



# Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen

## Teil C3: Erdbebensicherheit

Die letzte Fassung ersetzt die früheren Fassungen

<b>Version</b>	<b>Abänderung</b>	<b>Datum</b>
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



## Impressum

### Herausgeber

Bundesamt für Energie, Sektion Aufsicht Talsperren, 3003 Bern

### Erarbeitung Totalrevision 2016

Arbeitsgruppe Revision Richtlinie Teil C3 "Erdbebensicherheit":

- P. Brenner, Weinfelden
- D. Fäh, Schweizerischer Erdbebendienst SED
- S. Malla, Axpo Power AG
- P. Oberhuber, VERBUND Hydro Power GmbH
- R. Panduri, Bundesamt für Energie BFE
- R. Radogna, Ofima SA
- M. Schwager, Bundesamt für Energie BFE
- T. Weber, STUDER ENGINEERING GmbH
- M. Wieland, Vorsitz ICOLD Erdbebenkomitee

### Erarbeitung Teilrevision 2020

- P. Oberender, Bundesamt für Energie BFE
- R. Panduri, Bundesamt für Energie BFE
- M. Schwager, Bundesamt für Energie BFE

### Abnahme Totalrevision 2016

Kerngruppe Revision Richtlinie:

- A. Baumer, Schweizerisches Talsperrenkomitee STK
- R. Boes, ETH Zürich, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie VAW
- G. Darbre, Bundesamt für Energie BFE
- S. Gerber, Bundesamt für Energie BFE
- H. Meusburger, Konferenz der kantonalen Bau-, Planungs- und Umweltdirektoren BPUK
- T. Oswald, Bundesamt für Energie BFE
- B. Otto, Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband SWV
- R. Panduri, Bundesamt für Energie BFE
- M. Perraudin, Verband Schweizerischer Elektrizitätsunternehmen VSE
- A. Schleiss, EPF Lausanne, Labor für Wasserbau LCH
- A. Truffer, Konferenz der kantonalen Energiedirektoren EnDK

### Abnahme Teilrevision 2020

- A. Baumer, Schweizerisches Talsperrenkomitee STK
- R. Boes, ETH Zürich, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie VAW
- P. Manso, EPF Lausanne, Labor für Wasserbau LCH
- H. Meusburger, Konferenz der kantonalen Bau-, Planungs- und Umweltdirektoren BPUK
- B. Otto, Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband SWV
- R. Panduri, Bundesamt für Energie BFE
- M. Perraudin, Verband Schweizerischer Elektrizitätsunternehmen VSE
- A. Schleiss, EPF Lausanne, ehem. Labor für Wasserbau LCH
- A. Truffer, Konferenz der kantonalen Energiedirektoren EnDK

Durch die Geschäftsleitung des BFE am 30 März 2021 verabschiedet.

### Datum

Ersterscheinung (Version 2.0): 1. Februar 2016

Erscheinung 1. revidierte Version (Version 2.1): 14.07.2021



## Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung .....	5
2.	Verhaltensziele .....	5
2.1.	Allgemeines Verhaltensziel für die Stauanlage .....	5
2.2.	Verhaltensziele für Nebenanlagen .....	5
2.3.	Verhaltensziele für den Stauraum .....	5
3.	Stauanlagenklassen .....	6
3.1.	Allgemeine Einteilung in Stauanlagenklassen .....	6
3.2.	Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren .....	7
3.3.	Stauhaltungsdämme von Flusstauhaltungen .....	7
4.	Lastfall Erdbeben und Nachbebenzustand .....	7
4.1.	Definition der Lastfälle, Anfangs- und Randbedingungen .....	7
4.2.	Definition der Erdbebengefährdung .....	8
4.3.	Erdbebeneinwirkung .....	8
4.4.	Anmerkungen bezüglich Einwirkungen für Bogenmauern, Gewichtsmauern und Wehre .....	12
4.5.	Anmerkungen bezüglich Einwirkungen für Schüttdämme .....	12
5.	Materialparameter .....	13
5.1.	Allgemeines .....	13
5.2.	Anmerkungen bezüglich Materialkennwerten für Bogenmauern, Gewichtsmauern und Wehre .....	13
5.3.	Anmerkungen bezüglich Materialkennwerte für Schüttdämme .....	13
6.	Nachweismethodik .....	15
6.1.	Allgemeines .....	15
6.2.	Interpretation, Beurteilung erweiterte Analyse .....	15
6.3.	Verfeinerung des Analyseverfahren .....	15
6.4.	Anmerkungen zur Nachweismethodik für Gewichtsmauern und Wehre .....	16
6.5.	Anmerkungen zur Nachweismethodik für Bogenmauern .....	17
6.6.	Anmerkungen zur Nachweismethodik für Schüttdämme .....	17
7.	Sonstige Erwägungen .....	20
7.1.	Aktive Verwerfung .....	20
7.2.	Ausnahmen .....	20
	Literaturverzeichnis .....	22



## Bezeichnungen

$a_{gd}$	Bemessungswert der maximalen Bodenbeschleunigung
$a_{gd,act}$	Bemessungswert der spektralen Baugrundbeschleunigung
$a_{gh}$	Bemessungswert der maximalen Bodenbeschleunigung je nach Baugrundklasse
$c_A$	Korrekturfaktor der spektralen Beschleunigung
$\eta$	Korrekturwert des Antwortspektrums (abhängig vom viskosen Dämpfungsmaß)
$S$	Baugrundklassenabhängige Proportionalitätskonstante
$S_{a0,15SED}$	Referenzwert der spektralen Beschleunigung
$S_e$	Ordinatwert des elastischen Antwortspektrums
$T$	Schwingzeit
$T_B$	Eckperiode des elastischen Antwortspektrums
$T_C$	Eckperiode des elastischen Antwortspektrums
$T_D$	Eckperiode des elastischen Antwortspektrums
$\xi$	viskoses Dämpfungsmaß
$\gamma_{normal}; \gamma_{ausserordentlich}$	Partielle Sicherheitsfaktoren für Normale und ausserordentliche Lastfälle gemäss Richtlinienteil C1
$\gamma_{normal}^{nb}; \gamma_{ausserordentlich}^{nb}$	Partielle Sicherheitsfaktoren für Normale und ausserordentliche Lastfälle während der Nachbebenphase
$K_{ps,D>0}, K_{ps,D=0}$	Faktor zur Berücksichtigung der Amplifikation von Schüttdämmen bei quasistatischer Analyse



## 1. Einleitung

1.1. Ein Erdbebensicherheitsnachweis ist für alle Stauanlagen notwendig, insbesondere:

- bei Neu- oder Umbauten im Rahmen eines Plangenehmigungsverfahrens;
- für bestehende Stauanlagen, wenn noch kein Erdbebensicherheitsnachweis vorliegt;
- wenn dies zur Berücksichtigung von Änderungen des Standes von Wissenschaft und Technik notwendig ist;
- wenn dies zur Berücksichtigung von Änderungen der Annahmen eines vorgängigen Erdbebensicherheitsnachweises notwendig ist.

## 1.2. Vereinfachte Erdbebensicherheitsnachweise für kleinere Stauanlagen (Stauanlagen der Klasse III)

1.2.1. Sind die Voraussetzungen gemäss Abschnitt 7.2 erfüllt, so darf der Erdbebensicherheitsnachweis für die Absperrbauwerke von Stauanlagen der Stauanlagenklasse III (siehe Abschnitt 3) diesen Abschnitten entsprechend in vereinfachter Form geführt werden.

## 2. Verhaltensziele

### 2.1. Allgemeines Verhaltensziel für die Stauanlage

- 2.1.1. Das Ziel des Erdbebensicherheitsnachweises einer Stauanlage ist darzulegen, dass infolge Erdbebeneinwirkung ein Versagen der Anlage, welches zu einem unkontrollierten Wasserausfluss führt, ausgeschlossen werden kann. Schäden wie auch bleibende Verformungen, welche die Sicherheit der Stauanlage nicht gefährden, sind zulässig.
- 2.1.2. Nach dem Erdbeben (i.e. nach der dynamischen Einwirkung) soll die Anlage noch über Sicherheitsreserven verfügen, damit Instandsetzungsarbeiten durchgeführt werden können oder ein sicheres Absenken gewährleistet werden kann.
- 2.1.3. Die Gewährleistung der Betriebstüchtigkeit der Stauanlage nach dem Erdbeben ist kein Verhaltensziel im Sinne der Stauanlagensicherheit.

