Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC

Office fédéral de l'énergie OFEN
Sektion Aufsicht Talsperren

Directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation

Partie C3: Sécurité en cas de séisme

La dernière version remplace les précédentes versions

Version	Modification	Date
2.0	Révision totale de la directive de l'OFEG de 2002 et de la documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes (mars 2003)	01.02.2016
2.1	Révision partielle de la directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation – Partie C3: Sécurité en cas de séisme (février 2016)	14.07.2021

Impressum

Publication
Office fédéral de l'énergie, section Surveillance des barrages, 3003 Berne

Élaboration de la révision totale 2016
Groupe de travail révision de la directive, partie C3: «Sécurité en cas de séisme»

P. Brenner, Weinfelden
D. Fäh, Service Sismologique Suisse SED
S. Malla, Axpo Power AG
P. Obernhuber, VERBUND Hydro Power GmbH
R. Panduri, Office fédéral de l'énergie OFEN
R. Radogna, Ofima SA
M. Schwager, Office fédéral de l'énergie OFEN
T. Weber, STUDER ENGINEERING GmbH
M. Wieland, Présidence du comité sur les aspects sismiques des projets de barrages rattaché à la CIGB

Élaboration de la révision partielle 2020

P. Oberender, Office fédéral de l'énergie OFEN
R. Panduri, Office fédéral de l'énergie OFEN
M. Schwager, Office fédéral de l'énergie OFEN

Contrôle de la révision totale 2016
Groupe en charge de la révision de la directive:

A. Baumer, Comité suisse des barrages CSB
R. Boes, EPF Zurich, Institut de recherche en génie hydraulique, hydrologie et glaciologie VAW
G. Darbre, Office fédéral de l'énergie OFEN
S. Gerber, Office fédéral de l'énergie OFEN
H. Meusburger, Conférence suisse des directeurs cantonaux des travaux publics, de l'aménagement du territoire et de l'environnement DTAP
T. Oswald, Office fédéral de l'énergie OFEN
B. Otto, Association suisse pour l'aménagement des eaux ASAE
R. Panduri, Office fédéral de l'énergie OFEN
M. Perraudin, Association des entreprises électriques suisses AES
A. Schleiss, EPF Lausanne, Laboratoire de constructions hydrauliques LCH
A. Truffer, Conférence des directeurs cantonaux de l'énergie EnDK

Contrôle de la révision partielle 2020

A. Baumer, Comité suisse des barrages CSB
R. Boes, EPF Zurich, Institut de recherche en génie hydraulique, hydrologie et glaciologie VAW
P. Manso, EPF Lausanne, Laboratoire de constructions hydrauliques LCH
H. Meusburger, Conférence suisse des directeurs cantonaux des travaux publics, de l'aménagement du territoire et de l'environnement DTAP
B. Otto, Association suisse pour l'aménagement des eaux ASAE
R. Panduri, Office fédéral de l'énergie OFEN
M. Perraudin, Association des entreprises électriques suisses AES
A. Schleiss, ancien. EPF Lausanne, Laboratoire de constructions hydrauliques LCH
A. Truffer, Conférence des directeurs cantonaux de l'énergie EnDK

Document adopté par la direction de l'OFEN le 30 mars 2021 .

Date

Première parution (version 2.0): 1er février 2016

Première parution de la version révisée (version 2.1): 14.07.2021

Sommaire

1. Introduction 5
2. Comportements recherchés 5
2.1. Comportement général recherché pour l'ouvrage d'accumulation 5
2.2. Comportements recherchés pour les installations annexes 5
2.3. Comportements recherchés pour le bassin de retenue 6
3. Classes d'ouvrages d'accumulation 6
3.1. Classification générale des ouvrages d'accumulation 6
3.2. Ouvrages d'accumulation servant à la protection contre les dangers naturels 7
3.3. Digues latérales des barrages au fil de l'eau 7
4. Cas de charge sismique et cas de charge pour l'après-séisme 7
4.1. Définition des cas de charge, conditions initiales et conditions-cadres 7
4.2. Définition de l'aléa sismique 8
4.3. Sollicitation sismique 8
4.4. Remarques concernant les sollicitations pour les barrages en béton (les barrages-voûtes, les barrages poids, barrages à contreforts, etc.) et les barrages mobiles 12
4.5. Remarques concernant les sollicitations pour les barrages en remblai 12
5. Paramètres des matériaux 13
5.1. Généralités 13
5.2. Remarques concernant les valeurs caractéristiques de matériaux pour les barrages en béton (les barrages-voûtes, les barrages poids, barrages à contreforts, etc.) et les barrages mobiles 13
5.3. Remarques concernant les valeurs caractéristiques de matériaux pour les barrages en remblai 13
6. Méthode de vérification 15
6.1. Généralités 15
6.2. Interprétation, appréciation et analyse étendue 15
6.3. Procédure d'analyse affinée 15
6.4. Remarques concernant la méthode de vérification pour les barrages poids et les barrages mobiles 16
6.5. Remarques concernant la méthode de vérification pour les barrages-voûtes 17
6.6. Remarques concernant la méthode de vérification pour les barrages en remblai 17
7. Autres considérations 20
7.1. Faille active 20
7.2. Exceptions 20
Bibliographie 22

Abréviations

a_{gd}	Valeur de dimensionnement de l'accélération maximale du sol
$a_{gd,act}$	Valeur de dimensionnement de l'accélération spectrale du sol de fondation
a_{gh}	Valeur de dimensionnement de l'accélération maximale du sol en fonction de la classe de sol de fondation
c_A	Facteur de correction de l'accélération spectrale
η	Valeur de correction du spectre de réponse (en fonction du degré d'amortissement visqueux)
S	Coefficient de proportionnalité dépendant de la classe de sol de fondation
$S_{a0,15SED}$	Valeur de référence de l'accélération spectrale
S_e	Valeur en ordonnée du spectre de réponse élastique
T	Période de vibration
T_B	Période du spectre de réponse élastique
T_C	Période du spectre de réponse élastique
T_D	Période du spectre de réponse élastique
ξ	Degré d'amortissement visqueux
$\gamma_{normal}; \gamma_{exceptionnel}$	Coefficients partiels de sécurité pour les cas de charge normaux et exceptionnels selon la partie C1 de la directive
$\gamma_{normal}^{nb}; \gamma_{exceptionnel}^{nb}$	Coefficients partiels de sécurité pour les cas de charge normaux et exceptionnels pendant la phase de l'après-séisme
$K_{ps,D>0}, K_{ps,D=0}$	Facteur pour la prise en compte de l'amplification de barrages en remblai dans l'analyse quasi-statique

1. Introduction

1.1. Une vérification de la sécurité en cas de séisme est nécessaire pour tous les ouvrages d'accumulation notamment:

- en cas de nouvelle construction ou de transformation, dans le cadre de la procédure d'approbation des plans;
- pour les ouvrages d'accumulation existants, lorsqu'il n'y a pas encore eu de vérification de la sécurité en cas de séisme;
- lorsque cela est nécessaire pour tenir compte des modifications de l'état de la science et de la technique;
- lorsque cela est nécessaire pour tenir compte des modifications apportées aux hypothèses d'une précédente vérification de la sécurité en cas de séisme.

1.2. Vérification simplifiée de la sécurité en cas de séisme pour les petits ouvrages d'accumulation (ouvrages d'accumulation assignés à la classe III)

1.2.1. Si les conditions visées au point 7.2 sont remplies, la vérification de la sécurité en cas de séisme des ouvrages de retenue des ouvrages d'accumulation assignés à la classe III (voir point 3) peut se faire sous une forme simplifiée conformément aux dispositions de ce point.

2. Comportements recherchés

2.1. Comportement général recherché pour l'ouvrage d'accumulation

2.1.1. Le but de la vérification de la sécurité d'un ouvrage d'accumulation en cas de séisme est de démontrer que toute rupture conduisant à un écoulement non contrôlé de l'eau due aux sollicitations d'un séisme peut être exclue. Des dégâts ainsi que des déformations permanentes ne mettant pas en péril la sécurité de l'ouvrage sont tolérables.

