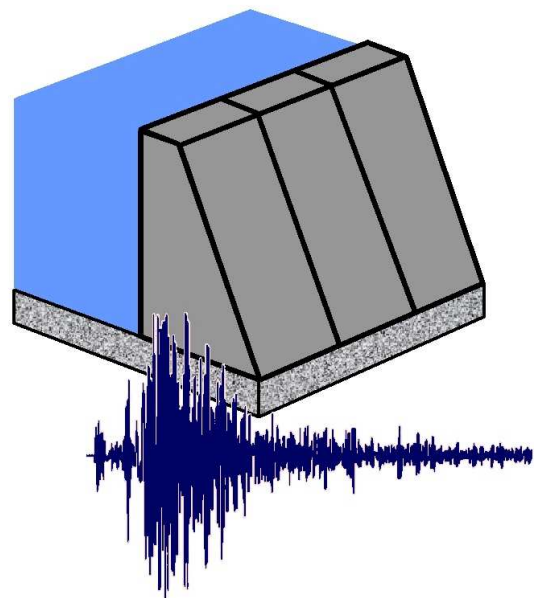




# ***Risque sismique***

***et***



# ***Sécurité des ouvrages hydrauliques***

***Rapport rédigé à la demande du MEDDE – DGPR  
Version définitive - octobre 2014***

## SOMMAIRE

<b>1. Le contexte général de la sécurité des ouvrages</b>	<b>4</b>
1.1. Objectifs, contexte et limites d'application du rapport	4
1.2. La réglementation parasismique	6
1.3. La législation et la réglementation en matière de sécurité des barrages et des digues	15
<b>2. L'aléa sismique, les phénomènes, les sources d'information</b>	<b>22</b>
2.1. Notions sur le phénomène sismique	22
2.2. Surveillance et réseaux sismiques en France	31
<b>3. La vulnérabilité des ouvrages aux séismes</b>	<b>34</b>
Introduction	34
3.1. Barrages en remblai	34
3.2. Barrages en béton ou en maçonnerie	39
3.3. Conséquences des séismes en fonction de la magnitude et de la distance épacentrale	42
3.4. Autres effets des séismes	44
<b>4. Détermination de l'aléa sismique régional</b>	<b>47</b>
Introduction	47
4.1. Définition de l'aléa sismique "de référence"	47
4.2. Aléa "de référence" : la carte de zonage réglementaire	56
4.3. Méthode déterministe	61
4.4. Méthode Probabiliste	65
4.5. Recommandations pour les estimations spécifiques de l'aléa	67
<b>5. Effets de site</b>	<b>69</b>
Introduction	69
5.1. Description et origine des effets de site directs	69
5.2. Estimation des effets de site directs	79
5.3. Techniques de reconnaissance	83
5.4. Recommandations pratiques pour la prise en compte des effets de site directs	87
5.5. Effets induits	89
<b>6. Analyse sismique des ouvrages</b>	<b>97</b>
Introduction	97
6.1. Ouvrages rigides	97
6.2. Ouvrages en remblai	117
<b>7. Evaluation de la sécurité des ouvrages vis-à-vis du risque sismique</b>	<b>148</b>
7.1. Préambule - Généralités	148
7.2. Sollicitations sismiques	150
7.3. Ouvrages rigides	157
7.4. Barrages en remblai	168
7.5. Digues	178

7.6.	Ouvrages annexes	179
<b>8.</b>	<b>La conception parasismique des barrages</b>	<b>182</b>
	Introduction	182
8.1.	Prise en compte de la topographie et de la géologie du site	182
8.2.	Choix du type de barrage	183
8.3.	Recommandations concernant les fondations	184
8.4.	Recommandations concernant les barrages en remblai	185
8.5.	Recommandations concernant les barrages en béton	188
8.6.	Recommandations concernant les barrages mixtes	189
8.7.	Ouvrages annexes	190
<b>9.</b>	<b>Mesures d'accompagnement</b>	<b>194</b>
9.1.	L'après-séisme	194
9.2.	L'alerte précoce	196
9.3.	L'instrumentation sismique	197
9.4.	Les besoins méthodologiques ou de recherche	200
<b>A1.</b>	<b>Annexe 1 - Lettre de mission DGPR</b>	<b>206</b>
<b>A2.</b>	<b>Annexe 2 - Le groupe de travail</b>	<b>207</b>
<b>A3.</b>	<b>Annexe 3 - Glossaire et sigles</b>	<b>209</b>
<b>A4.</b>	<b>Annexe 4 - Pratiques internationales</b>	<b>214</b>
A4.1.	Autriche	214
A4.2.	Italie	218
A4.3.	Suisse	220
A4.4.	Espagne	224
A4.5.	Allemagne	228
A4.6.	Etats-Unis	233
A4.7.	Canada	238
<b>A5.</b>	<b>Annexe 5 - Bibliographie</b>	<b>245</b>
<b>A6.</b>	<b>Annexe 6 - Sites Internet utiles</b>	<b>255</b>
<b>A7.</b>	<b>Annexe 7 - Compléments scientifiques et techniques</b>	<b>257</b>
A7.1.	Compléments au chapitre 4	257
A7.2.	Compléments au chapitre 6	286
A7.3.	Méthodes dynamiques simplifiées : exemple barrage en remblai	287
A7.4.	Méthodes dynamiques simplifiées : exemple barrage-poids	298
A7.5.	Compléments au chapitre 9.1.	307
<b>A8.</b>	<b>Annexe 8 - Information sur les outils de gestion du risque sismique</b>	<b>311</b>
<b>A9.</b>	<b>Annexe 9 - Alerte précoce</b>	<b>314</b>

# 1. Le contexte général de la sécurité des ouvrages

---

## 1.1. Objectifs, contexte et limites d'application du rapport

Le présent document vise à unifier les pratiques pour la vérification de la sécurité vis-à-vis du risque sismique des ouvrages hydrauliques, barrages et digues, situés en France. Il a été établi par un groupe de travail présidé par Daniel Loudière, vice-président du Comité Technique Permanent des Barrages et des Ouvrages Hydrauliques (CTPBOH) ; le secrétariat technique a été assuré par Marc Hoonakker, ingénieur au Bureau d'Etude Technique et de Contrôle des Grands Barrages (BETCGB) à la Direction Générale de la Prévention des Risques (DGPR) du Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie (MEDDE).

Le document a vocation à répondre à la demande du Directeur Général à la DGPR, Laurent MICHEL, qui a souhaité disposer "d'un référentiel technique pouvant servir de base pour la future réglementation technique que les services de la DGPR prépareront dans le but de vérifier le comportement en cas de séisme des ouvrages hydrauliques en service". La lettre de mission correspondante figure en annexe 1.

Le groupe de travail a été constitué en faisant appel aux compétences des représentants de deux communautés professionnelles :

- celle des barrages : services de contrôle, concepteurs, exploitants et spécialistes ;
- celle de la sismologie : laboratoires de recherche, observatoires, centres d'études.

Deux associations scientifiques et techniques ont été associées aux travaux : d'une part l'Association Française du génie ParaSismique (AFPS), d'autre part le Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR).

La composition du groupe de travail est fournie en annexe 2. Tous ses membres ont contribué activement à la rédaction et surtout à la mise au point du document ; qu'ils en soient vivement remerciés.

Le document a été rédigé sur la base des textes législatifs et réglementaires récents traitant de la sécurité des ouvrages hydrauliques, notamment :

- la loi n° 2006-1776 du 30 décembre 2006 dite loi sur l'eau et les milieux aquatiques (LEMA) ;
- le décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des barrages et au CTPBOH ;
- différents arrêtés relatifs à la sécurité des ouvrages hydrauliques notamment aux études de danger.

Les textes les plus importants sont repris dans le Code de l'Environnement (parties législative et réglementaire) accessible sur le site du Journal Officiel de la République Française, ou, pour les ouvrages concédés, intégrés dans le cahier des charges type des concessions hydroélectriques ; ils sont commentés au §1.3 du présent chapitre.

Le document s'applique aux barrages (y compris les remblais latéraux de canaux ou de fleuves canalisés visant à stocker en permanence des eaux) ainsi qu'aux digues (ouvrages latéraux aux fleuves ou rivières visant à protéger en cas de crue les populations riveraines, et les digues maritimes et estuariennes). La répartition en quatre classes résulte du décret de 2007, et conduit à des procédures différenciées, ce qui a été retenu aussi pour les séismes. Les ouvrages annexes, tels qu'évacuateurs de crue, ouvrages de vidange ou de prise d'eau, entrent également dans le champ de ce document.



Par contre, sortent du champ d'application de ce document :

- les éventuels autres ouvrages constitutifs de l'aménagement tels que stations de pompage, galeries, conduites forcées ou usines hydroélectriques ;
- les ouvrages de stockage de stériles miniers dont le remblai est constitué au moins partiellement des matériaux stockés ;
- les glissements de terrain, la chute de blocs ou les effondrements de parois, même s'ils peuvent remettre en cause la sécurité de l'ouvrage principal et des ouvrages annexes ; la prise en compte de tels événements doit être considérée sur la base des pratiques admises.

Le document s'applique aussi bien aux barrages ou aux digues en projet qu'aux ouvrages existants. Pour les ouvrages existants, la surveillance par l'auscultation et l'inspection visuelle constituent un outil essentiel d'évaluation de l'état de l'ouvrage. En cas de faiblesses détectées par cette surveillance (ou par l'absence de surveillance), ou lorsque les normes utilisées pour la conception de ces ouvrages sont jugées insuffisantes, la procédure de révision spéciale (voir §1.3.4.4) vise à remettre ces ouvrages à un niveau de sécurité acceptable.

En ce qui concerne les failles actives (cf. glossaire annexe 3), l'implantation d'un nouvel ouvrage au-dessus d'un tel accident géologique est à exclure. En effet, le groupe de travail conseille d'interdire une telle configuration qui, en toute hypothèse, nécessiterait des études et une conception qui iraient très au-delà des prescriptions incluses dans le document. A titre d'exemple, en Californie, la loi Alquist-Priolo a pour objet d'interdire la construction de bâtiments d'habitation dans la zone dite de "surface trace" d'environ 400 m de largeur au droit des failles actives, sachant que cette loi définit qu'une faille active est une faille qui a subi au moins une rupture pendant les 11 000 dernières années.

Enfin le groupe de travail s'est efforcé de rédiger des recommandations qui soient proches ou tout au moins cohérentes avec :

- l'Eurocode 8 ;
- les pratiques étrangères, ne serait-ce que du fait que certains ouvrages hydrauliques sont frontaliers (voir les fiches correspondantes en annexe 4<sup>1</sup>) ;
- les autres risques naturels à prendre en compte dans la sécurité des ouvrages hydrauliques, notamment celui lié aux crues ;
- les approches adoptées pour la vérification de la sécurité aux séismes d'autres catégories de grands ouvrages tels que centrales nucléaires, ponts ou installations classées pour la protection de l'environnement (ICPE) ; les principes mis en œuvre pour ces autres catégories d'ouvrages sont présentés brièvement au § 1.2.

Pour les lecteurs qui ne seraient pas familiers des sujets abordés dans ce document un glossaire abrégé a été inclus dans l'annexe 3. La bibliographie figure en annexe 5. Certains développements scientifiques ou techniques, bien que fort éclairants, ont semblé trop longs ou trop théoriques pour figurer dans le texte principal ; ils ont été regroupés dans l'annexe 7.

Le rapport parlementaire sur l'amélioration de la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques rédigé par le député Christian Kert et présenté devant l'Office parlementaire

---

<sup>1</sup> Le groupe de travail a regretté de ne pouvoir intégrer les pratiques japonaises, faute de traduction de la documentation technique. Néanmoins, des contacts approfondis ont été noués depuis 2013 avec la communauté scientifique japonaise dans le domaine sismique, débouchant sur un protocole de collaboration entre nos deux pays pour les prochaines années. Des compléments d'information pourront ainsi être obtenus sur la réglementation japonaise, outre la possibilité offerte de valider les méthodes de calcul à partir de l'importante base de données de mesures sismiques.

d'évaluation des choix scientifiques et technologiques (OPECST) en 2008 fournit un cadre général sur les attentes en matière de sécurité ; il met l'accent sur les ouvrages de petite ou moyenne dimension et souligne l'intérêt des recherches en cours pour mieux apprécier le risque sismique et le comportement des matériaux (sols et bétons) sous l'effet de telles sollicitations. Il a été pris en compte dans l'élaboration du présent document.

Une version provisoire des recommandations a été produite en novembre 2010 et largement diffusée dans la profession. La présente version, définitive, intègre les résultats des diverses consultations, des améliorations issues du retour d'expérience depuis 4 années, et des compléments proposés par le groupe de travail, en particulier les exemples de calculs figurant à l'annexe 7.

## **1.2. La réglementation parasismique**

La politique nationale de gestion du risque sismique comprend un volet prévention (développé en annexe 8) incluant la réglementation parasismique présentée ci-après.

### **1.2.1. Le zonage sismique de la France**

#### **1.2.1.1. Intérêt d'un zonage sismique à l'échelle nationale**

L'application des normes parasismiques pour les constructions nécessite de définir des mouvements sismiques de référence (c'est-à-dire les mouvements du sol attendus en cas de séisme) à prendre en compte pour le dimensionnement des structures. Le niveau de sismicité est très variable d'un point à un autre du territoire français. Il est donc nécessaire de séparer ce territoire en différentes zones traduisant un niveau de sismicité différent.

Le zonage et les mesures de prévention réglementaire qui s'y rapportent sont principalement définis par les textes suivants :

- articles R563-1 à R563-8 du code de l'environnement relatifs à la prévention du risque sismique (modifiés par les décrets n°2010-1254 et n°2010-1255). Ces articles établissent le zonage sismique national qui découpe la France en 5 zones (la zone de sismicité la plus forte correspondant aux Antilles) et établit la liste du niveau de sismicité de chacune des communes ;
- arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite "à risque normal" <sup>2</sup>;
- arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite "à risque normal" ;
- arrêté du 24 janvier 2011 fixant les règles parasismiques applicables à certaines installations classées (dites "à risque spécial"), et arrêté du 13 septembre 2013, ces deux arrêtés modifiant l'arrêté du 4 octobre 2010 relatif à la prévention des risques accidentels au sein des installations classées pour la protection de l'environnement soumises à autorisation.

---

<sup>2</sup> Bâtiments, équipements et installations dits à "risque normal" : les bâtiments, équipements et installations pour lesquels les conséquences d'un séisme demeurent circonscrites à leurs occupants et à leur voisinage immédiat. Bâtiments, équipements et installations dits à "risque spécial" : ouvrages pour lesquels les effets sur les personnes, les biens et l'environnement de dommages même mineurs résultant d'un séisme peuvent ne pas être circonscrits au voisinage immédiat ; il s'agit notamment des barrages, des centrales nucléaires, de certains équipements et de certaines installations classées pour l'environnement.

### 1.2.1.2. Caractéristiques du zonage sismique national en vigueur

#### a) La méthode probabiliste

L'évaluation d'aléa probabiliste se base sur la sismicité historique et instrumentale introduisant une notion de période de retour de l'action sismique, à l'inverse de l'évaluation d'aléa déterministe de l'ancien zonage sismique réglementaire de 1991 qui se fondait uniquement sur la répartition statistique des séismes historiques sur le territoire. La méthode probabiliste a permis de fournir des cartes d'iso-accélération (mesures du mouvement du sol pendant un séisme) correspondant à une probabilité de 10% de dépassement du mouvement attendu sur une durée de 50 ans. Outre une période d'enregistrement de la sismicité de plus de 40 ans, une réinterprétation des témoignages historiques, la prise en compte des séismes à l'étranger (en Belgique, en Allemagne, en Suisse, en Italie...) ainsi que l'amélioration des connaissances sur les failles actives en France ont conduit à une meilleure appréciation de l'aléa sismique sur le territoire national.

#### b) Nom des zones de sismicité

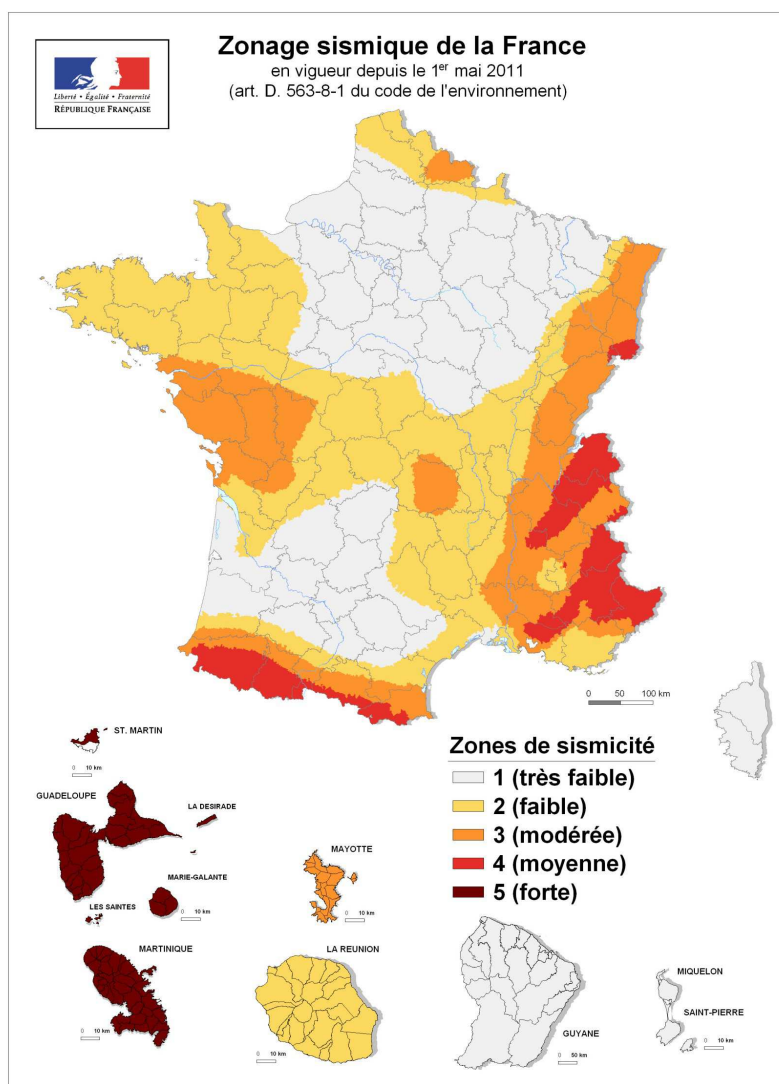


Figure 1-1 – Zonage sismique national réglementaire (cf. article D.563-8-1 du code de l'environnement, qui définit le zonage en fonction de la liste des communes de France)

Les zones de sismicité sont désignées comme suit : zone de sismicité 1 (très faible), 2 (faible), 3 (modérée), 4 (moyenne) et 5 (forte).

Les collectivités d'Outre-mer de la Nouvelle-Calédonie, Wallis et Futuna, Polynésie française, St-Barthelemy ne font pas partie du zonage national réglementaire pour des raisons statutaires, mais elles peuvent aussi être soumises à des séismes engendrant des victimes et des destructions importantes.

## **1.2.2. La réglementation parasismique se rapportant au zonage sismique**

Le nombre de communes concernées par la réglementation parasismique sur les ouvrages à risque normal est d'environ 21 000 communes (communes des zones de sismicité faible à forte). Les modalités d'application en matière de construction parasismique applicables aux bâtiments, équipements et installations sont précisées par des arrêtés interministériels.

### **1.2.2.1. Arrêté du 22 octobre 2010 pour les bâtiments "à risque normal", modifié par arrêtés du 19 juillet 2011 et du 15 septembre 2014**

Ce texte fixe les modalités d'application des règles parasismiques et la classification en catégories d'importance des bâtiments de la classe à risque normal.

#### **a) Catégories d'importance**

Les bâtiments de la classe dite "à risque normal" sont répartis en quatre catégories d'importance : I, II, III et IV.

Les bâtiments sont classés, en substance, comme suit (la définition exacte et détaillée de chaque catégorie d'importance figure dans l'arrêté interministériel) :

- **en catégorie d'importance I** : les bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes (pas d'activité humaine nécessitant un séjour de longue durée), par exemple bâtiments agricoles, hangars, etc. ;
- **en catégorie d'importance II** : les bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories, regroupant l'essentiel des bâtiments en France (notamment bâtiments de moins de 28 m de haut ou moins de 300 personnes, dont les maisons individuelles) ;
- **en catégorie d'importance III** : les bâtiments dont la résistance aux séismes doit être importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : établissements scolaires, bâtiments de plus de 28 m ou accueillant plus de 300 personnes, etc. ;
- **en catégorie d'importance IV** : les bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple : hôpitaux, caserne de pompiers, etc.

#### **b) Coefficients d'importance**

Un coefficient d'importance  $\gamma_i$  (au sens de la norme NF EN 1998-1, cf. § 4.1.2) est attribué à chacune des catégories d'importance de bâtiment. Les valeurs des coefficients d'importance  $\gamma_i$  sont données par le tableau suivant :

Catégories d'importance de bâtiment	Coefficient d'importance $\gamma_i$
I	0,8
II	1
III	1,2
IV	1,4

Tableau 1-1

### c) Règles de construction pour les bâtiments neufs et existants

Les règles de construction (normes NF EN 1998-1, NF EN 1998-3, NF EN 1998-5, dites "règles Eurocode 8" accompagnées des normes NF EN 1998-1/NA, NF EN 1998-3/NA, NF EN 1998-5/NA s'y rapportant, dites "annexes nationales"), s'appliquent dans les zones de sismicité 3, 4 ou 5 :

- à la construction de bâtiments nouveaux des catégories d'importance II, III et IV ;
- aux bâtiments existants des catégories d'importance II, III et IV dans lesquels des travaux importants modifiant le comportement de la structure sont réalisés.

Ces règles de construction s'appliquent dans la zone de sismicité 2 :

- à la construction de bâtiments nouveaux des catégories d'importance III et IV ;
- aux bâtiments existants de catégorie d'importance IV dans lesquels des travaux importants modifiant le comportement de la structure sont réalisés.

Pour les maisons individuelles situées en zones de sismicité 3 ou 4, l'emploi de la norme "NF P 06-014 Construction parasismique des maisons individuelles et des bâtiments assimilés, règles PS-MI 89 révisées 92" dispense de l'application des règles Eurocode 8.

Pour les maisons individuelles situées dans la zone de sismicité 5, l'application des dispositions définies dans le document "Construction parasismique des maisons individuelles aux Antilles, CP-MI Antilles" de l'Association française du génie parasismique dispense de l'application des règles Eurocode 8.

### d) Mouvements sismiques de référence (pour explication des concepts : voir § 4.1 et 4.2)

Le mouvement dû au séisme, à partir duquel les règles de construction doivent être appliquées, est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération. Le spectre de réponse élastique est caractérisé par les paramètres suivants :

$\alpha$ ) l'accélération maximale de référence au niveau d'un sol de type rocheux (classe A au sens de la norme NF EN 1998-1), dénommée  $a_{gr}$ , résultant de la situation du bâtiment par rapport à la zone sismique d'implantation.

Les valeurs des accélérations  $a_{gr}$ , exprimées en mètres par seconde au carré, sont données par le tableau suivant :

Zones de sismicité	$a_{gr}$
1 (Très faible)	0,4
2 (Faible)	0,7
3 (Modérée)	1,1
4 (Moyenne)	1,6
5 (Forte)	3

Tableau 1-2

β) l'accélération horizontale de calcul au niveau d'un sol de type rocheux (classe A au sens de la norme NF EN 1998-1),  $a_g$ , est égale à  $a_{gr}$  multipliée par le coefficient d'importance  $\gamma_i$  soit  $a_g = \gamma_i \cdot a_{gr}$

γ) l'accélération verticale de calcul au niveau d'un sol de type rocheux (classe A au sens de la norme NF EN 1998-1),  $a_{vg}$ , donnée par le tableau suivant :

Zone de sismicité	$a_{vg} / a_g$
1 (très faible) à 4 (moyenne)	0,9
5 (forte)	0,8

Tableau 1-3

δ) la nature du sol par l'intermédiaire du paramètre de sol, S. Les valeurs de ce paramètre, résultant de la classe de sol (au sens de la norme NF EN 1998-1) sous le bâtiment, sont données par le tableau suivant :

Classes de sol	S (pour les zones de sismicité 1 à 4)	S (pour la zone de sismicité 5)
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Tableau 1-4

Les modalités d'utilisation du paramètre de sol S sont définies dans la norme NF EN 1998-1.

ε)  $T_B$  et  $T_C$ , qui sont respectivement la limite inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante, et  $T_D$  qui est la valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant, sont données par l'arrêté.

### 1.2.2.2. Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts

Ce texte, qui abroge l'arrêté du 15 septembre 1995, fixe les modalités d'application des règles parasismiques et la classification en catégories d'importance des ponts de la classe à risque normal. Sont visés par l'arrêté les ponts nouveaux définitifs, publics ou privés, ainsi que les murs de soutènement qui en sont solidaires.

#### a) Catégories d'importance

Les ponts de la classe dite "à risque normal" sont, en substance, classés comme suit (la définition exacte et détaillée de chaque catégorie d'importance figure dans l'arrêté) :

- **En catégorie d'importance I** : les ponts qui n'appartiennent pas au domaine public et ne desservant pas d'établissement recevant du public et qui ne sont rangés ni en catégorie d'importance III ni en catégorie d'importance IV ;
- **En catégorie d'importance II** : les ponts qui n'appartiennent pas au domaine public mais qui desservent un établissement recevant du public, ainsi que les ponts qui appartiennent au domaine public et qui ne sont rangés ni en catégorie d'importance III ni en catégorie d'importance IV ;
- **En catégorie d'importance III** : généralement, les ponts routiers et ferroviaires sont considérés comme appartenant à la catégorie d'importance III avec les exceptions indiquées pour la catégorie d'importance IV ;

- **En catégorie d'importance IV** : sont classés dans cette catégorie les ponts dont l'importance est critique pour le maintien des communications, notamment dans la période post-sismique immédiate, les ponts dont la défaillance est associée à un grand nombre d'accidents mortels potentiels et les ponts principaux pour lesquels une durée de vie théorique supérieure à la normale est requise.

#### ***b) Règles de construction pour les ponts***

Les ponts nouveaux définitifs de catégories d'importance II, III ou IV situés dans les zones de sismicité 2, 3, 4 ou 5 doivent être construits par application des règles de la norme NF EN 1998-2, dites "règles Eurocode 8" accompagnée du document nommé "annexe nationale". Tout pont qui a des fondations dans deux zones de sismicité différentes est considéré comme étant situé tout entier dans la zone de sismicité supérieure.

Ces règles doivent être appliquées au moyen d'un coefficient d'importance  $\gamma_I$  (au sens de la norme NF EN 1998-2) attribué à chacune des catégories d'importance de pont. Les valeurs des coefficients d'importance  $\gamma_I$  sont données par le tableau suivant :

Catégorie d'importance de pont	Coefficient d'importance $\gamma_I$
II	1
III	1,2
IV	1,4

Tableau 1-5

#### ***c) Mouvements sismiques de référence***

Le spectre de réponse élastique est caractérisé par les paramètres suivants :

α) les valeurs des accélérations  $a_{gr}$  en fonction de la zone de sismicité, exprimées en mètres par seconde au carré, sont identiques à celles des bâtiments de la classe à risque normal (cf. 1.2.2.2) ;

β) l'accélération horizontale de calcul au niveau d'un sol de type rocheux (classe A au sens de la norme NF EN 1998-1),  $a_g$ , est égale à  $a_{gr}$  multipliée par le coefficient d'importance  $\gamma_I$  soit  $a_g = \gamma_I \cdot a_{gr}$  ;

γ) les paramètres des spectres de réponse élastiques verticaux à employer pour l'utilisation de la norme NF EN 1998-1, identiques à ceux du § 1.2.2.2 ;

δ) la nature du sol par l'intermédiaire du paramètre de sol, S. Les valeurs de ce paramètre, résultant de la classe de sol (au sens de la norme NF EN 1998-1) sous le pont, sont identiques à celles du § 1.2.2.2 ;

ε) les valeurs de  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$ , à prendre en compte pour l'évaluation des composantes horizontales et verticales du mouvement sismique, exprimées en secondes sont données dans l'arrêté (mêmes valeurs que pour les bâtiments "à risque normal").

#### ***1.2.2.3. Arrêté du 24 janvier 2011 fixant les règles parasismiques applicables à certaines installations classées, et arrêté complémentaire du 13 septembre 2013***

Ce texte fixe les modalités d'application des règles parasismiques applicables à certaines installations classées. Ci-après sont repris les articles caractéristiques de cet arrêté.

L'arrêté est applicable aux installations classées soumises à l'arrêté du 10 mai 2000 (relatif à la prévention des accidents majeurs impliquant des substances ou des préparations dangereuses présentes dans certaines catégories d'installations classées pour la protection

de l'environnement soumises à autorisation), dont il apparaît dans l'étude de dangers qu'elles pourraient être à l'origine, en cas de séisme, de phénomènes dangereux dont les zones des dangers graves pour la vie humaine au sens de l'arrêté ministériel du 29 septembre 2005 (relatif à l'évaluation et à la prise en compte de la probabilité d'occurrence, de la cinétique, de l'intensité des effets et de la gravité des conséquences des accidents potentiels dans les études de dangers des installations classées soumises à autorisation) sortent des limites du site sur lequel est implantée l'installation. Les dispositions de l'arrêté ne sont néanmoins pas applicables lorsque ces zones de dangers graves ne comptent aucun lieu d'occupation humaine et que l'exploitant s'en est assuré la maîtrise foncière ou que le préfet a pris des dispositions en vue de prévenir la construction de nouveaux bâtiments.

#### a) Mouvements sismiques de référence

L'exploitant établit, pour son site, les spectres de réponse élastiques (verticaux et horizontaux) en accélération représentant le mouvement sismique d'un point à la surface du sol au droit de son site. A cette fin, il repère la zone de sismicité définie à l'article R.563-4 du code de l'environnement correspondant à la commune ou aux communes d'implantation de l'installation. Il associe ensuite les accélérations de calcul au niveau d'un sol de type rocheux (classe A au sens de la norme EN 1998-1), selon les tableaux suivants (les accélérations verticales ayant été modifiées par l'arrêté du 13 septembre 2013) :

Zone de sismicité	Accélération horizontale de calcul (m/s <sup>2</sup> )	Accélération verticale de calcul (m/s <sup>2</sup> )
1	0,88	0,79
2	1,54	1,39
3	2,42	2,18
4	3,52	2,82
5	6,60	5,28

Tableau 1-6 - Accélérations de calcul applicables aux installations nouvelles

Zone de sismicité	Accélération horizontale de calcul (m/s <sup>2</sup> )	Accélération verticale de calcul (m/s <sup>2</sup> )
1	0,74	0,67
2	1,30	1,17
3	2,04	1,84
4	2,96	2,37
5	5,55	4,44

Tableau 1-7 - Accélérations de calcul applicables aux installations existantes

#### b) Nature des sols

L'exploitant prend ensuite en compte la nature du sol sur lequel est implantée l'installation par l'intermédiaire des coefficients ci-après. Les valeurs du paramètre de sol S résultant de la classe de sol (A, B, C, D ou E au sens de la norme NF EN 1998-1) sous l'installation sont les suivantes :

Classes de sol	S	S
	(pour les zones de sismicité 1 à 3)	(pour les zones de sismicité 4 et 5)
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Tableau 1-8

Les valeurs de  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$ , à prendre en compte pour l'évaluation des composantes horizontales du mouvement sismique sont données dans l'arrêté.



### ***c) Identification des moyens de protection parasismique de l'installation***

Pour les installations dont il apparaît qu'elles pourraient être à l'origine, en cas de séisme, de phénomènes dangereux dont les zones des dangers graves pour la vie humaine au sens de l'arrêté ministériel du 29 septembre 2005 susmentionné sortent des limites du site sur lequel elles sont implantées, l'exploitant élabore une étude permettant de déterminer les moyens de protection parasismique nécessaires afin que les mouvements sismiques déterminés en application de l'article 12 de l'arrêté du 4 octobre 2010 ne puissent mener au phénomène dangereux redouté ou, a minima, qu'il en résulte un phénomène dangereux réduit dont les effets graves pour la vie humaine au sens de l'arrêté ministériel du 29 septembre 2005 susmentionné ne sortiraient pas des limites du site.

Cette étude doit notamment préciser les exigences requises à l'égard du séisme attribuées aux ouvrages, équipements ou réseaux pour lesquels une protection parasismique est nécessaire. Leur conception doit s'appuyer sur des dispositions techniques et des méthodes cohérentes avec ces exigences.

### ***d) Mise en œuvre des travaux de protection parasismique***

Pour les installations nouvelles (autorisées après le 1er janvier 2013), l'étude citée à l'article 13 de l'arrêté du 4 octobre 2010 est produite au plus tard au dépôt du dossier de demande d'autorisation ; l'exploitant met en œuvre les moyens identifiés dans ladite étude à la mise en service de l'installation. Pour les installations existantes, l'étude permettant de déterminer les moyens techniques nécessaires à la protection parasismique doit être produite avant le 31 décembre 2015. L'échéancier de mise en œuvre des moyens techniques nécessaires est fixé par arrêté préfectoral, sans dépasser le 1er janvier 2021.

## **1.2.3. La prise en compte de l'aléa sismique dans les installations nucléaires**

Ci-après est explicitée la façon dont le séisme est pris en compte par les exploitants dans les installations nucléaires en France (référence : Règle Fondamentale de Sécurité RFS 2001-01 - guide ASN/2/01 "prise en compte du risque sismique à la conception des ouvrages de génie civil d'installations nucléaires de base à l'exception des stockages à long terme des déchets radioactifs").

La détermination de l'aléa à retenir pour le dimensionnement d'une installation nucléaire de base (INB) est basée sur le principe suivant : "La démarche de base consiste à supposer que des séismes analogues aux séismes historiquement connus sont susceptibles de se produire dans l'avenir avec une position d'épicentre qui soit la plus pénalisante quant à ses effets (en termes d'intensité) sur le site, tout en restant compatible avec les données géologiques et sismologiques". Cette démarche est dite "déterministe".

L'essentiel de la démarche consiste donc à analyser et synthétiser toutes les données géologiques, géophysiques, et sismiques pour identifier des blocs de croûte homogènes du point de vue de leur potentiel sismogénique, afin de constituer un zonage sismotectonique. Ce travail d'étude est réalisé par les exploitants ou à leur initiative. Le zonage sismotectonique est généralement dépendant du site, car une même hypothèse peut être pessimiste pour un site et optimiste pour un autre site.

Le SMHV (séisme maximal historiquement vraisemblable) est le séisme historique qui, déplacé dans sa zone sismotectonique au plus près du site considéré, donne les effets les plus pénalisants. Le critère retenu pour déterminer cet "effet pénalisant" est l'intensité macrosismique induite sur le site.

La RFS prévoit une marge de sécurité, afin de tenir compte des incertitudes inhérentes à la méthode. Le SMS (séisme majoré de sécurité) est obtenu en majorant de 0,5 la magnitude du SMHV.

Les installations sont ensuite dimensionnées sur la base d'un spectre de dimensionnement choisi pour couvrir le spectre du SMS.

L'étude de la néotectonique de la région considérée permet parfois de définir un paléoséisme, survenu dans une période antérieure à la période couverte par la sismicité historique et allant jusqu'à quelques dizaines de milliers d'années. Un tel événement doit également être couvert par le niveau de dimensionnement des installations.

Enfin, pour les régions de faible sismicité, où l'étude des séismes est par nature difficile, la RFS demande de prendre en compte un niveau minimal de dimensionnement, déterminé par un spectre minimal forfaitaire, calé à 0,1 g en PGA (Peak Ground Acceleration).

La détermination du SMHV, et donc du SMS qui en découle, nécessite une prise en compte assez fine des effets macrosismiques (échelle MSK, ou EMS), qui déterminent le critère de sélection du séisme, et permettent de déduire les caractéristiques sismologiques (magnitude et profondeur) des séismes anciens. L'échelle macrosismique MSK est construite en 12 niveaux, et s'appuie sur la description des effets en surface des séismes (cf. § 2.1.1.3). Pour les plus faibles degrés, ces effets sont essentiellement des perceptions. A partir du degré V, les effets en termes de dégâts sont caractérisés pour trois types de construction, et 5 degrés d'endommagement. L'analyse des documents historiques permet de classer les effets selon ces critères et de déterminer dans chaque localité concernée l'intensité macrosismique subie. L'inversion du champ d'intensité par des modèles calés sur la sismicité contemporaine permet de déduire les caractéristiques sismologiques de ces séismes anciens.

L'Autorité de Sûreté Nucléaire (ASN), via l'Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire (IRSN), a en charge de suivre et de contrôler systématiquement la prise en compte, par les exploitants, du risque sismique dans les INB que ce soit au niveau des études ou de la mise en œuvre.

Depuis 2008, l'ASN a engagé une réflexion d'évaluation de l'apport possible, à terme, des méthodes probabilistes pour l'évaluation de l'aléa sismique dans les installations nucléaires en complément de l'approche déterministe pratiquée jusqu'à présent.

### **1.3. La législation et la réglementation en matière de sécurité des barrages et des digues**

Le paysage législatif et réglementaire a été profondément modifié au cours des dernières années, c'est pourquoi cette partie est relativement détaillée puisque les aspects relatifs à la sécurité des ouvrages en sortent approfondis.

#### **1.3.1. Le responsable de l'ouvrage**

Avant d'entrer dans le détail de textes ou de procédures spécifiques aux barrages ou aux digues, il convient de rappeler quelques aspects généraux de la législation qui s'applique au génie civil. De prime abord, le propriétaire est celui qui détient un droit de propriété c'est-à-dire un droit d'user, de disposer ou de recueillir les fruits de l'objet possédé ; droit absolu, exclusif et perpétuel, la propriété d'un ouvrage d'art est de fait circonscrite par la législation et la réglementation.

Selon les types d'ouvrages on distinguera :

- les ouvrages concédés par l'Etat au titre de la loi sur l'hydroélectricité de 1919 ; dans cette configuration il n'y a pas de propriétaire au sens strict ; l'autorité concédante est l'Etat qui a une responsabilité de premier rang lors de l'établissement de la concession ou de son renouvellement ; en cours de concession, c'est le concessionnaire qui reprend à son compte toutes les responsabilités liées à l'ouvrage ;
- les ouvrages autorisés par l'Etat ; dans cette configuration l'Etat a une responsabilité particulière pendant la phase d'autorisation puis ultérieurement au travers des fonctions de contrôle ; aucune responsabilité de propriétaire ne lui incombe.

Les ouvrages domaniaux, propriété de l'Etat, relèvent a priori des ouvrages autorisés ; ils sont gérés par des services de l'Etat ou l'un de ses établissements publics ; c'est le cas des ouvrages gérés par VNF au titre de la navigation intérieure, notamment des réservoirs et des canaux ; c'est aussi le cas de certaines digues latérales aux fleuves pour la protection des populations vis-à-vis du risque inondation, dont la gestion relève de services régionaux, DREAL notamment.

Le maître d'ouvrage, notion s'appliquant surtout pendant les phases d'études et de construction des ouvrages, est celui qui définit le programme, finance le projet en principal et a vocation à en devenir propriétaire ultérieurement ; il peut déléguer ses responsabilités essentielles à un maître d'ouvrage délégué ou se faire assister sur des points particuliers par un assistant au maître d'ouvrage (AMO) ; le contenu du contrat liant les parties est évidemment crucial pour le partage des responsabilités liées à la propriété des ouvrages.

Dans toutes les configurations, l'exercice du droit de propriété implique des responsabilités qui relèvent du Code Civil :

- la réparation du dommage à autrui : "Tout fait quelconque qui cause à autrui un dommage, oblige celui par la faute duquel il est arrivé à le réparer" (article 1382 CC) ;
- en particulier en cas de négligence ou d'imprudence : " Chacun est responsable du dommage qu'il a causé non seulement par son fait, mais encore par sa négligence ou par son imprudence " (article 1383 CC) ;
- point confirmé par la loi du 4 mars 2002 : "On est responsable du dommage que l'on cause par son propre fait, mais encore de celui qui est causé par le fait des personnes dont on doit répondre, ou des choses que l'on a sous sa garde" (article 1384 CC).

Toutefois, la responsabilité du constructeur (maître d'œuvre et entreprise) peut être engagée au titre de la responsabilité décennale. "Tout constructeur d'un ouvrage est responsable de plein droit envers le maître ou l'acquéreur de l'ouvrage, des dommages, même résultant d'un vice du sol, qui compromettent la solidité de l'ouvrage ou qui, l'affectant dans un de ses éléments constitutifs ou l'un de ses éléments d'équipement, le rendent impropre à sa destination" (article 1792 CC).

En matière de génie civil, la force majeure peut entraîner l'exonération de responsabilité de l'auteur présumé, sachant que pour les juristes la force majeure s'exprime à travers trois caractéristiques essentielles : l'imprévisibilité, l'irrésistibilité et l'extériorité. L'émergence des approches statistiques dans les questions de fiabilité et de sécurité a amené certaines juridictions à se fonder principalement en matière de force majeure sur le concept d'irrésistibilité ; ainsi l'occurrence d'un événement prévisible n'exclurait pas la qualification de force majeure lorsque les mesures de prévention susceptibles d'être raisonnablement mises en œuvre n'auraient pas permis d'en empêcher les effets. Le recours à l'exonération scientifique est recherché dans les situations complexes ; la bonne pratique technique, en comparaison des règles observées dans les pays les plus avancés en matière de sécurité des ouvrages, constitue alors une référence essentielle. Le présent document a pour objet de préciser la consistance de ce que peut être cette bonne pratique technique dans le contexte national, pour ce qui concerne la prévention du risque sismique.

Ce développement sur les responsabilités du propriétaire ou de l'exploitant est bien identifié par les opérateurs qui gèrent un parc significatif d'ouvrages hydrauliques ; il devrait, par contre, convaincre tout maître d'ouvrage envisageant de se lancer dans une opération de grand ouvrage hydraulique de se doter de compétences en interne et de soutiens de type AMO propres à mobiliser les bureaux d'études spécialisés, les maîtres d'œuvre et les entreprises adaptés aux difficultés à surmonter pour obtenir des ouvrages présentant un niveau de sécurité satisfaisant.

### **1.3.2. La prévention des risques en matière de grands barrages**

Un barrage, par la masse d'eau qu'il permet de stocker en amont de zones susceptibles d'être impactées, peut aussi être considéré comme un lieu de concentration d'énergie qui, si elle se libérait de façon intempestive, aurait des conséquences dévastatrices considérables. C'est pourquoi le législateur, en plus de toutes les mesures propres à assurer la sécurité des ouvrages, a voulu mettre en place des procédures spécifiques en cas d'occurrence de catastrophes indépendamment de leur probabilité d'occurrence.

Le décret n° 2005-1158 du 13 septembre 2005 relatif aux plans particuliers d'intervention (PPI) indique, dans son article 1, que parmi les ouvrages ou installations présentant des risques pour lesquels un PPI doit être défini, se trouvent : "4°) Les aménagements hydrauliques qui comportent à la fois un réservoir d'une capacité égale ou supérieure à quinze millions de mètres cube et un barrage ou une digue d'une hauteur d'au moins vingt mètres au-dessus du point le plus bas du sol naturel".

Le PPI décrit les dispositions particulières, les mesures à prendre et les moyens de secours pour faire face aux risques particuliers considérés. Il comprend notamment la description des ouvrages, des scénarios d'accident, la zone d'application et le périmètre du plan, les mesures d'information et de protection prévues au profit des populations et le cas échéant les schémas éventuels d'évacuation de celles-ci, les mesures incombant à l'exploitant à l'égard des populations voisines. Les PPI concernant certains aménagements hydrauliques comportent d'une part l'analyse des risques contenue dans l'étude de dangers qui prévoit les limites et les délais d'invasion du flot en cas de rupture du barrage, et d'autre part, le projet d'installation des dispositifs techniques de détection et de surveillance et des dispositifs d'alerte aux autorités.

L'arrêté du 22 février 2002 traite spécifiquement des PPI concernant certains aménagements hydrauliques. Pour les zones susceptibles d'être inondées en cas de rupture du barrage à son aval, on distingue la zone de proximité immédiate, la zone d'inondation spécifique et la zone d'inondation à son aval direct. L'analyse des risques doit s'appuyer sur la sensibilité du barrage vis-à-vis du risque sismique, le risque de survenance d'un effondrement de terrain dans la retenue ainsi que la sensibilité du barrage vis-à-vis des crues. On y trouve aussi les principales composantes exigées pour l'étude relative à l'onde de submersion, ainsi que les trois stades de surveillance spéciale : vigilance renforcée, préoccupations sérieuses et péril imminent. La mise au point ou la révision des PPI constituent donc des opportunités pour les services de contrôle et le CTPBOH de s'assurer que la sécurité des grands ouvrages vis-à-vis du risque sismique est traitée à un niveau acceptable.

### **1.3.3. Le nouveau classement des barrages et des digues**

La loi sur l'eau et les milieux aquatiques n°2006-1772 du 30 décembre 2006 (LEMA) a réaffirmé et complété les textes relatifs à la sécurité des barrages, leur conférant une légitimité renforcée. Avec son article 21 :

" III. - Un décret en Conseil d'Etat détermine :

1° Les règles destinées à assurer la sécurité des ouvrages hydrauliques autres que les ouvrages concédés en application de la loi du 16 octobre 1919 relative à l'utilisation de l'énergie hydraulique. Ces règles portent sur les modalités de surveillance des ouvrages par le propriétaire ou l'exploitant et peuvent prévoir, pour certains ouvrages, l'intervention, aux frais du propriétaire ou de l'exploitant, d'organismes agréés ;

2° Les modalités selon lesquelles l'autorité administrative procède à l'agrément des organismes et assure le contrôle du respect des règles visées au 1° ;

3° Les conditions dans lesquelles l'autorité administrative peut demander au propriétaire ou à l'exploitant d'un ouvrage visé à l'article L. 214-2 du présent code ou soumis à la loi du 16 octobre 1919 précitée la présentation d'une étude de dangers qui expose les risques que présente l'ouvrage pour la sécurité publique, directement ou indirectement en cas d'accident, que la cause soit interne ou externe à l'ouvrage. Cette étude prend en compte la probabilité d'occurrence, la cinétique et la gravité des accidents potentiels selon une méthodologie qu'elle explicite. Elle définit et justifie les mesures propres à réduire la probabilité et les effets de ces accidents ; "

et son article 22 "Comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques"

" Art. L. 213-21. - Il est institué un comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques. Sur demande du ministre intéressé, ce comité donne son avis sur toute question relative à la sécurité des barrages et des ouvrages hydrauliques. Les dépenses entraînées par le fonctionnement de ce comité pour l'examen d'un projet ou d'un ouvrage particulier sont à la charge du maître de l'ouvrage concerné.

Art. L. 213-22. - Un décret en Conseil d'Etat précise les conditions d'application de la présente section, notamment la constitution, le mode de fonctionnement et les ouvrages soumis à l'avis du comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques."

C'est donc le décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et ouvrages hydrauliques qui, en application de la LEMA, a modifié le code de l'environnement pour ce qui relève de ces sujets. Les procédures et le contenu des études se déclinent en fonction du classement des ouvrages défini dans ce décret.

Les classes des barrages de retenue et des ouvrages assimilés, notamment les digues de canaux, sont définies dans le tableau suivant :

Classe de l'ouvrage	Caractéristiques géométriques
<b>A</b>	$H \geq 20$
<b>B</b>	Ouvrage non classé en A et pour lequel $H^2 * V^{0.5} \geq 200$ et $H \geq 10$
<b>C</b>	Ouvrage non classé en A ou en B et pour lequel $H^2 * V^{0.5} \geq 20$ et $H \geq 5$
<b>D</b>	Ouvrage non classé en A, B ou C et pour lequel $H \geq 2$

Tableau 1-9

H est la hauteur de l'ouvrage exprimée en mètres et définie comme la plus grande hauteur mesurée verticalement entre le sommet de l'ouvrage et le terrain naturel à l'aplomb de ce sommet.

V est le volume retenu exprimé en millions de mètres cube et défini comme le volume qui est retenu par le barrage à la cote de retenue normale. Dans le cas des digues de canaux, le volume considéré est celui du bief entre deux écluses ou deux ouvrages vannés.

Les barrages de protection vis-à-vis des crues et stockant provisoirement les eaux car placés en travers du thalweg relèvent de cette catégorie, même si la retenue est normalement vide ; dans ce cas, le volume retenu est calculé à partir de la cote du déversoir.

Les classes de digues de protection contre les inondations et submersions et des digues de rivières canalisées, ci-après désignées digues, sont définies comme suit :

Classe de la digue	Caractéristiques de l'ouvrage et populations protégées
<b>A</b>	Ouvrage pour lequel $H \geq 1$ et $P \geq 50\ 000$
<b>B</b>	Ouvrage non classé en A et pour lequel $H \geq 1$ et $1\ 000 \leq P < 50\ 000$
<b>C</b>	Ouvrage non classé en A ou B et pour lequel $H \geq 1$ et $10 \leq P < 1\ 000$
<b>D</b>	Ouvrage pour lequel soit $H < 1$ , soit $P < 10$

Tableau 1-10

H est la hauteur de l'ouvrage exprimée en mètres et définie comme la plus grande hauteur mesurée verticalement entre le sommet de l'ouvrage et le terrain naturel du côté de la zone protégée à l'aplomb de ce sommet.

P est la population maximale exprimée en nombre d'habitants résidant dans la zone protégée, en incluant notamment les populations saisonnières.

### 1.3.4. Les principales procédures ou phases d'études, de réalisation ou d'exploitation

#### 1.3.4.1. L'autorisation ou la concession

La loi sur l'eau du 3 janvier 1992 a précisé les procédures d'autorisation ; ce régime prend en compte la sécurité publique au même titre que le libre écoulement des eaux, leur répartition et leur salubrité ainsi que la préservation des milieux aquatiques.

La loi du 16 octobre 1919 relative à l'utilisation de l'énergie hydraulique a été modifiée du fait de nombreux textes ultérieurs, y compris la LEMA du 30/12/2006. Elle pose le principe que "nul ne peut disposer de l'énergie des marées, des lacs et des cours d'eau, quel que soit leur classement, sans une concession ou une autorisation de l'Etat". Le régime de l'autorisation s'applique aux entreprises hydrauliques de puissance inférieure à 4500 kilowatts ; au-delà, c'est le régime de la concession qui s'applique et alors le cahier des charges prend une place essentielle dans le contrat passé entre l'autorité concédante et le concessionnaire.

#### **1.3.4.2. Les études de dangers**

Il s'agit d'une nouveauté essentielle introduite dans la LEMA (cf. § 1.3.3). On trouvera ci-dessous quelques parties importantes des études de dangers :

- analyse fonctionnelle de l'ouvrage et de son environnement ;
- politique de prévention des accidents majeurs et système de gestion de la sécurité ;
- identification et caractérisation des potentiels de dangers ;
- caractérisation des aléas naturels, où l'on retrouve entre autres les séismes ;
- accidentologie et retour d'expérience ;
- identification et caractérisation des risques en termes de probabilité d'occurrence, d'intensité et de cinétique des effets, et de gravité des conséquences ;
- réduction des risques.

Ces études de dangers devraient constituer un outil significatif pour un processus d'amélioration et de maîtrise de la sécurité des ouvrages hydrauliques.

#### **1.3.4.3. La revue de sûreté**

La revue de sûreté a pour objet de dresser un constat du niveau de sûreté de l'ouvrage ; elle intègre l'ensemble des données de surveillance accumulées pendant la vie de l'ouvrage, plus particulièrement depuis la revue antérieure, ainsi que celles obtenues à l'issue d'examens effectués sur les parties habituellement noyées ou difficilement accessibles sans moyens spéciaux.

La revue de sûreté tient compte de l'étude de dangers et présente les mesures nécessaires pour remédier aux insuffisances éventuelles constatées ; elle peut déboucher sur la révision spéciale.

#### **1.3.4.4. La révision spéciale**

La révision spéciale est une procédure lourde qui est demandée par le préfet lorsque, à la suite de la revue de sûreté ou de tout événement significatif, il apparaît que l'ouvrage présente des caractéristiques insuffisantes en regard des normes de sécurité généralement admises. Le dossier de révision spéciale comprend deux parties essentielles :

- les éléments de diagnostic, examen de l'ouvrage, examen des dispositifs de protection, examen du comportement de l'ouvrage sous sollicitations notamment en cas d'événements extrêmes (crues, séismes, mouvements des versants), examen de la sécurité intrinsèque de l'ouvrage, ...;
- les dispositions propres à garantir la sûreté de l'ouvrage ; cette remise à niveau en termes de sûreté est a priori globale et concerne l'ensemble des éléments constitutifs de l'aménagement, tant pour les sollicitations normales que pour les cas de charges accidentelles ou extrêmes.

Cette procédure est essentielle pour maintenir le parc hétérogène des ouvrages hydrauliques, barrages et digues, à un niveau satisfaisant de sûreté.

### **1.3.5. Les évolutions dans le rôle des parties prenantes**

#### **1.3.5.1. L'agrément des organismes (cf. arrêté du 18 février 2010)**

La conception des ouvrages hydrauliques, les études de dangers, le suivi de leur construction puis de leur comportement nécessitent des études et reconnaissances

poussées et doivent être l'affaire de spécialistes. Il est donc prévu de s'assurer que les concepteurs ont toute la compétence et l'expérience voulue. Cette compétence est d'ailleurs affaire d'équipe, une même personne n'étant pas spécialiste en géologie, géotechnique, hydrologie, génie civil, etc.

La nouvelle réglementation a donc mis en place une procédure d'agrément national qui est déclinée selon les principales missions et les classes d'ouvrages (arrêté du 18/02/2010).

### **1.3.5.2. Le Comité Technique Permanent des Barrages et des Ouvrages Hydrauliques (CTPBOH)**

Constitué de 8 à 12 membres, il est consulté sur :

- les textes (projets de loi, décrets, arrêtés, circulaires) relatifs à la sécurité des ouvrages hydrauliques, à leur surveillance et à leur contrôle ;
- les dossiers d'avant-projet ou de projet de nouveaux ouvrages ;
- les modifications importantes ou les projets de révision spéciale ;
- les études de dangers ;
- certaines parties des études de PPI, comme l'analyse de risques, la surveillance de l'ouvrage ou l'onde de submersion.

Ces consultations sont différenciées selon les types d'ouvrages et leurs classes.

### **1.3.5.3. Le rôle des propriétaires**

Le tableau ci-après résume, pour les barrages, les obligations du propriétaire ou du concessionnaire selon les différentes classes.

La plupart de ces obligations ne sont pas nouvelles ; elles sont simplement adaptées à la classe de l'ouvrage. Les consignes écrites doivent porter sur tous les aspects liés à l'exploitation et à la surveillance, y compris en crue. Ces consignes doivent faire l'objet d'une approbation par le Préfet pour les ouvrages de classes A à C.

	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
Dossier de l'ouvrage	oui	oui	oui	oui
Registre de l'ouvrage	oui	oui	oui	oui
Visite technique approfondie	≤ 1 an	≤ 2 ans	≤ 5 ans	≤ 10 ans
Rapport de surveillance	≤ 1 an	≤ 5 ans	≤ 5 ans	non
Rapport d'auscultation	≤ 2 ans	≤ 5 ans	≤ 5 ans	non
Consignes de surveillance et consignes de crue	oui	oui	oui	oui
Projet nouveau ou modification soumis au CTPBOH	oui	non	non	non
Revue "décennale" de sûreté dont examen technique complet	oui	non	non	non
Étude de dangers	oui	oui	non	non
Déclaration Evénements Importants pour la Sûreté Hydraulique (EISH)	oui	oui	oui	oui

*Tableau 1-11 - Obligations du décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007 pour le propriétaire*

La déclaration des Evénements Importants pour la Sûreté Hydraulique (EISH), qui surviennent sur l'ouvrage, avait été très récemment mise en place pour les barrages concédés ; elle est généralisée à tous les ouvrages (arrêté du 21 mai 2010). C'est un point essentiel de valorisation du retour d'expérience.



#### 1.3.5.4. Le rôle du service de contrôle

Un grand principe est réaffirmé, celui d'une distinction très nette entre les rôles du propriétaire et de l'exploitant d'une part, et celui du service de contrôle de l'État d'autre part. Le propriétaire est chargé d'assurer la sécurité de l'ouvrage, à sa construction et pendant sa vie. Le service de contrôle est chargé de vérifier que le propriétaire et son exploitant assurent bien leurs obligations. Concrètement, les missions du service de contrôle s'exercent de la façon suivante pour le cas des barrages :

	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
Instruction technique et administrative du projet	oui	oui	oui	oui
Présence à la réception des fouilles	conseillée	conseillée	possible	non
Visite de l'ouvrage achevé et vérification de sa conformité	oui	oui	oui	non
Approbation des consignes (dont la périodicité des visites techniques approfondies et celle des rapports)	oui	oui	oui	non
Inspection périodique	1 an	1 à 5 ans	1 à 10 ans	non

Tableau 1-12 - Obligations du décret du 11 décembre 2007 pour le service de contrôle

Tout cela nécessite que le service du contrôle possède une compétence technique lui permettant de juger si l'effort du propriétaire est à la hauteur. Une nouvelle organisation est donc en train de se mettre en place au niveau de chaque région, dans un contexte où désormais un seul ministère est en charge de la sûreté des barrages et des digues. Les équipes au niveau local vont être regroupées et les personnes en charge du contrôle devront être qualifiées pour ces tâches et y consacrer une part significative de leur temps.

Ces services bénéficient d'un appui technique apporté par des équipes spécialisées intervenant sur l'ensemble du territoire et qui relèvent du ministère du développement durable (le Bureau d'Étude Technique et de Contrôle des Grands Barrages et les Centres d'Étude Techniques de l'Équipement) et du Cemagref (organisme public de recherche et d'appui), soit au total une vingtaine d'ingénieurs expérimentés en génie civil, géotechnique, hydraulique, hydrologie et risques, appliqués aux ouvrages hydrauliques.

## 2. L'aléa sismique, les phénomènes, les sources d'information

### 2.1. Notions sur le phénomène sismique

L'évaluation du risque sismique consiste d'une part à analyser la probabilité d'occurrence d'un séisme d'intensité donnée (aléa) et d'autre part à estimer la vulnérabilité des enjeux (répercussions sur les hommes, les constructions et l'environnement).

#### 2.1.1. Description du phénomène sismique

##### 2.1.1.1. Tectonique des plaques

La planète est constituée de plusieurs couches superposées qui se distinguent par leur état solide, liquide ou plastique (élasticité), et par leur densité. En partant du centre vers la surface de la Terre, on trouve les 3 entités suivantes : noyau, manteau et croûte (Fig 2-1).

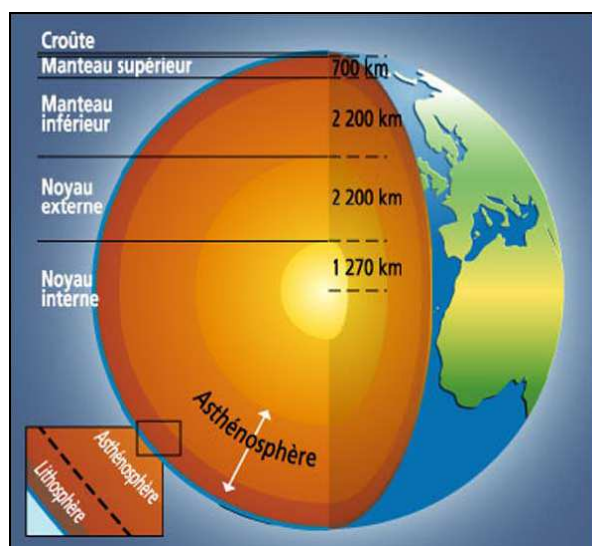


Figure 2-1 – Structure interne de la Terre (d'après MEDDE, [www.prim.net](http://www.prim.net))

Le **noyau** est constitué de 2 parties : le noyau interne solide et le noyau externe liquide ; le centre de la Terre se trouve à 6370 km de profondeur. Le **manteau** est constitué de 2 parties :

- le **manteau inférieur** (partie solide élastique allant de 700 à 2900 km de profondeur)
- le **manteau supérieur** lui-même constitué de deux parties (une partie rigide aussi appelée "manteau lithosphérique", intégrant de la lithosphère allant de 15-70 km à 70-150 km de profondeur ; une partie ductile appelée "manteau asthénosphérique" de 70-150 km à 700 km de profondeur).

Dans le manteau, la désintégration radioactive de certains éléments chimiques produit un flux de chaleur à l'origine des "**mouvements de convection**", ces derniers animant des déformations sur la lithosphère rigide. Il en résulte alors un **découpage de la lithosphère en plaques rigides** qui bougent les unes par rapport aux autres en glissant sur l'asthénosphère (tectonique des plaques). Le glissement de ces plaques lithosphériques sur l'asthénosphère (Fig. 2-2) induit des mouvements en distension ou éloignement (zone de divergence), en compression ou rapprochement (zone de convergence), en coulissage (zone transformante) entre les plaques.

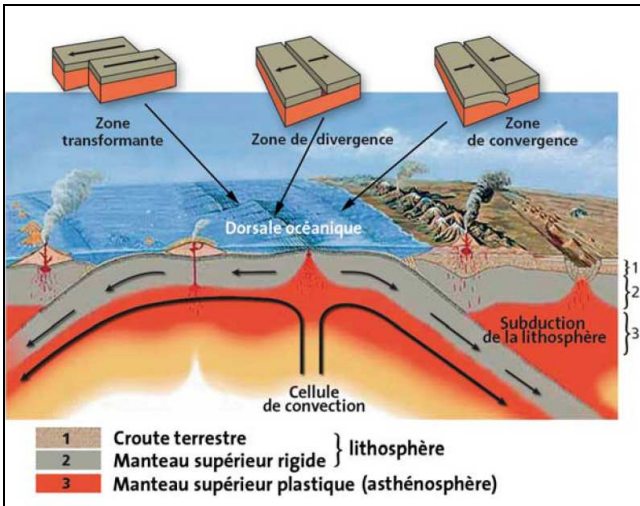


Figure 2-2 – Types de frontières de plaques (d'après USGS)



Figure 2-3 – Principales plaques tectoniques (d'après [http://www.dinosoria.com/tectonique\\_plaque.htm](http://www.dinosoria.com/tectonique_plaque.htm))

A l'échelle mondiale, la lithosphère est ainsi découpée en 12 grandes plaques et d'autres plus petites (Fig. 2-3). C'est à la frontière des plaques que l'activité sismique est la plus intense.