### 2.2. Verhaltensziele für Nebenanlagen

- 2.2.1. Ablass- und Entlastungsorgane dürfen nicht derart strukturell beschädigt werden, dass sich ein unkontrollierter Wasserausfluss ereignen kann.
- 2.2.2. Unmittelbar nach dem Erdbeben muss mit Hilfe der Ablass- und Entlastungsorgane oder auf andere Weise die Entleerung des Staurooms sowie die Ableitung eines Zuflusses gemäss Teil C2 Ziffer 2.7.4 möglich sein.
- 2.2.3. Die Funktionstüchtigkeit der Instrumentierung, welche für die Erkennung eines drohenden Versagens unerlässlich ist, muss trotz der Erdbebeneinwirkung erhalten bleiben oder rasch wiederhergestellt werden können. Die Identifikation dieser Instrumentierung ist Teil des Erdbebensicherheitsnachweises.
- 2.2.4. Das Verhalten von weiteren Bauten und Anlagen ist in die Überlegungen einzubeziehen, sofern das Versagen dieser Bauten und Anlagen unter Erdbebeneinwirkung die Sicherheit der Stauanlage beeinträchtigen könnte.

### 2.3. Verhaltensziele für den Stauroom

- 2.3.1. Potentielle Massenbewegungen im Bereich des Staurooms dürfen unter Erdbebeneinwirkung die Sicherheit des Absperrbauwerks, der sicherheitsrelevanten Nebenanlagen und der Unterlieger (infolge überschwappenden Wassermassen) nicht beeinträchtigen.
- 2.3.2. Als potentielle Massenbewegungen sind insbesondere Hangrutschungen, das Abgleiten von instabilen Uferzonen, Felsstürze, Blockstürze und Gletscherabbrüche zu betrachten.



### 3. Stauanlagenklassen

#### 3.1. Allgemeine Einteilung in Stauanlagenklassen

3.1.1. Die einzelnen Stauanlagen sind zum Zweck der Überprüfung der Erdbebensicherheit in drei Klassen eingeteilt, an welche unterschiedliche Anforderungen gestellt werden.

3.1.2. Die Einteilung in Klassen erfolgt nach folgenden Kriterien:

- Stauanlagen der Klasse I sind solche, welche die Kriterien von Art. 18 Abs. 1 Bst. a oder Bst. b StAV erfüllen.
- Stauanlagen der Klasse II sind solche mit einer Stauhöhe grösser oder gleich 5 m, welche das Grössenkriterium von Art. 3 Abs. 2 StAG erfüllen und nicht der Klasse I zugeteilt werden.
- Stauanlagen der Klasse III sind solche, welche das Grössenkriterium von Art. 3 Abs. 2 StAG nicht erfüllen oder eine Stauhöhe bis zu 5 m aufweisen.

In Abbildung 1 sind die Stauanlagenklassen bezüglich Stauhöhe und Stauraumvolumen, nach den entsprechenden Definitionen in Teil A, grafisch dargestellt.

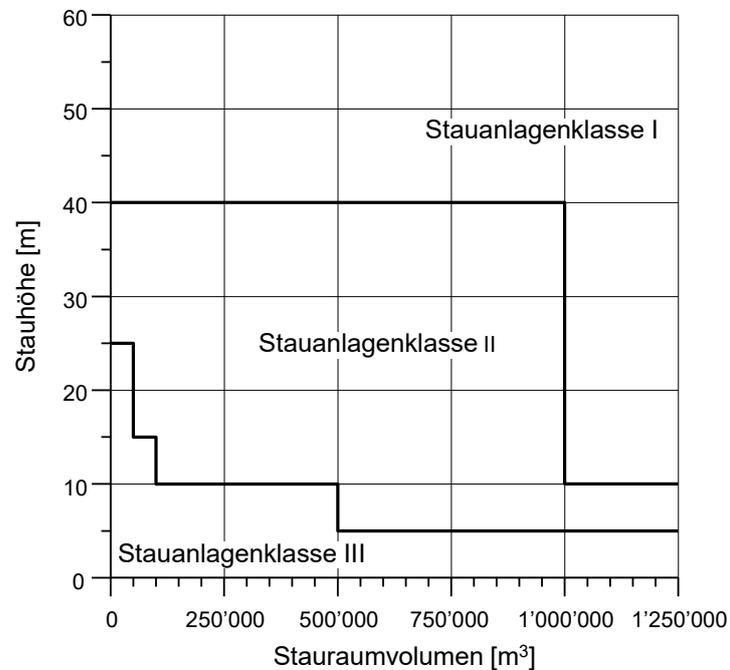


Abbildung 1: Definition der drei verschiedenen Stauanlagenklassen



## 3.2. Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren

- 3.2.1. Stauanlagen zum Schutz vor Naturgefahren, die nur für den kurzfristigen Rückhalt von Wasser (Rückhaltebecken) gedacht sind, werden in die Stauanlagenklasse III eingeteilt, unabhängig von ihrer Stauhöhe und ihrem Stauvolumen.

## 3.3. Stauhaltungsdämme von Flusstauhaltungen

- 3.3.1. Stauhaltungsdämme einer Flusstauhaltung ausserhalb des Nahbereichs der Sperre werden in die Stauanlagenklasse III eingeteilt, vorbehältlich anderslautenden 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

- 4.1.1.1 Der Lastfall Erdbeben ist ein extremer Lastfall (Typ 3) gemäss Teil C1. Die Erdbebeneinwirkung ist gemäss Abschnitt 4.2 anzusetzen. Die weiteren Einzeleinwirkungen sind in Teil C1 gegeben.
- 4.1.1.2 Die Verformungen und Beanspruchungen aus den statischen Einwirkungen bilden die Anfangsbedingungen für die Erdbebenanalyse.
- 4.1.1.3 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 Richtlinien Teil A, Abschnitt 6.1 anzunehmen.
- 4.1.1.4 Falls ein Teileinstau zu einem ungünstigeren Verhalten des Absperrbauwerks unter Erdbebeneinwirkung führen könnte, so sind auch Zustände mit Teileinstau nachzuweisen.
- 4.1.1.5 Für den Lastfall Erdbeben sind keine zusätzlichen Partialsicherheitsfaktoren zu berücksichtigen.

#### 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 Teil C1 entsprechen.
- 4.1.2.2 Kurzfristig, d.h. unmittelbar nach der Erdbebeneinwirkung bis zur Ausführung von allfällig notwendigen Massnahmen, gilt die Standsicherheit der Sperre als ausreichend, wenn sie mit 80 % der Partialsicherheitsfaktoren für Normallastfälle und ausserordentliche Lastfälle gemäss Teil C1 Ziffer 4.6.5 nachgewiesen werden kann.

$$\gamma_{normal}^{nb} = \gamma_{normal} \cdot 0.8; \quad (1)$$

$$\gamma_{ausserordentlich}^{nb} = \gamma_{ausserordentlich} \cdot 0.8; \quad (2)$$

$$\gamma^{nb} \geq 1 \quad (3)$$

wobei der Index «nb» den Partialsicherheitsfaktor für die Nachbebenphase bezeichnet. Als aussergewöhnliche 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 Zuflusses gemäss Teil C2 Ziffer 2.7.4 ergeben.