2.1.2. Après le séisme (c'est-à-dire après la sollicitation dynamique), l'installation doit encore disposer de marges de sécurité afin que des travaux de remise en état puissent être menés ou que le niveau de l'eau puisse être abaissé de manière sûre.

2.1.3. Le fait d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage d'accumulation après le séisme n'est pas un objectif recherché au sens de la sécurité des ouvrages d'accumulation.

2.2. Comportements recherchés pour les installations annexes

2.2.1. Les organes de décharge et de vidange ne doivent pas être endommagés au niveau de leur structure au point qu'il puisse en résulter un écoulement non contrôlé de l'eau.

2.2.2. La vidange du bassin de retenue ainsi que l'évacuation de l'eau en cas de crues conformément à la partie C2, point 2.7.4, doivent encore être possibles immédiatement après l'action sismique au moyen des organes de décharge et de vidange ou d'une autre manière.

2.2.3. Le bon fonctionnement de l'instrumentation qui est indispensable pour mettre en évidence une défaillance imminente doit être maintenu malgré la sollicitation sismique ou pouvoir être rapidement rétabli; l'identification de cette instrumentation fait partie de la vérification de la sécurité en cas de séisme.

2.2.4. Le comportement d'autres constructions ou installations doit être pris en compte dans les réflexions dans la mesure où la défaillance de celles-ci sous l'effet de la sollicitation sismique pourrait compromettre la sécurité de l'ouvrage d'accumulation.

2.3. Comportements recherchés pour le bassin de retenue

2.3.1. D'éventuels mouvements de terrain sous l'effet de la sollicitation sismique ne doivent pas compromettre la sécurité de l'ouvrage de retenue, des installations annexes relevant de la sécurité et de la zone en aval de l'ouvrage d'accumulation (par suite d'un débordement de masses d'eau).

2.3.2. Les glissements de terrain, le glissement de berges instables, les éboulements, les chutes de rochers et les chutes de séracs notamment doivent être considérés comme des mouvements de terrain potentiels.

3. Classes d'ouvrages d'accumulation

3.1. Classification générale des ouvrages d'accumulation

3.1.1. Afin de vérifier la sécurité en cas de séisme, les différents ouvrages d'accumulation sont répartis en 3 classes, qui sont soumises à des exigences différentes.

3.1.2. Les critères de répartition dans les classes sont les suivants:

- Les ouvrages d'accumulation assignés à la classe I sont ceux qui satisfont aux critères de l'art. 18, al. 1, let. a ou let. b, OSOA.
- Les ouvrages d'accumulation assignés à la classe II sont ceux qui présentent une hauteur de retenue supérieure ou égale à 5 m, qui satisfont au critère de taille de l'art. 3, al. 2, LOA et qui ne sont pas assignés à la classe I.
- Les ouvrages d'accumulation assignés à la classe III sont ceux qui ne satisfont pas au critère de taille de l'art. 3, al. 2, LOA ou qui présentent une hauteur de retenue inférieure à 5 m.

Les classes d'ouvrages d'accumulation sont représentées sous forme graphique à la figure 1 selon la hauteur de retenue et le volume de retenue tels qu'ils sont définis dans la partie A.

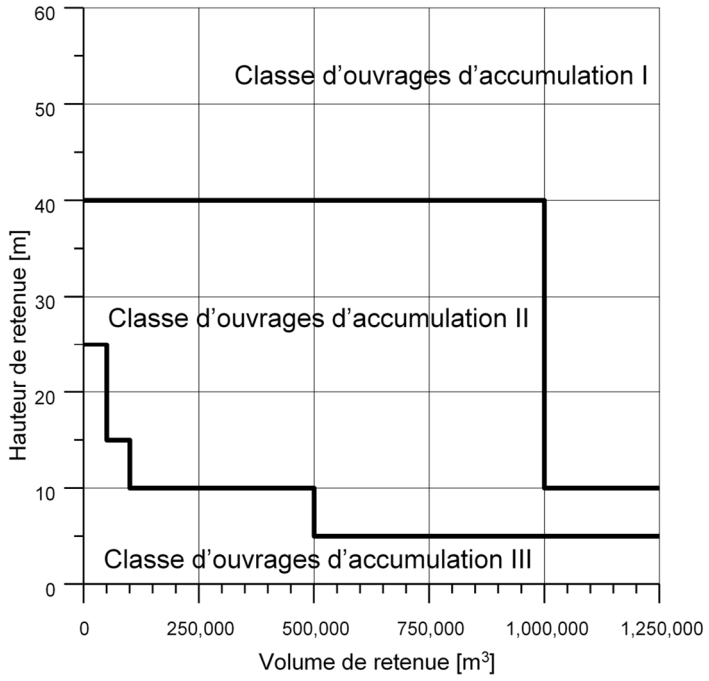

Figure 1: Définition des 3 différentes classes d'ouvrages d'accumulation

3.2. Ouvrages d'accumulation servant à la protection contre les dangers naturels

3.2.1. Les ouvrages d'accumulation servant à la protection contre les dangers naturels et qui sont conçus pour ne retenir de l'eau qu'à court terme (bassins de rétention) sont assignés à la classe III, indépendamment de leur hauteur de retenue et de leur volume de retenue.

3.3. Digues latérales des barrages au fil de l'eau

3.3.1. Les digues latérales des barrages au fil de l'eau en dehors de la zone proche du barrage sont assignées à la classe III, sous réserve d'autres exigences plus strictes de l'autorité de surveillance, de l'autorité concédante ou d'autorités tierces.

4. Cas de charge sismique et cas de charge pour l'après-séisme

4.1. Définition des cas de charge, conditions initiales et conditions-cadres

4.1.1. Cas de charge sismique

4.1.1.1 Le cas de charge sismique est un cas de charge extrême (type 3) selon la partie C1. La sollicitation sismique doit être déterminée conformément au point 4.2. Les autres actions individuelles sont précisées dans la partie C1.

4.1.1.2 Les déformations et les sollicitations résultant des actions statiques constituent les conditions initiales de l'analyse sismique.

4.1.1.3 En général, l'étude du cas avec retenue pleine est prise en compte pour la vérification de la sécurité des ouvrages d'accumulation en cas de séisme. On considère que le niveau d'eau à prendre en compte est le niveau déterminant pour la hauteur de retenue conformément à la partie A, point 6.1.

4.1.1.4 Si un remplissage partiel peut entraîner un comportement plus défavorable de l'ouvrage en cas de sollicitation sismique, il est nécessaire de vérifier également la situation en cas de remplissage partiel.

4.1.1.5 Pour le cas de charge sismique, aucun coefficient partiel de sécurité supplémentaire n'est à prendre en compte.

4.1.2. Cas de charge pendant la phase de l'après-séisme (sécurité après le séisme)

4.1.2.1 À long terme resp. après d'éventuelles mesures nécessaires, la sécurité de l'ouvrage d'accumulation après la sollicitation sismique doit correspondre à la sécurité avant le séisme conformément à la partie C1.

4.1.2.2 À court terme, c'est-à-dire immédiatement après la sollicitation sismique jusqu'à la réalisation d'éventuelles mesures nécessaires, la sécurité du barrage est réputée suffisante s'il est démontré qu'elle atteint 80% du facteur partiel de résistance pour les cas de charge normaux ou exceptionnels conformément à la partie C1, point 4.6.5.

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

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

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

L'indice «nb» désigne le coefficient partiel de sécurité pendant la phase de l'après-séisme. Sont réputés cas de charge exceptionnels durant la phase de l'après-séisme, en particulier, les cas de charge occasionnés par des mesures d'intervention immédiates (p. ex. abaissement rapide du niveau d'eau) ou par une crue survenant immédiatement après un séisme conformément à la partie C2, point 2.7.4.