Figure 2-4 - Schéma sismotectonique de la Méditerranée (d'après Terrier (2006))

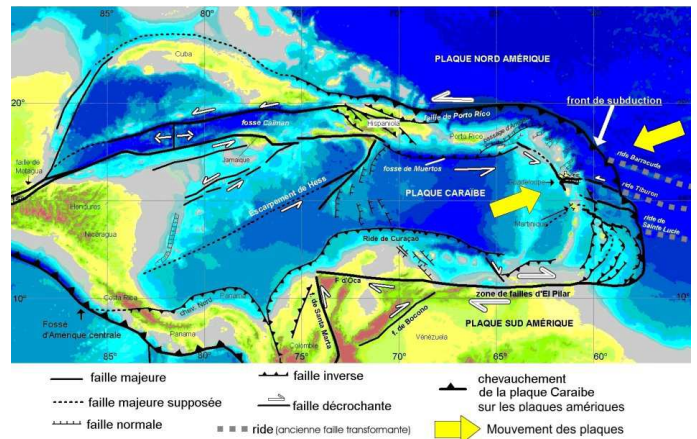


Figure 2-5 - Schéma sismotectonique des Antilles (d'après Stephan et al. (1990), Feuillet (2000), Taboada et al. (2000), Terrier (2007))

### 2.1.1.2. Mouvement des failles

Les déplacements des plaques lithosphériques provoquent des mouvements le long de plans de faille, là où se concentrent les forces tectoniques.



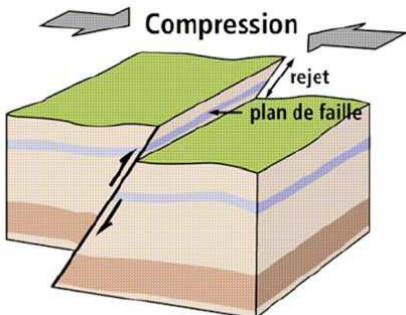

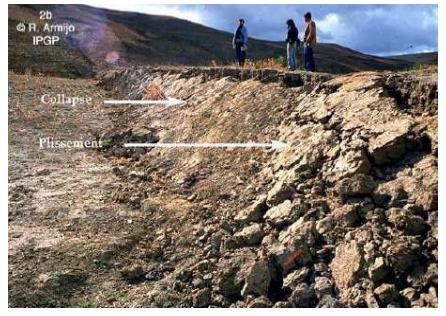
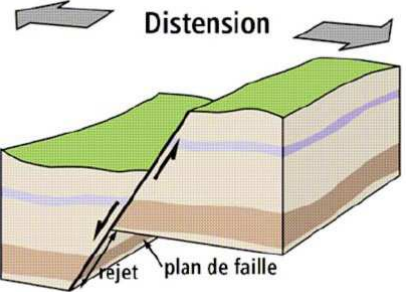


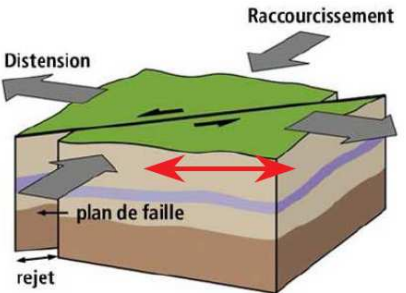


<p>Faïlle inverse ou chevauchante</p> 	<p>Mouvement inverse ; séisme de Spitak, Arménie, 1988 (photo BRGM, P. Mouroux)</p> 	<p>Mouvement inverse ; séisme d'El Asnam, Algérie, 1980 (photo IPG-P, R. Armijo)</p> 
<p>Faïlle normale</p> 	<p>Faïlles normales en Guadeloupe (photo BRGM, G. Bertrand)</p> 	<p>Faïlle normale ; séisme d'Edgecumbe, Nouvelle Zélande, 1987 (photo GNS)</p> 
<p>Faïlle décrochante</p>  <p>Le rejet de la faille correspond au décalage des deux compartiments. En cas de rupture sismique, cette valeur est proportionnelle à l'énergie dissipée, c'est-à-dire à la magnitude.</p>	<p>Mouvement décrochant, rejet d'environ 3 m ; séisme de Gölcük, Turquie, 1999 (photo BRGM, P. Mouroux)</p> 	<p>Mouvement décrochant, rejet maximum de 4 m ; séisme de Christchurch, Nouvelle-Zélande, 2010 (photo GNS)</p> 

Figure 2-6 - Principaux types de mouvements associés aux failles

Les failles sont des cassures de la lithosphère terrestre rigide ; elles se matérialisent par un déplacement relatif de deux blocs le long du plan de faille, selon trois types de contraintes (Fig. 2-6)

- mouvement en **compression** résultant d'une faïlle inverse ou chevauchante ;
- mouvement en **distension** résultant d'une faïlle normale ;
- mouvement en **coulissage** résultant d'une faïlle décrochante.

### 2.1.1.3. Séisme

Un séisme (ou tremblement de terre) est provoqué par une rupture brutale des roches le long d'un plan de faille. Cette rupture provoque des ondes sismiques et leur passage à travers le sol entraîne des vibrations qui peuvent être ressenties à la surface (Fig. 2-7).

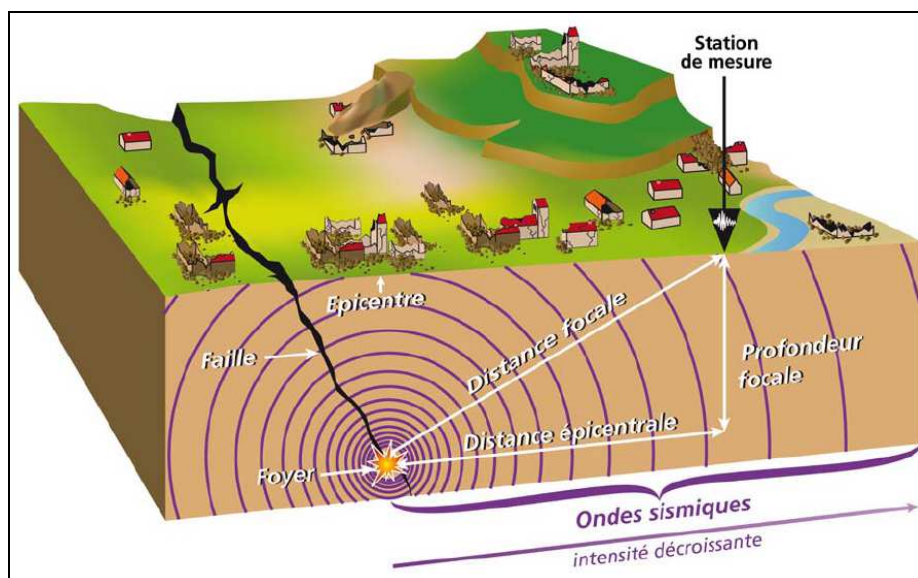


Figure 2-7 – Représentation schématique de la rupture sismique d'une faille -(Source : Classeur « Le risque sismique en Provence », Conseil régional PACA, 2006)

#### a) Les différents types d'ondes sismiques

Source : <http://eost.unistra.fr/>

Les ondes sismiques sont des ondes élastiques. L'onde peut traverser un milieu sans le modifier durablement. L'impulsion de départ va "pousser" des particules élémentaires, qui vont "pousser" d'autres particules et reprendre leur place. Ces nouvelles particules vont "pousser" les particules suivantes et reprendre leur place, etc. Les vibrations engendrées par un séisme se propagent dans toutes les directions. On distingue les ondes de volume qui traversent la Terre et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à sa surface. Elles se succèdent et se superposent sur les enregistrements des sismomètres. Leur vitesse de propagation et leur amplitude sont modifiées par les structures géologiques traversées, c'est pourquoi, les signaux enregistrés sont la combinaison d'effets liés à la source, aux milieux traversés et aux instruments de mesure.

On distingue :

#### α) Les ondes de volume

Elles se propagent à l'intérieur du globe. Leur vitesse de propagation dépend du matériau traversé et d'une manière générale elle augmente avec la profondeur.

Ces ondes sont de deux types :

- les ondes P ou ondes primaires appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales. Le déplacement du sol qui accompagne leur passage se fait par dilatation et compression successives, parallèlement à la direction de propagation de l'onde. Ce sont les plus rapides (6 km/s près de la surface) et elles sont enregistrées en premier sur un sismogramme (composante verticale). Elles sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre ;



- les ondes S ou ondes secondaires appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales. A leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides, elles sont en particulier arrêtées par le noyau de la Terre. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P (de l'ordre de 60%), elles apparaissent en second sur les sismogrammes (composantes horizontales).

La différence des temps d'arrivée des ondes P et S suffit, connaissant leur vitesse, à donner une indication sur l'éloignement du séisme. Les ondes de volume se propagent un peu comme les rayons lumineux : elles peuvent être réfléchies ou réfractées, c'est-à-dire déviées à chaque changement de milieu, au passage manteau-noyau par exemple. Elles peuvent ainsi suivre des trajets très complexes à l'intérieur de la Terre. Leur temps de parcours dépend de ce trajet, elles n'arrivent pas toutes en même temps au même endroit.

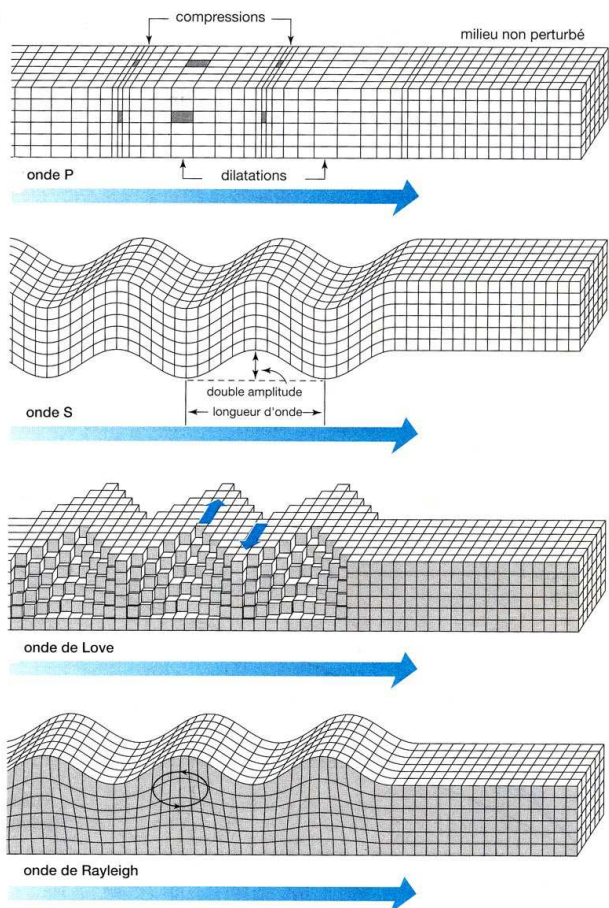
### β) Les ondes de surface

Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre. Leur effet est comparable aux rides formées à la surface d'un lac. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais leur amplitude est généralement plus forte. On peut distinguer :

- l'onde de Love : le déplacement est essentiellement le même que celui des ondes S sans mouvement vertical. Les ondes de Love provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices. On les enregistre uniquement sur les composantes horizontales du sismomètre ;
- l'onde de Rayleigh : le déplacement est complexe, assez semblable à celui d'une poussière portée par une vague, un mouvement à la fois horizontal et vertical, elliptique. Ces ondes sont enregistrées sur les trois composantes du sismomètre. Les vibrations engendrées par ces ondes durent plusieurs minutes.

Les ondes de Love se propagent à environ 4 km/s, elles sont plus rapides que les ondes de Rayleigh.

Figure 2-8 – Ondes sismiques (Modifié d'après Bruce A. Bolt, 1978)



### b) Echelle de magnitude

La puissance d'un tremblement de terre est quantifiable selon deux échelles : la magnitude (Tab. 2-1, Tab. 2-2) et l'intensité (Tab. 2-3).

La **magnitude** caractérise l'énergie du séisme libérée sous forme d'onde. Elle est calculée à partir des ondes enregistrées par les sismomètres. Il existe plusieurs types de magnitudes. La magnitude de Richter est la plus ancienne et la plus connue du grand public mais elle devient très peu utilisée par les sismologues. Depuis quelques années, la magnitude de Moment devient la nouvelle référence internationale.

A ce jour, le séisme le plus violent enregistré est celui du Chili, en 1960.

Les séismes enregistrés les plus puissants depuis 1900	
Chili, 1960	M = 9,5
Sumatra, 2004	M = 9,3
Alaska, 1964	M = 9,5
Alaska, 1957	M = 9,2
Kamchatka, 1952	M = 9,0
Japon, 2011	M = 9,0
Equateur, 1906	M = 8,8
Chili, 2010	M = 8,8
Alaska, 1965	M = 8,7
Sumatra, 2005	M = 8,7
Tibet, 1950	M = 8,6
Kamtchatka, 1923	M = 8,5
Indonésie, 1938	M = 8,5
Iles Kourilies, 1963	M = 8,5
Chili, 1939	M = 8,3
Chili, 1906	M = 8,2

Tableau 2-1- Plus forts séismes enregistrés depuis 1900 dans le monde

Augmenter la magnitude d'une unité équivaut à multiplier par 32 l'énergie libérée : un séisme de magnitude 6 libère 32 fois plus d'énergie qu'un séisme de magnitude 5 ; un séisme de magnitude 7 libère 1000 fois plus d'énergie qu'un séisme de magnitude 5. La magnitude permet aussi d'apprécier les dimensions de la faille activée (coulissage moyen ou rejet, et longueur du coulissage) et de comparer les séismes entre eux. En 1909, le séisme de Provence (46 morts, intensité VIII-IX) est estimé avec une magnitude proche de 6.

Magnitude	Energie libérée	Durée de la rupture	Valeur moyenne du rejet	Longueur moyenne du coulissage	Nombre de séismes par an dans le monde (ordre de grandeur)
9	$E \times 30^5$	250 s	8 m	800 km	1 tous les 10 ans
8	$E \times 30^4$	85 s	5 m	250 km	1
7	$E \times 30^3$	15 s	1 m	50 km	10
6	$E \times 30^2$	3 s	20 cm	10 km	100
5	$E \times 30$	1 s	5 cm	3 km	1 000
4	E	0,3 s	2 cm	1 km	10 000
3	$E / 30$				> 100 000
2	$E / 30^2$				
1	$E / 30^3$				

Tableau 2-2- Equivalences magnitude, énergie, durée, rejet, longueur du plan de faille rompu, fréquence mondiale annuelle

### c) Echelle d'intensité

L'**intensité** caractérise les effets du séisme à la **surface terrestre**. Elle témoigne du ressenti de la population d'éventuels dommages associés sur les constructions ou sur l'environnement. Elle est en général maximale à l'aplomb du plan de faille, on parle d'intensité épiscopentrale.

L'intensité s'exprime généralement en chiffres romains afin de la distinguer de la magnitude (chiffres arabes). En Europe, les échelles les plus utilisées sont les échelles MSK 1964 (Medvedev, Sponheuer, Karnik) et EMS-98 (European Macroseismic Scale, 1998). L'échelle EMS-98 (Tab. 2-3), plus récente, est particulièrement adaptée aux différentes typologies des constructions actuelles.

<b>I</b>	<b>Imperceptible</b>	
<b>II</b>	<b>A peine ressenti</b>	Ressenti seulement par quelques rares personnes au repos dans leurs habitations.
<b>III</b>	<b>Faible</b>	Ressenti par quelques personnes à l'intérieur des bâtiments. Les personnes au repos ressentent une oscillation ou léger tremblement.
<b>IV</b>	<b>Largement ressenti</b>	Ressenti par de nombreuses personnes à l'intérieur des bâtiments, par quelques rares personnes à l'extérieur. Quelques personnes endormies sont réveillées. Les fenêtres, les portes et la vaisselle font un bruit de tremblement.
<b>V</b>	<b>Fort</b>	Ressenti par la plupart des personnes à l'intérieur des bâtiments, par quelques personnes à l'extérieur. De nombreux dormeurs sont réveillés. Quelques personnes sont effrayées. Les bâtiments tremblent dans toute leur structure. Les objets suspendus oscillent nettement. Les petits objets sont déplacés. Les portes et les fenêtres s'ouvrent et se ferment.
<b>VI</b>	<b>Dégâts légers</b>	De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent à l'extérieur des bâtiments. Quelques objets tombent. Quelques maisons subissent de légers dégâts non structuraux (légères fissures, chute de petits morceaux de plâtre).
<b>VII</b>	<b>Dégâts</b>	La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent à l'extérieur des bâtiments. Le mobilier est déplacé et les objets tombent des étagères en grand nombre. De nombreux bâtiments bien construits subissent des dégâts modérés (petites fissures dans les murs, chute de plâtre, chutes partielles de cheminées). Des bâtiments plus anciens présentent des fissures dans les murs et des désordres au niveau des cloisons.
<b>VIII</b>	<b>Dégâts importants</b>	De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à se tenir debout. De nombreuses maisons présentent des crevasses dans les murs. Quelques bâtiments bien construits présentent des désordres au niveau des murs, tandis que d'autres bâtiments plus anciens s'effondrent partiellement.
<b>IX</b>	<b>Destructeur</b>	Panique générale. De nombreuses constructions s'effondrent. Même les bâtiments bien construits présentent des dégâts très importants (désordres au niveau des murs et effondrement partiel des structures).
<b>X</b>	<b>Très destructeur</b>	De nombreux bâtiments pourtant bien construits s'effondrent.
<b>XI</b>	<b>Catastrophe</b>	La plupart des bâtiments bien construits s'effondrent. Quelques bâtiments construits selon les règles parasismiques sont détruits.
<b>XII</b>	<b>Catastrophe complète</b>	Presque tous les bâtiments sont détruits.

Tableau 2-3 – Description de l'échelle d'intensité macrosismique EMS-98

N.B. : Il n'y a pas de relation directe entre l'intensité et la magnitude. Un séisme de forte magnitude avec un foyer profond sera potentiellement peu destructeur et aura donc une faible intensité. Au contraire, un séisme superficiel (quelques kilomètres de profondeur), même de magnitude moindre pourra être très destructeur et donc caractérisé par une forte intensité.



#### 2.1.1.4. Le cycle sismique

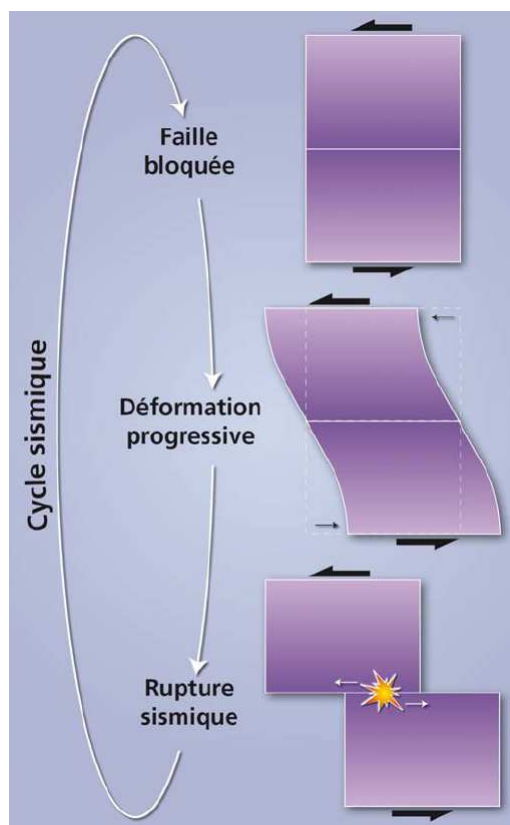


Figure 2-9 - Le cycle sismique (Source : Classeur « Le risque sismique en Provence », Ed. BRGM, DIREN PACA, Conseil régional PACA, 2006)

Le plan de faille entre deux compartiments (ou blocs) est une zone “rugueuse” sur laquelle le glissement ne s'effectue pas facilement : cette surface de friction peut provisoirement bloquer le mouvement.

S'ensuit alors une accumulation de déformation élastique entre blocs.

L'accumulation de ces contraintes se poursuit jusqu'à atteindre une valeur critique que les roches ne peuvent plus supporter. Il se produit alors une rupture brutale et les roches se détendent : c'est le **séisme**.

Après le tremblement de terre, les contraintes s'accumulent de nouveau le long de la faille jusqu'à atteindre un nouveau seuil provoquant une nouvelle rupture.

Ces successions de phases d'activité et d'accalmie constituent le **cycle sismique**.

#### 2.1.1.5. Catalogues de séismes historiques

L'étude et la connaissance des séismes historiques permettent d'apprécier la géographie et les caractéristiques (localisation des épicentres, intensités épicentrales) de la sismicité d'un pays ou d'une région. Ces travaux conduisent à estimer la période de retour ou la probabilité d'occurrence de ces événements pour une intensité donnée. En France, certaines régions (Bassin Parisien, Bassin Aquitain) paraissent quasiment asismiques, c'est-à-dire, que la présence d'épicentres y est très rare ; d'autres, au contraire (Pyrénées, Alpes, Fossé Rhéna), ont subi des séismes majeurs (intensité VIII et plus).

La France a réalisé un effort de recherche sur les séismes historiques notamment à partir de 1973. La base SISFRANCE, où sont stockées les données d'intensité constatées ou ressenties lors de séismes historiques et récents, fait l'objet d'une convention tripartite entre le BRGM, l'IRSN et EDF-TEGG permettant une mise à jour annuelle. Un autre contributeur majeur aux données d'intensité est le BCSF (Bureau Central Sismologique Français) qui assure depuis près d'un siècle (1920) la responsabilité des enquêtes macrosismiques sur le territoire métropolitain, responsabilité étendue depuis peu aux Antilles.

Cette base de données nationale, mise à jour annuellement, est consultable à l'adresse suivante : [www.sisfrance.net](http://www.sisfrance.net) (Fig. 2-10). Ce site rassemble pour la Métropole plus de 6 000 séismes survenus depuis plus de mille ans, associés à 100 000 observations macrosismiques et 10 000 références bibliographiques.

Les mêmes bases de données sont disponibles pour l'Outre-mer : Antilles, Guyane, Réunion, Mayotte, Nouvelle-Calédonie, Wallis et Futuna. La page d'accueil de Sisfrance conduit à ces sites respectifs.



Figure 2-10 – Page d'accueil du site [www.sisfrance.net](http://www.sisfrance.net)

### 2.1.1.6. Les séismes historiques les plus destructeurs dans le monde

Date	Magnitude	Pays	Localisation	Victimes et dégâts
28 décembre 1908	7,5	Italie	Messine	80 000 morts
13 janvier 1915	7,0	Italie	Avezzano	32 000 morts
16 décembre 1920	8,5	Chine	Gansu	200 000 morts
1 <sup>er</sup> septembre 1923	8,3	Japon	Tokyo	142 000 morts, incendie généralisé
22 mai 1927	8,3	Chine	Nanchang	80 000 morts
26 décembre 1932	7,6	Chine	Gansu	80 000 morts
30 mai 1935	7,7	Pakistan	Quetta	60 000 morts
29 février 1960	5,9	Maroc	Agadir	10 000 morts
31 mai 1970	7,8	Pérou	Chimbote	67 000 morts ; glissement de terrain
27 juillet 1976	7,6	Chine	Tangshan	290 000 morts, plus de 780 000 blessés ; grands dégâts économiques
7 décembre 1988	6,8	Arménie	Spitak	25 000 morts
20 juin 1990	7,4	Iran	Manjil	43 000 morts et 30 000 blessés
17 janvier 1995	6,9	Japon	Kobé	6 300 morts
17 août 1999	7,4	Turquie	Izmit	17 000 morts et plus de 34 000 blessés
26 décembre 2003	6,6	Iran	Bam	26 000 morts ; ville détruite à 80%
26 décembre 2004	9,0	Indonésie	Sumatra	Plus de 200 000 morts ; tsunami constaté sur tout l'Océan Indien
8 octobre 2005	7,6	Pakistan	Hazara	Plus de 80 000 morts
12 mai 2008	7,9	Chine	Sichuan	Plus de 80 000 morts et 375 000 blessés
6 avril 2009	6,3	Italie	L'Aquila	300 morts
12 janvier 2010	7,0	Haïti	Port-au-Prince	220 000 morts
27 février 2010	8,8	Chili	Maule - Bio Bio	342 morts
11 mars 2011	9,0	Japon	Large Tohoku	Plus de 19000 morts et disparus suite au tsunami. Dégâts économiques et accident nucléaire majeurs

Tableau 2-4 – Quelques séismes parmi les plus catastrophiques des XX<sup>ème</sup> et XXI<sup>ème</sup> siècles, et quelques séismes marquants récents

La connaissance des grands séismes mondiaux varie en fonction de la date et du lieu de l'événement. Le dénombrement des victimes est souvent délicat. En Europe, les grands séismes sont décrits par des témoignages, des représentations ou des écrits pouvant dater de 1500 ans. Le tableau ci-dessus (Tab. 2-4) liste quelques séismes catastrophiques. Par ailleurs, le site [nisee.berkeley.edu/kozak](http://nisee.berkeley.edu/kozak) propose une collection d'illustrations de séismes historiques.

#### **2.1.1.7. La sismicité déclenchée**

Ce sont des séismes déclenchés directement ou indirectement par des activités humaines qui ont modifié le jeu des forces et contraintes localement.

Ils peuvent être causés par une explosion intense (ex : essai nucléaire souterrain), par des rééquilibrages faisant suite à des chantiers de grande ampleur (extractions minières), ou à l'extraction, à l'injection ou plus globalement au déplacement, à l'accumulation ou la dépression locale de "fluides" (gaz, pétrole, eau) dans la croûte superficielle.

Le remplissage ou la vidange rapide des barrages peut être source de sismicité déclenchée et l'on estime aujourd'hui entre 40 et 100 le nombre de barrages ayant généré une telle sismicité (voir chapitre 3).

Les séismes déclenchés ont généralement des effets très locaux, et le plus souvent imperceptibles pour l'homme. Cependant, ils peuvent générer des événements significatifs comme le séisme de Koyna de magnitude 6,3 qui causa la mort de 200 personnes en 1967 ou plus récemment l'expérience géothermique menée à Bâle en décembre 2006 dont l'injection a provoqué trois séismes superficiels largement ressentis de magnitude supérieure à 3 et qui ont nécessité l'arrêt du projet, compte tenu de l'historicité de la région qui a connu le séisme de 1356 (intensité épicentrale IX). On peut également citer en France l'exploitation du gisement de gaz de Lacq qui connaît régulièrement des séismes de magnitude parfois supérieure à 4.

## **2.2. Surveillance et réseaux sismiques en France**

Deux réseaux nationaux de surveillance sismique existent en France : le réseau national du Laboratoire de Détection et de Géophysique (LDG) du Commissariat à l'Energie Atomique (CEA) et le Réseau National de Surveillance Sismique (RéNaSS) géré par l'Institut de Physique du Globe de Strasbourg. Le LDG a été créé en 1962 à des fins stratégiques militaires. C'est le plus ancien réseau français national, il est constitué de 30 stations. Le RéNaSS compte 112 stations de surveillance en métropole regroupées en 7 réseaux localisés dans les régions sismiquement actives. La mission de ces réseaux est la détection des séismes avec localisation et estimation de l'ampleur du séisme. En cas de détection d'un séisme, le RéNaSS (jusqu'au 1<sup>er</sup> juin 2010) puis désormais le LDG (dispositif unique désormais, cf. ch. 9.1) envoie aux services de l'Etat un avis d'alerte avec les coordonnées géographiques du foyer et sa magnitude.

En plus de ces réseaux nationaux, la France s'est dotée d'un réseau accélérométrique permanent (RAP), financé par les ministères de l'Ecologie et la Recherche, qui ne sature pas en cas d'enregistrement de mouvements forts. Un grand nombre d'organismes contribue à ce réseau dont les données sont rassemblées et diffusées à partir du site central de l'Université de Grenoble.

En Outre-mer, la surveillance sismologique est principalement assurée par les Observatoires de l'Institut de Physique du Globe de Paris (IPGP) sur les Antilles et la Réunion, l'IRD en Nouvelle-Calédonie, le CEA en Polynésie et le BRGM aux Antilles et à Mayotte.

Enfin, des réseaux de recherche existent ou sont en cours de développement sous l'impulsion de divers laboratoires :

- Sismalp, composé de 44 stations réparties sur les régions Rhône-Alpes, PACA et Corse ;
- RéSoNanSS (Réseau Nantais de Stations Sismologiques) composé d'une douzaine de stations ;
- Très Grande Résolution Sismique (TGRS) dans le Sud-est de la France, géré par l'Université de Nice-Sophia Antipolis ;
- Réseau Large Bande Permanent Français dont le RéNaSS aura la charge.

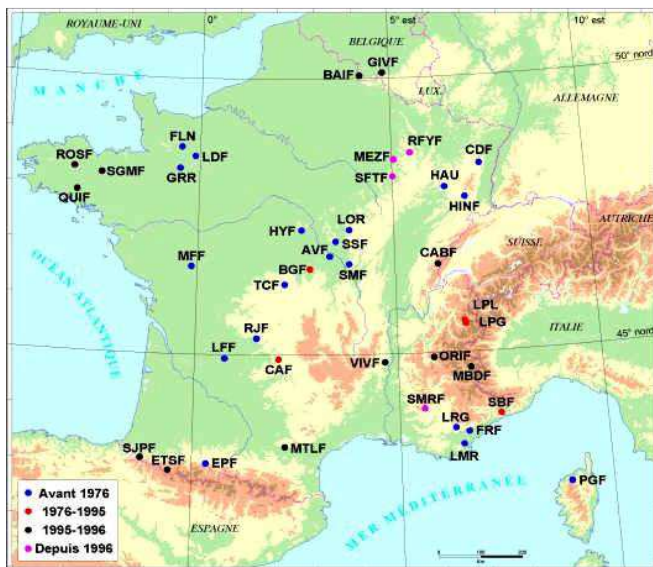


Figure 2-11- Réseau du CEA/LDG

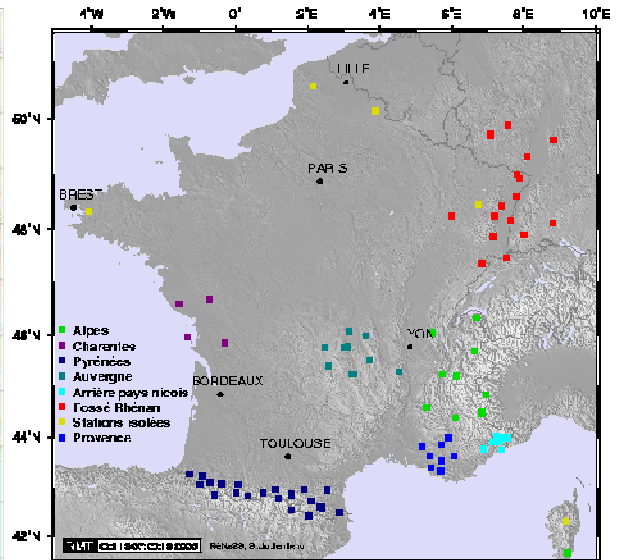


Figure 2-12 - Réseau courte période du RéNaSS

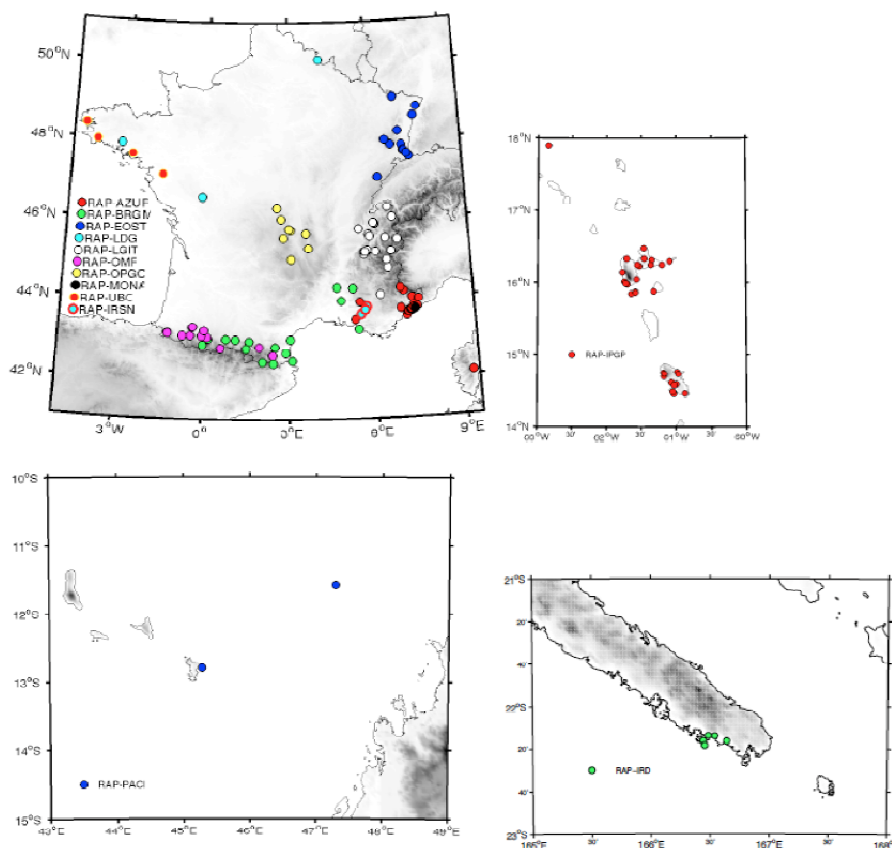


Figure 2-13 – Réseau accélérométrique Permanent





*Figure 2-14 – Exemple de station sismique – le capteur est au sol à gauche et la station d'acquisition à droite (source IPGP)*

Un parc de stations mobiles est également disponible en cas de séisme important.

Il faut aussi souligner que quelques sites sensibles (Installations Nucléaires de Base (INB), Installations Classées pour la Protection de l'Environnement (ICPE), lignes TGV grande vitesse, barrages,...) font l'objet d'une instrumentation spécifique liée parfois à des automatismes de sécurité, même si ceci est loin d'être généralisé aujourd'hui.

L'ensemble du dispositif d'observation instrumentale fait actuellement l'objet d'une réorganisation majeure dans le cadre du projet "RESIF" (Réseau Sismologique et géodésique Français, [www.resif.fr](http://www.resif.fr)). Ce projet RESIF est classé "Très Grande Infrastructure de Recherche" par le Ministère de la recherche et bénéficie de financements au titre d'"Equipement d'Excellence" ; il consiste à équiper le territoire d'une antenne d'observation des déformations du sol avec des dispositifs modernes, notamment sismologiques, et avec des objectifs ambitieux. Il est coordonné par l'INSU (Institut National des Sciences de l'Univers), et rassemble plusieurs partenaires scientifiques nationaux (BRGM, CEA-LDG, CNES, CNRS/INSU, IFREMER, IGN, IRD, IRSN, IFSTTAR).

Sur le plan européen, tous les événements sismologiques concernant la zone euro-méditerranéenne sont indiqués en temps réel sur le site du CSEM (Centre Sismologique Euro-Méditerranéen, cofinancé par le ministère de l'Ecologie), qui rassemble les informations en provenance de tous les réseaux nationaux de cette zone.

## 3. La vulnérabilité des ouvrages aux séismes

---

### Introduction

L'analyse du comportement des ouvrages ayant connu des séismes majeurs représente une importante source d'informations utile pour évaluer les zones sensibles et les mécanismes potentiels de rupture.

La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) est un lieu privilégié de recueil d'informations sur le comportement des barrages, notamment à l'occasion des séismes. Le thème "barrages et séismes" a été traité, à plusieurs reprises, au cours des congrès qu'organise la CIGB tous les trois ans. Le bulletin n° 120, édité en 2001, intitulé "Aspects de la conception parasismique des barrages - Recommandations et exemples" expose notamment le comportement des barrages à l'occasion de séismes, parfois très importants. Il distingue le cas des barrages en remblai (terre ou enrochement) de celui des barrages en béton. On peut citer également le rapport général et des rapports de la question 83 du congrès de Montréal consacrée aux barrages et séismes (2003). D'autres bulletins traitent de sujets non directement liés au comportement des barrages : bulletin 72 sur la sélection des paramètres sismiques, bulletin 113 sur l'observation du comportement sismique des barrages, les bulletins 123 sur la conception parasismique des ouvrages annexes et 137 sur le sujet de la sismicité déclenchée par les réservoirs. La liste des principaux bulletins concernés se trouvent en annexe 5<sup>3</sup>.

Les accidents de barrages liés à des séismes sont rares. Les tableaux 3-1 à 3-3 ci-après (extraits de publications de la CIGB), montrent que les accidents les plus importants concernent les ouvrages en remblai. On retient surtout la rupture partielle, très étudiée, du barrage en remblai de Van Norman (séisme de San Fernando du 9 février 1971) et, récemment, la rupture du barrage d'irrigation de Fujinuma au Japon lors du séisme de Tohoku le 11 mars 2011. Une étude des conséquences des séismes pour différents types de barrages a été faite au Japon, en fonction de la magnitude et de la distance épacentrale. Les conclusions sont publiées sous forme de graphiques, reproduits en 3.3 ci-dessous.

Plusieurs ruptures complètes se sont produites sur des remblais de stériles, notamment au Chili. Toutefois le mode de réalisation de ces remblais par voie humide est une technique minière, complètement différente des pratiques de génie civil utilisées pour la construction des barrages en terre.

Il faut noter que, mis à part des barrages de stériles miniers, le barrage de Fujinuma (11 mars 2011) est le premier et seul cas à ce jour d'une rupture de barrage suite à un séisme ayant occasionné des victimes (environ 10 personnes).

### 3.1. Barrages en remblai

Les dégâts occasionnés à ces barrages sont, la plupart du temps, limités à des fissurations et surtout à des tassements de la crête, d'autant plus importants que les remblais avaient été mal compactés à la construction. C'est notamment le cas pour des barrages réalisés par remblayage hydraulique (avec des phénomènes de liquéfaction du remblai se superposant aux phénomènes de tassement). Toutefois, cette technique de construction, très utilisée à une certaine époque aux USA, ne l'a été que très rarement en France.

---

<sup>3</sup> <http://www.icold-cigb.net/GB/Publications/bulletin.asp> ; ils sont téléchargeables gratuitement pour les membres des comités nationaux.

Les effets constatés ou possibles des séismes sur les barrages en remblai sont les suivants :

- tassements du barrage susceptibles de générer des fuites par fissuration d'un masque amont rigide ou des déversements sur la crête ;
- liquéfaction de la fondation ;
- glissement des parements amont ou aval dans des matériaux non cohésifs, mal compactés et saturés d'eau (remblais hydrauliques ou dépôts de stériles), sous l'effet de l'augmentation des sous-pressions, souvent après la fin du séisme ;
- déplacements différentiels de diverses parties du barrage pouvant générer des fissures et donc des phénomènes d'érosion interne et de création de renards ;
- ruptures de conduites rigides en charge dans le remblai avec des risques d'érosion des matériaux le long de la conduite et apparition de renards.

Plusieurs barrages en remblai ont connu des dommages très sévères voire une destruction totale. Il s'agissait la plupart du temps de barrages de taille modeste (moins de 10 m de hauteur). Ils ont été soumis à des séismes très importants comme le séisme dit de Kobe (1995) au Japon, de magnitude voisine de 6,9, le séisme Northridge (1994) centré à une trentaine de kilomètres de la vallée de San Fernando (Californie) et de magnitude 6,7, le séisme de San Francisco (1906) en Californie de magnitude estimée à 8,3...



Figure 3-1 - Barrage de Lower Van Norman après le séisme de San Fernando en 1971

La fragilité des remblais hydrauliques est liée au mode de construction de ces barrages : le transport de sol fin (sable ou silt) par pompage et son stockage par sédimentation produit un remblai non compacté. En conséquence, la faible résistance au cisaillement dans l'ouvrage est responsable d'un grand nombre de ruptures après séisme, voire pendant la construction. C'est la cause de la rupture des barrages de Sheffield (H=8 m, 1917, USA) en 1925 lors du séisme de Santa Barbara (M=6,3) et celle du barrage inférieur de Van Norman (H=42 m), construit de 1912 à 1930, lors du séisme de San Fernando le 9 février 1971 (M=6,5, avec une accélération maximale  $a_{\max}$  évaluée entre 0,55 g et 0,60 g). Appliqué à la construction des barrages jusque dans les années 40, le remblayage hydraulique fut abandonné aux Etats-Unis après la rupture du barrage Fort Peck en 1938 au profit de méthodes modernes de terrassement. Toujours employé dans l'industrie minière, il est responsable des 9 ruptures de remblais de stériles recensées par la CIGB (2001) dans le bulletin technique 120. Il importe de noter que si le séisme d'Izu-Oshima (1978, M=7,0) rompt la digue 1 du barrage de stériles de Moshikoshi (1964, Japon) lors de la secousse principale, il détruit la digue 2 au cours d'une de ses répliques.

Lors du séisme de Tohoku le 11 mars 2011 (Japon, magnitude 9), le barrage d'irrigation de Fujinuma, situé à 80 km du plan de rupture, s'est rompu peu de temps après les secousses, causant 8 victimes et la destruction de 9 maisons d'habitation (Fig. 3-2). Il s'agit d'un barrage

en terre homogène, de 18,5 m de hauteur, dont la construction, débutée en 1937, a été interrompue par la guerre, et qui a finalement été achevée en 1949. Il était plein lors du séisme, et a subi des accélérations comprises dans une fourchette de 0,2 g à 0,7 g. Les témoins ont observé une submersion de la crête 20 à 25 minutes après la fin du séisme, suivie rapidement de la rupture totale. Les causes exactes sont difficiles à déterminer, mais pourraient être une combinaison d'un tassement et d'un glissement des recharges, suivie d'une érosion externe après la submersion de la crête. Les autorités japonaises signalent que ce barrage était considéré comme une " digue " (Fujinuma-Ike) et n'était pas soumis à la réglementation en vigueur au Japon pour les grands barrages.



*Figure 3-2 – Rupture du barrage de Fujinuma (séisme de Tohoku mars 2011)*

Par contre, l'expérience montre que les barrages en remblai bien conçus et construits avec les moyens modernes de compactage ne sont pratiquement pas vulnérables aux séismes.

Plusieurs exemples illustrent cette bonne tenue des grands barrages en terre. Le barrage d'Ono (H=37 m, 1914, Japon), frappé par le séisme de Kanto en 1923 (M=7,9), subit de nombreuses fissures longitudinales sur le tiers supérieur du parement amont et en crête, sans se rompre. Le barrage d'Hegben (H=27,3 m, 1915, USA), touché par le séisme de Yellow Stone en 1959 (M= 7,1) est submergé à 4 reprises par une "seiche" provoquée par le rejet de 5 m d'une faille active traversant la retenue à 500 m du barrage. Il s'en suit une érosion et un tassement de 1,8 m à l'amont et de 1,2 m à l'aval, sans brèche, car le concepteur avait prévu un noyau en béton dans ce contexte difficile.

Le barrage en terre de Tokiwa (H=33,5 m, Japon), à 700 m de l'épicentre du séisme de Kobé (1995 M=7,3), est seulement fissuré en crête, malgré une accélération maximale de 0,82 g. Plus généralement, lors du violent séisme de Chi-Chi, en 1999 (M=7,3) à Taïwan, la plupart des barrages ne tassent pas plus de 0,1% de leur hauteur. Il en est conclu que les remblais bien compactés peuvent subir une accélération maximale de 0,6 g sans grands dommages.

Le barrage en enrochements à masque amont de Cogoti a été concerné par le séisme de magnitude 7,9 du 6 avril 1943, dont l'épicentre était situé à 95 km du site. Ce barrage de 83 m de hauteur, mis en service en 1938, fut construit suivant la technique de l'époque, désormais considérée comme obsolète : le remblai d'enrochements a été en partie réalisé par dynamitage des appuis rocheux en laissant les enrochements tomber librement sur la fondation. Le remblai a ensuite été déversé par levées aussi épaisses que possible et sans compactage. Cette technique n'est plus utilisée de nos jours où les remblais d'enrochement sont énergiquement compactés de façon à limiter les tassements. Un tassement en crête de 0,40 m s'est produit pendant le séisme, du même ordre de grandeur que les tassements de construction dans les 5 premières années de la vie du barrage. Il ne fut pas constaté d'augmentation spectaculaire des fuites. Le bulletin 120 de la CIGB cite également le bon comportement du barrage de Pinzanres au Mexique, CFRD de 67 m de hauteur, lors d'un séisme de magnitude 7,5 en 1957.



Récemment le barrage en enrochement à masque amont en béton de Zipingpu (H=156 m, Chine) frappé le 12 mai 2008 par le séisme de Wenchuan (M= 8,0), à 17 km de l'épicentre, a subi de fortes accélérations. Le barrage a été conçu pour une accélération maximale du sol de 0,26 g, soit beaucoup moins que l'accélération estimée au rocher de 0,51 g. On a mesuré des pics d'accélération de 2 g en crête, dans les hautes fréquences, ce qui laisse planer un doute sur ces valeurs, qui pourraient être causées par la chute de blocs sur la crête. Pendant le séisme, le niveau du réservoir était bas, avec un volume stocké de 200 hm<sup>3</sup> pour une capacité totale de 1100 hm<sup>3</sup>. La crête du barrage et le masque amont ont subi des dégâts importants. Sur le masque on a observé des chevauchements horizontaux des dalles, ainsi qu'une détérioration des joints d'étanchéité. Après le séisme, le tassement maximum de la crête du barrage atteint 735 mm, le déplacement en crête a été de 180 mm vers l'aval et celui des deux rives de la vallée de 102 mm. Les fuites sont passées de 10,4 l/s à 18,8 l/s, et sont restées troubles pendant deux jours. En raison du faible niveau d'eau dans le réservoir au moment du séisme de Wenchuan, il est difficile d'estimer quel aurait été le comportement du barrage, du masque amont et du système d'étanchéité à retenue pleine.

Le barrage en enrochement à noyau central en argile de Bikou, de 102 m de hauteur, est situé à 260 km de l'épicentre du séisme de Wenchuan. Il a subi une réplique d'une magnitude de 6,4 qui a occasionné un tassement de la crête de 242 mm et des fissures en sommet de talus. La tour de prise d'eau a été très endommagée.

Durant le séisme de Maule au Chili (magnitude 8,8), le 27 février 2010, deux barrages en remblai ont été soumis à des sollicitations importantes. Le barrage de Convento Viejo, situé à 90 km de la zone de rupture, est un barrage en remblai à noyau central de 38 m de hauteur ; des accélérations horizontales de 0,38 g et verticales de 0,27 g ont été enregistrées en pied de barrage, et près de 0,5 g en crête. Les conséquences ont été limitées à des tassements maximum en crête de 279 mm. Le barrage de Colbun, à 100 km de la zone de rupture, est un barrage de 116 m de haut ; une accélération de 0,37 g a été enregistrée au rocher. Des déplacements ont été constatés en crête : 2 m dans le plan horizontal, et un tassement de 1 m, mais qui sont liés à la rupture localisée d'un chemin de câbles situé en aval de la crête. Les mesures de fuite et de piézométrie n'ont pas mis en évidence d'anomalies.

Enfin, lors du séisme de Tohoku au Japon (magnitude 9), le 11 mars 2011, plusieurs dizaines de barrages en remblai ont subi de fortes accélérations, sans dommage pour la majorité d'entre eux, à l'exception du barrage de Fujinuma, cité ci-dessus. Pour les barrages les plus proches (environ 80 km du plan de faille), les dégâts observés sont des fissures longitudinales en crête (barrages de Nishigo, Akasaka, Nanakita, et Yanome) et des boursouflures sur les parements amont (Fig. 3-3). Au barrage de Hokkawa (barrage en remblai graveleux de 57 m de hauteur) on a mesuré une augmentation légère des fuites, mais aucun dommage apparent. Trois barrages à étanchéité amont en béton bitumineux ont subi des fissures sur le masque.



Figure 3-3 - Fissures longitudinales sur le barrage de Nishigo (séisme de Tohoku mars 2011)

En conclusion, le retour d'expérience mondial est qu'aucun grand barrage en remblai d'une hauteur supérieure à 15 m, de conception moderne, ne s'est rompu après séisme. Au Japon, seuls ceux construits avant 1918 ont été sérieusement touchés par les séismes et un seulement s'est rompu. Les causes des rares tassements de remblai supérieurs à 1 m après tremblement de terre sont :

- un remblai en matériau lâche ;
- la liquéfaction des matériaux constitutifs sableux.

En dehors des remblais ou des fondations sensibles à la liquéfaction, la résistance reste constante et les mouvements irréversibles sont provoqués soit par compressibilité volumique soit par cisaillement. Les remblais modernes puissamment compactés ont une compressibilité négligeable, donc leur déplacement irréversible provient des quelques fractions de seconde où leur forte résistance est dépassée par la sollicitation sismique.

Barrage	Hauteur (m)	Pays	Date	Magnitude M	Distance épacentrale (km)	Dégâts
Earlsburn	6	Écosse	1839	4,8	-	Rupture totale
San Andreas Dam	29	USA Californie	1906	8,3	0,0	Fissure longitudinale – Fissure transversale des appuis
Upper Crystal Springs	23	USA Californie	1906	8,3	0,0	Mouvement du barrage de 2,4 m
Ono Dam	37	Japon	1923	7,9	51,0	Tassement de la crête 250 mm- Fissure profonde adjacente au noyau
Sheffield Dam	8	USA Californie	1925	6,3	11,2	Rupture totale
Chatsworth	13	USA	1930	5,3	1,0	Fissures, fuites
74 remblais	1,5 à 18	Japon	1939	6,6	-	12 barrages détruits, 40 glissements
Hebgen Dam	27	USA Montana	1959	7,1	16,0	Tassement du barrage : 1,2 m – Effet de vague
Lower Van Norman	42	USA Californie	1971	6,5	11,2	Tassement de la crête : 8,5 m
Upper Van Norman	24	USA Californie	1971	6,5	11,2	Tassement de crête : 900 mm – Déplacement vers l'aval de 1,5 m
Paiho Main Dam	65	Chine	1976	7,8	150,0	Grand glissement : 330 barrages endommagés
Douhe Dam	22	Chine	1976	7,8	-	Fissure longitudinale
Los Leones	110	Chili	1985	7,7	144	Aucun dommage
Masiway Dam	25	Philippines	1990	7,7	19,2	Tassement de la crête : 1,0 m – Fissure longitudinale
Convento Viejo	38	Chili	2010	8,8	251	Accélération en pied 0,38 g. Accélération en crête 0,5 g Tassement de 28 cm de la crête
Fujinuma	18,5	Japon	2011	9	80	Rupture totale
Nishigo, Akasaka, Nanakita, et Yanome		Japon	2011	9	Environ 80	Fissures longitudinales en crête, boursouffures sur parement amont Vidange préventive au barrage de Nishigo
Trois barrages à étanchéité amont, dont celui de Minamikawa		Japon	2011	9	?	Fissures sur parement amont en béton bitumineux

Tableau 3-1 – Effets sur quelques barrages en terre (remblais de stériles exclus)

Barrage	Hauteur (m)	Pays	Date	Magnitude M	Distance épiscoptrale	Dégâts
Malpaso Dam	77	Pérou	1938	Non connue	-	Tassement : 76 mm Déplacement vers l'aval : 51 mm
Cogoti Dam	83	Chili	1943	7,9	89,0	Tassement : 40 cm
Miboro Dam	130	Japon	1961	7	18	Tassement : 30 mm – Déplacement vers l'aval : 50 mm
Minase Dam	66	Japon	1964	7,5	145,0	Tassement : 61 mm – Dommages mineurs au joint
La Calera Dam	28	Mexique	1964	Non connue Intensité VIII	-	Submersion par une vague de 2,5 m de hauteur – Grand glissement sur 120 m
Oroville Dam	233	USA Californie	1975	5,7	6,9	Tassement : 10 mm – Déplacement vers l'aval : 150 mm
El Infiemillo	147	Mexique	1979	7,6	110,0	Tassement : 130 mm
La Villita	60	Mexique	1979	7,6	110,0	Tassement : 50 mm
Austrian Dam	56	USA Californie	1989	7,1	11,5	Tassement : 300 mm – Fissures profondes
Zipingpu	156	Chine Sichuan	2008	8,0	17,0	Tassement 735 mm ; Déplacement vers l'aval : 180 mm Augmentation des fuites Désordre des dalles amont
Bikou	102	Chine Sichuan	2008	6,4 (réplique)	16,0	Tassement 242 mm Fissures en crête Dégâts importants sur la tour de prise d'eau

Tableau 3-2 – Effets sur quelques barrages en enrochements

### 3.2. Barrages en béton ou en maçonnerie

Aucun barrage en béton ou en maçonnerie n'a subi de destruction à l'occasion des séismes les plus violents, à l'exception de la ruine du barrage de dérivation de Shih-Kang (Taïwan). La présence d'une faille, sensiblement parallèle à la vallée et non détectée pendant les travaux, provoqua un rejet vertical de 7,7 m entre les pertuis vannés de la rive droite mais sans lâchure catastrophique d'eau de la retenue (Fig. 3-4).



Figure 3-4 - Barrage de Shih-Kang après le séisme Chi Chi (Taïwan). – rupture au droit de la faille

Qu'il s'agisse de barrages-voûtes ou de barrages-poids, en béton ou en maçonnerie, la stabilité globale des ouvrages n'a pas été mise en cause et les dégâts observés se sont traduits principalement :

- par l'apparition de fissures en partie supérieure des ouvrages localisées en général à des changements d'inertie des structures, en particulier lorsque le parement aval comporte une rupture de pente
- par des ouvertures ou des décalages au droit des joints de plots.

Le barrage-poids en béton de Lower Crystal Springs construit entre 1887 et 1890 est situé à quelques centaines de mètres de la faille de San Andreas à l'origine du séisme californien du 18 avril 1906. Ce séisme a atteint la magnitude 8,3, avec une profondeur focale de 12,8 km et une accélération maximale au sol de 0,6 g. Ce barrage n'a connu aucun dommage observable. Le calcul dynamique tridimensionnel effectué (CIGB Q 51 R1 New Delhi 1979) pour simuler l'effet de ce séisme a fourni des tractions supérieures à 5,7 MPa au contact barrage-fondation en haut de l'appui.

Le barrage-poids en béton de Koyna (Inde) a connu en 1967 un séisme de magnitude 6,5, considéré comme un séisme déclenché par le remplissage de la retenue. Les accélérations de pic ont atteint pour les différentes composantes : 0,63 g en amont-aval, 0,49 g en rive droite - rive gauche, 0,34 g en vertical. Sur ce barrage de 102 mètres de hauteur, les fissurations se sont concentrées au droit d'une rupture de pente sur le parement aval.

Le barrage de Sefid Rud, barrage à contreforts en béton de 106 mètres de hauteur, a été affecté par le séisme de Menjil (Iran) du 21 juin 1990 de magnitude estimée entre 7,3 et 7,7. L'accélération maximale au sol a été évaluée à 0,5 g. Les dégâts observés sont localisés au droit des joints de plots avec effet de broyage du béton, ce qui met en évidence pour ce type d'ouvrage l'importance de la composante transversale du séisme, et en partie supérieure du parement aval, des fissurations horizontales notables à 14 mètres environ de la crête de l'ouvrage en tête des contreforts.

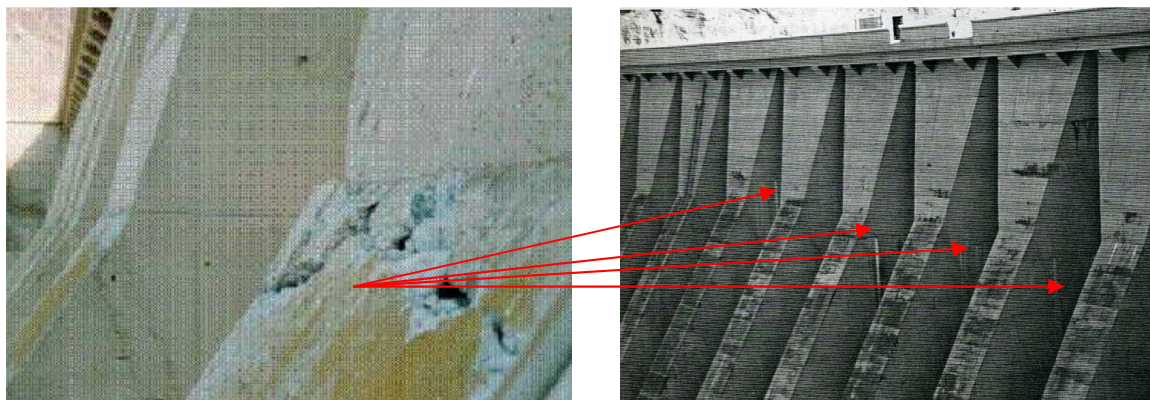


Figure 3-5 - Barrage de Sefid Rud (Iran) – Fissures en tête des contreforts

Lors du séisme de Kobé (Japon) du 17 janvier 1995 (magnitude 7,3), des inspections ont été menées sur 251 ouvrages situés à moins de 200 km de l'épicentre. Aucun dégât n'a été constaté sur les barrages poids en béton et en maçonnerie. En particulier le barrage en maçonnerie de Gohonmatsu achevé en 1900, de 33 mètres de hauteur, situé à 19 km de l'épicentre, n'a présenté aucun dégât.

Plusieurs barrages-voûtes ont également subi des séismes majeurs.

Le barrage de Pacoima situé en Californie, haut de 113 m, construit en 1929, a subi les séismes de San Fernando en 1971 (magnitude 6,6, 5 km de l'épicentre) et de Northridge en 1994 (magnitude 6,7, 18 km de l'épicentre). Pour ce dernier séisme, des accélérations



maximales de 1,76 g en horizontal et de 1,6 g en vertical ont été enregistrées au sommet de l'appui rive gauche. L'ouvrage n'a connu dans les deux cas que des dégâts mineurs avec des ouvertures et fermetures du joint vertical en rive gauche au contact entre la voûte et la culée-poids d'une amplitude de 5 cm. A noter cependant que le niveau de la retenue était bas lors de ces deux séismes, ce qui ne permet pas de préjuger du comportement de la voute à retenue pleine.

Les barrages-voûtes de Rapel (109 m de hauteur) et d'Ambiesta (59 m de hauteur) au Chili ont subi respectivement en 1985 et 1976 des séismes de magnitude 7,7 et 6,5 à des distances épicentrales de 45 et 22 km. Des accélérations maximales comprises entre 0,3 et 0,4 g ont été enregistrées au niveau des appuis. Ces deux ouvrages n'ont pas été endommagés au cours de ces séismes. Des dégradations ont été observées sur le barrage de Rapel au niveau de la prise d'eau et de l'évacuateur de crue dans les parties non liées au barrage, en raison des déphasages entre les mouvements de ces structures annexes et le barrage. Il faut noter que le barrage de Rapel comporte une ceinture antisismique. Le barrage de Rapel a subi le 27 février 2010 le séisme de Cauquenes, d'une magnitude 8,8 à une distance épicentrale de 60 km. Les accélérations enregistrées étaient comprises entre 0,14 g et 0,21 g suivant les directions. On a noté un déplacement relatif de 0,5 mm entre deux plots de la rive gauche, situés à proximité d'une faille de la fondation et une augmentation des fuites de 13 l/s à 40 l/s.

Lors du séisme de Wenchuan (Chine) du 12 mai 2008, le barrage voûte de Shapai (plus haute voûte du monde construite en Béton Compacté au Rouleau (BCR), mise en eau en 2003) a été soumis à de très fortes secousses. La hauteur et la longueur de crête sont respectivement 132 m et 250 m, avec une épaisseur en crête de 9,5 m et à la base de 28 m. Le barrage est fondé sur du granite et de la granodiorite. Des joints verticaux de contraction sont espacés de 50 m environ. Le barrage est situé à 30 km de l'épicentre, et pendant le séisme, le réservoir était à sa cote maximale. La conception sismique du barrage a été basée sur une accélération horizontale maximale du sol de 0,138 g, alors que l'accélération ressentie a dû être de 0,5 g. Aucun dommage n'a été observé sur la voûte. Par contre, le bâtiment en béton armé situé sur la crête et les superstructures de la tour de prise ont subi des déformations irréversibles mais réparables. La centrale électrique située à quelques kilomètres en aval a été gravement endommagée par des chutes de blocs et un joint de déplacement de la conduite forcée a cédé, entraînant l'inondation de la centrale.



Figure 3-6 - Fissures sur le portique de la tour de prise d'eau de Shapai



Figure 3-7 - Nez de pile d'un barrage en rivière suite à des chutes de pierres



Figure 3-8 - Intérieur de l'usine de Shapai abîmée par des chutes de blocs

*Domages sur des ouvrages annexes suite au séisme de Wenchuan (Chine)*

Lors de ce même séisme de Wenchuan, le barrage poids béton de Baozhusi, de 132 m de hauteur, situé à 252 km de l'épicentre du choc principal, a subi les effets d'une réplique (magnitude estimée de 6,2), plus proche du barrage que le séisme principal. Les seuls effets observés ont été une augmentation des fuites de 9,9 l/s à 16,4 l/s revenant ensuite à 14,8 l/s.

Le séisme de Tohoku au Japon, le 11 mars 2011, de magnitude 9,0, a concerné de nombreux barrages, situés à des distances allant de 70 à 160 km du plan de faille. Sur 70 barrages environ, des mesures d'accélération sont disponibles. Les inspections post séismes ont eu lieu sur 400 barrages, et n'ont pas montré de dommages sur les barrages poids et voûtes. Des ouvrages annexes ont par contre été endommagés.