- 4.1.2.3 Die Aufsichtsbehörde legt im konkreten Fall fest, wie lange dieser Zustand mit reduzierter Sicherheit nach Ziffer 4.1.2.2 geduldet wird.
- 4.1.2.4 Für den Lastfall, der sich durch allfällig notwendige Sanierungsmassnahmen ergibt, legt die Aufsichtsbehörde die Gefährdung und die Sicherheitsanforderungen fallspezifisch fest.
- 4.1.2.5 Die extremen Lastfälle können während dieser Zeit ausser Acht gelassen werden.
- 4.1.2.6 Die Verformungen und Beanspruchungen aus der dynamischen Analyse bilden die Anfangsbedingungen für die Analyse der Sicherheit nach dem Erdbeben. Die entsprechenden Anfangsbedingungen sind insbesondere zu beachten, falls nach dem Erdbeben schnelle Massnahmen wie eine Absenkung des Stausees vorgesehen sind.



## 4.2. Definition der Erdbebengefährdung

- 4.2.1. Die Erdbebengefährdung des schweizerischen Erdbebendienstes ist definiert als Erdbebeneinwirkung für eine bestimmte Wiederkehrperiode am Standort der Stauanlage für einen homogenen Referenzfels definiert durch eine Scherwellengeschwindigkeitsprofil [Poggi et al. 2011].
- 4.2.2. Je nach Stauanlagenklasse ist eine andere Wiederkehrperiode für die Festlegung der Erdbebengefährdung anzunehmen. Tabelle 1 enthält die anzunehmenden Wiederkehrperioden je nach Stauanlagenklasse.

*Tabelle 1: Massgebende Wiederkehrperiode je nach Stauanlagenklasse*

Stauanlagen- klasse	Betrachteter Zeitraum	Mittlere Überschreitungs- wahrscheinlichkeit	Mittlere Wiederkehrperiode
I	50 Jahre	0.5%	10'000 Jahre
II	50 Jahre	1%	5'000 Jahre
III	50 Jahre	5%	1000 Jahre

- 4.2.3. Die Erdbebengefährdung ist aus dem schweizerischen Erdbebengefährdungsmodell SuiHaz2015 [Wiemer, St.; Danciu, L. et al. 2016] abgeleitet.

## 4.3. Erdbebeneinwirkung

### 4.3.1. Definition der Erdbebeneinwirkung

4.3.1.1 Die Erdbebeneinwirkung setzt sich aus den folgenden Elementen zusammen:

- maximale Bodenbeschleunigung
- elastisches Antwortspektrum
- Beschleunigungszeitverläufe

4.3.1.2 Die maximale Bodenbeschleunigung und die elastischen Antwortspektren werden aus der probabilistischen Erdbebengefährdung abgeleitet.

4.3.1.3 Beschleunigungszeitverläufe können mit Hilfe der Parameter aus Ziffer 4.3.1.2 abgeleitet werden. Hinweise zur Verwendung von Beschleunigungszeitverläufen sind in Ziffer 4.3.5 gegeben.

4.3.1.4 Die Erdbebeneinwirkung ist als Einwirkung im Freifeld an der Geländeoberfläche von horizontalem Gelände gegeben.

### 4.3.2. Maximale Bodenbeschleunigung

4.3.2.1 Die massgebende maximalen Bodenbeschleunigung auf Fels ( $a_{gd,act}$ ) ist für den spezifischen Standort einer Sperre zu ermitteln. Sie ist richtungsunabhängig und entspricht der maximalen horizontalen Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A.

4.3.2.2 Die maximale Bodenbeschleunigung ( $a_{gd}$ ) kann aus der massgebenden Gefährdung wie folgt ermittelt werden:

$$a_{gd,act} = S_{a0,15SED} \cdot c_A \quad (4)$$

$$a_{gd} = \frac{a_{gd,act}}{2.5} \quad (5)$$

Dabei ist  $S_{a0,15SED}$  der Medianwert der horizontalen spektralen Beschleunigung aus den Gefährdungsdaten<sup>1</sup> des Schweizerischen Erdbebendienstes für eine Schwingzeit von 0.15 s und für die massgebende Wiederkehrperiode je nach Stauanlagenklasse.

$c_A$  ist ein Korrekturfaktor zur Berücksichtigung von Unterschieden in der Referenzfelsklasse. Dieser Faktor ist generell mit  $c_A = 1.6$  anzusetzen.

<sup>1</sup> Die Gefährdungsdaten können unter <http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/Intro/> bezogen werden. Eine Wegleitung zum Datenbezug ist auf der Website des BFE veröffentlicht (<https://www.bfe.admin.ch/bfe/de/home/versorgung/aufsicht-und-sicherheit/talsperren.html>).



### 4.3.3. Baugrund und Topographie

- 4.3.3.1 Die Baugrundverhältnisse und die Topographie beeinflussen die Erdbebeneinwirkung und sind zu berücksichtigen. Soweit sie massgebend ist, ist der lokalen Topographie ist durch die Modellbildung Rechnung zu tragen.
- 4.3.3.2 Der Einfluss des Baugrunds ist bei der Festlegung der Erdbebeneinwirkung entweder durch eine standortspezifische Studie der Baugrundamplifikation oder durch Einordnung des Baugrunds in eine Baugrundklasse gemäss Tabelle 2 zu berücksichtigen
- 4.3.3.3 Bei Sperren der Klassen I und II soll die Zuteilung gestützt auf geotechnische und/oder geophysikalische Untersuchungen und ein geologisches Gutachten erfolgen.
- 4.3.3.4 Bei Talsperren der Klasse III darf die Zuteilung in eine Baugrundklasse qualitativ erfolgen, wobei Informationen aus geologischen, geotechnischen Karten und nach Möglichkeit von anderen Standorten mit vergleichbaren Bedingungen einbezogen werden sollen. Bei einer nur qualitativen Beurteilung des Baugrundes kann dieser nicht der Baugrundklasse R zugeordnet werden.
- 4.3.3.5 Die Zuteilung zur Baugrundklasse R kann nur geschehen, wenn die Foundation umfassend und quantitativ untersucht wurde. Als «umfassend und quantitativ untersucht» gelten Foundationen, die sowohl räumlich umfassend durch geophysikalische Messungen als auch umfassend geologisch untersucht und dokumentiert sind. Für eine Zuteilung zur Baugrundklasse R müssen diese Untersuchungen zeigen, dass (auch gerade unterhalb der Sperre) unverwitterter Fels mit einer Scherwellengeschwindigkeit von mehr als 1100 m/s ansteht.
- 4.3.3.6 Der Einfluss der Baugrundverhältnisse wird nach Tabelle 2 durch eine baugrundklassenabhängige Proportionalitätskonstante ( $S$ ) berücksichtigt. Die maximale horizontale Bodenbeschleunigung im Freifeld an der Geländeoberfläche ( $a_{gh}$ ) ist gegeben als:

$$a_{gh} = a_{gd} \cdot S \quad (6)$$

- 4.3.3.7 In Fällen, in denen die generalisierten Antwortspektren das Uniform Hazard Spektrum (UHS) basierend auf den Daten des schweizerischen Erdbebendienstes am Standort im Bereich der massgebenden Eigenperioden der Struktur erheblich überschreiten oder die Baugrundverhältnisse deutlich besser als Klasse R sind, können in Einzelfällen die Eckperioden oder die Proportionalitätskonstante in Absprache mit der Aufsichtsbehörde und unter Einbezug von Experten angepasst werden. In solchen Fällen sind in der Regel umfangreiche Untersuchungen und Messungen der dynamischen Eigenschaften von Struktur und Baugrund vorzusehen.



*Tabelle 2: Definition der Baugrundklassen und der Grössen zur Ermittlung der Baugrundamplifikation*

Baugrund- klasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils	$v_{s,30}$ [m/s]	$N_{spt}$ [Schlagzahl/0.3 m]	$S$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
R	Massiger Fels ohne bedeutende lokale Schwächungen, Verwitterung oder Lockergesteinseinschlüsse; umfassend und quantitativ untersucht	>1100	-	0.75	0,06	0,30	2,0
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m Lockergestein an der Oberfläche	>800	-	1.00	0,07	0,25	2,0
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, 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	>50	1.20	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	15...50	1.45	0,10	0,4	2,0
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichten kohäsionslosem Lockergestein (mit oder ohne einigen weichen kohäsiven Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Lockergestein	< 300	< 15	1.70	0,10	0,5	2,0
E	Oberflächliche Schicht von Lockergestein entsprechend C oder D mit Mächtigkeit zwischen 5 und 20 m und mittlerem $v_s$ - Wert < 500 m/s über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s	-	-	1.70	0.09	0,25	2,0



#### 4.3.4. Elastisches Antwortspektrum

4.3.4.1 Die Konstruktion der elastischen Antwortspektren erfolgt durch Multiplikation der maximalen Bodenbeschleunigung auf Fels ( $a_{gd}$ ) mit der baugrundabhängigen Proportionalitätskonstanten ( $S$ ) und weiteren Termen zur Berücksichtigung der spektralen Amplifikation und Dämpfung ( $\eta$ ).

