet ist.



6.5 Verfeinerung des Analyseverfahrens

- 6.5.1 Falls die Erdbebensicherheit von Stauanlagen der Klasse II mit dem der Stauanlagenklasse entsprechenden Analyseverfahren nicht nachgewiesen werden kann, kann auf Verfahren der Klasse I zurückgegriffen werden.
- 6.5.2 Falls die Erdbebensicherheit von Stauanlagen der Klasse III mit dem der Stauanlagenklasse entsprechenden Analyseverfahren nicht nachgewiesen werden kann, kann auf Verfahren der Klassen I oder II zurückgegriffen werden.

6.6 Anmerkungen zur Nachweismethodik für Gewichtsmauern aus Beton und Mauerwerk, Pfeilerkopfmauern und Wehre

6.6.1 Modellbildung von Gewichtsmauern aus Beton und Mauerwerk, Pfeilerkopfmauern und Wehren

- 6.6.1.1. Die hydrodynamische Beeinflussung des gestauten Wassers kann durch ein Modell mit Wassermassen, die starr mit dem Absperrbauwerk gekoppelt sind, oder durch die Modellierung des Wassers mit einer Strahlende Randbedingung (radiative boundary) erfolgen. Im Modell des Systems aus Absperrbauwerk, Stauraum und Untergrund kann das Wasser im Stauraum als kompressibel oder inkompressibel angenommen werden. Bei Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren müssen die dynamischen Auswirkungen des gestauten Materials während des Erdbebens berücksichtigt werden. Das Verflüssigungspotenzial sollte in diesem Prozess berücksichtigt werden.
- 6.6.1.2. Für Gewichtsmauern aus Beton und Mauerwerk ist ein zweidimensionales Modell des massgebenden Querschnitts in der Regel ausreichend. Für Absperrbauwerken aus Mauerwerk ohne Dehnungsfugen kann ein dreidimensionales Modell verwendet werden. Befindet sich auf einer Gewichtsmauer eine Hochwasserentlastungsanlage mit Pfeilern, muss die Erdbebensicherheit mittels einer dreidimensionalen Analyse untersucht werden. Bei einem engen Tal und/oder bei einem Standort mit heterogenem Untergrund müssen verschiedene Nachweisschnitte untersucht werden, und eine dreidimensionale Analyse kann notwendig sein, um das Verhalten des Absperrbauwerks realistischer zu modellieren. Den Widerlagerbereichen ist besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Wird ein dreidimensionales Modell des Systems aus Absperrbauwerk, Untergrund und Stauraum verwendet, muss die Interaktion zwischen den Blöcken des Absperrbauwerks an den im Modell berücksichtigten Blockfugen entsprechend abgebildet werden.
- 6.6.1.3. Für Pfeilerkopfmauern ist eine dreidimensionale Modellbildung des gesamten Absperrbauwerks und ihres Untergrunds durchzuführen.
- 6.6.1.4. Für Wehre mit Pfeilern ist in der Regel ein dreidimensionales Modell notwendig, das mindestens einen Pfeiler und die Hälfte jeder angrenzenden Wehröffnung umfasst. Die Grenzen des Modells sollten die Lage der Dehnungs- und Arbeitsfugen berücksichtigen. Werden Strukturelemente (wie Brücken, Maschinenräume usw.) bei der Modellbildung nicht berücksichtigt, so sind die Auswirkungen dieser Elemente auf das Verhalten der Struktur durch geeignete Vereinfachungen zu berücksichtigen. Diese sind in nachvollziehbarer Weise darzustellen.
- 6.6.1.5. Bei Stauanlagen der Klasse I oder Klasse II mit Gewichtsmauern aus Beton und Mauerwerk, Pfeilerkopfmauern oder Wehren muss das Modell auch den Untergrund umfassen. Der



Untergrund kann ohne oder mit Masse modelliert werden. In beiden Fällen müssen die korrekten Randbedingungen entlang der Untergrundgrenzen modelliert werden.

6.6.1.6. Bei Gewichtsmauern aus Beton und Mauerwerk und Wehren der Klasse III, die auf Baugrundklasse R oder AR gegründet sind, ist es möglich, die Auswirkungen des Untergrunds zu berücksichtigen, indem das Antwortspektrum für die jeweilige Baugrundklasse direkt am Sohlbereich des Absperrbauwerkmodells angegeben wird; d. h., es ist nicht erforderlich, den Untergrundbereich explizit in das Modell einzubeziehen. Wenn jedoch Eigenschaften des Untergrunds vorhanden sind, die die Sicherheit der Stauanlage gefährden könnten, müssen der Untergrund und die entsprechenden Eigenschaften modelliert und berücksichtigt werden.

6.6.2 **Analyse von Gewichtsmauern aus Beton und Mauerwerk, Pfeilerkopfmauern und Wehren**

6.6.2.1. Bei der zweidimensionalen Analyse von Gewichtsmauern aus Beton und Mauerwerk sind die horizontale und die vertikale Komponente der Erdbebenanregung zu berücksichtigen. Bei der Zeitverlaufsanalyse ist die horizontale Komponente für jeden Beschleunigungszeitverlauf so zu wählen, dass die grösstmögliche Auswirkung auf das Bauwerk erzielt wird.

6.6.2.2. Bei Pfeilerkopfmauern und Wehren sind die drei Komponenten der Erdbebenanregung, d. h. die beiden orthogonalen horizontalen Komponenten und die vertikale Komponente, zu berücksichtigen. Bei einer Zeitverlaufsberechnung ist die Richtung der horizontalen Komponenten für jeden Beschleunigungszeitverlauf so zu wählen, dass die grösstmögliche Auswirkung auf die Struktur erzielt wird.

6.6.2.3. Die vertikale Komponente der seismischen Anregung kann bei Absperrbauwerken der Stauanlagen der Klasse III vernachlässigt werden.

6.6.3 **Interpretation der Ergebnisse und Beurteilung der Sicherheit von Gewichtsmauern aus Beton und Mauerwerk, Pfeilerkopfmauern und Wehren**

6.6.3.1. **Allgemeines zu den Schritten der Ergebnisinterpretation**

Das Versagen einer Gewichtsmauer aus Beton und Mauerwerk, einer Pfeilerkopfmauer und eines Wehrs, die starken Erdbeben ausgesetzt sind, kann auf Überbeanspruchung zurückzuführen sein, die zu Rissen und/oder Scherung, grossen Verschiebungen, erhöhtem Auftriebsdruck, Verlust der Stabilität gegen Gleiten, Kippen und/oder Aufschwimmen und/oder Funktionsverlust von Entlastungsorganen und -bauwerken führen kann. Am anfälligsten für Überbeanspruchungen sind die Zonen in der Nähe der Dammkrone, wo die dynamischen Amplifikationen am stärksten sind, sowie die Zonen, in denen aufgrund der statischen Lasten bereits hohe Spannungen vorhanden sind, z. B. am Fuss der Staumauer. Risse, die den gesamten Abschnitt der Stauanlage durchziehen, können zur Bildung eines losgelösten Blocks führen, der durch Gleiten und/oder Kippen versagen kann. Gleiten kann auch in Bereichen mit geringer Scherfestigkeit im Absperrbauwerk, an der Schnittstelle zwischen Absperrbauwerk und Untergrund oder im Untergrund selbst auftreten. Bei einem Entlastungsorgan an der Sperrkronen oder bei einer Wehranlage mit Schützen können hohe Spannungen in den Pfeilern zu einem Verlust der Biegestabilität führen. Zusätzlich zu den oben genannten Punkten sollten alle anderen möglichen Arten des Versagens während und nach dem Sicherheitsbeurteilungs-Erdbeben in Bezug auf die betrachtete Stauanlage untersucht und analysiert werden.



Zunächst muss ein Referenzfall analysiert werden, bei dem für das System aus Absperrbauwerk und Untergrund ein linear-elastisches Verhalten angenommen wird, während der Untergrund als masselos angenommen wird. Anschliessend kann mit komplexeren Modellen fortgefahren werden. Die infolge dieses Referenzfalls ermittelten Ergebnisse dienen als Grundlage für die Interpretation der Ergebnisse weiterer komplexer Analysen, wie in den folgenden Absätzen beschrieben.

Hierzu ist anzumerken, dass sich der Begriff „Gewichtsmauern aus Beton“ im aktuellen Absatz 6.6.3 je nach Fall entweder auf Gewichtsmauern aus konventionellem oder aus walzenverdichtetem Beton bezieht.

6.6.3.2. Beurteilung von Spannungen und Dehnungen

6.6.3.2.1. Für alle Klassen von Stauanlagen ist eine Analyse der Spannungen im Bauwerk und im Untergrund durchzuführen. Bei einer nichtlinearen Analyse unter Verwendung eines Rissmodells sind auch die Spannungen zu bestimmen und zu interpretieren.

6.6.3.2.2. Linear-elastisches Verhalten

Die Sicherheit gegen Überbeanspruchung des Absperrbauwerks und des Untergrundes kann als gewährleistet betrachtet werden, wenn die maximalen Zug- und Druckspannungen die dynamische Zug- bzw. Druckfestigkeit des Betons, der Arbeitsfugen, des Mauermörtels und der Mauerblöcke, der Schnittstelle zwischen Bauwerk und Untergrund und des Untergrundes des Absperrbauwerks, je nach Fall, nicht überschreiten (siehe Kontrollen 1 und 3 der Flussdiagramme in Abbildung 3 und Abbildung 4, je nach Anwendbarkeit). Ist dies der Fall, kann mit der Beurteilung der Sicherheit gegen Gleiten gemäss Absatz 6.6.3.3 fortgefahren werden, siehe Kontrollen 2 und 4 der Flussdiagramme in Abbildung 3 und Abbildung 4, je nach Fall.

6.6.3.2.3. Geringfügiges nichtlineares Verhalten bei Zugbeanspruchung

Wenn festgestellt wird, dass die aus einer linear-elastischen Analyse ermittelten Zugspannungen im Absperrbauwerk die Zugfestigkeit des Betons und/oder der Arbeitsfugen überschreiten, kann die Sicherheit gegen Überbeanspruchung des Absperrbauwerks weiter beurteilt werden, indem das Verhältnis zwischen der maximalen Zugspannung und der entsprechenden dynamischen Festigkeit, die Ausdehnung des überbeanspruchten Bereichs und die kumulative inelastische Dauer, die durch wissenschaftlich fundierte Methoden nachgewiesen wird, z. B. mit der „Demand-Capacity Ratio“ (Verhältnis von Beanspruchung zu Tragfähigkeit), siehe Kontrolle 5 in Abbildung 3, berücksichtigt wird. Diese Überprüfung ist optional und kann übersprungen werden. Dieser Ansatz darf nicht für Staumauern aus Mauerwerk verwendet werden. Zur Bestimmung der kumulativen inelastischen Dauer ist eine dynamische Zeitverlaufsberechnung notwendig. Ist das Ausmass der nichtlinearen Reaktion gering, kann die Sicherheit gegen Gleiten gemäss Absatz 6.6.3.3 beurteilt werden (siehe Kontrollen 4 und 6 des Flussdiagramms in Abbildung 3).

6.6.3.2.4. Nichtlineares Verhalten

Sind die Kriterien der Absätze 6.6.3.2.2 und 6.6.3.2.3 für einen bestimmten Satz von Beschleunigungszeitverläufen nicht erfüllt, deutet dies darauf hin, dass das entsprechende Erdbeben eine starke inelastische Reaktion des Absperrbauwerks verursachen kann, was zu einer starken Rissbildung im Absperrbauwerk führen kann, sodass sich lose/abgelöste Blöcke bilden. Für solche Sätze von Beschleunigungszeitverläufen sind nichtlineare Analysen mit



allmählich zunehmender Komplexität durchzuführen. Diese Analysen können nichtlineare Modelle an der Schnittstelle zwischen Absperrbauwerk und Untergrund, an den Arbeitsfugen sowie bei 3D-Modellen an den vertikalen Schwindfugen beinhalten. Die nichtlinearen Analysen können auch die Mechanismen der Rissbildung und -ausbreitung im Beton oder in Mauerwerksblöcken berücksichtigen. Es sind konservative Annahmen für den Auftrieb an den Oberflächen zu treffen, an denen Risse aufgrund von Überbeanspruchung und dauerhafte Verschiebungen festgestellt wurden. Es ist zu überprüfen, ob bleibende Verschiebungen und Rotationsbewegungen abgelöster Blöcke genügend klein sind, um die Sicherheit der Stauanlage während des Erdbebens und der Nachbeben sowie in der Zeit nach dem Erdbeben nicht zu gefährden, damit die Verhaltensziele gemäss Abschnitt 2 erfüllt sind, siehe Kontrolle 7 in Abbildung 3 und Kontrolle 6 in Abbildung 4, je nach Fall. Nachbeben sind nur dann bei der Beurteilung der Erdbebensicherheit von Gewichtsmauern aus Beton, Mauerwerk, Pfeilerkopfmauern und Wehren der Klasse I zu berücksichtigen, wenn die im aktuellen Absatz vorgeschriebene nichtlineare Analyse durchgeführt werden soll.

6.6.3.2.5. Die Sicherheit gegen Überbeanspruchung im Untergrund muss die Tragfähigkeit des Untergrundmaterials sowie das Vorhandensein von Diskontinuitäten mit geringerer Festigkeit berücksichtigen. Ist die Sicherheit gegen lokales Versagen im Untergrund nicht gewährleistet, ist zu überprüfen, ob die Verhaltensziele gemäss Abschnitt 2 trotz der daraus entstehenden Bauwerksreaktion erfüllt sind.

6.6.3.2.6. Spannungen und mögliche Schäden an mit dem Bauwerk verbundenen Elementen (insbesondere Entlastungsorgane, Ablassstollen und andere Nebenanlagen) sind zu beurteilen und im Rahmen des Erdbebensicherheitsnachweises und gegebenenfalls bei der Festlegung von Massnahmen zur Gewährleistung der Erdbebensicherheit zu berücksichtigen.

6.6.3.2.7. Die Sicherheit der Stahlbetonpfeiler eines gesteuerten Überlaufs oder eines Wehrs gegen Versagen durch Biegung ist zu überprüfen.

6.6.3.3. **Beurteilung der Sicherheit gegen Gleiten, Kippen und Aufschwimmen**

6.6.3.3.1. Die Sicherheit gegen Gleiten ist auf der Grundlage der mittels Spannungsanalyse für potenzielle Gleitflächen im Absperrbauwerk, an der Schnittstelle zwischen Absperrbauwerk und Untergrund und im Untergrund ermittelten Ergebnisse zu überprüfen. Für die gerissene Zone ist keine Kohäsion zu berücksichtigen.

6.6.3.3.2. Wenn festgestellt wird, dass Gleiten möglich ist, kann die Berechnung der bleibenden Gleitverschiebungen entlang potenzieller Gleitflächen mit einer Gleitblockmethode durchgeführt werden. In diesem Fall ist zu überprüfen, ob die Verhaltensziele gemäss Abschnitt 2 erfüllt sind.

6.6.3.3.3. Für die Stabilität nach dem Erdbeben müssen die neuen Bedingungen für den Auftrieb aufgrund der beschädigten Fläche, vorhandener Risse und der geringeren Effizienz des Drainagesystems infolge des Erdbebens berücksichtigt werden. Auf der Grundlage dieser Beurteilung müssen die in der globalen Stabilitätsanalyse verwendeten Auftriebskräfte aktualisiert werden.