Barrage	Hauteur (m)	Type	Pays	Date	Magnitude	Distance épicentrale	Dégâts
Lower Crystal Springs	39	Poids incurvé	USA Californie	1906	8,3	0,4	Pas de dégâts
Honenike	32	Voûtes multiples	Japon	1946	8	50	Fissures de la voûte près des contreforts
Blackbrook	30	Poids béton et maçonnerie	GB	1957	5,6	6,4	Déplacement de la crête – Fissures
Hsingfengkiang	104	Contrefort	Chine	1962	6,1	1,1	Fissures importantes
Koyna	102	Poids-béton	Inde	1967	6,5	3,0	Fissures importantes
Redflag	35	Poids maçonnerie	Chine	1970	Non connue	?	Fissures
Pacoima	113	Voûte	USA Californie	1971 1994	6,5 6,7	5,0	Fissuration de l'appui rive gauche
Shenwao	53	Poids béton	Chine	1975	Non connue		Fissures
Ambiesta	59	Voûte	Italie	1976	6,5	22,0	Pas de dégâts
Maina di Sauris	135	Voûte	Italie	1976	6,5	43,0	Pas de dégâts
Rapel	109	Voûte	Chili	1985  2010	7,7  8,8	-  280	Dégâts à l'évacuateur et à la tour de prise d'eau Déplacements relatifs de 0,5 mm entre plots RG, et augmentation des fuites 13 à 40 l/s
Sefid Rud	106	Contrefort	Iran	1990	7,3 à 7,7	32,0	Fissures importantes
Shapai	132	Voûte (BCR)	Chine Sichuan	2008	8,0	12,0	Dégâts mineurs sur organes de manœuvre des vannes
Baozushi	132	Poids béton	Chine Sichuan	2008	6,2 (réplique)	40,0	Augmentation des fuites

Tableau 3-3 – Effets sur quelques barrages en béton ou maçonnerie

### 3.3. Conséquences des séismes en fonction de la magnitude et de la distance épicentrale

N. Matsumoto (2010) a synthétisé sur plusieurs graphiques, suivant le type de barrage, les conséquences constatées lors des inspections post séismes sur les barrages au Japon. Dans ces graphiques, la magnitude est celle de l'Agence météorologique japonaise : Mj (la magnitude de moment Mw est légèrement inférieure à Mj pour des séismes intraplaque, et légèrement supérieure pour des séismes de subduction).

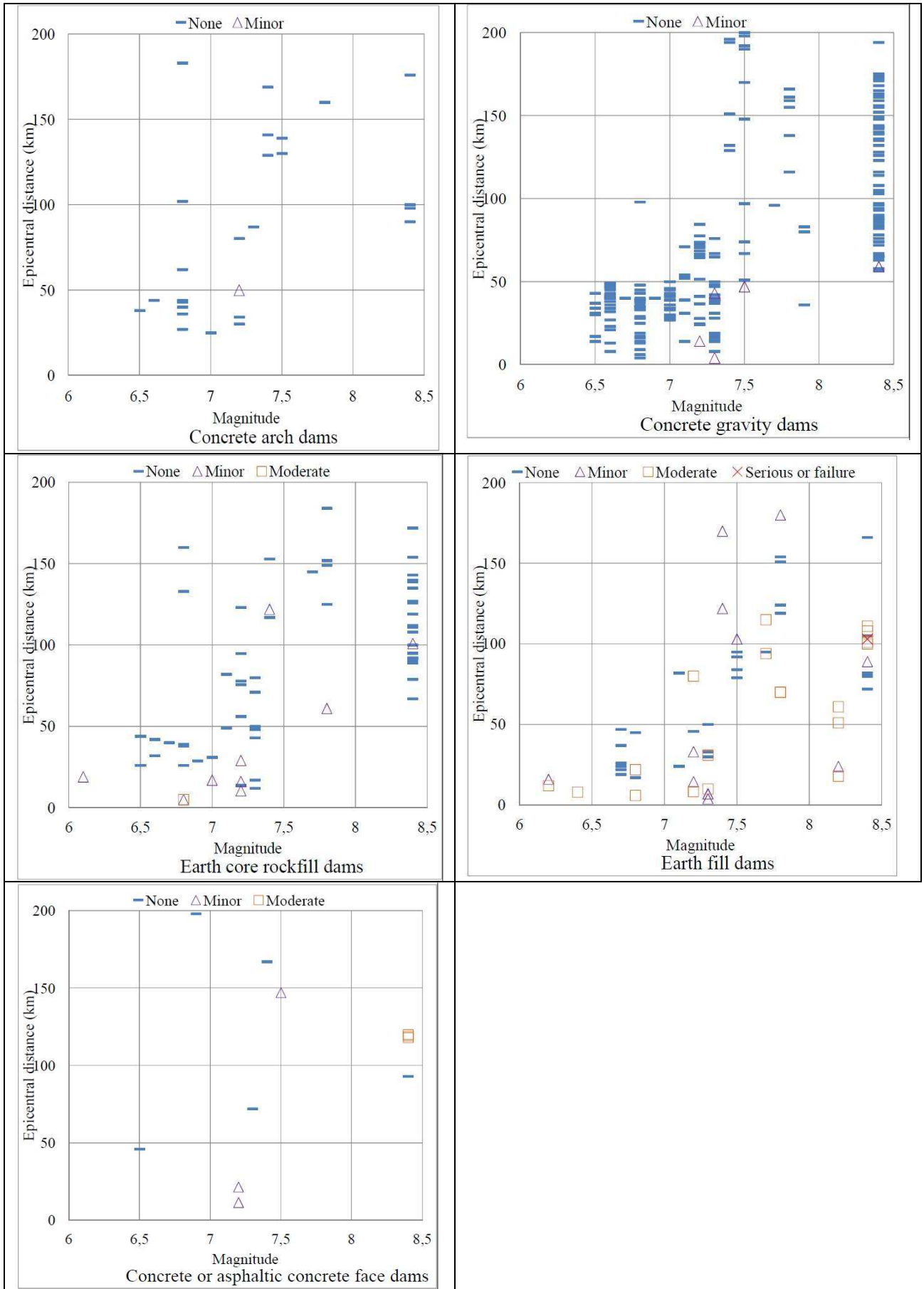


Figure 3-9 - Conséquences des séismes sur les barrages japonais, selon le type d'ouvrage, en fonction de la magnitude et de la distance épiscoptrale (Matsumoto 2010)

Les enseignements tirés par les ingénieurs japonais sont les suivants : " Nous avons eu plusieurs séismes sévères dans cette décennie, mais aucun barrage ne s'est effondré. Quand la magnitude  $M_j$  est inférieure à 6,5, on ne constate aucun dommage pour tous les types de barrages, même si le site est très proche de l'épicentre. Quand la magnitude  $M_j$  est supérieure 7,0 et la distance est inférieure à 30 km, certains barrages en remblai ont subi des dégâts modérés. Les barrages en béton n'ont subi aucun dommage dans tous les cas. En cas d'événements graves, les chutes de pierres, glissements de terrain et interruptions de communications rendent difficiles les inspections des barrages après l'événement. " (ces conclusions datent de 2010 : lors du séisme de Tohoku en 2011 le barrage de Fujinuma s'est rompu (cf ci-dessus).

### **3.4. Autres effets des séismes**

#### **3.4.1. Glissements de terrain, chutes de blocs**

Outre les effets concernant directement les barrages, on peut citer :

- des glissements de terrain dans le réservoir, générant des vagues pouvant submerger la crête du barrage ;
- des glissements de terrain barrant des cours d'eau et formant des barrages artificiels dont la rupture peut provoquer des dégâts importants ;
- des chutes de blocs surplombant les ouvrages et capables d'endommager gravement les organes mécaniques comme les conduites forcées, les vannes et leurs dispositifs de commande, les pylônes électriques ;
- des glissements de terrain et chutes de blocs coupant les routes et moyens de communications, et rendant difficile voire parfois impossible l'accès aux ouvrages ;
- d'autres effets comme la formation de vagues ou d'oscillations dans le réservoir (seiches), de moindre importance pour la sécurité d'un barrage.

Le danger provenant des chutes de pierres dans les régions montagneuses a souvent été sous-estimé. Par exemple, lors du séisme de Manjil en Iran (1990) et de Chi-Chi à Taïwan (1999), plusieurs milliers de chutes de pierres et de glissements ont été observés. Ces mouvements de masse peuvent bloquer l'accès aux sites du barrage et du réservoir et peuvent parfois former des barrages artificiels. Il y a eu par exemple création d'un lac artificiel suite à un glissement de terrain de  $20 \text{ hm}^3$  en 1959 lors du tremblement de terre du lac Hebgen, Montana, Etats-Unis ; de même, le lac Sarez a été créé par un glissement de  $2.200 \text{ hm}^3$  qui a barré définitivement la rivière Murghab au cours d'un séisme de magnitude 7,4 en 1911 au Tadjikistan. Ces deux lacs existent toujours. Lors du séisme de Wenchuan les glissements de terrain ont créé près de trente lacs artificiels. Le barrage créé par le glissement de terrain Tangjiashan, avec une hauteur de 124 m et un volume d'environ  $20 \text{ hm}^3$ , stockait  $320 \text{ hm}^3$  d'eau ; il représentait une menace importante, et de grands efforts ont été nécessaires pour libérer l'eau d'une manière contrôlée, sans provoquer une catastrophe secondaire dans la vallée en aval et pour la ville de Meijiang. Le débit maximal a atteint  $6500 \text{ m}^3/\text{s}$ , ce qui correspond environ à une inondation de période de retour de 200 ans.

#### **3.4.2. Sismicité déclenchée par la retenue**

Ce phénomène a été identifié pour la première fois en 1935 lors du remplissage du lac Mead (barrage de Hoover - Nevada) et fait depuis lors l'objet de nombreuses études. Il est désormais reconnu que le remplissage de grands réservoirs peut être à l'origine de secousses sismiques, sous certaines conditions. L'existence d'un potentiel sismique préexistant est une condition nécessaire à l'observation de sismicité déclenchée d'ampleur



notable. C'est d'ailleurs la raison pour laquelle après avoir utilisé le terme "sismicité induite", on emploie désormais "sismicité déclenchée" qui représente mieux ces phénomènes (en anglais RTS : reservoir triggered seismicity). Ce potentiel sismique trouve son origine dans une ou plusieurs failles proches du réservoir, pouvant se trouver dans un état de contraintes déjà proche de la rupture. Le déclenchement potentiel d'un séisme suite au remplissage d'un réservoir peut alors être causé par deux facteurs :

- le poids de l'eau du réservoir, qui modifie les contraintes dans le substratum. Mais ces modifications deviennent rapidement très marginales avec la profondeur, et interviennent peu dans le déclenchement de séismes ;
- la diffusion des pressions d'eau dans le substratum, diminuant les contraintes effectives et la résistance au cisaillement.

La principale différence entre ces deux facteurs concerne le délai de leur effet : le poids ajouté a une action immédiate alors que la diffusion des pressions d'eau est un phénomène différé, pouvant atteindre des années avant de produire son plein effet. Le potentiel sismique d'un site dépend essentiellement de ses conditions tectoniques initiales. La diminution de résistance au cisaillement due au remplissage peut alors libérer de manière anticipée des contraintes préexistantes. Cela explique pourquoi la magnitude des séismes induits est considérée comme inférieure ou égale à celle du séisme qui se serait produit "naturellement" plus tard (bulletin 137 de la CIGB).

Les événements sismiques déclenchés par un remplissage de retenue présentent les caractéristiques moyennes suivantes :

- une faible profondeur de l'épicentre ;
- la fréquence des événements sismiques enregistrés pendant et après le remplissage est largement supérieure à celle de la sismicité ambiante avant remplissage ;
- la fréquence et la magnitude des événements augmentent avec le taux de remplissage et l'amplitude des variations de la retenue ;
- dans la plupart des cas, les événements sismiques déclenchés par le remplissage, après un pic d'activité, diminuent jusqu'à retrouver le niveau de sismicité préexistant.

Mais ces caractéristiques définissent un comportement "moyen". Les événements réels peuvent présenter des effets différés, ou une recrudescence d'activité après des variations importantes du niveau du réservoir.

De nombreuses études de simulation de ces phénomènes ont été entreprises, en utilisant des modèles rhéologiques des roches dans des conditions de fortes pressions et hautes températures. Faute de mesures suffisantes sur des sites réels, ces études sont toujours du domaine de la recherche. Si les phénomènes sont bien compris au niveau qualitatif, il n'est pas possible actuellement de prédire l'occurrence et d'estimer la magnitude d'un éventuel séisme déclenché. C'est la raison pour laquelle il est très important de déployer un réseau local de mesure de l'activité sismique, adapté au contexte local, et mis en service plusieurs années avant le début du remplissage, pour les grands réservoirs ( $H > 100\text{m}$ ,  $V > 10 \cdot 10^9 \text{ m}^3$  sont parfois cités) situés dans des zones tectoniques actives.

Au niveau mondial, on estime entre 40 et 100 le nombre d'événements de sismicité déclenchée "prouvés". Pour six d'entre eux, les magnitudes sont comprises entre 5,7 et 6,3, ces valeurs étant considérées comme un seuil supérieur. Il s'agit des barrages de Kariba (Zimbabwe-Zambie), Koyna (Inde), Kremasta (Grèce), Marathon (Grèce), Srinagarind (Thaïlande) et Hsingfengkiang (Chine). Le bulletin n° 137 de la CIGB présente de manière plus complète l'état des connaissances sur ces phénomènes et présente des cas réels.

En France, la relation retenue-séisme est suspectée pour quelques barrages, par exemple pour le barrage de Monteynard (Vercors) en 1963 (magnitude 4,5 – intensité épicentrale VII).

Par contre, la mise en eau du barrage de Grand'maison, bien instrumentée, n'a provoqué aucune secousse.

On peut également citer, à proximité de nos frontières, l'activité sismique remarquée depuis 2004 suite au remplissage du barrage-poids béton, de 122 m de hauteur, d'Itoiz en Navarre, dans les Pyrénées occidentales espagnoles. Le 18 septembre 2004, un séisme de magnitude 5,2 et d'intensité épiscopale V s'est produit. Le dernier séisme ressenti (intensité III) s'est produit le 7 mai 2010, avec une magnitude 3,7.

En conclusion, la prise en compte du risque de déclenchement d'un séisme lors du remplissage d'un grand réservoir est nécessaire, lorsque les conditions tectoniques actives existent et que le réservoir atteint une certaine taille. Ces secousses sismiques éventuellement déclenchées par le réservoir étant a priori inférieures au séisme de sécurité, ne devraient pas avoir d'incidence sur le dimensionnement du barrage. Il faut en tenir compte pour le dimensionnement d'autres structures proches de la retenue.

### **3.4.3. Le comportement des ouvrages annexes**

Leur comportement fait l'objet d'une littérature moins abondante, mais leur vulnérabilité est en général plus importante que celle du barrage lui-même. C'est notamment le cas pour les structures verticales comme les tours de prise d'eau et les portiques de manutention des vannes. Ainsi, pendant le séisme de San Fernando (Californie) en 1971, une tour de 27 m de hauteur s'est rompue par cisaillement, avec un déplacement de 100 mm ; une autre tour, de 42 m de hauteur, s'est rompue par cisaillement et flexion, et a été ensuite renversée par le glissement du talus amont du barrage.

Le séisme de Northridge en 1994 a occasionné sur trois sites des dégâts mineurs aux ponts d'accès à des tours de prise : sur deux sites, le contact entre le pont d'accès et la tour a été broyé, alors que sur l'autre site un glissement de la rive du réservoir a poussé le pont contre la tour. Une grue circulaire située au sommet d'une tour de prise s'est renversée.

Le séisme de Kobé, au Japon, a occasionné des dommages à trois petits barrages en terre, dont deux se sont rompus. Une des tours de prise s'est inclinée et son pont d'accès s'est écroulé. Sur l'autre tour, les matériaux du barrage ont entraîné le pont d'accès qui est venu s'encasturer dans la porte d'accès.

Pendant le séisme de Wenchuan (Chine), des tours de prise ont été endommagées sur les sites des barrages de Shapai et de Bikou.

Les organes vannés, évacuateurs de surface, vidanges de fond, présentent la même caractéristique que les barrages : ce sont des structures dimensionnées pour résister à des efforts horizontaux, et on peut penser qu'ils peuvent supporter des surpressions dynamiques, et ceci d'autant plus qu'ils sont soumis à une charge hydrostatique importante. Les vannes de surface sont donc plus sensibles que les vannes de demi-fond ou de fond. Ainsi, lors du séisme de Saint Paul de Fenouillet en février 1996 (M=5,3), une des vannes de surface du barrage de Vinça (Pyrénées Orientales) s'est légèrement déformée alors qu'elle était partiellement ouverte et hors d'eau.

Il faut cependant noter que, pour les ouvrages anciens, les organes vannés ont rarement été dimensionnés pour résister aux séismes. Le séisme récent de Wenchuan a également montré que ces structures pouvaient être très endommagées par des chutes de blocs rocheux.

## 4. Détermination de l'aléa sismique régional

---

### Introduction

Ce chapitre est consacré au mode de définition et d'estimation de l'aléa sismique "régional", c'est-à-dire au rocher "standard", sans prise en considération des éventuels effets d'amplification locaux qui sont abordés au chapitre 5.

Plusieurs approches existent pour évaluer l'aléa sismique. L'**approche déterministe** permet de définir des mouvements de référence définis essentiellement à partir de l'analyse des séismes majeurs (historiques ressentis et instrumentaux). L'**approche probabiliste** consiste à évaluer les mouvements attendus du sol sur une période de retour donnée à partir de l'analyse de l'ensemble de la sismicité instrumentale et historique. Les deux approches s'appuient sur la connaissance des sources sismiques représentatives d'unités sismotectoniques homogènes.

Le § 4.1 décrit les paramètres utilisés pour la quantification réglementaire du mouvement sismique, à la fois pour les études et ouvrages "courants" et pour des études et ouvrages plus spécifiques pour lesquels on peut ou doit aller au-delà de la pratique courante.

En l'absence de toute étude spécifique, l'action sismique de dimensionnement est déterminée forfaitairement à partir de la carte du nouveau zonage sismique de la France, officialisée avec le Décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010. Le § 4.2 est donc consacré à la présentation des principales caractéristiques de ce zonage, ainsi qu'à une brève description de la méthodologie et des hypothèses de base ayant présidé à sa réalisation.

Les § 4.3 et 4.4 présentent les principales étapes des deux approches qui peuvent être utilisées pour estimer l'aléa sismique "régional" au site pour conduire à des valeurs alternatives aux valeurs forfaitaires, à savoir les approches déterministe et probabiliste, et discutent leurs avantages et inconvénients respectifs. Par souci de lisibilité, le texte principal en est relativement bref, mais les démarches sont décrites en plus grand détail en annexe A7.1, où l'on pourra notamment trouver la formulation mathématique exacte et une synthèse des équations les plus significatives.

Le § 4.5 est consacré à des recommandations générales sur les conditions d'utilisation de ces méthodes, de façon à ce que ces estimations spécifiques puissent respecter une certaine homogénéité d'un ouvrage à l'autre et d'un bureau d'étude à l'autre.

L'attention est attirée sur la technicité de ces études qui nécessitent des compétences hautement spécialisées en géologie et en géophysique.

### 4.1. Définition de l'aléa sismique "de référence"

Compte tenu de la physique du phénomène séisme (cf. ch. 2), on convient de définir l'action sismique à prendre en compte pour le dimensionnement des ouvrages sur les bases suivantes :

- des grandeurs caractérisant le mouvement du sol ;
- un niveau dépendant de l'activité sismique régionale ;
- des caractéristiques spectrales dépendant de la nature et des propriétés du sous-sol ainsi que du niveau de sollicitation sismique.

#### 4.1.1. Grandeurs caractérisant le mouvement du sol : "pga" + formes spectrales

L'essentiel des dommages provient des mouvements vibratoires. Même les ruines localisées du sol (liquéfaction, instabilités de versant) en dépendent directement. Ces mouvements sont connus par les enregistrements obtenus sur des accéléromètres, ou accélérographes, sous forme de série temporelle retraçant l'histoire de l'accélération subie par le sol, et donc par les constructions, au cours de la durée du phénomène vibratoire (de quelques secondes à quelques dizaines de secondes, voire quelques minutes dans les cas exceptionnels). Malgré la très grande variabilité de ces accélérographes tant d'un événement à l'autre, que d'un site à l'autre, il est indispensable de résumer l'information qu'ils contiennent en un petit nombre de paramètres les plus significatifs possibles quant à leur pouvoir endommageant. La recherche de tels "indicateurs de nocivité" pertinents a fait l'objet de travaux approfondis, mais la complexité des phénomènes et la grande diversité des ouvrages ont empêché – au moins jusqu'à maintenant – l'identification d'un indicateur unique et universellement pertinent. Les paragraphes qui suivent présentent les paramètres les plus utilisés, mais le lecteur intéressé pourra en trouver dans l'annexe A7.1 d'autres caractérisations possibles, qui s'avèrent nécessaires pour les approches les plus élaborées, notamment en cas d'analyse dynamique non-linéaire.

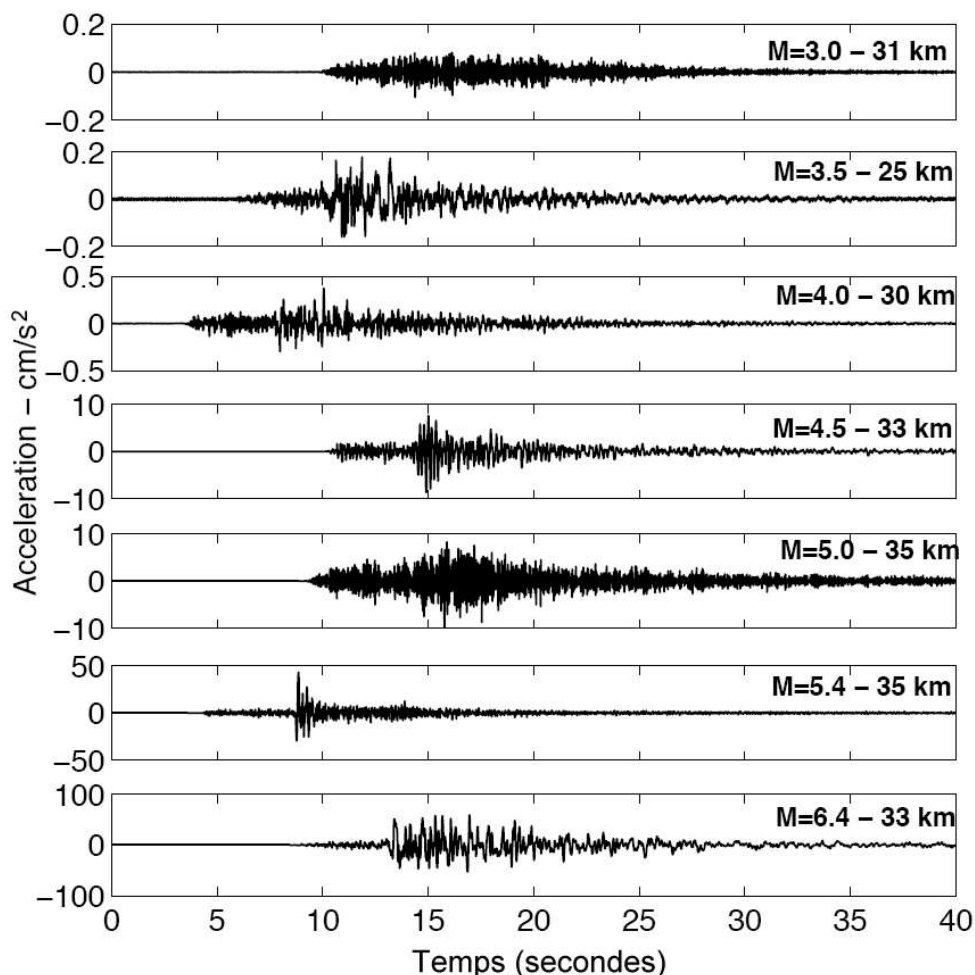


Figure 4-1 - Exemples d'accélérographes naturels correspondant à différentes magnitudes de 3 à 6,4, et à des distances épicentrales similaires. Ils sont représentés à la même échelle de temps, mais l'échelle d'accélération est adaptée à chaque trace en raison de la dynamique (0,2 à 50 cm/s<sup>2</sup>). Enregistrements RAP fournis et traités par P. Guéguen - LGIT.

### 4.1.1.1. Représentation de base

Les paramètres les plus utilisés à l'heure actuelle pour le dimensionnement sont les suivants :

- **l'accélération maximale,  $a_{max}$** , correspondant à la valeur maximale de l'accélération du sol atteinte, en un site donné, au cours du séisme. Elle est aussi souvent nommée "pga", abréviation anglaise de "peak ground acceleration". Cette mesure, quoique très fruste et très peu corrélée avec les dommages, est cependant très utilisée en raison d'une part de sa simplicité et d'autre part de son lien avec l'autre quantité la plus utilisée, à savoir le spectre de réponse ;
- **le (pseudo)-spectre de réponse en accélération**, dénoté  $S'_a(T, \zeta)$ , par définition égal à  $(4\pi^2/T^2) \cdot S_d(T)$ , où  $S_d(T)$  représente le déplacement relatif maximal temporel d'un oscillateur à 1 degré de liberté, de période  $T$  et ayant un amortissement visqueux égal à 5% de l'amortissement critique, excité à sa base par le mouvement vibratoire du séisme de projet<sup>4</sup>. Lorsque l'on fait varier la période  $T$  de l'oscillateur, on associe à l'accélérogramme  $a(t)$  une courbe "spectrale"  $S'_a(T, \zeta)$ . Son intérêt principal vient de ce qu'en première approximation, un immeuble ou un ouvrage peut être assimilé à un tel oscillateur : la seule connaissance de sa période propre  $T$  (reliée au type de structure, à la taille et aux propriétés du matériau constitutif), et de son amortissement (relié au matériau et aux dispositions constructives) va donc permettre d'accéder aux accélérations, vitesses  $[S'_a(T, \zeta) \cdot T/2\pi]$  et déplacements  $[S'_a(T, \zeta) \cdot T^2 / 4\pi^2]$  maximaux subis par le centre de gravité de l'ouvrage, et par voie de conséquence aux forces et contraintes à l'intérieur de la structure. En outre, ce spectre possède la propriété remarquable d'avoir une ordonnée à période nulle ( $T = 0$  s) égale à l'accélération maximale du sol  $a_{max}$ .

L'annexe A7.1 fournit quelques compléments sur la physique des oscillateurs simples et des spectres de réponse associés.

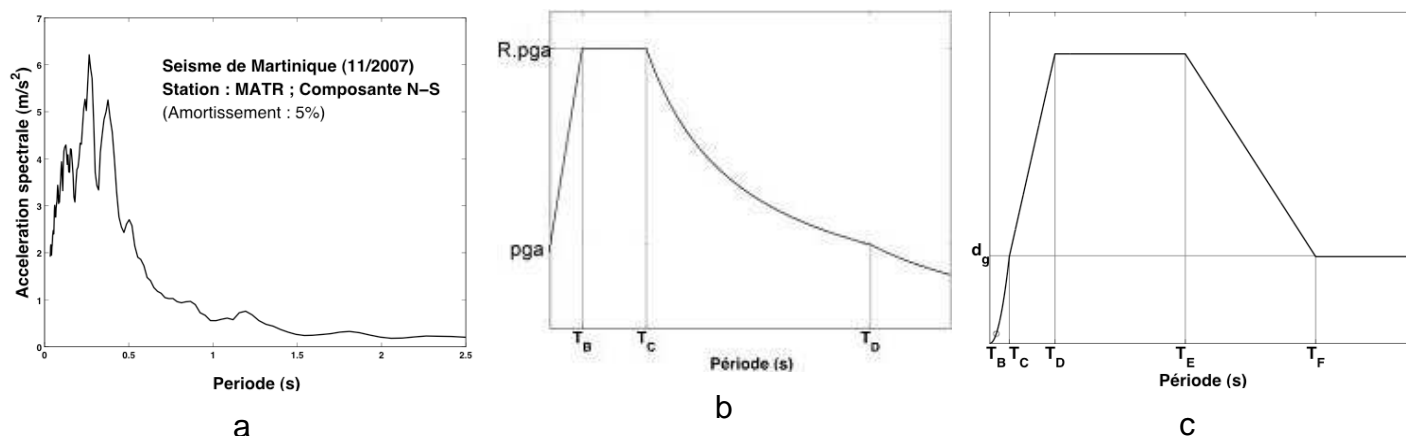


Figure 4-2 - Exemple de spectre de réponse réel (a) pour un séisme de magnitude 7,4 (Martinique, 2004), et forme générique du pseudo-spectre de réponse en accélération (b), telle que définie dans la plupart des réglementations parasismiques (ici l'EC8), ainsi que du spectre en déplacement tel que défini dans l'EC8 (c).

<sup>4</sup> Les "vrais" spectres de réponse en accélération  $S_a(T)$  – dont la définition est l'analogue de celle de  $S_d(T)$ , à savoir accélération (absolue) maximale temporelle d'un oscillateur à 1 degré de liberté, de période  $T$  et ayant un amortissement visqueux égal à 5% de l'amortissement critique, excité à sa base par le mouvement vibratoire du séisme de projet - sont moins maniables mathématiquement que les pseudo-spectres

Dans la pratique, on ne demande pas au calculateur de construire son spectre de réponse (sauf étude spécifique), mais on utilise des formes normalisées simplifiées. De ce fait, la quasi-totalité des réglementations actuelles spécifient le mouvement sismique sous la double forme d'une accélération maximale  $a_{max}$ , aussi appelée accélération d'ancrage ou de calage, et d'un spectre élastique normalisé  $S_a(T, \zeta)/a_{max}$ <sup>5</sup>. L'analyse de très nombreuses "formes spectrales normalisées" fait apparaître une forme générique typique telle que celle représentée sur la Fig. 4-2, et explicitée sur la Fig. 4-7.

Le niveau du plateau, comme les valeurs des différentes périodes, varient d'un accélérogramme à l'autre en fonction des caractéristiques du séisme (notamment sa magnitude) et des conditions de site. Dans les réglementations nationales actuelles, il est cependant très souvent supposé (pour simplifier), que la forme du spectre ne dépend que des conditions géologiques du site et que donc la forme spectrale normalisée au rocher est identique partout : c'est le cas en France métropolitaine. Il existe cependant une différence marquée entre la métropole et les Antilles, où les spectres au rocher présentent un plateau plus large en raison des magnitudes plus élevées dans cette zone de subduction. Dans la pratique, les zonages proposent une cartographie des valeurs de l'accélération maximale au rocher conventionnellement appelée  $a_{gr}$  (ce qui correspond à l'aléa sismique régional), qui sont à multiplier par la forme spectrale normalisée en fonction des conditions de site et de la catégorie d'importance de l'ouvrage (cf. précisions au § 4.2).

Ces mouvements ont lieu dans les trois directions spatiales : deux horizontales et une verticale. Les mouvements dans les deux directions horizontales sont, sauf cas (très) exceptionnel, considérés comme identiques en termes de spectres de réponse. Le mouvement vertical est généralement plus faible, surtout à longue période ; la différence entre les mouvements horizontaux et verticaux est d'autant plus marquée que le sol est plus médiocre, car les premiers y sont amplifiés (voir chapitre 5).

#### 4.1.1.2. Paramètres supplémentaires

Cette caractérisation n'est cependant pas toujours suffisante (calculs non-linéaires, approches en déplacement, ...), et doit alors être complétée par d'autres types d'information. Un certain nombre de paramètres sont précisés dans l'annexe A7.1. Ne sont mentionnés ici que les plus fréquents :

- **la vitesse maximale du sol,  $v_{max}$**  (Fig. 4-3) : c'est l'analogue de l'accélération maximale du sol  $a_{max}$  après intégration temporelle du signal en accélération. Elle est aussi souvent appelée "pgv", abréviation anglaise pour "peak ground velocity". Pour des séismes destructeurs, sa valeur varie de quelques cm/s à plusieurs dizaines de cm/s; elle peut dépasser le m/s à proximité immédiate de la rupture. Alors que  $a_{max}$  correspond à la partie haute fréquence du signal, et sera plus représentative pour les ouvrages raides à très courte période, la vitesse maximale  $v_{max}$  est représentative des fréquences intermédiaires (autour de 1 à 2 Hz en règle générale), et sera donc plus indicative de la nocivité du signal pour les structures plus souples ;

---

<sup>5</sup> Comme on le verra plus loin (§ 4.2.2), cette normalisation par rapport à l'accélération maximale du site d'enregistrement, est remplacée dans la réglementation par une normalisation par rapport à l'accélération maximale horizontale d'un "site de référence" – pris au rocher, dans la même zone de sismicité et la même catégorie d'importance – avec les mêmes conditions de distance et magnitude.

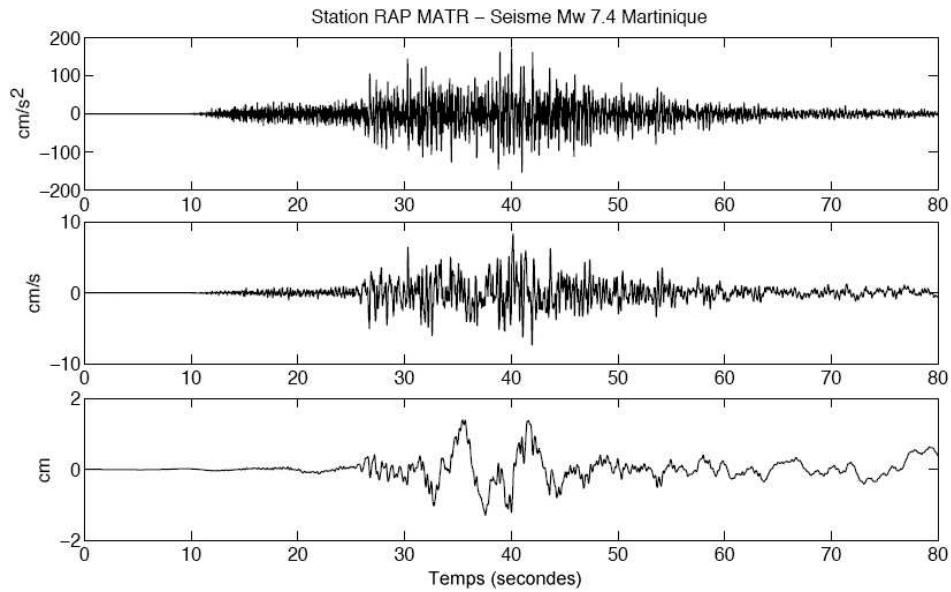


Figure 4-3 - Exemple de traces en accélération, vitesse et déplacement pour un séisme profond de magnitude 7,4 (enregistrement RAP Martinique, séisme du 29/11/2007, site La Trinité)

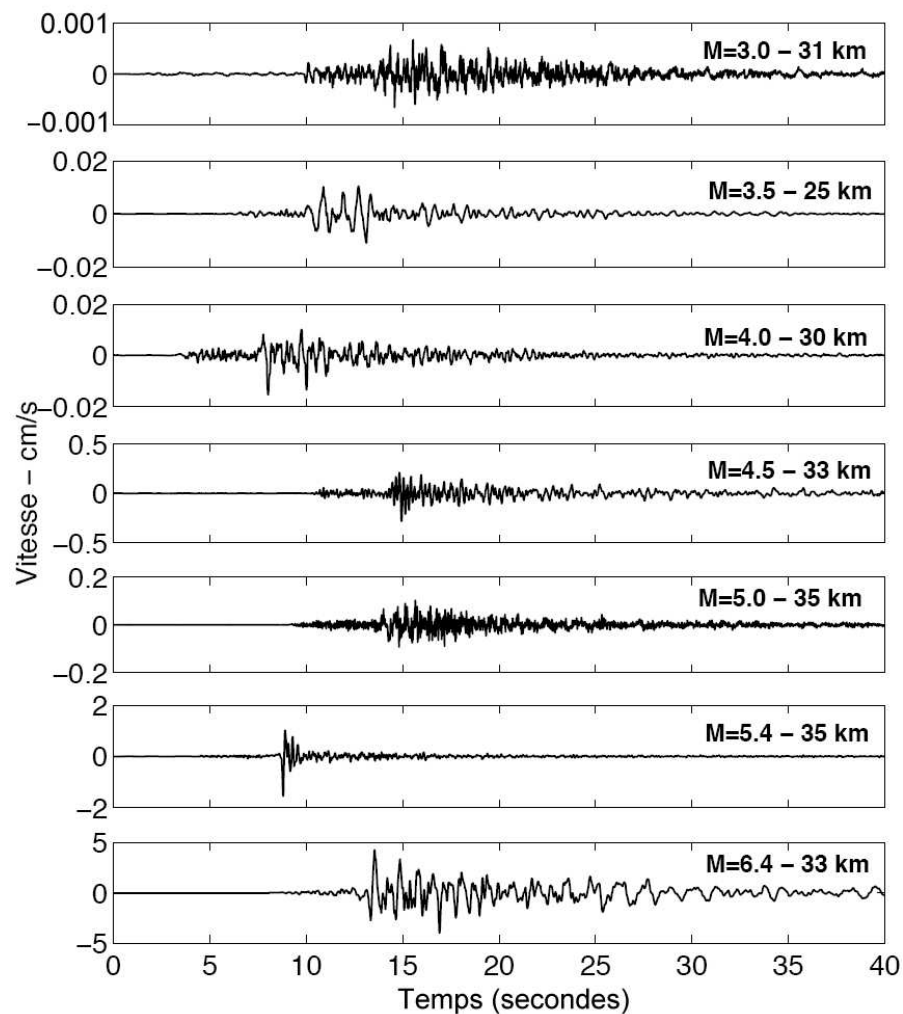


Figure 4-4 - Traces en vitesse correspondant aux accélérogrammes de la figure 4-1, pour différentes magnitudes ; toutes les traces sont représentées à la même échelle de temps, mais l'échelle de vitesse est adaptée à chaque trace en raison de la grande dynamique (de 0,001 cm/s à 5 cm/s). Enregistrements RAP fournis et traités par P. Guéguen - LGIT.

- la "durée de phase forte" est définie suivant la proposition de Trifunac & Brady<sup>6</sup> (1975) à partir de l'intégrale temporelle du carré de l'accélération comme indiqué sur la Fig. 4-5.

$$W(t) = \int_0^t a^2(\tau) d\tau$$

$$T_{5-95} = t_{95} - t_5$$

$$T_{5-75} = t_{75} - t_5$$

Avec

$$W(t_\varepsilon) = \varepsilon W(\infty) = \varepsilon W_\infty$$

$$I_A = W_\infty \pi / 2g$$

Cette intégrale  $W(t)$  est directement reliée à l'énergie du signal. Le début de cette phase forte est conventionnellement pris égal au temps  $t_1$  où cette fonction croissante atteint 5% de sa valeur finale, tandis que symétriquement sa fin est prise égale au temps  $t_2$  où l'intégrale atteint 95% de sa valeur finale. La durée de phase forte est donc  $T_{5-95} = t_2 - t_1$ . Elle augmente avec la distance épacentrale et avec la magnitude. Compte tenu de la décroissance lente de l'amplitude du signal ("coda" en exponentielle décroissante), cette durée est parfois remplacée par son équivalent  $T_{5-75}$ , correspondant au temps nécessaire pour accumuler 75% (au lieu de 95%) de l'énergie finale.

- cette durée est souvent associée à deux autres quantités : l'une est la valeur finale de l'intégrale, qu'Arias (1970) a proposé de normaliser avec un facteur  $\pi/2g$ , et qui est utilisée sous le nom d'"intensité d'Arias" souvent notée  $I_A$ . De même, on peut alors définir une "accélération quadratique moyenne", souvent appelée " $a_{rms}$ " ("root mean square acceleration"), à partir de la pente moyenne de la fonction d'Arias entre  $t_1$  et  $t_2$ . L'intensité d'Arias croît avec la magnitude et est maximale à courte distance de la faille.

$$a_{rms} = \sqrt{(0,9 W_\infty / (t_2 - t_1))}$$

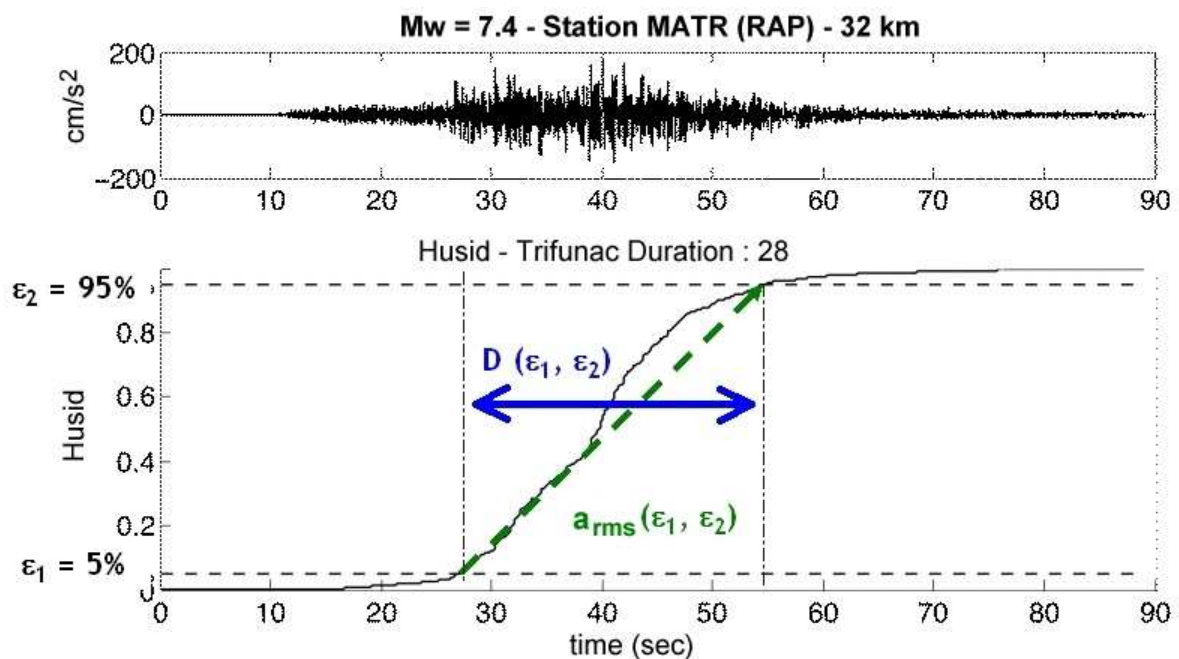


Figure 4-5 - Principe de la mesure de la durée de phase forte, ici représentée pour des seuils de 5% (début de la phase forte) et de 95% (fin de la phase forte). Le diagramme du bas est appelé "diagramme de Husid".

<sup>6</sup> La définition de la durée a fait l'objet de nombreuses variantes : ainsi, certains ont proposé que le début de la phase forte (temps  $t_1$ ) corresponde à l'instant où l'intégrale  $W(t)$ , multipliée par la quantité  $\pi/2g$  (ce que définit le "diagramme de Husid"), dépasse la valeur de 0,05 m/s. Et corrélativement que la fin de phase forte  $t_2$  soit définie lorsque l'incrément de la même quantité ( $I_H(t) = \pi/2g W(t)$ ) entre  $t$  et  $t+1s$  n'excède pas 1% de la valeur  $I_H(t)$ .



#### 4.1.2. Niveau / période de retour

Le niveau à prendre en compte pour ces actions sismiques est relié à l'activité sismique régionale et à l'importance de l'ouvrage. Cela peut se traduire en termes de "période de retour" de l'action de dimensionnement, ou bien en "probabilité annuelle de dépassement" d'un niveau sismique.

Par exemple, le zonage réglementaire est réputé correspondre globalement à une période de retour de 475 ans pour les ouvrages courants à risque normal (cf. § 1.2 et 4.2). Il est intéressant de relier cette période de retour  $T$  (égale à l'inverse de la probabilité annuelle de dépassement) à la probabilité de dépassement sur la durée de vie de l'ouvrage. Plus l'importance de l'ouvrage sera grande, plus on cherchera à limiter cette probabilité de dépassement sur la durée de vie  $t$  de l'ouvrage (qui peut aussi largement dépasser la cinquantaine d'années).

La formule reliant la probabilité annuelle de dépassement d'un certain niveau pour un paramètre de sol (pms)  $p_a$  à la probabilité de dépassement  $p_t$  sur une durée de  $t$  années est la suivante :

$$p_t(\text{pms}) = 1 - (1 - p_a)^t \quad \text{avec } p_a = 1 - e^{-1/T}$$

Le Tableau 4-1 indique les correspondances entre périodes de retour et probabilités de dépassement  $p_t$  sur une durée de 10, 50 ou 100 ans.

$p_t$	durée $t$ (ans)		
	10	50	100
0.1 %	9995	49975	99950
1 %	995	4975	9950
10 %	95	475	950
63 %	10	50	100

Tableau 4-1 - Relation entre  $T$ ,  $p_t(\text{pms})$  et  $t$

Ce tableau montre par exemple que :

- la période de retour de 475 ans correspond à une probabilité de dépassement de 10% sur 50 ans (durée de vie des ouvrages courants) ;
- la probabilité de subir un séisme de période de retour 100 ans sur une durée 100 ans n'est pas égale à 1, mais à 0,63.

période de retour  $T$

Par ailleurs, lorsque l'on s'intéresse à l'accélération maximale du sol ( $a_{\max}$  ou  $pga$ ), il est généralement admis que la probabilité annuelle  $p_a$  est reliée au niveau d'accélération considéré suivant une loi puissance avec un exposant  $\gamma$  pris égal à -3 autour des périodes de retour généralement considérées, c'est-à-dire de 500 à 2000 ans.

Il convient cependant de ne pas accorder trop de confiance à cette valeur de l'exposant, qui peut varier suivant les hypothèses, et suivant les zones de sismicité au moins entre -2 (voire moins) et -3,5 ; elle est généralement plus faible pour les zones de sismicité modérée, et la "convention" généralement admise  $\gamma = -3$  peut donc s'avérer non-conservative.

Un changement de période de retour  $T$  par rapport à une période de retour "de référence"  $T_{\text{ref}}$  peut donc être traduite par le coefficient d'importance  $\gamma$  (cité au §1.2.2) suivant la formule :

$$\gamma = (T / T_{\text{ref}})^{-1/\gamma} \approx (T / T_{\text{ref}})^{+1/3}$$

Le tableau 4-2 indique les correspondances entre périodes de retour et coefficients d'importance (en prenant l'hypothèse  $\gamma = -3$ ).

Période de retour (années)	Coefficient d'importance $\gamma$
500	1
1000	1,3
2500	1,7
5000	2,2

Tableau 4-2 - Relation entre coefficient d'importance et période de retour

#### 4.1.3. Conditions de site "de référence"

Comme les mouvements vibratoires du sol sont fortement influencés par les caractéristiques mécaniques et la géométrie du proche sous-sol ("proche" pouvant aller jusqu'à 1 km de profondeur...), il faut aussi définir ce qu'est un "site de référence" par des propriétés mécaniques et géométriques correspondantes.

Le principe est alors de considérer comme site de référence un site rocheux, non altéré en surface, et ne présentant pas de relief topographique.

Quantitativement, cela se traduit, dans la plupart des codes parasismiques, par des sites plats ayant une vitesse moyenne des ondes S sur les 30 premiers mètres ( $V_{S30}$ , cf. définition § 4.2.3) supérieure à 800 m/s environ. Cette traduction quantitative appelle néanmoins plusieurs remarques :

- cette valeur de 800 m/s est seulement indicative, certains pays considèrent plutôt 600 à 700 m/s, l'EC8 considère 800 m/s ;
- la notion de vitesse moyenne sur les 30 premiers mètres ( $V_{S30}$ ) est très simplificatrice : certains sites présentant une forte altération en proche surface, ou même certains sites sédimentaires peu épais reposant sur du rocher très raide peuvent avoir une valeur  $V_{S30}$  supérieure, et pourtant donner lieu à des amplifications fortes en haute fréquence (> 5Hz).

Concernant les sites de barrages fondés au rocher, sur les trente premiers mètres les valeurs de  $V_p$  et  $V_s$  sont respectivement le plus souvent de l'ordre de 2500 à 4500 m/s et de 700 à 2000 m/s. Toutefois, selon la nature du rocher et son degré de décompression et d'altération, les valeurs réelles peuvent varier fortement autour de ces indicateurs moyens comme le montre le tableau ci-contre établi à partir d'essais cross-hole. Des alluvions très denses peuvent avoir des vitesses  $V_p$  comparables à celle d'un rocher altéré et décomprimé - par contre les vitesses  $V_s$  sont plus basses.

Terrain	$V_p$ en m/s	$V_s$ en m/s
Granite	4300	2100
Schistes	4200	2000
Calcaire sableux	2400	800
Calcaire marneux	3400	1100
Calcaire dolomitique	3700	1700
Calcaire à silex	4000	2000
Calcaire compact	4100	750
Calcaire décomprimé	2850	750
Craie compacte	2350	950
Craie décomprimée	1550	600
Marne Miocène	1750	300
Marne Jurassique	2500	850
Molasse d'Aquitaine	1700	550

Tableau 4-3 – Quelques exemples de valeurs mesurées de  $V_p$  et  $V_s$

Ce tableau qui correspond à des sites réels, en termes de valeurs du couple  $V_p$ - $V_s$ , montre qu'il n'existe pas de rapport constant entre les valeurs des vitesses des ondes P et des ondes S. On ne peut donc pas déduire les valeurs des vitesses des ondes S à partir de celles des ondes P, plus couramment mesurées.

La vitesse des ondes P varie elle-même beaucoup avec l'altération, la fracturation et la décompression du rocher ; il n'existe donc pas de site de référence identifié par la seule nature de la roche. Des mesures sont nécessaires.

Tout site considéré "de référence" pour l'ouvrage mais ne présentant pas de telles conditions devra prendre en compte les modifications de l'action sismique, en allant dans le sens d'une majoration si les caractéristiques sont moins bonnes, ou d'une diminution si elles sont meilleures. On trouvera des précisions supplémentaires sur les effets de site et leur prise en compte au chapitre 5.

#### **4.1.4. Démarche générale pour l'estimation de l'aléa sismique au rocher par une étude spécifique**

Une fois bien spécifiés les paramètres recherchés et les conditions de site cibles, la détermination de l'aléa sismique à prendre en compte pour le dimensionnement revient à prévoir les mouvements sismiques attendus sur le site, pendant la durée de fonctionnement de l'ouvrage considéré. L'objectif est alors de s'assurer que, pour ces niveaux de mouvements sismiques "attendus", les fonctions importantes pour la sûreté d'une installation, ici les barrages et les digues, puissent être maintenues lorsque survient un séisme.

Cette estimation implique deux étapes principales, qui peuvent être déclinées et combinées de différentes façons (cf. § 4.3 et 4.4) :

##### **4.1.4.1. Etape 1 : Identifier les sources sismiques**

Il s'agit de localiser les zones sources (failles sismogènes ou domaines sismotectoniques) et d'évaluer leur potentiel sismique en termes de magnitude des séismes, récurrence, profondeur focale et mécanismes au foyer.

Ce travail requiert une analyse des données géologiques et sismiques qui aboutit à la réalisation d'un zonage sismotectonique, c'est-à-dire à la délimitation d'aires géographiques à l'intérieur desquelles la probabilité d'occurrence d'un séisme de caractéristiques données (magnitude ou intensité, profondeur focale, période de retour) peut être considérée homogène en tous points.

La reconnaissance des failles sismogènes est un problème délicat, en particulier dans les contextes à sismicité modérée où l'activité actuelle des failles est extrêmement difficile à caractériser [Terrier, 2006]. Les zones sources sont alors des aires larges homogènes selon différents critères (épaisseur de croûte, mécanismes au foyer, champ de contrainte, distribution de la sismicité).

##### **4.1.4.2. Etape 2 : Évaluer le mouvement sismique au rocher**

La seconde étape conduit à la définition des mouvements (ou vibrations) du sol de référence, qui dépendent à la fois des sources sismiques potentielles déduites du zonage sismotectonique et de l'atténuation (en fait la décroissance) des mouvements du sol avec la distance. Le mouvement sismique de référence est considéré "au rocher" et en terrain horizontal.

Dans le cas d'une évaluation probabiliste, l'aléa est exprimé sous la forme d'une valeur d'accélération – ou de tout autre paramètre utilisé pour définir le mouvement sismique – correspondant à une probabilité de dépassement déterminée, pour une durée de vie donnée (cf. § 4.1.2).

Dans le cas d'une évaluation déterministe, chaque zone sismotectonique est caractérisée par une intensité épiscopentrale maximale connue dans la zone - parfois majorée pour des raisons de sécurité et de sensibilité de l'ouvrage (cas des ICPE et des INB) - et ce indépendamment de sa période de retour.

## **4.2. Aléa "de référence" : la carte de zonage réglementaire**

### **4.2.1. La carte de zonage**

En l'absence de toute étude spécifique, l'action sismique de dimensionnement est déterminée forfaitairement à partir de la carte du zonage sismique de la France.

Le zonage sismique en vigueur en France jusqu'en 2010 a été rendu réglementaire en 1991 (décret n° 91-461 du 14 mai 1991). Il est fondé sur des travaux scientifiques datant de 1984 qui reposent essentiellement sur un traitement statistique de la sismicité historique.

Compte tenu de l'évolution des connaissances scientifiques et des modifications du cadre réglementaire international, la France a procédé à la révision du zonage de l'aléa sismique. La réalisation de ce nouveau zonage a été lancée en 2000 et achevée en 2004 ; elle s'est faite en deux étapes : une étude probabiliste – suivant les préconisations des futures normes européennes (Eurocode 8) - commandée par le Ministère de l'Ecologie, réalisée par le bureau d'études GEOTER sous la supervision du GEPP (Groupe d'étude et de proposition pour la prévention du risque sismique en France), puis une traduction réglementaire sous l'égide du GEPP. Ce dernier a mis en place auprès du Maître d'Ouvrage, avec l'appui de l'AFPS, un comité de validation des résultats des différentes études à réaliser. Ce comité de validation s'est appuyé sur les travaux de deux organismes d'expertise technique : l'Institut de Radioprotection et de Sécurité Nucléaire (IRSN) et le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM).

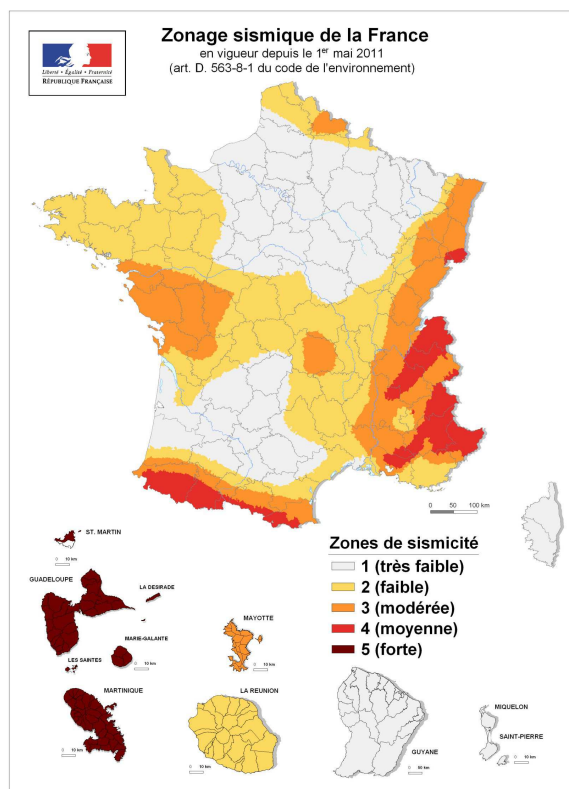
Les principales composantes de cette révision du zonage sismique sont brièvement rappelées ci-dessous afin de mieux identifier l'origine d'éventuelles différences avec le résultat d'études spécifiques. Pour plus de détails, on pourra utilement se reporter aux rapports finaux de ces études (Martin et Combes, 2002 ; Bard et Lebrun, 2004).

L'approche probabiliste adoptée implique une prise en compte des incertitudes épistémiques, et des incertitudes aléatoires :

- les incertitudes épistémiques ont porté sur le zonage au travers d'un arbre logique avec différents poids pour chaque branche (3 branches : 52 zones, zonage simplifié, pas de zonage) et sur la relation d'atténuation (deux branches, relations Ambraseys et al., 1996, et IRSN, Berge-Thierry et al., 2003) ;
- les incertitudes aléatoires ont concerné d'une part la dispersion sur les relations d'atténuation, et d'autre part les incertitudes sur les paramètres des zones source (magnitude maximale, paramètres de Gutenberg-Richter, profondeur), au travers d'une application de la méthode Monte Carlo avec tirage aléatoire pour les variables considérées aléatoires.

Les résultats sont présentés en cartes où figurent les valeurs spectrales moyennes, médianes et d'autres fractiles (25% et 75%) pour 4 périodes (0s, 0,2s, 0,5 s et 1 s) et pour plusieurs périodes de retour (100, 475, 975 et 1975 ans)<sup>7</sup>.

A partir de cette étude, le GEPP a été chargé de proposer un zonage cartographique réglementaire découpant le territoire en différentes zones de sismicité.



De manière à assurer une certaine cohérence avec le zonage de 1991, la métropole a ainsi été divisée en quatre zones de sismicité croissante (très faible, faible, modérée, moyenne), tandis que la Guadeloupe et la Martinique ont été regroupées dans une seule zone de "forte sismicité". Pour ce faire, le travail du GEPP a d'abord consisté à déterminer les valeurs seuil d'accélération délimitant les différentes zones. Après avoir choisi la commune comme unité administrative élémentaire, le GEPP a ensuite apporté un certain nombre d'aménagements à la carte brute issue de l'étude probabiliste, pour satisfaire certains critères de cohérence avec la sismicité historique connue, et les projets de zonages réglementaires limitrophes de la France. Il a également été parfois décidé d'éviter les déclassements entre l'ancien et le nouveau zonage pour ne pas perturber la prise en compte du risque sismique par les acteurs locaux.

Figure 4-6 - Zonage sismique

C'est ainsi qu'une nouvelle carte de l'aléa sismique en France a pu être établie, représentée sur la Fig. 4-6. Le territoire métropolitain, la Réunion, Mayotte, la Guyane et Saint Pierre et Miquelon sont donc divisés en 4 zones de sismicité (1 à 4), les Antilles constituent la zone de sismicité 5. Le zonage sismique a été publié au JO par 2 décrets parus le 24 octobre 2010. La liste des communes incluses dans chacune des zones figure dans ces textes.

Enfin, le GEPP a proposé des mouvements sismiques de référence pour chacune des zones de sismicité, définis par une accélération d'ancrage et une forme spectrale pour chaque classe de sol.

- l'accélération d'ancrage de référence  $a_{gr}$  pour chaque zone est donnée dans le tableau 1-2. Il a été proposé de retenir pour le dimensionnement d'un bâtiment à risque normal de catégorie d'importance II (maison individuelle par exemple), une période de retour de 475 ans. La zone de sismicité 1 ne fait l'objet d'aucune proposition de dispositions réglementaires pour les bâtiments à risque normal mais l'administration y a attribué une accélération de 0,4 m/s<sup>2</sup> afin que le zonage puisse être utilisé pour d'autres installations que les bâtiments à risque normal;

<sup>7</sup> Les probabilités de dépassement associées aux périodes de retour de 100, 475, 975 et 1975 ans, pour un ouvrage dont la durée de vie est considérée égale à 50 ans, sont respectivement de 40%, 10%, 5% et 2,5%

- les spectres de réponse (cf. définition en 4.1 et annexe A7.1) associés à cette carte d'aléa sismique ont également été proposés. La famille de spectres associée à ces accélérations est différente en métropole et aux Antilles. Leurs formes sont illustrées sur la Fig. 5-7. Les spectres Antillais sont plus riches en longues périodes, et correspondent aux spectres de type I préconisés dans l'Eurocode 8 pour les zones de forte sismicité. Les spectres des zones de sismicité 1 à 4 sont moins riches en longues périodes, et plus différenciés suivant la classe de sol (coefficient de sol  $S$ ) en raison de la moindre importance des effets non-linéaires pour les zones de sismicité 1 à 4 (cf. Fig.5-7).

#### 4.2.2. Formes spectrales normalisées

Un spectre de réponse est entièrement déterminé par l'accélération à la période de 0 s (correspondant à  $a_{\max}$  ou  $pga$ ), et les valeurs des périodes  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$  définies ci-après.

Dans la réglementation, ces spectres sont normalisés par rapport à l'accélération maximale au rocher horizontal,  $a_g$ , correspondant à la zone du site d'étude et à la catégorie d'importance de l'ouvrage (cf. Fig. 4-7). Dans ce cas, l'ordonnée à l'origine du spectre ainsi normalisé est égale à la valeur de  $S$ , paramètre dépendant du sol. Dans l'ordre croissant des périodes, la forme spectrale peut se décrire comme suit :

- le spectre de réponse commence par rester à peu près plat jusqu'à une période  $T_A$ , généralement très courte (de l'ordre de 0,02 à 0,03 s), puis augmente ensuite régulièrement jusqu'à atteindre un plateau au-delà d'une période  $T_B$  ;
- le niveau de ce plateau correspond généralement à environ 2,5 fois l'accélération maximale : l'oscillateur a un mouvement amplifié par rapport à l'excitation, du fait de la résonance entre l'oscillateur et les multiples cycles de chargement à la base, qui conduisent à des interférences constructives et donc à une amplification ;
- au-delà d'une certaine période de vibration,  $T_C$ , le spectre de réponse en accélération commence à décroître : cette décroissance peut se décomposer en plusieurs branches : la première ( $T_C$ - $T_D$ ) correspond à une décroissance en  $1/T$ , la seconde ( $T > T_D$ ) à une décroissance en  $1/T^2$ . La première correspond à un spectre de réponse en vitesse constant, la seconde à un spectre de réponse en déplacement constant.