4.3.4.2 Die in [Abbildung 2](#) dargestellten normierten elastischen Antwortspektren der horizontalen Komponente der Erdbebeneinwirkung werden nach den Gleichungen (7) – (10) konstruiert.

$$S_e = a_{gd} \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{(2.5 \cdot \eta - 1) \cdot T}{T_B} \right] \quad (0 \leq T \leq T_B) \quad (7)$$

$$S_e = a_{gd} \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \quad (T_B \leq T \leq T_C) \quad (8)$$

$$S_e = a_{gd} \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \cdot \frac{T_C}{T} \quad (T_C \leq T \leq T_D) \quad (9)$$

$$S_e = a_{gd} \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (T_D \leq T) \quad (10)$$

Wobei

- $S_e$ : Ordinatenwerte des Antwortspektrums;
- $T$ : Schwingzeit;
- $T_B, T_C$ , und  $T_D$ : Eckperioden des Antwortspektrums und sind Tabelle 2 zu entnehmen.
- $a_{gd}$ : maximale Bodenbeschleunigung auf Fels gemäss Gleichung (5)
- $S$ : baugrundabhängige Proportionalitätskonstante aus Tabelle 2
- $\eta$  ist ein Korrekturbeiwert gegeben als  $\eta = \sqrt{\frac{1}{0.5+10\xi}} \geq 0.55$ ; mit  $\xi$  [-] als viskoses Dämpfungsmass; die Dämpfung ist bei der Ermittlung des normierten Antwortspektrums bauwerksabhängig festzulegen.

4.3.4.3 Für die Bestimmung des elastischen Antwortspektrums der vertikalen Komponente der Erdbebeneinwirkung werden die Ordinatenwerte  $S_e$  mit einem Faktor von 0.7 multipliziert.

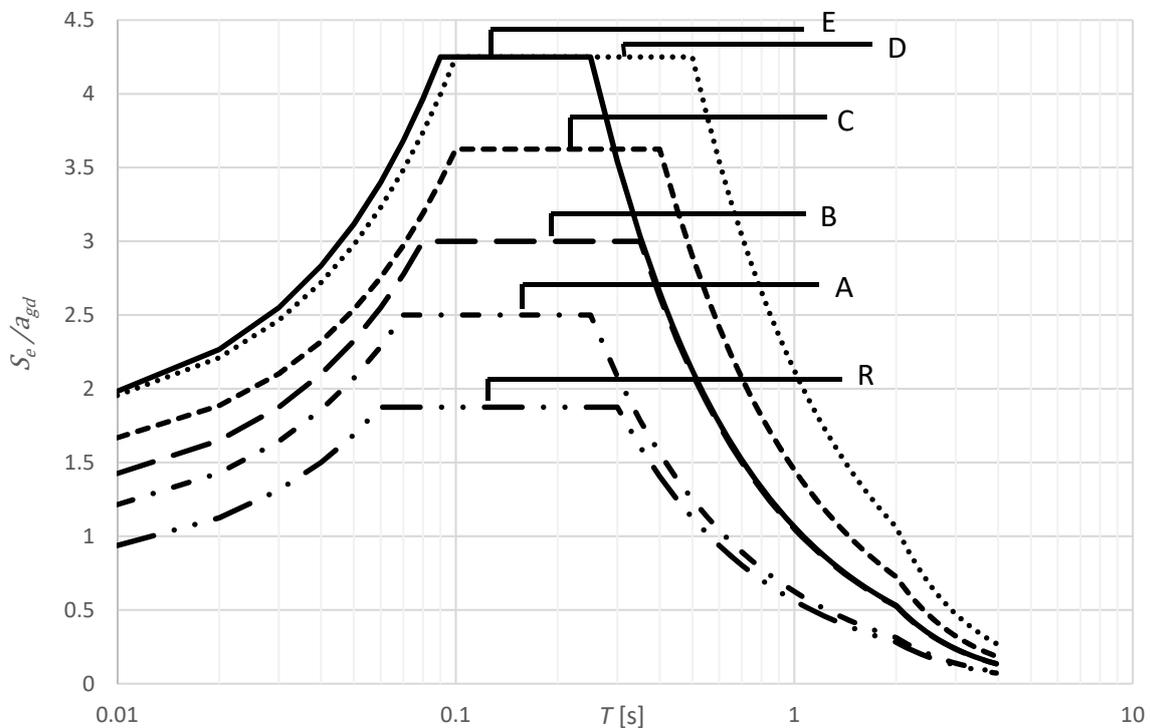


Abbildung 2: Elastische Antwortspektren der horizontalen Komponente der Erdbebeneinwirkung für die Baugrundklassen gemäss Tabelle 2 (für ein viskoses Dämpfungsmass  $\xi = 0.05$ )



#### **4.3.5. Beschleunigungszeitverläufe**

(Dieser Abschnitt befindet sich in Überarbeitung. Bis auf weiteres gelten die unten genannten Punkte.)

- 4.3.5.1 Als Beschleunigungszeitverläufe können geeignete Aufzeichnungen und/oder künstlich generierte Verläufe verwendet werden.
- 4.3.5.2 Die Beschleunigungszeitverläufe müssen mit den elastischen Antwortspektren nach 4.3.4 kompatibel sein.
- 4.3.5.3 Aufzeichnungen, die mit den elastischen Spektren gemäss 4.3.4 nicht kompatibel sind, müssen entsprechend aufbereitet werden.
- 4.3.5.4 Die Kompatibilität zwischen dem Zielantwortspektrum nach 4.3.4 und dem zum Zeitverlauf gehörenden Antwortspektrum wird als gegeben betrachtet, falls die Unterschreitung des Zielantwortspektrums nicht grösser als 10 % ist.
- 4.3.5.5 Künstlich generierte oder ausgewählte natürliche Beschleunigungszeitverläufe sollen Eigenschaften besitzen, die kompatibel mit der Gefährdung am Standort der Anlage sind.
- 4.3.5.6 Bei einem Nachweis gestützt auf Zeitverläufe ist, in Absprache mit der Aufsichtsbehörde, eine auf das Berechnungsverfahren abgestimmte Anzahl von stochastisch unabhängigen Zeitverläufen zu benützen. Dabei besteht ein Satz aus drei Komponenten (zwei horizontale und eine vertikale), bzw. aus zwei Komponenten im Falle eines zweidimensionalen Berechnungsmodells.

#### **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 (vgl. Abschnitte 6.2 und 6.3).
- 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 auf Grund der Erdbebeneinwirkung von einer Veränderung der Auftriebsverhältnisse auszugehen, so ist die Stabilität nach dem Erdbeben unter diesen veränderten Bedingungen nachzuweisen.

#### **4.5. Anmerkungen bezüglich Einwirkungen für Schüttdämme**

- 4.5.1.1 Der dynamische Einfluss des gestauten Wassers darf bei Schüttdämmen vernachlässigt werden.
- 4.5.1.2 Ein allfälliger Porenwasserüberdruckaufbau infolge der Erdbebeneinwirkung ist zu berücksichtigen.



## **5. Materialparameter**

### **5.1. Allgemeines**

- 5.1.1. Für die Materialparameter sind charakteristische Werte zu verwenden. In der Regel gelten für deren Ermittlung die Angaben aus Teil C1 Ziffer 4.6.3. Für den Erdbebensicherheitsnachweis können als charakteristische Werte vorsichtige Erwartungswerte für die jeweilige Nachweissituation gewählt 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.