6.6.3.3.4. Die Kippsicherheit ist am Kontakt zwischen Absperrbauwerk und Untergrund sowie für Blöcke im oberen Teil des Bauwerks, wo die Amplifikation stark ist, zu überprüfen. Die Kippsicherheit ist gewährleistet, wenn die Resultierende aller Kräfte jederzeit innerhalb des Querschnitts am Fuss der Staumauer bleibt. Ist diese Bedingung nicht erfüllt, ist zu überprüfen, ob die

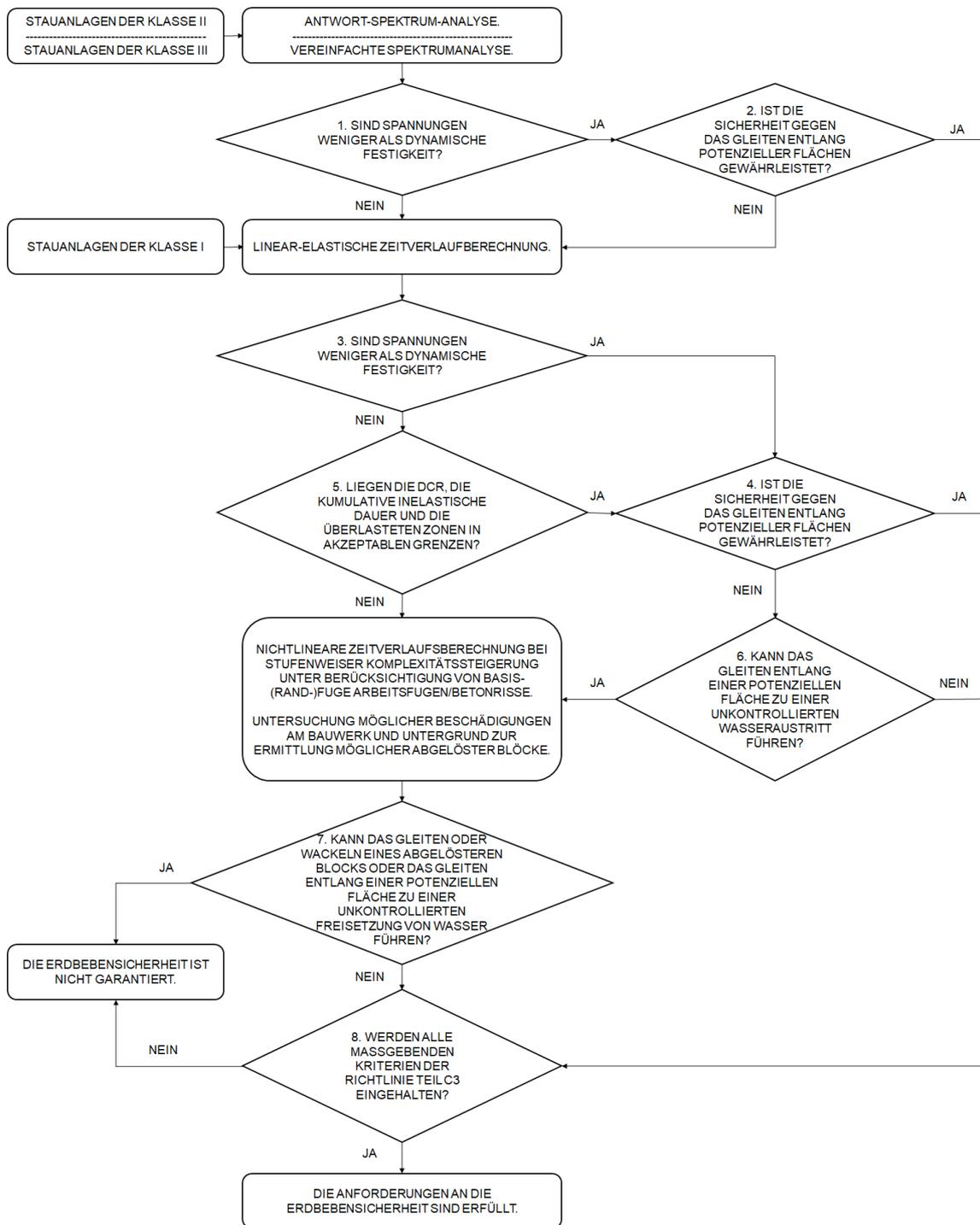


Verhaltensziele gemäss Abschnitt 2 trotz der daraus entstehenden strukturellen Reaktion erfüllt sind.

6.6.3.3.5. Die Sicherheit gegen Aufschwimmen nach dem Erdbeben ist für die aktualisierten Auftriebskräfte zu überprüfen.

6.6.3.3.6. Ein Flussdiagramm, das für die Analyse, Interpretation der Ergebnisse und Sicherheitsbewertung von Gewichtsmauern, Pfeilerkopfmauern und Wehren aus Beton befolgt werden muss, ist in Abbildung 3 dargestellt.

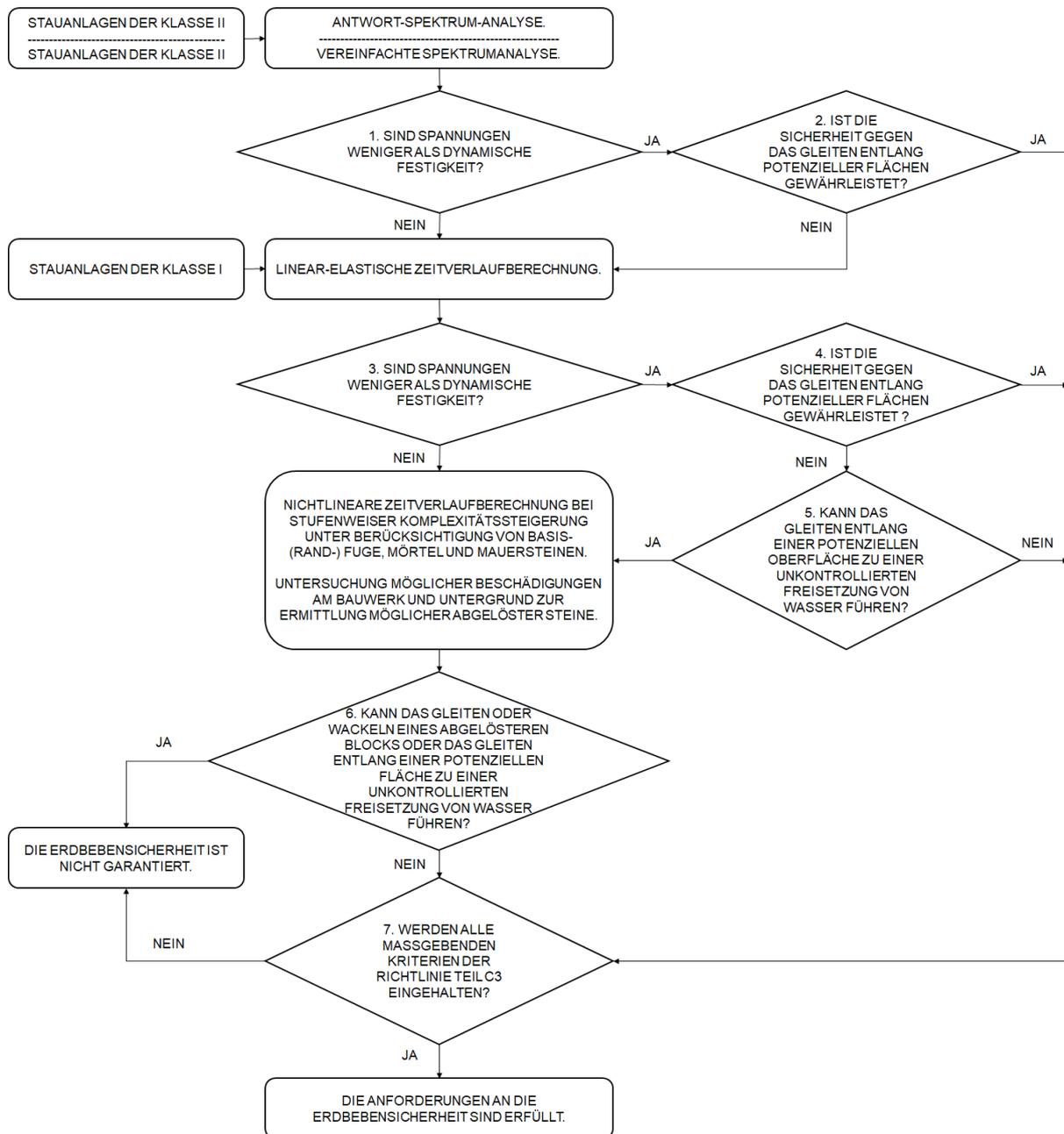
6.6.3.3.7. Abbildung 4 zeigt ein Flussdiagramm, das bei der Analyse, Interpretation der Ergebnisse und Beurteilung der Sicherheit von Stauanlagen aus Mauerwerk zu befolgen ist.



Anmerkungen:

- (1) Die Kalibrierung der Materialparameter sollte zu Beginn der seismischen Sicherheitsbewertung durchgeführt werden.
- (2) Vorhandene Diskontinuitäten und Schäden sollten in die Modellbildung einbezogen werden.
- (3) Sollte die seismische Sicherheitsbewertung ergeben, dass die Erdbbensicherheit für den aktuellen Zustand der Stauanlage und den Betrieb des Stauraums nicht gewährleistet ist, sind Massnahmen zur Gewährleistung der Erdbbensicherheit vorzuschlagen.

Abbildung 3: Flussdiagramm für den Erdbbensicherheitsnachweis von Gewichtsmauern, Pfeilerkopfmauern und Wehren aus Beton (DCR: Demand-Capacity Ratio).



Anmerkungen:

- (1) Die Kalibrierung der Materialparameter sollte zu Beginn der seismischen Sicherheitsbewertung durchgeführt werden.
- (2) Vorhandene Diskontinuitäten und Schäden sollten in die Modellbildung einbezogen werden.
- (3) Sollte die seismische Sicherheitsbewertung ergeben, dass die Erdbbensicherheit für den aktuellen Zustand der Stauanlage und den Betrieb des Stauraums nicht gewährleistet ist, sind Massnahmen zur Gewährleistung der Erdbbensicherheit vorzuschlagen.

Abbildung 4: Flussdiagramm für den Erdbbensicherheitsnachweis von Stauanlagen aus Mauerwerk.



6.7 Anmerkungen zur Nachweismethodik für Bogenmauern

6.7.1 Modellbildung von Bogenmauern

- 6.7.1.1. Für die Analyse von Bogenmauern ist ein dreidimensionales Modell zu verwenden.
- 6.7.1.2. Der hydrodynamische Einfluss des gestauten Wassers kann durch Wassermassen modelliert werden, die starr mit der Staumauer gekoppelt sind. Diese Massen werden als Punktmassen in das Modell eingeführt. Alternativ kann eine geeignetere Simulation der hydrodynamischen Drücke während eines Erdbebens durch eine explizite Berechnung der Wechselwirkung zwischen Absperrbauwerk und Stauraum erreicht werden. Bei diesem Ansatz wird der Stauraum explizit als Fluiddomain modelliert.
- 6.7.1.3. Für Bogenmauern aller Stauanlagenklassen, d. h. Klasse I, Klasse II und Klasse III, muss das Modell auch einen Teil des Untergrunds enthalten. Der Untergrund kann ohne oder mit Masse modelliert werden. In beiden Fällen müssen die korrekten Randbedingungen entlang der Untergrundgrenzen modelliert werden.

6.7.2 Analyse von Bogenmauern

- 6.7.2.1. Für Bogenmauern aller Stauanlagenklassen ist die Erdbebenanregung in zwei orthogonalen horizontalen Richtungen und in vertikaler Richtung anzugeben. Bei einer dynamischen Zeitverlaufsanalyse ist für jeden Satz von Beschleunigungszeitverläufen die Kombination der horizontalen Komponenten der Erdbebenanregung so zu wählen, dass die konservativsten Ergebnisse hinsichtlich der Bauwerksantwort erzielt werden.

6.7.3 Interpretation der Ergebnisse und Beurteilung der Sicherheit von Bogenmauern

- 6.7.3.1. Allgemeines zu den Schritten der Ergebnisinterpretation

Das Versagen einer Bogenmauer aus Beton, die starken Erdbeben ausgesetzt ist, kann auf Überbeanspruchung zurückzuführen sein, die zu Rissen und/oder Scherung, grossen Verschiebungen, der Bildung von losgelösten Blöcken, die gleiten und/oder kippen können, erhöhtem Auftriebsdruck in den Widerlagerkeilen, Verlust der Gleitstabilität der Widerlagerkeile und/oder Funktionsverlust der Entlastungsorgane und Abflussorgane führen kann. Am anfälligsten für Überbeanspruchung sind die Zonen im oberen Teil der Bogenmauern, wobei in den hohen dynamischen Amplifikationen auftreten können, sowie die Zonen, in denen aufgrund der statischen Lasten bereits hohe Spannungen vorhanden sind. Starke Vibrationen können zu übermässigen Öffnungen der Schwindfugen führen, was in Verbindung mit bedeutenden Rissen an den Arbeitsfugen und/oder im Beton zur Bildung von losgelösten Blöcken führen kann, die aufgrund von Gleiten oder Verlust der Rotationsstabilität versagen können. Ausserdem kann es sich durch Gleiten entlang von Diskontinuitätsebenen im Felsenuntergrund zu Gleiten kommen, die kinematisch fähige instabile Widerlagerkeile bilden. Bei einem mit einem Schieber Verschluss versehenen Entlastungsorgan am oberen Teil einer Bogenmauer können starke Spannungen in den Pfeilern zu einem Verlust der Biegestabilität führen. Ein Versagen des sogenannten aktiven Gewölbes, d. h. des Teils des Absperrbauwerks, der die Druckkraft des Wassers im Stausee auf die Widerlager überträgt, aufgrund von Druck- und/oder Scherbeanspruchung und Knicken kann ebenfalls zum Versagen führen. Zusätzlich zu den oben genannten müssen auch alle anderen möglichen Versagensarten während und nach dem Sicherheitsbeurteilungs-Erdbeben im Zusammenhang mit der untersuchten Stauanlage berücksichtigt werden.



Zunächst muss ein Referenzfall analysiert werden, bei dem für das System aus Absperrbauwerk und Untergrund ein linear-elastisches Verhalten angenommen wird, während der Untergrund als masselos angenommen wird. Anschliessend kann mit komplexeren Modellen fortgefahren werden. Die infolge dieses Referenzfalls ermittelten Ergebnisse dienen als Grundlage für die Interpretation der Ergebnisse weiterer, komplexer Analysen, wie in den folgenden Absätzen beschrieben.

6.7.3.2. Beurteilung von Spannungen und Dehnungen

6.7.3.2.1. Für Bogenmauern aller Klassen ist eine Analyse der Spannungen im Absperrbauwerk und im Untergrund durchzuführen. Bei einer nichtlinearen Analyse unter Verwendung eines Rissmodells sind auch die Spannungen zu bestimmen und zu interpretieren.

6.7.3.2.2. Linear-elastisches Verhalten

Die Sicherheit gegen Überbeanspruchung in einer Bogenmauer und ihrem Untergrund kann als gewährleistet betrachtet werden, wenn die maximalen Zug-, Druck- und Scherspannungen die dynamische Zug-, Druck- und Scherfestigkeit des Betons, der Arbeitsfugen, der Schwindfugen, der Schnittstelle zwischen Absperrbauwerk und Untergrund und des Absperrbauwerks nicht überschreiten (siehe Kontrollen 1 und 3 des Flussdiagramms in Abbildung 5). Ist dies der Fall, kann die Beurteilung der Sicherheit gegen Gleiten der Widerlagerkeile gemäss Absatz 6.7.3.3 vorgenommen werden, siehe Kontrollen 2 und 4 des Flussdiagramms in Abbildung 5.

6.7.3.2.3. Geringfügiges nichtlineares Verhalten bei Zugbeanspruchung

Wird festgestellt, dass die aus einer linear-elastischen Analyse ermittelten Zugspannungen im Absperrbauwerk die Zugfestigkeit des Betons und/oder der Arbeitsfugen und/oder der Sohlfuge überschreiten, kann die Sicherheit gegen Überbeanspruchung des Bauwerks weiter beurteilt werden, indem das Verhältnis zwischen der maximalen Zugspannung und der entsprechenden dynamischen Festigkeit, die Ausdehnung des überbeanspruchten Bereichs und die kumulative unelastische Dauer, die durch wissenschaftlich fundierte Methoden nachgewiesen wird, z. B. die Demand-Capacity Ratio, siehe Kontrolle 5 in Abbildung 5. Diese Kontrolle ist optional und kann übersprungen werden. Zur Bestimmung der kumulativen inelastischen Dauer ist eine dynamische Zeitverlaufsrechnung notwendig. Wenn festgestellt wird, dass das Ausmass der nichtlinearen Antwort gering ist, kann die Sicherheit gegen Gleiten der Widerlagerkeile gemäss Absatz 6.7.3.3 beurteilt werden, siehe Kontrollen 4 und 6 des Flussdiagramms in Abbildung 5.

6.7.3.2.4. Nichtlineares Verhalten aufgrund von relativen Verschiebungen an den Schwindfugen

Ergibt die Überprüfung der Spannungen im Absperrbauwerk bei einem bestimmten Satz von Beschleunigungszeitverläufen hohe Werte für die inelastische Antwort, d. h. werden die Kriterien für geringfügiges nichtlineares Verhalten nicht erfüllt, sind zunächst die nichtlinearen Auswirkungen aufgrund von Relativverschiebungen an den Schwindfugen zu modellieren. Insbesondere gilt: Werden hohe Zugspannungen in Bogenrichtung berechnet, ist davon auszugehen, dass diese Spannungen nicht durch die Schwindfugen übertragen werden können und sich die Fugen öffnen und schliessen können. Dies erfordert die Durchführung einer nichtlinearen Zeitverlaufsanalyse. Wenn ausserdem festgestellt wird, dass die Zugspannungen in der Richtung senkrecht zur Schnittstelle zwischen Absperrbauwerk und Untergrund die Zugfestigkeit der Basis- (Rand-) Fuge, d. h. des Kontakts zwischen Beton und Gestein, überschreiten, sollte dies ebenfalls berücksichtigt werden, indem die Umfangsfuge in das numerische Modell des Systems aus Absperrbauwerk und Untergrund einbezogen wird.