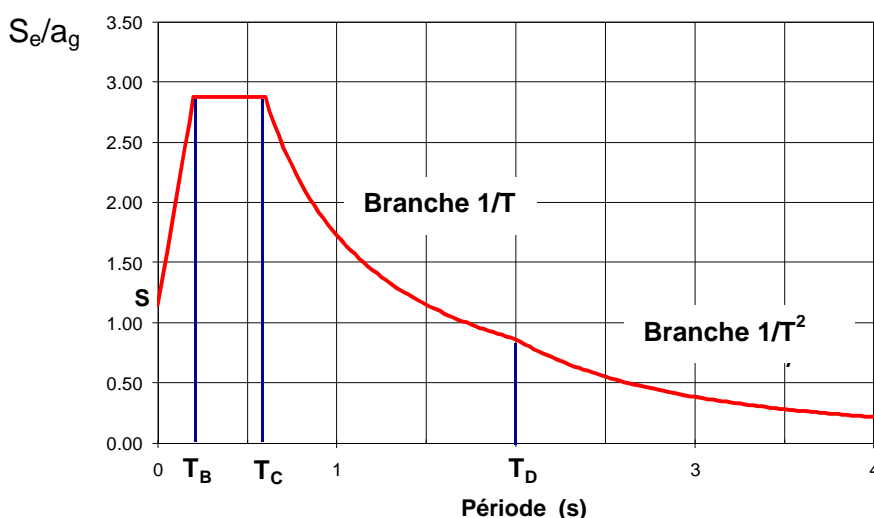


Figure 4-7 - Spectre de réponse normalisé

Les équations correspondantes sont les suivantes :

Composante horizontale	Composante verticale
$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (2,5\eta - 1) \right]$	$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (3,0\eta - 1) \right]$
$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g S 2,5\eta$	$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} 3,0\eta$
$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g S 2,5\eta \left[ \frac{T_C}{T} \right]$	$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} 3,0\eta \left[ \frac{T_C}{T} \right]$
$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g S 2,5\eta \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]$	$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} 3,0\eta \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]$

- $S_e(T)$  : spectre de réponse élastique en pseudo-accélération
- $T$  : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté
- $a_g$  : accélération de calcul pour un sol de classe A ( $a_g = \gamma_I a_{gR}$ ) -  $\gamma_I$  coefficient d'importance
- $a_{vg} = 0,9 a_g$  accélération verticale pour les zones de sismicité 1 à 4  
 $a_{vg} = 0,8 a_g$  accélération verticale pour la zone de sismicité 5
- $T_B$  : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération constante
- $T_C$  : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération constante
- $T_D$  : limite inférieure des périodes correspondant au début de la branche à déplacement constant
- $S$  : paramètre du sol
- $\eta$  : coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence  $\eta=1$  pour 5% d'amortissement visqueux. Il peut être déterminé par l'expression 3.6 de l'Eurocode 8 :  
 $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$  où  $\xi$  est le coefficient d'amortissement visqueux, exprimé en pourcentage. Si, dans des cas particuliers, un coefficient d'amortissement différent de 5 % est utilisé, cette valeur est indiquée dans la partie concernée de l'EN 1998.

La forme du spectre dépend des sources sismiques et des caractéristiques du sol, alors que l'accélération d'ancrage dépend de la zone de sismicité et du coefficient d'importance.

Cas particulier des ouvrages à grande période : Quand on considère des ouvrages à très longue période propre (cas rare a priori pour les barrages), ou que l'on doit prendre en compte le déplacement maximal du sol, on doit tenir compte d'une réduction des niveaux spectraux à très longue période comme illustré dans la figure 4-2c.

Ce comportement se traduit par deux branches supplémentaires, bornées par les périodes  $T_E$  et  $T_F$ , pour lesquelles le spectre de réponse en déplacement s'écrit :

$$T_E < T < T_F : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot [T_C T_D / 4 \pi^2] (2,5 \eta + (1 - 2,5 \eta)(T - T_E) / (T_F - T_E))$$

$$T > T_F : S_d(T) = a_g S [T_C T_D] / 4 \pi^2 = 0,025 a_g S T_C T_D$$

Le spectre en pseudo-accélération est toujours relié à  $S_d$  par la relation :

$$S_e(T) = 4 \pi^2 S_d(T) / T^2$$

La valeur du spectre de réponse en déplacement à très longue période est ainsi bien égale au déplacement maximal du sol  $d_g$  :

$$d_g = 0,025 a_g S T_C T_D$$

Il importe donc de bien remarquer que cette valeur correspond à la valeur du plateau spectral observé sur le spectre en déplacement entre  $T_D$  et  $T_E$ , réduite d'un facteur  $2,5 \eta$  : ce rapport est symétrique de celui introduit sur le spectre en pseudo-accélération à courte période (plateau de  $S_e$  entre  $T_B$  et  $T_C$  comparé à l'accélération maximale  $a_g$ , voir Fig. 4-2b).



### 4.2.3. Valeurs numériques - classes de sol

Les valeurs numériques des paramètres  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$ ,  $T_E$  et  $T_F$ , sont fournies dans les règlements et documents normatifs nationaux. Dans le cas des barrages, elles sont calquées sur les valeurs proposées dans les différents arrêtés ou projets d'arrêtés (risque normal, ponts, ICPE), et sont définies au chapitre 7.2.2. Elles dépendent d'une part de la situation géographique (deux types de spectres selon la Métropole ou les Antilles) et d'autre part des caractéristiques du sol, qui sont définies de la manière suivante (Eurocode 8) :

Les classes de sol A, B, C, D et E, décrites par les profils stratigraphiques et les paramètres donnés dans le Tableau 4-4, peuvent être utilisées pour prendre en compte l'influence des conditions locales de sol sur l'action sismique.

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$V_{s,30}$ (m/s)	NSPT (coups/30 cm)	cu (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	-	-
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 – 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	< 15	< 70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de $V_s$ de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $V_s > 800$ m/s			
S1	Dépôts composés, ou contenant une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ( $I_p > 40$ ) et une teneur en eau importante.	< 100 (valeur indicative)	-	10 – 20
S2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S1.			

Tableau 4-4 - Classes de sol - Eurocode 8

Il convient de classer le site selon la valeur moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement,  $V_{s,30}$ , si elle est disponible. Dans le cas contraire, il convient d'utiliser la valeur des NSPT. La vitesse moyenne des ondes de cisaillement,  $V_{s,30}$ , est calculée conformément à l'expression suivante :

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}}$$

expression dans laquelle  $h_i$  et  $v_i$  désignent l'épaisseur (en mètres) et la célérité des ondes de cisaillement de la  $i$ -ème formation ou couche, sur un total de N formations ou couches existant sur les 30 m supérieurs.

Pour les sites dont les conditions de sol correspondent à l'une des deux classes spéciales S1 ou S2, des études particulières sont nécessaires pour la définition de l'action sismique. Pour ces classes, et notamment pour S2, la possibilité de défaillance du sol sous une action sismique doit être prise en compte.

## 4.3. Méthode déterministe

### 4.3.1. Généralités

Une méthode est dite déterministe lorsque les mouvements sismiques sont associés à des séismes dits de référence.

La démarche est axée sur l'identification des structures "sismogéniques", ou "des zones sources" (lorsque l'identification des premières est difficile) à même de générer des séismes pouvant avoir un impact sur le site évalué.

Pour le territoire français, hors Antilles, le caractère diffus de la sismicité, caractérisée par des niveaux très faibles à moyens, ainsi que la méconnaissance des failles actives, conduit à rattacher le plus souvent les séismes à des "zones sources". Pour cela on utilise les données historiques et les données instrumentales à partir de 1960.

Le catalogue SISFRANCE (décrit au § 2.1.1.5) constitue la base de données fondamentale pour la connaissance de la sismicité historique française.

Pour la métropole, la période couverte est d'environ 1 000 ans, rarement au-delà, avec une exhaustivité correcte sur 500 ans. Au-delà de 500 ans, on peut considérer que l'exhaustivité du catalogue SISFRANCE ne concerne que les séismes d'intensité supérieure à VIII MSK. On ne peut donc garantir que l'échantillon historique soit exhaustif.

La méthode déterministe peut également prendre en compte les paléoséismes, c'est-à-dire les séismes antérieurs à la période historique et identifiés grâce à des études géologiques fines.

Les principales étapes de la méthode déterministe, telle qu'appliquée dans l'ingénierie nucléaire française traduite dans la Règle fondamentale de sûreté 2001-01 (RFS n°I-2.c), sont résumées dans la Fig. 4-8 et décrites ci-après.

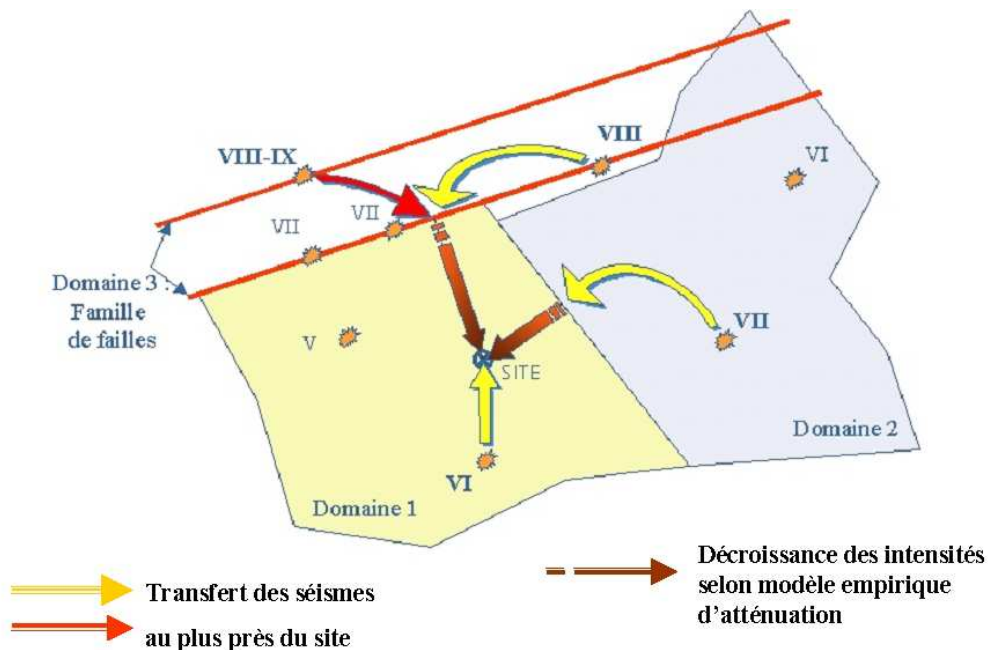


Figure 4-8 : Méthode déterministe (SMHV) : Résumé de la démarche. Les séismes des zones sources voisines de celle du site, sont rapprochés au plus près du site, en limite des zones sources. Pour la zone source du site, le séisme est supposé pouvoir se produire sous le site, même en l'absence de faille sismogène connue

### 4.3.2. Un zonage sismotectonique

Celui-ci repose sur la définition de volumes de croûte terrestre homogènes du point de vue de leur potentiel sismogénique.

Il s'agit d'identifier, de délimiter et de caractériser des structures géologiques homogènes d'un point de vue sismogénique [Meletti et al., 2000].

La démarche s'appuie sur :

- l'élaboration d'un modèle cinématique de déformation de la croûte cohérent avec la structure et le champ de contraintes dans la croûte ;
- la connaissance des structures géologiques profondes et superficielles ;
- l'identification et la cartographie des structures actives du point de vue tectonique, en s'appuyant sur la distribution spatiale de la sismicité historique et instrumentale, l'interprétation morpho-structurale d'images satellitaires et de photographies aériennes, la sismologie et les mécanismes au foyer, l'analyse structurale, les campagnes de nivellement, l'observation en surface de déformations affectant des terrains récents, éventuellement la paléosismicité.

Une fois définis les éléments cinématiques et structurels de chaque zone, le potentiel sismique des zones sources est évalué.

### 4.3.3. Caractérisation sismique des zones sources

Chaque zone est caractérisée par un "potentiel sismique maximum", qui correspond à la magnitude maximale susceptible d'être produite dans la zone source, compatible avec ses caractéristiques sismotectoniques.

En France métropolitaine, concernant l'analyse de sismicité historique, la pratique généralement suivie est de retenir la secousse la plus forte observée historiquement dans la zone. Cet événement sismique est considéré comme pouvant se produire dans toute l'étendue de la zone source chaque fois que l'on ne peut rattacher le séisme à une structure géologique précise. Ainsi est défini le **séisme de référence de la zone source**.

### 4.3.4. Prise en compte de l'activité des failles

#### 4.3.4.1. *Prise en compte sur la période historique de la notion de familles de failles*

Si un séisme se produit à l'échelle historique sur une faille sismogène identifiée, et s'il existe dans la région plusieurs autres failles parallèles à la faille sismogène, la notion de famille de failles conduit à considérer que le séisme historique peut se produire sur n'importe laquelle de ces failles, même en l'absence de tout enregistrement historique ou expérimental.

#### 4.3.4.2. *Prise en compte de la paléosismicité et des ruptures de surface*

La démarche consiste à évaluer :

- le caractère tectonique de la déformation en la différenciant des déformations gravitaires, diapirisme, halocinèse (voir glossaire), environnement périglaciaire, karstique, etc. ;
- l'existence d'une ou plusieurs ruptures de surface d'origine cosismique ;

- le temps de retour des paléoséismes à partir de la vitesse moyenne de glissement de la faille ;
- la gamme de magnitudes associées, à partir de la longueur, de la segmentation et de la profondeur sismogéniques de la faille. La magnitude des paléoséismes est évaluée à l'aide de la magnitude de moment.

Les effets du ou des paléoséismes sur le site considéré seront comparés au séisme de référence défini ci-après.

#### 4.3.5. Synthèse sismotectonique et définition du séisme de référence du site

La détermination de l'aléa sismique du site consiste à évaluer l'influence de toutes les zones sources, sur le site. Pour cela, on rapproche le séisme de référence de chaque source au plus près du site, chacun en limite de sa zone sismotectonique.

L'influence de chacun des séismes de référence des zones sources est évaluée par l'utilisation **d'un modèle empirique d'atténuation**, décrivant l'atténuation de l'intensité macrosismique avec la distance à l'épicentre, à l'aide des formules du type de celle utilisée par exemple dans la RFS :

$$I_0 - I = k m \text{Log}(D/h) + \alpha (D - h)$$

Avec  $k = 3,36$   $m = 1$   $\alpha = 10^{-5}$

Où  $I_0$  est l'intensité épicentrale au plus près du site,  $I$  l'intensité correspondante au site considéré,  $D$  la distance focale en km et  $h$  la profondeur du séisme en km (cf. § 2.1.1.3).

Les paramètres  $I_0$  et  $h$  permettent aussi d'estimer la magnitude du séisme avec par exemple des formules du type :  $M = 0,44 I_0 + 1,48 \log(h) + 0,48$  (RFS 1.2c)

**Le (ou les) séisme(s) de référence du site** est celui qui induit sur le site la plus forte intensité macrosismique issue de l'analyse de sismicité historique ou la plus forte magnitude issue de la paléosismicité. Il est caractérisé par ses données intrinsèques (intensité épicentrale, magnitude, profondeur) et par des données géométriques (distance épicentrale après transfert au plus proche du site et, par conséquent, distance focale après transfert). Quand il est déterminé à partir du séisme historique maximal observé, ce séisme de référence est appelé le "SMHV" (Séisme Maximum Historiquement Vraisemblable).

Dans certains cas, il peut être jugé préférable de se donner une marge de sécurité supplémentaire pour intégrer la durée relativement courte de l'observation historique en regard des cycles de chargement tectonique : selon la sensibilité de l'ouvrage au mouvement sismique et les enjeux, on peut alors prendre en considération le "SMS" ou Séisme Majoré de Sécurité, soit en majorant la magnitude par 0,5, soit en majorant l'intensité au site de 1 degré d'intensité. C'est la pratique de l'ingénierie nucléaire française.

Le séisme de référence n'est pas forcément unique. Plusieurs séismes peuvent conduire à la même intensité MSK/EMS sur le site, mais avec des contenus fréquentiels du spectre différents. Dans ce cas, il y a deux séismes de référence du site, voire plus.

#### 4.3.6. Paramètres de calcul

Ils sont établis à partir de corrélations établies sur des séismes instrumentés récents, entre les paramètres sismologiques (magnitude, distance focale ou autre mesure de distance, mécanisme au foyer, ...) et les paramètres des mouvements : accélérations ou vitesses maximales, spectres de pseudo-accelération d'oscillateurs simples en fonction de leur fréquence pour un amortissement donné (généralement pris égal à 5%),... qui sont les données d'entrée des calculs dynamiques.

Les corrélations disponibles dans la littérature scientifique sont très nombreuses, connues sous le nom de "relations d'atténuation" ou "équations de prédiction du mouvement du sol". Dans la mesure du possible, le choix de ce modèle d'atténuation sera adapté à la région du site. Compte tenu de la jeunesse du réseau accélérométrique permanent français (RAP), l'adaptation à la région passe par l'utilisation de relations établies à l'étranger sur des jeux de données plus complets, avec éventuellement des facteurs correctifs.

On peut citer par exemple la relation d'atténuation utilisée dans la règle RFS pour déterminer l'accélération maximale  $a_{max}$  (ou PGA) en fonction de la magnitude  $M$  et de la distance focale  $D$  :

$$\text{Log}_{10} a_{max} = a(f) M + b(f) D - \text{Log}_{10} D + c(f)$$

Les coefficients  $a(f)$ ,  $b(f)$ ,  $c(f)$  étant tabulés sur la base d'une étude effectuée sur une banque de données d'environ 1000 accélérogrammes. L'amortissement est de 5%.

On trouvera des compléments sur les relations d'atténuation en annexe A7.1.

Dans la pratique nucléaire française actuelle, il est convenu de ne pas prendre en compte les incertitudes (écart-type  $\sigma$ ) de ces relations d'atténuation, qui correspondent généralement à un facteur 2. L'estimation du mouvement au site est établie sur la base de la relation moyenne. D'autres pays ou d'autres communautés peuvent avoir des pratiques différentes. Les corrélations tiennent compte de la géologie du site ; la pratique nucléaire française en distingue essentiellement trois catégories : les formations rocheuses et les sols durs ( $V_{s30} > 800$  m/s), les sols meubles moyens ( $300 \text{ m/s} < V_{s30} < 800$  m/s), pour lesquels deux relations d'atténuation peuvent être appliquées conventionnellement. La troisième catégorie correspond aux sols "meubles" pour lesquels  $V_{s30} < 300$  m/s, qui doivent faire l'objet d'études particulières pour évaluer les possibilités d'amplification des ondes sismiques par les terrains mous supportant l'ouvrage. Néanmoins, il existe beaucoup d'autres relations d'atténuation qui peuvent être "importées" avec des techniques permettant d'évaluer les mouvements sismiques en fonction de la magnitude, de la distance, de  $V_{s30}$ , et éventuellement d'autres paramètres de site (cf. chapitre 5).

#### 4.3.7. Conclusion sur la méthode déterministe

Cette méthode prend en compte, dans les zones sources, les séismes historiques les plus forts recensés.

La méthode conduit à une valeur (ou quelques valeurs) de dimensionnement, ce qui est simple d'utilisation.

Elle peut être très sensible à la prise en compte du potentiel sismogénique des failles et au zonage sismotectonique.

## 4.4. Méthode Probabiliste

(voir annexe A7.1 pour compléments)

### 4.4.1. Principe et Méthode de Cornell-McGuire

La méthode d'estimation probabiliste de l'aléa sismique est née à la fin des années 60 aux USA. Elle propose d'évaluer la probabilité de dépassement de niveaux de mouvements du sol sur une période donnée.

La méthode standard suppose que l'occurrence des séismes dans le temps suit un processus poissonien, de même que l'occurrence d'une accélération supérieure à un niveau cible. Cela implique que la probabilité d'occurrence d'un séisme (ou d'une accélération) ne dépend pas du temps écoulé depuis le dernier séisme, chaque occurrence de séisme étant considérée comme indépendante et aléatoire. Ce point peut être discutable sur le plan géologique et des développements sont en cours pour avoir des modèles "à mémoire" ; leur niveau d'incertitude reste cependant élevé, surtout pour des zones à sismicité modérée où les processus de chargement et de relaxation sont extrêmement mal connus.

La méthode probabiliste comporte, au départ, des éléments déterministes comme le choix du ou des zonages sismotectoniques.

Elle nécessite des précautions préalables particulières :

- catalogues de séismes homogénéisés entre les définitions de différentes intensités et magnitudes, pour les catalogues de sismicité historique et instrumentale, voire paléosismicité ;
- vérification de l'exhaustivité du catalogue concaténé, en fonction de la magnitude, avant d'estimer les paramètres de la loi de Gutenberg-Richter ;
- définition du choix de la magnitude minimale  $M_0$  et de la magnitude maximale  $M_{sup}$  avant de calculer les paramètres de la loi de Gutenberg-Richter ;
- définition d'une magnitude en deçà de laquelle il est admis que les événements ne peuvent pas produire de dommages.

La méthode principalement utilisée en France, depuis le début des années 80, pour l'estimation probabiliste de l'aléa sismique est la méthode de Cornell-McGuire [Cornell, 1968 ; McGuire, 1976]. Au cours des dernières années, cette méthode a vu un certain nombre d'évolutions liées principalement aux données, au traitement des incertitudes et à la façon dont le zonage est ou non pris en compte [Beauval, 2003].

Cette méthode modélise les lieux d'occurrence des séismes, leurs tailles et leur taux annuel de récurrence.

Comme pour la méthode déterministe, les paramètres sismiques les plus utilisés sont les ordonnées spectrales du pseudo-spectre en accélération au niveau du sol en champ libre  $S'a(f)$  ou  $S'a(T)$ , et plus particulièrement le pic d'accélération PGA qui correspond au spectre en accélération à fréquence infinie ou période nulle. La vitesse (PGV), le déplacement (PGD) ou l'intensité d'Arias peuvent également être utilisés pour caractériser le mouvement.

L'approche probabiliste comprend donc, au final, les étapes suivantes :

- identification des zones sources dans la région de l'étude ;
- dans chaque zone source, modélisation d'une courbe de récurrence (loi de Gutenberg-Richter qui décrit les magnitudes possibles et leur taux annuel de récurrence) à partir du catalogue de sismicité ;
- choix d'une – ou mieux plusieurs - relations d'atténuation du mouvement du sol adaptée à la région d'étude ; pour un scénario donné (magnitude et distance), elle fournit une fonction de densité de probabilité de l'accélération engendrée sur le site ;
- estimation de la probabilité, pour le paramètre choisi (par exemple l'accélération) de dépasser une valeur donnée pour le site ;
- cumul des contributions des différentes zones sources, pour estimer cette probabilité.

#### **4.4.2. Prise en compte des incertitudes de type épistémique**

En construisant un arbre logique, la méthode probabiliste permet de prendre en compte des incertitudes portant par exemple sur :

- le choix de la magnitude maximale ;
- le modèle empirique d'atténuation ;
- les lois d'occurrence au niveau des zones sources ;
- les limites du zonage ;
- etc.

#### **4.4.3. Prise en compte des incertitudes de type aléatoire**

Elles sont généralement prises en compte par une approche de type Monte-Carlo, avec de nombreuses réalisations. Cela concerne essentiellement :

- la variabilité de la relation entre mouvements sismiques, magnitude et distance (relations d'atténuation, avec distribution gaussienne des écarts par rapport à la relation moyenne, éventuellement tronquée à  $X \pm \sigma$  : il est généralement considéré scientifiquement faux de tronquer à moins de  $2,5 \sigma$ ) ;
- la variabilité des profondeurs hypocentrales (en général avec une distribution homogène entre deux profondeurs extrêmes, et éventuellement des modulations en fonction de la magnitude).

#### **4.4.4. Désagrégation de l'aléa sismique**

La courbe de l'aléa regroupe les effets combinés de toutes les magnitudes et de toutes les distances, ainsi que ceux de la variabilité intrinsèque du mouvement sismique, à magnitude et distance données (en liaison avec l'écart-type des relations d'atténuation).

De ce fait, il est difficile de distinguer quels sont les facteurs ou séismes prépondérants dans la constitution de la courbe de l'aléa.



Une pratique devenue courante consiste à rechercher les contributions des différents triplets magnitude-distance- $\varepsilon^8$ , pour mettre en évidence ceux qui sont les plus importants dans la constitution de l'aléa, pour un niveau de mouvement sismique donné. Ce processus est dénommé désagrégation.

- la désagrégation par sources permet d'identifier la (les) source(s) dominante(s) gouvernant l'aléa sismique ;
- la désagrégation par couples magnitude-distance permet d'identifier le séisme du scénario dominant (et son triplet magnitude-distance- $\varepsilon$ ) ;
- la désagrégation en  $\varepsilon$  est indispensable pour pouvoir commencer à établir un pont entre les approches déterministes et probabilistes.

Les contributions des triplets (magnitude-distance- $\varepsilon$ ) évoluent selon la période de retour ou la période spectrale considérée. D'une façon générale, pour le territoire métropolitain les sources prédominantes pour des périodes courtes et intermédiaires sont des sources proches, situées à des distances inférieures à 50 km. Pour des périodes de retour standard (500 à 1000 ans), l'ordre de grandeur de  $\varepsilon$  est généralement autour de 1 à 2.

#### **4.4.5. Conclusion sur la méthode probabiliste**

La méthode comporte de nombreuses données d'entrée de type déterministe (zonage, magnitudes maximale et minimale, catalogue de sismicité, choix des relations empiriques d'atténuation).

Elle nécessite le choix d'une période de retour du paramètre sismique retenu (vitesse, accélération, pseudo-spectre, intensité).

L'utilisation d'arbres logiques, pour prendre en compte les incertitudes épistémiques, conduit le décideur à effectuer un deuxième choix sur le niveau de confiance final à retenir (moyenne, médiane ou autre fractile).

En contrepartie, une fois ces choix effectués, l'approche probabiliste donne accès à la probabilité de dépassement des niveaux de sollicitation considérés.

Les études récentes ont montré qu'à longue période de retour, la plus grande source d'incertitudes provient des relations d'atténuation et de leur variabilité intrinsèque ainsi que du choix de la profondeur des sources sismiques, alors que les résultats sont relativement peu sensibles au détail de la délimitation des zones sources.

#### **4.5. Recommandations pour les estimations spécifiques de l'aléa**

On a vu précédemment que chacune des deux méthodes succinctement décrites présente des avantages et des limites.

Le principal avantage de la méthode déterministe est sa simplicité d'utilisation, car elle se limite à déplacer les séismes maxima des zones sources, pour les positionner dans les situations les plus pénalisantes possibles pour le site, et à en évaluer ensuite les effets sur le site avec des relations d'atténuation simples. Ses principaux inconvénients sont la grande

---

<sup>8</sup>  $\varepsilon$  représente le nombre d'écart-types moyen, par rapport à la relation d'atténuation moyenne. Pour un pays comme la France, il est typiquement généralement de l'ordre de 1 pour des périodes de retour de 500 à 1000 ans, et augmente au moins jusqu'à 2 pour des périodes de retour de l'ordre de 10000 ans (cf. Beauval, 2003).

sensibilité de ses résultats au zonage géologique, et son incapacité à fournir une estimation de la probabilité de dépassement du niveau de mouvement obtenu.

Elle est très largement utilisée en France, et a servi de référence pour les Installations Classées pour la Protection de l'Environnement (ICPE) jusqu'à la parution du nouveau zonage sismique de base probabiliste, et sert encore actuellement pour le parc nucléaire ou pour le parc hydraulique.

Pour l'hydraulique, la pratique existante en France assimile le ou les séismes de référence à l'équivalent du Séisme Maximal Historique Vraisemblable (SMHV) ou parfois du Séisme Majoré de Sécurité (SMS) du nucléaire.

La méthode probabiliste est très bien adaptée pour l'évaluation probabilisée de systèmes complexes. Appliquée au génie civil, elle permet de prendre en considération tous les scénarii et permet de sélectionner, via la désagrégation, des scénarii qui ont la même probabilité d'une région à l'autre. Son principal inconvénient réside dans sa complexité de mise en œuvre : c'est lorsqu'elle est appliquée à une région entière (étude multi-sites) qu'elle trouvera donc sa pleine rentabilité, en assurant par ailleurs une cohérence entre les résultats des différents sites et à travers cela une certaine robustesse. Bien que sa mise en œuvre soit complexe, elle est très utilisée dans les pays anglo-saxons notamment aux USA qui possèdent de vastes zones géologiques, et très peu de sismicité historique recensée.

Dans ces conditions, pour les études spécifiques de l'aléa, le groupe de travail recommande que le choix de la méthode (déterministe ou probabiliste) soit laissé à l'appréciation du maître d'ouvrage. Ce choix pourrait être motivé notamment par le niveau de connaissance de l'aléa sismique du site étudié (paléosismicité, historique, instrumentale, ...). Ce choix peut être pris en regard des méthodes utilisées, et des incertitudes s'y rapportant, sur d'autres ouvrages de la région.

L'objectif d'une réévaluation de l'aléa sismique régional est d'estimer au site de l'ouvrage la valeur de l'un ou de plusieurs paramètres représentatifs par une méthode reconnue ou conventionnellement acceptée en relation avec l'importance de l'ouvrage. Il est essentiel que la méthode soit reproductible et que les choix effectués en relation avec la reproductibilité de la méthode soient clairement indiqués.

Lorsque l'on constate un écart significatif entre l'aléa évalué par le projeteur et celui obtenu par le zonage sismique national réglementaire, il est demandé au projeteur de fournir une argumentation approfondie lui permettant de justifier son choix.

Le traitement des incertitudes est indispensable pour situer le niveau d'indétermination des valeurs proposées pour les paramètres de l'aléa sismique. Pour les grands ouvrages situés dans les zones les plus sismiques, et si les incertitudes sont importantes, il serait souhaitable de cumuler les études selon les méthodes (déterministe et probabiliste) et selon les pratiques des équipes les plus spécialisées.

Enfin, lorsque des ouvrages sont situés à proximité des frontières, toute étude spécifique devrait inclure un volet relatif aux approches et valeurs caractéristiques retenues chez nos voisins.

## 5. Effets de site

---

### Introduction

Les mouvements sismiques peuvent être sensiblement modifiés par les conditions géologiques de proche surface. Pour en prendre conscience, il suffit de comparer la longueur d'onde des ondes sismiques ( $\lambda = c/f$ , pour  $c$  variant de 100 m/s à 2 km/s, et  $f$  variant de 0,5 à 10 Hz, soit  $\lambda$  variant de 10 m à 4 km), aux dimensions des hétérogénéités de surface, qui se situent exactement dans la même gamme. Comme ces hétérogénéités peuvent être très fortes, mécaniquement ou géométriquement, les interférences avec le champ d'ondes incident peuvent être très intenses, et amener à de profondes modifications des caractéristiques spectrales des mouvements sismiques.

Les effets de site sont donc des effets de propagation d'ondes conduisant à des amplifications (ou dé-amplifications), spatialement localisées, pouvant atteindre des facteurs très élevés (supérieurs à 10 dans certains cas extrêmes). Ils affectent principalement d'une part **les reliefs topographiques**, et d'autre part **les remplissages meubles (souvent sédimentaires)**. On se bornera ici à une brève présentation de leurs causes physiques, et de l'éventail des méthodes possibles pour leur estimation quantitative, qui peut mobiliser différentes approches instrumentales, numériques, et empiriques. Le lecteur curieux pourra en trouver une description plus complète dans d'autres documents (Bard & Riepl-Thomas, 1999 ; Pecker & Semblat, 2009).

Il existe également une autre catégorie d'effets appelés effets induits. Ce sont principalement la liquéfaction affectant les sols sableux saturés en eau (et sous une forme faible leur tassement), et les instabilités de versants (éboulements, glissements, superficiels ou profonds). Ces instabilités existent aussi (pour la plupart) en conditions statiques (le séisme n'est alors "qu'un" élément déclencheur), contrairement au phénomène de liquéfaction spécifique aux séismes.

### 5.1. Description et origine des effets de site directs

Il est maintenant bien admis et documenté que les conditions géologiques (remplissage meuble essentiellement) et topographiques locales peuvent être à l'origine de modifications très importantes des caractéristiques du mouvement sismique (amplitude, contenu spectral, durée).

Des exemples célèbres existent au niveau international. Les phénomènes de résonance associés au piégeage des ondes sismiques dans les formations très "molles" sont particulièrement exacerbés à Mexico, où les argiles lacustres très molles, très plastiques et à très forte teneur en eau ont été responsables des destructions majeures lors du séisme de Guerrero-Michoacan de 1985, pourtant localisé à plus de 400 km sur la zone de subduction Pacifique (voir Fig. 5-4). Mais il existe en France des observations aussi très parlantes d'amplification très fortes sur des remplissages quaternaires soit très mous (Pointe-à-Pitre, Fort-de-France), soit encaissés et au contact de formations rocheuses très rigides (Nice, Grenoble). Et il n'est guère de nouveau séisme sans son lot d'effets de site occasionnant localement des mouvements et/ou des dommages très hétérogènes en fonction de la nature du sous-sol.

### 5.1.1. Effets du relief topographique

On a souvent signalé après les séismes destructeurs des dommages sensiblement plus importants en sommet de colline qu'à la base. Les exemples français les plus marquants sont ceux des villages de Rognes et Vernègues (séisme de 1909) et de Castillon (séisme de 1887). Ces observations "qualitatives" ont été confirmées par un certain nombre de mesures instrumentales, mettant en évidence des rapports d'amplitude entre le sommet et le pied du relief atteignant parfois un facteur 3 à 4 pour les maxima temporels ( $pga$ ,  $pgv$ ), et un facteur pouvant être supérieur à 10 dans le domaine spectral (Fig. 5-2).



Figure 5-1- Effet topographique en sommet  
(extrait guide PPR Risques sismiques 2002  
– source Laurence Barret)

Il convient cependant de signaler que le nombre d'études instrumentales sur ce sujet reste relativement faible comparé aux études traitant de l'amplification liée à la géologie du sous-sol, de sorte qu'il n'a pas encore été possible de formuler des lois empiriques statistiquement significatives. Enfin, les modèles théoriques et numériques prévoient également une amplification systématique du mouvement sismique au droit des parties convexes d'un relief topographique (rebord de plateau et de falaise, sommet de colline), ainsi qu'une assez grande sensibilité aux caractéristiques du champ d'ondes incident (type d'onde, azimut, incidence). Fondamentalement, cette sensibilité des mouvements sismiques au relief topographique apparaît liée à trois phénomènes physiques :

- la focalisation des ondes sismiques dans les reliefs convexes (partie sommitale) et la défocalisation dans les reliefs concaves (partie basale) ;
- la diffraction des ondes de volume et de surface sur toutes les irrégularités de surface, qui engendre des phénomènes d'interférences (constructives et/ou destructives, suivant la position et la fréquence) ;
- la sensibilité du mouvement en surface à l'angle d'incidence, particulièrement autour de l'angle limite pour des ondes SV (onde S incidente à la direction de propagation verticale de bas vers le haut).

De plus, cet effet purement géométrique de la topographie est probablement aussi souvent combiné à des effets liés aux propriétés mécaniques du proche sous-sol, plus précisément à leur affaiblissement lié à l'altération en surface.

L'état des connaissances peut être résumé comme suit :

- sur le plan qualitatif, la théorie et les observations s'avèrent en accord satisfaisant :
  - les reliefs convexes engendrent une amplification du mouvement sismique, tandis que les reliefs concaves donnent lieu à une dé-amplification (réduction) ;
  - l'amplification est généralement plus élevée pour les composantes horizontales (que l'on peut en première approximation très grossière associer aux ondes S), que pour la composante verticale (associée tout aussi grossièrement aux ondes P). En outre, dans le cas de reliefs 2D (crêtes), la composante horizontale perpendiculaire à l'axe de la crête s'avère souvent plus amplifiée : la raideur transverse est plus faible que la raideur longitudinale ;
  - le niveau de l'amplification est relié à l'élancement de la topographie (hauteur/largeur) : plus la pente moyenne est raide, plus l'amplification sommitale est élevée ;

- cette amplification sommitale (comme la dé-amplification basale) manifeste une forte dépendance fréquentielle. Les effets maximaux correspondent à des longueurs d'onde comparables aux dimensions horizontales du relief, privilégiant ainsi une interprétation de l'effet topographique en interférences latérales des ondes diffractées sur toutes les irrégularités de surface ;

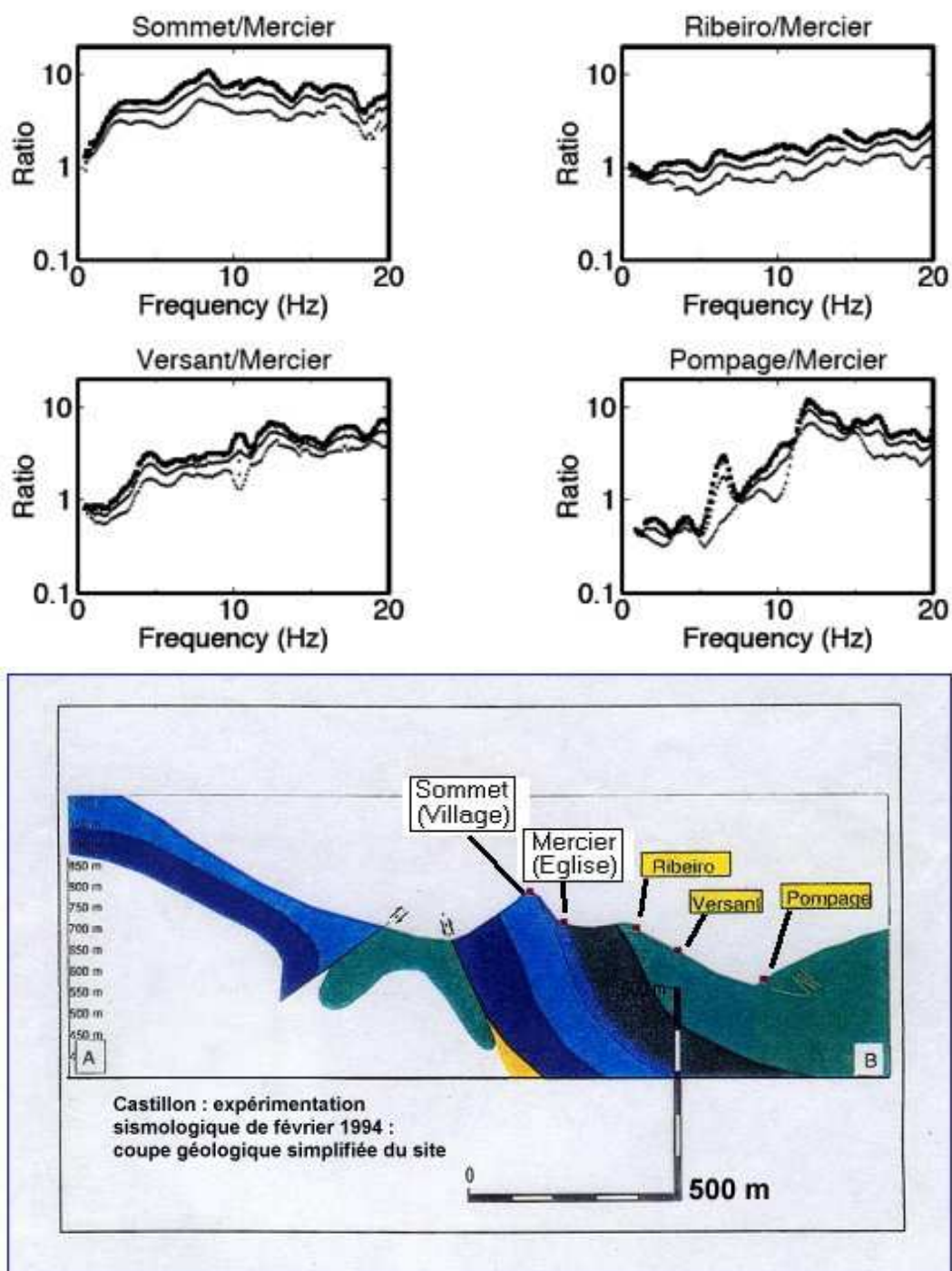


Figure 5-2 - Exemple d'amplification topographique sur le village de Castillon (Alpes Maritimes), sérieusement endommagé lors du séisme ligure de 1887 : les fonctions de transfert instrumentales (haut) mettent en évidence l'amplification au site "Sommet" par rapport au site « Mercier » (d'après [NEC95]).

- sur le plan quantitatif, la situation est beaucoup moins satisfaisante, et relativement confuse. A côté de cas bien documentés où les observations instrumentales *in situ* révèlent des amplifications modérées (amplification spectrale crête/base entre 2 et 3), en accord excellent avec la modélisation numérique, il existe également de nombreux cas où les amplifications observées sont sensiblement plus grandes que les prévisions théoriques obtenues à partir de modèles parfois sophistiqués, bi- ou tridimensionnels. Ainsi, une proportion importante des sites instrumentés a révélé des amplifications spectrales autour de 10, alors qu'un tel ordre de grandeur ne peut être obtenu qu'en faisant appel à d'autres effets que la seule géométrie (contraste mécanique). Cela est en particulier le cas pour les effets associés aux rebords de plateau ou de pente, bien observés et documentés en particulier lors des séismes grecs d'Aegion (1995) et Athènes/Parnitha (1999) à Adames (références : Athanasopoulos et al., 1999 ; Gazetas et al., 2002 ; Assimaki et al., 2005 ).

En conclusion, si la focalisation dans les reliefs convexes prévue par la théorie joue certainement un rôle significatif, elle ne semble pas être le seul phénomène physique impliqué dans la réalité. Il est donc assez légitime que seul ce phénomène soit repris dans la réglementation parasismique nationale française (PS92) et maintenant européenne (EC8), de façon très simplifiée et forfaitaire. Cependant, il faut être conscient que les dispositions réglementaires actuelles (PS92, EC8) ne rendent pas compte de façon satisfaisante ni de la dépendance fréquentielle de ces effets d'amplification sommitale, ni de l'étendue de la zone affectée (elle est généralement sous-estimée), ni enfin du niveau de ces amplifications (généralement sous-estimé). Des effets beaucoup plus importants, actuellement incompris, peuvent avoir lieu, et le seul moyen de les appréhender, à l'heure actuelle, est l'approche instrumentale.

## 5.1.2. Effets de la couverture alluviale ou sédimentaire

### 5.1.2.1. Observations

Plus encore que pour le relief topographique, il a été observé depuis très longtemps que les dommages sont généralement plus élevés dans les zones de remplissage sédimentaire que sur les affleurements rocheux. Les incréments locaux d'intensité ainsi observés atteignent couramment 1 à 2 degrés d'intensité (échelle MM ou MSK), et ont parfois dépassé trois degrés (Mexico, San Francisco par exemple), indiquant ainsi, dans certains cas, un contrôle total de la distribution des dommages par la nature du sous-sol. Ces observations ont suscité de très nombreuses études instrumentales, qui ont très généralement confirmé l'existence de phénomènes d'amplification pouvant atteindre un facteur 10, ainsi que de non moins nombreux travaux théoriques et numériques, dont les résultats sont très brièvement et partiellement résumés ci-après. Le lecteur curieux pourrait se reporter aux différents articles de synthèse cités en bibliographie.

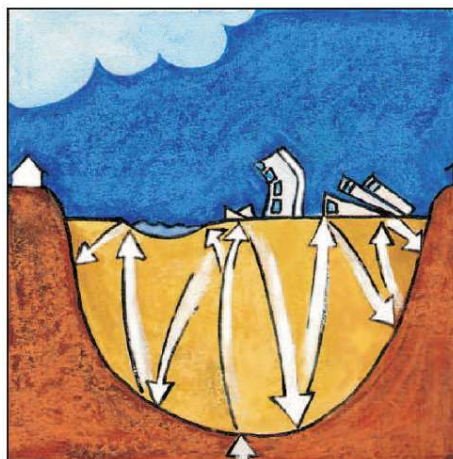


Figure 5-3 - Effet topographique en vallée alluviale (extrait guide PPR Risques sismiques 2002 – source Laurence Barret)



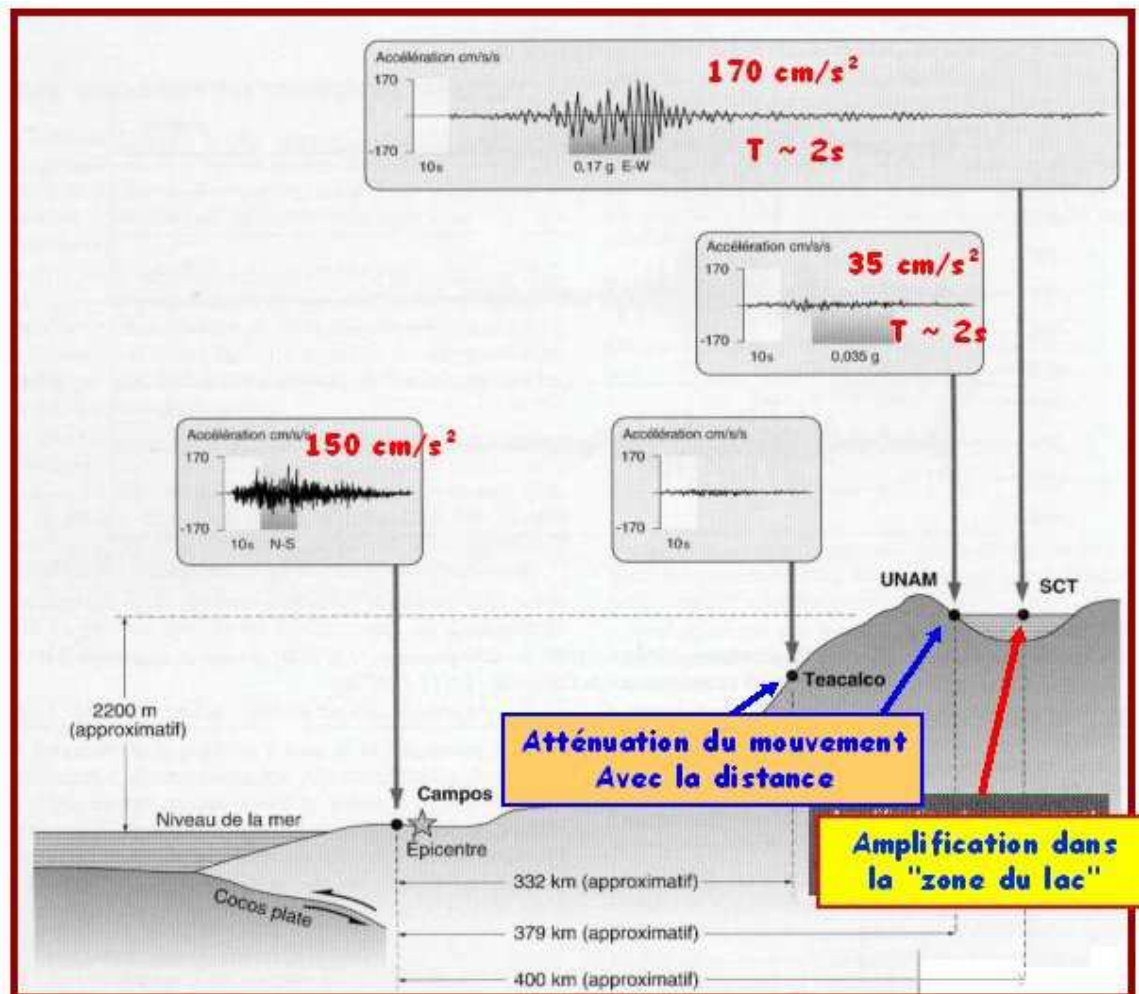


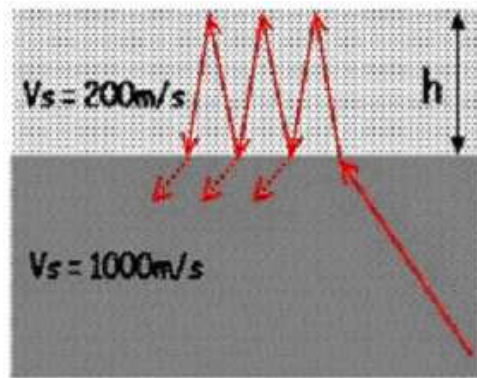
Figure 5-4– Mexico 1985 – Effet du remplissage sédimentaire (Mouroux, 1999)

### 5.1.2.2. Explications physiques

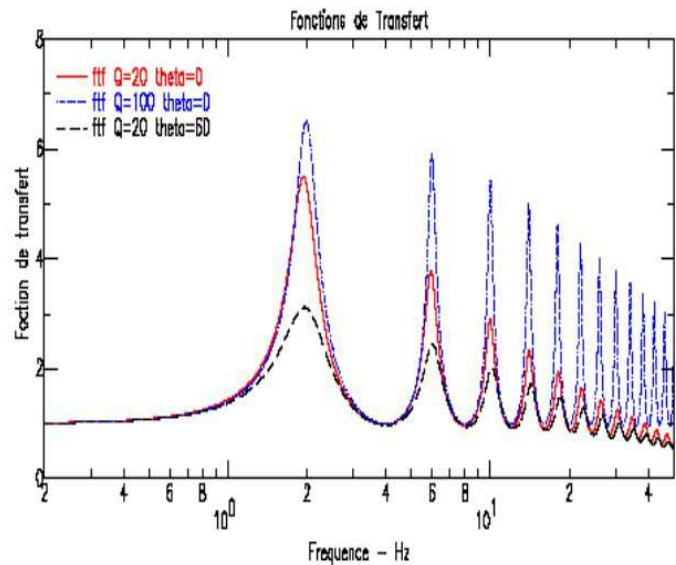
Le phénomène fondamental responsable de cette amplification s'avère être le piégeage des ondes sismiques – et plus spécifiquement des ondes S – dans les formations superficielles à faible rigidité mécanique (en cisaillement). Pour des formations horizontalement stratifiées (structure "1D"), ce piégeage affecte seulement les ondes de volume incidentes, qui effectuent des aller-retours verticaux entre la surface et l'interface sédiments-substratum (Fig. 5-5a). Lorsque ces formations superficielles peu rigides présentent des variations latérales d'épaisseur, qu'elles soient 2D (vallées) ou 3D (bassins), on assiste en outre à la génération d'ondes de surface locales (par diffraction sur les hétérogénéités latérales), qui peuvent elles-mêmes se réverbérer entre les bords de vallée ou de bassin.

L'interférence entre les ondes ainsi piégées conduit alors très classiquement à des phénomènes de résonance, dont les attributs (fréquences, modes propres, amplification...) dépendent des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure. Mais une excitation sismique étant toujours une excitation transitoire, ces phénomènes de diffraction et de piégeage ont aussi d'autres manifestations et conséquences que l'amplification de certaines fréquences.





a



b

Figure 5-5 - Principe des effets de site associés à la couverture alluviale : les ondes incidentes y sont piégées et leurs réverbérations verticales (figure de gauche a) conduisent à un phénomène de résonance, caractérisé par des pics d'amplification à certaines fréquences (fondamentale et harmoniques). Les courbes de la figure de droite b, correspondant à une simulation numérique pour des ondes planes, polarisées horizontalement perpendiculairement à la coupe de la figure de gauche, incidentes avec un angle  $\theta$ , illustrent la variabilité de cette amplification en fonction de l'amortissement  $\zeta_1$  (trait plein rouge:  $\zeta_1 = 2,5 \%$  ou  $Q_{S1} = 20$ ,  $\theta = 0^\circ$ ; trait pointillé bleu:  $\zeta_1 = 0,5 \%$  ou  $Q_{S1} = 100$ ,  $\theta = 0^\circ$ ) et de l'angle d'incidence  $\theta$  (trait pointillé noir:  $\zeta_1 = 2,5 \%$ ,  $\theta = 60^\circ$ )

### a) Signature spectrale

Dans le domaine fréquentiel, ces effets de piégeage se manifestent donc par une forte dépendance fréquentielle de l'amplification en surface (ou "fonction de transfert"  $H(f)$ , rapport du spectre de Fourier du mouvement en surface  $A_s(f)$  par rapport à celui du mouvement incident en profondeur  $A_0(f)$ ). Ces fonctions de transfert peuvent être calculées par des méthodes exactes pour un nombre limité de configurations (milieux stratifiés 1D, vallées ou bassins "canoniques" à géométrie parfaitement hémicirculaire, elliptique ou sphérique). Nous n'indiquerons ici que les résultats du modèle le plus simple, le modèle à une couche de sédiment (milieu 1) reposant sur un substratum rocheux (milieu 2) au travers d'une interface horizontale.

La fonction de transfert complexe, pour des ondes S verticalement incidentes, est donnée par la relation :

$$H(f) = 2 C / [C \cos(2\pi f h / \beta_1) + i \sin(2\pi f h / \beta_1)]$$

où :  $h$  est l'épaisseur de la couche,  $f$  est la fréquence,  $C$  le contraste d'impédance mécanique  $\rho_2 \beta_2 / \rho_1 \beta_1$ ,  $\rho_i$  la masse volumique du milieu  $i$ ,  $\beta_i$  est la vitesse d'onde S du milieu  $i$ .

Cette formule générale donne accès aux fréquences de résonance  $fn$  et à l'amplification correspondante (Fig. 5-5b) :

- fréquences de résonance :

$$\begin{aligned} f_0 &= \beta_1 / 4 h && \text{(mode fondamental),} \\ fn &= (2n+1) f_0 && \text{(harmoniques),} \\ &&& \text{(où } n \text{ est un entier positif).} \end{aligned}$$

- amplification : en l'absence d'amortissement anélastique, l'amplification à la résonance – hors effet de surface libre – est égale au contraste d'impédance mécanique :

$$A_0 = H(f_0)/2 = C = \rho_2 \beta_2 / \rho_1 \beta_1 \text{ (tous les modes)}$$

- en présence d'amortissement, les amplifications sont réduites, et ce de façon de plus en plus prononcée pour les harmoniques supérieures. Pour le mode fondamental, la formule est encore simple :

$$A_0 = C / (1 + 0,5 \pi \zeta_1 C)$$

où  $\zeta_1$  est l'amortissement dans la couche de surface, aussi égal à  $1/2 Q_S$ , où  $Q_S$  est le facteur de qualité des ondes S dans cette même couche de surface.

On peut également voir sur la figure 5.5 l'effet de l'amortissement à haute fréquence, qui conduit à une réduction de l'amplitude du mouvement en surface comparé au mouvement incident. Sur l'exemple considéré, les fréquences concernées sont trop hautes (> 30 Hz) pour avoir de réelles conséquences pour un ouvrage, mais pour des couvertures sédimentaires beaucoup plus épaisses associées à une fréquence fondamentale nettement inférieure à 1Hz, et/ou pour des sédiments à fort amortissement, cet effet réducteur peut se manifester à des fréquences inférieures à 10 Hz.

Si la valeur de la fréquence fondamentale est généralement assez peu modifiée pour des situations plus complexes (sauf cependant quand on s'intéresse à la composante verticale où il faut remplacer la vitesse des ondes S  $\beta_1$  par celle des ondes P  $\alpha_1$ ), les amplitudes le sont beaucoup plus. Certains calculs numériques ont mis en évidence, dans le cas de vallées encaissées, des facteurs de suramplification allant jusqu'à 4, et des modifications très profondes de la fonction de transfert au-delà de la fréquence fondamentale  $f_0$  : outre l'augmentation du niveau d'amplification, les réverbérations latérales génèrent de nombreux autres harmoniques, qui peuvent se combiner pour former une zone d'amplification très large bande. Il ressort aussi de ces formules que l'un des paramètres essentiels contrôlant l'amplification est la vitesse des ondes S, malheureusement très peu souvent mesurée....

### b) Signature temporelle

Dans le domaine temporel, ces effets affectent les amplitudes maximales, les formes d'onde et la durée de mouvement, particulièrement dans le cas des structures 2D ou 3D (Fig. 5-6).

#### Valeurs maximales

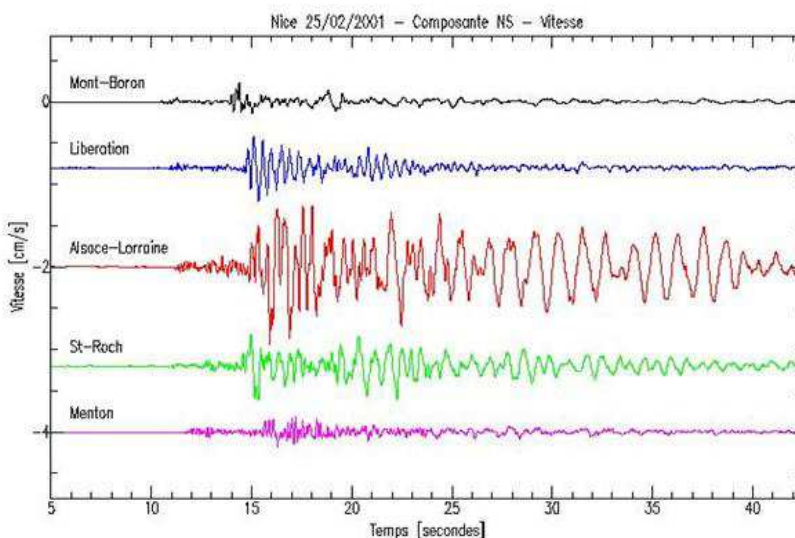


Figure 5-6 - Exemple de manifestation d'effets de site dans le domaine temporel : enregistrements RAP obtenus dans la ville de Nice lors du séisme du 25/02/2001 ( $M = 4,7$ ) : la station "Mont-Boron" est sur le rocher, tandis que les quatre autres sont sur les alluvions du Paillon : la station "Alsace-Lorraine" est celle où l'épaisseur est la plus grande.

Il est quasiment impossible de donner des indications générales, tellement les effets dépendent de la position de la bande de fréquence amplifiée par rapport au contenu spectral incident : un site peu épais ( $f_0$  élevé) pourra ainsi donner lieu à une forte amplification du pga lors d'un séisme proche modéré, et aucun effet particulier lors d'un séisme lointain de forte magnitude – même si le niveau absolu de pga incident reste identique ! Et inversement, les sites très épais peuvent ne pas affecter – voire réduire – le pga lors de séismes modérés proches, et l'amplifier considérablement pour des séismes lointains. Alors que les fonctions de transfert (signature spectrale) restent inchangées....

### *Durée*

Dans la mesure où la durée des mouvements n'est prise en compte dans le dimensionnement parasismique que de façon exceptionnelle, il n'existe que très peu d'études visant à quantifier les conséquences de ces résonances et piégeage en termes de durée. Qualitativement, les configurations en vallées et bassins prolongent de façon significative les mouvements, et l'étude de la prolongation du mouvement peut donc constituer un bon moyen de détecter la présence d'effets 2D ou 3D.

### *Forme d'onde et déformations*

La dépendance fréquentielle des modifications de phase et d'amplitude conduit à des variations importantes de forme d'onde dans le domaine temporel. Il en résulte des variations importantes du mouvement au minimum avec la profondeur, et donc des déformations en cisaillement. Lorsque le sous-sol varie latéralement, on observe donc également une variabilité latérale des signaux sismiques. Il en résulte, pour **les fondations des grands ouvrages, des mouvements différentiels qui peuvent simultanément privilégier l'excitation de certains modes** (torsion par exemple) et réduire les translations d'ensemble et les modes associés. Comme pour la durée, cette variabilité spatiale est d'autant plus prononcée que le milieu présente de fortes hétérogénéités latérales.

#### **5.1.2.3. Modifications apportées par la non-linéarité**

Comme tout matériau, les sols se dégradent sous forte sollicitation mécanique. Comme l'ont montré les travaux pionniers de Seed & Idriss (1969) et en simplifiant beaucoup, le module de rigidité sécant diminue et l'amortissement augmente quand la déformation imposée augmente :

$$\frac{G}{G_{Max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad \text{avec :}$$

- $G$  = module de cisaillement sécant ;
- $G_{Max}$  = module de cisaillement maximal correspondant aux très faibles déformations;
- $\gamma$  = déformation de cisaillement ;
- $\gamma_r$  = déformation de référence égale à  $\tau_{Max} / G_{Max}$  ;  
où  $\tau_{Max}$  désigne la contrainte de cisaillement maximale admissible pour le sol (rupture).

Un tel comportement, dont on trouvera une illustration à la Fig. 6-6 devrait donc entraîner une diminution tant des fréquences que des amplifications associées à la résonance, ainsi que des réductions du contenu haute-fréquence (accélération maximale en particulier).

Toute la question est de savoir où se situent les déformations imposées par un séisme (pouvant assez fréquemment dépasser  $10^{-3}$ , et parfois atteindre  $10^{-2}$ ) par rapport aux valeurs critiques de déformation ( $\gamma_r$ ). Pendant très longtemps, sismologues et géotechniciens ont exprimé des désaccords profonds, les premiers prétendant pouvoir expliquer les observations accélérométriques avec des comportements viscoélastiques linéaires, et les seconds mesurant en laboratoire des valeurs de  $\gamma_r$  nettement inférieures à  $10^{-3}$ . Les

observations des deux dernières décennies tendent à réconcilier les deux points de vue, avec l'observation en laboratoire de comportements beaucoup moins non-linéaires notamment pour les sols très plastiques [Vucetic et Dobry, 1991], avec l'observation indubitable *in situ* d'effets non-linéaires, en particulier sur les dépôts sableux (à faible indice de plasticité). Un certain désaccord quantitatif subsiste cependant, les meilleures données accélérométriques semblant révéler un comportement sensiblement moins non-linéaire que celui prédit par les modèles numériques calés sur des mesures en laboratoire [Bonilla et al., 2003]. Il est impératif de comprendre maintenant la raison de ces incohérences entre observations *in situ* et mesures en laboratoire, et ce en particulier pour les zones à sismicité modérée comme la France : cela conditionne en effet d'une part la possibilité ou non d'extrapoler les mesures d'amplification effectuées en petits mouvements (faible déformation), et d'autre part les niveaux d'amplification haute fréquence à appliquer dans la réglementation.

La réglementation encore en vigueur en France jusqu'à fin 1992 au maximum (PS92), qui autorise une réduction de 20 % du contenu haute fréquence sur les sols mous, suppose implicitement des sols très fortement non linéaires, et s'avère donc plutôt non conservative à cet égard. Le retour d'expérience des séismes de Mexico en 1985 et de Loma Prieta (Californie) en 1989 a mis en évidence des majorations du contenu haute-fréquence sur des sols (très) meubles, pour des niveaux d'accélération au rocher compris entre 0,05 et 0,15 g. Il en résulte que les "bénéfices" du comportement non-linéaire des sols en termes de réduction d'amplification restent limités dans les zones à sismicité modérée comme la métropole où l'accélération "de référence" ne dépasse pas 0,2 g. Ces observations ont donc été intégrées dans les normes actuelles, notamment les EC8 qui spécifient des majorations haute fréquence pouvant aller jusqu'à 80% (sols mous peu épais) pour les zones de sismicité 1 à 4, et jusqu'à 40% aux Antilles (zone de sismicité 5) où l'accélération de référence est de 0,3 g. Ces différences sont illustrées sur la Fig. 5-7.