### **5.2. Anmerkungen bezüglich Materialkennwerten für Staumauern (z.B. Bogenmauern, Gewichtsmauern, Pfeilerkopfmauern, etc.) und Wehre**

- 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. Der dynamische Elastizitätsmodul des Betons darf mittels Erhöhung des statischen Moduls um 25 % abgeschätzt werden.
- 5.2.3. Für den Gleitsicherheitsnachweis entlang der Aufstandsfläche dürfen die statischen Kennwerte der Scherfestigkeit angesetzt werden. Dies gilt nicht, wenn unter dynamischer Belastung von niedrigeren Scherfestigkeiten oder einem Festigkeitsverlust auszugehen ist.
- 5.2.4. Das viskose Dämpfungsmass  $\xi$  für den unbewehrten Beton kann bei linearen visko-elastischen Analysen i.d.R. zu 5 % angenommen werden. Diese Annahme ist zu überprüfen, insbesondere in Fällen in denen im Berechnungsmodell Dissipation oder Dämpfung infolge Abstrahlung berücksichtigt werden.

### **5.3. Anmerkungen bezüglich Materialkennwerte für Schüttdämme**

- 5.3.1. Für Schüttdämme der Stauanlagenklasse I sind statische wie auch dynamische Bodenkennziffern durch Versuche zu ermitteln. Es ist ein Stoffgesetz zu berücksichtigen, welches geeignet ist das Verhalten des Bodens unter zyklischer respektive dynamischer Beanspruchung zu beschreiben.
- 5.3.2. Für Schüttdämme der Stauanlagenklasse II und III können statische Materialkennwerte verwendet werden. Es sind die Angaben der in Kapitel 6 präzisierten Nachweismethodik zu beachten.
- 5.3.3. Für Schüttdämme ist zwischen drainiertem und undrainiertem Materialverhalten zu unterscheiden. Bei undrainiertem Verhalten ist dabei insbesondere dem potentiellen Verlust von Scherfestigkeit gegenüber dem drainierten Verhalten infolge von Porenwasserüberdrücken Rechnung zu tragen.

#### 5.3.4. Drainiertes Materialverhalten

- 5.3.4.1 Bei Annahme von drainiertem Materialverhalten erfolgt die Analyse in effektiven Spannungen.
- 5.3.4.2 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.
- 5.3.4.3 Allgemein ist von der Restscherfestigkeit auszugehen, es sei denn, die Entfestigung wird durch das verwendete Stoffgesetz berücksichtigt.
- 5.3.4.4 In der Regel soll keine Kohäsion angesetzt werden, es sei denn, diese lässt sich durch Laborversuche begründen und liegt unabhängig von äusseren Einflüssen vor.

#### 5.3.5. Undrainiertes Materialverhalten

- 5.3.5.1 Ist von einem undrainierten (oder teildrainierten) Materialverhalten auszugehen, so kann die Analyse entweder in totalen oder in effektiven Spannungen erfolgen.
- 5.3.5.2 Bei einer Analyse in totalen Spannungen kann die undrainierte Scherfestigkeit unter zyklischer Beanspruchung für Schüttdämme der Klasse II und III zu 80 % der statischen undrainierten Scherfestigkeit angenommen werden [Makdisi-Seed, 1978];
- 5.3.5.3 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.
- 5.3.5.4 Für Schüttdämme der Klasse I ist die undrainierte Scherfestigkeit respektive der Porenwasserüberdruckaufbau durch dynamische Versuche zu ermitteln.

#### 5.3.6. Beurteilung der Verflüssigungsgefahr

- 5.3.6.1 Insbesondere bei Feinsanden und Silten im gesättigten Zustand besteht unter Erdbebenbelastung die Gefahr eines totalen Verlusts der Scherfestigkeit (Verflüssigung des Materials).
- 5.3.6.2 Die Problematik der Verflüssigung ist detailliert zu untersuchen, wenn alle folgenden Kriterien erfüllt ist:
  - Die Korngrößenverteilungskurve des Materials liegt zwischen 10 % und 90 % Gewichtsprozent innerhalb des Bereiches "2" der Abbildung 3.
  - Das Material ist gesättigt.
  - Die Lagerungsdichte  $D_r$  beträgt weniger als 0.5.
- 5.3.6.3 Die Beurteilung der Sicherheit gegenüber Verflüssigung ersetzt nicht den Nachweis der Sicherheit des Dammes unter Erdbebeneinwirkung bei undrainiertem Verhalten.

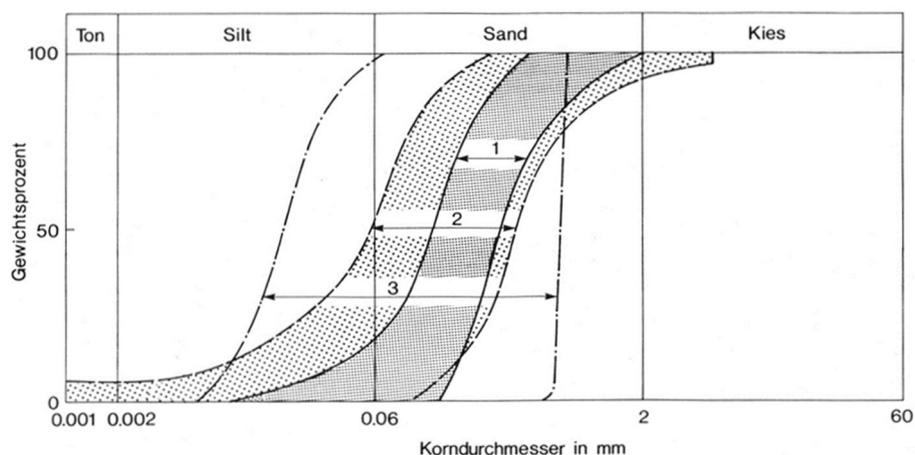


Abbildung 3: Kornverteilungsbereiche von Böden, die sich verflüssigen können [Finn, 1972]



## **6. Nachweismethodik**

### **6.1. Allgemeines**

6.1.1. Der Nachweis der Erdbebensicherheit umfasst die Schritte «Modellbildung», «Analyse», «Interpretation und Beurteilung» sowie «Verfeinerung der Analyse»

#### **6.1.2. Modellbildung**

6.1.2.1 Die Modellbildung hat Untergrund, Absperrbauwerk und Stausee zu berücksichtigen.

6.1.2.2 Die Annahmen respektive die Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des geologischen und geotechnischen Aufbaus des Untergrundes sowie die mechanischen Eigenschaften des Absperrbauwerks und des Untergrundes sind durch geeignete Modelle abzubilden.

6.1.2.3 Anlagenspezifische Besonderheiten (z.B. Schwachstellen, die Abfolge von Injektionen und Betonieretappen beim Bau oder besondere Vorkommnisse beim Bau) sind in der Modellbildung zu berücksichtigen, sofern diese einen Einfluss auf den Erdbebensicherheitsnachweis haben können.

6.1.2.4 Messresultate aus der regelmässigen Überwachung sind für die Kalibrierung des Modells zu berücksichtigen.

#### **6.1.3. Analyse**

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

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

6.1.3.3 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.

6.1.3.4 Das Verfahren für die Analyse des Verhaltens während des Erdbebens soll der Stauanlagenklasse entsprechend gewählt werden; i.A. gelten folgende minimalen Anforderungen:

- Für Stauanlagen der Klasse I: dynamische Zeitverlaufsberechnung
- Für Stauanlagen der Klasse II: Antwortspektrenverfahren (bzw. bei Schüttdämmen vereinfachtes Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Eigenformen)
- Für Stauanlagen der Klasse III: quasi-statische Verfahren (bzw. Berücksichtigung der ersten Eigenform)

### **6.2. Interpretation, Beurteilung erweiterte Analyse**

6.2.1. Das Verhalten während des Erdbebens und das Verhalten nach dem Erdbeben sind hinsichtlich der Erreichung der Verhaltensziele gemäss Abschnitt 2 zu beurteilen.