Die Modellbildung der peripheren Fuge muss mindestens das Öffnen und Schliessen an der Schnittstelle zwischen Absperrbauwerk und Untergrund simulieren können. Bei Schwindfugen mit Schubverzahnung ist zusätzlich zu kontrollieren, ob grosse Fugenöffnungen das Schliessen der Schubverzahnung verhindern können. Die Sicherheit gegen Überbeanspruchung des Bogenmauerwerks und des Untergrundes kann als gewährleistet angesehen werden, wenn sich die Schubverzahnung nach jeder Fugenöffnung schliesst und die maximalen Zug-, Druck- und Scherspannungen die dynamische Zug-, Druck- und Scherfestigkeit des Betons, der Arbeitsfugen und des Untergrundes, je nach Fall, nicht überschreiten (siehe Kontrolle 7 in Abbildung 5). Ist dies der Fall, kann die Sicherheit der Widerlagerkeile gegen Gleiten gemäss Absatz 6.7.3.3 beurteilt werden, siehe Kontrollen 8 und 9 des Flussdiagramms in Abbildung 5.

6.7.3.2.5. Stark nichtlineares Verhalten

Werden für einen gegebenen Satz von Beschleunigungszeitverläufen die Sicherheitskriterien für ein nichtlineares Modell mit Schwindfugen nicht erfüllt, sind weitere nichtlineare Analysen mit schrittweise zunehmender Komplexität durchzuführen. Zusätzlich zu den Schwindfugen und der Basis- (Rand-) Fuge können diese Analysen nichtlineare Modelle der Arbeitsfugen und der Mechanismen der Rissbildung und -ausbreitung im Beton beinhalten, um potenziell abgelöste Blöcke zu identifizieren. Es sind konservative Annahmen hinsichtlich des Auftriebs an den Flächen zu treffen, bei denen ein Bruch aufgrund von Überbeanspruchung und bleibenden Verschiebungen festgestellt wurde. Es ist zu überprüfen, ob bleibende Verschiebungen und Rotationsbewegungen von möglicherweise abgelösten Blöcken ausreichend klein sind, um die Sicherheit der Stauanlage während des Erdbebens und der Nachbeben sowie in der Zeit nach dem Erdbeben nicht zu gefährden, sodass die Verhaltensziele gemäss Abschnitt 2 erfüllt sind, siehe Kontrolle 10 in Abbildung 5. Bei Überbeanspruchung durch hohe Druck- und/oder Scherbeanspruchungen ist das Verhalten der aktiven Bögen zu überprüfen, um sicherzustellen, dass die Sicherheit gegen Knicken in der Zeit nach dem Erdbeben gewährleistet ist, siehe Kontrolle 10 in Abbildung 5. Nachbeben sind bei der Bewertung der Erdbebensicherheit von Bogenmauern aus Beton der Klasse I nur dann zu berücksichtigen, wenn die im aktuellen Absatz vorgeschriebene nichtlineare Analyse durchgeführt werden soll.

6.7.3.2.6. Die Sicherheit gegen Überbeanspruchung im Untergrund muss die Tragfähigkeit des Untergrundmaterials sowie das Vorhandensein von Diskontinuitäten geringerer Festigkeit berücksichtigen. Ist die Sicherheit gegen lokales Versagen im Untergrund nicht gewährleistet, ist zu überprüfen, ob die Verhaltensziele nach Abschnitt 2 trotz der daraus resultierenden Bauwerksantwort erfüllt sind.

6.7.3.2.7. Spannungen und mögliche Schäden an Elementen, die mit einer Bogenmauer verbunden sind (insbesondere Ablassorgane, Öffnungen, Entlastungsorgane und andere Nebenanlagen), sind zu beurteilen und im Rahmen der Sicherheitsbeurteilung für Erdbeben und gegebenenfalls bei der Festlegung von Massnahmen zur Gewährleistung der Erdbebensicherheit zu berücksichtigen.

6.7.3.2.8. Es muss kontrolliert werden, dass das Versagen durch Biegung der Pfeiler aus Stahlbeton eines gesteuerten Überlaufs ausgeschlossen werden kann.

6.7.3.2.9. Ist die Stauanlage mit einem seismischen Gürtel und/oder einer Stahlverstärkung ausgestattet, sollte dies in die Modellbildung einbezogen werden. Die Dehnung der Stahlstäbe des Gürtels und/oder der Verstärkung ist zu analysieren und die mögliche Plastifizierung zu bestimmen.



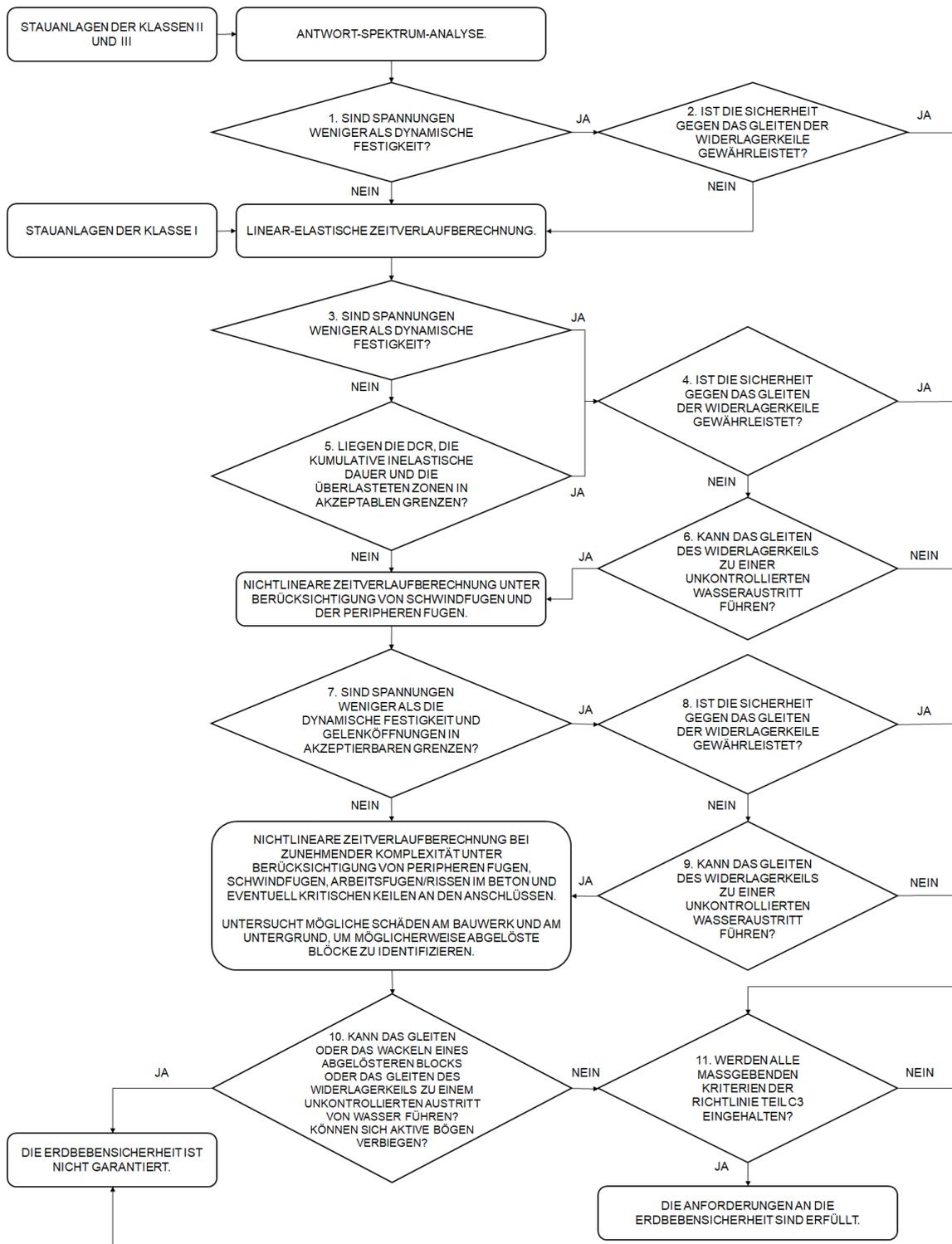
6.7.3.3. **Bewertung der Sicherheit gegen Gleiten von Widerlagerkeilen**

6.7.3.3.1. Die Sicherheit gegen Gleiten von Widerlagerkeilen ist anhand der Ergebnisse der entsprechenden Spannungsanalyse zu überprüfen. Ist ein Gleiten möglich, so sind die reversiblen und bleibenden Gleitverschiebungen entlang potenzieller Gleitflächen zu berechnen, um zu überprüfen, ob die Verhaltensziele gemäss Abschnitt 2 erfüllt sind.

6.7.3.3.2. Für die Stabilität der Widerlagerkeile bei einem Nachbeben oder Erdbeben sind alle Änderungen der Bedingungen für den Auftrieb zu berücksichtigen, z. B. aufgrund von Schäden, Rissen und/oder einer geringeren Effizienz des Drainagesystems. Auf der Grundlage dieser Beurteilung sind die in der globalen Stabilitätsanalyse verwendeten Auftriebskräfte entsprechend zu aktualisieren.

6.7.3.3.3. Bei Bogenmauern in einem weiten Tal muss auch überprüft werden, dass kein Gleiten der gesamten Stauanlage eintreten kann.

6.7.3.3.4. Ein Flussdiagramm, das für die Analyse, die Interpretation der Ergebnisse und den Nachweis der Sicherheit von Bogenmauern aus Beton befolgt werden muss, ist in Abbildung 5 dargestellt.



Anmerkungen:

- (1) Die Kalibrierung der Materialparameter sollte zu Beginn der seismischen Sicherheitsbewertung durchgeführt werden.
- (2) Vorhandene Diskontinuitäten und Schäden sollten in die Modellbildung einbezogen werden.
- (3) Die Erdbbensicherheit der aktiven Bögen (aktives Gewölbe) gegen Knicken muss kontrolliert werden.
- (3) Sollte die seismische Sicherheitsbewertung ergeben, dass die Erdbbensicherheit für den aktuellen Zustand der Stauanlage und den Betrieb des Stauraums nicht gewährleistet ist, sind Massnahmen zur Gewährleistung der Erdbbensicherheit vorzuschlagen.

Abbildung 5: Flussdiagramm für den Erdbbensicherheitsnachweis von Betonbogenmauern.



6.8 Anmerkungen zur Nachweismethodik für Schüttdämme

6.8.1 Modellbildung für Schüttdämme

- 6.8.1.1. Das Verflüssigungspotenzial für Schüttdämme aller Stauanlagenklassen ist gemäss Absatz 5.3.8 zu kontrollieren und auszuschliessen. Besteht ein Verflüssigungspotenzial, sind die Folgen der Verflüssigung auf die Sicherheit der Stauanlage unter Verwendung detaillierter Labor- und In-situ-Materialcharakterisierungen in Kombination mit einer numerischen Analyse zu quantifizieren.
- 6.8.1.2. Bei Schüttdämmen ist in der Regel eine zweidimensionale Betrachtung am massgebenden Querschnitt ausreichend. In engen Tälern oder bei variablen Untergrundverhältnissen sind verschiedene Querschnitte zu betrachten oder es ist ein dreidimensionales Modell zu verwenden. Besondere Beachtung ist den Widerlagerbereichen zu schenken.
- 6.8.1.3. Bei der dreidimensionalen Modellbildung von Schüttdämmen sind die drei Komponenten der Erdbebenanregung, d. h. die beiden orthogonalen horizontalen Komponenten und die vertikale Komponente, zu berücksichtigen. Bei einer Zeitverlaufsrechnung ist die Richtung der horizontalen Komponenten für jeden Satz von Beschleunigungszeitverläufen so zu wählen, dass die maximale Bauwerksreaktion erzielt wird.
- 6.8.1.4. Bei der zweidimensionalen Modellbildung von Schüttdämmen sind die horizontale und vertikale Komponente zu berücksichtigen. Bei einer Zeitverlaufsrechnung ist die horizontale Komponente für jeden Satz von Beschleunigungszeitverläufen so zu wählen, dass die maximale Bauwerksreaktion erzielt wird.
- 6.8.1.5. Wenn die Bedingungen von Absatz 6.3.4.3.1 Bst. a eingehalten werden, kann die vertikale Komponente der seismischen Anregung für Schüttdämme der Klasse III vernachlässigt werden.
- 6.8.1.6. Bei der Analyse von Schüttdämmen muss der Lage des Grundwasserspiegels und der Porenwasserdruckverteilung im Absperrbauwerk und im Untergrund besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden.
- 6.8.1.7. Die ausgewählten Modelle zur Materialmodellierung, die in numerischen Analysen verwendet werden, müssen das Verhalten des untersuchten Materials so genau wie möglich widerspiegeln. Die Modellparameter müssen kalibriert und verifiziert werden.
- 6.8.1.8. Der potenzielle Aufbau des Porenwasserüberdrucks infolge Erdbebenbelastung ist für alle Stauanlagenklassen zu berücksichtigen.
- 6.8.1.9. Bei der Analyse des dynamischen Verhaltens der Schüttdämme mithilfe der Zeitverlaufsrechnung ist die Vertikalanregung für alle Stauanlagenklassen von Schüttdämmen zu berücksichtigen.
- 6.8.1.10. Das Setzungspotenzial infolge Verdichtung oder Konsolidierung des Materials des Absperrbauwerks und des Untergrunds als Ergebnis der Verringerung des Hohlraumanteils während oder nach der Erdbebenbelastung ist zu analysieren.
- 6.8.1.11. Für Stauanlagen der Klasse II sind die Gleitblockanalysen auf der Grundlage der Schätzungen der Beschleunigungen durchzuführen, die aus dynamischen 2D-Analysen für die



massgebenden Gleitflächen entwickelt wurden. Für die Berechnung der Gleitverschiebungen kann die vertikale Komponente der Beschleunigung vernachlässigt werden.

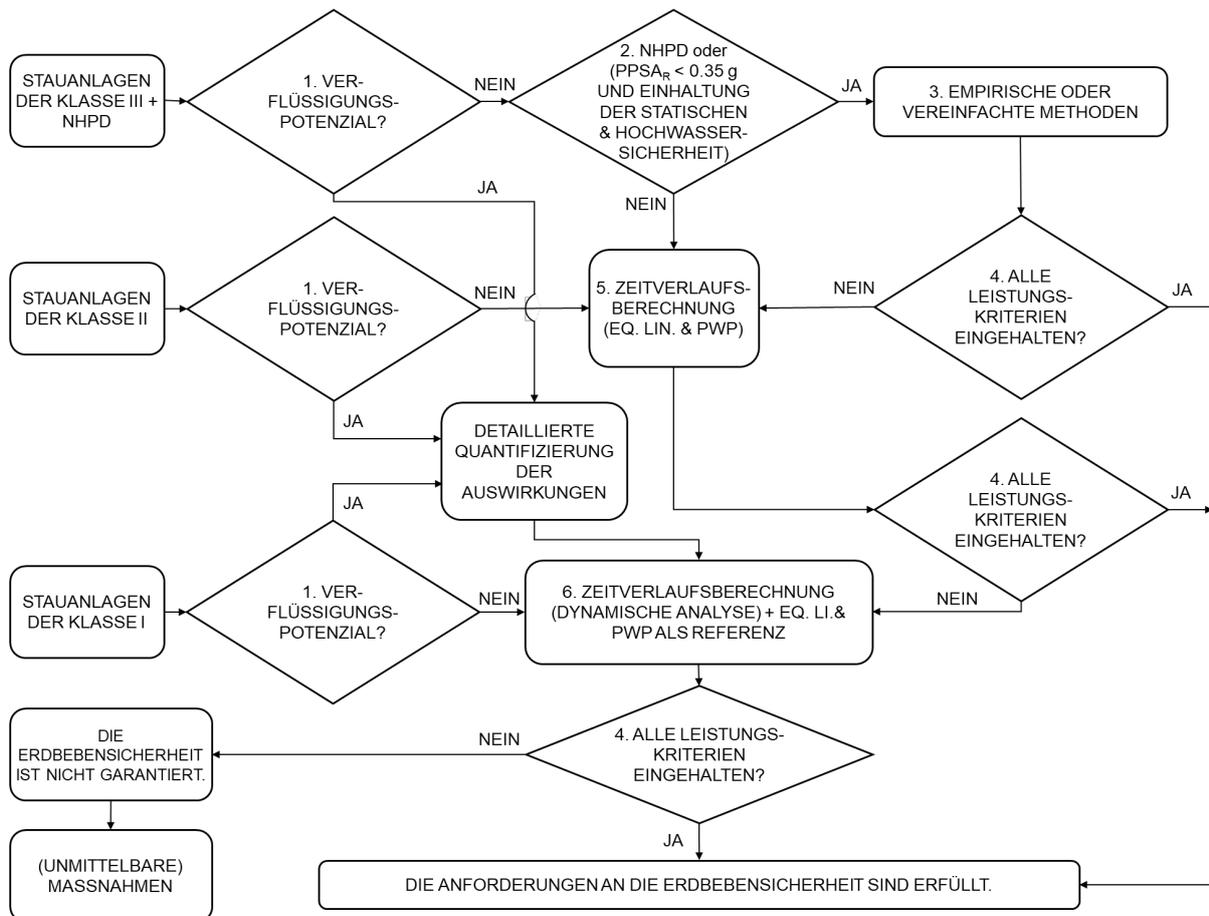
- 6.8.1.12. Für Stauanlagen der Klasse III, welche die Kriterien nach Absatz 6.3.4.3.1 Bst. a nicht erfüllen, sind die Gleitblockanalysen auf der Grundlage der Schätzungen der Beschleunigungen durchzuführen, die aus zweidimensionalen dynamischen Analysen für die massgebenden Gleitflächen entwickelt wurden. Für die Berechnung der Gleitverschiebungen darf die vertikale Komponente der Beschleunigung vernachlässigt werden.
- 6.8.1.13. Bei Stauanlagen der Klasse III, welche die Kriterien nach Ziffer 6.3.4.3.1 Bst. a erfüllen, dürfen die Beschleunigung im massgebenden Gleitkörper sowie bleibende Verformungen mithilfe von anerkannten semi-empirischen Methoden ermittelt werden.
- 6.8.1.14. Eine rasche Absenkung des Stauseespiegels kann zu ungünstigen Sickerströmungen innerhalb des Damms führen, die sich negativ auf die Stabilität der Stauanlage auswirken. Das Potenzial und die Folgen einer raschen Absenkung des Staauraums nach einem Erdbeben müssen beurteilt werden.