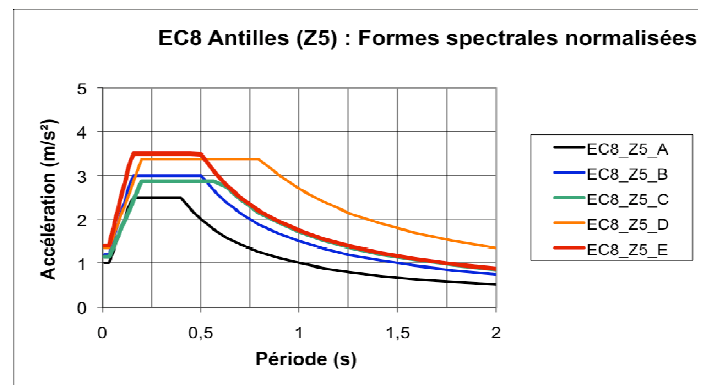
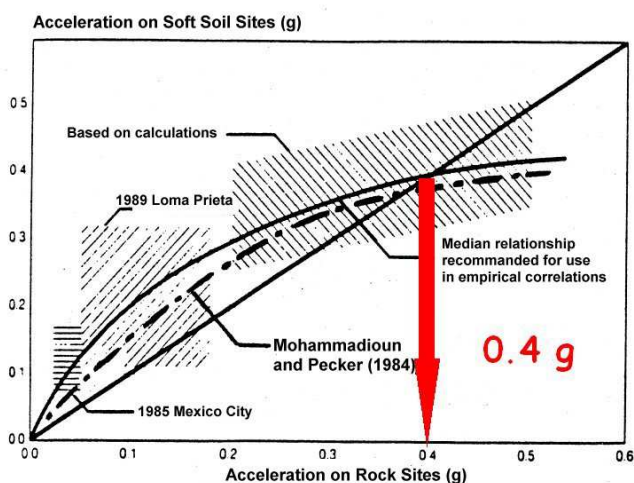
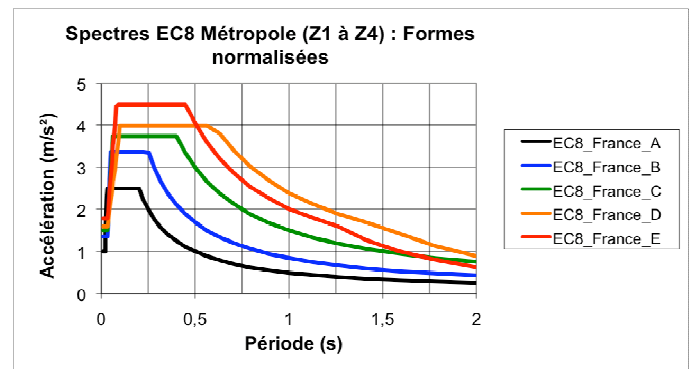
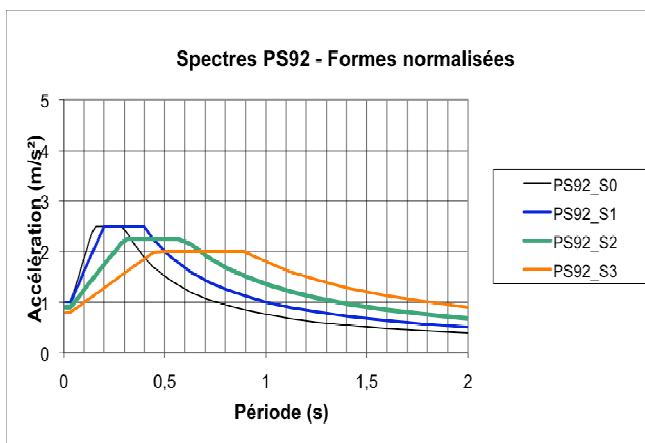


Figure 5-7 - Comparaison entre les familles de spectres réglementaires normalisés recommandés dans les PS92 (en haut à gauche) et les EC8 pour les zones de sismicité 1 à 4 (en haut à droite) et zone de sismicité 5 (en bas à droite) pour tenir compte des conditions de site. Malgré la différence de classification des sites entre PS92 et EC8, on voit que le contenu courte période est diminué sur les sols normaux à mous pour les PS92 (sites S2 et S3), alors qu'il est majoré pour les EC8 (sites C,D,E). La courbe en bas à gauche illustre de façon schématique l'effet du comportement non-linéaire des sols sur l'accélération en surface d'un sol mou, en fonction de l'accélération au rocher affleurant : l'amplification persiste – en moyenne – tant que l'accélération au rocher reste inférieure à 0,4 g. Il faut cependant noter que cette courbe n'est qu'indicative d'un comportement global, et doit être considérée au cas par cas en fonction notamment du type de sol (notamment de son indice de plasticité) et de son épaisseur (amplifications plus fortes pour sols peu épais, plus faibles pour sols très épais)

La définition des courbes spectrales ci-dessus est donnée au § 4.2.2.

#### 5.1.2.4. Effets des variations latérales d'épaisseur de la couverture sédimentaire : vallées, bassins, discontinuités latérales

Les nombreux travaux de simulation numérique, ainsi qu'un certain nombre d'observations expérimentales (dont la distribution de dommages lors de séismes destructeurs (Kobé 1995 notamment), s'accordent à indiquer des effets particuliers dans les configurations géologiques en vallée ou bassin, ou présentant de fortes discontinuités latérales (discordances, bords de vallées).

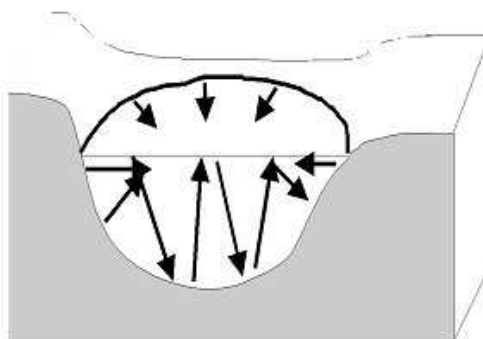


Figure 5-8 – Effets de bord

Toute hétérogénéité latérale génère des phénomènes de diffraction, particulièrement prononcés quand la dimension des hétérogénéités est comparable à la longueur d'onde. Pour des vallées ou bassins sédimentaires, cette diffraction conduit à la génération d'ondes de surface, principalement sur les bords, se propageant vers les zones les plus épaisses / profondes, à des vitesses parfois très lentes. Du fait de ces réverbérations non seulement verticales mais aussi latérales, le piégeage des ondes sismiques à l'intérieur de la couverture sédimentaire est beaucoup plus efficace que dans le cas d'une stratification horizontale. Les conséquences pratiques en sont multiples :

- une durée plus importante dans le domaine temporel ; cet accroissement de durée est très sensible à l'amortissement dans la couverture sédimentaire, et est généralement beaucoup plus marqué pour les vallées profondes à faible fréquence de résonance ;
- une amplification plus importante dans le domaine spectral : le surcroît d'amplification (souvent appelé "facteur d'aggravation") atteint assez couramment un facteur 2 et peut le dépasser dans des cas de vallées très encaissées (style "vallée alpine"). De plus, la complexité des interférences conduit généralement à des amplifications "large-bande" où il devient difficile de séparer le mode fondamental des harmoniques supérieurs, car ces derniers sont très nombreux et ont des fréquences très proches les unes des autres ;
- une forte variabilité spatiale des mouvements, notamment au droit des variations latérales d'épaisseur (donc en particulier sur les bords de bassins). Comme une contribution importante de l'énergie totale est véhiculée par des ondes de surface (certaines mesures indiquent jusqu'à 80% de l'énergie totale), ces mouvements différentiels peuvent alors être estimés à partir de la vitesse maximale et de la vitesse de phase des ondes de surface, généralement supérieure à la vitesse des ondes S à très faible profondeur.

Compte tenu de la complexité des phénomènes en jeu, il n'existe pas à l'heure actuelle de moyen simple de les estimer : leur prise en compte doit passer par des études spécifiques, instrumentales ou numériques.

## 5.2. Estimation des effets de site directs

L'estimation des effets de site peut se faire de différentes façons. Les plus simples sont les méthodes forfaitaires, telles que celle préconisée dans la réglementation parasismique, ou d'autres légèrement améliorées. Leur principal avantage est la simplicité, leur principal inconvénient est leur caractère non "site-spécifique", qui ne permet pas de statuer sur leur degré de conservatisme pour un site particulier.

Les approches "site-spécifiques" passent nécessairement par des investigations plus poussées sur le site lui-même (reconnaitances géophysiques et/ou géotechniques, simulations numériques, ou enregistrements sismologiques in-situ), qui en rendent le coût plus élevé – ce qui est leur principal inconvénient. L'avantage est une estimation plus fine de l'effet réel, dont on est alors en droit d'attendre la protection recherchée, sans conservatisme indu.

### 5.2.1. Estimation forfaitaire

#### 5.2.1.1. Effets de la couche sédimentaire

L'estimation consiste à analyser à quelle catégorie appartient le site en question, selon une classification réglementaire préétablie, et à lui attribuer les spectres de dimensionnement ou les fonctions d'amplification correspondants. Il convient de noter que cette estimation forfaitaire n'est pas possible partout. En effet, la réglementation EC8 inclut des catégories spéciales ( $S_1$ ,  $S_2$ ) où la nature du sous-sol est considérée comme trop mauvaise ou suspecte et où il est imposé de faire des estimations spécifiques des actions sismiques ( $V_S$  très faible, présence d'argiles plastiques sur une épaisseur significative, sols liquéfiables).

Dans la réglementation EC8, cette classification se fait sur la base de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement sur les 30 premiers mètres de profondeur  $V_{S,30}$  (voir définition § 4.2.3). Elle doit donc passer par la mesure de ces vitesses. Même si dans la pratique, pour les ouvrages à "risque normal", il est souvent admis d'utiliser des corrélations statistiques entre ces vitesses et d'autres paramètres géotechniques plus communs (cohésion non drainée  $C_u$ , nombre de coups SPT ou résistance pénétrométrique), il est fortement conseillé de préférer la mesure directe de la vitesse  $V_S$  au moyen d'une ou plusieurs des techniques mentionnées plus loin (cf. § 5.3). Ces corrélations sont en effet caractérisées par une forte dispersion, et conduisent donc à des estimations entachées de très fortes incertitudes.

Ce même paramètre  $V_{S,30}$  est aussi indispensable lorsqu'on veut utiliser des relations d'atténuation récentes (NGA, "Next Generation Attenuation" models).

**Avertissement important :** La classification sur la base du seul paramètre  $V_{S,30}$  fait l'objet de fortes critiques et réticences, notamment en Europe, en raison de son incapacité à rendre compte de la structure profonde du site, et par conséquent de sa réponse à basse fréquence. C'est pourquoi il existe diverses tentatives de compléter cette information superficielle par une autre liée à l'épaisseur totale des sédiments. Les derniers travaux aux Etats-Unis prônent l'utilisation d'une profondeur "Z bedrock" jusqu'au toit du rocher, souvent désigné par une vitesse seuil pour les ondes S (qui peut varier suivant les auteurs de 1 km/s à 2,5 km/s). En Europe, les travaux prônent plutôt l'utilisation du paramètre "fréquence fondamentale du site –  $f_0$ ", beaucoup plus facile à mesurer par vibrations ambiantes. Les relations empiriques proposées dans la littérature scientifique permettent alors, une fois connu le couple ( $V_{S,30}$   $Z_{bedrock}$ ) ou mieux – et moins cher - ( $V_{S,30}$   $f_0$ ), d'y associer des fonctions

d'amplification physiquement plus satisfaisantes et mieux adaptées que celles figurant dans la réglementation nationale et/ou européenne.

### **5.2.1.2. Effets du relief topographique**

Parallèlement, l'effet topographique peut être estimé "forfaitairement" selon la procédure EC8 prenant en compte la topographie locale. Pour un site de barrage en zone montagneuse ou collinaire, le coefficient topographique  $\tau$  varie en fonction de la pente locale d'une rive à l'autre de la vallée. Par ailleurs, les déphasages et dé-corrélations des mouvements le long de l'ouvrage contrebalancent l'effet majorant du coefficient topographique. Ceci explique la pratique, généralement admise, pour l'estimation forfaitaire des actions sismiques pour l'ouvrage lui-même, de ne pas prendre en compte l'effet topographique, c'est-à-dire de prendre  $\tau = 1$ . En tout état de cause, les sites à topographie marquée doivent faire l'objet d'une attention particulière. Pour tous les ouvrages annexes (notamment ceux édifiés sur l'ouvrage, ou sur les rives), ce coefficient doit être pris en compte, avec éventuellement les modifications dues à la présence de l'ouvrage principal.

## **5.2.2. Estimation spécifique**

Elle vise à estimer au mieux, c'est-à-dire sans conservatisme ni optimisme excessifs compte tenu des connaissances actuelles, les phénomènes d'amplification (ou de réduction) particuliers au site.

Plusieurs approches sont possibles à cette fin : empirique, instrumentale et numérique. Chacune est brièvement décrite ci-dessous, avec ses avantages et inconvénients respectifs.

### **5.2.2.1. Approche empirique**

Elle est de fait intermédiaire entre les méthodes forfaitaires et les méthodes "site-spécifiques" : elle consiste à utiliser des relations d'atténuation comprenant des termes adaptés au site, comme par exemple les formulations américaines Next Generation Attenuation relationships "NGA" qui prennent en compte la valeur exacte de  $V_{S30}$  (et non pas seulement des classes de site), assortie éventuellement d'autres paramètres tels que la profondeur du rocher "dur", ou bien la fréquence fondamentale du site, ou bien encore le pic d'accélération au rocher (pour contrôler le niveau de non-linéarité).

Elle peut être utilisée aussi bien pour des évaluations déterministes (avec séismes de référence bien identifiés) que pour des évaluations probabilistes. Son caractère "empirique" vient de l'utilisation de fonctions d'amplification établies empiriquement à partir de régressions statistiques sur un grand nombre d'enregistrements accélérométriques assorties d'une base de métadonnées sur les sites correspondants (exemples : bases de données KNET ou KIKNET au Japon, NGA, Turquie, ...).

Elle présente l'avantage de la simplicité et d'un faible nombre de paramètres à estimer ( $V_{S30}$ ,  $Z_{\text{bedrock}}$  ou  $f_0$ ), mais inversement elle ne peut prendre en compte les effets géométriques (2D ou 3D) qu'avec des études complémentaires comme celles décrites ci-dessous.

### **5.2.2.2. Approche instrumentale**

Elle consiste à utiliser des enregistrements sismologiques effectués sur le site même, qui peuvent être associés même à des mouvements de faible amplitude (séismes lointains, ou petits séismes proches) pour estimer directement l'amplification spécifique du site considéré, et éventuellement l'intégrer implicitement dans des estimations de mouvements forts.



Plusieurs types d'exploitation sont envisageables :

- lorsque le site est équipé – ou a été équipé temporairement – avec plusieurs capteurs, dont l'un au rocher "de référence" (voir définition § 4.1), et qu'un nombre suffisant d'événements ont pu être enregistrés simultanément sur tous les capteurs avec un bon rapport signal/bruit, il est alors possible – moyennant certaines précautions, voir par exemple Bard et Riepl-Thomas, 1999 – de déterminer les "fonctions de transfert expérimentales" (moyennes et écarts-types) à partir de statistiques sur les rapports spectraux "site / référence". Une estimation de l'aléa sismique spécifique au site peut alors être obtenue en convoluant l'aléa estimé "au rocher de référence" (déterminé suivant les méthodes décrites au chapitre 4) avec la fonction de transfert (aussi appelée "fonction d'amplification") expérimentale ;
- en l'absence de capteur "au rocher de référence" sur le site lui-même, il peut quand même être possible de déterminer des fonctions d'amplification expérimentales si la durée d'enregistrement s'étend sur plusieurs années : la prise en considération simultanée des enregistrements obtenus sur les autres stations des réseaux de la même région (RAP notamment), et l'application de techniques d'inversion généralisée (cf. Drouet et al., 2008) permet d'obtenir des estimations fiables à la fois des caractéristiques de source (moment, chute de contrainte), de propagation crustale (expansion géométrique, facteur de qualité), et d'amplification de site (fonction de transfert locale) ;
- enfin, lorsque l'on dispose d'enregistrements de petits séismes en provenance des failles considérées comme associées aux séismes de référence pour l'ouvrage, on peut les extrapoler pour estimer les mouvements au site lors de ces séismes de référence grâce à la technique des "fonctions de Green empiriques" (cf. glossaire) (Pavic et al., 2000; Causse et al., 2008, 2009).

L'avantage principal de toutes ces techniques est la prise en compte de l'effet spécifique du site, y compris les effets 2D ou 3D. L'inconvénient principal est la non-prise en compte des effets non-linéaires, au moins tant que les signaux utilisés restent de faibles niveaux (typiquement inférieurs à  $0,5 - 1 \text{ m/s}^2$ ). D'éventuelles corrections peuvent alors être introduites a posteriori. Ces méthodes instrumentales – en particulier les 2 dernières – sont aussi consommatrices de temps (recherche de sites, amenée/repli et installation du matériel, période d'acquisition, puis de traitement et d'analyse) à moins qu'une politique d'instrumentation soit engagée dès l'initiation du projet.

Dans tous les cas, il est vivement recommandé de confier ces analyses d'ordre sismologique à des équipes compétentes pouvant justifier d'une certaine expérience dans le domaine, notamment pour pouvoir agrémenteur chacune de ces estimations des niveaux d'incertitudes associés.

### **5.2.2.3. Approche numérique**

Elle consiste à estimer les fonctions d'amplification et/ou les mouvements résultants au site en simulant numériquement les phénomènes de propagation d'onde au voisinage immédiat du site. De nombreux codes de simulation numérique ont été proposés, faisant appel à différentes techniques (intégrales de frontière, différences finies, éléments finis, éléments spectraux, éléments discrets, Galerkin discontinu, ...), qui permettent de considérer différents cas de figures :

- le milieu de propagation peut être 1D (stratification horizontale sans variation latérale d'épaisseur), 2D (vallée ou crête), ou complètement 3D ;
- le champ d'ondes incident peut être une onde plane à propagation verticale, ou oblique, une onde de surface (correspondant typiquement à une source lointaine) ; lorsque la source potentielle est proche du site, il est préférable que le modèle intègre la source, qui

peut être soit une source ponctuelle, soit une source étendue, ce qui est préférable pour des séismes de magnitude supérieure à 6 ;

- enfin, la rhéologie du milieu de propagation peut être viscoélastique (cas le plus simple : paramètres élastiques plus amortissement des ondes P et S), ou bien intégrer des éléments de non-linéarité, au moins dans une zone d'extension limitée correspondant aux sols les moins rigides.

Le recours à la simulation numérique soulève deux questions principales quant à la confiance à accorder aux résultats :

- la première a trait à la précision et à la pertinence de la méthode numérique et de sa mise en œuvre. Mis à part le cas "courant" de milieux 1D, sous incidence verticale, et dans l'approximation linéaire équivalente qui consiste à utiliser une procédure itérative pour simuler le comportement non-linéaire en adaptant progressivement les paramètres viscoélastiques au niveau de déformation, la réalisation de tels calculs nécessite une grande expérience et une grande prudence. En particulier, la robustesse et la fiabilité des résultats décroissent quasiment systématiquement en regard du degré croissant de sophistication des modèles utilisés. Les différents tests comparatifs effectués à ce jour (Tsuno et al., 2009; Bielak et al., 2009; Chaljub et al., 2009, 2010) indiquent qu'à l'heure actuelle, il est quasiment indispensable de faire réaliser en parallèle deux calculs indépendants avec des équipes différentes et des codes différents pour s'assurer d'un minimum de confiance ;
- la deuxième concerne la représentativité du modèle utilisé pour la simulation et sa pertinence par rapport au site réel. Les résultats sont en effet très sensibles tant à la configuration géométrique exacte qu'aux paramètres mécaniques, les plus importants étant la vitesse et l'amortissement des ondes S (de cisaillement), et, dans le cas non-linéaire, leurs variations en fonction du niveau de déformation. Lorsque ces paramètres et leur structure ne sont pas très bien contraints (voir le paragraphe suivant pour un bref aperçu des méthodes de reconnaissance), il est indispensable d'effectuer des études de sensibilité pour apprécier la variabilité des résultats en fonction de l'incertitude sur les paramètres du modèle.

Les principaux inconvénients de l'approche numérique sont donc la grande sensibilité des résultats au modèle de calcul, alliée à la méconnaissance des caractéristiques exactes du sous-sol. De plus, il faut être conscient qu'en règle générale, à l'heure actuelle, les simulations numériques 3D ne permettent pas de calculer de façon déterministe au-delà d'une fréquence maximale de l'ordre de 2 à 5 Hz, pour des raisons à la fois de limitations informatiques (même avec des machines parallèles récentes), et de limitations des techniques de reconnaissance géophysiques, qui ne peuvent pas, à coût raisonnable, procurer de cartographie des modèles à courte longueur d'onde. Enfin, ce type d'approche est coûteux en temps et en moyens numériques requis. Comme indiqué au § 5.2.2.2, il est vivement recommandé de confier ces analyses d'ordre sismologique à des équipes compétentes pouvant justifier d'une certaine expérience dans le domaine.

En revanche, l'énorme intérêt de cette approche est d'aider à bien prendre conscience de la physique des phénomènes pouvant affecter le site, et de permettre de quantifier leurs effets potentiels. Cela peut donc constituer un guide précieux pour optimiser le schéma d'instrumentation en vue de répondre à certaines questions en suspens du fait de l'inaccessibilité de certains paramètres.

### 5.3. Techniques de reconnaissance

Différents paramètres sont nécessaires suivant l'approche utilisée et les objectifs recherchés. L'objectif minimum est l'identification de la classe du site selon la réglementation en vigueur (A à E, ou S1-S2 pour les EC8, cf. tableau 4.4). En cas de redéfinition de l'aléa sismique local, il convient d'aller au-delà pour nourrir les modèles numériques utilisés pour calculer la réponse du site. Les paramètres les plus importants sont la structure en vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s(x,y,z)$ ), les coefficients d'amortissement correspondants, et les paramètres de non-linéarité, c'est-à-dire la dépendance de ces deux paramètres avec le niveau de déformation.

D'une façon générale, il convient d'insister sur l'intérêt de reconnaissances géotechniques et géophysiques de qualité, même si les tendances actuelles vont généralement dans le sens d'économies sur ce poste, qui se payent en principe par de plus grandes incertitudes et donc la nécessité de plus grandes marges. Les paragraphes qui suivent présentent un aperçu des différentes techniques disponibles pour leur mesure.

#### 5.3.1. Techniques in situ

La majorité des techniques in situ actuelles concernent essentiellement la mesure de la vitesse des ondes S. Une synthèse en est donnée dans le Tableau 5-1. La pratique actuelle privilégie les méthodes en forage ("invasives", § 5.3.1.1) par rapport aux méthodes non-invasives (§ 5.3.1.2), moins répandues dans les bureaux d'études géotechniques. Des études comparatives touchant tant à leur robustesse qu'à leur précision sont prévues dans le cadre de l'axe 3 du projet "SIGMA" (Seismic Strong Motion Assessment, EDF\_AREVA – CEA – ENEL, 2011-2015).

Les mesures d'amortissement sont encore embryonnaires et foncièrement insuffisantes, et il n'existe à l'heure actuelle aucune technique de mesure in situ des paramètres non-linéaires, hormis l'instrumentation avec des réseaux accélérométriques denses et l'occurrence de séismes suffisamment forts pour solliciter les sols au-delà de leur régime élastique.

##### 5.3.1.1. Méthodes invasives

Les techniques considérées, au moins jusqu'à récemment, comme les plus fiables et précises, sont celles utilisant des forages pour obtenir des profils de vitesse  $V_s(z)$ .

La plus couramment recommandée est la mesure "cross-hole" qui nécessite au moins 2 forages (le mieux étant 3) et consiste à mesurer le temps de propagation pour les ondes S (et P éventuellement) entre un émetteur et un récepteur situés à la même profondeur dans deux forages proches (quelques mètres). Pour des mesures profondes (au-delà de 15-20 m), elles doivent être accompagnées de mesures d'inclinométrie en forage pour pouvoir évaluer précisément la distance inter-forages à toutes les profondeurs.

Les autres méthodes en forage n'en nécessitent qu'une, mais présentent l'avantage de mesurer la vitesse de propagation dans la direction verticale, ce qui est préférable en cas de forte anisotropie du matériau (certaines marnes et argiles) : ce sont les diagraphies soniques et les techniques down-hole (voire up-hole). Les plus précises sont les diagraphies soniques, la précision des mesures down-hole diminuant quand la profondeur augmente. Ces dernières sont par contre intéressantes pour obtenir une estimation de l'atténuation (à partir de la décroissance du contenu haute fréquence); cette estimation peut cependant être affectée de biais importants dans la mesure où il s'agit d'une estimation assez haute fréquence (quelques dizaines de Hz), donc sensible aux phénomènes de diffusion sur des hétérogénéités à très courte longueur d'onde, phénomènes qui sont beaucoup moins

prononcés dans la gamme des fréquences intéressantes en génie parasismique (0,1 – 20 Hz) correspondant à des longueurs d'onde beaucoup plus longues.

Le principal inconvénient de ces mesures en forage – en dehors du coût – est qu'elles sont très ponctuelles et ne donnent aucune indication sur les variations latérales. Leur principal avantage est la réputation de fiabilité – sous réserve qu'elles soient récentes. Un autre avantage est la possibilité de tirer profit de ces forages pour installer des capteurs accélérométriques ou vélocimétriques à différentes profondeurs, et d'obtenir ainsi des enregistrements sismiques permettant de contrôler et d'affiner les modèles, et de mieux contraindre les paramètres d'amortissement.

### **5.3.1.2. Méthodes non-invasives**

Elles consistent à obtenir des mesures à partir de dispositifs en surface, sans nécessité de forage. C'est d'ailleurs leur intérêt principal, auquel s'ajoute le fait qu'elles permettent d'échantillonner une région plus vaste.

Les méthodes plus anciennes concernent les mesures des vitesses des ondes de volume ( $V_S$ ,  $V_P$ ) par réfraction (courant) ou réflexion (beaucoup plus rare pour les ondes S). Elles consistent à disposer une (ou plusieurs) lignes de capteurs en surface, et pointer les temps d'arrivée des différentes ondes pour des sources ponctuelles actives provoquées. La profondeur de pénétration dépend des sources utilisées : si l'on n'utilise que des sources manuelles (marteau), il est difficile d'aller au-delà de 20 – 30 m. Au-delà, il faut des sources beaucoup plus énergétiques, du type explosifs ou camion vibreur.

Les méthodes plus récentes utilisent les propriétés des ondes de surface (Rayleigh et Love), dont la courbe de dispersion (ou variations de la vitesse de propagation avec la fréquence) est intimement liée au profil de vitesse des ondes S avec la profondeur. Elles comportent donc essentiellement deux étapes : la première consiste à mesurer ces courbes de dispersion à l'aide de dispositifs instrumentaux ad hoc, et la seconde à inverser ces courbes de dispersion en termes de profil de vitesse  $V_S(z)$ .

La mesure des courbes de dispersion peut se faire soit avec des sources actives, soit de manière passive en utilisant les vibrations ambiantes.

Dans le premier cas, on utilise des dispositifs instrumentaux semblables à ceux de la réfraction, mais les vitesses sont déterminées au moyen d'un traitement d'antenne sur la totalité du signal (MASW) ou en utilisant sa phase en cas de source monochromatique (SASW). Comme pour la réfraction, la profondeur de pénétration reste limitée à 15-20 m si les sources restent manuelles, car les fréquences excitées sont généralement supérieures à 10 Hz. Pour descendre à plus grande profondeur en utilisant les basses fréquences, il est alors préférable d'utiliser soit des sources plus énergétiques (explosifs, camions) et des dispositifs assez longs (plusieurs centaines de mètres), soit d'enregistrer les vibrations ambiantes avec des capteurs large-bande déployés en nappes 2D de façon à compenser l'absence d'information sur l'origine des sources par une large couverture azimutale. Plusieurs géométries sont envisageables à cette fin : cercles concentriques, triangles emboîtés, spirales, avec des distances minimales inter-capteurs et une ouverture maximale à régler au cas par cas en fonction des vitesses mesurées ; la profondeur d'investigation est cependant généralement de l'ordre du tiers à la moitié de l'ouverture du dispositif.

C'est toujours la dernière étape d'inversion qui s'avère la plus délicate et qui demande le plus d'expérience (voir par exemple le résultat des tests en aveugle relaté dans Cornou et al., 2009). Une "bonne" inversion ne doit jamais se limiter à indiquer un seul profil solution, mais au contraire donner une famille de solutions admissibles, compatibles avec les incertitudes de mesure, en raison du très fort degré de non-unicité de la procédure d'inversion. Pour mieux la contraindre, il est utile de tirer parti de toute information complémentaire, comme

par exemple les profondeurs de certaines interfaces, ou encore la courbe d'ellipticité des ondes de Rayleigh. Il est donc préférable de confier ces mesures à des équipes compétentes pouvant justifier leur expérience, en particulier sur cette phase d'inversion. De toute façon, ces méthodes en ondes de surface ne peuvent pas avoir la finesse de résolution que permettent les méthodes invasives, et offrent généralement une précision très limitée sur les vitesses du substratum rocheux.

Néanmoins, il importe aussi de mentionner que certains paramètres "moyens" comme  $V_{s,30}$  peuvent généralement être déterminés directement à partir de la courbe de dispersion – au moins dans le cas des vibrations ambiantes –, ce qui rend la phase d'inversion moins nécessaire : il existe en effet un faisceau grandissant d'observations constatant que  $V_{s,30}$  est très proche de la vitesse des ondes de Rayleigh correspondant à une longueur d'onde de 40 à 45 m (Renalier, 2010 ; Zor et al., 2010).

L'avantage principal de ces techniques en ondes de surface est l'accès à des informations "moyennées" sur toute la longueur du profil ou l'extension du réseau, ainsi que le coût modique puisque les investigations se font à partir de la surface. Leur inconvénient est double : le premier – qui devrait se résorber dans le futur – réside dans le niveau d'expertise requis et les incertitudes associées, en particulier en l'absence de modèle initial contraint (données géologiques, géotechniques, géophysiques) ; le second – incompressible – est la faible finesse de résolution en profondeur.

	Nom de l'essai	Description	Paramètres mesurés	Références
Méthodes invasives  (forage)	Cross-Hole	Sondage trou à trou. Une configuration de 3 trous est généralement utilisée.	$V_s, V_p$	ASTM D4428/D4428M-91 <i>Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing</i>
	Down-Hole	Sondage surface à fond de trou ou de fond de trou à la surface (up-hole).	$V_s, V_p$	Hoar, R. J. Stokoe, K.H.II (1978)
	Piézocône sismique	Pénétromètre équipé d'un géophone ou d'un accéléromètre. Cet essai ne requiert pas de forage et l'analyse en est semblable à l'essai down-hole.	$V_s, V_p$	Campanella, R. G. et al., (1994).
Techniques non-invasives  (depuis la surface)	Sismique réfraction	Ondes sismiques générées à partir de la surface du sol par une impulsion dynamique (marteau, explosion, camion vibreur).	$V_p (V_s)$	ASTM D5777-95e1 <i>ASTM Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation</i>
	SASW* et MASW**	Analyse spectrale des ondes de surface.	$V_R$	Stokoe, K. H. (1989) Park et al., 1999
	Bruit de fond réseau	Déploiement d'un réseau de capteurs sismologiques en surface (ouverture de quelques dizaines à quelques centaines de mètres suivant profondeur de pénétration souhaitée) et enregistrement synchrone des vibrations ambiantes.	$V_R, V_L, V_s$	Aucune normalisation. Guides d'utilisation SESAME et NERIES JRA4
	Bruit de fond ponctuel, technique H/V	Enregistrement ponctuel des vibrations ambiantes avec un capteur 3 composantes, et comparaison du contenu spectral des composantes horizontales et verticales	Fréquence fondamentale du site $f_0$	Nakamura, 1989 Guide SESAME, 2004

\*SASW=Single-channel analysis of surface waves

\*\*MASW=Multi-channel analysis of surface waves

$V_p, V_s, V_L, V_R$  : vitesse des ondes P, S, Love et Rayleigh

Tableau 5-1 - Techniques de reconnaissance

### 5.3.1.3. Autres estimations

Il est souvent proposé d'obtenir des estimations de la vitesse des ondes S à partir d'autres paramètres géotechniques plus "courants" : grandeurs pénétrométriques ( $N_{SPT}$ ,  $q_c$ ,  $F_s$ ,  $C_u, \dots$ ), voire directement à partir des mesures de vitesses d'ondes P.

En règle générale, de telles estimations ne sont conseillées qu'à titre de vérification, mais jamais comme mesure, car les corrélations proposées entre ces différents paramètres géotechniques et  $V_S$  sont beaucoup trop floues et incertaines. Ceci vaut aussi pour les extrapolations à partir des valeurs mesurées de  $V_P$ , tant est grande la sensibilité du rapport  $V_P/V_S$  au coefficient de Poisson, lui-même très variable dans les sols meubles et, qui plus est, diphasiques.

Une autre vérification utile et simple consiste à mesurer la fréquence propre du site, à partir d'enregistrement de vibrations ambiantes et d'un traitement "H/V" consistant simplement à comparer les contenus spectraux des composantes horizontales ("H") et verticale ("V"): le profil de vitesse trouvé doit être compatible avec la fréquence propre ainsi mesurée. Cette mesure très simple proposée par Nakamura (1989) est généralement intéressante en cas de contraste fort en profondeur permettant d'appliquer la formule  $f_0 = V_S / 4h$ , mais elle ne saurait seule donner des indications sur la vitesse des ondes S : elle doit être couplée soit avec des sondages destructifs permettant de localiser l'interface sédiments / substratum pour fixer la valeur de  $h$ , soit avec des mesures de vitesse très superficielle (essais MASW par exemple).

**En conclusion, il est fortement recommandé, dans la mesure du possible, de mettre en œuvre à la fois des méthodes invasives (forages) afin de mieux appréhender les matériaux superficiels, si possible jusqu'au "substratum sismique" (nature, épaisseur, caractéristiques géotechniques, voire géophysiques in situ) et non-invasives (H/V, SASW, MASW, réseau bruit de fond) afin de caler à ces horizons des caractéristiques dynamiques cohérentes.**

### 5.3.2. Essais en laboratoire

Les principaux essais en laboratoire sont ceux destinés à caractériser le comportement non-linéaire des sols (sols en place et/ou matériaux du barrage).

Les plus immédiats concernent l'obtention des limites d'Atterberg  $w_P$  et  $w_L$ , de façon à déterminer l'indice de plasticité  $I_P$  qui contrôle le degré de non-linéarité et peut permettre, à défaut de mesures directes, d'utiliser les courbes recommandées dans la littérature.

Les mesures spécifiques donnant l'évolution du module de rigidité et de l'amortissement avec le niveau de déformation sont la colonne résonnante (faibles déformations  $< 10^{-3}$ ) et le triaxial cyclique (déformations plus importantes). Même si de tels essais sont maintenant bien standardisés, il est toujours prudent et utile de se concerter avec les équipes qui utiliseront ces valeurs dans des modèles numériques pour garder trace de tous les paramètres et conditions d'essai, qui sont souvent indispensables pour caler / initialiser les modèles de non-linéarité.

Il est aussi toujours utile de comparer les modules mesurés à faible déformation en laboratoire et ceux mesurés in situ. Il faut également garder à l'esprit la notion de représentativité d'un essai sur un échantillon par rapport à une colonne de sol et plus encore par rapport à un volume.

De tels essais sont notamment très utiles pour toutes les études concernant les risques induits (liquéfaction et glissements de terrain).

## **5.4. Recommandations pratiques pour la prise en compte des effets de site directs**

### **5.4.1. Finalité**

L'objectif est de déterminer, pour le site de l'ouvrage, un ensemble de paramètres décrivant l'aléa sismique (le plus souvent, le spectre de réponse en accélération), qui tienne compte à la fois de l'aléa sismique régional (au "rocher de référence") et des modifications induites par les conditions géologiques, géotechniques, et topographiques locales.

### **5.4.2. Critères de qualité**

Les critères énoncés ci-dessous correspondent à plusieurs impératifs : traçabilité, reproductibilité, robustesse, fiabilité.

#### **5.4.2.1. Données et hypothèses**

##### **a) Données**

Il est nécessaire de qualifier la qualité des données de base concernant les caractéristiques du sous-sol qui sont utilisées pour l'étude d'aléa sismique local. Celles-ci doivent donc être identifiées, datées et leur origine doit être répertoriée ; les techniques de traitement et d'interprétation utilisées à l'époque de l'acquisition doivent être connues et évaluées de façon à pouvoir en apprécier la précision.

Les données complémentaires, indisponibles mais nécessaires à l'utilisation des méthodes employées pour l'estimation quantitative des fonctions d'amplification / spectres, doivent aussi être identifiées (exemple : amortissement, paramètres non-linéaires, etc.), et le choix des valeurs (ou mieux des fourchettes de valeurs) finalement retenues doit être spécifié et expliqué, même sommairement.

##### **b) Hypothèses et démarches adoptées**

La démarche adoptée pour l'étude d'aléa sismique local doit être clairement explicitée et justifiée, en fonction des données disponibles et des objectifs recherchés, éventuellement aussi en fonction des contraintes budgétaires.

#### **5.4.2.2. Quantification des effets d'amplification et méthodes utilisées**

Les méthodes utilisées pour l'estimation quantitative des effets de site, qu'elles soient instrumentales, empiriques ou numériques, peuvent être très variées. Elles doivent cependant satisfaire aux conditions suivantes :

- s'il s'agit de méthodes "anciennes", elles doivent avoir été validées par des travaux antérieurs dûment reconnus et référencés ; à défaut de méthodes établies, les méthodes nouvellement développées doivent être décrites dans des documents annexes suffisamment détaillés pour pouvoir les valider ;
- l'expertise de l'équipe ou du bureau d'études dans l'utilisation de ces techniques doit pouvoir être appréciée ;



- leur mode d'utilisation dans le cas particulier de l'étude d'aléa local doit être documenté de façon à ce que les résultats soient reproductibles (mention doit donc être faite, par exemple, des hypothèses retenues pour les paramètres internes de calcul, du choix du code de calcul) ;
- lorsque ces méthodes nécessitent l'utilisation d'accélérogrammes temporels, le choix de ces accélérogrammes devra être précisé et justifié, en liaison avec l'aléa sismique régional considéré au "rocher de référence" (cf. § 4.1) ;
- les caractéristiques du "rocher de référence" devront être clairement explicitées, ainsi que les procédures de déconvolution utilisées pour déterminer les mouvements incidents en profondeur et/ou en surface de rocher de caractéristiques différentes (plus rigides notamment).

Une attention particulière doit être accordée à la robustesse des résultats obtenus par rapport aux hypothèses qui doivent inévitablement être faites et aux incertitudes sur les paramètres d'entrée. Pour cette raison, il est recommandé de ne jamais fonder les estimations uniquement sur une approche numérique, et de toujours les valider, au moins ponctuellement, par une mesure instrumentale ou une observation d'au moins un des attributs des fonctions d'amplification (exemple : fréquence fondamentale par traitement H/V de mesures de bruit de fond, amplification à faible niveau de déformation par rapport à un site de référence, observations macrosismiques,...). La disponibilité d'enregistrements sur le site de séismes même faibles peut être une aide précieuse (cf. § 9.3).

#### **5.4.3. Présentation des résultats**

Pour permettre une application simple en harmonie avec l'esprit et la pratique de la réglementation nationale pour les ouvrages à "risque normal", les propositions devront veiller aux points suivants :

- les actions sismiques pour l'ouvrage doivent être spécifiées d'une façon compatible avec la réglementation nationale en vigueur (spectres de réponse élastiques, avec déplacements réalistes à longue période) ; d'autres paramètres de mouvement du sol peuvent y être associés (durée, voire collection d'accélérogrammes temporels) ;
- les différences éventuelles avec les spectres de la réglementation nationale en vigueur doivent être bien mises en évidence et justifiées en termes physiques, de façon à bien faire apparaître les apports spécifiques de l'étude locale. En particulier, les phénomènes physiques à l'origine des effets (et les modifications spectrales associées) doivent être clairement identifiés et explicités (résonance 1D, effet topographique de surface, effet de vallée ou de bassin, effets non linéaires, etc.) ;
- les propositions finales devront également clairement spécifier s'il s'agit de propositions moyennes, sans biais, ou bien si elles intègrent certaines marges de sécurité, qu'il conviendra alors au minimum d'identifier, et si possible de quantifier.

## 5.5. Effets induits

### 5.5.1. La liquéfaction

(extraits du document "prévision du risque de liquéfaction" – Pierre Foray et Etienne Flavigny)

#### 5.5.1.1. Introduction

Le terme "liquéfaction" des sables a été introduit par Casagrande dès 1940 pour désigner l'état d'un matériau sableux qui aurait perdu sa résistance au cisaillement du fait de l'augmentation de pression interstitielle. Pour un sable, si  $\Phi$  désigne l'angle de frottement, la loi de Coulomb s'exprime par :

$$\tau = (\sigma_n - u) \tan \Phi$$

où  $\tau$  est la contrainte de cisaillement,  $\sigma_n$  la contrainte normale totale et  $u$  la pression interstitielle. Dans un dépôt naturel, la contrainte normale totale correspond au "poids des terres sus-jacentes". Si une sollicitation crée des pressions interstitielles qui annulent la contrainte normale totale, la contrainte effective devient nulle et la résistance au cisaillement s'annule. Le sol a alors un comportement liquide, comme si les grains de sable flottaient dans l'eau interstitielle sans transmettre de contraintes entre les grains.

Un matériau sableux, lorsqu'il est soumis à des contraintes de cisaillement, subit des variations de volume : celles-ci peuvent être positives ou négatives, correspondant à la *dilatance* ou à la *contractance* du sol. Dans des sables très fins lâches et peu perméables, soumis à de fortes sollicitations appliquées rapidement, le matériau n'a pas le temps de se drainer et la pression interstitielle créée par la sollicitation annulera ou diminuera drastiquement la résistance au cisaillement.

Il en est de même lors de sollicitations sismiques de quelques secondes agissant sur des dépôts alluvionnaires : la liquéfaction des couches sous-jacentes a été observée. On décrira donc le phénomène de liquéfaction dû aux séismes par ses effets sur les constructions, les moyens d'études dont dispose le géotechnicien pour estimer le potentiel de liquéfaction d'un site, et les techniques permettant de diminuer la susceptibilité à la liquéfaction.

#### 5.5.1.2. Exemples de liquéfaction

##### a) Le séisme de Niigata (1964) : perte de force portante

Lors du séisme qui a touché Niigata en 1964, de nombreux phénomènes de liquéfaction ont été mis en évidence. Ce séisme avait une magnitude de 7,3, avec un épicentre à 50 km au nord de la cité. L'accélération au socle a été estimée à 0,16 g. Le sous-sol est constitué essentiellement de couches de sable lâche jusqu'à 30 m de profondeur ; la ville est située dans une plaine côtière relativement plate au bord de la mer du Japon. La nappe phréatique se trouve près de la surface à 1 à 2 m de profondeur.

Les dommages ont concerné notamment les fondations d'immeubles : ceux-ci étaient fondés essentiellement sur des fondations superficielles ou sur des pieux de 10 à 15 m. Des pertes de portance ont été observées entraînant des basculements d'immeubles sans que leurs structures soient détruites. On a aussi observé des soulèvements de réservoirs enterrés (Fig. 5-9 et 5-10).

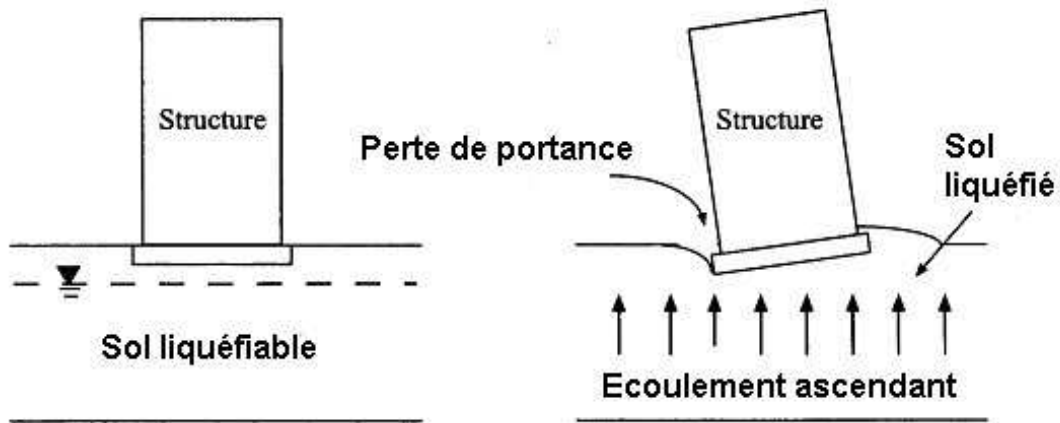


Figure 5-9 - Perte de portance



Figure 5-10 - Liquéfaction à Niigata (Japon 1964) et à Izmit (Turquie 1999)

Les études ultérieures (Ishihara) ont montré que la liquéfaction dépendait essentiellement de deux facteurs, la résistance du sol mesurée par le nombre de coups au SPT et la contrainte verticale en place. Les zones ayant liquéfié se trouvaient entre 4 et 8 m de profondeur.

#### b) Le barrage Van Norman (1971)

Ce barrage d'alimentation en eau situé en Californie a subi un séisme le 9 février 1971. Cet événement est décrit au § 3.1. Le séisme a provoqué la liquéfaction de zones du barrage construites par remblaiement hydraulique. Ces zones ont perdu leur résistance au cisaillement et un glissement de la partie amont s'est produit (Fig. 5-11 et 5-12). Le glissement n'a pas provoqué de déversement au-dessus de la crête.

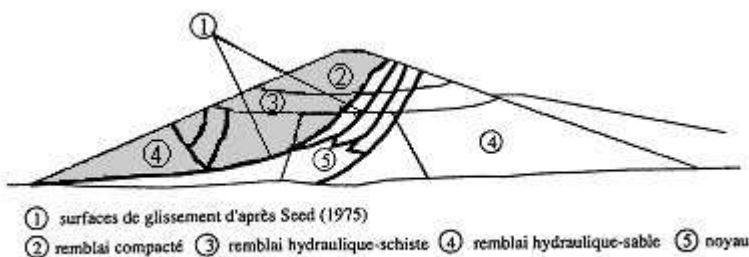


Figure 5-11 : Coupe du barrage Van Norman (d'après Seed et al., 1975)



Figure 5-12 - Barrage Van Norman (Kammerer, 2003)

### c) L'étalement latéral

La liquéfaction peut entraîner des mouvements horizontaux importants : des zones de sols "flottent" sur la couche de sable liquéfiée. La figure 5-14 en montre un exemple lors du séisme de Kobé (1995).

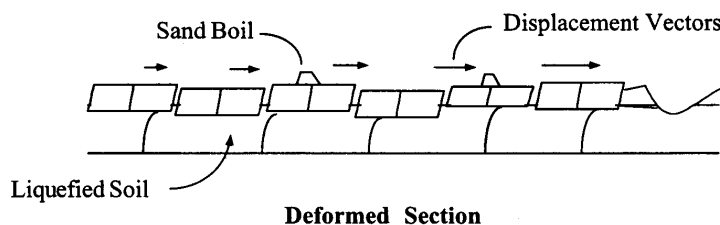


Figure 5-13 - Etalement latéral



Figure 5-14 - Etalement latéral - Kobé

### d) Les "volcans" de sable

Dans les couches de sable liquéfiées, le mélange {sable + eau interstitielle} est en pression. L'étalement latéral crée des fissures verticales par où s'échappe ce mélange en surpression. Il en résulte un écoulement de sable et d'eau vers la surface qui crée des amoncellements de sable déposés sur la surface. Ceux-ci sont appelés "volcans de sable" : leurs dimensions sont modestes, quelques dizaines de centimètres de haut pour quelques mètres de diamètre.



Figure 5-15 - Volcan de sable (sand boil) - craterlet

Cette manifestation de la liquéfaction peut être très utile pour rechercher des séismes anciens et permettre ainsi de remonter loin dans le temps.

### e) La stabilité des pentes

La liquéfaction de couches sableuses peut aussi entraîner des pertes de stabilité de pentes, dues à la perte quasi-totale de résistance du sable.

#### 5.5.1.3. Facteurs et paramètres explicatifs

Le potentiel de liquéfaction d'un sol est réglé par sa courbe de résistance. Plusieurs facteurs influent sur cette courbe ; les principaux sont détaillés ci-dessous.

#### a) La nature du sol

La liquéfaction apparaît dans les sols fins non cohérents. Pour les sols très fins, les liens cohésifs entre les grains empêchent la liquéfaction. Pour les sols très perméables, tels que les graviers, la forte perméabilité permet une dissipation rapide des pressions interstitielles. La Fig. 5-16 (d'après Iwasaki, 1986) donne les limites granulométriques des sables et silts les plus liquéfiables.

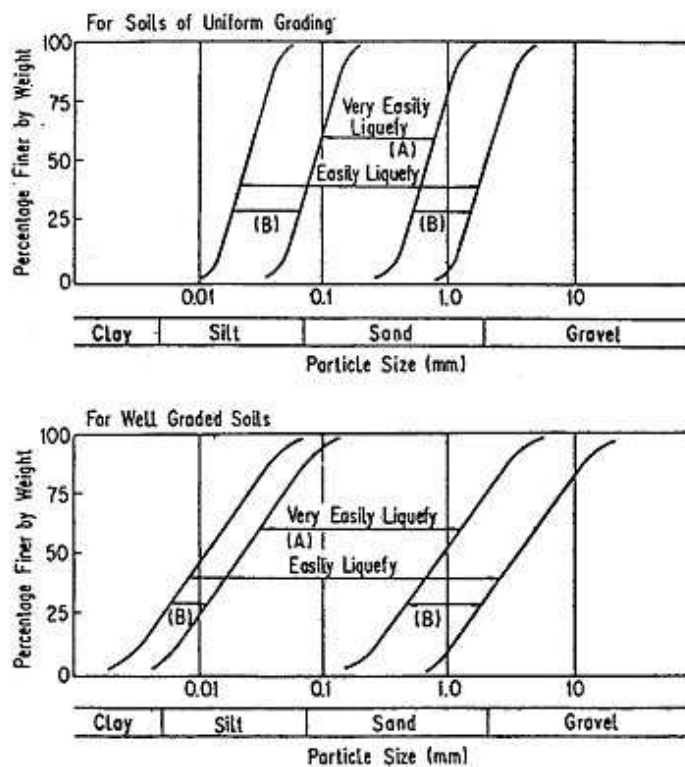


Figure 5-16 - Fuseaux des sols liquéfiables - en haut : granulométrie serrée, en bas, granulométrie étalée

Les règles parasismiques françaises fixent aussi des critères granulométriques :

- sables, sables vasards et silts ;
- matériaux saturés ;
- coefficient d'uniformité  $C_u < 15$  avec  $C_u = D_{60}/D_{10}$  ;
- diamètre moyen  $0,05 \text{ mm} < D_{50} < 1,5 \text{ mm}$

Et excluent les sols dont :

- soit  $D_{10} > 2 \text{ mm}$  ;
- soit  $D_{70} < 74 \mu\text{m}$  et  $I_p > 10$



Les "D" correspondent à des diamètres obtenus lors de l'analyse granulométrique et Ip est l'indice de plasticité obtenu à partir des limites d'Atterberg.

### b) Pourcentage de fines

Une augmentation de la teneur en fines, donc de l'indice de plasticité, entraîne une augmentation de la résistance à la liquéfaction pour une densité relative donnée. Cependant certains sols contenant des fines ne présentant pas de liens cohésifs entre les grains sont très sensibles à la liquéfaction (tels les déchets miniers, matériaux provenant du broyage de minerai et pouvant être assimilés à de la "farine" de roche).

### c) Le coefficient de poussée des terres au repos

La résistance augmente avec le coefficient  $K_0$ . Cela correspond au fait que les sables surconsolidés présentent un comportement dilatant : la liquéfaction apparaît plus facilement dans les sables normalement consolidés.

### d) La densité du sable

La densité d'un sable peut varier entre une compacité maximale et une compacité minimale. La densité relative  $D_R$ , ou indice de densité  $I_d$ , fixe la position relative de la densité du sable par rapport à ses limites.  $D_R = 0$  correspond au sable dans l'état lâche.  $D_R$  est définie par :

$$D_R = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}) \quad \text{où } e \text{ désigne l'indice des vides}$$

La densité relative est le paramètre le plus important pour l'étude de la liquéfaction. Jusqu'à une densité relative de 70 à 80 %, la résistance à la liquéfaction augmente avec la densité relative. L'estimation de  $D_R$  en place pour un dépôt de sable est donc particulièrement important et justifie le recours aux essais in situ.

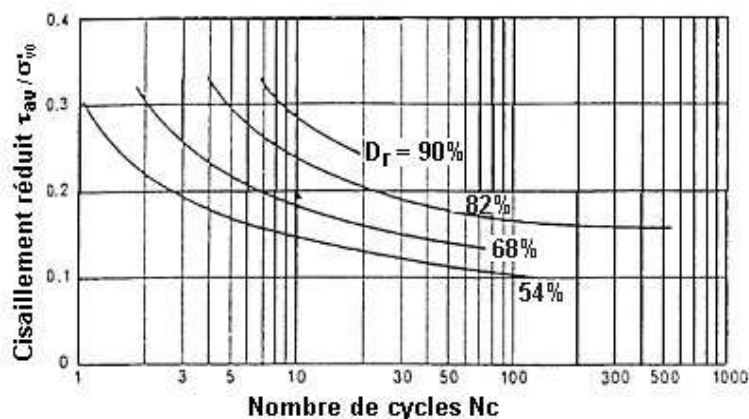


Figure 5-17 - Effet de la densité relative  $D_r$  sur le seuil de liquéfaction (en ordonnées,  $\tau_{av} / \sigma'_{v0}$  dont la définition est donnée au § 6.2.3.3 - en abscisse le nombre de cycles à l'essai triaxial cyclique)

#### Remarque : Structure et âge des dépôts

Au vu des difficultés à obtenir des échantillons intacts, les échantillons de laboratoire sont souvent reconstitués par pluviation ou compactage en cherchant à obtenir la même densité qu'in situ. Ce faisant, on efface les effets de la structure de l'assemblage particulière et des liens inter grains qui ont pu se créer au cours du temps. Les sédiments les plus récents sont les plus susceptibles de liquéfaction. Des expériences comparatives ont montré que la résistance à la liquéfaction d'échantillons intacts pouvait atteindre deux fois celle d'échantillons reconstitués.

#### 5.5.1.4. Prédiction de la liquéfaction à partir d'essais in situ

L'estimation du potentiel de liquéfaction doit être faite systématiquement lorsque la zone considérée peut être soumise à un séisme.

Divers moyens d'étude de la liquéfaction - essais de laboratoire ou essais in situ - sont employés par les géotechniciens.

Les échantillons de sables sont difficiles à prélever sans les remanier, la densité relative est un facteur très influant : ces deux faits ont conduit à se tourner vers les essais in situ pour estimer la résistance à la liquéfaction.

La première phase de ces études s'appuie d'abord sur une très bonne reconnaissance géotechnique menée avec des moyens classiques (sondage, SPT, pressiomètre, pénétromètre,...) mais aussi sur une identification des sols rencontrés et notamment leur granulométrie (pourcentage de fines, plasticité, diamètre moyen). L'estimation de la densité en place des sables est et restera difficile à effectuer par prélèvement : les essais in situ permettent de contourner cette difficulté. Au stade des études préliminaires des sites, ces essais sont essentiels pour orienter la suite des études ou même la suite du projet s'il s'agit d'un projet neuf.

Pour ce qui concerne les essais in situ, la première approche a été développée par Seed et al (1971) avec le Standard Penetration Test (SPT). Un grand nombre de sites ont été testés avec le SPT et il a été possible d'établir une corrélation. Depuis, le développement des essais de pénétration (Cone Penetration Test, CPT) et les améliorations de l'essai CPT classique avec mesure de pression interstitielle (piézocône) ou accéléromètre (sismocône) ont donné de nouvelles possibilités. Les principaux essais et leur interprétation sont exposés au ch. 6.2.3.3. Il paraît toutefois important de présenter, à titre d'exemple, l'abaque issu de l'essai classique du S.P.T. :

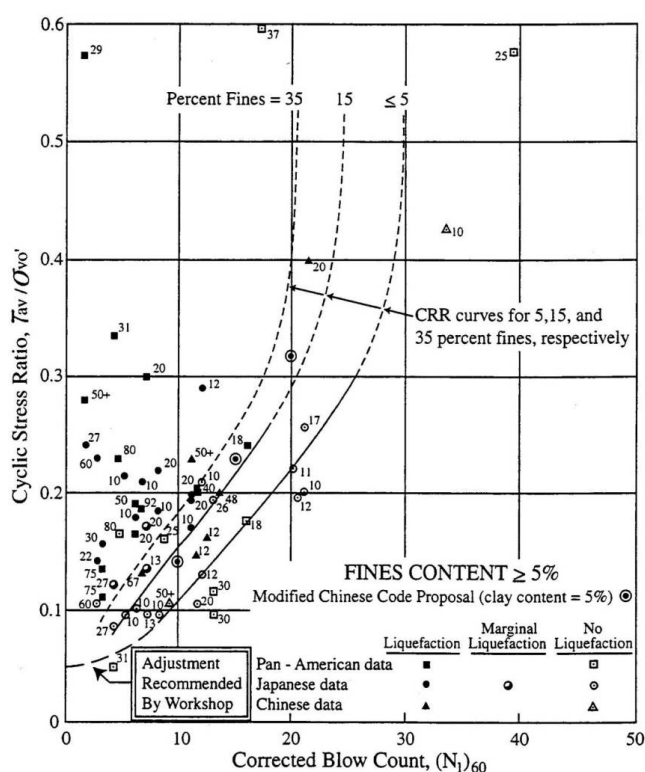


Figure 5-18 - Seuil de liquéfaction en fonction du nombre de coups au SPT (courbe analogue à Fig.6-12 avec points expérimentaux) - NCEER 96-98 basé sur Seed 1985

Pour des séismes de magnitude 7,5, l'analyse des données observées sur sites a conduit Seed (1979, 1985) à proposer les courbes de la figure 5-18 : en ordonnées la valeur de  $\tau/\sigma'$  causé par le séisme (notée  $R_{CS}$  ou  $R_{CR}$  au § 6.2.3.3), en abscisse le nombre de coup  $N_1$  : le plan est divisé en deux zones. Au-dessus d'une courbe se regroupent les sites ayant liquéfié, en dessous les sites où la liquéfaction n'est pas apparue. Le rôle des fines est aussi mis en évidence. Pour des séismes de magnitudes différentes de 7,5, le niveau de seuil de liquéfaction pour une valeur de  $N$  donné peut être multiplié par un facteur MSF donné au § 6.2.3.3.

Nota : Les courbes Seed ont été reprises et légèrement adaptées par des groupes de travail du NCEER (voir glossaire) en 1996 et 1998, avec une publication définitive en 2001 (Youd et al). Dans la suite du rapport, les références à la publication de 2001 sont notées "NCEER 96-98".



### **5.5.2. Les glissements de terrain**

La stabilité des terrains en place est exclue des termes de référence de ce document ; pour autant ce risque doit toujours faire l'objet d'investigations géologiques et géotechniques particulières. Les zones concernées sont au niveau des appuis latéraux, autour du réservoir et enfin dans la vallée amont.

La série de séismes survenus dans le Frioul (Italie du Nord-est) en 1976 (magnitude 6.4 pour la secousse principale suivie de nombreuses répliques dont deux très fortes) est assez symptomatique des phénomènes d'éboulements de versants, même si les conséquences n'ont pas impacté directement des barrages ou des retenues. La configuration géomorphologique particulière de cette région (reliefs superficiels très accidentés, grandes masses de dolomies en surplomb, fracturation intense) a entraîné une multitude de glissements de terrains et chutes de blocs, dont le volume global a été estimé à plus d'un million de m<sup>3</sup> (100 000 m<sup>3</sup> pour l'éboulement de masse le plus important). Il s'en est suivi une remise en mouvement des processus d'évolution géomorphologique, avec élimination des reliefs instables et rajeunissement des formes [Chardon, 1979]

Pour ce qui concerne l'effet d'un glissement de versant dans une retenue, on cite généralement le glissement du Mont Toc en Italie, même s'il n'a pas été initié par un séisme. Le 9 octobre 1963, un glissement de terrain a fait s'écrouler 260 millions de m<sup>3</sup> de terres et de roches dans la retenue du barrage de Vajont. Deux vagues de 25 millions de m<sup>3</sup> d'eau chacune se propagent en aval et en amont du lac de retenue. L'eau déborde alors en aval du barrage sur plus de 150 mètres de haut. La masse d'eau s'engouffre et envahit Longarone, Pirago, Rivalta, Villanova et Faè et de nombreux petits villages aux alentours. On estime à environ 1900 le nombre de personnes tuées par cet énorme "tsunami". Le barrage, lui, n'a pratiquement pas été endommagé. Depuis cette catastrophe, les études concernant les barrages incluent un volet important relatif au risque de glissement de terrain au droit du barrage, en surplomb de la retenue ou en amont, avec les reconnaissances géologiques topographiques et hydrogéologiques que ce type d'étude implique.

Le séisme du 12 mai 2008 de Wenchuan en Chine de magnitude 8 , survenu en période de mousson avec d'énormes précipitations associées, a provoqué de multiples glissements de terrains. Les masses en glissement ont, dans certains cas, constitué des barrages "spontanés" menaçant la sécurité publique selon un mécanisme déjà apparu dans d'autres régions du monde à forte sismicité (voir § 3.3.1). Ce risque doit donc être traité avec une attention particulière.