### **6.3. Verfeinerung des Analyseverfahren**

6.3.1. 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.

6.3.2. 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.



## **6.4. Anmerkungen zur Nachweismethodik für Gewichtsmauern und Wehre**

### **6.4.1. Modellbildung für Gewichtsmauern und Wehre**

- 6.4.1.1 Der dynamische Einfluss des gestauten Wassers darf vereinfacht durch mitschwingende, starr gekoppelte Wassermassen berücksichtigt werden. Diese sind als Massenpunkte in das Modell einzuführen und wirken senkrecht zur wasserseitigen Oberfläche des Bauwerks.
- 6.4.1.2 Bei Gewichtsmauern ist in der Regel eine zweidimensionale Betrachtung am massgebenden Querschnitt ausreichend. In engen Tälern oder bei variablen Untergrundverhältnissen sind verschiedene Querschnitte zu betrachten, gegebenenfalls ist eine dreidimensionale Betrachtung notwendig. Besondere Beachtung ist den Widerlagerbereichen zu schenken.
- 6.4.1.3 Bei Wehren ist in der Regel ein dreidimensionales Modell notwendig, welches mindestens einen Pfeiler und die Hälfte der je angrenzenden Wehröffnungen umfasst. Dabei sollten die Modelgrenzen den Dehnungsfugen Rechnung tragen. Werden Bauwerkselemente (wie Wehrbrücken, Antriebe usw.) in der Modellbildung nicht berücksichtigt, so ist die Wirkung dieser Elemente auf das Verhalten des Bauwerks durch geeignete Vereinfachungen zu berücksichtigen und nachvollziehbar darzulegen.
- 6.4.1.4 Bei Gewichtsmauern und Wehren der Stauanlagenklasse I muss das Modell auch den Untergrund umfassen. Der Untergrund darf masselos modelliert werden.
- 6.4.1.5 Bei Gewichtsmauern und Wehren der Stauanlagenklasse II hat das Modell auch den Untergrund zu umfassen, entweder durch Modellierung analog dem Vorgehen für Klasse I, oder durch eine dem Untergrund äquivalente Bettung.
- 6.4.1.6 Bei Gewichtsmauern und Wehren der Stauanlagenklasse III kann der Einfluss der Baugrundamplifikation durch die Verwendung eines baugrundspezifischen Antwortspektrums berücksichtigt werden.

### **6.4.2. Analyse für Gewichtsmauern und Wehre**

- 6.4.2.1 Bei Gewichtsmauern genügt es, die horizontale Erdbebanregung senkrecht zur Mauerachse zu berücksichtigen.
- 6.4.2.2 Bei Wehren ist zusätzlich die Anregung in Richtung der Mauerachse zu berücksichtigen und das Verhalten des Absperrbauwerks in dieser Richtung mindestens mit einem vereinfachten Modell zu beurteilen
- 6.4.2.3 Die Vertikalanregung ist bei Anlagen der Stauanlagenklasse I und II zu berücksichtigen. Bei Anlagen der Stauanlagenklasse III darf sie vernachlässigt werden.
- 6.4.2.4 Es ist ein Gleitsicherheitsnachweis entlang potentieller Gleitflächen zu führen. Wird eine Kohäsion berücksichtigt, so ist die Kontaktfläche unter Berücksichtigung von allfälligen klaffenden Fugen oder Rissen entsprechend zu reduzieren.
- 6.4.2.5 Die Berechnung von allfälligen Gleitverschiebungen entlang potentieller Gleitflächen kann mit der Newmark-Methode [Newmark, 1965] erfolgen.
- 6.4.2.6 Der Kippsicherheitsnachweis ist erbracht, wenn die Resultierende zu jeder Zeit im Querschnitt angreift und ein lokaler Bruch ausgeschlossen werden kann. Ist diese Bedingung nicht erfüllt, so ist aufzuzeigen, dass trotz der resultierenden Bewegung die Verhaltensziele nach Abschnitt 2 erfüllt sind.
- 6.4.2.7 Für Anlagen der Stauanlagenklasse I und II ist ein Spannungsnachweis zu führen.

### **6.4.3. Interpretation und Beurteilung für Gewichtsmauern und Wehre**

- 6.4.3.1 Sind bleibende Gleitverschiebungen nach der Erdbebeneinwirkung zu erwarten, so sind insbesondere folgende Punkte zu beurteilen:
- Allfällige Änderung der Auftriebsverhältnisse, zum Beispiel infolge beschädigter oder abgescherter Drainagen oder Abdichtungselemente im Untergrund.
  - Integrität der Dichtungselemente am Bauwerk.
  - Schäden und Beanspruchungen an Elementen, welche mit dem Bauwerk verbunden sind (insbesondere Entlastungs- und Ablassstollen und weitere Nebenanlagen).



## **6.5. Anmerkungen zur Nachweismethodik für Bogenmauern**

### **6.5.1. Modellbildung für Bogenmauern**

- 6.5.1.1 Bei der Analyse von Bogenmauern ist ein dreidimensionales Modell zu verwenden.
- 6.5.1.2 Der dynamische Einfluss des gestauten Wassers darf vereinfacht durch mitschwingende, starr gekoppelte Wassermassen-berücksichtigt werden. Diese sind als Massenpunkte in das Modell einzuführen und wirken senkrecht zur wasserseitigen Oberfläche des Bauwerks.
- 6.5.1.3 Für Anlagen der Stauanlagenklasse I muss das Modell auch den Untergrund umfassen. Der Untergrund darf masselos modelliert werden.
- 6.5.1.4 Für Anlagen der Stauanlagenklasse II und III muss das Modell auch den Einfluss des Untergrundes berücksichtigen. Hierzu kann der Untergrund analog zum Vorgehen für Klasse I modelliert oder durch eine äquivalente Bettung berücksichtigt werden.
- 6.5.1.5 Für Verfahren der Stauanlagenklasse I muss die Modellgrösse die in Richtlinie C1 Abschnitt 4.6.4 angegebenen Mindestabmessungen aufweisen.

### **6.5.2. Analyse von Bogenmauern**

- 6.5.2.1 Für Bogenmauern der Stauanlagenklasse I und II muss die Anregung in zwei Horizontalrichtungen und in der Vertikalrichtung berücksichtigt werden.
- 6.5.2.2 Für Bogenmauern der Stauanlagenklasse III darf die Vertikalanregung vernachlässigt werden.
- 6.5.2.3 Falls die Ergebnisse der Analyse zeigen, dass mit Rissbildungen und Fugenöffnungen infolge lokaler Überbeanspruchung zu rechnen ist, so sind diese zu berücksichtigen. Die Fundations- und Widerlagerbereiche bedürfen hierbei besonderer Beachtung. Namentlich bei hohen rechnerischen Zugspannungen in Bogenrichtung ist davon auszugehen, dass diese in den Blockfugen nicht übertragen werden können. Es darf dann folgendes Vorgehen angewendet werden:
  - Das Öffnen der Blockfugen in den stark beanspruchten Bereichen ist anzunehmen.
  - Das Verhalten des gerissenen bzw. aufgelösten Bauwerks (Beanspruchung, Verformung, Stabilität) unter der Erdbebeneinwirkung ist anschliessend zu untersuchen.

### **6.5.3. Interpretation und Beurteilung bei Bogenmauern**

- 6.5.3.1 Bei der Interpretation der Resultate aus einer linear-viskoelastischen Analyse, insbesondere der berechneten Zugspannungen, sind die effektiven Struktureigenschaften (wie Blockfugen, allfällige Rissbildung im Mauerkörper etc.) sowie die möglichen Auswirkungen einer Überschreitung der Materialfestigkeit zu berücksichtigen. Gegebenenfalls ist ein weiterer Analyseschritt unter Berücksichtigung dieser Auswirkungen durchzuführen.

## **6.6. Anmerkungen zur Nachweismethodik für Schüttdämme**

### **6.6.1. Modellbildung für Schüttdämme**

- 6.6.1.1 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.