6.8.2 **Analyse, Interpretation der Ergebnisse und Beurteilung der Sicherheit von Schüttdämmen**

- 6.8.2.1. Um das Verhalten eines Schüttdamms bei Erdbeben zuverlässig beurteilen zu können, ist eine angemessene Bewertung der erwarteten Verformungen infolge des Erdbebens erforderlich. Für Schüttdämme aller Stauanlagenklassen müssen die berechneten Verformungen kritisch bewertet werden, wobei der Schwerpunkt auf der Bestimmung der Verringerung des Freibords infolge des Erdbebens liegt.
- 6.8.2.2. Ist nach der Erdbebeneinwirkung von bleibenden Verformungen auszugehen, sind insbesondere folgende Punkte zu beurteilen:
 - Um eine Überströmung des Schüttdammes durch direkte oder indirekte seismische Einwirkungen (z. B. durch Massenbewegung im Staauraum) zu vermeiden, ist ein ausreichend grosser Freibord vorzusehen. Dabei sind erdbebenbedingte Gleitbewegungen und Setzungen der Dammkrone zu berücksichtigen.
 - Auch im verformten Zustand muss innere Erosion ausgeschlossen werden.
- 6.8.2.3. Die zulässigen bleibenden Kronensetzungen, die auf die kombinierten Auswirkungen von Verdichtung, Konsolidierung und Bildung von Gleitflächen aufgrund von Erdbebeneinwirkung zurückzuführen sind, sollten 25% des Sicherheitsfreibords gemäss Definition in Absatz 2.3.2. der Richtlinie Teil C2: Hochwassersicherheit und Stauseeabsenkung nicht überschreiten.
- 6.8.2.4. Wenn Erdbebeneinwirkungen zur Bildung von Rissen oder anderen Versagen führen können, die das Durchsickerungsverhalten des Schüttdammes verändern könnten, muss das Potenzial für Erosion durch diese Anomalien im Damm oder im Untergrund untersucht werden.
- 6.8.2.5. Die Stabilität von Strukturen oder Elementen (z. B. Überlaufmauern oder Leitungen) neben, innerhalb oder unter dem Damm, die möglicherweise zu Überströmungen, Erosion oder Infiltration führen könnten, ist zu überprüfen. Die Sicherheit der Stahlbetonpfeiler eines gesteuerten Überlaufs gegen Versagen durch Biegung ist zu kontrollieren.



- 6.8.2.6. Bei Schüttdämmen mit Kerndichtung kann die Gefahr der inneren Erosion nach der bleibenden Verformung ausgeschlossen werden, wenn folgende Bedingungen eingehalten sind:
- i. Zwischen den einzelnen Zonen des Dammes wird die Filterfunktionalität weiterhin eingehalten.
 - ii. Die Kerndichtung ist immer noch genügend überdeckt und besteht aus Material, welches die vom Erdbeben ausgelösten Verformungen ohne wesentliche Änderung der Durchlässigkeitseigenschaften ertragen kann.
 - iii. Die Restdicke der Filter- und Drainageschichten im deformierten Zustand beträgt mindestens die Hälfte der Dicke im undeformierten Zustand.
- 6.8.2.7. Bei Schüttdämmen mit einer wasserseitigen Oberflächendichtung sind folgende Aspekte zu kontrollieren:
- i. Die Integrität der Dichtung ist zu beurteilen.
 - ii. Ist davon auszugehen, dass die Dichtung beschädigt werden kann, so sind die daraus entstehenden Gefährdungen für den Schüttdamm (wie innere Erosion und veränderte Stabilitätsverhältnisse infolge einer möglichen Ausbildung einer Sickerfläche im Dammbauwerk) zu beurteilen.
 - iii. Die Restdicke der Filter- und Drainageschichten unter der Oberflächendichtung im deformierten Zustand beträgt mindestens die Hälfte der Dicke im undeformierten Zustand.
 - iv. Zwischen den einzelnen Zonen des Dammes wird die Filterfunktionalität weiterhin eingehalten.
- 6.8.2.8. Die Stabilitätsanalyse der Schüttdämme der Stauanlagenklasse I für Nachbeben (Absatz 4.1.2.2) muss die in Absatz 6.3.4.3.3 aufgeführten Nachweismethodiken beinhalten. Die Auswirkungen des durch Erdbebeneinwirkung erzeugten Porenwasserdrucks müssen berücksichtigt werden.
- 6.8.2.9. Die statische Stabilitätsanalyse nach dem Erdbeben kann Standardmethoden zur Böschungstabilität mit den in Absatz 4.1.2.3 genannten Partialfaktoren für alle Stauanlagenklassen beinhalten. Die Auswirkungen des durch Erdbebeneinwirkung erzeugten Porenwasserdrucks müssen berücksichtigt werden.
- 6.8.2.10. Ein Flussdiagramm, das für die Analyse, die Interpretation der Ergebnisse und den Nachweis der Sicherheit von Schüttdämmen zu befolgen ist, ist in Abbildung 6 dargestellt.



Anmerkungen basierend auf den im Flussdiagramm angegebenen Zahlen:

1. Beurteilung des Verflüssigungspotenzials (siehe Absatz 5.3.8).
2. Sind alle Bedingungen in 6.3.4.3.1 Bst. a eingehalten? NHPD steht für Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren.
3. Wie in Absatz 6.3.4.3.1, Bst. a beschrieben, sind Scherdehnungen zu kontrollieren und die ursprüngliche Annahme der Dämpfung ist entsprechend zu überprüfen.
4. Leistungskriterien und Verhaltensziele werden im Abschnitt 2 und im Absatz 6.8.2 beschrieben.
5. Wie in den Absätzen 6.3.4.3.1 Bst. b oder 6.3.4.3.2 beschrieben, steht Eq. Li. & PWP für eine Zeitverlaufsberechnung unter Verwendung einer äquivalenten linearen Methode, mit einer Gleitblockanalyse. Die potenziellen Auswirkungen des Aufbaus des Porenwasserüberdrucks sind zu berücksichtigen.
6. Wie in Absatz 6.3.4.3.3 beschrieben.

Abbildung 6. Flussdiagramm für den Erdbebensicherheitsnachweis von Schüttdämmen.



7 Literaturverzeichnis

- 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).



Anhang A: Karten von $PPSA_R$ für 3 verschiedene Erdbeben-Wiederkehrperioden

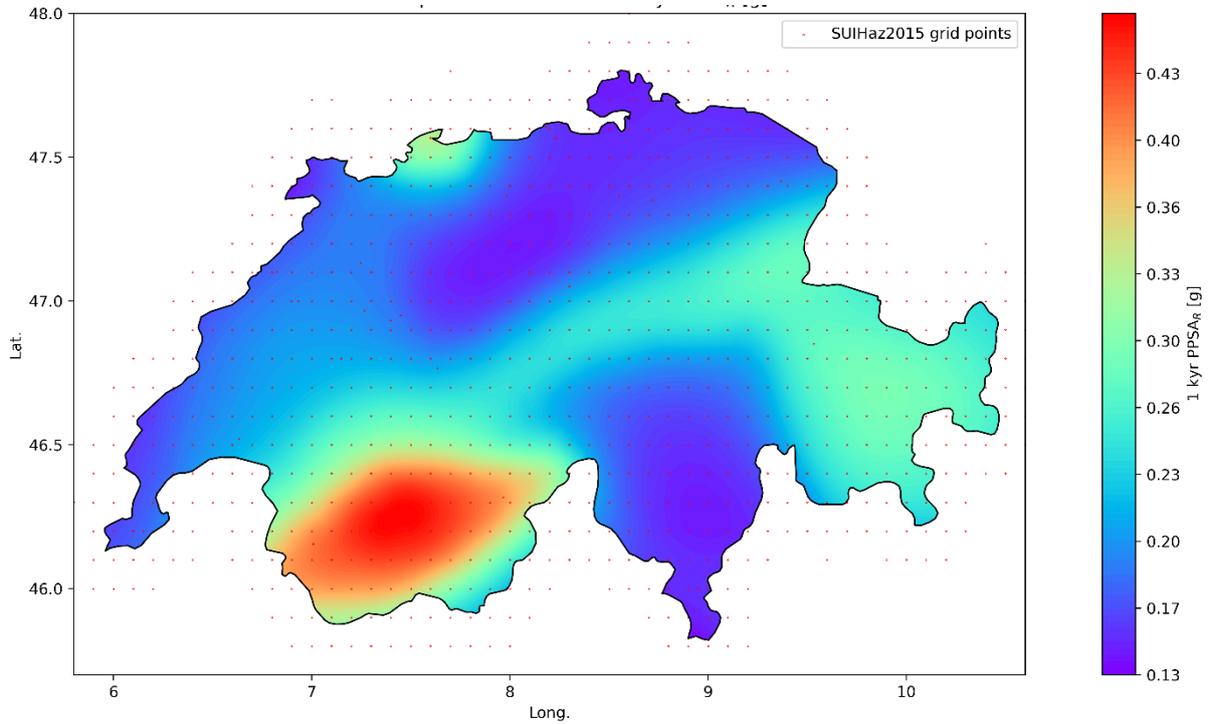


Abbildung A1: Die Karte von $PPSA_R$ für das Sicherheitsbeurteilungs-Erdbeben mit einer Wiederkehrperiode von 1'000 Jahren.

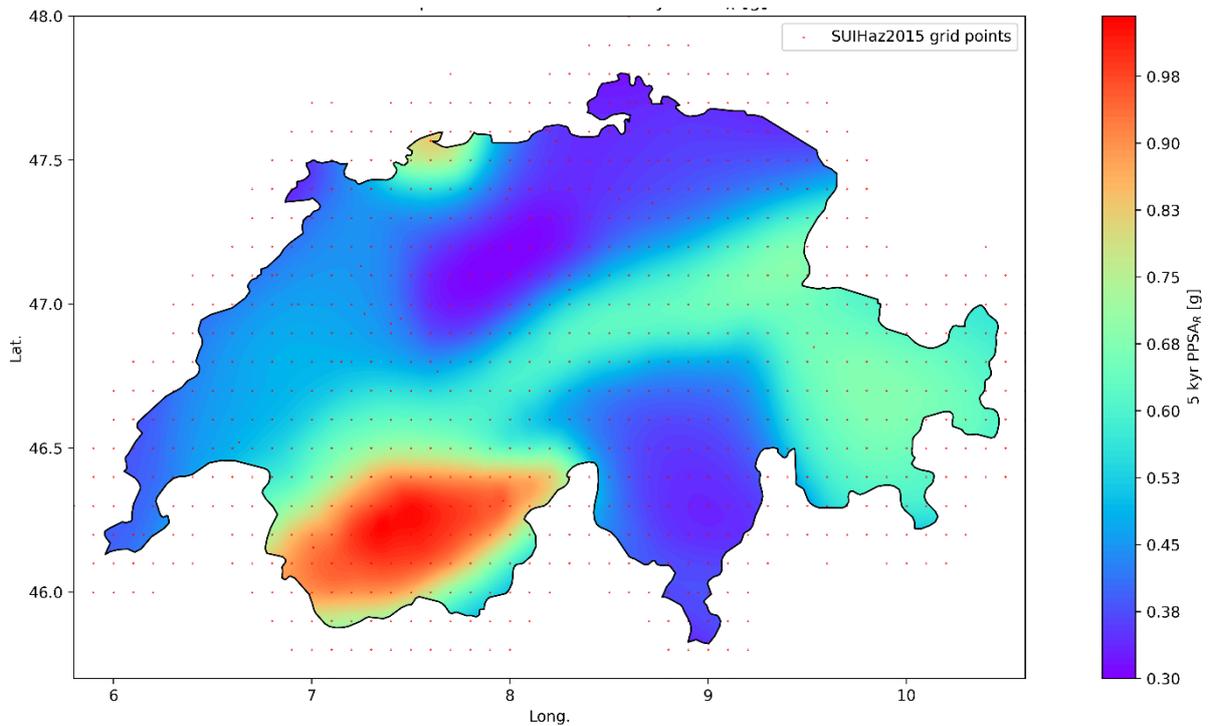


Abbildung A2: Die Karte von $PPSA_R$ für das Sicherheitsbeurteilungs-Erdbeben mit einer Wiederkehrperiode von 5'000 Jahren.

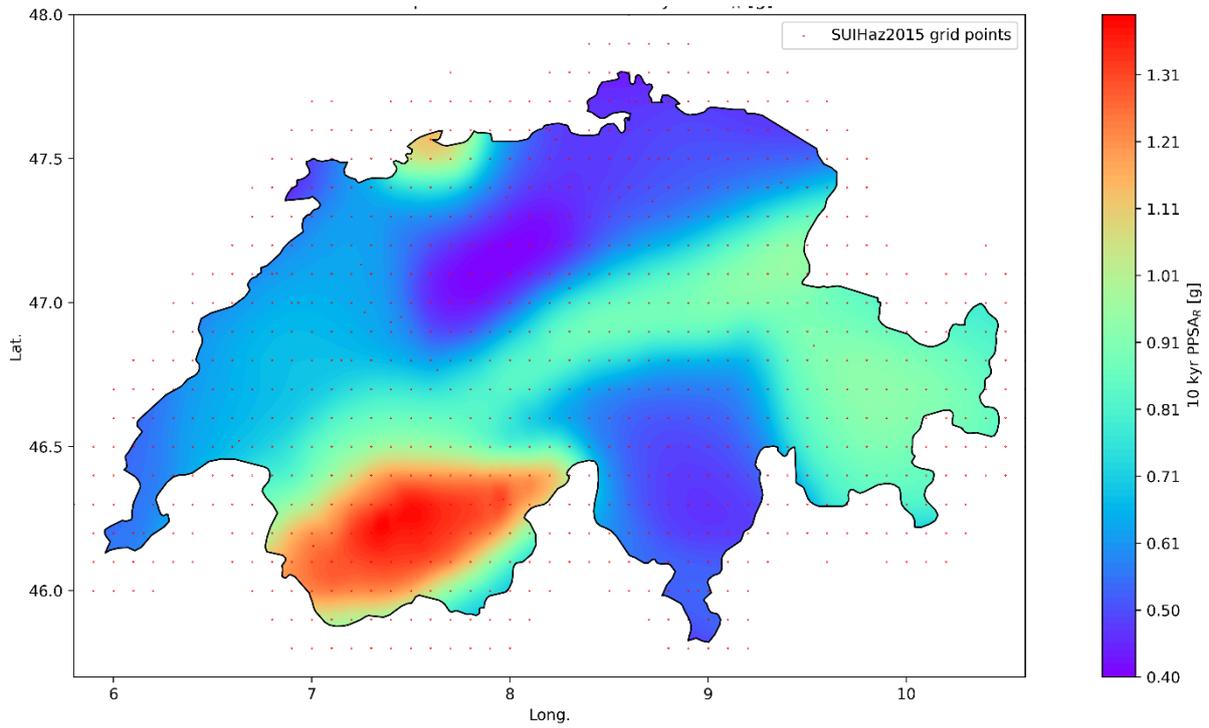


Abbildung A3: Die Karte von $PPSA_R$ für das Sicherheitsbeurteilungs-Erdbeben mit einer Wiederkehrperiode von 10'000 Jahren.