Le lecteur est renvoyé vers les ouvrages spécialisés de mécanique des sols et des roches pour y trouver les méthodes les plus adaptées d'études, de suivi et de prévention.

### **5.5.3. Les chutes de bloc et les éboulements rocheux**

Les chutes de blocs et les éboulements rocheux sont des phénomènes rapides ou événementiels mobilisant des blocs de roche plus ou moins homogènes depuis un sommet ou une pente, avec l'air pour milieu principal de transport et produisant leur dépôt sur une aire plus ou moins large au pied de la pente.

Ils consistent en la chute libre ou au roulement au départ, après rupture, de blocs formés par fragmentation, le mouvement pouvant ensuite se poursuivre par une série de rebonds de hauteur décroissante (dans le cas d'une pente régulière). La chute de blocs ne concerne qu'un nombre réduit d'éléments ; pour les éboulements, la masse instable est beaucoup plus volumineuse.

Parmi les multiples et importants désordres dus au séisme de Wenchuan en Chine, il faut souligner les impacts de gros blocs atterrissant sur des masques amont, des vannes ou clapets métalliques ou des ouvrages accessoires provoquant des dégâts spectaculaires qu'il convient de réparer en urgence, sans que la sécurité des ouvrages ait été directement mise en cause.

Les méthodes développées pour les études diagnostic en site urbain (identification des zones sources, cartographie, étude de vulnérabilité après analyse des trajectoires possibles) et les méthodes préventives (purges des parois, ancrages des blocs ou parois instables, pose de filets pare-blocs, construction de murs d'arrêt, ...) s'appliquent aussi aux appuis au droit des barrages. Sachant que l'effet des séismes sur les risques de chutes de blocs ou d'éboulements rocheux est difficilement modélisable, une certaine prudence s'impose pour l'implantation et la conception des ouvrages les plus sensibles aux impacts des blocs : tour de prise d'eau, passerelle, vanne métallique ou parement d'étanchéité de surface.

## 6. Analyse sismique des ouvrages

---

### Introduction

Lorsqu'un barrage et sa fondation sont soumis à un séisme, celui-ci engendre un champ d'accélération qui dépend de la forme du barrage et des différents matériaux constitutifs. Selon la raideur des matériaux et leur capacité d'amortissement interne, selon la hauteur et la forme du barrage vis-à-vis du spectre du séisme, la réponse du barrage sera plus ou moins forte. Cette réponse est également influencée par les caractéristiques de la fondation et de la retenue ; c'est pourquoi une bonne prise en compte des interactions sol-structure et fluide-structure est essentielle. Comme d'une façon générale, les caractéristiques des matériaux dépendent des déformations auxquelles ils sont soumis (non linéarités) et, en particulier, des déformations de cisaillement ou distorsions, c'est globalement qu'il faut étudier la réponse du barrage et de sa fondation au séisme.

Le choix de la ou des méthodes de calcul à mettre en œuvre dépend de la réserve de sécurité de l'ouvrage sollicité par un séisme par rapport aux chargements statiques.

En règle générale, il est recommandé de commencer par des méthodes simples et conservatives, appropriées au problème rencontré. Si la structure est jugée stable avec une certaine marge de sécurité par des méthodes simples, une approche plus détaillée n'est pas nécessaire. De même, si de plus amples études s'avèrent utiles, elles doivent être menées progressivement du plus simple au plus compliqué en fonction de la sensibilité de l'ouvrage. Par exemple, pour vérifier la stabilité dynamique d'un ouvrage de faible hauteur, situé sur un site faiblement sismique, une simple approche pseudo-statique peut être suffisante. A l'opposé, l'analyse dynamique d'un barrage de grande hauteur sur un site complexe fortement sismique pourrait exiger une modélisation aux éléments finis tridimensionnelle avec analyse temporelle.

Quelle que soit la méthode développée, l'évaluation finale de la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis d'un séisme doit être basée non seulement sur l'analyse détaillée des résultats numériques mais aussi sur le jugement de l'ingénieur et l'expérience passée.

### 6.1. Ouvrages rigides

#### 6.1.1. Conception générale et scénarii de rupture

##### 6.1.1.1. Barrages-voûtes

Le dimensionnement d'une voûte en zone sismique repose sur des principes analogues à ceux mis en œuvre pour un dimensionnement statique. Ce dimensionnement doit prendre en compte en plus des efforts statiques les forces d'inertie et les effets de couplage avec la retenue.

Pour la voûte proprement dite les points sensibles se situent à l'encastrement avec la fondation, où une fissuration peut se développer et occasionner une évolution post-séisme des sous-pressions, et en crête, où des phénomènes d'amplification sont observés. Dans cette zone, les joints peuvent aussi se décaler lors de la fermeture. Les structures associées à la voûte qui pourraient avoir des fréquences de résonance éloignées de celles de la voûte, comme par exemple une usine de pied, un pont ou de grands porte-à-faux, soit au couronnement, soit dans le cas d'un évacuateur de crue connecté à la voûte peuvent également constituer des points de faiblesse, dans la mesure où les structures s'entrechoquent lorsque les mouvements sont en opposition de phase. Il faut aussi vérifier

que le barrage ne risque pas de basculer vers l'amont lorsque la retenue est vide, si le mode d'exploitation le justifie.

Pour un barrage-voûte, un autre scénario de rupture possible est la perte de stabilité des appuis rocheux. Le drainage des fondations et, en particulier, des accidents géologiques est de ce point de vue très important. Une faille ou une diaclase saturée peut se contracter ou se dilater sous l'effet du séisme et voir sa résistance au cisaillement diminuer brusquement. Les études de stabilité des appuis doivent être réalisées en tenant compte de ces risques.

#### **6.1.1.2. Barrages-poids**

Les barrages-poids sont des ouvrages sensibles au séisme à cause de leur inertie.

Le principal risque de rupture d'un barrage-poids sujet à un séisme est une fissuration excessive pouvant entraîner une instabilité par glissement ou basculement. Un glissement déstabilisateur peut intervenir sur une surface de faiblesse existante ou bien créée par une fissuration excessive du béton au niveau du contact barrage/fondation ou dans la masse du barrage, mais parfois également dans la partie superficielle de la fondation.

L'expérience des barrages qui ont subi de forts séismes montre cependant que ces structures peuvent supporter sans se rompre des séismes importants au prix de l'endommagement local des matériaux constitutifs du barrage et de sa fondation. Ceci s'explique par le fait que l'endommagement des matériaux entraîne l'augmentation des capacités d'amortissement de la structure lorsque des déplacements plastiques apparaissent. Ce point positif est à prendre en compte pour l'appréciation du comportement des vieux barrages-poids en maçonnerie.

#### **6.1.1.3. Barrages à contreforts**

Les barrages à contreforts présentent une sensibilité particulière vis-à-vis des sollicitations transversales. C'est pourquoi il est important de vérifier que les fréquences propres des modes de vibration transversaux des contreforts ne se situent pas dans la zone d'amplification maximale (plateau du spectre en accélération) du spectre de la sollicitation et d'en tenir compte dans l'analyse.

Une attention particulière sera également accordée comme pour les barrages-poids classiques aux variations rapides de l'inertie du profil du barrage qui peuvent constituer des zones de faiblesse sous sollicitation sismique (cf. § 3.2).

#### **6.1.1.4. Barrages à voûtes multiples**

Les barrages à voûtes multiples présentent un comportement tridimensionnel qui combine les comportements des barrages-voûtes et des barrages à contreforts. C'est pourquoi différents modes de réponse sont envisageables qui nécessiteront de s'attacher aux phénomènes locaux d'amplification observés sur les barrages-voûtes et aux questions de stabilité d'ensemble propres aux barrages-poids.

#### **6.1.1.5. Couronnement des barrages**

Pour tous les types de barrages rigides, la zone proche du couronnement peut être soumise à des amplifications importantes des accélérations, vitesses et déplacements. Ces amplifications peuvent se traduire par différents effets : ouverture des joints, concentration de contraintes au droit des singularités géométriques ou au contact avec des structures massives (culées) ou des superstructures (évacuateur de crues).

Sur certaines voûtes des ceintures antisismiques constituées d'armatures passives ont été mises en place dont le rôle principal est de répartir la déformation sur l'ensemble de la crête de l'ouvrage, éviter sa localisation sur quelques joints et ainsi leur endommagement.

## **6.1.2. Modélisations structurelles**

### **6.1.2.1. Général**

Dans l'ordre croissant de complexité, on recense cinq approches de calcul :

- méthode pseudo-statique
- méthodes dynamiques simplifiées
- méthodes dynamiques – modélisation élastique-linéaire
  - modélisation élastique-linéaire – analyse modale spectrale
  - modélisation élastique-linéaire – analyse temporelle
- méthodes d'analyse post-élastique
- méthodes dynamiques – modélisation non-linéaire

### **6.1.2.2. Méthode pseudo-statique**

#### **a) Principe de la méthode**

La méthode pseudo-statique a constitué la première méthode de calcul de prise en compte d'une action sismique pour la vérification de la stabilité d'ensemble d'un barrage. Développée dans la première partie du XX<sup>ème</sup> siècle, elle est toujours couramment utilisée pour les calculs de stabilité dynamique.

Elle consiste à schématiser l'action dynamique du séisme sur un élément du barrage par une répartition de forces d'inertie égale à une fraction de la force de pesanteur agissant sur cet élément.

A ces forces d'inertie sont ajoutées les forces dues aux surpressions hydrodynamiques. Ces pressions sont exprimées le plus souvent sous la forme des distributions de Westergaard ou de Zangar (cf. § 6.1.3.1).

La sollicitation sismique est de cette façon prise en compte sous la forme d'un chargement statique particulier. Ce chargement statique est alors introduit dans un calcul de stabilité de corps rigide ou déformable (calcul aux éléments finis ou aux différences finies).

Les différentes composantes de la force d'inertie peuvent s'exprimer sous la forme :

$$F = k V \gamma_b \quad \text{avec } k = \alpha a_{\max} / g \quad \text{où}$$

- $k$  est le coefficient pseudo-statique adimensionnel ;
- $\alpha$  est le coefficient sismique adimensionnel bien souvent pris égal à 2/3, pour la composante horizontale ;
- $a_{\max}$  est l'accélération sismique de pic, incluant un éventuel effet de site (terme anglo-saxon Peak.Ground.Acceleration) ;
- $V$  est le volume du corps rigide ( $m^3$ ) ;
- $\gamma_b$  est le poids volumique du matériau ( $kN/m^3$ ).

Le coefficient sismique est un coefficient qui résulte d'une équivalence entre les effets d'un séisme calculés avec une méthode pseudo-statique et ceux simulés par un calcul transitoire non-linéaire par exemple ou résultant de l'observation.

### ***b) Critique de la méthode***

La critique principale que l'on peut formuler à l'encontre de la méthode pseudo-statique est qu'elle ignore l'aspect dynamique du comportement du barrage, alors même que le phénomène est essentiellement dynamique.

Les forces d'inertie prises en compte sont considérées comme uniformes sur l'ensemble de la structure. Or, en raison des caractéristiques vibratoires de cette structure, ces forces peuvent se trouver considérablement amplifiées au centre de gravité et plus encore en crête.

Le séisme exerce par ailleurs sur l'ouvrage et sa fondation une action variable dans le temps, caractérisée par une sollicitation très intense appliquée pendant une durée très courte, relativement aux autres charges supportées par l'ouvrage. Or, l'effet de la secousse sur l'ouvrage n'est pas simplement fonction de l'effet de pic mais également de la répétition des phases fortes de sollicitation. Cet aspect du problème n'est pas pris en compte par la méthode pseudo-statique.

Un deuxième point de réflexion concerne la valeur de l'accélération pseudo-statique à prendre en compte.

L'utilisation la plus simple et la plus répandue de la méthode pseudo-statique consiste à choisir le coefficient pseudo-statique, rapport entre l'accélération maximale pendant le séisme et l'accélération de la pesanteur en fonction de la plus ou moins forte sismicité de la région où se trouve l'ouvrage mais sans références à l'ouvrage lui-même et à ses conditions particulières de fondations.

C'est là négliger un aspect fondamental qui est la réponse dynamique de l'ouvrage au séisme : suivant que le tremblement de terre transporte beaucoup ou peu d'énergie dans la bande de fréquence proche de la fréquence fondamentale de vibration du barrage, il y aura ou non amplification de la réponse de l'ouvrage.

### ***6.1.2.3. Méthodes dynamiques simplifiées***

La prise en compte d'une accélération uniforme pour le calcul des forces d'inertie revient à négliger la mise en vibration du barrage qui induit une amplification des accélérations en crête. C'est pourquoi, pour les barrages-poids, différentes méthodes ont été développées pour prendre en compte la réponse vibratoire en considérant le ou les premiers modes de vibration de l'ouvrage.

Chopra (1979) a ainsi proposé une méthode simplifiée qui permet de calculer la distribution des forces d'inertie en fonction de la hauteur ainsi qu'une distribution des forces hydrodynamiques qui prend en compte la flexibilité de l'ouvrage. Les résultats fournis par cette méthode ont été comparés sur le barrage de Pine Flat avec les résultats d'un calcul dynamique transitoire. La comparaison porte sur les contraintes maximales obtenues. Elle donne des résultats voisins lorsque le premier mode de vibration est seul pris en compte dans le calcul transitoire, mais majore les contraintes de traction par rapport au calcul transitoire effectué avec plusieurs modes propres.

Globalement cette méthode apparaît conservative, en particulier parce que l'effet de la fondation n'est pas pris en compte.

Tardieu et al (1993) ont également présenté une méthode simplifiée de calcul de la fréquence propre du barrage et de l'accélération maximale en crête (quelques précisions sont données également au § 6.2.3.2, pour les ouvrages en remblai). L'annexe 7.3 présente un exemple de calcul utilisant les méthodes de Tardieu et de Chopra.

#### 6.1.2.4. Méthodes dynamiques – Modélisation élastique-linéaire

##### a) Généralités

Le développement des calculs numériques par éléments finis à partir des années soixante-dix a permis une modélisation plus précise des actions dynamiques sur les structures.

Les mouvements sismiques induisent dans les barrages des actions dynamiques dues aux forces d'inertie et aux interactions avec le réservoir. Les forces d'inertie apparaissent lorsqu'on impose le mouvement au niveau de la fondation ; ces forces d'inertie dépendent de la réponse dynamique de la structure et ne sont donc pas connues a priori.

La formulation mathématique généralement utilisée pour le problème dynamique de l'action sismique est la suivante (voir aussi annexe A7.1 pour l'oscillateur simple) :

$$M\ddot{D} + C\dot{D} + KD = -\gamma_{(t)} MU \quad (1) \quad \text{Dans cette équation :}$$

- $D$  est le vecteur des déplacements relatifs des points nodaux de la structure par rapport à un repère mobile lié au support où est imposé le mouvement sismique ;  $\dot{D}$  et  $\ddot{D}$  sont respectivement les vecteurs des vitesses relatives et des accélérations relatives ;
- $M$ ,  $C$  et  $K$  sont respectivement les matrices de masse, d'amortissement visqueux et de rigidité de la structure ;
- $\gamma_{(t)}$  est l'accélérogramme définissant le mouvement sismique imposé ;
- $U$  est un vecteur unitaire dans la direction considérée pour le mouvement sismique.

Cette équation exprime l'équilibre entre les forces d'inertie  $M(\ddot{D} + \gamma_{(t)} U)$  et la somme des forces internes résultant des déformations  $(-KD)$  et des effets d'amortissement  $(-C\dot{D})$  ; elle s'obtient à partir des modèles discrétisés couramment utilisés (masses concentrées, éléments finis, différences finies) ; sa résolution à partir des conditions initiales (en général  $D = 0$  et  $\dot{D} = 0$ ) permet de déterminer à chaque instant le vecteur  $D$  des déplacements relatifs dont on peut déduire les accélérations et les efforts internes.

Dans l'équation (1) le terme  $C\dot{D}$  traduit la dissipation d'énergie qui prend naissance dans le système lorsqu'il est soumis à la sollicitation sismique. L'origine de cette dissipation d'énergie est multiple : elle peut être liée à la fissuration du béton, aux frottements intervenants entre deux sous-parties du même système, à un chargement thermique, aux déformations d'origine plastique dans les matériaux constitutifs, etc. L'énumération ci-dessus montre qu'il n'est habituellement pas possible de quantifier cette dissipation d'énergie à partir de la seule connaissance de la géométrie et des propriétés des matériaux ; elle est généralement quantifiée sur la base d'expérience ou de l'observation du comportement vibratoire d'ouvrages ou éléments de structure. Aussi est-il conventionnellement admis de la traduire dans les modèles linéaires par un amortissement visqueux, proportionnel à la vitesse. Alternativement, la dissipation d'énergie peut être modélisée par un amortissement hystérétique, indépendant de la vitesse de chargement, proportionnel à l'amplitude du déplacement mais en phase avec la vitesse ; cette modélisation semble plus proche de la réalité physique lorsqu'il s'agit de rendre compte de la dissipation liée à la plastification des matériaux.



Dans les modèles de calcul linéaires, l'amortissement visqueux est bien adapté pour les méthodes de résolution basées sur une intégration directe dans le domaine temporel (avec ou non résolution dans la base des modes propres) ; l'amortissement hystérétique est préféré en cas de résolution dans le domaine fréquentiel. Lors d'une résolution modale avec amortissement visqueux, la décomposition de la matrice d'amortissement sur les matrices de masse et de rigidité (décomposition de Rayleigh) assure un découplage des équations d'équilibre.

Dans le cas, très souvent rencontré, où le comportement de la structure est supposé linéaire (matrices M, C et K constantes, M et K symétriques), les notions de fréquences propres et de modes propres jouent un rôle essentiel ; on rappelle que les modes propres non amortis sont des modes de déformation de la structure au cours desquels, en l'absence d'amortissement et de toute force excitatrice, les efforts élastiques équilibrent exactement les forces d'inertie. Au cours des oscillations sinusoïdales associées les modes propres peuvent se maintenir indéfiniment (dans la réalité, il y a toujours un certain amortissement qui atténue progressivement l'amplitude des oscillations) ; les modes propres  $D_i$  sont définis (à une constante multiplicative près) par l'équation :

$$\omega_i^2 M D_i = K D_i$$

Les  $\omega_i$  étant les pulsations propres des oscillations sinusoïdales correspondantes, qui sont les valeurs de  $\omega$  qui annulent le déterminant de la matrice  $\omega^2 M - K$  ; on définit à partir des  $\omega_i$ , les fréquences propres  $f_i = \omega_i / 2\pi$  et les périodes propres  $T_i = 1/f_i = 2\pi/\omega_i$ .

### ***b) Modélisation élastique-linéaire - analyse modale spectrale***

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures conventionnelles (bâtiment, ponts...) ; elle est d'un usage moins fréquent pour les barrages. Elle est caractérisée par :

- la définition du mouvement sismique sous la forme d'un spectre de réponse défini au chapitre 4 ;
- l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

Elle comporte les étapes suivantes :

- A. Etablissement d'un modèle de calcul qui reproduise au mieux le comportement dynamique réel de la structure ; l'expérience et le jugement du calculateur sont ici des facteurs essentiels ; même pour des structures d'apparence simple, une bonne modélisation nécessite en général un ensemble de réflexions et de choix appropriés ;
- B. Calcul des modes propres et des fréquences propres du modèle, ainsi que des grandeurs qui s'en déduisent (facteurs de participation, masses modales effectives). Il faudrait en principe retenir tous les modes dont les fréquences propres sont inférieures à la fréquence de coupure. En pratique, on se contente souvent de retenir les modes qui contribuent significativement à la réponse ; c'est là encore un domaine où l'expérience et le jugement de l'ingénieur jouent un rôle important. Il existe des critères généraux (par exemple, sur la somme des masses modales effectives des modes retenus qui doit être peu différente de la masse totale de la structure) qui permettent d'obtenir l'assurance que les modes retenus fournissent effectivement une bonne approximation pour les réponses globales (comme les efforts et les moments à la base de la structure). Il faut cependant noter que certaines réponses locales sur des structures contribuant faiblement à la masse modale totale peuvent être très influencées par des modes d'ordre supérieur ;
- C. Lecture sur le spectre de réponse des valeurs maximales des réponses des modes propres retenus en fonction de leur fréquence et de leur coefficient d'amortissement ;

- D. Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales ; différentes règles peuvent être adoptées pour effectuer cette combinaison ; une borne supérieure est évidemment obtenue si l'on suppose que toutes les réponses modales atteignent leur maximum en même temps et avec le même signe ; cette règle, dite de combinaison arithmétique est exagérément pénalisante dans la grande majorité des cas et n'est pratiquement jamais utilisée ; la règle communément adoptée est celle de la combinaison dite quadratique, d'après laquelle le maximum probable  $Z$  d'une réponse de la structure (composante de déplacement, de contrainte ou d'effort en un point) est la racine carrée de la somme des carrés des réponses  $Z_i$  correspondant aux différents modes ;
- E. Cumul des réponses correspondant aux différentes composantes du mouvement sismique ; ce cumul s'effectue le plus souvent par combinaison quadratique, la réponse totale  $Z$  (pour une composante donnée du vecteur des déplacements ou du tenseur des contraintes) étant donné par :

$$Z = (Z_x^2 + Z_y^2 + Z_z^2)^{1/2}$$

$Z_x$ ,  $Z_y$  et  $Z_z$  étant les valeurs de la réponse considérée pour les directions  $x$ ,  $y$  et  $z$ .

Cette combinaison quadratique doit être comprise comme ayant un sens statistique (addition des variances) et non géométrique (longueur d'un vecteur), comme indiqué en D ci-dessus ; elle ne doit s'appliquer qu'aux réponses de type additif (déplacements, contraintes) ; une règle empirique, plus générale d'emploi et conduisant en général à des résultats légèrement plus pénalisants que ceux de la combinaison quadratique a été proposée par Newmark ; elle consiste à supposer que lorsque les effets d'une des composantes sont maximaux, les effets des autres composantes sont au plus égaux aux 4/10 de leurs valeurs maximales respectives ; le maximum de la réponse globale s'obtient donc en recherchant la plus grande valeur des combinaisons :

- $\pm Z_x \pm 0,4Z_y \pm 0,4Z_z$
- $\pm 0,4Z_x \pm Z_y \pm 0,4Z_z$
- $\pm 0,4Z_x \pm 0,4Z_y \pm Z_z$

En résumé, la bonne pratique de la méthode modale spectrale suppose :

- l'établissement d'une bonne modélisation ;
- un choix judicieux des modes à retenir ;
- la connaissance des limites de validité des règles de la combinaison des modes et des composantes ; la règle quadratique généralement adoptée ne doit pas être considérée comme ayant une valeur universelle. Elle n'est en particulier pas valable pour cumuler deux modes dont les fréquences sont très voisines.

Il convient également de signaler que cette méthode suppose que la vérification du dimensionnement de la structure peut s'effectuer entièrement à partir des valeurs maximales des sollicitations aux différents points ; c'est le cas lorsque cette vérification ne porte que sur des déplacements, des contraintes ou des efforts ; par contre, lorsque ce sont des problèmes de stabilité globale (glissement) qui conditionnent la sécurité, il peut arriver que la seule connaissance des sollicitations maximales ne permette pas de déterminer de façon réaliste les modes de rupture.

### ***c) Modélisation élastique-linéaire - analyse temporelle***

Même dans les cas où le comportement de la structure peut être considéré comme globalement linéaire, le recours aux méthodes temporelles, qui permettent en fonction du temps la résolution de l'équation (1), est souvent nécessaire ; il en est ainsi lorsque la vérification du dimensionnement implique la connaissance de l'histoire des mouvements et

des sollicitations dans la structure (par exemple, pour des études de rupture au glissement, comme indiqué précédemment) ou lorsque la détermination détaillée des mouvements en certains points est requise pour pouvoir calculer la réponse dynamique.

Les méthodes temporelles applicables au cas linéaire sont de deux types :

- les méthodes temporelles modales, dans lesquelles la solution est recherchée sur la base des modes propres ; il suffit alors, pour chacun des modes retenus, de résoudre l'équation différentielle (1) rapportée dans le repère des coordonnées principales modales : la solution en termes de déplacements et de contraintes s'obtient par combinaison des réponses modales ; les contraintes dynamiques sont alors combinées aux contraintes statiques. Une attention particulière est apportée aux contraintes maximales observées dans la structure au cours du séisme ainsi qu'au nombre et à la durée cumulée des dépassements des limites de résistances des matériaux ;
- les méthodes temporelles d'intégration directe, qui utilisent des schémas de discrétisation dans le temps de l'équation permettant de calculer la solution au temps  $t+\Delta t$  ( $\Delta t$  étant le pas de temps) à partir de l'état connu au temps  $t$  ; un grand nombre de schémas de ce type a été proposé ; certains sont inconditionnellement stables, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de condition imposée a priori à la valeur de  $\Delta t$  (en pratique une bonne précision n'est obtenue que si le  $\Delta t$  choisi permet une bonne représentation des variations de  $\gamma(t)$  et des caractéristiques vibratoires de la structure) ; pour d'autres schémas, il y a une condition de stabilité à respecter,  $\Delta t$  devant être inférieur à une valeur limite qui dépend des caractéristiques de la structure et de la modélisation adoptée.

La bonne utilisation de ces méthodes suppose :

- comme toujours, l'établissement d'une bonne modélisation ;
- pour les méthodes modales, les précautions à prendre, comme indiqué en b) ci-dessus, en ce qui concerne la sélection des modes à retenir ;
- pour les méthodes d'intégration directe, le contrôle des critères de stabilité et de précision, notamment en ce qui concerne l'amortissement numérique propre au schéma utilisé (un tel amortissement parasite existe pour un grand nombre de schémas de discrétisation mais ne devient en général sensible que pour des fréquences élevées) ;
- le choix d'un ou plusieurs accélérogrammes  $\gamma(t)$  qui représentent convenablement le mouvement sismique imposé, compte tenu des caractéristiques (magnitude, distance locale) du séisme.

Ce choix des accélérogrammes est sans doute le plus délicat de ceux que l'on doit faire pour une bonne utilisation des méthodes temporelles ; le choix idéal serait de prendre un ensemble d'enregistrements réels, correspondant à des types de séisme et de conditions de site représentatifs du cas étudié et suffisamment nombreux pour permettre une analyse statistique (moyenne et écart-type) des résultats obtenus. Différents accélérogrammes de même spectre et de même durée peuvent générer des résultats nettement différents, notamment lorsque des déplacements irréversibles sont calculés. Cela est dû à la différence des séquences de pics d'accélération.

La pratique actuellement la plus répandue consiste à construire des accélérogrammes artificiels, ajustés pour que leurs spectres de réponse reproduisent aussi exactement que possible un spectre donné qui peut être un spectre standard de sol ou fourni par une analyse spécifique de l'aléa sismique du site (cf. § 7.2.5).

Si l'analyse du mouvement de la structure, soumise à l'excitation correspondant à un accélérogramme particulier, met en évidence une forte corrélation (oscillation en phase ou en opposition de phase) entre les réponses de deux éléments de la structure ou de deux modes, il convient de s'assurer si cette corrélation correspond à la réalité physique ou si elle

n'a qu'un caractère fortuit, dû à l'accélérogramme considéré ; ce contrôle implique souvent d'étudier l'action d'autres accélérogrammes ou de faire varier légèrement certains paramètres.

A la différence des méthodes spectrales, pour lesquelles le mouvement sismique, défini sans ambiguïté par son spectre, est généralement imposé au calculateur de façon réglementaire ou contractuelle, les méthodes temporelles nécessitent de la part de ce dernier une prise de responsabilité en ce qui concerne la définition des excitations à considérer.

Pour des séismes majeurs, il est envisageable que la capacité élastique du béton soit dépassée et que quelques fissures ou dommages apparaissent. La détermination des dommages réels peut alors demander une analyse non-linéaire plus complexe.

Des dommages mineurs et peu étendus indiqués par une analyse linéaire auront probablement peu d'impact sur l'intégrité de l'ouvrage et pourront être analysés avec les résultats propres à l'analyse linéaire sans nécessité d'une modélisation non-linéaire (voir ci-dessous méthodes post-élastiques).

#### **6.1.2.5. Méthodes d'analyse post-élastique**

Lorsqu'un dépassement des seuils de résistance à la traction ou des critères de résistance au cisaillement est observé, l'apparition de phénomènes non-linéaires est possible. Avant d'envisager la mise en œuvre de modélisations permettant de prendre en compte de manière explicite ces phénomènes, des approches post-élastiques, utilisant les résultats de modélisations élastiques-linéaires peuvent être envisagées.

Ces méthodes supposent implicitement la tolérance de déplacements irréversibles.

Les approches récentes sur des barrages-poids en zones fortement sismiques considèrent que des déplacements millimétriques voire centimétriques n'altèrent pas de façon notable les caractéristiques mécaniques de la fondation, y compris au contact, et que les fuites sont contrôlables par un système de drainage largement dimensionné. En revanche, un déplacement irréversible pluri centimétrique peut conduire à la fois à une détérioration très sensible des caractéristiques du rocher de la fondation et à l'apparition de débits de fuite élevés dans la fondation ou au contact béton-rocher. Ces débits saturent le système de drainage et peuvent remettre en cause la stabilité statique de l'ouvrage. L'évaluation de ce qui peut être considéré comme acceptable est fonction de l'analyse du rocher de la fondation et de ses systèmes de fissuration (cf. Tardieu B., Vauloup L. et Si-Chaib A., 2011).

##### **a) Méthode de Newmark**

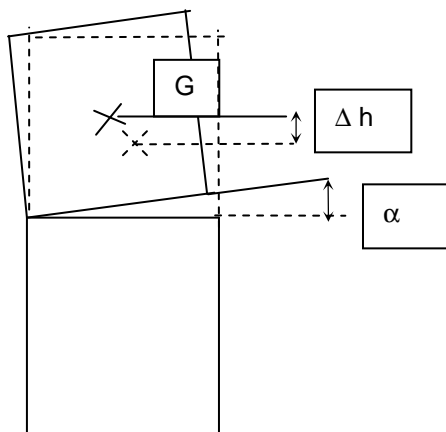
L'approche de Newmark peut être utilisée, dans le cas des barrages-poids, pour rechercher un ordre de grandeur du glissement potentiel de la structure.

Elle permet de répondre à l'interrogation suivante : *Quelles sont les conséquences au cours du séisme de l'apparition d'un facteur de sécurité inférieur à 1 ?* Le facteur de sécurité inférieur à 1 traduit le fait que, pendant une certaine durée, la résistance au cisaillement mobilisée le long de la ligne de rupture n'est pas suffisante pour équilibrer les sollicitations agissant sur la masse potentiellement glissante.

Sur les différentes sections horizontales, les efforts normaux  $N(t)$  et tangentiels  $T(t)$  à la section sont calculés à chaque pas de temps par intégration des contraintes normales et de cisaillement, ainsi que le facteur de sécurité au glissement après prise en compte de l'effet des sous-pressions.

On définit à chaque pas de temps l'effort tangentiel  $T_c(t)$ , conduisant à un facteur de sécurité de 1. Chaque fois que  $T(t)$ , dépasse  $T_c(t)$ , les forces motrices ne sont plus équilibrées par les forces résistantes, le surplus d'effort moteur engendre une accélération de glissement  $\gamma(t)$  telle  $T(t)-T_c(t)=M\gamma(t)$  où  $M$  est la masse de la portion de solide en mouvement. Un sens de glissement est défini (vers l'aval en général). L'intégration, dans le temps, des pointes d'accélération  $\gamma(t)$  permet d'estimer le déplacement tangentiel résultant à la fin du séisme. Afin de tenir compte de l'évolution des paramètres de pic, une loi de variation de l'angle de frottement en fonction du déplacement tangentiel peut être définie. Si une cohésion est prise en compte, celle-ci s'annule dès l'amorce du cisaillement.

### **b) Méthode de calcul des blocs oscillants (kinetic blocks)**



Lorsque l'analyse fait apparaître en parement amont ou aval des niveaux de contraintes de traction importants susceptibles de se propager à l'intérieur de la structure, se pose la question de l'individualisation en crête d'ouvrage d'un bloc pouvant se désolidariser du reste de la structure.

Afin d'étudier le mouvement potentiel d'un tel bloc, en cas de rupture de sa liaison, une méthode simplifiée de bloc oscillant peut être mise en œuvre.

Figure 6-1 – Blocs oscillants

Pour cela un calcul de l'énergie cinétique de ce bloc est mené à chaque pas de temps du séisme. Au pas de temps où cette énergie cinétique est maximale, il est considéré un mouvement potentiel de rotation de ce bloc par rapport à une arête (amont ou aval suivant le sens de rotation considéré). La rotation se traduit par une transformation de l'énergie cinétique initiale du bloc en énergie potentielle correspondant à l'élévation  $\Delta h$  du centre de gravité  $G$  du bloc. Cette équivalence permet de calculer la rotation maximale  $\alpha$  du bloc ainsi que l'ouverture maximale du joint de contact. La situation d'équilibre limite est évaluée en fonction de la position du centre de gravité par rapport au point de rotation.

Cette méthode a été utilisée avec succès pour les calculs de stabilité dynamique de barrages-voûte à retenue vide. Il faut noter que le point de rotation ne doit pas dépasser la zone extrême où la résistance à la compression du béton est dépassée (limite de la résistance à la compression) par l'application de la masse du bloc sur la surface de rotation (zone non tendue), ce qui revient à diminuer le bras de levier de la rotation et donc la marge de sécurité. (cf. Tardieu B. et Bertrand J., 1987).

### **6.1.2.6. Méthodes dynamiques – Modélisation non-linéaire**

L'hypothèse de linéarité du comportement des matériaux n'est plus vérifiée pour les fortes sollicitations, ce que traduit l'apparition d'une fissuration ou l'ouverture de discontinuités préexistantes (joints de plot, voire reprises de bétonnage). Pour prendre en compte ces phénomènes, différentes approches ont été développées, parmi lesquelles peuvent être distingués les modèles continus et les modèles discrets.

Dans la première catégorie, les plus utilisés sont les modèles élastoplastiques et les modèles d'endommagement. Dans la seconde catégorie entrent les éléments d'interface et la mécanique linéaire ou non-linéaire de la rupture.

Les modèles élastoplastiques et d'endommagement visent à fournir une meilleure représentation des mécanismes de rupture en cas de séisme en simulant la propagation de la fissuration et en cherchant à évaluer son extension maximale. Ces modèles restent encore le plus souvent du domaine de la recherche-développement en raison notamment des problèmes numériques que pose leur mise en œuvre (cf. § 9.4).

Les éléments d'interface permettent de simuler les conditions de contact entre deux parties de la structure. Ces éléments comportent généralement un comportement 'no tension' en traction, élastique en compression, et élastoplastique en cisaillement. Un couplage mécanique-hydraulique peut être introduit, si nécessaire, avec variation de la perméabilité en fonction du degré d'ouverture du joint.

Une difficulté, dans le cadre de la modélisation non-linéaire, vient de la méthode de prise en compte de l'interaction fluide-structure. Dans le cadre d'un calcul non-linéaire, un calcul transitoire direct est nécessaire, ce qui implique également une résolution temporelle des équations des ondes dans le domaine fluide, lorsque la compressibilité de l'eau est prise en compte, et donc une complexification importante des modèles. C'est pourquoi la prise en compte du couplage fluide-structure est encore le plus souvent limitée à l'approche de Westergaard pour les modélisations non-linéaires, ce qui limite l'amélioration de la représentativité globale des phénomènes ainsi recherchée.

Pour ce qui concerne la prise en compte des phénomènes dissipatifs dans le béton, et dans le domaine linéaire de comportement des matériaux, leur capacité dissipative est modélisée généralement par un amortissement visqueux (cf. § 6.1.2.4).

Pour les calculs non linéaires, si la non linéarité n'a pas un caractère dissipatif (cas des non linéarités géométriques dans un modèle dont les éléments structuraux restent dans le domaine élastique), la matrice d'amortissement peut être construite en appliquant les méthodes utilisées en analyse linéaire. Dans le cas contraire, si le caractère dissipatif est pris en compte dans la non linéarité des matériaux, la contribution de ce phénomène par l'intermédiaire de la matrice d'amortissement ne doit pas être prise en compte pour ne pas compter deux fois cette dissipation d'énergie.

### 6.1.3. Poussée hydrodynamique

#### 6.1.3.1. Solution de Westergaard

Pendant la secousse sismique, les parois du réservoir (fond de la retenue et parement amont du barrage) sont soumises à des mouvements. Ces mouvements génèrent dans l'eau du réservoir des ondes de pression.

La première approche de ce phénomène a été apportée par Westergaard qui a calculé la répartition de pression sur un écran vertical limitant un réservoir semi-infini de profondeur constante dans l'hypothèse d'un mouvement horizontal harmonique de l'écran de période T.

La solution exacte est donnée sous forme d'un développement en série de sinus :

$$p(y) = \frac{8k\gamma_w h}{\pi^2} \sum_{1,3,5\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2 C_n} \sin \frac{n\pi y}{2h}$$

Avec :

$$C_n = \left( 1 - \frac{16}{n^2} \frac{\gamma_w h^2}{gKT^2} \right)^{1/2} = \left[ 1 - \frac{1}{n^2} \left( \frac{T_0}{T} \right)^2 \right]^{1/2}$$

Où :  $p(y)$  : pression sur l'écran à la cote  $y$   
 $k$  : coefficient pseudo-statique (cf. § 6.1.2.2. a))  
 $\gamma_w$  : poids volumique de l'eau  
 $h$  : profondeur du réservoir  
 $K$  : module de compressibilité de l'eau  
 $T$  : période du mouvement du mur supposé harmonique  
 $T_0 = \frac{4h}{C}$  : période propre du réservoir  
 $C$  : célérité des ondes de compression dans l'eau ( $C = 1\,440$  m/s).

On constate que le terme correctif  $\frac{1}{n^2} \left( \frac{T_0}{T} \right)^2$ , dû à la compressibilité de l'eau, est négligeable dès que  $T_0$ , période propre du réservoir, est petite devant la période propre du mur.

Dans le cas où la compressibilité de l'eau peut être légitimement négligée, on peut établir une expression parabolique approchée du résultat, indépendante de la période de vibration de l'écran :

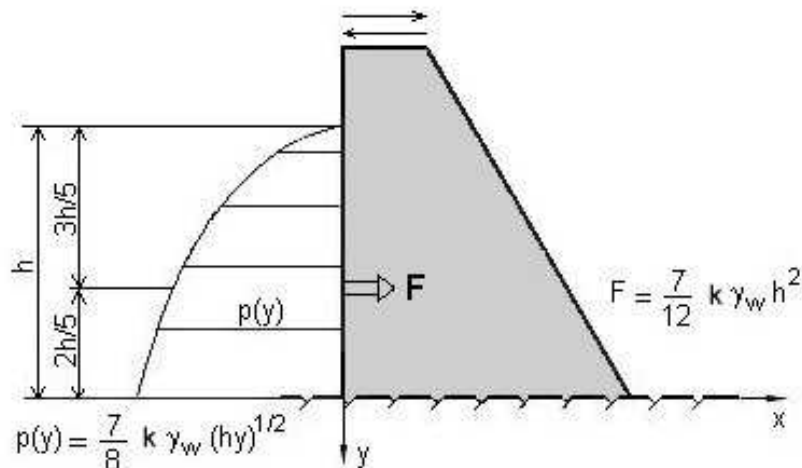


Figure 6-2 – Poussée de Westergaard

$$p(y) = \frac{7}{8} k \gamma_w (hy)^{1/2}$$

La force totale appliquée sur une tranche de largeur unité est alors égale à :

$$F = \frac{7}{12} k \gamma_w h^2$$

Elle s'applique en un point situé au 2/5 de la hauteur en partant du bas.

### 6.1.3.2. Inclinaison du parement amont

L'influence du fruit du parement amont a été étudiée par ZANGAR, par la méthode de l'analogie électrique, pour la résolution de l'équation de Laplace régissant l'évolution de la pression dans le réservoir.

Les résultats expérimentaux ont fait l'objet d'une formulation analytique approchée, pour permettre un calcul rapide de la force hydrodynamique sur le parement incliné. La pression à une profondeur  $y$  est donnée par la formule :



$$P(y) = \frac{1}{2} k \gamma_w h C_m \left[ \frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right) + \left( \frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right) \right)^{1/2} \right]$$

où  $C_m$  est une fonction de l'angle du parement amont avec la verticale donnée.  $C_m$  varie approximativement entre 0,7 pour un parement vertical et 0,35 pour un parement incliné à 45°.

On peut noter une légère divergence entre les méthodes de Westergaard et de Zangar dans le cas du parement vertical.

### 6.1.3.3. *Ordre de grandeur des forces hydrodynamiques*

Le rapport  $\beta$  de cette force hydrodynamique évaluée par la méthode de Westergaard pour un parement amont vertical aux forces d'inertie agissant sur le barrage supposé triangulaire est égal à :

$$\beta = \frac{7}{12} k \gamma_w h^2 / f \frac{h^2}{2} k \gamma_b = \frac{7}{6f} \frac{\gamma_w}{\gamma_b} \quad \text{Où :}$$

$f$  : somme des fruits du barrage ;

$\gamma_b$  : poids volumique du matériau constitutif du barrage.

Ce résultat permet d'évaluer l'importance relative des forces d'inertie et hydrodynamiques pour les divers types de barrage.

Elles sont importantes pour les barrages-poids en béton ( $\beta$  compris entre 0,5 et 0,6 pour un fruit total du barrage de 0,8), d'autant plus que le fonctionnement mécanique de ce type d'ouvrage est isostatique et que les marges de sécurité adoptées sont généralement faibles.

L'inclinaison du parement amont est doublement favorable : elle diminue le module de la surpression hydrodynamique et cette force est mieux orientée puisqu'elle a une composante vers le bas.

Pour les barrages-voûtes, on constate que les forces hydrodynamiques sont plus importantes que les forces d'inertie ( $\beta > 2$ ).

### 6.1.3.4. *Limite de la solution de Westergaard*

Dans l'analyse précédente, la structure est supposée rigide et se déplace avec le fond de la retenue. Cette hypothèse est acceptable lorsque la fréquence du séisme est petite devant la fréquence propre de la structure qui suit le mouvement de la fondation.

En fait, la déformabilité de la structure modifie l'interaction fluide-solide et un paramètre supplémentaire, la période fondamentale de vibration du barrage, s'introduit.

Les ondes de pression sur le mur modifient le mouvement du mur qui lui-même influe sur la répartition des pressions dans le fluide. On est en présence d'un phénomène de couplage.

Dans la méthode de Westergaard, ce couplage n'est pas pris en compte puisque le mouvement du mur est donné a priori.

### **6.1.3.5. Couplage fluide-structure**

Les approches simplifiées de Westergaard et/ou de Zangar, le plus souvent considérées dans les calculs pseudo-statiques, les calculs spectraux ou les calculs dynamiques transitoires, correspondent à des solutions analytiques approchées des équations des ondes, en considérant le barrage comme une structure rigide et l'eau incompressible.

Cette approche peut apparaître insuffisante en particulier dans le cas des barrages-voûtes où les efforts hydrodynamiques peuvent représenter plusieurs fois les forces d'inertie. Dans ce cas, négliger la compressibilité de l'eau peut, suivant les cas, amener à surestimer ou au contraire à sous-estimer les contraintes dans la structure.

Différentes méthodes de résolution sont possibles afin de prendre en compte la compressibilité de l'eau : intégration temporelle directe ou résolution de l'équation des ondes dans le domaine fréquentiel, qui amène une simplification du problème lorsqu'une modélisation élastique linéaire de la structure est retenue (cf. Clouteau D., 1990).

Suivant les codes de calcul il est possible de décomposer la retenue en un ou deux domaines : un domaine irrégulier proche de l'ouvrage et un domaine semi-infini pour le reste de la retenue.

Les conditions aux limites fluide-fondation doivent être également considérées, en particulier les phénomènes d'absorption des ondes par les sédiments, dont l'impact sur la réponse du barrage (déplacements, contraintes) peut être important, en particulier lorsqu'une composante verticale est prise en compte pour la sollicitation sismique.

## **6.1.4. Propriétés des matériaux**

### **6.1.4.1. Définition des paramètres viscoélastiques**

Les paramètres viscoélastiques qui permettent de modéliser la réponse du barrage à un séisme sont essentiellement le module de cisaillement ou le module d'élasticité, le coefficient d'amortissement et la masse volumique.

Le module de cisaillement  $G$  - défini comme le rapport de la contrainte de cisaillement  $\tau$  et de la distorsion ou déformation de cisaillement  $\gamma$  - , le module d'élasticité  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  sont reliés aux vitesses d'onde de compression  $V_p$  et de cisaillement  $V_s$ .

$$\tau = G\gamma$$

$$G = \rho V_s^2 = E/2(1 + \nu) \quad \text{module de cisaillement (en Pa)}$$

$$E = 2\rho V_s^2 (1 + \nu) \quad \text{module d'Young (en Pa)}$$

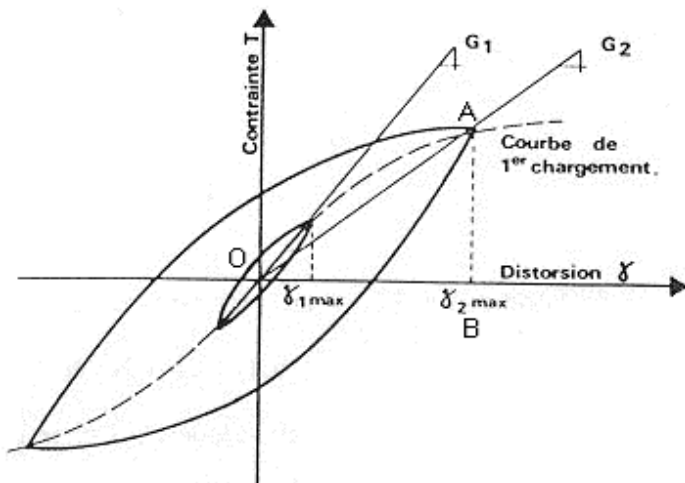
$$\nu = (V_p^2 - 2V_s^2)/(2(V_p^2 - V_s^2)) \quad \text{coefficient de Poisson}$$

où  $\rho$  est la masse volumique (en  $\text{kg/m}^3$ )

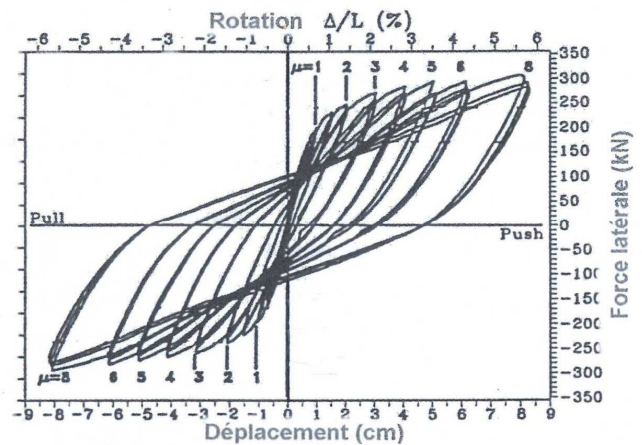
Ces relations supposent l'élasticité du matériau au voisinage du point étudié.

Pour une valeur du coefficient de Poisson de 0,2 (béton), le rapport entre les vitesses des ondes de cisaillement et les ondes de compression s'établit à 1,6 ( $V_p = 1,6 V_s$ ).

Les essais qui permettent de déterminer ces caractéristiques sont de deux types : les essais qui évaluent  $G$  ou  $E$  en mesurant les relations contraintes-déformations ; les essais qui évaluent la vitesse des ondes, en mesurant leur temps de propagation (cf. § 5.3).



a – sol



b – structure béton armé

Figure 6-3 – Amortissement

Le coefficient d'amortissement  $\xi$  est une représentation numérique de la dissipation d'énergie. La figure 6-3-a illustre de manière schématique les résultats d'un essai de sol. Sur ce graphique est représentée la variation au cours d'un essai de la contrainte de cisaillement en fonction de la distorsion. Le rapport de l'aire de la boucle d'hystéresis ( $\Delta W$ ) et de l'aire du triangle OAB ( $W$ ) exprime le rapport de l'énergie dissipée à l'énergie élastique emmagasinée.

$$\xi = \Delta W / 4 \pi W$$

Au cours des cycles de sollicitation, les boucles d'hystéresis deviennent de plus en plus couchées au fur et à mesure que la distorsion augmente, ce qui exprime que le module diminue, tandis que les boucles d'hystéresis paraissent de plus en plus larges, ce qui exprime l'augmentation de la dissipation d'énergie dans le matériau et donc du coefficient d'amortissement avec la distorsion (cf. Fig. 6-6 et 6-7). Cette plastification conduit à un assouplissement de la structure de nature à réduire ses fréquences propres de vibration.

La figure 6-3-b illustre ce phénomène sur une structure en béton armé soumise à une force latérale. En abscisse sont représentés le déplacement latéral et la rotation de la structure.

#### 6.1.4.2. Propriétés du béton

##### a) Comportement général

Les caractéristiques du béton dépendent de sa composition, de la qualité des agrégats, des sables et du ciment qui le composent, de son âge et des conditions de cure.

La rhéologie du béton est marquée par l'apparition de microfissures dès la période de prise du fait des tensions engendrées par les phénomènes thermiques et par le retrait. Pour cette raison, sous l'effet d'un chargement monotone, la raideur du béton augmente légèrement au début du chargement comme le font les roches fissurées par exemple, car une partie des microfissures se referment. Lorsque le chargement augmente, la microfissuration se développe tandis que la raideur du béton diminue. La résistance à la compression atteint un maximum puis décroît.

La déformation volumique correspond à une diminution de volume au début du chargement. Le volume atteint un minimum pour une valeur de la déformation inférieure à celle qui correspond au pic de contrainte puis augmente. Le développement de la fissuration entraîne

alors une augmentation de l'indice des vides qui contrebalance l'effet purement élastique de réduction de volume.

Sous l'effet d'un chargement cyclique dans lequel la déformation augmente à chaque cycle, les courbes efforts-déformations présentent des boucles dont l'aire augmente avec la déformation. L'enveloppe de ces boucles n'est pas différente de la courbe obtenue sous l'effet d'un chargement monotone. La raideur, lors de chaque rechargement, diminue fortement avec l'amplitude de la déformation.

La description de ces phénomènes physiques est utile à la compréhension des mécanismes de dissipation d'énergie dans le béton qui sont différents de ce qu'ils sont dans les matériaux de remblai. L'énergie reçue par le matériau peut, de façon schématique, être décomposée en trois parties :

- une partie "élastique" qui est totalement restituée lors du déchargement ;
- une partie "quasi-élastique" qui est dissipée lors du premier chargement jusqu'à une déformation donnée. Pour des déchargements et chargements ultérieurs, ce mécanisme de dissipation ne se reproduit pas tant que le niveau de déformation n'est pas dépassé. Il correspond à la propagation des microfissures ;
- une partie "plastique ou endommageable avec frottement" qui est dissipée à chaque cycle de chargement-déchargement.

C'est à ce mécanisme que correspond l'amortissement tel qu'il est défini dans les méthodes de calcul courantes. Il correspond au frottement de contact des fissures, au frottement de contact des agrégats et de la pâte du ciment.

L'amortissement augmente avec le niveau de dégradation du béton, donc avec son niveau de déformation. L'amortissement dépend aussi de l'âge et de la teneur en eau du béton. Il peut diminuer de moitié et plus, pour de petites déformations, entre un béton jeune et humide et un béton vieux et sec. Cette modification liée aux mouvements forcés de l'eau dans les capillaires, introduit probablement un élément de viscosité qui devrait être dépendant de la fréquence de la sollicitation.

On admet généralement des coefficients d'amortissement, exprimés en pourcentage d'amortissement critique, compris entre 4% pour des bétons non fissurés à 7% pour des bétons micro-fissurés (béton armé, bétons de masse peu dosés en ciment). Des tests de vibration réalisés in situ sur des barrages en béton ont montré des coefficients d'amortissement compris entre 2% et 5%. Cependant, des valeurs de 10% ont été relevées pour de hauts niveaux de distorsion.

Le module d'élasticité du béton et sa résistance à la traction dépendent de la vitesse de la sollicitation. Il est de coutume d'adopter, lors du calcul des barrages en béton, des modules plus élevés sous sollicitation sismique que pour des chargements statiques ou quasi-statiques. Une majoration de 20 à 50% est couramment admise. Une majoration de 25 à 100% peut être considérée sur les résistances (traction, compression, cohésion) par rapport aux résistances statiques.

Il faut noter que la valeur du module d'élasticité du béton pris en compte dans les modélisations dépend du type d'analyse effectué. Ainsi dans le cas d'une analyse purement élastique, le module de béton choisi doit être représentatif de celui de la structure dans son ensemble et tenir compte des effets des différents niveaux de discontinuités (joints de plot, reprise de bétonnage, fissuration...). Dans le cas d'un calcul non-linéaire, le choix du module dépend du type de calcul effectué et peut, lorsque les principales discontinuités sont prises en compte explicitement dans le calcul, correspondre aux propriétés d'un béton non fissuré.

Si la résistance du béton face à un chargement rapide est meilleure que lors d'un chargement lent, il n'en est pas de même vis-à-vis d'un chargement alterné si le nombre de cycles devient très grand. La fissuration peut alors se développer à charge maximale constante par un mécanisme de fatigue si bien que les propriétés mécaniques se dégradent si la sollicitation alternée dure. Le béton peut fluer jusqu'à la rupture après un nombre limité de cycles pour un niveau de contrainte inférieur à la résistance statique.

Les barrages-poids sont soumis à des champs de contraintes de compression modérées très inférieures aux contraintes limites. Les barrages voûtes ou à voûtes multiples subissent des contraintes plus élevées, mais dans l'ensemble, nettement inférieures aux valeurs qui correspondent à un développement notable des phénomènes plastiques.

### ***b) Caractéristiques physiques***

#### Modules d'élasticité

Il est possible de déterminer les valeurs caractéristiques du module d'élasticité dynamique à l'aide d'essais dynamiques en laboratoire. Dans ce cas, il est licite d'utiliser les valeurs correspondant aux vitesses de déformation liées au séisme.

Dans le cas de la réévaluation du comportement d'un ouvrage existant il peut être préféré une estimation des modules dynamiques de l'ouvrage et de la fondation à partir de la valeur des modules statiques. Ces derniers peuvent en effet être estimés de manière assez précise à partir d'un calage de la modélisation aux éléments finis sur les déformations réversibles hydrostatiques observées sur l'ouvrage et fournies par les résultats de l'auscultation. Ils pourront être considérés comme plus représentatifs du comportement d'ensemble de l'ouvrage et de sa fondation qu'un essai de laboratoire.

Le module d'élasticité dynamique  $E_d$  peut être estimé en majorant le module d'élasticité statique ( $E_s$ ) spécifique au barrage selon la relation suivante :  $E_d = 1,25 E_s$ .

#### Coefficient de Poisson et densité

Les valeurs de la masse volumique sont déterminées par essais en laboratoire.

A titre indicatif et selon le matériau, les valeurs moyennes du poids volumique varient dans les plages suivantes (cf. Recommandations CFBR 2006 sur les barrages-poids) :

- béton conventionnel vibré (BCV) : 23,5 à 24,5 kN/m<sup>3</sup> ;
- béton compacté au rouleau (BCR) dosé à environ 200 kg de liant/m<sup>3</sup> : 23,0 à 24,5 kN/m<sup>3</sup> ;
- BCR maigre dosé à environ 100 kg de liant/m<sup>3</sup> : 21,0 à 23,0 kN/m<sup>3</sup>.

La valeur du coefficient de Poisson peut être estimée par la littérature. Il est admis de prendre une valeur de 0,2.

#### Amortissement

L'amortissement du matériau doit être déterminé en fonction des sollicitations, respectivement en fonction des dégâts attendus. La valeur admise pour le pourcentage d'amortissement critique du béton non fissuré est de 5%. En cas de fissuration importante du matériau, des valeurs supérieures peuvent être prises en compte, généralement comprises entre 7% et 10%.

## Résistance à la compression et à la traction

La résistance à la compression uni-axiale dynamique  $f_{cd}$  et à la traction  $f_{td}$  sont applicables lors de l'analyse de l'état des contraintes du barrage sur la base d'un calcul linéaire-élastique avec amortissement visqueux.

La résistance dynamique doit tenir compte de l'état de la structure. La résistance dynamique peut être déterminée de manière empirique à partir de la résistance statique :

- $f_{cd} = 1,25 f_{cs}$  avec  $f_{cd}$  : résistance à la compression dynamique et  $f_{cs}$  résistance à la compression statique ;
- $f_{td} = \min (1,5 f_{ts}, 0,1 f_{cd}, 4 \text{ MPa})$  avec  $f_{td}$  : résistance à la traction dynamique et  $f_{ts}$  résistance à la traction statique.

### **6.1.4.3. Propriétés de la maçonnerie**

De façon générale, on constate une grande variabilité dans la qualité de la maçonnerie d'un ouvrage à un autre, mais aussi au sein d'un même ouvrage. Par conséquent, les propriétés physiques de la maçonnerie sont intrinsèquement très variables et il convient d'en tenir compte dans le choix des valeurs caractéristiques. Des essais in situ et en laboratoire sont indispensables.

On trouve dans [Royet & al., 2003] une synthèse des propriétés des matériaux des barrages français en maçonnerie, issue des données disponibles de campagnes d'essais réalisés à l'occasion de la révision de ces ouvrages. Les essais ont été faits en laboratoire, sur des échantillons prélevés par carottage, et ne concernent pas forcément les zones de maçonnerie les plus médiocres qui ne sont pas facilement extractibles. On relève les fourchettes de valeurs suivantes :

- poids volumique : 20 à 24 kN/m<sup>3</sup> ;
- résistance à la compression : 5 à 10 MPa, voire plus ;
- résistance à la traction : nulle pour la valeur résiduelle, très variable pour la valeur de pic (de 0 jusqu'à plus de 1 MPa) en fonction essentiellement de la qualité du mortier. Lorsque les conditions favorables de réalisation sont réunies, la résistance à la traction de la maçonnerie peut atteindre 5 à 12% de celle en compression.

De façon similaire au béton, en l'absence d'essais spécifiques, on peut déduire les propriétés dynamiques de la maçonnerie à partir de ses propriétés statiques :

- $E_d = 1,25 E_s$  ;
- $f_{cd} = 1,25 f_{cs}$  avec  $f_{cd}$  : résistance à la compression dynamique et  $f_{cs}$  résistance à la compression statique ;
- $f_{td} = \min (1,5 f_{ts}, 1 \text{ MPa})$  avec  $f_{td}$  : résistance à la traction dynamique et  $f_{ts}$  résistance à la traction statique.

Pour les barrages en maçonnerie, on pourrait adopter des valeurs d'amortissement plus grandes, sous réserve de justifications.

### **6.1.4.4. Fondations rocheuses**

Pour les fondations rocheuses, les considérations énoncées ci-dessus pour le béton sont valides. Il faut cependant être attentif au fait que la rigidité réelle des fondations est toujours inférieure aux valeurs de modules issues d'essais de laboratoire, en raison des

discontinuités de la masse rocheuse. Ces paramètres de laboratoire doivent donc être réduits en tenant compte de l'intensité de ces discontinuités (joints, failles,..).

Cas particulier du contact barrage / fondation : dans le cas général, on adopte une résistance à la traction nulle, le contact s'ouvrant dès qu'une traction est calculée, et se refermant lorsque la traction s'annule. Toutefois, dans le cas d'un contact soigné sur de bonnes fondations, en particulier avec redans, des justifications fondées sur des reconnaissances jugées représentatives et, dans la mesure du possible, sur des essais en laboratoire, peuvent proposer une valeur non nulle de la résistance à la traction.

#### 6.1.4.5. Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement est un paramètre crucial pour la stabilité du barrage. Les surfaces de rupture potentielles se situent dans les zones de faiblesse du barrage et de sa fondation :

- reprise de bétonnage ;
- contact béton/fondation ;
- discontinuités de la fondation.

La résistance au cisaillement est déterminée par les paramètres suivants :

- angle de frottement  $\varphi$  ;
- cohésion  $c$ .

Dans le cas de fondations sur rocher sain et sans discontinuités majeures, à défaut d'essais sur site et/ou en laboratoire, ces paramètres peuvent être estimés sur la base de la littérature.

Le tableau ci-dessous résume les valeurs de pic habituellement utilisées.

	Angle de frottement (°)	Cohésion (Mpa)
Béton conventionnel		
- masse	45 à 55	2 à 3
- joint de reprise traité	45 à 50	1 à 1,5
- joint de reprise non traité	45	0 à 1
Béton compacté au rouleau		
- masse	45	0,5 à 1,5
- joint de reprise traité	45	0,3 à 1
- joint de reprise non traité	45	0
Maçonnerie (1)	35 à 45	0 à 1
Contact barrage/fondation (2)	35 à 50	0 à 1

Tableau 6-1 – Paramètres de résistance au cisaillement

- (1) Ouvrages construits en maçonnerie dans sa masse – La disparité de ces valeurs est principalement liée à la qualité des mortiers constituant les joints de maçonnerie
- (2) Pour la vérification de la stabilité au glissement au contact béton-fondation, il faut considérer les caractéristiques les plus faibles du béton (contact barrage-fondation) et de la fondation elle-même.

Sans justification spécifique, il est recommandé d'utiliser les valeurs minimales.



Dans l'analyse post-sismique d'une zone fissurée, on doit utiliser pour les calculs les valeurs résiduelles de l'angle de frottement et de la cohésion.

Pour les valeurs résiduelles, en fonction des déplacements constatés, la cohésion peut être fortement réduite, voire nulle, et les angles de frottement peuvent être diminués (par exemple 42° pour le béton).

Pour déterminer la résistance au cisaillement des discontinuités géologiques, la loi de comportement plastique des joints rocheux peut être approchée par la relation suivante, mise au point par Barton.

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_b + JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n}))$$

Avec JRC : coefficient de rugosité  
 JCS : résistance à la compression de la paroi, en MPa  
 $\varphi_b$  : angle de frottement de la paroi des joints  
 $\sigma_n$  : contrainte normale au joint, en MPa  
 $\tau$  : contrainte de cisaillement, en MPa

On doit appliquer un facteur d'échelle pour des discontinuités de longueur supérieure à la dimension des éprouvettes d'essais en laboratoire (10 à 20 cm).

$$JRC_n = JRC_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0,02JRC_0} \qquad JCS_n = JCS_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0,03JCS_0}$$

Dans ces relations, l'indice 0 se réfère à la dimension des éprouvettes d'essais en laboratoire (10 à 20 cm), l'indice n à la dimension des blocs de rocher in situ considérés pour les calculs.