4.1.2.3 L'autorité de surveillance définit pour le cas concret pendant combien de temps l'état de sécurité réduite visé au point 4.1.2.2 est admis.

4.1.2.4 S'agissant du cas de charge occasionné par d'éventuelles mesures d'assainissement nécessaires, l'autorité de surveillance définit le niveau de danger et les exigences de sécurité pour le cas concret.

4.1.2.5 Les cas de charge extrêmes peuvent être omis pendant cette phase.

4.1.2.6 Les déformations et les sollicitations découlant de l'analyse dynamique constituent les conditions initiales pour l'analyse de la sécurité après le séisme. Ces conditions initiales spécifiques doivent notamment être prises en compte lorsque des mesures rapides sont prévues après le séisme, telles qu'un abaissement du niveau du lac de retenue.

4.2. Définition de l'aléa sismique

4.2.1. Le Service Sismologique Suisse définit l'aléa sismique comme la sollicitation sismique, sur une période de retour déterminée, sur le site de l'ouvrage d'accumulation pour un rocher de référence homogène, caractérisé par un profil de vitesse des ondes de cisaillement [Poggi *et al*. 2011].

4.2.2. En fonction de la classe d'ouvrages d'accumulation, une période de retour différente doit être prise en compte pour la détermination de l'aléa sismique. Le tableau 1 présente les périodes de retour dont il faut tenir compte en fonction de la classe d'ouvrages d'accumulation.

Tableau 1: Période de retour déterminante, par classe d'ouvrages d'accumulation

Classe d'ouvrages d'accumulation	Période étudiée	Probabilité de survenance moyenne	Période de retour moyenne
I	50 ans	0,5%	10 000 ans
II	50 ans	1%	5000 ans
III	50 ans	5%	1000 ans

4.2.3. L'aléa sismique est repris du modèle de l'aléa sismique de la Suisse SUIHaz2015 [Wiemer, Danciu *et al.* 2016].

4.3. Sollicitation sismique

4.3.1. Définition de la sollicitation sismique

4.3.1.1 La sollicitation sismique se compose des éléments suivants:

- Accélération maximale du sol
- Spectre de réponse élastique
- Accélérogrammes

4.3.1.2 L'accélération maximale du sol et les spectres de réponse élastiques découlent de l'aléa sismique calculé selon une approche probabiliste.

4.3.1.3 Les accélérogrammes peuvent être déterminés au moyen des paramètres visés au point 4.3.1.2. Des indications concernant l'utilisation des accélérogrammes figurent au point 4.3.5.

4.3.1.4 La sollicitation sismique est indiquée en tant que sollicitation en champ libre, à la surface d'un terrain horizontal.

4.3.2. Accélération maximale du sol

4.3.2.1 L'accélération maximale du sol déterminante au rocher ($a_{gd,act}$) doit être calculée pour le site spécifique d'un barrage. Elle est omnidirectionnelle et correspond à l'accélération maximale du sol horizontale pour la classe de sol de fondation A.

4.3.2.2 L'accélération maximale du sol (a_{gd}) peut être calculée à partir de l'aléa déterminant de la façon suivante:

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

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

$S_{a0,15SED}$ est la valeur médiane de l'accélération spectrale horizontale tirée des données sur l'aléa[1] du Service Sismologique Suisse pour une période de vibration de 0.15 s et pour la période de retour déterminante en fonction de la classe d'ouvrages d'accumulation concernée.
c_A est le facteur de correction pour la prise en compte des différences dans la classe de rocher de référence. Ce coefficient doit généralement revêtir la valeur $c_A = 1.6$.

4.3.3. Sol de fondation et topographie

4.3.3.1 Les caractéristiques du sol de fondation et la topographie influencent la sollicitation sismique et doivent être prises en compte. Dans la mesure où elle est déterminante, la topographie locale doit être prise en compte par modélisation.

4.3.3.2 L'influence du sol de fondation doit être prise en compte lors de la détermination de la sollicitation sismique soit par une étude spécifique au site qui porte sur l'amplification par le sol de fondation, soit par l'attribution du sol de fondation à une classe de sol de fondation conformément au tableau 2.

4.3.3.3 Pour les barrages assignés à la classe I ou II, l'attribution doit se faire sur la base d'investigations géotechniques et/ou géophysiques et d'une expertise géologique.

4.3.3.4 Pour les barrages assignés à la classe III, l'attribution à une classe de sol de fondation peut suivre une démarche qualitative; des informations provenant de cartes géologiques et géotechniques et, dans la mesure du possible, d'autres sites présentant des conditions similaires devraient toutefois être intégrées. En cas d'évaluation uniquement qualitative du sol de fondation, celui-ci ne peut pas être attribué à la classe de sol de fondation R.

4.3.3.5 L'attribution à la classe de sol de fondation R n'est possible que lorsque la fondation a fait l'objet d'une investigation quantitative approfondie. Une «investigation quantitative approfondie» est réputée avoir été menée lorsque les fondations ont été investiguées et sont documentées de façon complète sur le plan spatial par des mesures géophysiques et sur le plan géologiques par des études géologiques. Pour une attribution à la classe de sol de fondation R, ces investigations doivent montrer que le rocher reste inaltéré (y compris juste en dessous du barrage) en présence d'ondes de cisaillement dont la vitesse atteint plus de 1100 m/s.

4.3.3.6 L'influence des caractéristiques du sol de fondation est prise en compte conformément au tableau 2 par un coefficient de proportionnalité (*S*) qui dépend de la classe de sol de fondation. L'accélération maximale du sol horizontale en champ libre, à la surface du terrain (a_{gh}) est formulée comme suit:

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

4.3.3.7 Dans les cas où les spectres de réponse généralisés dépassent nettement le spectre d'aléa uniforme (*uniform hazard spectrum*, UHS) tiré des données du Service Sismologique Suisse au site pour ce qui est des périodes propres déterminantes de la structure, ou lorsque les caractéristiques du sol de fondation sont nettement meilleures que la classe R, les périodes de référence ou le coefficient de proportionnalité peuvent être adaptés au cas par cas en concertation avec l'autorité de surveillance et avec l'implication d'experts. Si tel est le cas, des investigations étendues et des mesures des propriétés dynamiques de la structure et du sol de fondation doivent être prévues.

[1] Les données sur les risques peuvent être obtenues sur le site http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/Intro/. Un guide pour la recherche de données est publié sur le site de l'OFEN (https://www.bfe.admin.ch/bfe/de/home/versorgung/aufsicht-und-sicherheit/talsperren.html).

Tableau 2: Définition des classes de sol de fondation et des grandeurs applicables à la caractérisation de l'amplification par les différents sols de fondation

Classe de sol de fondation	Description du profil stratigraphique	$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [nombre de coups/0.3 m]	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
R	Rocher massif sans fragilisation locale importante, ni altération, ni inclusion de terrain meuble, ayant fait l'objet d'une investigation quantitative approfondie	> 1100	-	0.75	0,06	0,30	2,0
A	Rocher ou formation géologique similaire avec une couverture de terrain meuble d'au plus 5 m d'épaisseur en surface	> 800	-	1.00	0,07	0,25	2,0
B	Dépôts de sable et gravier très compact ou d'argile très ferme, d'une épaisseur d'au moins quelques dizaines de mètres, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	500... 800	> 50	1.20	0,08	0,35	2,0
C	Dépôts de sable et gravier moyennement compact à compact ou d'argile ferme, d'une épaisseur de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	300... 500	15...50	1.45	0,10	0,4	2,0
D	Dépôts de terrain meuble non cohésif lâche à moyennement compact (avec ou sans couches cohérentes tendres) ou à prédominance de terrain meuble cohésif de consistance tendre à ferme	< 300	< 15	1.70	0,10	0,5	2,0
E	Couche superficielle de terrain meuble correspondant à la classe C ou D avec une épaisseur comprise entre 5 m et 20 m et une valeur moyenne de v_s < 500 m/s, reposant sur un matériau plus ferme avec une valeur v_s > 800 m/s	-	-	1.70	0.09	0,25	2,0

4.3.4. Spectre de réponse élastique

4.3.4.1 La construction des spectres de réponse élastiques se fait en multipliant l'accélération maximale du sol au rocher (a_{gd}) par les coefficients de proportionnalité (S) dépendants de la classe de sol de fondation et par d'autres termes pour la prise en compte de l'amplification spectrale et de l'amortissement (η).