Anhang B: Seismische Zonen und Deaggregation der Erdbebengefährdung

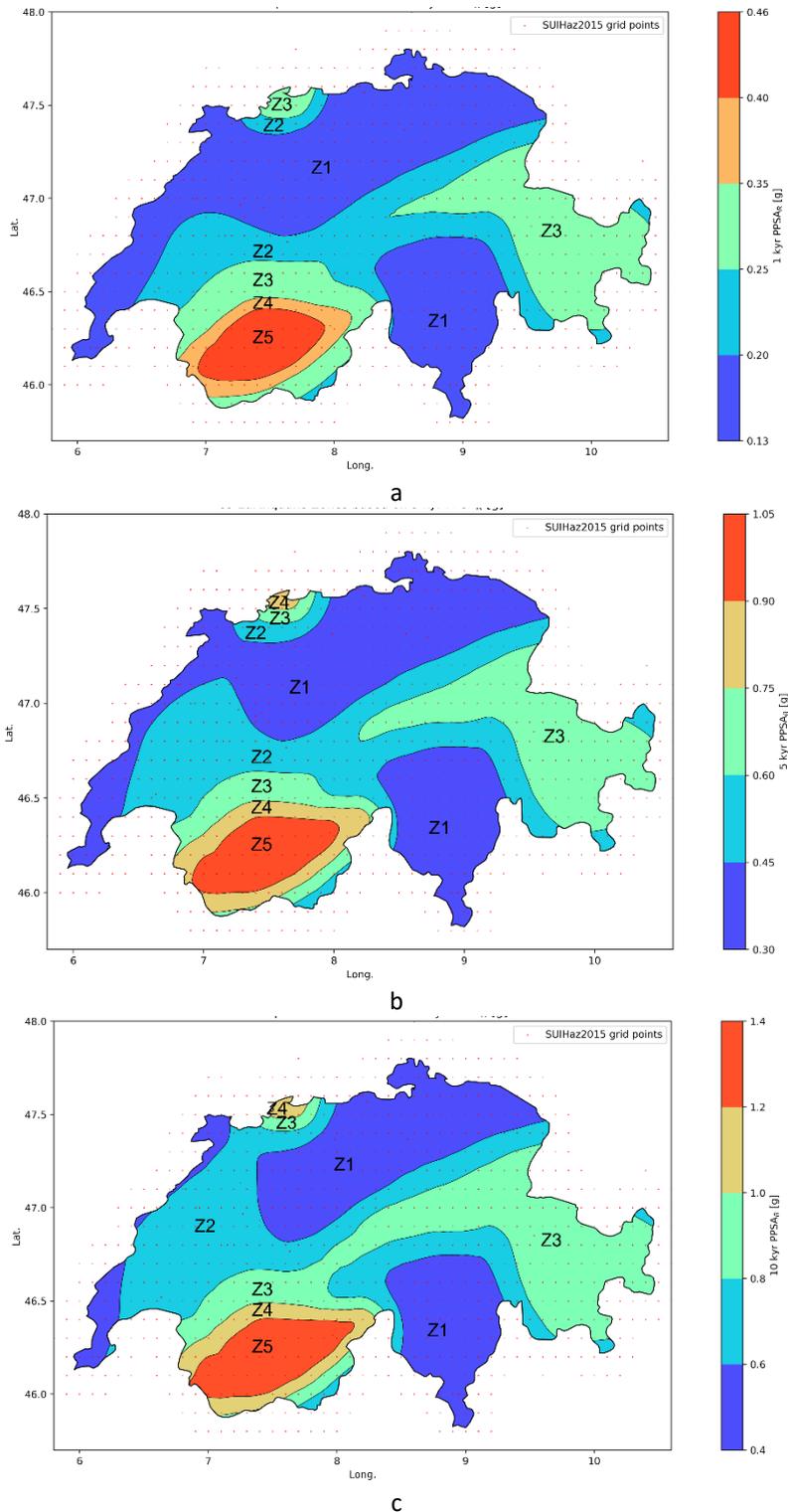


Abbildung B1: Seismische Zonen für Stauanlagen in der Schweiz. Oben: für eine Wiederkehrperiode von 1'000 Jahren. Mitte: für eine Wiederkehrperiode von 5'000 Jahren. Unten: für eine Wiederkehrperiode von 10'000 Jahren.



Normalisierter Beitrag für eine Wiederkehrperiode von 1000 Jahren, SA(0.15s) und SA(1.0s) SUIhaz2015
Aggregationstyp: Mittelwert

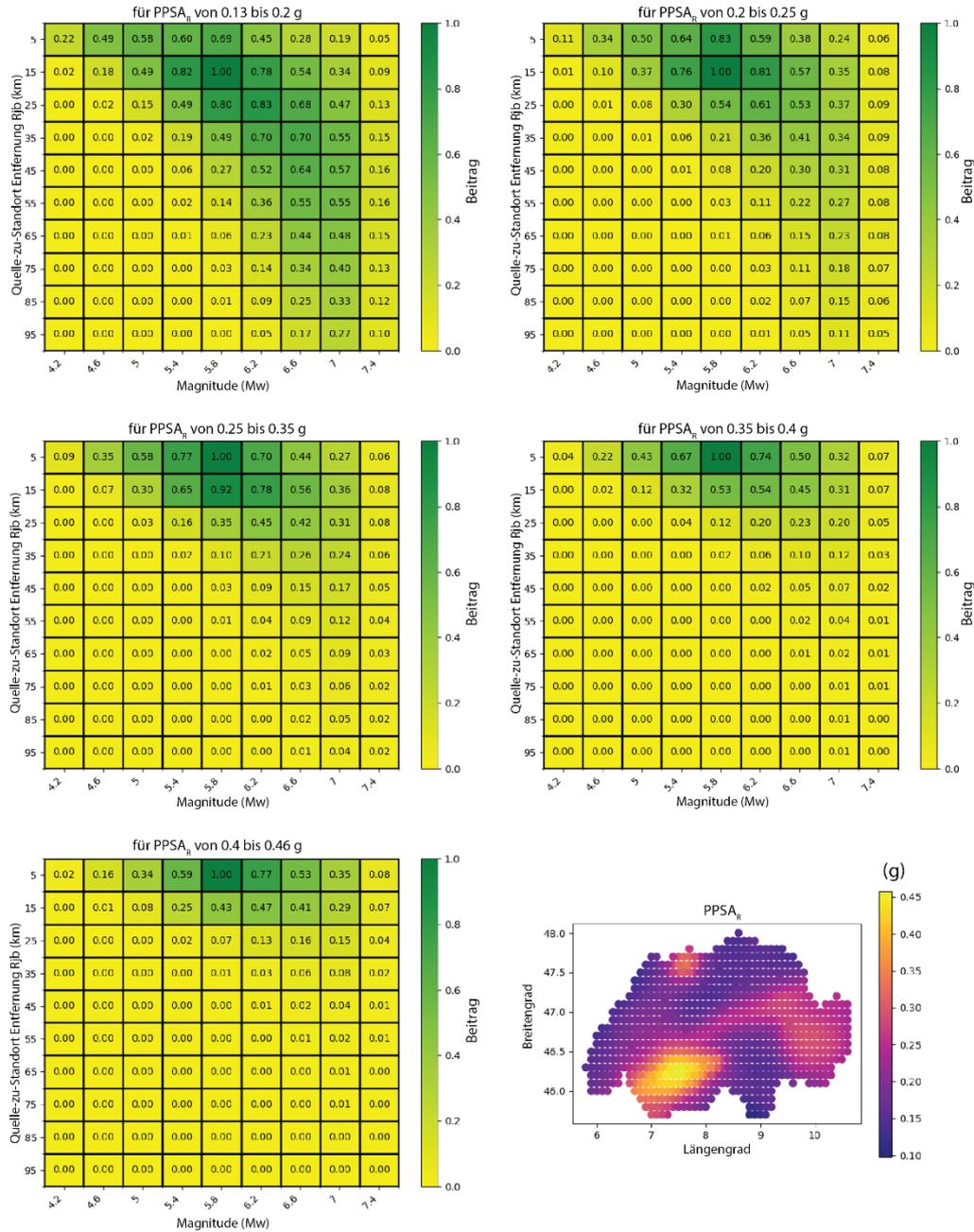


Abbildung B2: Darstellung der Deaggregation der seismischen Gefährdung in Form normalisierter Heatmaps welche die Summe der Beiträge der Deaggregation von zwei Bodenbewegungsgrößen (IMT) (spektrale Beschleunigung bei 0.15 S und 1.0 S Periode) zusammenfassen, abgeleitet aus dem Mittelwert über alle Berechnungspunkte, die zu der in Abbildung B1a definierten seismischen Zone, gehören und eine Wiederkehrperiode von 1'000 Jahren haben. Die Farbe und die Zahl in jeder Zelle geben die relative Bedeutung der verschiedenen Magnituden-Entfernungs-Szenarien in der seismischen Gefährdung an; die relative Signifikanz ist = 1.0 bei den Szenarien mit grossem Beitrag zur seismischen Gefährdung, sie ist = 0.0 bei Szenarien ohne signifikanten Beitrag zur seismischen Gefährdung. Informationen zu den Daten und der Methodik finden sich in Bergamo et al. (2022). Unten rechts: Verteilung der $PPSA_R$ (g) für die einzelnen Berechnungspunkte des Modells SUIhaz2015 und für eine Wiederkehrperiode von 1'000 Jahren.



Normalisierter Beitrag für eine Wiederkehrperiode von 5000 Jahren, SA(0.15s) und SA(1.0s) SUIhaz2015
Aggregationstyp: Mittelwert

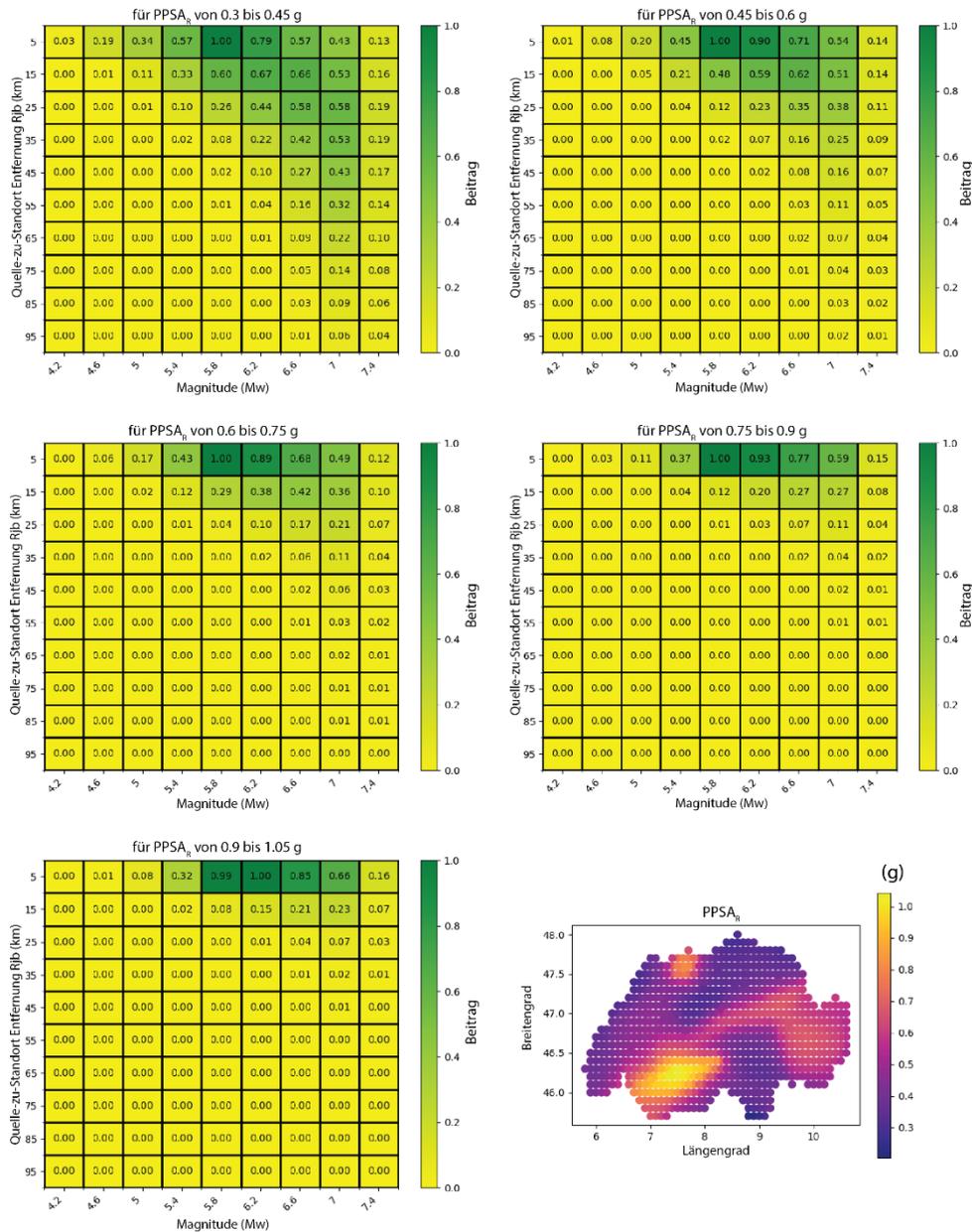


Abbildung B3: Darstellung der Deaggregation der seismischen Gefährdung in Form normalisierter Heatmaps welche die Summe der Beiträge der Deaggregation von zwei Bodenbewegungsgrößen (IMT) (spektrale Beschleunigung bei 0.15 S und 1.0 S Periode) zusammenfassen, abgeleitet aus dem Mittelwert über alle Berechnungspunkte, die zu der in Abbildung B1b definierten seismischen Zone, gehören und eine Wiederkehrperiode von 5'000 Jahren haben. Die Farbe und die Zahl in jeder Zelle geben die relative Bedeutung der verschiedenen Magnituden-Entfernungs-Szenarien in der seismischen Gefährdung an; die relative Signifikanz ist = 1.0 bei den Szenarien mit grossem Beitrag zur seismischen Gefährdung, sie ist = 0.0 bei Szenarien ohne signifikanten Beitrag zur seismischen Gefährdung. Informationen zu den Daten und der Methodik finden sich in Bergamo et al. (2022). Unten rechts: Verteilung der PPSA_R (g) für die einzelnen Berechnungspunkte des Modells SUIhaz2015 und für eine Wiederkehrperiode von 5'000 Jahren.