Pour des dimensions de joints décamétriques, l'expérience montre que l'effet d'échelle et la concentration de contraintes sur les épontes les plus résistantes augmentant les contraintes normales sur les surfaces sollicitées, diminuent fortement le terme  $JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n})$  qui devient négligeable.

En conséquence, pour éviter une surestimation de la résistance au cisaillement des joints de grande extension, on recommande de ne prendre en compte que le frottement  $\varphi_b$  de la paroi de joint, qui correspond en fait à l'angle de frottement résiduel.

Si le joint provient du cisaillement de la matrice rocheuse, sans altération, on peut mesurer l'angle de frottement en sciant la roche et en réalisant un essai de cisaillement suivant le plan scié. Néanmoins, le plus souvent, le joint sera soit altéré, soit garni de matériau déposé par percolation dans les discontinuités de la roche. En fonction de l'épaisseur de l'altération du joint, ce sont alors les propriétés de ce matériau qui fixent  $\varphi_b$ .

## 6.2. Ouvrages en remblai

### 6.2.1. Généralités

#### 6.2.1.1. Identification des modes de rupture

La fonction principale d'un barrage étant de retenir l'eau, sa rupture provient de son incapacité accidentelle à la retenir. L'eau peut ruiner l'ouvrage par l'un des mécanismes suivants :

- érosion externe par surverse (l'eau passe dessus le barrage) ;
- érosion interne (l'eau détruit l'étanchéité et l'intégrité du remblai grain par grain) ;
- glissement (l'eau monte en pression et fait glisser le remblai).

Les pathologies et les principaux initiateurs qui déclenchent la rupture suite à un séisme sont listés dans le tableau ci-dessous :

Mode de rupture	Pathologie	Initiateur
Erosion externe	Submersion par une vague de la retenue, générée par un glissement, un écroulement rocheux, un rejet de faille active...	Faille active dans la retenue ; Glissement dans la retenue
	Submersion suite à une mise hors service totale ou partielle des organes d'évacuation (évacuateur, vidange de fond...)	Rupture ou dysfonctionnement Evacuateur ou vidange de fond
	Submersion suite à un tassement ou affaissement excessif du barrage dû aux conditions de compactage inadaptées du remblai et/ou à la faible compacité des sols de fondation.	Manque de compactage Liquéfaction des sols du barrage ou de la fondation
érosion interne	Création de renard dans une fissure de déplacements différentiels, une zone très perméable, à partir d'un fontis ou d'une érosion régressive.	Fissures transversales Cisaillement du filtre
	Erosion le long de la conduite sous remblai suite à une fuite	Fissuration ou tassement différentiel d'une conduite sous remblai
	Erosion interne dans une faille	Mouvement d'une faille active en fondation
Glissement	Rupture par glissement due à une résistance insuffisante ou à une baisse de la résistance des matériaux constituant les recharges et/ou la fondation.	Liquéfaction : matériau constitutif du remblai trop lâche
	Glissement suite à la génération ou la redistribution des sous-pressions suite aux fuites déclenchées par le séisme	Fuites dans l'ouvrage
	Cisaillement du barrage par une faille active	Faille active sous ouvrage

Tableau 6-2 - Mode de rupture, pathologie et principaux initiateurs

Dans l'ensemble des situations de rupture, seules quelques-unes relèvent de l'analyse numérique. Les autres sont traitées par l'art de l'ingénieur. L'analyse fonctionnelle envisage de contrer chaque mode de rupture par plusieurs barrières de défense et de trouver une parade à chaque initiateur par au moins une disposition constructive ou une exigence d'exploitation. On trouvera les règles de principe de conception parasismique au chapitre 8.

Si une de ces barrières est en mauvais état ou est absente, l'analyse fonctionnelle devra être complétée par une analyse comportementale des matériaux pour quantifier la marge de sécurité.

## **6.2.2. Rappel sur l'historique de la pathologie et des méthodes**

L'historique de la pathologie sismique des barrages est à rapprocher de celui de l'évolution des méthodes d'analyse sismique. Il permet de comprendre que le risque sismique est faible et que, dans la plupart des cas, l'adoption d'une méthode de calcul simplifiée suffit à l'évaluer.

### **6.2.2.1. Réponse sismique des barrages en terre et émergence de la méthode pseudo-statique**

Au début du XX<sup>e</sup> siècle, d'après Housner (1984), trois séismes destructeurs contribuèrent à l'émergence de l'étude parasismique des structures : 1891 Mino-Awari (Japon), 1906 San Francisco (USA) et 1908 Messine (Italie). Après le séisme de Messine (M=7,5 et 80 000 victimes), suite au rapport du Professeur Panetti de l'Université de Turin, la méthode pseudo-statique fut introduite dans la réglementation italienne. Elle recommandait que les structures soumises au séisme soient calculées avec une force statique latérale, exprimée en fraction du poids, par un coefficient sismique constant. Après le séisme de Tokyo (1923, M=8,3), le Japon adopta dans le premier code parasismique au monde un coefficient sismique de 10%. L'état de Los Angeles opta pour un coefficient de 8%, suite au séisme de Long Beach (1933). Après d'importantes revues de la méthode (Hynes-Griffin et Franklin, 1984), aujourd'hui, la méthode est directement applicable dans le cadre de la vérification imposée par un code de construction ou de sécurité des ouvrages. Le bon comportement sismique des barrages en terre constaté à cette époque renforça l'idée que la méthode pseudo-statique était suffisante pour vérifier leur stabilité, jusqu'à ce que la quasi-rupture du barrage de Lower Van Norman (Los Angeles, Ca., 1971) soit élucidée.

### **6.2.2.2. Comportement des remblais hydrauliques et méthode de calcul de la liquéfaction**

Le remblayage hydraulique, consistant à transporter un sol fin par pompage et à le stocker par sédimentation, est responsable d'un grand nombre de ruptures après séisme (voir chapitre 3.2), qui en souffrent le plus au profit de méthodes modernes de terrassement.

Il fallut que le séisme de Niigata (1964) renverse des immeubles au Japon et que le séisme de San Fernando le 9 février 1971 menace 80 000 riverains américains (l'absence de victimes est à rapprocher du fait que la retenue était inférieure à sa cote normale), et fasse glisser de 42 m le parement amont du remblai hydraulique inférieur de Van Norman, construit de 1912 à 1930, pour qu'une intense analyse sismique rétrospective démontre l'inaptitude de la méthode pseudo-statique à prendre en compte le danger de liquéfaction. H.B.Seed démontra que la résistance du sol avait dramatiquement chuté sous les secousses, provoquant l'écoulement (liquéfaction) ; tandis que si la résistance avait été constante, le facteur de sécurité pseudo-statique aurait été supérieur à 1,2. Il proposa de mesurer la perte de résistance par le potentiel de liquéfaction en termes de génération de pression interstitielle et de déformations permanentes accumulées à l'essai triaxial, et d'évaluer le chargement par le nombre de cycles équivalents, nombre de cycles uniformes représentatif de la magnitude du séisme. Les essais cycliques étaient alors réalisés au moyen de l'appareil triaxial.

Après la rupture du barrage de Van Norman, les 36 remblais hydrauliques de l'Etat de Californie ont tous été recalculés au moyen de cette nouvelle approche [Jansen et al., 1976]. Nombre d'entre eux ont dû être remplacés ou réhabilités. D'après cette étude, aucune rupture n'était détectée lorsque l'accélération maximale était inférieure ou égale à 0,2 g pour un signal de longue durée et basses fréquences et 0,3 g pour un signal d'une durée courte avec hautes fréquences. La valeur de 0,2 g apparaît comme un seuil de bonne tenue pour les barrages en remblai.

### **6.2.2.3. Remblais de conception moderne et méthodes en déplacement**

L'expérience confirme que les barrages, bien conçus et construits avec les moyens modernes de compactage, comme ceci a été décrit au chapitre 3, ne sont a priori ni sensibles à la liquéfaction ni vulnérables aux séismes. Au Japon, seuls les grands barrages construits avant 1918 ont été sérieusement touchés par liquéfaction et un seul s'est rompu. En dehors des remblais ou des fondations sensibles à la liquéfaction, les mouvements irréversibles sont provoqués soit par compressibilité volumique, soit par cisaillement. Les remblais modernes puissamment compactés ont une compressibilité négligeable, donc leur déplacement irréversible provient des quelques fractions de seconde où la sollicitation sismique dépasse leur forte résistance. Si la force d'inertie est estimée avec des hypothèses simples, le déplacement peut être calculé par double intégration du déséquilibre entre la force d'inertie et la résistance, pour un accélérogramme donné. R.V. Whitman et D.W. Taylor en 1953 ont été les premiers à envisager l'estimation de la sécurité non plus en terme de facteur de sécurité, mais en terme de déplacement admissible. Les méthodes basées sur ce concept peuvent néanmoins sous-estimer le tassement, si le barrage a été peu compacté. Par exemple, le tassement des barrages en enrochement construits avant 1950 provient plus de la compressibilité volumique que du cisaillement. Le barrage de Cogoti, construit au Chili (1939 H= 83 m), tasse de 40 cm sous le séisme d'Illapel en 1943. La courbe de tassement en fonction du temps retrouve au bout de quelques années sa tendance antérieure ; tout se passe comme si le séisme avait accéléré les mouvements différés.

### **6.2.2.4. Digues et approche simplifiée de la liquéfaction**

Les remblais en zone sismique sont très sensibles à la liquéfaction, quand ils sont sur des formations alluviales récentes en fond de vallée ou dans les estuaires. C'est le cas des digues de protection contre les crues et des remblais routiers. Au Japon, en 2000, le nombre de barrages d'irrigation s'élève à plus de 100 000, avec 1872 supérieurs à 15 m dont 1688 remblais. Plusieurs ruptures après séisme sont signalées parmi les petits barrages construits avant 1945 (dont le plus âgé a 1600 ans). Tani [2001] pointe que la cause majeure de ces ruptures est la liquéfaction de la fondation ou du remblai. A partir des statistiques sur les effets des 75 grands séismes étudiés depuis 1885, Kazue Wakamatsu [2001] identifie les zones les plus sensibles à la liquéfaction, sur le plan géologique : les sédiments Holocène. Sur le plan géomorphologique, les bras ou méandres de rivière récemment abandonnés sont les plus sensibles à la liquéfaction. Pour les très forts séismes, les zones les plus sensibles sont les cordons récents déposés en lit majeur (*natural levees along rivers*) car la nappe y est plus haute et les sédiments sont peu consolidés, les lits récents (*former river channels*) et les zones de dépôt entre les dunes (*lowlands between sand dunes*). Lors du séisme de Chi-Chi à Taiwan ( $M_w=7,6$ ), la liquéfaction affecte majoritairement les polders, les dépôts alluviaux des anciens lits de rivière et les dépôts récents le long des berges. Le sol y est généralement sableux, avec une nappe entre 1 et 3 m de profondeur et une résistance SPT inférieure à 10. Le tassement et le déplacement de nombreuses levées dans ces zones ont atteint 1,5 et 2 m respectivement, sous des accélérations maximales atteignant jusqu'à 0,75 g.

Lors du séisme de Kobé ( $M_w=6,9$  en 1995), le remblai d'Idenoshiri-Ike, de 5,5 m de hauteur et de 155 m de longueur, s'est rompu après 7 secondes de séisme au moment où

l'accélération du site est maximale (0,45 g), d'après Kazumori Uchida et al, [2001], parce que les zones de la fondation en pied aval et amont avaient un SPT inférieur à 5. Elles se sont liquéfiées, causant une coulée vers l'aval dès que la liquéfaction s'est étendue au centre.

Pour ces petits ouvrages, l'approche de Seed et Idriss (1971) basée sur les essais in situ, permet un diagnostic du risque de rupture.

### 6.2.3. Présentation des méthodes

L'inventaire et l'analyse critique des données est un préalable important au choix de la méthode de calcul. Comme les données conditionnent le modèle de calcul, elles sont soigneusement collectées, vérifiées et synthétisées dans les quatre modèles de terrain (géométrique, géologique, géomécanique et hydraulique). Ces données sont issues des trois grandes phases du projet : les études, la construction et l'exploitation. Les études et la construction fournissent les données de l'étude, notamment les résistances. Ces données sont complétées par celles de l'exploitation: les observations visuelles d'anomalies, les résultats d'auscultation, les incidents et les travaux d'entretien. L'absence de données justifie un important programme de reconnaissances.

L'aptitude du modèle numérique à représenter la réalité doit être démontrée par la pertinence et l'exhaustivité des données de chaque modèle de terrain. A cette condition, le modèle numérique peut être défini. Le choix de la ou des sections critiques à évaluer, le découpage en matériaux constitutifs et le choix des propriétés caractéristiques peuvent être décidés et la méthode de calcul peut être choisie.

#### 6.2.3.1. Analyse pseudo-statique de la stabilité

##### a) Principe

Il est identique à celui développé dans le cas des barrages rigides (cf. § 6.1.2.2). Mais, contrairement aux barrages rigides où l'on étudie la stabilité de l'ensemble du barrage, l'analyse pseudo-statique appliquée aux barrages en remblai ne concerne qu'une portion de la masse de remblai (cf. Fig. 6-5).

On rappelle que les différentes composantes de la force d'inertie agissant sur la portion de remblai peuvent s'exprimer sous la forme :

$$F = k V \gamma_b \quad \text{avec } k = \alpha a_{\max} / g \quad \text{où}$$

- $k$  est le coefficient pseudo-statique adimensionnel ;
- $\alpha$  est le coefficient sismique adimensionnel bien souvent pris égal à 2/3, pour la composante horizontale<sup>9</sup> ;
- $a_{\max}$  est l'accélération sismique de pic, incluant un éventuel effet de site (terme anglo-saxon Peak.Ground.Acceleration) ;
- $V$  est le volume de la portion de remblai ( $m^3$ ) ;
- $\gamma_b$  est le poids volumique du matériau ( $kN/m^3$ ).

La prise en compte d'une accélération verticale est en général un raffinement qui ne modifie pas le diagnostic (Sarma, 1975, et Matsumoto, 2010).

---

<sup>9</sup> La valeur 2/3 est applicable en métropole compte tenu de la sismicité

### **b) Coefficient pseudo-statique critique $k_c$**

L'analyse de la stabilité pseudo-statique n'est que la première étape de la vérification de la stabilité sismique.  $k_c$  est le coefficient pseudo-statique critique, qui amène une masse à la limite de l'équilibre, c'est-à-dire pour laquelle le facteur de sécurité global FS est égal à 1. Le principal intérêt du coefficient  $k_c$  est de donner accès aux déplacements irréversibles par des méthodes pseudo-dynamiques (cf. § 6.2.3.2).

Il est intéressant de noter que, lors d'une étude sismique particulière d'un barrage homogène, les zones où  $FS < 1$  avec  $k = 2/3 a_{max}/g$  correspondaient aux zones de grands déplacements calculés par la méthode de Newmark. Cette comparaison laisse à penser que les variantes plus sophistiquées, faisant évoluer par exemple le coefficient pseudo-statique avec l'altitude dans le barrage (Ambraseys, 1960) n'apportent pas de complément indispensable.

### **c) Détermination des propriétés mécaniques**

Les calculs pseudo-statiques, à la suite des calculs de vérification de la stabilité statique, considèrent la résistance à long terme drainée, avec le réseau de pression interstitielle associé. La résistance drainée est définie à partir de l'angle de frottement effectif et de la cohésion effective. L'angle de frottement effectif est choisi soit comme :

- l'angle de pic, provoqué par le compactage, quand les déformations de cisaillement attendues et confirmées par l'analyse de l'auscultation sont très faibles ;
- l'angle critique, indépendant du compactage, et correspondant à la densité minimale, quand le matériau est peu compacté ou normalement consolidé ;
- l'angle de frottement résiduel, sur les surfaces de glissement anciennes, présentes dans la fondation ou exceptionnellement dans le remblai.

Il conviendra d'estimer avec prudence la cohésion effective à long terme et d'expliquer sous quelles conditions elle peut ne pas s'annuler. Les sols cohérents superficiels, fissurés ou proches de la rupture, sont sujets au fluage et à la perte de cohésion dans le temps.

Plus précisément, le coefficient pseudo-statique critique peut être calculé avec la résistance drainée et la valeur initiale de pression interstitielle, constantes pendant le séisme, si et seulement si le sol est non saturé ou suffisamment perméable ou bien pulvérulent saturé compact. Sinon la résistance à considérer, d'après Newmark, est la résistance non drainée, à déterminer sur site ou en laboratoire, sous une vitesse de sollicitation identique à celle du séisme. La résistance dynamique peut être supérieure ou inférieure à la résistance statique :

- pour les sols argileux où la contrainte apportée par le compactage est nettement supérieure à la contrainte en place (petits barrages), la résistance est croissante avec la vitesse de sollicitation. La résistance non drainée peut être évaluée au scissomètre, au pénétromètre ou au pressiomètre. Si elle est évaluée par des essais CU triaxiaux, il est recommandé de tester les échantillons à plusieurs vitesses de sollicitation, pour estimer la résistance dynamique sous sollicitation réelle ;
- pour les sols argileux, où la contrainte apportée par le compactage est inférieure à la contrainte en place (noyaux de grand barrage), des essais triaxiaux non drainés cycliques à une fréquence proche de la fréquence fondamentale du séisme sont souhaitables pour mesurer l'effet conjugué des cycles et de la vitesse de sollicitation. En leur absence, Seed et Makdisi (1978) recommandent, en première approximation, de faire un calcul en contraintes totales, en ne considérant que 80% de la résistance de pic.
- pour les sols pulvérulents, sensibles à la génération de pression interstitielle, ayant une faible probabilité de se liquéfier, la chute de résistance non drainée avec le nombre de secousses lors du séisme est à évaluer ou à mesurer sur des essais triaxiaux cycliques

non drainés (ou des essais de cisaillement cycliques). En l'absence d'essais cycliques, et d'après Seed et Makdisi (1978), la résistance non drainée caractéristique serait le minimum du niveau de contrainte correspondant, soit à une déformation axiale de 10% lors d'un cisaillement triaxial, soit le niveau pour lequel le sol garde un comportement presque élastique ;

- pour les sols dont le risque de liquéfaction est non négligeable, il convient de passer à une autre approche ;
- pour les sols argileux fissurés, des essais en laboratoire sont indispensables.

#### **d) Domaine d'application**

L'analyse pseudo-statique est rarement suffisante pour évaluer la stabilité. Cependant, elle permet d'accéder aux mouvements irréversibles de l'ouvrage, en l'absence de surpression interstitielle, en calculant le coefficient pseudo-statique critique,  $k_c$ , qui rompt l'équilibre ( $k = k_c \Rightarrow FS=1$ ). En pratique, si en appliquant le coefficient pseudo-statique  $k$ ,  $FS$  est inférieur au seuil critique indiqué au § 7.4.6, il convient de lancer une étude paramétrique sur le coefficient  $k$  pour trouver  $k_c$ .

#### **6.2.3.2. Méthodes dynamiques simplifiées : analyses simplifiées des déplacements irréversibles**

Il est courant que le facteur de sécurité devienne inférieur à 1 lors d'un fort séisme, sans que la pérennité et l'exploitation de l'ouvrage ne soient remises en cause. Le facteur de sécurité n'est donc pas un critère de performance suffisant. En effet, la majorité des séismes provoque un déséquilibre qui ne dure que quelques fractions de secondes et qui ne concerne que des parties superficielles de l'ouvrage. En conséquence, il est logique de se fixer un critère de performance en déplacement, pour juger l'impact des baisses successives du facteur de sécurité. C'est l'objectif des approches dynamiques simplifiées présentées dans ce chapitre.

Il convient de distinguer deux types de déplacements irréversibles complémentaires, qui sont évalués par des méthodes bien différenciées :

- ceux issus de l'intégration des déformations déviatoires, les cisaillements, qui provoquent les glissements. Quatre méthodes théoriques sont largement utilisées pour les calculer: ce sont les méthodes de Newmark, Seed-Makdisi, Ambraseys-Menu et Bray et Travarrou ;
- ceux issus de l'intégration des déformations isotropes, les déformations volumiques qui provoquent les tassements de compressibilité. Trois méthodes empiriques, celles de Bureau, Jansen et Swaisgood les évaluent à partir de corrélations.

On les décrit ci-dessous par ordre chronologique :

#### **a) La méthode de NEWMARK (1965)**

##### **Principe**

L'approche de Newmark est la première contribution au calcul des déplacements irréversibles d'un barrage. Le principe consiste à calculer le mouvement d'une partie du barrage, sous l'effet d'une accélération  $A$ , dès que la résistance est dépassée, par la double intégration dans le temps de la différence entre l'accélération  $A$  et l'accélération critique  $N$ . Dans la pratique,  $N = k_c g$ , où  $k_c$  est le coefficient pseudo-statique critique, déterminé par l'approche pseudo-statique sur une masse définie par un cercle.



Newmark note sur des accélérogrammes réels que l'accélération maximale  $A$  a souvent un pic de durée très courte, alors que le chronogramme a un pic de vitesse maximale,  $V$ , de durée plus longue contribuant fortement au déplacement maximal,  $u_m$ . Il écrit : "la plus importante mesure de l'intensité d'un séisme est la vitesse maximale du terrain". Il justifie son propos par la valeur du déplacement horizontal irréversible à la base du remblai pour une secousse :

$$u_m = \frac{V^2}{2N} \left( 1 - \frac{N}{A} \right) < \frac{V^2}{2N}$$

En intégrant quatre accélérogrammes réels parmi les plus puissants séismes enregistrés à son époque sur la côte Ouest des Etats Unis et en ne cumulant que les déplacements vers l'aval, Newmark trouve que le déplacement irréversible est proportionnel au nombre de cycles effectifs  $n$  et à  $A/N$ , si  $A/N < 5$ , et tend vers une limite égale à  $3V^2/N$  au-delà.

$$\text{Si } N/A > 0,2 \quad u_m \leq \frac{V^2}{2N} \left( \frac{A}{N} \right) \quad \text{ou si } N/A < 0,2 \quad u_m \leq \frac{6.V^2}{2N}$$

### Domaine d'application

Newmark indique d'emblée que sa méthode ne prend en compte que le premier des deux comportements sismiques possibles :

- soit un comportement rigide-plastique avec glissement le long de la surface fissurée : "block movement", possible dans les sols pulvérulents ou cohérents ;
- soit un comportement plastifié par une déformabilité généralisée : "general deformation", dont la complexité n'est pas reproduite par sa méthode.

La méthode de Newmark sous-estime les déplacements après séisme, lorsque ceux-ci sont provoqués non par le cisaillement mais par la compressibilité du remblai. Certains auteurs (Swaisgood 2003, Day 2002) considèrent même que le type de comportement étudié par Newmark, glissement le long d'une surface de cisaillement, est minoritaire, car ils l'ont rarement observé. Ce que confirme Matsumoto (2002) sur des modèles réduits de barrages en enrochement soumis à des accélérations allant jusqu'à 0,7 g.

La méthode, basée sur l'intégration d'un nombre restreint d'accélérogrammes, n'évalue pas l'amplification de l'accélération maximale  $A$  dans le remblai. Il faut attendre les développements suivants pour introduire le comportement vibratoire du remblai dans la méthode.

La méthode ne prend pas en compte le découplage possible entre le remblai et la masse qui glisse (ce que permet la méthode de Bray et Travarasarou, cf. e)).

### b) Formule de SARMA (1975)

#### Principe

Ambraseys et Sarma [1967] ont été les premiers à introduire le comportement vibratoire de l'ouvrage, en estimant l'accélération maximale en crête en fonction de sa première période propre  $T_o$ .

$$T_o = 2,61 \frac{h}{V_s}$$

- $h$  est la hauteur du barrage ;
- $V_s$  est la vitesse des ondes de cisaillement traversant de bas en haut le remblai pour un amortissement de 20%.

Les auteurs démontrent que l'accélération effective du remblai diminue quand la masse et la période propre augmentent. Plus le remblai et la secousse sont grands, plus la vibration du remblai est amortie. A l'inverse, l'accélération en crête est d'autant plus amplifiée que la période propre est faible, c'est-à-dire que la hauteur du barrage est petite ou que l'intensité sismique est faible.

Dans l'évaluation du déplacement irréversible, la période propre  $T_0$  de l'ouvrage intervient dans l'estimation de l'accélération maximale en crête. Le déplacement irréversible  $u_m$  est estimé par une valeur par excès.

### **Domaine d'application**

Le domaine d'application de la formule de Sarma est identique à celui de la formule de Newmark. D'autre part, le mouvement vibratoire est supposé fort : il correspond à un amortissement de 20%, donc une déformation de l'ordre de 1% proche de la déformation à la rupture du matériau.

### ***c) Méthode de SEED & MAKDISI (1978)***

#### **Principe**

La méthode de F. I. Makdisi et H. B. Seed [1978] complète l'approche de Newmark par une évaluation du mouvement vibratoire du remblai (période propre  $T_0$ , accélération maximale en crête  $\ddot{u}_{max}$ ) Le remblai n'est plus assimilé à un bloc rigide, mais à un corps élastique non linéaire. Le remblai est supposé ensuite parfaitement plastique quand l'intégration des états de contraintes issus d'une modélisation aux éléments finis n'assure plus l'équilibre le long de la surface de glissement. La fondation est supposée rigide. La méthode comporte trois grandes étapes :

- détermination de l'accélération critique  $k_y$  (g) – notation Seed pour  $k_c$  (g) - de la masse étudiée, dont la surface de glissement associée débouche à une profondeur  $y$  sous la crête ;
- évaluation de l'accélération maximale en crête  $\ddot{u}_{max}$  (g) et de la période propre  $T_0$  (s), pour évaluer l'accélération maximale à la profondeur  $y$  ;
- évaluation du déplacement irréversible le long de la surface de glissement étudiée.

Les auteurs expriment les accélérations en fraction de l'accélération de la pesanteur  $g$ . Ces valeurs sans unité, équivalentes à des coefficients pseudo-statiques par exemple, doivent être multipliées par l'accélération de la pesanteur ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ) pour être conformes au système international.

Le coefficient pseudo-statique critique est en général calculé avec la méthode pseudo-statique. Souvent, mais pas toujours, la masse étudiée avec le logiciel de stabilité est délimitée par une ligne de glissement circulaire. Le calcul doit évaluer les déplacements les plus dangereux :

- le tassement de la crête le long d'un cercle traversant l'épaisseur du noyau ;
- le cisaillement du filtre le long d'un cercle incliné traversant l'épaisseur du filtre.

La période propre dépend du module de cisaillement du remblai, lui-même relié à la déformation de cisaillement  $\gamma$ . La déformation de cisaillement  $\gamma$  dépend à son tour de la réponse dynamique du barrage. Ceci impose une méthode itérative de résolution du module de cisaillement  $G$  et du taux d'amortissement  $D$  avec la déformation de cisaillement  $\gamma$ . Après trois itérations, la période propre et l'accélération maximale en crête ( $\ddot{u}_{max}$ ) sont en général stabilisées.

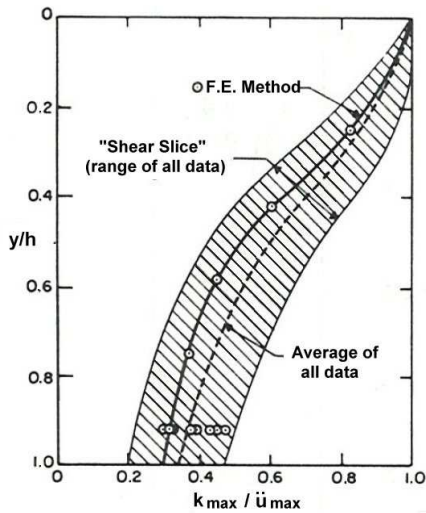


Figure 6-4 – Obtention de l'accélération à la profondeur  $y$  - d'après Seed et Makdisi, 1978

L'accélération maximale  $k_{\max}$  de la masse étudiée entre la crête et la profondeur  $y$  est déterminée par abaque, issue de calculs aux éléments finis et de l'approximation de la réponse vibratoire du barrage par celle de couches horizontales en cisaillement.

En pratique, le rapport  $k_{\max}/\ddot{u}_{\max}$  est extrait de la courbe moyenne de l'abaque de la figure 6-4 en fonction du rapport  $y/h$ . Ambraseys et Sarma (1967) ont publié une relation paramétrant le rapport  $k_{\max}/\ddot{u}_{\max}$  avec la période propre (Fig. 6-11). Le déplacement irréversible est ensuite extrait d'un second abaque représenté sur la figure 6-5 qui fixe le rapport  $U$  normé à  $k_{\max} \cdot g \cdot T_0$ , exprimé en secondes, en fonction de  $k_y/k_{\max}$  pour la magnitude du séisme de projet.

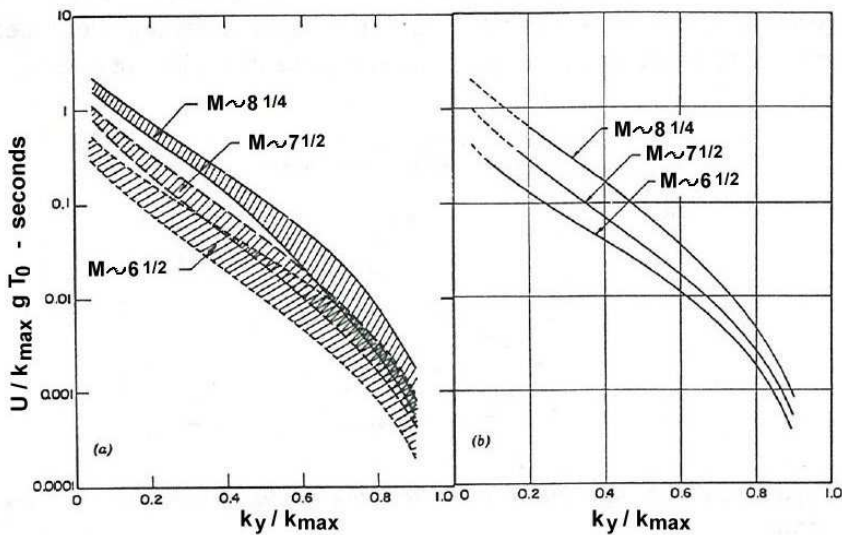


Figure 6-5 – Obtention du déplacement en crête - d'après Seed et Makdisi, 1978

## Détermination des propriétés mécaniques

L'utilisation de cette approche nécessite la connaissance des propriétés élastiques équivalentes : modules élastiques et amortissement.

### Les modules élastiques

Les sols peuvent sortir de leur domaine élastique dès que la déformation dépasse une valeur d'environ  $10^{-5}$ . Les valeurs initiales des modules de cisaillement, d'Young et de compressibilité volumique ( $G_{\max}$ ,  $E_{\max}$  et  $K_{\max}$ ), pour des déformations inférieures à  $10^{-5}$ , sont considérées comme les valeurs élastiques. Mais ces modules ne sont pas constants, ils n'obéissent pas à l'élasticité linéaire, ils dépendent de la contrainte isotrope moyenne effective ( $\sigma'_m$ ) et du degré de surconsolidation OCR (le rapport entre la contrainte de compactage et la contrainte en place). La loi évaluant le module de cisaillement est du type :

$$G_{\max}(\text{MPa}) = G_1 (\sigma'_m / 1\text{MPa})^n \quad \text{avec :}$$

- $G_{\max}$  : module élastique de cisaillement

- $G_1$  : module élastique pour une contrainte moyenne isotrope de 1 MPa
- $\sigma'_m$  : contrainte isotrope moyenne en MPa
- $n$  : coefficient ayant deux valeurs suivant que  $\sigma'$  est inférieure ou supérieure à la contrainte de compactage.

Lorsque le sol est saturé, le coefficient de Poisson est constant et d'autant plus proche de 0,5 que la fraction d'air occlus dans l'eau est réduite. Lorsque le sol est non saturé, il augmente avec la déformation et l'état de contrainte.

Les essais triaxiaux sont les plus pratiqués en France, pour accéder au module de cisaillement via le module d'Young et le coefficient de Poisson. Pour les matériaux grossiers, à défaut de triaxial de grand diamètre ( $\geq 300$  mm) les essais sismiques sont nécessaires (un recalage délicat est à faire entre les essais de laboratoire sur matériau et les essais sismiques sur site). La colonne résonnante donne accès directement au module de cisaillement des argiles. Il convient de tester le sol, dans un état le plus proche possible de l'état initial (teneur en eau, poids spécifique et contrainte). La présence de gros éléments dans le sol oblige à corriger les mesures en laboratoire ou à les abandonner au profit de mesures sismiques in situ. Les modules peuvent être extraits ou comparés aux résultats publiés dans la littérature (cf. annexe A7.2).

#### Les lois d'évolution du module et de l'amortissement

Le module du sol diminue avec la déformation qui lui est appliquée. Ces non linéarités, mesurées avec les essais précédents, sous la forme de relation liant la baisse relative  $G/G_{max}$  en fonction de la déformation de cisaillement, traduisent une dissipation d'énergie plastique croissante avec la déformation, représentée par la surface du cycle de contrainte en fonction de la déformation normée pour obtenir la courbe de l'amortissement en fonction de la déformation.

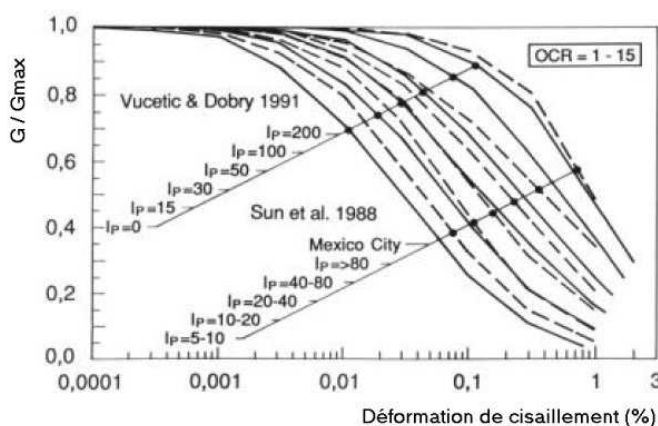


Figure 6-6 - Evolution du module de cisaillement avec la déformation de cisaillement, paramétrée par l'indice de plasticité  $I_p$ , pour un rapport de surconsolidation OCR compris entre 1 et 15 (pointillés : Vucetic et Dobry, 1991 - pleins : Sun et al., 1988)

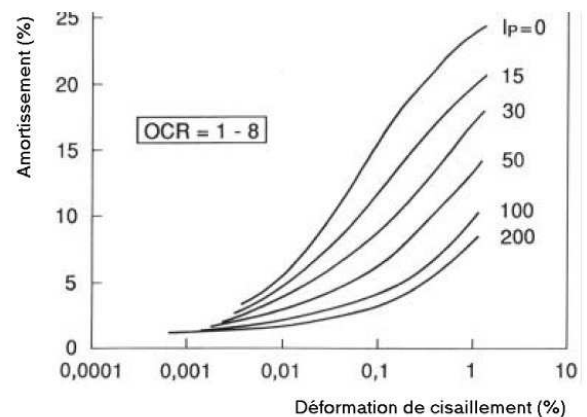


Figure 6-7 - Evolution de l'amortissement avec la déformation de cisaillement, paramétrée par l'indice de plasticité  $I_p$ , pour un rapport de surconsolidation OCR compris entre 1 et 8 (Vucetic et Dobry, 1991)

Les essais triaxiaux desquels sont extraites les courbes d'atténuation doivent suivre un chemin de contraintes aussi proche que possible de la réalité. Ces essais sont drainés pour modéliser le comportement d'une recharge aval et non drainés pour modéliser le comportement du noyau ou de la recharge amont. 3 à 6 cycles non drainés à déviateur constant permettent avec un équipement de précision de mesurer les courbes d'atténuation du module et celles d'accroissement de l'amortissement avec la déformation, en choisissant une dizaine de paliers en déviateur. Il est habituel que le mode opératoire draine l'échantillon

entre chaque palier de contrainte, mais les calculs d'application étant non drainés, il est plus réaliste que l'essai soit entièrement non drainé. Le domaine d'application de ces courbes expérimentales s'étend au maximum de  $10^{-4}$  à  $10^{-2}$  (sauf dispositif expérimental particulier, cf. El Hosri 1984).

#### Période propre ou première fréquence de résonance

L'évaluation de la période propre et de l'accélération maximale en crête n'est pas décrite dans la publication Seed de 1978. Une approche simplifiée est citée et consiste à assimiler l'accélération maximale en crête à la somme quadratique des accélérations spectrales  $Sa(1)$ ,  $Sa(2)$  et  $Sa(3)$  des trois premiers modes propres  $T(1)$  à  $T(3)$ .

$$\ddot{u}_{\max} = \sqrt{\Gamma_{\max}^2 + \Gamma_{\max}^2 + \Gamma_{\max}^2}$$

$$\Gamma_{1\max} = 1,6.Sa(1) \quad \Gamma_{2\max} = 1,06.Sa(2) \quad \Gamma_{3\max} = 0,86.Sa(3)$$

$$T(1) = 2x \frac{\pi \times h}{2,4 \times V_s} \quad T(2) = 2x \frac{\pi \times h}{5,52 \times V_s} \quad T(3) = 2x \frac{\pi \times h}{8,65 \times V_s}$$

Quelle que soit l'approche adoptée, elle utilise la connaissance de la vitesse des ondes de cisaillement et des courbes d'atténuation précédentes et nécessite une validation. Pour un barrage en remblai cette période propre se situe entre 0,2 et 1,0 s, la valeur augmentant avec l'intensité du séisme.

Une première vérification consiste à comparer les résultats de l'évaluation avec d'autres approches simplifiées : la méthode de Priscu (1985), qui assimile la période en secondes d'un grand barrage en enrochement à la moitié de sa hauteur en mètres divisée par 100, ou celle de Tan et Wilson (1987), découlant d'une étude paramétrique des barrages en remblai au moyen de la méthode des éléments finis.

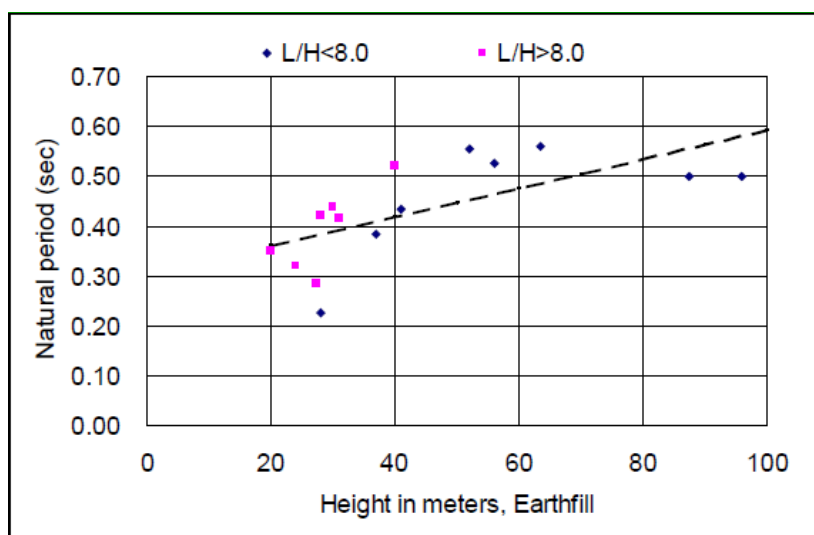
Une seconde vérification, à systématiser, consiste à s'assurer que les résultats de l'évaluation ne sont pas éloignés des mesures de période propre et de rapport d'amplification obtenus par le Japan Dam Center sur les accélérogrammes réels de direction transversale à l'axe du barrage, enregistrés lors de 79 séismes de magnitude comprise entre 6 et 8, mesurés sur des barrages japonais, taïwanais et américains. La période propre correspond au maximum du rapport spectral crête / base. L'amplification d'accélération dépend du contenu fréquentiel, seul le rapport de l'accélération maximale en crête sur l'accélération maximale à la base est reporté.

- barrages en terre :

Période propre  $T_0$  en secondes fonction de la hauteur  $H$  en mètres (Matsumoto, 2010). La corrélation linéaire a pour valeur :

$$T_0 = \frac{0,29}{100} H + 0,3$$

Figure 6-8-a – Période propre mesurée sur barrage en terre



Rapport d'amplification de l'accélération entre la base et la crête du barrage  $\ddot{u}_{max}/A_{max}$  fonction de l'accélération maximale à la base (Matsumoto, 2010).

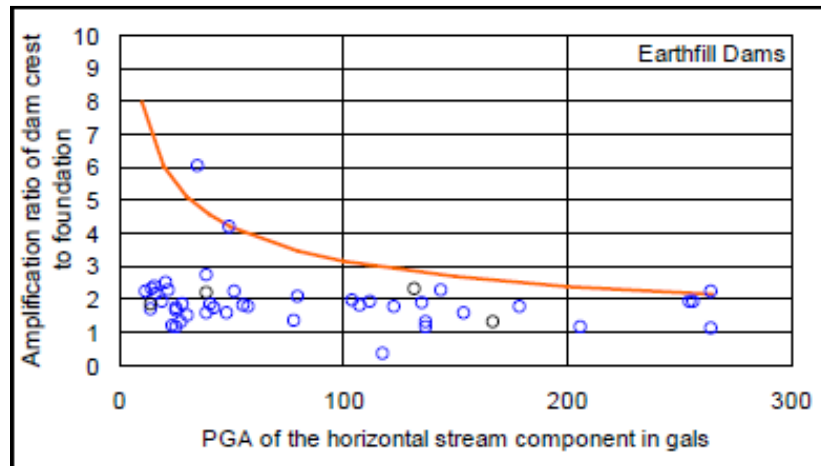


Figure 6-8-b – Rapport d'amplification de l'accélération mesuré sur barrage en terre (accélérations exprimées en  $cm/s^2$ )

- barrages en enrochements :

Période propre  $T_0$  en secondes fonction de la hauteur  $H$  en mètres (Matsumoto, 2010).

$$T_0 = \frac{0,25}{100} H + 0,21$$

La période propre réelle est supérieure à cette corrélation si le rapport longueur en crête sur hauteur est supérieur à 3 et inférieure dans le cas contraire.

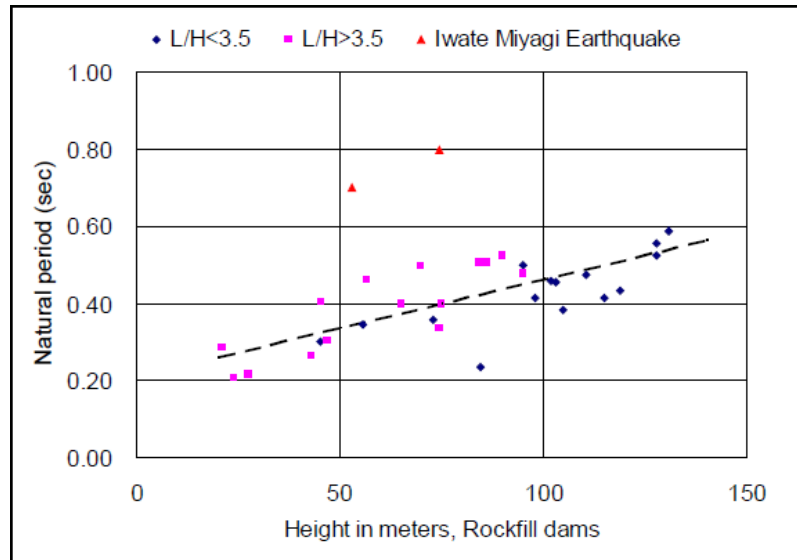


Figure 6-9-a – Période propre mesurée sur barrage en enrochements

Rapport d'amplification de l'accélération entre la base et la crête du barrage  $\ddot{u}_{max}/A_{max}$  fonction de l'accélération maximale à la base (Matsumoto, 2010).

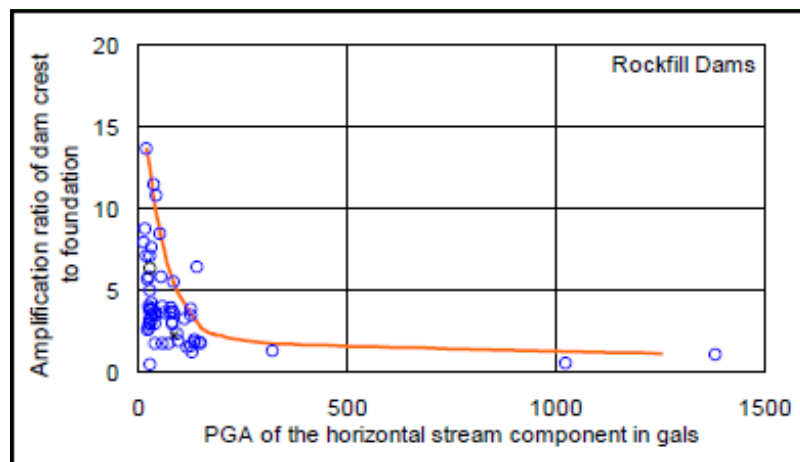


Figure 6-9-b – Rapport d'amplification de l'accélération mesuré sur barrage en enrochements (accélérations exprimées en  $cm/s^2$ )

## Domaine d'application

Cette méthode a été très utilisée, car elle a été la première à intégrer le comportement vibratoire du remblai. Sa primauté lui confère cependant trois types de limitations : celles inhérentes au type de comportement, celles liées au choix de la période propre et de l'amplification, et enfin les limitations induites par l'échantillon de données sur lesquelles la méthode a été construite (hauteur de barrage, valeur de l'accélération maximale, choix des courbes d'évolution avec la déformation).

Les auteurs distinguent deux types de comportement sous fort séisme :

- celui associé à la présence de matériaux sableux lâches ou moyennement compacts, dont la rapide évolution des pressions interstitielles réduit la résistance et engendre de grands déplacements pouvant aller jusqu'à la rupture (liquéfaction à assimiler au comportement de "déformabilité généralisée" de Newmark) ;
- celui associé à la présence d'argile compactée, de sable sec ou de sable dense, dont la génération limitée de pressions interstitielles ne réduit pratiquement pas la résistance statique et engendre un déplacement irréversible limité, qu'ils proposent de calculer.

Les auteurs n'appliquent la méthode qu'au second type de comportement : sols cohérents ou sols pulvérulents bien compactés. Ils négligent les tassements de compressibilité. Pour les autres sols, sensibles à la liquéfaction, ils ont en effet développé une approche plus complexe (Seed H.B. et al 1973).

La méthode, basée sur un comportement vibratoire 2D, devrait intégrer une correction pour tenir compte des effets conjugués de la géométrie de la vallée et des réflexions d'ondes sur les modes de résonance. Gazetas (1987) compare le rapport "période propre fondamentale  $T_1$  d'un barrage de hauteur  $H$  et de longueur en crête  $L$  dans une vallée de forme donnée sur période propre fondamentale  $T_{1,\infty}$  de sa représentation 2D de longueur en crête infinie" en fonction du rapport "longueur en crête sur hauteur du barrage", estimée par divers auteurs. Le barrage est supposé homogène et la forme de la vallée est assimilée à 5 formes de base : un rectangle, trapèze large, un demi-cercle, un trapèze étroit et un triangle (Fig.6-10). Ces résultats mettent en évidence que les vallées resserrées ( $L/H < 2$ ) réduisent fortement la période fondamentale, qui se rapproche du plateau du spectre et par conséquent augmentent l'accélération en crête. L'auteur invite le lecteur à intégrer cet effet tridimensionnel dans les méthodes d'analyse simplifiées.

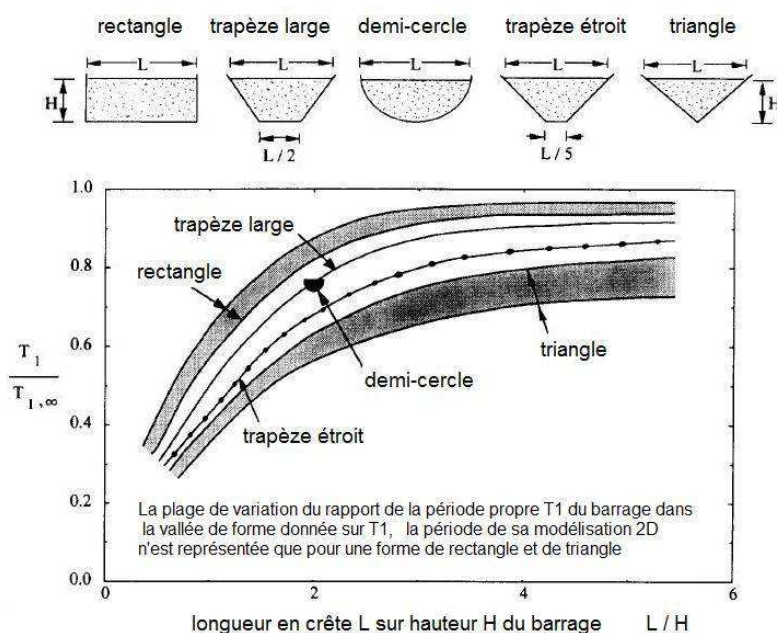


Figure 6-10 : Effet de la forme de la vallée sur la période fondamentale d'un barrage



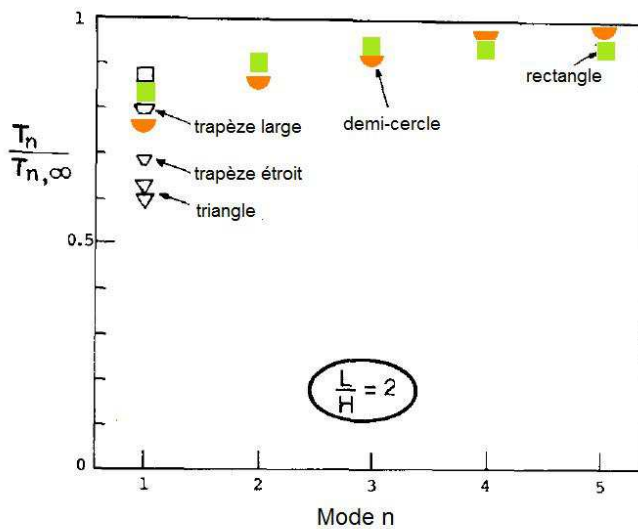


Figure 6-11: Effet d'une vallée de rapport  $L/H=2$  sur les 5 premières périodes propres

Gazetas (1987) compare sur la figure 6-11 le rapport "période du mode  $n$   $T_n$  (barrage de rapport longueur en crête sur hauteur  $L/H=2$ ) sur période propre fondamentale  $T_{n,\infty}$  de sa représentation 2D de longueur en crête infinie", en fonction du rang du mode de vibration, dans une vallée en forme de rectangle et de demi-cercle. D'après ces résultats, la forme de la vallée a une influence qui diminue au fur et à mesure que le rang du mode de vibration augmente ; elle devient négligeable au-delà du troisième mode.

Les auteurs n'intègrent pas directement le calcul de la période propre  $T_0$  et de l'amplification  $\ddot{u}_{\max}/A_{\max}$  dans leur publication. Bien que le modèle de comportement vibratoire soit le premier mode de vibration, l'accélération maximale en crête retenue par les auteurs est le cumul des trois premiers modes propres. La logique du comportement vibratoire consisterait à garder l'accélération en crête du premier mode de vibration. Les méthodes ultérieures ne retiennent que le premier mode propre. Et, trente ans après cette publication, l'enveloppe supérieure des rapports d'amplification mesurée sur les remblais lors de séismes au Japon (courbe orange des figures 6-8 et 6-9 de Matsumoto, 2010) correspond au premier mode et est largement inférieure au cumul des trois premiers modes.

La méthode a été élaborée avec 7 accélérogrammes horizontaux, et le déplacement final est supposé horizontal (intégration des accélérations horizontales). En théorie la méthode est à appliquer sur une masse dont la base est horizontale, mais les auteurs ont trouvé par des études paramétriques que les déplacements calculés différaient peu en faisant varier la surface de rupture. Il importe aussi de savoir que pour la magnitude 8,5, l'accélérogramme était synthétique, que la valeur de  $g \cdot k_{\max} / \ddot{u}_{\max}$  est une moyenne de valeurs reportées pour des hauteurs de barrage comprises entre 30 et 180 m avec des vitesses de propagation d'ondes de cisaillement de 92 à 300 m/s. A partir de ces résultats, la méthode a été établie par les auteurs pour des barrages de hauteurs comprises entre 30 et 60 m. Elle peut être appliquée à des ouvrages plus grands, d'après les auteurs, qui ne citent pas de référence. La méthode n'a plus de sens si le rapport  $k_C/k_{\max}$  est inférieur à 0,1 pour une magnitude  $M_s=6,5$  ou s'il est inférieur à 0,2 pour une magnitude supérieure. Dans ces deux cas, les non linéarités sont telles qu'elles modifient fortement le mouvement vibratoire, et justifient une approche non linéaire.

En conclusion, comme l'écrivent les auteurs, les abaques qu'ils proposent devraient être réactualisés. "It must be noted that the design curves presented are based on averages of a range of results that exhibit some degree of scatter and are derived from a limited number of cases. These curves should be updated and refined as analytical results for more embankments are obtained."



#### d) Formule de AMBRASEYS et MENU (1988)

### Principe

L'intérêt de l'approche d'Ambraseys et Menu est double. D'une part, elle peut intégrer l'apport de la méthode et la détermination des propriétés mécaniques décrites par Seed et Makdisi, dans le calcul de l'accélération maximale et de la première période propre. D'autre part, elle chiffre l'incertitude sur l'aléa sismique. En effet, elle met en évidence, conformément à Newmark, que le déplacement irréversible dépend non seulement de l'accélération maximale  $a_{max}$ , mais aussi de la vitesse particulaire maximale générée par l'accélérogramme à la base du barrage. Les auteurs représentent les déplacements irréversibles, paramétrés en vitesse particulaire  $V$  en fonction du rapport des coefficients  $k_c/k_{max}$  sur l'abaque de la figure 6-12 ci-dessous.

La vitesse particulaire caractéristique  $V$  du terrain naturel est définie par les auteurs comme le produit de l'accélération maximale  $a_{max}$  et du quart de la période prédominante de l'accélérogramme  $P$ . La période  $P$  est évaluée par la moitié de l'inverse du nombre moyen de passages par zéro en une seconde de l'accélérogramme à la base du barrage.  $V$  est proche de la vitesse maximale à la base du barrage,  $V_{max}$  ; à ce titre, il est conseillé de comparer plusieurs évaluations de  $V$  ou de sélectionner le type d'évaluation en fonction des données disponibles (accélérogramme connu ou non) :

- $V = a_{max} \cdot P/4$  (définition de la publication, en cm/s) ;
- $V_{max}$ , vitesse maximale de l'accélérogramme à la base du barrage (en cm.s<sup>-1</sup>). C'est le PGV ;
- vitesse égale au plateau du spectre de réponse en pseudo-vitesse calculé à 20-25% d'amortissement.

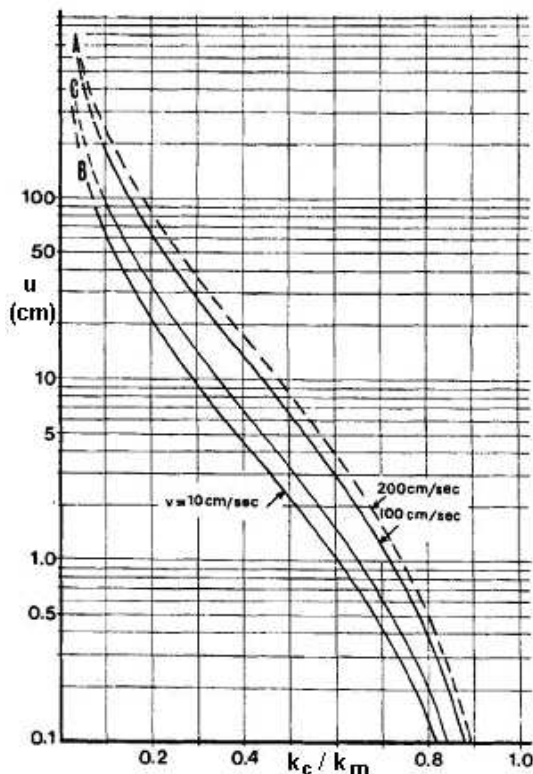


Figure 6-12 - Déplacements ( $u$ ) prédits par la méthode d'Ambraseys et Menu en fonction de la vitesse effective du terrain naturel (Ambraseys et Menu, 1988)

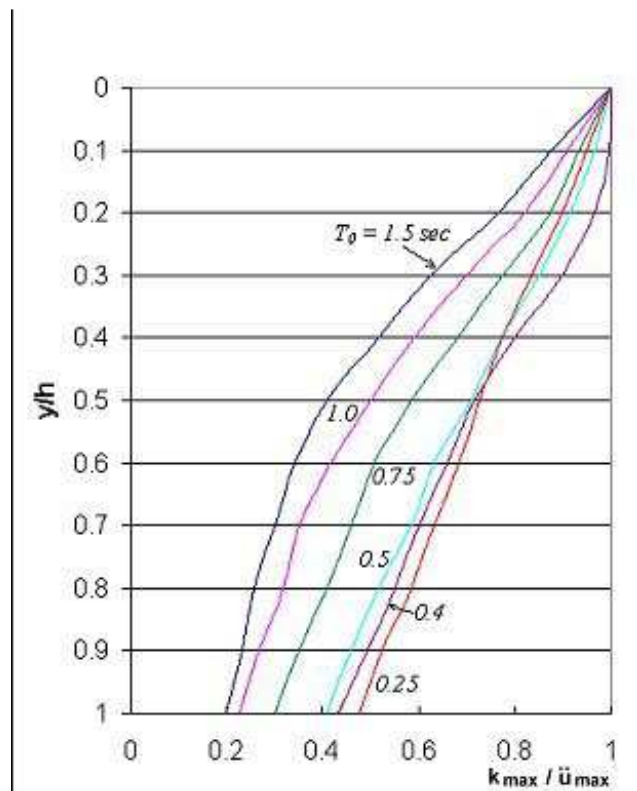


Figure 6-13 - Rapport des accélérations  $k_{max}/\ddot{u}_{max}$  en fonction du rapport  $y/h$  et paramétré avec la période propre  $T_0$

Notations :

- $k_c$  est le coefficient pseudo-statique critique ;
- $a_{\max}$  (g) est la valeur de l'accélération maximale à la base du barrage ;
- $\ddot{u}_{\max}$  (g) est la valeur maximale de l'accélération en crête du barrage issue de l'analyse spectrale -  $\ddot{u}_{\max} = 1,6 Sa(T_0)$ ,  $Sa(T_0)$  étant l'accélération spectrale du premier mode de vibration du barrage ;
- $h$  est la hauteur du barrage ;
- $k_m$  est le coefficient pseudo-statique de l'accélération maximale de la masse en glissement de la crête à la profondeur  $y$  :  $k_{\max} = k_m g$ . Il peut être déterminé avec l'abaque de Seed Makdisi (Fig. 6-4), ou celle d'Ambraseys et Sarma en fonction de la période propre  $T_0$  et de l'accélération maximale en crête  $\ddot{u}_{\max}$  (Fig. 6-13) ;
- $T_0$  est la première période propre du barrage, déduite de la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$  traversant de bas en haut le remblai. Comme décrit dans la méthode de Seed-Makdisi, la période propre dépend du module de cisaillement du remblai, lui-même relié à la déformation de cisaillement  $\gamma$ .

$$T_0 = 2,61 \frac{h}{V_s}$$

## Domaine d'application

Les limitations de la méthode sont inhérentes à celles de Newmark. La méthode est issue de calculs de déplacements pour 3 séismes de magnitudes comprises entre 6,55 et 8,25 pour des hauteurs de barrage comprises entre 50 et 65 m. Les auteurs doutent des déplacements calculés pour des valeurs de  $k_c/k_m < 0,2$ . Malgré ces limitations, la comparaison entre formules et observations de mouvements réels de barrages chiliens lors d'une étude EDF a montré que l'estimation par la méthode d'Ambraseys se rapprochait plus de la réalité que celle de la méthode de Seed et Makdisi. Enfin, l'erreur d'estimation du modèle statistique est chiffrée. Le fuseau à plus ou moins deux écarts-types sur le déplacement irréversible est obtenu en multipliant ou divisant par un facteur 3 l'estimation moyenne.

### *e) Méthode de Bray et Travarou (2007)*

## Principe

Cette récente méthode simplifiée d'évaluation des déplacements irréversibles générés par les contraintes de cisaillement sismiques est, d'après ses auteurs, supérieure aux précédentes pour quatre raisons : elle est fondée sur une base de données de 688 accélérogrammes, elle chiffre l'incertitude majeure associée à l'aléa sismique, elle assimile le comportement du remblai à un bloc déformable élastique non linéaire dont le glissement est couplé à sa déformation et enfin elle autorise un dimensionnement probabiliste.

Le remblai est assimilé soit à un triangle (de période propre initiale  $T_s=2,6H/V_s$ ) soit à un parallélépipède ( $T_s=4H/V_s$ ). Son mouvement est supposé monodimensionnel et provoqué par une série de coller-glisser vers l'aval. Le modèle de comportement est élastique non linéaire, avec les courbes de variation d'amortissement et de module d'une argile d'indice de plasticité égal à 30. L'analyse est couplée, les déplacements irréversibles de glissement et les accélérations de la masse en mouvement sont calculés simultanément. L'interprétation statistique des résultats a montré que l'accélération spectrale correspondant à 1,5 fois la période propre initiale est l'indicateur de nocivité du mouvement sismique le plus efficace pour faire glisser le remblai. Cet indicateur prend en compte d'une part la résonance autour de la fréquence propre et d'autre part la translation de la période propre suite à la dégradation du module et l'augmentation de l'amortissement.