4.3.4.2 Les spectres de réponse élastiques de la composante horizontale de la sollicitation sismique normalisés, représentés dans la Figure 12, sont construits à partir des équations (7) à (10).

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

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

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

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

Où:

- S_e: valeur en ordonnée du spectre de réponse élastique;
- T: période de vibration;
- T_B, T_C, et T_D: périodes du spectre de réponse, à reprendre du tableau 2;
- a_{gd}: accélération maximale du sol au rocher selon l'équation (5);
- S: coefficient de proportionnalité dépendant de la classe de sol de fondation précisée dans le tableau 2;
- η est un facteur de correction formulé ainsi: $\eta = \sqrt{\frac{1}{0.5+10\xi}} \ge 0.55$; avec ξ [-] comme degré d'amortissement visqueux; l'amortissement doit être déterminé lors du calcul du spectre de réponse normalisé en fonction de l'ouvrage.

4.3.4.3 Pour la détermination du spectre de réponse élastique de la composante verticale de la sollicitation sismique, les valeurs en ordonnée S_e sont multipliées par un facteur égal à 0.7.

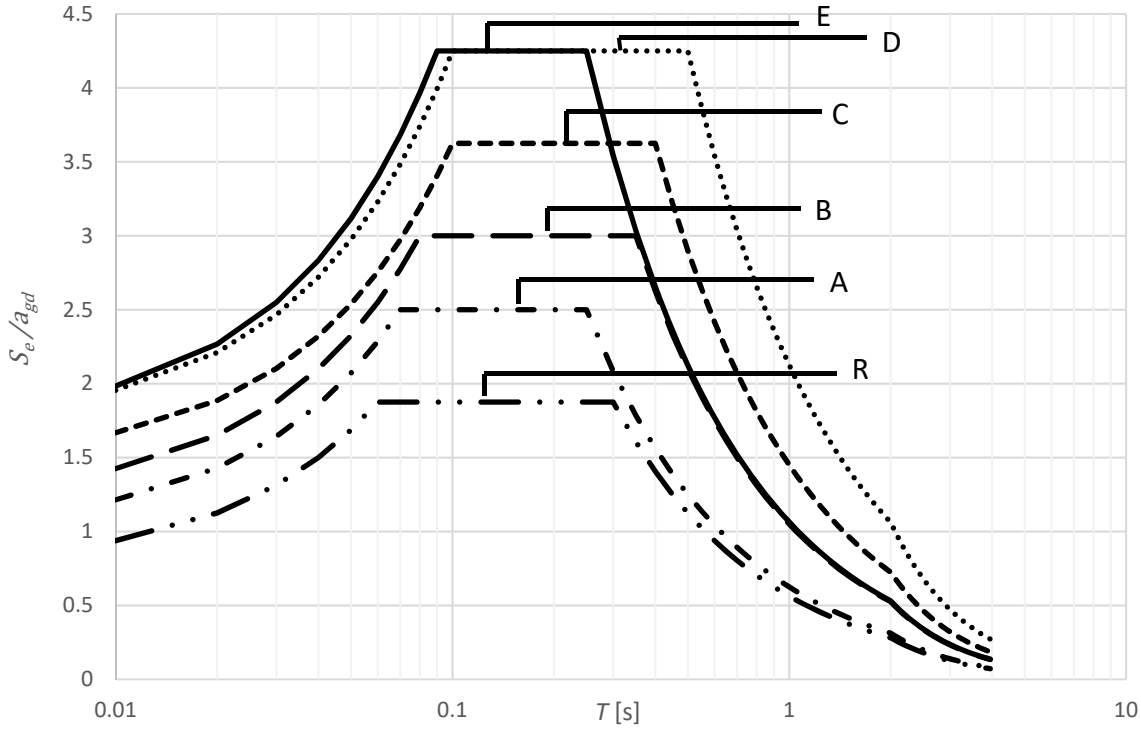

Figure 1: Spectres de réponse élastiques de la composante horizontale de la sollicitation sismique pour les classes de sol de fondation selon le tableau 2 (pour une valeur d'amortissement visqueux $\xi = 0.05$)

4.3.5. Accélérogrammes

(Ce chapitre est en cours de remaniement. Les points mentionnés ci-dessous s'appliquent jusqu'à nouvel avis.)

4.3.5.1 Peuvent être utilisés comme accélérogrammes des enregistrements appropriés et/ou des traces générées artificiellement.

4.3.5.2 Les accélérogrammes doivent être compatibles avec les spectres de réponse élastiques précisés au point 4.3.4.

4.3.5.3 Les enregistrements qui ne sont pas compatibles avec les spectres élastiques précisés au point 4.3.4 doivent être adaptés en conséquence.

4.3.5.4 La compatibilité entre le spectre de réponse imposé et précisé au point 4.3.4 et le spectre de réponse correspondant à la trace temporelle est supposée satisfaite si le décalage entre les deux ne dépasse pas 10%.

4.3.5.5 Les accélérogrammes générés artificiellement ou les accélérogrammes naturels sélectionnés doivent posséder des propriétés qui sont compatibles avec l'aléa sur le site de l'ouvrage.

4.3.5.6 En cas de vérification de la sécurité en cas de séisme sur la base de traces temporelles, on utilisera, en concertation avec l'autorité de surveillance, des traces temporelles stochastiquement indépendantes dont le nombre est adapté à la procédure de calcul. Une série comprend trois composantes (deux horizontales et une verticale), ou deux composantes dans le cas d'un modèle de calcul bidimensionnel.

4.4. Remarques concernant les sollicitations pour les barrages en béton (les barrages-voûtes, les barrages poids, barrages à contreforts, etc.) et les barrages mobiles

4.4.1. Il faut tenir compte de l'effet dynamique de l'eau de la retenue (voir points 6.2 et 6.3).

4.4.2. La sous-pression agissant au contact entre le barrage et le sous-sol ou entre des surfaces de rupture dans le sous-sol doit être prise en compte dans le cadre de la vérification de la stabilité en cas de sollicitation sismique de la même manière que pour un cas de charge statique.

4.4.3. Si l'on peut escompter une modification de la sous-pression en raison de la sollicitation sismique, la stabilité après le séisme doit être vérifiée en tenant compte de ces conditions modifiées.

4.5. Remarques concernant les sollicitations pour les barrages en remblai

4.5.1.1 L'effet hydrodynamique de l'eau de la retenue peut être omis pour les barrages en remblai.

4.5.1.2 Une éventuelle élévation de la surpression interstitielle suite à la sollicitation sismique doit être prise en compte.

5. Paramètres des matériaux

5.1. Généralités

5.1.1. En ce qui concerne les paramètres des matériaux, on utilisera des valeurs caractéristiques. En règle générale, on emploiera pour leur calcul les indications figurant au point 4.6.3 de la partie C1. Pour la vérification de la sécurité en cas de séisme, des valeurs estimées prudentes peuvent être choisies dans le cas d'espèce en tant que valeurs caractéristiques.

5.1.2. Les paramètres nécessaires des matériaux pour le barrage et le sol de fondation doivent en général être déterminés au moyen d'essais en laboratoire et sur le terrain. Pour le calcul des paramètres des matériaux, il faut opter pour des essais qui sont représentatifs du cas de charge sismique.

5.2. Remarques concernant les valeurs caractéristiques de matériaux pour les barrages en béton (les barrages-voûtes, les barrages poids, barrages à contreforts, etc.) et les barrages mobiles

5.2.1. Le poids volumique du béton doit être déterminé au moyen de mesures ou alors il faut prendre en compte une valeur prudente pour chaque étape de vérification.