Normalisierter Beitrag für eine Wiederkehrperiode von 10000 Jahren, SA(0.15s) und SA(1.0s) SUIhaz2015
Aggregationstyp: Mittelwert

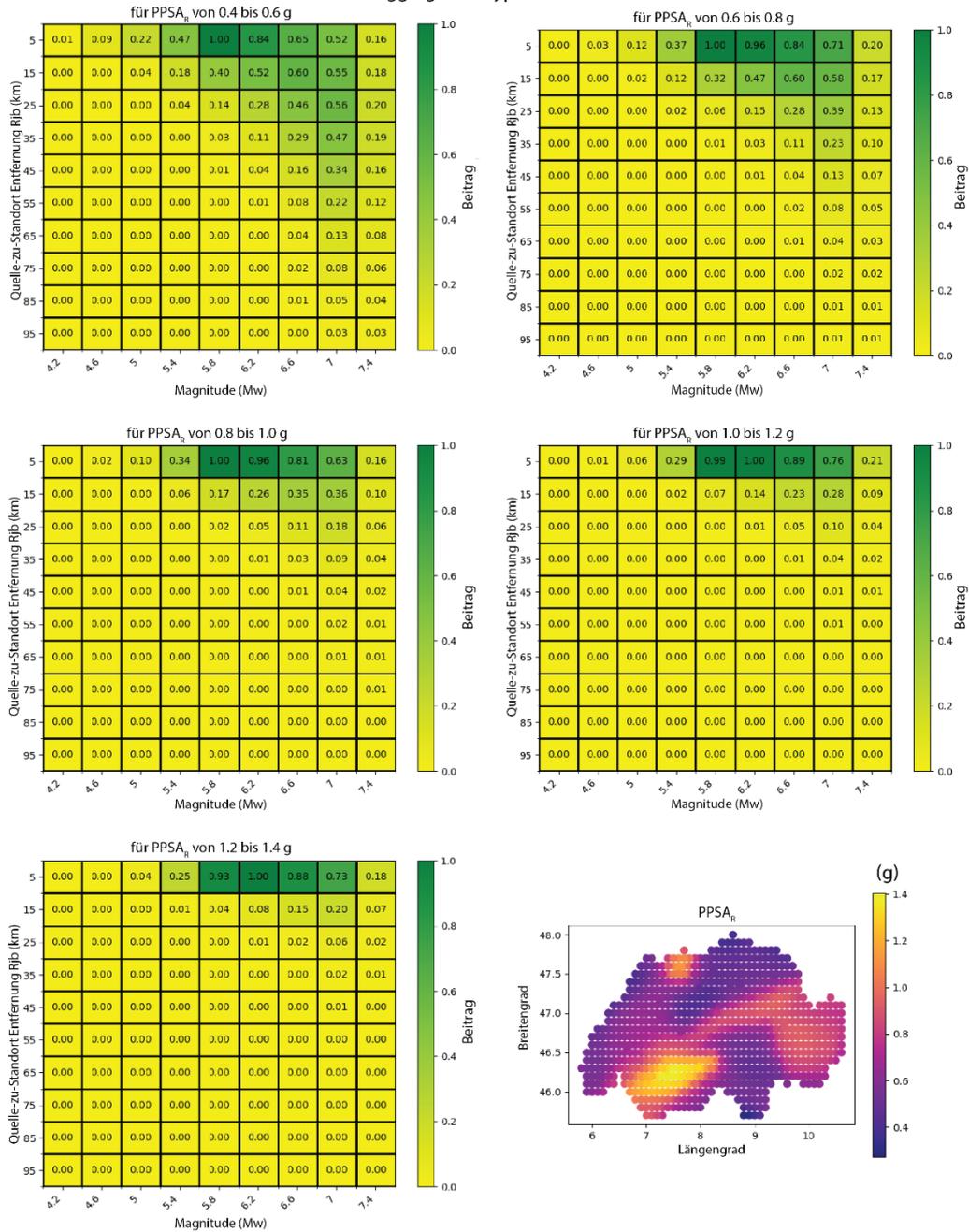


Abbildung B4: Darstellung der Deaggregation der seismischen Gefährdung in Form normalisierter Heatmaps welche die Summe der Beiträge der Deaggregation von zwei Bodenbewegungsgrößen (IMT) (spektrale Beschleunigung bei 0.15 S und 1.0 S Periode) zusammenfassen, abgeleitet aus dem Mittelwert über alle Berechnungspunkte, die zu der in Abbildung B1c definierten seismischen Zone, gehören und eine Wiederkehrperiode von 10'000 Jahren haben. Die Farbe und die Zahl in jeder Zelle geben die relative Bedeutung der verschiedenen Magnituden-Entfernungs-Szenarien in der seismischen Gefährdung an; die relative Signifikanz ist = 1.0 bei den Szenarien mit grossem Beitrag zur seismischen Gefährdung, sie ist = 0.0 bei Szenarien ohne signifikanten Beitrag zur seismischen Gefährdung. Informationen zu den Daten und der Methodik finden sich in Bergamo et al. (2022). Unten rechts: Verteilung der PPSA_R (g) für die einzelnen Berechnungspunkte des Modells SUIhaz2015 und für eine Wiederkehrperiode von 10'000 Jahren.



Anhang C: Anforderungen an die standortspezifische Bestimmung der Erdbebeneinwirkung für Stauanlagen in der Schweiz

C1 Allgemeines

In diesem Anhang werden die Mindestanforderungen des Bundesamts für Energie (BFE) an die Standortstudien (lokale Baugrundamplifikationsstudie oder Site Response Analysis, *SRA*) und die probabilistische seismische Gefährdungsanalyse (Probabilistic Seismic Hazard Analysis, *PSHA*) für eine bestimmte Stauanlage erläutert. In der Regel sind drei Optionen für die Bestimmung der Erdbebeneinwirkung vorgesehen, die als Grundlage für den Erdbebensicherheitsnachweis einer Stauanlage in der Schweiz verwendet werden können und die in Abbildung C1 schematisch dargestellt sind. Die jeweiligen Spezifikationen dieser drei Optionen werden in den folgenden Absätzen detailliert beschrieben.

In der Richtlinie Teil C3 wird die Erdbebeneinwirkung an jedem Ort in der Schweiz durch die Kombination von zwei Elementen bestimmt:

- Erdbebengefährdung auf dem Referenzfels ² (Abschnitt 4.2)
- Auswirkungen von Baugrundverhältnissen, die im Vergleich zum Referenzfels die Bodenbewegung an einem bestimmten Ort beeinflussen (Absatz 4.3.2).

Für die Bestimmung der Erdbebengefährdung auf dem Referenzfels sind zwei Optionen vorgesehen:

- 1) Verwendung des Modells *SUIhaz2015* (Wiemer et al., 2016) (Verfahren 1 in Abbildung C1),
- 2) Durchführung einer probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse (*PSHA*) (Verfahren 2 in Abbildung C1).

Für die Bestimmung der Auswirkungen von Baugrundverhältnissen sind ebenfalls zwei Optionen vorgesehen:

- a) Verwendung der Amplifikationsfaktoren, wie in Tabelle 3 zusammengefasst (Absatz 4.3.4),
- b) Durchführung einer Standortstudie (*SRA*), d. h. Beurteilung der seismischen Reaktion des Standorts unter Verwendung numerischer Bodenbewegungssimulationstechniken vorzugsweise in Verbindung mit Messungen vor Ort

Dabei ist zu beachten, dass die Durchführung der Verfahren 1a und 1b eine Voraussetzung für die Bestimmung der Erdbebeneinwirkung auf der Grundlage von Verfahren 2 ist.

C1.1 Verfahren 1a

Gemäss Abschnitt 4.2 kann die Erdbebengefährdung auf dem Referenzfels in Form des mittleren Uniform-Hazard-Spektrums (*UHS*) auf dem „Schweizer Referenzfels“ (Abbildung C2) angenommen werden. Der „Schweizer Referenzfels“ wird von Poggi et al. (2011) definiert und im Modell *SUIhaz2015* (Wiemer et al., 2016) verwendet. Gemäss Absatz 4.3.2 können die Baugrundverhältnisse berücksichtigt werden, indem der Untergrund in verschiedene Baugrundklassen eingeteilt wird. Für jede Baugrundklasse wird ein Amplifikationsfaktor S_x definiert. Der Amplifikationsfaktor S_x wird verwendet, um die maximale spektrale Beschleunigung auf dem Schweizer Referenzfels ($PPSA_R$) auf die maximale spektrale Beschleunigung, von der vor Ort ausgegangen wird ($PPSA_x$), zu skalieren. $PPSA_x$ wird

² In der Richtlinie Teil C3 hat das Scherwellengeschwindigkeitsprofil des Referenzfelsens eine minimale Scherwellengeschwindigkeit von $V_s \geq 1000$ m/s, eine minimale zeitgemittelte Scherwellengeschwindigkeit $V_{s30} \geq 1105$ m/s und sollte der in Gleichung C1 definierten Form entsprechen. Bei der Analyse der Erdbebengefährdung wird das Scherwellengeschwindigkeitsprofil des Referenzfelsens als Zielgeschwindigkeitsprofil bei der Anpassung von «Host-to-Target»-Übertragungen verwendet.



verwendet, um das elastische Antwortspektrum nach den Gleichungen in Absatz 4.3.4.2 zu erstellen. Es ist zu beachten, dass bei der Definition der Amplifikationsfaktoren S_x verschiedene Unsicherheitsquellen, einschliesslich der Unsicherheiten bei der Bestimmung der Baugrundklasse, berücksichtigt wurden. Daher ist dieser Ansatz mit einem gewissen Mass an Konservativität verbunden. Die Bestimmung der Erdbebeneinwirkung nach Verfahren 1a ist Voraussetzung für die Beurteilung der Erdbebensicherheit aller Stauanlagen in der Schweiz und dient als Referenz, für Fälle, bei denen ein anderes Verfahren angewendet werden soll.

C1.2 Verfahren 1b

Die Richtlinie Teil C3 ermöglicht auch die Bestimmung der Erdbebeneinwirkung auf der Grundlage lokaler Bedingungen, wenn umfassende detaillierte Merkmale des Standorts (einschliesslich des Geschwindigkeitsprofils der Scherwelle und anderer für die Erdbebeneinwirkung massgebender Merkmale) verfügbar sind. Die Auswirkungen auf den Standort können mit einer Standortstudie (lokale Baugrundamplifikationsstudie oder *Site Response Analysis, SRA*) bestimmt werden, anstatt den Amplifikationsfaktor S_x auf der Grundlage einer zugewiesenen Baugrundklasse anzuwenden, wie in Verfahren 1a beschrieben. Nach Abschluss von Verfahren 1a und Ermittlung einer ersten Schätzung der Erdbebeneinwirkung am Standort der Stauanlage kann die Erdbebengefährdung des Referenzfelsens, der durch das Modell SUlhaz2015 (Wiemer et al., 2016) definiert ist, mit einer Standortantwortanalyse kombiniert werden. Dieses Verfahren liefert eine realistischere Einschätzung der Auswirkungen der Baugrundverhältnisse am Standort der Stauanlage und kann die Ergebnisse von Verfahren 1a ersetzen. Die Mindestanforderungen des BFE an Standortstudien sind in Absatz C2 aufgeführt.

C1.3 Verfahren 2

In den beiden Verfahren 1a und 1b wird die Erdbebengefährdung auf der Grundlage des Modells SUlhaz2015 (Wiemer et al., 2016) für den Schweizer Referenzfels definiert. Nach Abschluss von Verfahren 1b ist es in begründeten Fällen möglich oder notwendig, die lokale Erdbebengefährdung auf der Grundlage einer standortspezifischen probabilistischen Erdbebengefährdungsanalyse (*PSHA*) zu bestimmen. Zu diesem Zweck muss die Gefährdung auf Referenzfels bestimmt werden, wobei auch ein anderer Referenzfels als der Schweizer Referenzfels verwendet werden kann. Die Ergebnisse der probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse (*PSHA*) werden dann in die Standortstudie (lokale Baugrundamplifikationsstudie oder *Site Response Analysis, SRA*) integriert. Die Möglichkeit einer standortspezifischen seismischen Gefährdungsanalyse wird in Verfahren 2 in Abbildung C1 beschrieben.

Wenn Verfahren 2 befolgt wird, wird davon ausgegangen, dass die Erdbebengefährdung angemessen und gründlich untersucht wird, dass die Beurteilung objektiv ist und nicht durch kognitive Verzerrungen beeinflusst wird, dass der Gesamtprozess vollständig dokumentiert wird und dass die Ergebnisse reproduzierbar sind. Daher ist es erforderlich, dass die Bewertung der Erdbebengefährdung von einem partizipativen Peer-Review-Verfahren begleitet wird. Zu diesem Zweck wird empfohlen, die Probabilistische seismische Gefährdungsanalyse (*PSHA*) gemäss den aktualisierten SSHAC-Richtlinien³ durchzuführen, die ein mehrstufiges Bewertungsverfahren vorsehen.

Die Entscheidung über die Referenzstufe des SSHAC-Verfahrens und Abweichungen von den SSHAC-Richtlinien liegen in der Verantwortung der Betreiberin und sind in Absprache mit ExpertInnen und der Aufsichtsbehörde zu treffen. Die Mindestanforderungen des BFE an die probabilistische seismische Gefährdungsanalyse (*PSHA*) sind in Absatz C3 aufgeführt.

³ Informationen zu den aktualisierten Richtlinien des SSHAC (Senior Seismic Hazard Analysis Committee) sind im Dokument „Updated Implementation Guidelines for SSHAC Hazard Studies“ (NUREG-2213) unter folgendem Link zu finden: <https://www.nrc.gov/reading-rm/doc-collections/nuregs/staff/sr2213/index.html>.

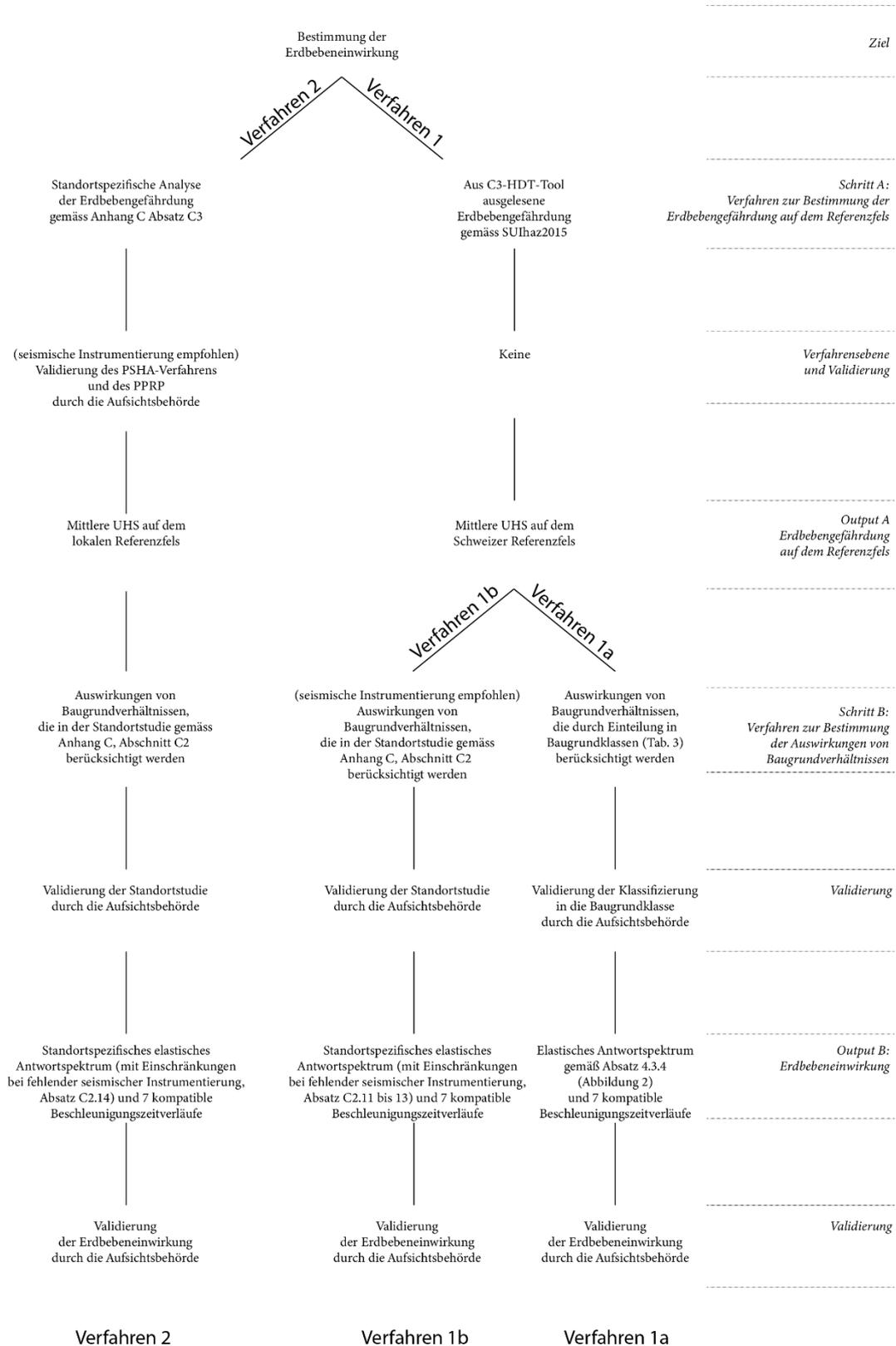


Abbildung C1: Verfahren zur Bestimmung der Erdbebeneinwirkung.