## 6.6.2. Analyse von Schüttdämmen

6.6.2.1 Für Schüttdämme der Stauanlagenklasse I gelten folgende Anmerkungen für die Analyse:

- In der Analyse des dynamischen Verhaltens des Dammkörpers ist die Vertikalanregung zu berücksichtigen
- Bleibende Verformungen können mit der Newmark-Methode berechnet werden [Newmark, 1965]. Dabei darf zum Zweck der Berechnung der Gleitverschiebungen die vertikale Komponente der Beschleunigung vernachlässigt werden.

6.6.2.2 Für Schüttdämme der Stauanlagenklasse II gelten folgende Anmerkungen für die Analyse:

- In der Analyse des dynamischen Verhaltens des Dammkörpers ist die Vertikalanregung zu berücksichtigen
- Die Beschleunigung im massgebenden Bruchkörper, wie auch allfällige bleibende Verformungen können durch semi-empirische Abschätzungen bestimmt werden.

6.6.2.3 Für Schüttdämme der Stauanlagenklasse III darf der Nachweis der Erdbbensicherheit mittels quasistatischer Ersatzkraft geführt werden. Es gelten folgende Anmerkungen:

- Die Analyse darf unter Annahme einer quasistatischen Ersatzkraft erfolgen. Die Ersatzkraft ist gegeben als  $F_{eq} = a_g \cdot m_{bk}$ , wobei  $a_g$  die horizontale Beschleunigung bezeichnet, die im Schwerpunkt eines Bruchkörpers angreift;  $m_{bk}$  ist die Masse des Bruchkörpers.
- Die Vertikalanregung darf in der Analyse vernachlässigt werden.
- Die Beschleunigung  $a_g$  in allen massgebenden Bruchkörpern (Gleitmassen) ist als  $a_g = a_{gd} \cdot K_{ps}$  gegeben, wobei  $a_{gd}$  die Beschleunigung auf Fels nach Abschnitt 4.3.2 ist.  $K_{ps}$  ist ein baugrundabhängiger Amplifikationsfaktor gegeben in Tabelle 3.
- Kann aufgezeigt werden, dass der Damm (insbesondere die dichtenden Elemente und Filter) sowie allenfalls die Nebenanlagen bei einer Verformung von mehreren Dezimetern die in Abschnitt 2 genannten Verhaltensziele noch erfüllen, so darf für den Nachweis der reduzierte Amplifikationsfaktor  $K_{ps,D} > 0$  gemäss Tabelle 3 eingesetzt werden.
- Können die in Abschnitt 2 genannten Verhaltensziele bei einer Verformung von mehreren Dezimetern hingegen nicht erfüllt werden, so ist der Nachweis mit dem Amplifikationsfaktor  $K_{ps,D=0}$  gemäss Tabelle 3 zu führen.

Tabelle 3: Baugrundklassenabhängige Amplifikationsfaktoren für quasi-statische Berechnung von Schüttdämmen [Oberender et al. (2020) basierend auf Daten aus Sarma (1979), Makdisi & Seed (1978), Bray & Travarasrou (2007) and Bray & Macedo (2019)]

Baugrundklasse	Faktor $K_{ps,D>0}$ bei zulässigen Verformungen im Dezimeterbereich	Faktor $K_{ps,D=0}$ (ohne Verformung)
R	1.25	2.60
A	1.50	3.75
B	1.90	4.50
C	2.25	5.40

- Der Nachweis ist erbracht, wenn alle massgebenden Mechanismen unter quasistatischer Einwirkung nicht versagen
- Das quasistatische Verfahren ist nicht anwendbar, wenn in Damm oder Foundation Materialien vorliegen die entfestigen können, grosse organische Anteile besitzen oder strukturell kollabieren können.
- Für Foundationen der Baugrundklasse D und E ist das quasistatische Verfahren nicht anwendbar. Die Verformungen des Dammkörpers sind detailliert abzuschätzen und zu beurteilen.



### 6.6.3. Interpretation und Beurteilung von Schüttdämmen

6.6.3.1 Sind bleibende Verformungen nach der Erdbebeneinwirkung zu erwarten, so sind insbesondere folgende Punkte zu beurteilen:

- Der verbleibende Freibord muss auch im deformierten Zustand genügend gross sein, sodass die Sicherheit des Dammes gewährleistet werden kann.
- Innere Erosion muss auch im deformierten Zustand ausgeschlossen werden können.
- 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 Dammmatten sind die Filterkriterien weiterhin eingehalten.
  - (ii) Die Kerndichtung ist immer noch genügend überdeckt und besteht aus Material, welches die aufgezwungenen Verformungen ohne wesentliche Änderung der Durchlässigkeitseigenschaften mitmachen kann.
  - (iii) Die Restdicke der Filter- und Drainageschichten im deformierten Zustand beträgt mindestens die Hälfte der Dicke im undeformierten Zustand.
- Bei Schüttdämmen mit Oberflächendichtung ist die Integrität der Dichtung zu beurteilen. Ist davon auszugehen, dass die Dichtung beschädigt werden kann, so sind die daraus entstehenden Gefährdungen für den Schüttdamm (wie innere Erosion und veränderte Stabilitätsverhältnisse) zu beurteilen.



## 7. Sonstige Erwägungen

### 7.1. Aktive Verwerfung

7.1.1. Ist eine aktive Verwerfung<sup>2)</sup> am im Umfeld der Stauanlage bekannt, so sind besondere, auf den konkreten Fall abgestimmte Studien durchzuführen.

7.1.2. Bei Anlagen der Stauanlagenklasse I ist die Aktivität oder Aktivierung von Verwerfungen im Umfeld der Stauanlage basierend auf der beobachteten Seismizität regelmässig zu beurteilen. Dabei sollen Daten von Erdbebenaufzeichnungen und von seismo-tektonischen Karten berücksichtigt werden.

### 7.2. Ausnahmen

#### 7.2.1. Ausnahme bei kleinen Gewichtsmauern

7.2.1.1 Für Gewichtsmauern der Stauanlagenklasse III kann der Nachweis der Erdbebensicherheit als erbracht betrachtet werden, wenn folgende Kriterien erfüllt sind (Vereinfachtes Analyseverfahren):

- Die maximale Bodenbeschleunigung ( $a_{gd}$ , nach Ziffer 4.3.2.2) der am Standort anzunehmenden Erdbebeneinwirkung ist nicht grösser als die kritische Bodenbeschleunigung ermittelt aus Abbildung 4 in Abhängigkeit des statischen Sicherheitsfaktors gegen Gleiten.
- Die Foundation der Gewichtsmauer ist der Baugrundklasse A oder besser zugeordnet.
- Für die normalen Lastfälle (Typ 1) gemäss Teil C1 sind die Anforderungen an die Stabilität erfüllt und für dieselben treten in der Foundationsfläche nur Druckspannungen auf, d.h. die Resultierende der zu berücksichtigenden Kräfte liegt im Kern des Querschnitts.
- In den erbrachten statischen Nachweisen wurde weder ein allfälliges Ansteigen der Aufstandsfläche gegen die Luftseite hin noch ein Erddruck auf der Luftseite berücksichtigt.
- Der Querschnitt der Gewichtsmauer ist näherungsweise dreiecksförmig.
- Die Basisbreite der Aufstandsfläche ist nicht grösser als 4/5 der Mauerhöhe.
- Die Gewichtsmauer ist luftseitig nicht eingestaut.
- Es ist nicht davon auszugehen, dass sich die Auftriebsverhältnisse auf Grund der Erbbeinwirkung verändern.