5.2.2. Les valeurs de résistance dynamique du béton peuvent être évaluées de manière empirique en augmentant de 30% les valeurs statiques correspondantes. Le module d'élasticité dynamique du béton peut être évalué en augmentant de 25% le module statique.

5.2.3. Pour la vérification de la sécurité au glissement le long de la surface d'appui du barrage, on peut utiliser les valeurs statiques de la résistance au cisaillement. Cette procédure ne s'applique pas s'il faut s'attendre à des résistances au cisaillement plus faibles ou à une perte de résistance sous l'influence d'une sollicitation dynamique.

5.2.4. En cas d'analyses viscoélastiques linéaires, il est en principe possible de tenir compte d'un degré d'amortissement visqueux ξ forfaitaire de 5% pour le béton non armé. Cette hypothèse doit être vérifiée, notamment dans les cas où la dissipation ou l'amortissement suite au rayonnement sont pris en compte dans le modèle de calcul.

5.3. Remarques concernant les valeurs caractéristiques de matériaux pour les barrages en remblai

5.3.1. Pour les barrages en remblai assignés à la classe I, il faut déterminer des valeurs caractéristiques statiques et dynamiques du remblai en réalisant des essais. Il faut prendre en compte une loi de comportement des matériaux adaptée pour décrire le comportement du remblai en cas de sollicitation cyclique ou dynamique.

5.3.2. Pour les barrages en remblai assignés à la classe II ou III, des valeurs caractéristiques statiques peuvent être utilisées. Il convient de prendre en compte les indications figurant dans la méthode de vérification précisée au point 6.

5.3.3. Pour les barrages en remblai, une distinction est établie entre comportement drainé et comportement non drainé du matériau. En cas de comportement non drainé, on tiendra compte en particulier de la perte potentielle de résistance au cisaillement due aux surpressions interstitielles, à la différence du comportement drainé.

5.3.4. Comportement drainé des matériaux

5.3.4.1 Lorsqu'il faut s'attendre à un comportement drainé des matériaux, l'analyse sera effectuée en contraintes effectives.

5.3.4.2 Dans le cas d'un matériau saturé d'eau, on ne peut en règle générale pas partir de l'hypothèse d'un comportement drainé. Si toutefois on escompte un comportement drainé du matériau en état de saturation, cette hypothèse doit être confirmée par une estimation de la dissipation des surpressions interstitielles en comparaison avec la vitesse de sollicitation.

5.3.4.3 En général, la résistance au cisaillement résiduelle doit être considérée, sauf si l'adoucissement (*softening*) est pris en compte dans la loi de comportement des matériaux utilisée.

5.3.4.4 En règle générale, aucune cohésion ne sera introduite, sauf si elle peut être justifiée par des essais en laboratoire et qu'elle existe indépendamment d'influences externes.

5.3.5. Comportement non drainé des matériaux

5.3.5.1 Lorsqu'il faut s'attendre à un comportement non drainé (ou partiellement drainé) des matériaux, l'analyse peut être effectuée en contraintes totales ou en contraintes effectives.

5.3.5.2 En cas d'analyse en contraintes totales des barrages en remblai assignés à la classe II ou III, il est possible de prendre en compte une résistance au cisaillement en état non drainé lors de sollicitations cycliques correspondant à 80% de la valeur statique concernée [Makdisi et Seed, 1978].

5.3.5.3 En cas d'analyse en contraintes effectives, il faut s'assurer que l'influence des surpressions interstitielles est représentée correctement par la loi de comportement des matériaux. La plausibilité de la résistance au cisaillement mobilisée en état non drainé doit être vérifiée.

5.3.5.4 Pour les barrages en remblai assignés à la classe I, il convient de calculer la résistance au cisaillement en état non drainé et l'élévation de la pression interstitielle sur la base d'essais dynamiques.

5.3.6. Évaluation du risque de liquéfaction

5.3.6.1 Notamment dans le cas de sables fins et limons en état saturé, il existe, en cas de sollicitation sismique, le risque d'une perte totale de la résistance au cisaillement (liquéfaction du matériau).

5.3.6.2 La problématique de la liquéfaction doit être analysée de manière approfondie lorsque tous les critères suivants sont remplis:

- La courbe granulométrique du matériau se situe entre 10 et 90% du poids à l'intérieur du domaine «2» de la figure 3.
- Le matériau est saturé.
- La compacité D_r est inférieure à 0,5.

5.3.6.3 L'évaluation de la sécurité par rapport à la liquéfaction ne remplace pas la vérification de la sécurité du barrage lors d'une sollicitation sismique avec un comportement non drainé.

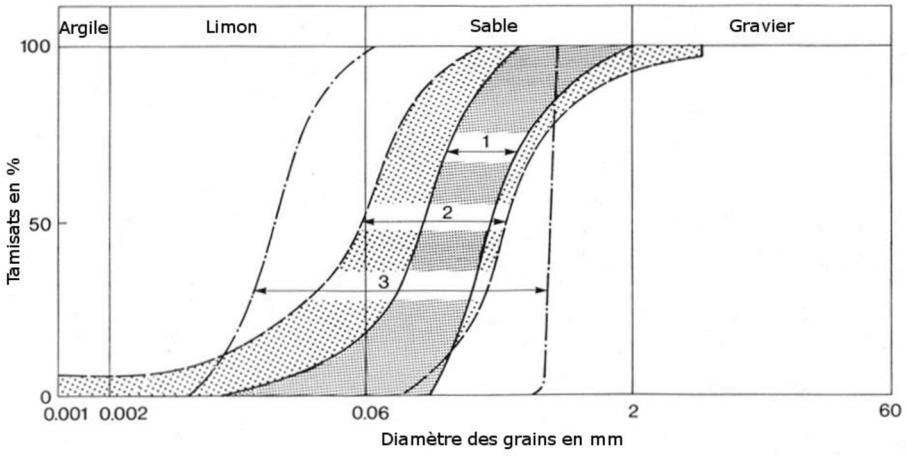

Figure 2: Domaines granulométriques de sols liquéfiables [Finn, 1972]

6. Méthode de vérification

6.1. Généralités

6.1.1. La vérification de la sécurité des ouvrages d'accumulation en cas de séisme comprend les étapes «Modélisation», «Analyse», «Interprétation et appréciation» ainsi que «Procédure d'analyse affinée».

6.1.2. Modélisation

6.1.2.1 La modélisation doit prendre en compte le sous-sol, l'ouvrage de retenue et le bassin de retenue.

6.1.2.2 Les hypothèses et les résultats des investigations portant sur la configuration géologique et géotechnique du sous-sol ainsi que les propriétés mécaniques de l'ouvrage de retenue et du sous-sol doivent être représentés par des modèles appropriés.

6.1.2.3 Les particularités de l'ouvrage d'accumulation (p. ex. points faibles, déroulement des injections et des étapes de bétonnage lors de la construction ou événements particuliers lors de la construction) doivent être prises en compte dans la modélisation, dans la mesure où elles peuvent avoir une influence déterminante sur la vérification de la sécurité de l'ouvrage d'accumulation en cas de séisme.

6.1.2.4 Il faut tenir compte des résultats de mesure de la surveillance régulière pour le calibrage du modèle.

6.1.3. Analyse

6.1.3.1 L'analyse comprend le comportement de l'ouvrage d'accumulation pendant et après le séisme.

6.1.3.2 Lors de l'analyse du comportement pendant le séisme, les déformations et les dégâts permanents causés à l'ouvrage doivent être déterminés en tenant compte de la sollicitation sismique.

6.1.3.3 Lors de l'analyse du comportement après le séisme, les conséquences résultant de la sollicitation sismique doivent être investiguées dans l'optique de la sécurité de l'ouvrage d'accumulation. Ce faisant, on tiendra notamment compte de possibles déformations, dégâts, surpressions interstitielles ou modifications permanentes des conditions de sous-pression.