Scherwellengeschwindigkeitsprofil (V_s) des Schweizer Referenzfelsens

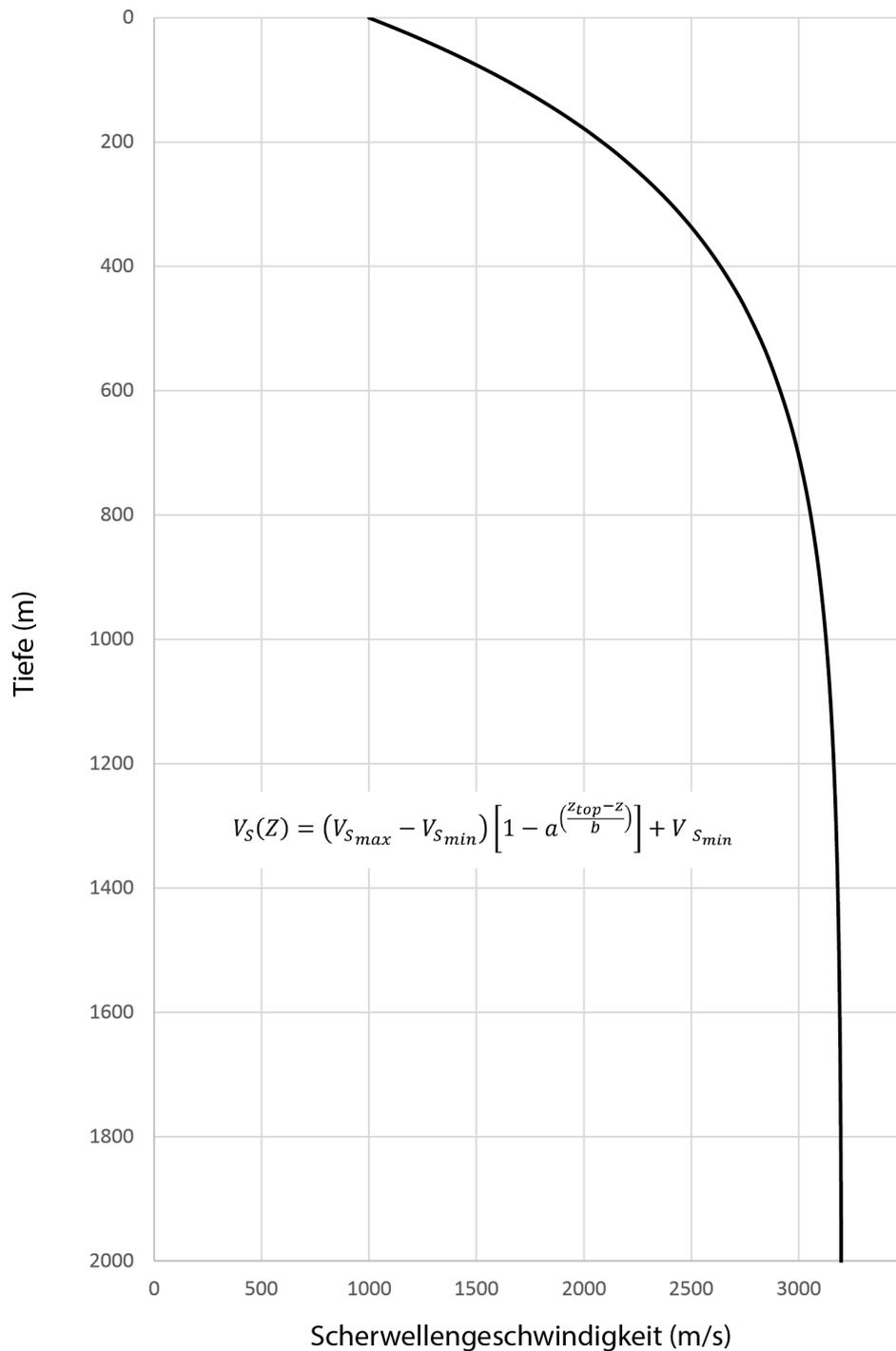


Abbildung C2: Scherwellengeschwindigkeitsprofil des Schweizer Referenzfelsens von Poggi et al. (2011). $V_s(Z)$: Scherwellengeschwindigkeit in der Tiefe Z ; $V_{s_{max}} = 3200$ m/s; $V_{s_{min}} = 1000$ m/s, $a = 1.3046$; $b = 78.1674$ und $Z_{top} = 0.5$ m (Anfangstiefe des Scherwellengeschwindigkeitsprofils), weitere Einzelheiten sind in Poggi et al. (2011) zu finden.



C2 Anforderungen an Standortstudien (SRA)⁴

- C2.1 In diesem Abschnitt werden die Anforderungen an die Standortstudie und die Entwicklung des entsprechenden elastischen Antwortspektrums festgelegt.
- C2.2 Das standortspezifische elastische Antwortspektrum, das aus der Standortstudie entwickelt wurde, kann das elastische Antwortspektrum aus Verfahren 1a, wie in Absatz C1.1 beschrieben, ersetzen.
- C2.3 Die Referenzgefährdung, d. h. die Erdbebengefährdung auf dem Referenzfels, ist definiert als das mittlere Uniform-Hazard-Spektrum (*UHS*), das entweder aus dem Modell SUIhaz2015 (Wiemer et al., 2016) (Verfahren 1 in Abbildung C1) oder aus einer spezifischen probabilistischen Erdbebengefährdungsanalyse (Verfahren 2 in Abbildung C1 und wie in Absatz C2 beschrieben) ermittelt wird.
- C2.4 Die Standortstudie (*SRA*) ist hinsichtlich der Grundlagen, Methodik, Zwischenergebnisse und Entscheidungen nachvollziehbar zu dokumentieren. Die Aufzeichnung seismischer Ereignisse mittels permanenter oder temporärer seismischer Instrumentierung wird empfohlen. Sie ermöglicht den Nachweis der Standortstudie und die Reduzierung epistemischer Unsicherheiten.
- C2.5 Insbesondere sind folgende Punkte angemessen zu behandeln und zu dokumentieren:
- geologische und geotechnische Verhältnisse;
 - aleatorische und epistemische Unsicherheiten;
 - Sensitivitätsanalyse mit Berücksichtigung der Unsicherheiten;
 - geophysikalische Beschreibung der Bodenschichten und des darunterliegenden Felsprofils, einschliesslich:
 - H/V-Messungen und deren Interpretation;
 - S-Wellen-Messungen und deren Interpretation:
 - Die gewünschte Erkundungstiefe sollte in einem ersten Schritt auf der Grundlage der lokalen Geologie und der H/V-Messungen (f_0) festgelegt werden. Der Standort sollte bis zu einer ausreichenden Tiefe untersucht werden, um den tiefsten Impedanzkontrast zu lokalisieren und zu charakterisieren, der für die Analyse massgebend ist.
 - Eine Kombination aus aktiven und passiven seismischen Methoden sollte bevorzugt werden. Bei S-Wellen-Profilen, die durch die Inversion von Oberflächenwellen abgeleitet werden, die von aktiven Quellen erzeugt werden (z. B. *Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW)*), sollte die Analyse von Rayleigh- und Love-Wellen nach Möglichkeit kombiniert werden. Es sollte versucht werden, den nicht eindeutigen Charakter des Inversionsprozesses so weit wie möglich zu reduzieren.
 - Die Kompatibilität der Geschwindigkeitsprofile mit der lokalen Geologie ist zu bewerten und ausreichend zu begründen.
 - Die P- und S-Wellengeschwindigkeiten der relevanten anstehenden Gesteine.
 - Bei Stauanlagen der Klassen I und II kann es bei Lockergestein oder nicht verfestigten Schichten angebracht sein, das nichtlineare Materialverhalten zu berücksichtigen. In

⁴ Einige dieser Anforderungen entsprechen denen von Kapitel 11 von SIA 261/1 (2020).



diesem Fall ist der Prozess der Parameterbestimmung und des Nachweises zu dokumentieren;

- Tiefe des Grundwasserspiegels; und
- Wahl zwischen 1-D-, 2-D- oder 3-D-Standortstudien und Begründungen der Wahl.

C2.6 Über die epistemischen Unsicherheiten darf nicht gemittelt werden. Sie sind genügend gross anzusetzen und mindestens für folgende Aspekte zu berücksichtigen:

- Scherwellengeschwindigkeitsprofile;
- Tiefe und Geometrie des Hauptimpedanzkontrasts,;
- Materialeigenschaften.

C2.7 Für Fälle, in denen die Standortstudie nicht durch lokale Erdbebenregistrierungen mit seismischen Instrumenten verifiziert wurde, soll die Form der elastischen Antwortspektren in der Regel analog zu Absatz 4.3.4 festgelegt werden.

C2.8 Das standortspezifische elastische Antwortspektrums oder *UHS* für die horizontale Beschleunigung wird aus dem Mittelwert des *UHS* für den Referenzfels, multipliziert mit der Umhüllenden der Amplifikationsfunktionen aus verschiedenen Annahmen zu den Modellen des Untergrunds bestimmt. Bei der Erstellung der Umhüllende der Amplifikationsfunktionen dürfen einzelne isolierte Spitzen im Plateaubereich um maximal 20% unterschritten werden.

C2.9 Eine Amplifikationsfunktion kann durch Konvolution dekonvolvierter Beschleunigungszeitverläufe abgeleitet werden (Abbildung C3). In diesem Fall sollte die Dekonvolution auf Freifeld Beschleunigungszeitverläufe angewendet werden. Die Zeitverläufe sollten an Standorten mit Felsuntergrund worden sein aufgezeichnet und mit der Erdbebengefährdung am Standort der Stauanlage kompatibel sind⁵. Zudem ist Folgendes zu berücksichtigen:

- Der Konvolutionsprozess beginnt an einem Punkt, der ausreichend weit unterhalb des Übergangs zwischen Fels und Bodenschicht liegt. Die Konvolution ist in einer Anfangstiefe anzuwenden, wo die Scherwellengeschwindigkeit im lokalen Felsprofil ungefähr der Scherwellengeschwindigkeit im Referenzprofil entspricht. Zu diesem Zweck können Scherwellengeschwindigkeiten unterhalb des Explorationspotenzials der geophysikalischen Methoden auf der Grundlage der lokalen Geologie und zuverlässiger Korrelationen abgeschätzt werden.
- Die Amplifikationsfunktion wird berechnet, indem die Ordinaten des elastischen Antwortspektrums, das aus dem Beschleunigungszeitverlauf abgeleitet und entlang des standortspezifischen Profils konvolviert wurde, durch die entsprechenden Ordinaten des elastischen Antwortspektrums dividiert werden, das aus demselben Beschleunigungszeitverlauf abgeleitet, aber entlang des Referenzfelsens konvolviert wurde (siehe Abbildung C3).
- Für einzelne Modelle des Standorts soll das geometrische Mittel der Amplifikationsfunktionen verwendet werden, berechnet mit mindestens 11 Beschleunigungszeitverläufen, die für die lokale Erdbebengefährdung auf Referenzfels repräsentativ sind.

⁵ Der Dekonvolutionsprozess sollte anhand des in Abbildung C3 dargestellten Verfahrens überprüft werden. Auf Einzelfallebene kann anstelle des Dekonvolutionsprozesses eine lineare Skalierung des Beschleunigungszeitverlaufs im freien Feld verwendet werden.



- Um die mit dem Standort verbundene epistemische Unsicherheit zu berücksichtigen, wird die Umhüllende der Amplifikationsfunktionen aller Modelle verwendet.

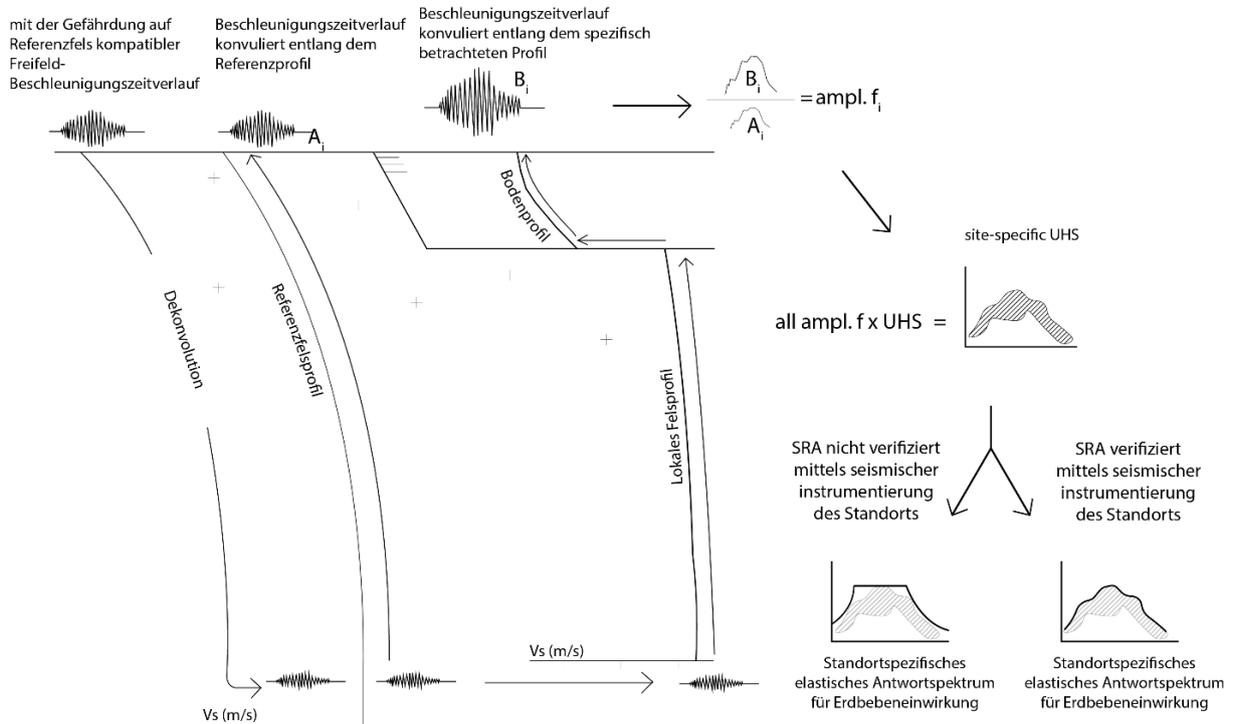


Abbildung C3: Vereinfachte Darstellung des Vorgehens zur Standortstudie (SRA) mittels Amplifikationsfunktionen

- C2.10 Die in Absatz 4.3.5 aufgeführten Kompatibilitätskriterien für die Auswahl von Beschleunigungszeitverläufen sind auf die Standortstudie anzuwenden, mit folgenden Ausnahmen:
- (i) Die Erdbebengefährdung auf dem Referenzfels in Form der mittleren UHS kann als Zielspektrum für die Standortstudie verwendet werden.
 - (ii) Für Standortstudien sollte die Anzahl der Beschleunigungszeitverläufe nicht weniger als 11 betragen.
 - (iii) Bei der Standortstudie darf das arithmetische Mittel der Antwortspektren aller Zeitreihen nicht weniger als 75% und nicht mehr als 130% des Zielantwortspektrums für alle Perioden im massgebenden Periodenbereich betragen.
- C2.11 Für die Standortstudie mit der Erdbebengefährdung auf Referenzfels, die durch das Modell SUlhaz2015 definiert ist (Verfahren 1b), und die nicht durch seismische Instrumente verifiziert wurde, wird das abgeleitete elastische Antwortspektrum das elastische Antwortspektrum gemäss Absatz 4.3.4 (Verfahren 1a) ersetzen. In diesem Fall dürfen für Standorte mit $V_{s30} < 800$ m/s die Ordinatenwerte des elastischen Antwortspektrums aus der Standortstudie (d. h. Output B in Verfahren 1b) nicht niedriger sein als die Ordinatenwerte des elastischen Antwortspektrums, das gemäss Absatz 4.3.4 für denselben Standort für eine hypothetische Baugrundklasse A (mit $S_A = 1.4$) bestimmt wurde.
- C2.12 Beim Verfahren 1b mit Standortstudie, die nicht durch seismische Instrumentierung verifiziert wurde, dürfen für Standorte mit $V_{s30} \geq 800$ m/s, aber < 1105 m/s, die Ordinatenwerte des elastischen Antwortspektrums aus der Standortstudie (d. h. Output B in Verfahren 1b) nicht weniger sein als 75% der Ordinatenwerte des entsprechenden elastischen Antwortspektrums



betragen, das gemäss Absatz 4.3.4 für eine äquivalente Baugrundklasse (d.h. Output B in Verfahren 1a; Abbildung C4) bestimmt wurde.

- C2.13 Beim Verfahren 1b mit Standortstudie, die nicht durch seismische Instrumentierung verifiziert wurde, dürfen für Standorte mit $V_{S30} \geq 1105$ m/s die Ordinatenwerte des elastischen Antwortspektrums aus der Standortstudie (d. h. Output B in Verfahren 1b) nicht weniger als 75% der Ordinatenwerte des elastischen Antwortspektrums für denselben Standort gemäss Absatz 4.3.4 für eine hypothetische Baugrundklasse R betragen.