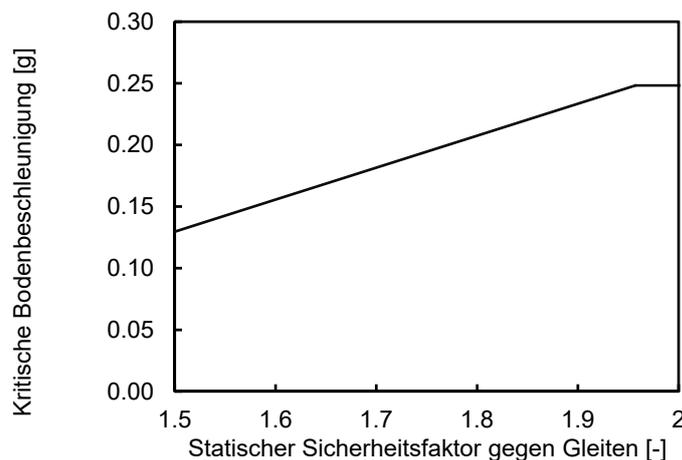


Abbildung 4: Kritische Bodenbeschleunigung in Abhängigkeit vom statischen Sicherheitsfaktor gegen Gleiten

7.2.1.2 Unabhängig vom Ergebnis des vereinfachten Analyseverfahrens ist gleichwohl aufzuzeigen, dass die Stauanlage die weiteren Verhaltensziele gemäss Abschnitt 2 erfüllt. Insbesondere ist die Erfüllung der Verhaltensziele für Nebenanlagen und Stauraum nachzuweisen.

<sup>2)</sup> Definition „aktive Verwerfung“ gemäss ICOLD Bulletin Nr. 72 (1989): „A fault, reasonably identified and located, known to have produced historical fault movements or showing geologic evidence of Holocene (11000 years) displacements and which, because of its present tectonic setting, can undergo movement during the anticipated life of man-made structures.“



## 7.2.2. Ausnahme bei kleinen Schüttdämmen

7.2.2.1 Für Schüttdämme der Stauanlagenklasse III gilt der Nachweis der Erdbebensicherheit mittels vereinfachtem Analyseverfahren als erbracht, wenn folgende Kriterien erfüllt sind:

- Die maximale Bodenbeschleunigung ( $a_{gdb}$  nach Ziffer 4.3.2.2) der am Standort anzunehmenden Erdbebeneinwirkung ist nicht grösser als die kritische Bodenbeschleunigung ermittelt aus Abbildung 5 in Abhängigkeit des statischen Sicherheitsfaktors und der Böschungsneigung:
  - (i) Kann von drainierten Verhältnissen ausgegangen werden, so kommt Abbildung 5a zur Anwendung.
  - (ii) Muss von undrainierten Verhältnissen ausgegangen werden, so ist die kleinere der beiden kritischen Bodenbeschleunigungen ermittelt aus den Abbildungen 5a und 5b massgebend. Abbildung 5b berücksichtigt undrainierte Verhältnisse durch eine Stabilitätsanalyse in totalen Spannungen; der zu verwendende statische Sicherheitsfaktor ist daher für die im Erdbebenfall anzunehmende undrainierte Scherfestigkeit zu ermitteln.
- Die Anforderungen an die Böschungstabilität für die normalen Lastfälle (Typ 1) gemäss Teil C1 sind erfüllt
- Die Neigung der wasserseitigen Böschung ist nicht steiler als die Neigung der luftseitigen Böschung.
- Für das Damm- und das Fundationsmaterial besteht keine Verflüssigungsgefahr. Die Beurteilung erfolgt gemäss Abschnitt 5.3.6.
- Der Schüttdamm (insbesondere die dichtende Elemente und Filter) erfüllt bei einer Verformung von mehreren Dezimetern die in Abschnitt 2 genannten Verhaltensziele. Es gibt keine Oberflächendichtung oder starren Dichtungselemente. Zudem gibt es keine starren Durchdringungen oder Elemente, die eine Rissbildung im Dammkörper verursachen und somit innere Erosion begünstigen können.

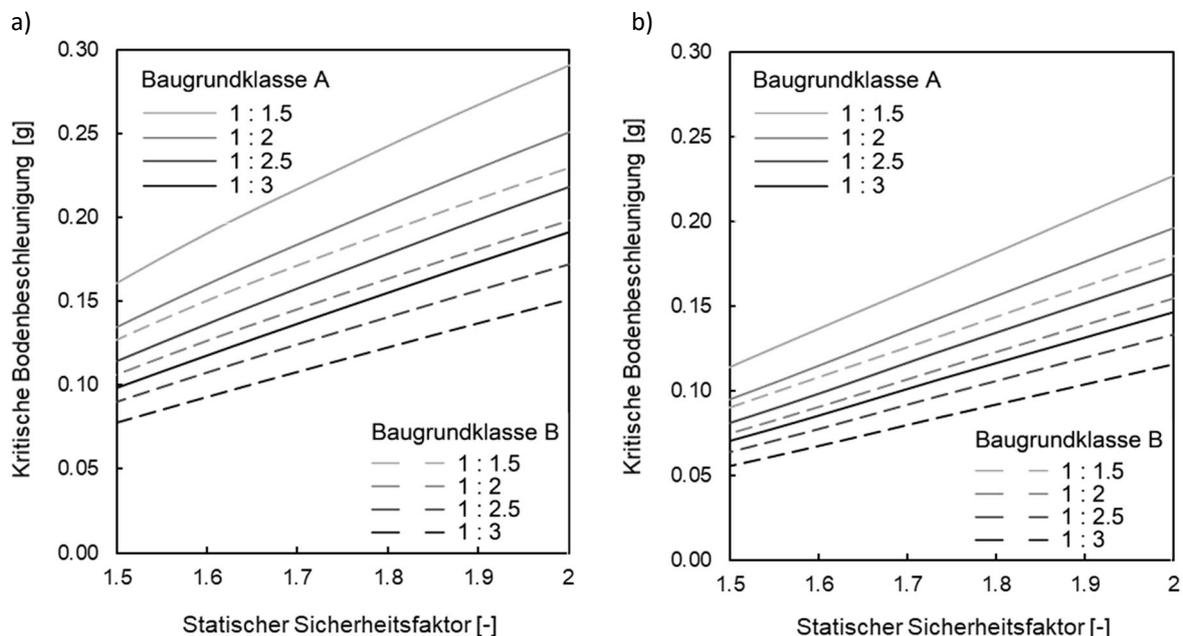


Abbildung 5: Kritische Bodenbeschleunigung abhängig vom statischen Sicherheitsfaktor für die Böschungstabilität und der Böschungsneigung für Baugrundklassen A und B: a) für drainierte Bedingungen, b) für undrainierte Bedingungen

7.2.2.2 Unabhängig vom Ergebnis des vereinfachten Analyseverfahrens ist gleichwohl aufzuzeigen, dass die Stauanlage die weiteren Verhaltensziele gemäss Abschnitt 2 erfüllt. Insbesondere ist die Erfüllung der Verhaltensziele für Nebenanlagen und Stauraum nachzuweisen.



## Literaturverzeichnis

Bray, J.D., & Macedo, J. (2019). **Procedure for Estimating Shear-Induced Seismic Slope Displacement for Shallow Crustal Earthquakes**, *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, V. 145(12), doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002143.

Bray Jonathan D. & Travasarou Thaleia (2007). **Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements**, *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, V. 133(4), doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:4(381)

Finn, 1972: W.D. Liam Finn; **Soil dynamics and liquefaction of sand**, *Proceedings of the International Conference on Microzonation for safer Construction-Research and Application*, Seattle, Wash, 1972.

Makdisi-Seed, 1978: F.I. Makdisi, H.B. Seed; **Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations**, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 104, No. GT7, pp 849-867, 1978.

Newmark, 1965: N.M. Newmark; **Effects of earthquakes on dams and embankments**, *Geotéchnique*, No. 15(2), pp 139-160, 1965.

Oberender P. W., R. Panduri, M. V. Schwager; **Erläuterung zur neuen Erdbebengefährdung für Stauanlagen in der Schweiz und zur Teilrevision der Richtlinie Teil C3 (zu Händen der Kerngruppe zur Revision der Richtlinien zur Stauanlagensicherheit)**, *Internal Report*, Bern, 2020

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.

S.K. Sarma, (1979). **Response and stability of earth dams during strong earthquakes, miscellaneous papers**, GL-79-13, *US Army Engineer WES*, CE, Vivksburg, Miss, 1979.

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)**.