6.1.3.4 La procédure d'analyse du comportement pendant le séisme doit être choisie en fonction de la classe de l'ouvrage d'accumulation; les exigences minimales suivantes s'appliquent en général:

- Pour les ouvrages d'accumulation assignés à la classe I: calcul dynamique avec évolution temporelle
- Pour les ouvrages d'accumulation assignés à la classe II: méthode du spectre de réponse (resp. concernant les barrages en remblai: méthode simplifiée du spectre de réponse tenant compte de plusieurs formes propres)
- Pour les ouvrages d'accumulation assignés à la classe III: procédure quasi-statique (resp. prise en compte de la première forme propre)

6.2. Interprétation, appréciation et analyse étendue

6.2.1. Le comportement pendant le séisme et le comportement après le séisme doivent être évalués conformément au point 2 concernant l'atteinte des comportements recherchés.

6.3. Procédure d'analyse affinée

6.3.1. Si la sécurité en cas de séisme d'un ouvrage d'accumulation assigné à la classe II ne peut pas être vérifiée au moyen de la procédure d'analyse correspondant à cette classe, il est possible d'utiliser la procédure concernant la classe I.

6.3.2. Si la sécurité en cas de séisme d'un ouvrage d'accumulation assigné à la classe III ne peut pas être vérifiée au moyen de la procédure d'analyse correspondant à cette classe, il est possible d'utiliser la procédure concernant la classe I ou II.

6.4. Remarques concernant la méthode de vérification pour les barrages poids et les barrages mobiles

6.4.1. Modélisation concernant les barrages poids et les barrages mobiles

6.4.1.1 L'influence dynamique de l'eau de la retenue peut être prise en compte de manière simplifiée par le biais de masses d'eau entraînées et couplées rigidement. Celles-ci sont introduites comme masses ponctuelles dans le modèle et agissent perpendiculairement au parement amont de l'ouvrage.

6.4.1.2 Pour les barrages poids, une considération bidimensionnelle de la section transversale déterminante est en général suffisante. Dans les vallées étroites ou en cas de caractéristiques du sous-sol variables, il faut considérer plusieurs sections transversales et une considération tridimensionnelle peut s'avérer nécessaire. Il faut porter une attention particulière aux zones d'appuis.

6.4.1.3 Pour les barrages mobiles, un modèle tridimensionnel est généralement nécessaire. Il comprend au moins un contrefort et la moitié des ouvertures (passes) adjacentes. Ce faisant, les limites du modèle devraient tenir compte des joints de dilatation. Si des éléments de l'ouvrage (comme des ponts, des installations d'entraînement, etc.) ne sont pas pris en compte dans la modélisation, l'effet de ces éléments sur le comportement de l'ouvrage doit être pris en compte par des simplifications appropriées et présenté de manière compréhensible.

6.4.1.4 Pour les barrages poids et les barrages mobiles assignés à la classe I, le modèle doit également comprendre le sous-sol. Le sous-sol peut être modélisé sans masse.

6.4.1.5 Pour les barrages poids et les barrages mobiles assignés à la classe II, le modèle doit également comprendre le sous-sol, soit par modélisation comme pour la procédure concernant la classe I, soit par l'introduction d'une flexibilité équivalente au sous-sol.

6.4.1.6 Pour les barrages poids et les barrages mobiles assignés à la classe III, l'influence de l'amplification par le sol de fondation du fait de l'utilisation d'un spectre de réponse spécifique au sol de fondation doit être prise en compte.

6.4.2. Analyse concernant les barrages poids et les barrages mobiles

6.4.2.1 Dans le cas des barrages poids, la sollicitation sismique horizontale perpendiculaire à l'axe du mur doit être prise en compte.

6.4.2.2 Dans le cas des barrages mobiles, il faut également prendre en considération la sollicitation en direction de l'axe du barrage et évaluer le comportement du barrage dans cette direction au moins avec un modèle simplifié.

6.4.2.3 La sollicitation verticale doit être prise en compte pour les ouvrages d'accumulation assignés à la classe I ou II. Elle peut être omise pour les ouvrages d'accumulation assignés à la classe III.

6.4.2.4 Il faut vérifier la sécurité au glissement le long de surfaces de glissement potentielles. S'il est tenu compte de la cohésion, la surface de contact doit être réduite en tenant compte d'éventuelles ouvertures de joints ou de fissures.

6.4.2.5 D'éventuels déplacements le long de surfaces de glissement potentielles peuvent être calculés à l'aide de la méthode de Newmark [Newmark, 1965].

6.4.2.6 La vérification de la stabilité au basculement est satisfaite si la résultante des forces reste à tout moment dans la section et qu'une rupture locale peut être exclue. Si cette condition n'est pas remplie, il faut établir qu'en dépit du mouvement résultant, il est satisfait aux comportements recherchés et mentionnés à la section 2.

6.4.2.7 Pour les ouvrages d'accumulation assignés à la classe I ou II, il faut également vérifier les contraintes.

6.4.3. Interprétation et appréciation concernant les barrages poids et les barrages mobiles

6.4.3.1 Si on s'attend à des déplacements par glissement permanents après la sollicitation sismique, les points suivants doivent notamment être évalués:

- Éventuelle modification des sous-pressions, par exemple suite à des drainages ou à des éléments d'étanchéité endommagés ou cisaillés dans le sous-sol
- Intégrité des éléments d'étanchéité de l'ouvrage
- Dégâts et sollicitations concernant des éléments reliés à l'ouvrage (notamment galeries de décharge et de vidange et autres installations annexes)

6.5. Remarques concernant la méthode de vérification pour les barrages-voûtes

6.5.1. Modélisation concernant les barrages-voûtes

6.5.1.1 Pour l'analyse de barrages-voûtes, il convient d'utiliser un modèle tridimensionnel.

6.5.1.2 L'influence dynamique de l'eau de la retenue peut être prise en compte de manière simplifiée par le biais de masses d'eau entraînées et couplées rigidement. Celles-ci sont introduites comme masses ponctuelles dans le modèle et agissent perpendiculairement au parement amont de l'ouvrage.

6.5.1.3 Pour les ouvrages d'accumulation assignés à la classe I, le modèle doit également comprendre le sous-sol. Le sous-sol peut être modélisé sans masse.

6.5.1.4 Pour les ouvrages d'accumulation assignés à la classe II ou III, le modèle doit également prendre en compte l'influence du sous-sol. À cet effet, il est possible de prendre en compte le sous-sol, soit par modélisation comme pour la procédure concernant la classe I, soit par l'introduction d'une flexibilité équivalente.

6.5.1.5 S'agissant de la procédure concernant la classe d'ouvrages d'accumulation I, la délimitation du modèle doit présenter les dimensions minimales indiquées dans la partie C1 de la directive, au point 4.6.4.

6.5.2. Analyse concernant les barrages-voûtes

6.5.2.1 Dans le cas des barrages-voûtes assignés à la classe I ou II, la sollicitation dans deux directions horizontales et à la verticale doit être prise en compte.

6.5.2.2 Dans le cas des barrages-voûtes assignés à la classe III, la sollicitation verticale peut être omise.

6.5.2.3 Si les résultats de l'analyse montrent qu'il faut s'attendre à la formation de fissures et d'ouvertures de joints suite à une surcharge localisée, il convient d'en tenir compte. Les zones de la fondation et des appuis doivent faire l'objet d'une attention particulière. En cas de contraintes de traction calculées élevées en direction de l'arc, on doit notamment supposer qu'elles ne peuvent pas être transmises à travers les joints verticaux. La procédure suivante peut alors être suivie:

- Il faut supposer une ouverture des joints dans les zones fortement sollicitées.
- Le comportement de l'ouvrage fissuré resp. déstructuré (sollicitation, déformation, stabilité) suite à la sollicitation sismique doit ensuite être examiné.