Beschränkungen der Standortstudie (SRA) in Fällen ohne Verifizierung mittels seismischer Instrumentierung

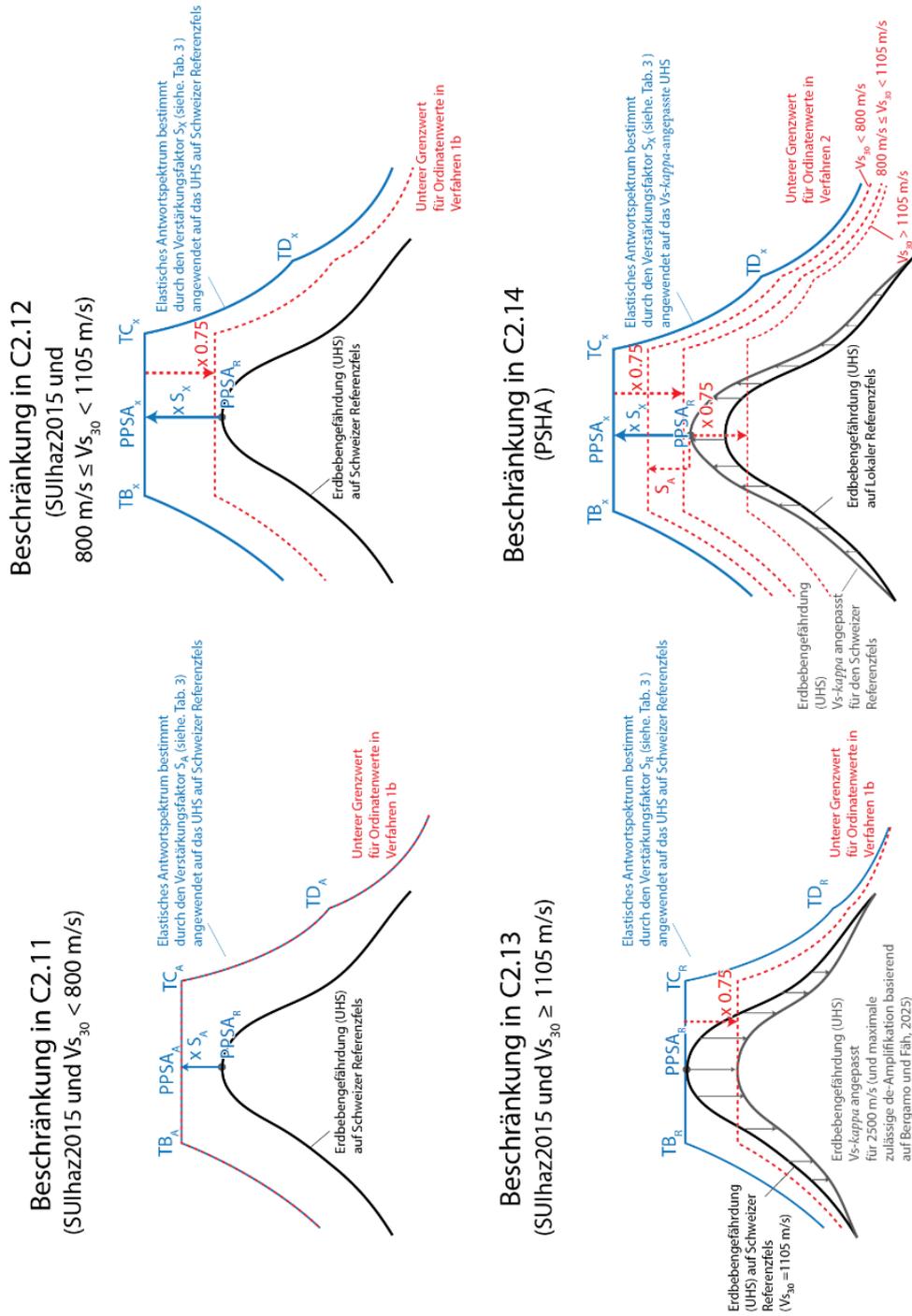


Abbildung C4: Schematische Darstellung der Bedingungen, die für die Standortstudie gelten, wenn die Erdbebengefährdung auf Referenzfels durch das Modell SUIhaz2015 (Verfahren 1b) (zwei Abbildungen oben und die Abbildung unten links) oder gemäss Verfahren 2 durch eine standortspezifische Analyse der Erdbebengefährdung (unten rechts) bestimmt wurde und die Standortstudie nicht mit seismischer Instrumentierung im Freifeld verifiziert wurde.



- C2.14 Für Standortstudien mit der Erdbebengefährdung auf Referenzfels, die gemäss einer standortspezifischen probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse (Verfahren 2 in Abbildung C1) bestimmt wurde, gelten für die Standortstudien, die nicht durch seismische Instrumentierung verifiziert wurden, Einschränkungen analog zu den Absätzen C2.11, C2.12 und C2.13. In diesem Fall wird die theoretische $PPSA_R$, die zur Festlegung der niedrigsten zulässigen Ordinatenwerte des elastischen Antwortspektrums zu berücksichtigen ist, durch den Spitzenwert des aus der Erdbebengefährdungsanalyse abgeleiteten mittleren UHS definiert und durch eine V_s - $Kappa$ -Anpassung an den Schweizer Referenzfels angepasst (z. B. Danciu und Fäh, 2017).
- C2.15 Bei einer durch seismische Instrumentierung verifizierten Standortstudie können die Mittelwerte der Gefährdung auf dem Referenzfels (UHS), multipliziert mit der Umhüllenden der Amplifikationsfunktionen, die aus den verschiedenen Annahmen der Modellbildung abgeleitet wurden, ein elastisches Antwortspektrum aus der Richtlinie Teil C3 (2025) ersetzen.
- C2.16 Die Aufsichtsbehörde validiert die Ergebnisse der Standortstudie.

C3 Anforderungen des BFE zur probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse (PSHA)

- C3.1 Für die Analyse der Erdbebengefährdung kann eine probabilistische seismische Gefährdungsanalyse ($PSHA$) unter Verwendung von Modellen seismischer Quellen und Bodenbewegungsmodellen durchgeführt werden. Bei der Beschreibung der seismischen Quellen und der Bodenbewegung sind sowohl die aleatorische Variabilität als auch die epistemische Unsicherheit zu berücksichtigen. Für die Durchführung einer $PSHA$ ist es erforderlich, die notwendigen regionalen geologischen und seismologischen Informationen einzubeziehen. Zudem sind die aktuellsten und relevantesten Verfahren und Modelle zur Abschätzung der seismischen Gefährdung zu verwenden.
- C3.2 Eine Analyse der Erdbebengefährdung kann in Form einer regionalen und/oder standortspezifischen Studie durchgeführt werden. Mehrere Standorte können in einer einzigen Studie zusammengeführt werden, aber für jeden Standort muss ein eigener standortspezifischer Output Datensatz berechnet werden.
- C3.3 Eine seismische Instrumentierung des Standorts wird in der Regel empfohlen. Sie ermöglicht die Überprüfung der entsprechenden Standortstudie (SRA) und die Reduzierung der epistemischen Unsicherheiten. Die Überprüfung der Standortstudien mittels seismischer Instrumentierung ist für die direkte Verwendung der standortspezifischen UHS erforderlich, die in Absatz C2.15 als Zielspektrum für die Auswahl kompatibler Beschleunigungszeitverläufe für den Erdbebensicherheitsnachweis einer Stauanlage festgelegt ist.
- C3.4 Es wird empfohlen, probabilistische seismische Gefährdungsanalysen für Stauanlagen in der Schweiz gemäss den $SSHAC$ -Richtlinien durchzuführen. Es ist möglich, von den $SSHAC$ -Richtlinien abzuweichen und ein Nicht- $SSHAC$ -Verfahren durchzuführen. Die $SSHAC$ -Verfahrensstufe und die Abweichungen sind zu Beginn des Verfahrens von Fall zu Fall in Absprache mit ExpertInnen und der Aufsichtsbehörde festzulegen. Für $PSHA$, die im Rahmen von $SSHAC$ -Stufe 1 oder eines Nicht- $SSHAC$ -Verfahrens durchgeführt werden, sind die in den Absätzen C3.5 bis C3.10 genannten Mindestanforderungen anzuwenden. Für $SSHAC$ -Stufe 2 und höher legen die aktualisierten $SSHAC$ -Empfehlungen für die jeweilige Stufe die Mindestanforderungen für die Durchführung einer $PSHA$ fest.
- C3.5 Ein partizipatives Peer-Review-Panel ($PPRP$) muss in den Prozess einbezogen werden.
- C3.6 Für Stauanlagen in der Schweiz müssen die Mitglieder des $PPRP$ vor Beginn der Analyse der Erdbebengefährdung von der Aufsichtsbehörde validiert werden. Die Mindestanzahl der Mitglieder des $PPRP$ beträgt 2. Die Mitglieder des $PPRP$ müssen unabhängig von den



ExpertInnen oder Unternehmen, die die *PSHA*-Studie durchführen, sowie von der Betreiberin und der Eigentümerin der Anlage sein. Dem *PPRP* müssen mindestens zwei Mitglieder angehören, die über nachgewiesene Fachkenntnisse in zwei sich ergänzenden Bereichen verfügen, die für die Analyse der Erdbebengefährdung massgebend sind. Mindestens ein Mitglied muss nachweislich über umfassende Kenntnisse der lokalen Seismologie und/oder Seismotektonik und/oder Tektonik verfügen. Es wird empfohlen, dass mindestens ein Mitglied nachweislich Erfahrung mit *SSHAC*-Verfahren hat.

- C3.7 Eine Analyse der Erdbebengefährdung, die für eine Stauanlage durchgeführt wird, muss mindestens die folgenden Phasen umfassen:
- A) **Studienplan**, in dem unter anderem die Studienstrategie, das zu befolgende Verfahren und die Liste der an der Studie beteiligten ExpertInnen dargelegt werden.
 - B) **Evaluierungsphase**, bestehend aus dem Grundsatz der Berücksichtigung von Daten, Modellen und Methoden, die für die Analyse der Erdbebengefährdung massgebend sein können. Die Auswahl der Daten, Modelle und Methoden ist einer ausreichenden technischen Überprüfung und Begründung zu unterziehen.
 - C) **Integrationsphase**, bestehend aus der Einbeziehung von Daten, Modellen und Methoden der Phase B zur Gefahrenberechnung. Dies kann gegebenenfalls die Entwicklung neuer Methoden und die Erstellung neuer Modelle umfassen. Die Begründung für die getroffenen Entscheidungen und für Ausschlüsse ist ordnungsgemäss zu dokumentieren.
 - D) **Dokumentation**, einschliesslich einer detaillierten Diskussion der Phasen A, B und C. Die bereitgestellten Informationen müssen transparent und nachvollziehbar sein. Die Dokumentation muss ausreichend detailliert sein, damit die Gefahrenanalysen von einem/-r externen PrüferIn nachvollzogen werden können.

Der Studienplan (Phase A) muss von der Aufsichtsbehörde validiert werden.

Die Einbeziehung zusätzlicher ExpertInnen in Phase B ist keine Mindestanforderung, sollte jedoch von Fall zu Fall und anhand der *PPRP*-Empfehlung beurteilt werden. Im Rahmen des Evaluierungsprozesses ist eine Sensitivitätsanalyse zur Identifizierung massgeblicher Probleme und der relativen Bedeutung von Eingabeparametern erforderlich. Auf Empfehlung des *PPRP* können von Fall zu Fall ein oder mehrere Feedback- und Überprüfungszyklen in Phase C durchgeführt werden. Phase D umfasst mindestens die Erstellung eines Berichtsentwurfs. Der Abschlussbericht wird erst nach mindestens einem Überprüfungszyklus mit dem *PPRP* fertiggestellt.

- C3.8 Das *PPRP* führt eine technische und prozedurale Überprüfung durch und ist ab der Entwicklung des Studienplans (d. h. Phase A gemäss Absatz C3.7) an der Studie beteiligt.

Für Phase B gemäss Absatz C3.7 sollte der *PPRP* bestätigen, dass im Evaluierungsprozess alle massgeblichen Aspekte berücksichtigt wurden und dass der Evaluierungsprozess objektiv und ohne kognitive Verzerrung durchgeführt wurde. Der *PPRP* beurteilt die Notwendigkeit, externe ExpertInnen, die noch nicht in den Prozess eingebunden wurden, zu Rate zu ziehen. Der *PPRP* beurteilt die Begründung für die Gewichtung im Logikbaum, die Verwendung der Sensitivitätsanalyse zur Behandlung bedeutender Probleme und/oder die Folgen der Entscheidungen bei der Modellbildung.

In Phase C gemäss Absatz C3.7 beurteilt der *PPRP* die Notwendigkeit eines oder mehrerer Feedback- und Überprüfungszyklen. Der *PPRP* überprüft die Berechnungen und schätzt ab, inwieweit die Modelle die Bandbreite der technisch vertretbaren Interpretationen erfasst haben.



Für Phase D gemäss Absatz C3.7 beurteilt der *PPRP* die Vollständigkeit der Dokumentation und verfasst einen Abschlussbericht, in dem die Beurteilungen für die Phasen A bis D in C3.7 beschrieben werden und inwieweit ihre Beurteilungen, Kommentare und/oder Vorschläge in die Studie integriert wurden. Die Verfahrensprüfung muss sich insbesondere mit der Angemessenheit des Studienverfahrens für den spezifischen Fall und der Einhaltung oder den Abweichungen vom von der Aufsichtsbehörde validierten Studienplan befassen.

- C3.9 **Benchmarking:** In Fällen, in denen die Ergebnisse der *PSHA* relevante Abweichungen vom Modell *SUIhaz2015* aufweisen, ist ein zusätzliches Dokument vorzulegen. Ziel dieses zusätzlichen Dokuments ist es, die Unterschiede explizit darzustellen, in der *PSHA* die Gründe für die Abweichungen zu identifizieren und Begründungen hierfür zu liefern. Die Vorbereitung und Fertigstellung des Benchmarking-Dokuments erfolgt unter Beteiligung des *PPRP*. Dieses Dokument dient als Grundlage für eine objektive Beurteilung und Annahme der vorgeschlagenen Abweichung vom Modell *SUIhaz2015*. In diesem Fall kann die Aufsichtsbehörde die Ergebnisse der Erdbebengefährdung mit Vorbehalt und/oder Ausnahmen akzeptieren und die Ordinatenwerte der daraus entstehenden *UHS* begrenzen oder die Verwendung der neuen Erdbebengefährdung einschränken.
- C3.10 Die für die Erstellung des *PSHA*-Modells verwendeten geologischen, tektonischen und seismotektonischen Rahmenbedingungen sowie die historischen Erdbebenaufzeichnungen und der angenommene Logikbaum sollten vor der endgültigen Ableitung des lokalen Uniform-Hazard-Spektrums (*UHS*) von der Aufsichtsbehörde oder den von ihr beauftragten externen ExpertInnen validiert werden.
- C3.11 Für Stauanlagen in der Schweiz wird die lokale Erdbebengefährdung an einer freien Oberfläche auf dem Referenzfels bestimmt. Der Referenzfels muss $Z_{top} \leq 0.5$ m (Anfangstiefe des Profils der Scherwellengeschwindigkeit), $V_{smin} \geq 1000$ m/s, $V_{s30} \geq 1105$ m/s aufweisen und der in der Gleichung C1 definierten Form entsprechen (für die Ableitung und Optimierung der Parameter a und b siehe Poggi et al., 2011). Die Wahl des Geschwindigkeitsprofils sollte begründet und durch Daten gestützt werden.

$$V_s(Z) = (V_{smax} - V_{smin}) \left[1 - a \left(\frac{z_{top} - z}{b} \right) \right] + V_{smin} \quad \text{Gleichung C1}$$

- C3.12 Für Stauanlagen in der Schweiz ist der Mittelwert der Erdbebengefährdung zu verwenden.
- C3.13 Die Verwendung lokaler Baugrundparameter, die nicht denen des Referenzfelsens gemäss Abschnitt Absatz C3.11 entsprechen, direkt in den Modellen der Bodenbewegung (*GMM*) ist nicht zulässig, d. h. Schichten mit $V_s < 1000$ m/s dürfen nur in der Standortstudie (*SRA*) berücksichtigt werden.
- C3.14 Eine *PSHA*-Studie kann zusätzlich zur Bestimmung der Gefährdung auf dem Referenzfels eine Standortstudie beinhalten. In diesem Fall, wenn entschieden wird, sowohl die Erdbebengefährdung auf dem Referenzfels als auch die Erdbebengefährdung einschliesslich der Standortstudie probabilistisch zu behandeln, muss dies in zwei Stufen erfolgen. In der ersten Phase wird die Erdbebengefährdung auf dem Referenzfels bestimmt und in der zweiten Phase wird die Erdbebengefährdung einschliesslich der Standortstudie bestimmt. In diesem Fall muss das Verfahren auf *SSHAC*-Ebene 2 oder höher durchgeführt werden.
- C3.15 Die endgültigen Ergebnisse der standortspezifischen Analyse der Erdbebengefährdung, einschliesslich der *UHS*, der Deaggregationsdaten für die massgeblichen Frequenzen und der Antwortspektren, sind von der Aufsichtsbehörde zu validieren. Die vorgelegten Unterlagen müssen ausreichend detailliert sein, damit die Aufsichtsbehörde oder die von ihr beauftragten FachexpertInnen die Gefahrenanalyse nachvollziehen können.



C4 Literaturverzeichnis

Bergamo P. and Fäh D. Potenzial 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).