6.5.3. Interprétation et appréciation concernant les barrages-voûtes

6.5.3.1 Lors de l'interprétation des résultats d'une analyse viscoélastique linéaire, notamment s'agissant des contraintes de traction calculées, il faut tenir compte des propriétés structurelles effectives (comme joints entre les blocs, éventuelle formation de fissures dans le barrage, etc.) ainsi que des possibles conséquences d'un dépassement de la résistance des matériaux. Le cas échéant, on procédera à une étape d'analyse supplémentaire prenant en compte ces conséquences.

6.6. Remarques concernant la méthode de vérification pour les barrages en remblai

6.6.1. Modélisation concernant les barrages en remblai

6.6.1.1 Pour les barrages en remblai, une considération bidimensionnelle de la section transversale déterminante est en général suffisante. Dans les vallées étroites ou en cas de caractéristiques du sous-sol variables, il faut considérer plusieurs sections transversales ou utiliser un modèle tridimensionnel. Il faut porter une attention particulière aux zones d'appuis.

6.6.2. Analyse concernant les barrages en remblai

6.6.2.1 Dans le cas des barrages en remblai assignés à la classe I, les remarques suivantes s'appliquent à l'analyse:

- Lors de l'analyse du comportement dynamique du corps du barrage, il faut prendre en compte la sollicitation verticale.
- Les déformations permanentes peuvent être calculées avec la méthode de Newmark [Newmark, 1965]. Pour calculer les déplacements par glissement, la composante verticale de l'accélération peut être omise.

6.6.2.2 Dans le cas des barrages en remblai assignés à la classe II, les remarques suivantes s'appliquent à l'analyse:

- Lors de l'analyse du comportement dynamique du corps de la digue, il faut prendre en compte la sollicitation verticale.
- L'accélération dans le bloc de rupture déterminant, ainsi que d'éventuelles déformations permanentes peuvent être déterminées par des évaluations semi-empiriques.

6.6.2.3 Dans le cas des barrages assignés à la classe III, la vérification de la sécurité en cas de séisme doit être faite avec une force de remplacement quasi-statique. Les remarques suivantes s'appliquent:

- L'analyse peut admettre une force de remplacement quasi-statique. La force de remplacement, dont la formule est $F_{eq} = a_g \cdot m_{bk}$, où a_g désigne l'accélération horizontale, est appliquée au centre de gravité d'un bloc de rupture; m_{bk} est la masse du bloc de rupture.
- La sollicitation verticale peut être omise dans l'analyse.
- L'accélération a_g dans tous les blocs de rupture déterminants (masses en glissement), dont la formule est $a_g = a_{gd} \cdot K_{ps}$ et où a_{gd} correspond à l'accélération au rocher précisée au point 0. K_{ps}, est un facteur d'amplification dépendant de la classe du sol de fondation, fourni dans le tableau 3.
- S'il est possible de démontrer que le barrage (en particulier les éléments et filtres étanchéifiants) ainsi que les éventuelles installations annexes présentent encore les comportements recherchés et mentionnés au point 2 dans le cas d'une déformation de plusieurs décimètres, le facteur d'amplification réduit $K_{ps,D} > 0$ précisé dans le tableau 3 peut être utilisé pour la vérification.
- Par contre, si les comportements recherchés et mentionnés au point 2 ne peuvent pas être obtenus dans le cas d'une déformation de plusieurs décimètres, la vérification doit être effectuée avec le facteur $K_{ps,D=0}$ précisé dans le tableau 3.

Tableau 3: Facteurs d'amplification dépendants de la classe du sol de fondation pour le calcul quasi-statique de barrages en remblai [Oberender *et al*. (2020), sur la base de données de Sarma (1979), Makdisi et Seed (1978), Bray et Travasarou (2007) et Bray et Macedo (2019)]

Classe de sol de fondation	Facteur $K_{ps,D>0}$ pour les déformations admises dans le domaine des décimètres	Facteur $K_{ps,D=0}$ (sans déformation)
R	*1.25*	*2.60*
A	*1.50*	*3.75*
B	*1.90*	*4.50*
C	*2.25*	*5.40*

- La vérification est réputée faite si, sous une sollicitation quasi-statique, aucun des mécanismes déterminants ne faillit.
- Le procédé quasi-statique ne s'applique pas si le barrage ou sa fondation contiennent des matériaux qui peuvent s'adoucir [softening], qui renferment de grandes proportions de matières organiques ou dont la structure peut s'effondrer.
- Le procédé quasi-statique ne s'applique pas à la fondation des classes de sol de fondation D ou E. La déformation du corps du barrage doit être estimée dans le détail et faire l'objet d'une évaluation.

6.6.3. Interprétation et appréciation concernant les barrages en remblai

6.6.3.1 S'il faut s'attendre à des déformations permanentes après la sollicitation sismique, il convient d'évaluer notamment les points suivants:

- La revanche restante doit être suffisamment grande également dans un état déformé, de manière à ce que la sécurité du barrage puisse être assurée.
- L'érosion interne doit aussi pouvoir être exclue dans l'état déformé.
- Pour les barrages en remblai avec noyau d'étanchéité, le risque d'érosion interne après la déformation permanente peut être exclu lorsque les conditions suivantes sont remplies:
  (i) Les critères relatifs au filtre sont encore respectés entre les différentes zones du barrage.
  (ii) Le noyau du barrage a encore une couverture suffisante et est composé de matériaux qui peuvent s'adapter aux déformations imposées sans changement significatif de leurs propriétés de perméabilité.
  (iii) L'épaisseur résiduelle des couches de filtrage et de drainage en état déformé est au moins égale à la moitié de l'épaisseur initiale en état non déformé.
- Pour les barrages en remblai avec masque amont, l'intégrité du masque doit être évaluée. S'il faut s'attendre à ce que le masque puisse être endommagé, les dangers en résultant pour le barrage en remblai (comme l'érosion interne et la modification des conditions de stabilité) doivent être évalués.

7. Autres considérations

7.1. Faille active

7.1.1. Si une faille active[2)] est connue à proximité de l'ouvrage d'accumulation, des études spécifiques, adaptées au cas concret, doivent être menées.

7.1.2. Pour les ouvrages d'accumulation assignés à la classe I, l'activité passée ou actuelle de failles à proximité de l'ouvrage d'accumulation doit être évaluée périodiquement sur la base de la sismicité observée. Cette évaluation doit tenir compte des données provenant de relevés sismiques et de cartes sismotechniques.

7.2. Exceptions

7.2.1. Exception pour les petits barrages poids

7.2.1.1 Pour les barrages poids assignés à la classe III, la vérification de la sécurité en cas de séisme au moyen de l'analyse simplifiée est réputée faite si les critères suivants sont remplis (procédure d'analyse simplifiée):

- L'accélération maximale du sol (a_{gd}, précisée au point 4.3.2.2) due à la sollicitation sismique à prendre en compte sur le site n'est pas supérieure à l'accélération critique du sol calculée à partir de la figure 5 en fonction du coefficient statique de sécurité contre le glissement.
- La fondation du barrage poids est attribuée à la classe de sol de fondation A ou supérieure.
- Les exigences de stabilité requises pour les cas de charge normaux (type 1) conformément à la partie C1 sont atteintes et, pour ces charges, les contraintes à la surface de fondation restent en compression, c'est-à-dire que la résultante des forces à prendre en considération reste dans le noyau de la section.
- Les vérifications statiques effectuées ne tiennent compte ni d'une éventuelle remontée de la surface d'appui contre l'aval ni d'une poussée de la terre à l'aval.
- La section du barrage poids est approximativement triangulaire.
- La largeur à la base de la surface d'appui n'est pas plus grande que 4/5 de la hauteur du mur.
- Le barrage poids n'est pas mis en eau à l'aval.
- Il peut être admis que les conditions de sous-pression ne changent pas en raison de la sollicitation sismique.

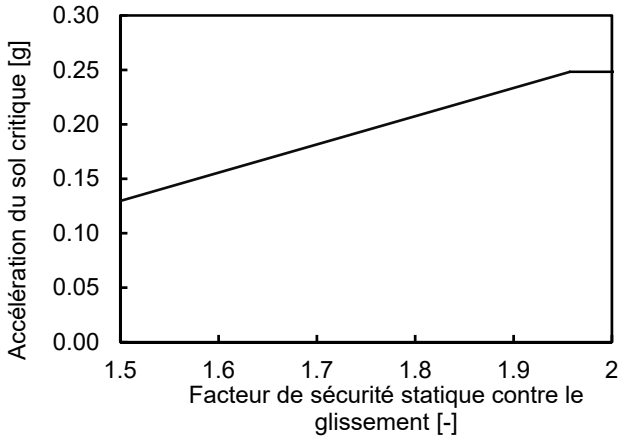

Figure 3: Accélération critique du sol en fonction du coefficient statique de sécurité contre le glissement

7.2.1.2 Indépendamment du résultat de la procédure d'analyse simplifiée, il faut démontrer que l'ouvrage d'accumulation satisfait aux autres comportements recherchés et mentionnés au point 2. Il faut notamment vérifier que les exigences relatives aux installations annexes et au bassin de retenue sont satisfaites.

[2)] Définition d'une «faille active» d'après le Bulletin CIGB/ICOLD n° 72 (1989): «Faille valablement identifiée et déterminée en position, qui est connue pour avoir produit des séismes historiques ou montre une évidence géologique de déplacements dans la période Holocène (11 000 ans), et qui, du fait de sa structure tectonique présente, peut engendrer des mouvements pendant la durée de vie prévue des ouvrages construits.»

7.2.2. Exception pour les petits barrages en remblai

7.2.2.1 Pour les barrages en remblai assignés à la classe III, la vérification de la sécurité en cas de séisme au moyen de l'analyse simplifiée est réputée faite si les critères suivants sont réunis:

- L'accélération maximale du sol (a_{gd}, précisée au point 4.3.2.2) due à la sollicitation sismique à prendre en compte sur le site n'est pas supérieure à l'accélération critique du sol calculée à partir de la figure 5 en fonction du coefficient statique de sécurité et de la pente du talus:

  (i) Si on peut escompter des conditions drainées, la figure 5a s'applique.

  (ii) S'il faut escompter des conditions non drainées, la plus petite des deux accélérations critiques du sol calculées à partir des figures 5a et 5b est déterminante. La figure 5b tient compte de conditions non drainées par le biais d'une analyse de stabilité sous contraintes totales; le coefficient statique de sécurité à utiliser doit donc être calculé pour la résistance au cisaillement en conditions non drainées à attendre en cas de séisme.
- Les exigences en matière de stabilité du talus pour les cas de charge normaux (type 1) conformément à la partie C1 sont remplies.
- La pente du talus à l'amont est moins raide que la pente du talus à l'aval.
- Il n'existe aucun risque de liquéfaction en ce qui concerne le matériau du barrage et le matériau de fondation. L'évaluation est réalisée conformément au point 5.3.6.
- Le barrage en remblai (en particulier les éléments et filtres étanchéifiants) conserve les comportements recherchés et mentionnés au point 2 dans le cas d'une déformation de plusieurs décimètres. Il n'y a pas de masque amont ou d'éléments d'étanchéité rigides. Il n'y a pas d'ouvertures ou d'éléments rigides pouvant occasionner la formation de fissures dans le corps du barrage et ainsi favoriser l'érosion interne.

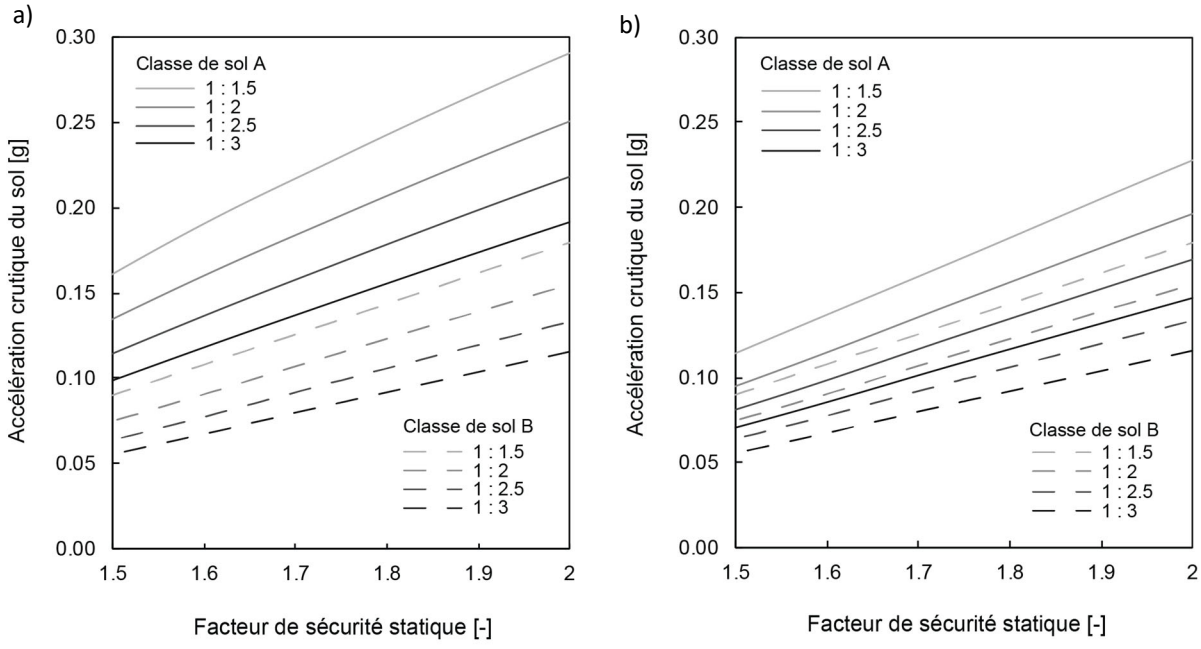

Figure 4: Accélération critique du sol en fonction du coefficient statique de sécurité pour la stabilité du talus et en fonction de la pente du talus, pour les classes de sol de fondation A2 et B: a) en conditions drainées, b) en conditions non drainées

7.2.2.2 Indépendamment du résultat de la procédure d'analyse simplifiée, il faut montrer que l'ouvrage d'accumulation satisfait aux autres comportements recherchés et mentionnés au point 2. Il faut notamment vérifier que les exigences relatives aux installations annexes et au bassin de retenue sont satisfaites.

Bibliographie

Bray J.D. et 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 J. D. et Travasarou T. (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). Liam Finn W.D. **Soil Dynamics and Liquefaction of Sand**, *Proceedings of the International Conference on Microzonation for safer Construction-Research and Application*, Seattle, Wash, 1972.

Makdisi et 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). Newmark N.M. **Effects of Earthquakes on Dams and Embankments**, *Géotechnique*, No. 15(2), pp. 139-160, 1965.

Oberender P. W., Panduri R., Schwager M. V. **Commentaire portant sur le nouvel aléa sismique pour les ouvrages d'accumulation en Suisse et sur la révision partielle de la partie C3 de la directive.** *Rapport interne à l'attention du groupe en charge de la révision des directives sur la sécurité des ouvrages d'accumulation.* Berne, 2020.

Poggi V., Edwards B. et Fäh D. (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.

Sarma S.K. (1979). **Response and Stability of Earth Dams during Strong Earthquakes, miscellaneous paper**, GL-79-13, *US Army Engineer* WES, CE, Vicksburg, Miss., 1979.

Wiemer S., Danciu L., Edwards B., Marti M., Fäh D., Hiemer S., Woessner J., Cauzzi C., Kästli P. et Kremer K. (2016). **Seismic Hazard Model 2015 for Switzerland (SUIhaz2015).**