Le traitement statistique des résultats aboutit à trois estimations : celle de la probabilité,  $P(D=0)$ , d'avoir un déplacement nul, l'estimation du logarithme népérien du déplacement irréversible,  $\ln(D)$ , et la probabilité,  $P(D/d)$ , d'obtenir un déplacement  $D$  supérieur à un critère admissible  $d$ .

$$P(D = 0) = 1 - \Phi[-1,76 - 3,22\ln(k_c) - 0,484T_s \ln(k_c) + 3,52\ln(Sa(1,5T_s))]$$

$$\ln(D) = -1,1 - 2,83\ln(k_c) - 0,333(\ln(k_c))^2 + 0,566\ln(k_c)\ln(Sa(1,5T_s)) + 3,04\ln(Sa(1,5T_s)) - 0,244(\ln(Sa(1,5T_s)))^2 + 1,5T_s + 0,278(M - 7) + \varepsilon$$

$$P(D < d) = 1 - \Phi\left[\frac{\ln d - \ln D}{\sigma}\right]$$

Avec :

$D$  : estimation du déplacement en cm

$\Phi$  : courbe de fréquence cumulée de la loi normale (Fonction Normsdist d'Excel)

$k_c$  : coefficient pseudo-statique critique

$Sa$  : accélération spectrale

$T_s$  : période propre initiale

$M$  : magnitude

$\varepsilon$  : variable de la loi normale centrée réduite de moyenne nulle et écart-type 0.66

L'intervalle de confiance entre 16% et 84% correspond à une plage de variation comprise entre la moitié et le double du déplacement calculé moyen.

### Domaine d'application

La méthode a été développée pour l'analyse de remblais (barrages et dépôts de déchets) et des pentes naturelles (sol et roche). Elle a été développée pour étudier le mouvement maximal du remblai sur sa base. Le modèle statistique a été construit à partir de 688 enregistrements d'accélérogrammes provenant de 41 séismes de magnitude comprise entre 5,5 et 7,6, à une distance épacentrale inférieure à 100 km, sur des terrains de classe A,B, E et parfois C. Les calculs concernent des ouvrages de hauteur comprise entre 12 et 100 m, dotés d'une vitesse des ondes de cisaillement comprise entre 200 et 425 m/s, avec des coefficients pseudo-statiques critiques compris entre 0,02 et 0,4 et des périodes fondamentales variant de 0 à 2 secondes. Les auteurs n'ont pris en compte qu'un poids volumique constant et égal à 17,6 kN/m<sup>3</sup> avec une seule courbe de variation de module et d'amortissement : ils justifient ce choix par une faible incidence de ces courbes sur les résultats d'une étude de sensibilité.

La validation sur 16 barrages réels montre une bonne adéquation des prévisions pour les ouvrages ayant subi les plus faibles déplacements sismiques (< 5 cm), trouve en général l'ordre de grandeur des plus grands déplacements sismiques (5 à 50 cm), et propose globalement une meilleure prédiction que les méthodes précédentes. L'interprétation de ce test de validation laisse à penser que les déplacements sur ouvrages seraient nuls, quand la méthode prédit une probabilité supérieure ou égale à 0,5 de déplacement nul. A l'inverse une probabilité nulle de déplacement nul correspondrait à des déplacements mesurés supérieurs à 15 cm.

### f) Méthodes dérivées appliquées en France

Des méthodes dérivées ont été développées en France par des bureaux d'études (Coyne et Bellier, EDF).

Par exemple, Tardieu considère l'ouvrage comme un oscillateur simple à un seul degré de liberté, dont les propriétés (raideur, masse, amortissement) se déduisent du comportement équivalent linéaire (G. Post, B. Tardieu et M. Lino, 1985). L'oscillateur simple est un prisme

triangulaire qui a les dimensions du barrage, avec une hauteur H, un fruit amont a, un fruit aval b et une largeur en base e. Sa fréquence propre N est donnée par la méthode de Rayleigh en fonction de la hauteur du barrage H et de la vitesse de cisaillement S traversant le remblai.

$$N = \frac{\omega}{2\pi} \quad \omega = \sqrt{\frac{k^*}{m^*}} \quad m^* = \frac{\rho e (a+b)}{12} H^2$$

$$k^* = \frac{E e (a+b)}{4(1+\nu)} \quad S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad N = \frac{\sqrt{6} S}{2\pi H}$$

La méthode, intermédiaire entre celle de Newmark et celle de Seed et Makdisi, utilise judicieusement le spectre de référence pour déterminer l'accélération maximale en crête à partir de la période propre. L'accélération maximale prise en compte est le double de l'accélération spectrale fixée par le spectre à la fréquence de résonance, pour un amortissement initial (proche de 15%). L'accélération maximale déterminée, il est possible de calculer le déplacement et ensuite la distorsion cyclique équivalente égale à 65% de la distorsion maximale.

$$\gamma = 0,65\gamma_{\max} \quad \gamma_{\max} = \frac{U_{\max}}{H} = \frac{\ddot{U}_{\max}}{\omega^2 H} = \frac{2\ddot{U}_{S \max}}{\omega^2 H} = \frac{1}{3} \frac{H \cdot \ddot{U}_{S \max}}{S^2}$$

La distorsion connue, il est possible de réactualiser le module de cisaillement et l'amortissement, en se reportant aux courbes d'évolution du module et de l'amortissement en fonction de la distorsion, jusqu'à la convergence. En règle générale, trois itérations suffisent à obtenir une précision suffisante. Un exemple a été traité dans l'article original des auteurs.

A EDF l'accélération maximale en crête et la période propre sont déterminées par fonctions de Green (cf. glossaire) pour un remblai triangulaire élastique avec le modèle équivalent linéaire.

La méthode Dormieux, Pecker et Salençon (1992) est une autre extension de la méthode de Newmark. L'accélération critique est calculée dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture de Salençon. Le déplacement irréversible est calculé numériquement pour la surface de rupture potentielle par intégration temporelle des équations de la dynamique.

### **g) Méthodes empiriques incluant le tassement de compressibilité**

#### *Méthode de Jansen (1990)*

Jansen propose deux formules empiriques du déplacement irréversible de remblai en matériaux non liquéfiables

$$u = \frac{3(0,1M)^8 (k_m - k_y)^{1,5}}{k_y} \quad \text{ou} \quad u = \frac{5,8(0,1M)^8 (k_m - k_y)}{k_y^{0,5}}$$

Avec :

- u : tassement de la crête en m
- $k_m$  : coefficient pseudo-statique de l'accélération maximale de la crête
- $k_y$  : coefficient pseudo-statique de l'accélération critique ( $k_c$ )
- M : magnitude du séisme

Cette formule ne prend pas en compte toute l'influence de la compressibilité. Bureau (2009) considérant que les barrages, à partir desquels Jansen établit sa formule, avaient une

hauteur moyenne de 75m, propose un facteur correctif, d'une valeur égale à H/75, à multiplier au déplacement irréversible pour reproduire l'influence de la hauteur H.

#### *Méthode de Swaisgood (2003)*

A partir de l'analyse de 69 cas documentés relatant le comportement accidentel de barrages en remblai suite à un séisme, J. R. Swaisgood propose une analyse statistique du tassement maximal mesuré en crête. La corrélation trouvée relie le rapport du tassement maximal en crête sur la hauteur totale de terrain meuble (remblai et fondation) à l'accélération maximale et à la magnitude du séisme.

$$\frac{\Delta H}{H} = e^{(6,07PGA+0,57M-8)} \quad \text{Avec :}$$

- $\Delta H/H$  (exprimé en pourcentage) : tassement en crête divisé par la somme de la hauteur du remblai et de la fondation meuble ;
- PGA : accélération maximale exprimée en g ;
- M : magnitude.

Swaisgood considère que sa relation capture presque exclusivement le tassement de compressibilité.

#### *Méthode de Bureau (1985, réactualisée en 2012)*

De l'analyse du comportement sismique de barrages en enrochement, Bureau et al [1985] corrélaient le tassement maximal observé en crête à la magnitude du séisme. Les auteurs définissent un indice de sévérité, noté ESI (Earthquake Severity Index) qui caractérise la secousse sismique et est directement corrélé au tassement :

$$\Delta H/H = 3 \cdot 10^{-4} (\text{ESI}) \quad \text{ESI} = A_{\max} \cdot (M-4,5)^{1,5} \quad \text{où :}$$

- $\Delta H/H$  est le tassement maximal
- M est la magnitude de moment ( $M_w$ ) du séisme ;
- $A_{\max}$  est l'accélération maximale du substratum exprimée en g (donc équivalent au  $a_g$  réglementaire)

La moyenne et l'écart-type du tassement ont été réévalués après le séisme du Wenchuan à :

$$\log_{10}(1000 \cdot \Delta H/H) = -0.51931 + 0.54388 \cdot \log(\text{ESI}) + 0.26284 \cdot (\log(\text{ESI}))^2 \pm 0,375$$

Cette formule a été établie principalement avec des barrages en enrochement, où l'angle de frottement équivaut à 45°. Son application à des barrages en terre nécessite un facteur correctif multiplicatif pris à  $1/\tan(\phi')^2$  où  $\phi'$  est l'angle de frottement moyen des matériaux constitutifs du remblai. Cette formule prend en compte tassement de compressibilité et cisaillement.

#### **Domaine d'application**

Le tassement prédit par Bureau est essentiellement basé sur l'exploitation de mesures concernant des barrages en enrochement non compacté à masque amont, et des barrages compactés ou déversés avec noyau central en argile. Sherard [1988] estime donc que les résultats fournis par Bureau sont applicables aux barrages avec des enrochements déversés à masque amont (ou compactés avec étanchéité en argile) et qu'ils surestiment d'un facteur 3 à 5 les tassements des ouvrages actuels compactés.

La méthode de Swaisgood correspond plus aux barrages modernes que celle de Bureau. Elle intègre le tassement de compressibilité. Cependant, le tassement réel peut être sous-estimé ou surestimé d'un facteur 5 (+/- deux écarts-types).

Bureau considère que l'évaluation de la tenue aux séismes des barrages en enrochements ou en terre bien compactée est prédite de manière correcte et suffisante avec les méthodes simplifiées à la condition qu'il n'y ait pas de matériau liquéfiable. Il considère que l'application simultanée des méthodes simplifiées précédentes et leur comparaison, pour mieux cerner les incertitudes, permet un jugement suffisamment fiable et sécuritaire. Le passage aux méthodes dynamiques couplées n'est justifié selon lui que par la présence de matériaux qui génèrent un risque d'instabilité par montée en pression interstitielle.

#### ***h) Conclusions sur l'approche dynamique simplifiée***

Les méthodes simplifiées d'estimation du déplacement irréversible ont l'avantage d'être faciles à mettre en œuvre. Elles fournissent une estimation rapide de la déformation irréversible maximale après séisme d'un barrage insensible à la liquéfaction. Leur application est nécessaire dans la démarche d'analyse de la tenue sismique d'un barrage, si le coefficient pseudo-statique est inférieur au seuil réglementaire. L'application de ce type de méthode fournit en général une valeur majorante du déplacement maximal attendu des barrages modernes bien compactés sous séisme fort. Il convient de les comparer entre elles et de retenir la valeur la plus grande pour éviter de sous-estimer le déplacement réel. D'abord les anciens barrages en enrochements peuvent présenter des tassements supérieurs au déplacement calculé par ces méthodes, car elles ignorent les mouvements irréversibles dus à la compressibilité de ce matériau peu compacté à l'époque. Les barrages en sols pulvérulents peu à moyennement compacts peuvent présenter une résistance non drainée qui diminue au fil des secousses et un déplacement irréversible supérieur à celui calculé. En conséquence, des compléments d'études seront à exiger dans les cas suivants :

- principalement si la fondation ou le remblai est susceptible de se liquéfier, suite à la présence d'horizons sableux, graveleux ou limoneux peu compacts ;
- si la rhéologie des matériaux est complexe, ou mal caractérisée suite au manque de documentation et en l'absence d'archives, ou bien si l'auscultation met en évidence des déformations mal expliquées ; les méthodes simplifiées ne s'appliquent que pour des matériaux dont les propriétés mécaniques n'évoluent pas au cours de la sollicitation ;
- si les déformations irréversibles sont importantes et dépassent les critères ;
- si le barrage est en enrochements. En effet les approches simplifiées supposent un mode de rupture le long d'une ligne de glissement bien distincte. Ce type de pathologie est prédominant pour des ouvrages en terre, mais il ne semble pas significatif pour les barrages en enrochements dont les déformations sont essentiellement liées à la compressibilité du matériau ;
- si le barrage est conçu avec un zonage complexe ou une géométrie particulière. L'ensemble de ces méthodes simplifiées ne reste applicable que pour des géométries et des comportements rhéologiques suffisamment simples. Les méthodes simplifiées ont été développées avec des barrages homogènes. Le couplage entre la fondation et l'ouvrage n'est pas pris en considération dans les méthodes précédentes de calcul des déplacements de cisaillement ;
- si un ouvrage annexe est inséré dans le remblai. Les méthodes simplifiées ne prennent pas en compte le couplage sol-structures.

L'utilisation des éléments finis a ainsi pour objectif de pallier ces inconvénients et ces limites.

Parmi tous ces cas de contre-indications, la liquéfaction nécessite d'utiliser des approches plus complexes, faisant appel, en tout ou partie, à des calculs en déformations.

Parmi les limites d'utilisation des méthodes théoriques de calcul du cisaillement irréversible, l'absence de prise en compte du couplage vibratoire du remblai et de la fondation est la plus contraignante. L'application de la méthode règlementaire revient à maximiser l'accélération en crête et les cisaillements irréversibles. Imposer l'accélération  $S.a_g$  d'une fondation meuble en champ libre à la base du barrage n'est pas correct. Il est nécessaire de déconvoluer l'accélérogramme en surface, pour trouver l'accélérogramme au rocher dans un premier temps et l'accélérogramme sous le barrage dans un second temps. Deux auteurs proposent des formulations explicitant la période propre du barrage et son accélération en crête en fonction des propriétés géométriques et mécaniques de la fondation et du remblai et de la nature du signal sismique : Sarma (1979) cité par Hynes-Griffin, ME and Franklin, A. G. (1984) et Bouckovalas et Papadimitriou (2003) d'autre part. Les deux approches sont issues de modélisations paramétriques.

L'annexe 7.4 présente un exemple de calcul utilisant les méthodes dynamiques simplifiées.

### **6.2.3.3. Analyse simplifiée du risque de liquéfaction**

#### **a) Principe**

L'analyse simplifiée du risque de liquéfaction est fondée sur l'évaluation de la résistance sismique de la fondation et du remblai par une campagne d'essais in situ. Les essais in situ sont incontournables pour accéder à la résistance en place, pour évaluer sa dispersion et localiser les zones les plus faibles. Les essais in situ les plus fréquents sont : l'essai de pénétration standard (SPT), les essais de pénétromètre à pointe électrique (CPT ou piézocône CPTU), les essais de mesure de la vitesse des ondes cisaillement ( $V_s$ ) et l'essai de dilatomètre de Marchetti (DMT). Le SPT a l'avantage d'être aussi un carottier. Les pénétromètres, comme le CPT et DMT, ont le double avantage d'être économiques et de restituer un profil continu vertical de la résistance en fonction de la profondeur.

#### **b) Procédure**

Une procédure simplifiée a été développée sur les sols sableux par Seed et Idriss (1971), pour présenter les mouvements du sol dus à des tremblements de terre avec un seul paramètre simple, le taux de contrainte cyclique  $R_C$ . La sollicitation sismique est appelée  $R_{CS}$ , alors que  $R_{CR}$  représente la résistance à la liquéfaction du dépôt de sol.  $R_{CR}$  a été mesurée sur site. C'est le taux de contrainte cyclique minimal qui a engendré une liquéfaction. Elle est représentée par la courbe limite entre les sites liquéfiés et non liquéfiés caractérisés par les couples (contrainte sismique, résistance in situ). Des bases de données ont été obtenues à partir des investigations post-sismiques réalisées in situ et ont été utilisées pour établir le critère de liquéfaction. Le premier critère a été établi avec le SPT.

Le critère, variant suivant la nature du terrain, est ramené à celui d'un sable propre, en transposant la résistance d'un sable quelconque ou d'un silt à celle d'un sable propre ( $N_{160}$ ,  $V_{s1}$ ,  $q_{c1}$ ), via une correction fonction du pourcentage de fines. Variant avec la magnitude de moment  $M_w$ , le critère  $R_{CS7,5}$  correspond à  $M_w = 7,5$ . La sollicitation d'un séisme de magnitude différente est ramenée à la valeur de  $R_{CS7,5}$  équivalente selon un facteur d'échelle MSF d'amplitude égale à 1 pour des séismes d'amplitude  $M_w = 7,5$ .

$$R_{CS7,5} = \frac{R_{CS}}{MSF}$$

MSF a été développé pour inclure les effets du nombre de cycles croissant avec la magnitude (cf. Fig. 6-14).

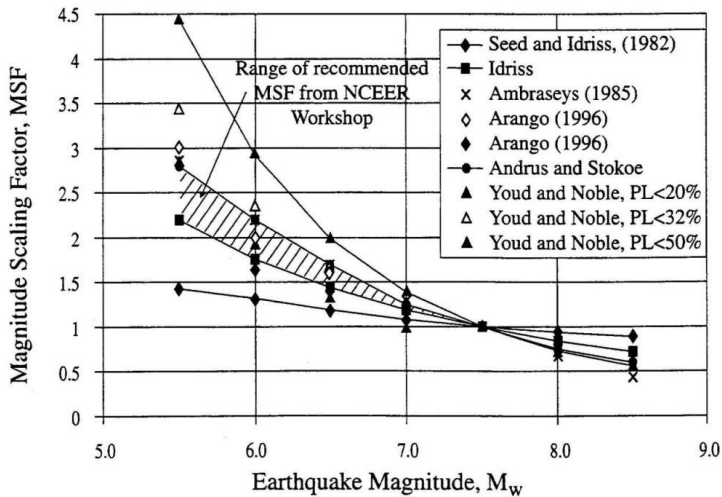


Figure 6-14 - Facteur d'échelle MSF (NCEER 96-98 d'après Youd et Noble 1997)

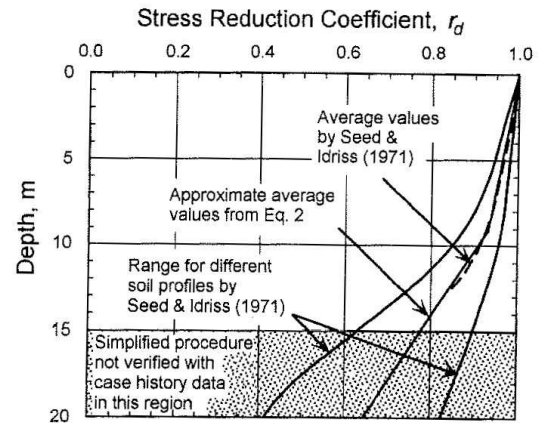


Figure 6-15 - Coefficient de réduction  $r_d$  (NCEER 96-98 d'après Seed et Idriss 1971))

L'analyse simplifiée de la liquéfaction consiste à vérifier que la contrainte cyclique équivalente générée par le séisme,  $R_{CS}$ , est inférieure à la résistance  $R_{CR}$  avec une marge de sécurité suffisante. Le taux de contrainte  $R_{CS}$ , "Cyclic Stress Ratio", est le rapport de la contrainte de cisaillement générée par chaque secousse sur la contrainte effective verticale initiale. Il est calculé par une relation analytique en fonction de la profondeur et de l'ampleur du séisme en supposant le terrain naturel plat.  $R_{CS}$  est la contrainte de cisaillement cyclique horizontale moyenne dans une couche,  $\tau_{av}$  normalisée par rapport à la contrainte effective verticale due au sol sus-jacent,  $\sigma'_{vo}$ . Elle est exprimée en fonction de l'accélération maximale  $a_{max}$  en surface et d'un coefficient de profondeur  $r_d$ .

$$R_{CS} = \left( \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0,65 \times \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \times \left( \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \times r_d$$

Le coefficient de réduction du taux de contrainte normalisé  $r_d$  a fait l'objet de nombreuses évaluations. La forme la plus utilisée aux USA (NCEER 96-98) est présentée en Fig. 6-15, et au Japon on utilise les formules suivantes (proches de la médiane de la Fig. 6-15) :

$$\begin{aligned} r_d &= 1,0 - 0,00765 z && \text{pour } z \leq 9,15 \text{ m} \\ r_d &= 1,74 - 0,0267 z && \text{pour } 9,15 \leq z \leq 23 \text{ m} \\ r_d &= 0,744 - 0,008 z && \text{pour } 23 \leq z \leq 30 \text{ m} \\ r_d &= 0,50 && \text{pour } z > 30 \text{ m} \end{aligned}$$

L'analyse comprend les étapes suivantes, d'après NCEER 96-98 :

1. détermination de l'accélération  $a_{max}$  et de la magnitude de moment  $M_w$  du séisme de projet ;
2. détermination du profil du taux de contraintes cycliques,  $R_{CS}$ , fonction de la profondeur en utilisant la formulation analytique ;
3. évaluation des paramètres critiques de la résistance des couches à partir des résultats de SPT, CPT,  $V_s$ , ou bien DMT ;
4. estimation du contenu de fines à partir d'essais de laboratoire ou de corrélations sur chantier ;



5. détermination de la résistance  $R_{CR}$  à partir des diagrammes ou des formules simplifiées en fonction des paramètres de résistance obtenus à partir des résultats d'essais in situ et de ceux de laboratoire comme le pourcentage des fines ;
6. calcul du facteur de sécurité ( $F_S$ ) vis-à-vis de la liquéfaction pour le séisme pris en considération.

$$F_S = \left( \frac{R_{CR7.5}}{R_{CS}} \right) \times MSF$$

### c) Détermination des propriétés mécaniques

Les résistances sont obtenues par des essais sur site, dont les avantages et les inconvénients sont comparés dans le tableau suivant :

	Type d'essai			
	SPT Pénétromètre carottier SPT	CPT Pénétromètre à pointe électrique ou piézocône	Vs Vitesse sismique	DMT Dilatomètre de Marchetti
Nombre de mesures prises sur des chantiers liquéfiés	Abondant	Très abondant	Limité	Varié
Type de comportement contrainte-déformation influençant l'essai	Partiellement drainé, grandes déformations	Drainé, grandes déformations	Petites déformations	Partiellement drainé, grandes déformations
Contrôle de la qualité et de la répétitivité	Passable à bien	Très bien	Bien	Très bien
Détection de la variabilité d'un sol	Bien	Très bien	Moyen	Très bien
Type de sol où l'essai est recommandé	Non gravier	Non gravier	Tout	Tout
Si l'essai procure un échantillon de sol	Oui	Non	Non	Non
L'essai mesure un index ou bien des propriétés	Index	Index	Propriétés	Index

Tableau 6-3 - Comparaison des conditions d'utilisation des différents essais in situ

#### Essai de pénétration standard (Standard Penetration Test ou SPT)

L'essai SPT consiste à mesurer le nombre de coups d'un mouton pour enfoncer un carottier standard d'une profondeur de 30 cm. L'énergie nominale constante de 473 joules correspond à la chute d'une hauteur de 0,76 m d'un mouton de masse 65,3 kg à une fréquence moyenne de 50 coups par minute (ASTM S-1586-84). L'utilisation d'un système d'étalonnage de l'énergie de battage associée à chaque coup de marteau est nécessaire pour limiter l'influence d'autres facteurs sur les essais SPT (Seed et al.1985). La majorité des analyses sismiques actuelles sont basées sur l'indice de pénétration standard SPT  $N_{1,60}$  normalisé à condition identique de confinement et d'énergie (Seed et al., 1985 ; Seed et Harder, 1990).

$$N_1 = N_{in-situ} \sqrt{\frac{P_{atm}}{\sigma'_{vo}}} \quad \text{et} \quad N_{1,60} = N_1 \times (E / E_{60}) \quad \text{avec} :$$

- $\sigma'_{vo}$  = contrainte effective verticale ;
- $P_{atm}$  = pression atmosphérique (101,3 kPa) ;
- $N_{in-situ}$  = indice SPT mesuré sur le terrain ;
- $N_1$  = indice SPT normalisé pour un confinement de 1 atmosphère;
- $N_{1,60}$  = indice SPT normalisé vis à vis du confinement et de l'énergie de battage ;
- $E$  = énergie de battage mesurée lors de l'essai sur le terrain (en joules) ;
- $E_{60}$  = énergie de battage standard correspondant à une énergie de battage de l'ordre de 60% de l'énergie potentielle maximale de 473 joules ( $E_{60} = 60\% \times 473$  joules).

Lorsque le matériau granulaire contient plus de 5% fines, Seed (1987) et Seed et Harder (1990) ont indiqué qu'une correction supplémentaire doit être faite en fonction du pourcentage de fines (cf. Fig. 6-16).

L'avantage du SPT est la récupération d'échantillons de sol remanié pour évaluer la nature du sol. La plupart des corrélations empiriques développées à partir de cet essai reposent sur l'hypothèse que ce sont l'indice de densité ( $I_D$ ) et la contrainte de consolidation ( $\sigma_c$ ) qui conditionnent le nombre de coups  $N$  et le risque de liquéfaction (Seed et al 1977, 1983). La limite du SPT est atteinte lorsque le pourcentage de fines est supérieur à 35% ou que les fines sont en partie argileuses. Dans ces conditions, la résistance mesurée en laboratoire est plus adaptée pour recalculer la corrélation.

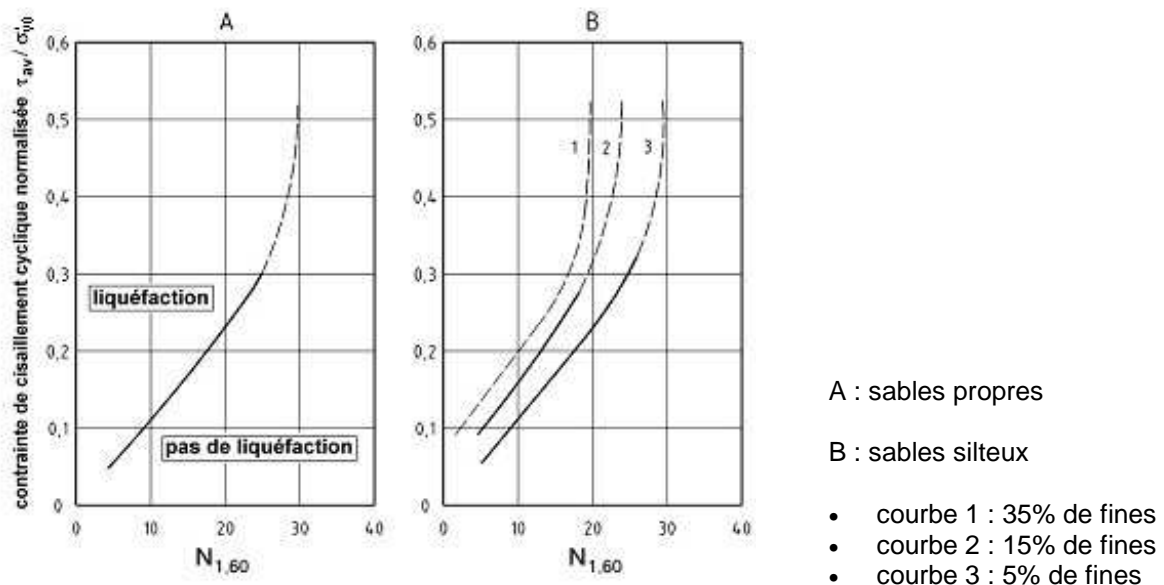


Figure 6-16 - Seuils de liquéfaction en fonction du nombre de coups au SPT (EC8-partie 5-annexe B) (voir aussi Fig. 5-18 qui comprend les points expérimentaux)

### Le pénétromètre à pointe électrique CPT (Cone Penetration Test)

L'emploi du CPT n'a cessé de croître ces dernières années du fait de la rapidité et de la qualité de l'exécution. L'essai CPT consiste à enfoncer une pointe conique à vitesse constante (20 mm/s) dans le sol et à mesurer la résistance en pointe  $q_c$  et le frottement latéral  $f_s$  au cours du fonçage. L'essai CPTU ou piézocône, a en plus une sonde servant à mesurer la pression interstitielle. Cet essai économique procure un profil de la stratigraphie et une évaluation continue de la résistance. Ces essais sont plus reproductibles et donc plus fiables que ceux réalisés par le SPT. Son utilisation s'étend aux argiles et aux graves (0/80 mm) moyennement compactes. Pour les graves, il est prudent de prévoir, en cas de blocage du pénétromètre sur un galet, soit la confection d'avant-trous pour continuer le

sondage, soit son remplacement par le SPT ou par des essais sismiques. Sans prise d'échantillons, le CPT permet la classification des sols traversés. Par contre, son inconvénient par rapport au SPT est qu'il ne permet pas d'obtenir d'échantillons remaniés, utiles pour la granulométrie, et qu'il nécessite un étalonnage avec des sondages carottés.

L'interprétation est alors faite avec la méthode de Robertson et al., (1998), moins fréquemment avec la méthode d'OLSEN et AL (1997) ou celle de Juang et al., (2003).

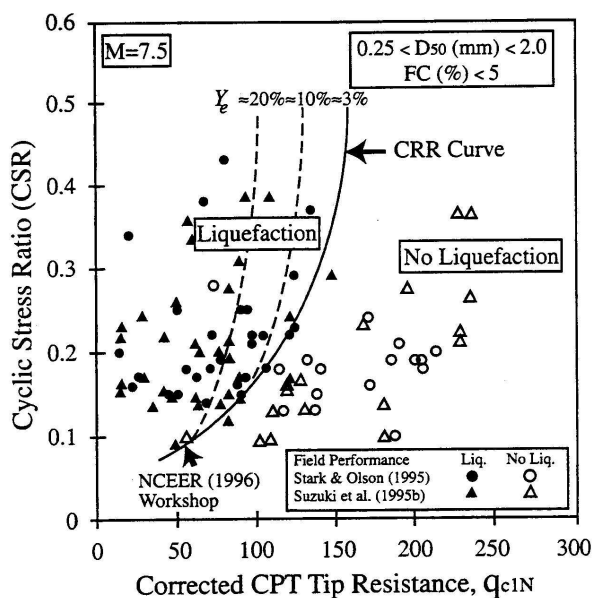
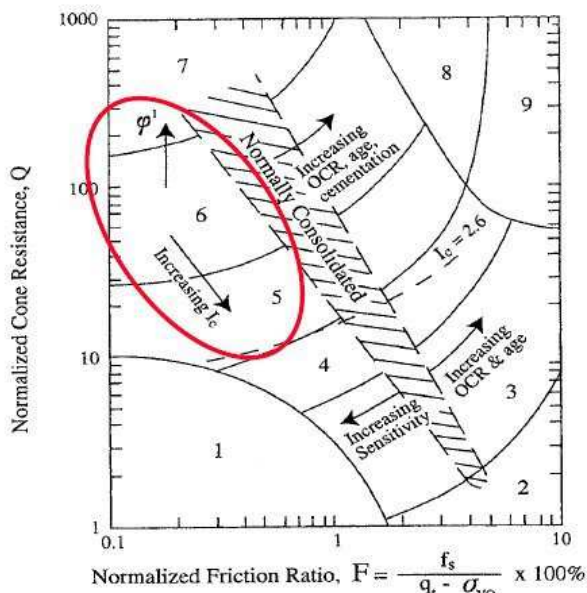


Figure 6-17 - Seuil de liquéfaction en fonction de la résistance de pointe au CPT - NCEER 96-98 d'après Robertson et Wride, 1997



- |  |                                     |
|--|-------------------------------------|
| 1. Sensitive, fine grained                   | 6. Sands - clean sand to silty sand |
| 2. Organic soils - peats                     | 7. Gravelly sand to dense sand      |
| 3. Clays - silty clay to clay                | 8. Very stiff sand to clayey sand*  |
| 4. Silt mixtures - clayey silt to silty clay | 9. Very stiff, fine grained*        |
| 5. Sand mixtures - silty sand to sandy silt  |                                     |
- \*Heavily overconsolidated or cemented

Figure 6-18 - Interprétation de l'essai CPT pour l'identification des zones liquéfiables - NCEER 96-98 d'après Robertson 1990

L'application du pénétromètre est faite comme pour le SPT par une relation qui lie le taux de résistance cyclique  $R_{CR}$  à la résistance de pointe du pénétromètre, ramenée à une contrainte effective verticale de 100 kPa d'un sable propre ( $q_{c1N})_{CS}$  (Fig. 6-17). Il est possible au préalable de détecter les matériaux liquéfiables par la connaissance de la nature du terrain et de son rapport de surconsolidation. La figure 6-18 montre les zones de terrains sensibles aux montées de pression interstitielle en cours de séisme (zones 5 et 6) grâce à un diagramme qui relie Q la résistance de pointe normalisée par la contrainte verticale (résistance de pointe moins la contrainte verticale divisée par la contrainte effective verticale) et le taux de frottement latéral (quotient du frottement latéral divisé par la différence entre la résistance de pointe et la contrainte effective verticale et multiplié par 100).

#### Essais de pénétration Becker (BPT - Becker Penetration Test) dans les graviers

Si les praticiens avaient pour habitude de classer comme non-liquéfiables les matériaux graveleux quasi-indépendamment de leur densité, l'état actuel des connaissances montre que tout matériau granulaire est susceptible de perdre de sa résistance dès que sa densité devient suffisamment faible. La foreuse à grand diamètre Becker a été introduite en 1988 par Harder et Seed, qui la préfèrent au SPT pour la détermination de la densité et la

résistance des sols graveleux. Une corrélation entre les indices SPT et BPT a été établie, mais il existe des écarts importants à cause du frottement latéral mobilisé le long du tubage.

### Essais de propagation sismique

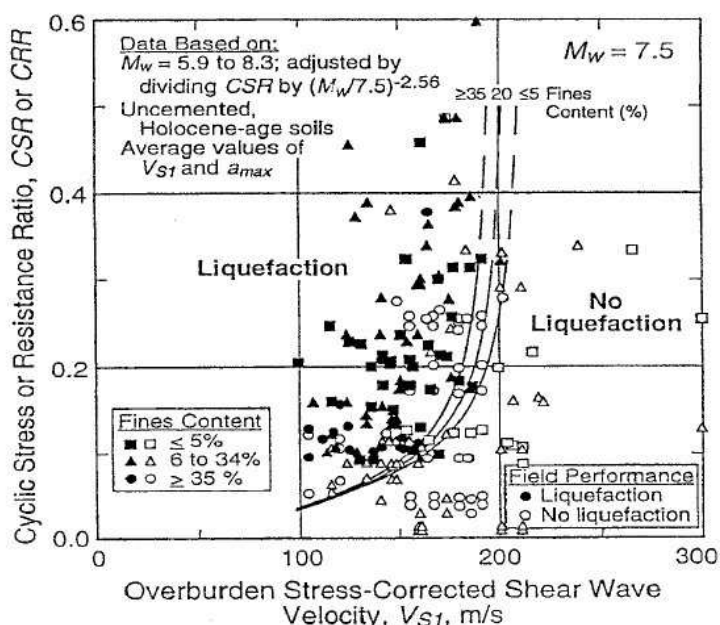


Figure 6-19 - Seuils de liquéfaction en fonction de la vitesse des ondes de cisaillement (NCEER 96-98 d'après Andrus et Stokoe 2000)

Les essais sismiques, de plus en plus utilisés, servent essentiellement à déterminer la vitesse de propagation des ondes de cisaillement ( $V_S$ ), des ondes de compression ( $V_P$ ) ou des ondes de Rayleigh ( $V_R$ ). Certains développements récents permettent d'évaluer l'amortissement et le degré de saturation du sol. Le § 5.4 décrit les différents types d'essais.

Sur le principe des pénétromètres, la mesure de la valeur de la vitesse de cisaillement corrigée  $V_{s1}$  et du pourcentage de fines permet d'évaluer la résistance  $R_{CR}$  (Fig. 6-19).

#### d) Domaine d'application

Il est à noter que cette procédure simplifiée a été développée pour des couches de terrain subhorizontales. Son extension à des configurations de terrains inclinés induit des contraintes de cisaillement sur les plans horizontaux et verticaux (situation rencontrée au pied du barrage). Cette situation nécessiterait l'introduction de corrections complémentaires actuellement controversées (Marcusson - US Army Corps of Engineers - 1990).

La méthode ne prend pas en compte le drainage. L'influence du drainage est seulement intégrée dans les méthodes d'analyse dynamique non linéaire couplée ou semi-couplée.

#### 6.2.3.4. Analyse dynamique non linéaire

L'analyse dynamique a évolué avec les outils numériques disponibles : méthode des éléments finis ou en différences finies. Les premières modélisations s'inspiraient de l'analyse élastique linéaire par itération pour reproduire les fortes non linéarités, ensuite sont apparues les méthodes découplées, semi-couplées hydraulique/mécanique et enfin les modélisations intégralement couplées.

Pour être valable, l'analyse dynamique qui est complexe et difficilement vérifiable doit être justifiée. Son aptitude à prédire l'apparition de la liquéfaction doit être démontrée, par exemple en modélisant le glissement du barrage de Van Norman qui est le cas de rupture le mieux documenté (Le, 2006).

### **a) Modèle Linéaire Equivalent**

#### *Principe*

Seed et al (1973) ont été les premiers à proposer une approche dynamique pour analyser le risque de liquéfaction. L'approche était basée sur deux concepts nouveaux : le modèle équivalent linéaire et le potentiel de déformation. Le modèle équivalent linéaire reproduit l'augmentation de l'amortissement et la diminution du module avec la déformation par une approche itérative. Le calcul restitue les contraintes maximales ou toute la chronologie des contraintes dynamiques. Ces valeurs sont comparées au seuil de contrainte qui génère dans les essais de laboratoire une déformation irréversible appelée potentiel de déformation ou une génération de pression synonyme de liquéfaction.

#### *Domaine d'application*

Le modèle linéaire équivalent n'est pas auto-suffisant. Il ne fournit pas les déplacements qui sont les critères de performance les plus recherchés. De plus, il n'est plus adapté pour une intensité sismique forte. Enfin, les résultats demandent une bonne expérience pour être interprétés.

### **b) Rappel de l'analyse découplée**

#### *Principe*

L'approche découplée consistait à exploiter successivement les modèles disponibles de l'époque et intégrateurs d'un seul phénomène pour évaluer, en cumulant leurs effets, les déplacements irréversibles après séisme d'un barrage en remblai quelconque, présentant une montée de pression interstitielle du matériau. Elle est désormais tombée en désuétude pour laisser la place aux méthodes couplées ou semi-couplées.

#### *Domaine d'application*

L'approche découplée est pessimiste, elle ne prend en compte ni le drainage, ni la notion d'état critique, ni la résistance résiduelle. En conséquence, pour vérifier ses résultats, il convient de les comparer à l'évaluation de la stabilité post-sismique. En conclusion, cette approche découplée était laborieuse, exigeant la mise en œuvre successive de trois à cinq logiciels différents.

### **c) Approche semi-couplée non linéaire**

#### *Principe*

Le principe de l'approche semi-couplée est d'agrèger l'ensemble des étapes de l'approche découplée dans un seul logiciel. La souplesse d'emploi de cette approche provient du calcul par un modèle rhéologique cyclique simple défini par l'utilisateur, de la génération de pression interstitielle après chaque secousse sismique. La réactualisation des propriétés effectives et de la pression interstitielle dans un calcul couplé hydraulique-mécanique s'effectue non pas à chaque pas de temps, mais à la fin de chaque demi-cycle et justifie le nom d'approche semi-couplée.

**Le modèle de comportement cyclique, tel le modèle BRO** (Byrne, Ramberg-Osgood) développé par Le (2006) est intégré dans un logiciel, basé sur la méthode des différences finies et dont l'écriture lagrangienne est apte à décrire les grands déplacements.

Ce modèle est basé sur les hypothèses principales suivantes :

- l'amortissement est du type Rayleigh à faible déformation et du type hystérétique plastique à grande déformation, de type Ramberg-Osgood identique à celui utilisé dans le modèle linéaire équivalent de Seed ;
- la déformation volumique causée par le cisaillement cyclique est modélisée par la formulation de Byrne ou de Finn ;
- l'adoption d'une résistance résiduelle aux grandes déformations se fait par le concept de l'état critique.

**La méthode développée par Pecker-Prévost-Dormieux (2001)** calcule la génération de pression interstitielle cyclique provoquée par le cisaillement cyclique avec un modèle généralisant la relation de Martin (1975). Le couplage de la montée et de la dissipation des pressions interstitielles est résolu de manière originale en utilisant deux échelles de temps, une rapide prenant en compte les fluctuations au cours d'un cycle et une plus lente pour représenter l'évolution en cours de chargement. Le problème est alors décomposé en deux parties : un problème élastique d'un milieu incompressible et un problème thermo-poro-élastique avec un terme source.

#### *Domaine d'application*

L'approche semi-couplée est employée quand le risque de liquéfaction est probable sur un barrage à fort enjeu. Elle pallie un grand nombre de limitations des approches simplifiées, tout en évitant la lourdeur des modèles couplés non linéaires, grâce à sa rapidité de calage des paramètres. Elle s'applique à des ouvrages hétérogènes, constitués de matériaux dont la résistance évolue durant la sollicitation sismique. Elle traite l'ouvrage et sa fondation. Surtout elle couple la montée des pressions par liquéfaction à la chute des pressions par drainage. Elle a un grand avantage sur la plupart des modèles couplés, car elle est écrite en grands déplacements et peut restituer l'apparition de plans de cisaillement.

La description rhéologique des déformations comporte toutefois des limitations, mais l'erreur absolue est en général inférieure à quelques millièmes :

- la dilatance est mal représentée. Prendre une dilatance nulle est sécuritaire car cela sous-estime la contrainte effective finale ;
- la compressibilité volumique sous contrainte isotrope est ignorée. Cette hypothèse n'est pas toujours acceptable pour des ouvrages anciens mal compactés.

#### **d) Analyse couplée non linéaire**

##### *Principe*

L'analyse dynamique couplée non linéaire intègre une loi de comportement dans un milieu continu modélisé par la méthode des éléments finis (MEF) ou des différences finies. Le calcul de la pression interstitielle et des déformations volumiques irréversibles est couplé à chaque pas de temps. La loi de comportement est écrite en contrainte effective. La loi de Hujeux, qui est une des lois les plus abouties, prend en compte :

- l'élasticité linéaire pour des déformations inférieures à  $10^{-5}$  ;
- la plasticité aux grandes déformations avec état critique : l'indice des vides et l'angle de frottement tendent vers une valeur unique qui ne dépend que de la contrainte de confinement et non plus de l'état initial ;
- l'écrouissage volumique qui permet de reproduire finement les variations de volume en fonction de la déformation de cisaillement, avec contractance tant que l'angle de frottement mobilisé est inférieur à l'angle caractéristique et dilatance au-delà ;

- l'écroûissage déviatoire de forme hyperbolique ;
- un amortissement purement hystérétique.

Les logiciels les plus utilisés en France pour le calcul en 2D sont principalement basés sur la méthode aux éléments finis. Les logiciels intégrant une écriture lagrangienne ont l'avantage de pouvoir décrire les grands déplacements.

### *Détermination des propriétés*

L'ajustement d'une loi de comportement est un travail qui demande beaucoup d'expérience et de temps. Cet ajustement est validé par l'aptitude du modèle à reproduire les essais triaxiaux. La puissance d'un modèle est jugée à l'étendue de cet ajustement : reproduction des essais drainés, non drainés et de liquéfaction (à plusieurs contraintes et plusieurs densités). Dans la pratique, le modèle non linéaire est seulement calé sur les résultats des essais triaxiaux dans la gamme de contrainte initiale de la zone liquéfiable et pour la densité en place représentative. La comparaison de la prévision du modèle avec les résultats expérimentaux doit impérativement être présentée et commentée. Il est possible de réaliser des essais triaxiaux en grand diamètre (300 mm au LCPC, Fugro et Centrale Nantes et 1 m à l'Ecole Centrale de Nantes). A défaut la loi de comportement doit être basée sur des essais de la littérature, dont le matériau testé aurait des paramètres d'identification identiques (porosité,  $C_u$ ,  $R_c$ , Los Angeles, résistance à la rupture des agrégats).

Les essais triaxiaux de liquéfaction sont indispensables pour les modèles couplés. Ils mesurent, pour une densité relative donnée, la baisse de la résistance à la liquéfaction en fonction du nombre de cycles. L'application du déviateur est répétée un grand nombre de cycles et les générations de pression interstitielle et de déformation sont mesurées. La résistance est exprimée par le rapport du déviateur de contrainte cyclique sur la contrainte de confinement effective qui engendre une pression interstitielle annulant la contrainte effective ou engendrant une déformation cyclique crête à crête qui dépasse 5%. Les lois de génération de pression interstitielle peuvent être calées sur celles proposées par Seed et Idriss, Ishihara, Ishibashi, Finn et Byrne. La qualité des essais et des prélèvements est essentielle pour éviter au maître d'ouvrage des résultats abusivement pessimistes. Par exemple, la résistance triaxiale des silts peut baisser de plus de 50% si les échantillons sont totalement remaniés. Pour cette raison, il est bon de recouper l'évaluation de la densité relative des éprouvettes avec celle déduite des essais in situ. Le pénétromètre est l'outil adapté. Il est conseillé que le diamètre du triaxial soit au minimum 10 fois celui de la plus grosse particule de la granulométrie. Il est en général compris entre 50 et 300 mm.

### *Domaine d'application*

L'avantage du modèle non linéaire est son unicité pour analyser le comportement statique et dynamique. En revanche, il est rarement apte à représenter l'état post-sismique avec ses fissurations.

Le modèle est plus proche de la réalité que les méthodes simplifiées. Il est particulièrement utile quand le risque de liquéfaction est probable sur un barrage jugé critique. La comparaison des approches découplée et couplée a ainsi montré, sur un exemple calculé, que des glissements sur les bords des parements étaient prédits par l'approche découplée alors que l'approche couplée calculait au même endroit des déformations admissibles sans apparition de glissement par influence du drainage. L'application de la méthode couplée a, dans ce cas, évité la réalisation de confortements inutiles.

L'évaluation de la rupture doit reposer sur des critères sécuritaires prenant en compte l'erreur de modélisation [Fry, 2004] en fonction de l'enjeu de l'ouvrage. La liquéfaction est détectée par le taux de génération de pression et par la valeur des déformations. Les concentrations de déformation déviatoire identifient les modes de rupture possibles.

### 6.2.3.5. Analyse de la stabilité post-sismique

#### a) Principe

L'approche simplifiée de la stabilité post-sismique consiste à calculer le facteur de sécurité final post-sismique avec la résistance résiduelle issue soit des essais in situ soit des essais triaxiaux correspondant à l'état en place.

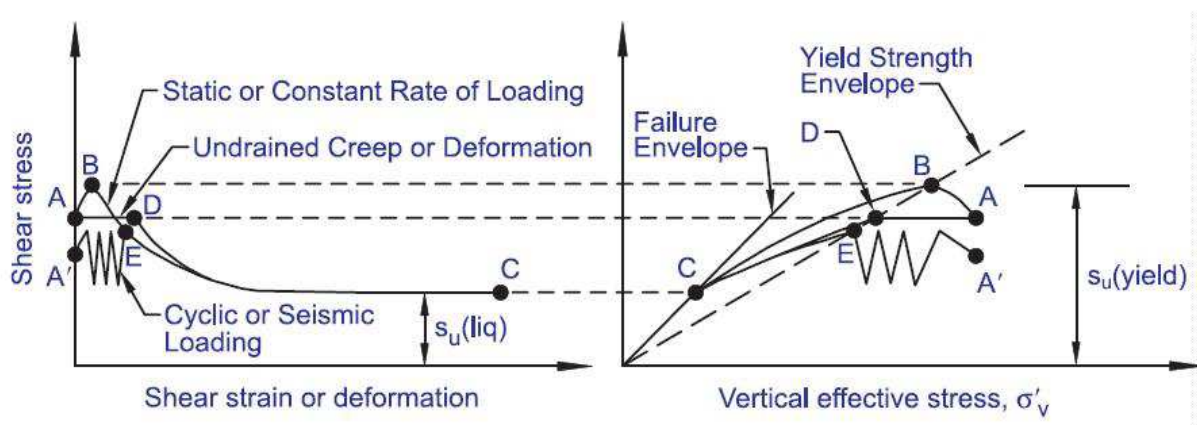
Seed et Harder (1990) ont identifié une enveloppe de résistance résiduelle, mesurée sur sites liquéfiés. Cette résistance, mesurée par SPT ou CPT, est une valeur minimale de la résistance résiduelle. Le matériau ayant été fissuré et déstructuré en fin de séisme, son indice des vides augmente et sa résistance diminue (*lower bound residual strength* après radoucissement).

L'approche de Castro (1992) et celle de Morgenstern (1993) sont basées sur les essais de laboratoire et le concept d'état critique. L'état critique est l'état de contrainte vers lequel tend un matériau cisailé à indice des vides constant. Il est souvent représenté par une droite reliant l'indice des vides au logarithme de la pression moyenne critique. Si l'indice des vides du sol en place est connu, cette droite fixe la résistance non drainée après liquéfaction. Les essais triaxiaux en compression fixent une enveloppe supérieure, alors que les essais en extension fixent l'enveloppe inférieure. Si cette enveloppe inférieure est utilisée pour l'évaluation de la stabilité post-sismique, elle contient en théorie une marge de sécurité.

#### b) Détermination des propriétés

##### Résistance résiduelle à partir des essais de laboratoire

La figure 6-20 représente schématiquement le comportement non drainé d'un élément de volume d'un barrage ou de sa fondation en sable initialement contractant (A), soumis à une contrainte de cisaillement statique (B), à une montée de la nappe ou une érosion interne (D) ou enfin à une contrainte de cisaillement sismique (E). Sa résistance atteint un pic (B, D ou E) puis chute jusqu'à une valeur résiduelle (C). Cette valeur finale est appelée résistance résiduelle. La valeur de pic n'est autre que celle qui est mesurée par l'analyse simplifiée de la liquéfaction. Le coefficient  $r_u$ , qui mesure le rapport de la génération de pression interstitielle sur la contrainte effective, au pic de résistance n'est pas forcément 1 ; il est d'autant plus proche de 1 que la contrainte de cisaillement statique est faible. Ainsi, si au centre du barrage, la génération de pression doit être forte pour atteindre la résistance à la liquéfaction, elle est faible sous les pieds amont et aval. La résistance résiduelle est mesurée au triaxial en fin d'essai cyclique de liquéfaction ou d'essai de chargement monotone.





Après le chargement cyclique non drainé, l'essai triaxial est terminé par un cisaillement statique en extension porté à grande déformation (>10%), en vue de mesurer la résistance résiduelle minimale. Le calcul de la contrainte d'extension doit, dans ce cas, être corrigé de la variation de diamètre. Si cette variation est trop forte (effet de striction) l'essai est à rejeter (et à refaire). Les essais sont effectués sur des prélèvements rarement "intacts", dont le remaniement doit être évalué et commenté. L'interprétation est faite en terme de résistance au cisaillement  $S_u$  pour des zones superficielles et de petits barrages, ou en rapport contrainte de cisaillement résiduelle sur contrainte effective verticale  $\tau_r/\sigma'_{v0}$  si la zone de faiblesse est profonde ou le barrage de grande hauteur (la résistance dépend alors de la contrainte de consolidation qui peut varier fortement). Les essais de cisaillement simple ou les essais au cylindre creux sont encore plus précis pour déterminer la résistance résiduelle des sables, mais ils restent peu utilisés car très délicats à mettre au point sur des échantillons intacts. Pour les matériaux cohérents fissurés, il convient de connaître l'état résiduel et l'évolution de la résistance avec la déformation à l'aide d'essais à la boîte de cisaillement alterné ou à la boîte de cisaillement annulaire. Les techniques d'échantillonnage non remanié sont nécessaires pour confectionner des éprouvettes de laboratoire. Dans le cas des matériaux granulaires, la congélation est la méthode la plus efficace. Le prélèvement en rotation sous boue polymère est une solution assez performante. Le forage sonique à haute fréquence en est une autre, quand le frottement est suffisant pour remonter tout l'échantillon. Si les échantillons restent néanmoins remaniés, il convient de les reconstituer à la densité relative en place, paramètre essentiel de la caractérisation de la résistance à la liquéfaction. La densité relative est accessible à partir des mesures in situ via la formule de Schmertmann avec le CPT et la formule de Skempton (1986) avec le SPT :

$$I_D = \sqrt{\frac{N_{1-60}}{60}}$$

Après vérification des corrélations précédentes sur des échantillons et établissement de la relation entre la densité relative et la résistance, il est très pratique d'établir un zonage de la résistance dans le remblai et la fondation.

#### *Résistance résiduelle à partir des essais en place*

La résistance résiduelle peut aussi être obtenue à partir des essais in situ, par la relation proposée par Seed et Harder (1990) avec les mesures de SPT sur sites liquéfiés ou celle de Robertson obtenue par CPT. Dans ce cas, il s'agit de la résistance résiduelle finale après glissement et déconfinement. La résistance issue de l'interprétation de Seed et Harder des essais in situ est, pour cette raison, plus sécuritaire que celle des essais triaxiaux. Ains Olson et Stark (2002) proposent une interprétation moins sécuritaire validée par le calcul rétrospectif de plusieurs ruptures.

#### **c) Domaine d'application**

La connaissance de l'enveloppe inférieure de la résistance résiduelle ou celle de l'état critique permet de calculer le facteur de sécurité après montée en pression interstitielle. La stabilité post-sismique est une condition nécessaire et suffisante de la stabilité au glissement de l'ouvrage. Elle est facilement abordée par les méthodes traditionnelles de calcul de stabilité. En revanche la difficulté est reportée sur l'évaluation de la résistance résiduelle. Si son critère est satisfait, elle ne dispense pas d'une évaluation de la déformabilité par une approche simplifiée ou complexe suivant la criticité du barrage.

#### **6.2.4. Mise en œuvre progressive des méthodes**

Le recoupement des analyses précédentes doit montrer une transparence des hypothèses et une cohérence des résultats. Il est recommandé de vérifier cette cohérence en suivant le cadre méthodologique défini au chapitre 7 suivant.

## 7. Evaluation de la sécurité des ouvrages vis-à-vis du risque sismique

---

### 7.1. Préambule - Généralités

#### 7.1.1. Introduction

Le présent chapitre s'applique à l'évaluation sous sollicitations sismiques des ouvrages définis au chapitre 1. Il s'agit donc notamment d'ouvrages tels que :

- les barrages et leurs retenues (§7.1 à 7.4) ;
- les digues de protection contre les submersions (§7.5) ;
- les ouvrages annexes et équipements hydromécaniques de sécurité (§7.6).

Il a pour objet de promouvoir des critères standards pour l'évaluation de la sécurité de ces catégories d'ouvrages :

- pour les projets neufs ou les projets de réhabilitation pendant les phases de conception ;
- pour les installations existantes pour des diagnostics de sécurité. L'étude de danger, la revue décennale de sûreté, et les études de révision spéciale des barrages et des digues, constituent une opportunité particulière tant pour le maître de l'ouvrage que pour le service de contrôle de procéder à une remise à plat de l'évaluation du risque sismique, notamment pour l'une des raisons ci-après :
  - les études antérieures présentent de réelles faiblesses au regard des méthodes actuelles ;
  - des études récentes ont montré que l'aléa sismique régional pris en compte à l'époque est sous-estimé ;
  - le comportement général de l'ouvrage (déformations, tassements, déplacements réversibles et irréversibles) n'est pas satisfaisant.

Un barrage de conception correcte et bien construit constitue un facteur très positif : aucun barrage ayant ces caractéristiques ne s'est rompu à la suite d'un séisme dans le monde. Pour les barrages existants, le comportement observé par l'auscultation est également un critère de bonne tenue prévisible lors d'un séisme. En revanche, les ouvrages dont le comportement statique attire l'attention doivent faire l'objet d'un examen approfondi lors de leur diagnostic dynamique.

#### 7.1.2. Liens avec les Eurocodes

La norme NF EN 1990 "Bases de calcul des structures" définit le formalisme applicable à l'ensemble des Eurocodes structuraux. Cette norme se fonde sur une approche semi probabiliste de la fiabilité des structures et introduit les situations de projet à prendre en compte, les états limites (ultimes et de service) à vérifier. Les vérifications sont conduites suivant la méthode des coefficients partiels ; ainsi, des coefficients partiels sont affectés aux actions, aux caractéristiques des matériaux et à la résistance du système. Pour ce qui est de la vérification de la tenue au séisme, une situation spécifique dite "situation de projet sismique" est introduite. Pour cette situation, l'état limite ultime, défini comme correspondant à un état de non-effondrement de la structure, doit être vérifié. Il est également possible de

définir un état limite de service, également appelé état de limitation des dommages dans la norme NF EN 1998 (Eurocode sismique), comme un état correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites.

Les recommandations ci-dessous s'inspirent largement de l'esprit des EUROCODES mais certaines spécificités liées aux barrages sont introduites dans la rédaction des critères de performance.

### **7.1.3. Exigences de sécurité et critères de performance**

Ces exigences sont fondées sur les bulletins de la CIGB, ainsi que sur les principes des Eurocodes et des recommandations du CFBR pour le dimensionnement des barrages poids et des barrages en remblais. Les références sont données en annexe 5.

La vérification de la sécurité des barrages doit être assurée pour :

- un séisme d'évaluation de sécurité (SES) (SEE Safety Evaluation Earthquake en anglais) ;
- une réplique du SES, (*RSES*) ;
- un séisme de base d'exploitation (SBE) (OBE Operating Basis Earthquake en anglais).

Le séisme d'évaluation de sécurité (SES) est un séisme exceptionnel, dont l'intensité est déterminée en fonction de la localisation et de la classe des ouvrages concernés (voir les prescriptions aux § 7.2.2. et 7.2.3.). Pour ce séisme, les ouvrages peuvent être endommagés, mais aucun dommage pouvant entraîner un relâchement incontrôlé et dommageable de l'eau de la retenue n'est accepté.

L'ouvrage fait l'objet de vérification vis-à-vis des Etats Limites Ultimes "ELU" démontrant le non-effondrement de la structure. Les actions variables concomitantes sont, pour les barrages, la poussée de l'eau à retenue normale (RN) et, pour certains ouvrages, au minimum d'exploitation. On ne considère pas d'action variable concomitante pour les digues.

Les exigences en terme de niveau d'études sont déclinées dans la suite du chapitre, par types d'ouvrages et en fonction de la zone de sismicité et de la classe des barrages ou des digues. Dans certaines configurations (croisement d'un faible aléa sismique et d'un enjeu de sécurité modéré traduit par la classe de l'ouvrage) une vérification sismique n'est pas exigée, sous réserve de s'assurer que des dispositions constructives adéquates sont présentes, permettant de rendre l'ouvrage parasismique.

Le séisme de base d'exploitation (SBE) est à considérer :

- pour les ouvrages hydrauliques (notamment structures métalliques et béton armé) des barrages de classe A situés en zones de sismicité 3 à 5. La justification, à partir de critères de dimensionnement aux Etats Limites de Service "ELS" (cas de charges rares), vise à démontrer que les dispositifs de sécurité restent opérationnels après ce séisme ;
- en zone de sismicité 5, pour les barrages-poids de classe A (cf. Recommandations du groupe de travail Barrages-poids du CFBR - 2006) ;
- pour les barrages en remblai de classe A subissant des marnages rapides, pour lesquels une vérification est recommandée, dans les zones de sismicité 4 et 5 et à cote minimale d'exploitation (en particulier sur les aménagements de centrales de pompage-turbinage ou pour des ouvrages où la vidange rapide est très courante).

La réplique du SES (*RSES*) est une sollicitation qui doit être prise en compte essentiellement pour les barrages de classe A en remblai et pour les fondations, lorsque le risque de montée de pressions interstitielles existe après l'occurrence du séisme principal (SES). La valeur de cette sollicitation fait l'objet d'une étude spécifique.

## **7.2. Sollicitations sismiques**

### **7.2.1. Représentation de base de l'action sismique**

Dans le domaine d'application du présent document, le mouvement dû au séisme en un point donné de la surface du sol est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération, dénommé par la suite "spectre de réponse élastique" (noté  $S_e$ ).

Les niveaux d'action sismique décrits au § 7.1.3 ci-dessus sont représentés par la même forme de spectre de réponse élastique pour l'exigence de non-effondrement (état limite ultime - SES) et pour l'exigence de limitation des dommages (SBE).

L'action sismique horizontale est décrite par deux composantes orthogonales supposées indépendantes et représentées par le même spectre de réponse. La composante verticale de l'action sismique est décrite par un spectre de réponse différent. La définition complète de l'action sismique de calcul nécessite en définitive la donnée des paramètres suivants :

- l'accélération maximale, horizontale et verticale, sur un site de référence rocheux ;
- la classe de l'ouvrage ;
- le type de sol de fondation ;
- la forme du spectre de réponse élastique, horizontal et vertical, qui dépend de la nature du terrain de fondation.

Des représentations chronologiques du mouvement sismique (accélérogrammes) peuvent également être utilisées. Les critères de choix de ces accélérogrammes sont définis au § 7.2.5.

Pour l'évaluation du séisme de sécurité (SES), deux approches sont proposées :

- l'approche forfaitaire fondée sur le zonage national (§ 7.2.2) ;
- l'approche spécifique (§ 7.2.3), qui, dans le cadre des recommandations du § 4.5, propose les deux types d'analyse (déterministe ou probabiliste).

L'attention des projeteurs est attirée sur les effets des mouvements différentiels pour les ouvrages de grande dimension, et les amplifications topographiques pour des vallées encaissées. Il est recommandé de prendre en compte ces effets au mieux des connaissances de l'état de l'art (voir ch. 5).

### **7.2.2. Approche forfaitaire (séisme de type "SES")**

La carte du zonage sismique de la France (décret du 22 octobre 2010) découpe le territoire national en cinq zones, correspondant à des zones de sismicité croissante : très faible (zone 1), faible (zone 2), modérée (zone 3), moyenne (zone 4) et forte (zone 5). La zone de sismicité 5 est relative aux Antilles (cf. § 1.2.1).

On retient comme action sismique de calcul pour les barrages les valeurs d'accélération maximales  $a_g$  données ci-dessous pour les composantes horizontale et verticale de l'action sismique :

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	0,4	0,5	0,7	0,9
2	0,7	0,9	1,2	1,5
3	1,1	1,4	1,9	2,4
4	1,6	2,0	2,8	3,5
5	3,0	3,5	4,3	6,6

Tableau 7-1 - Accélération horizontales pour le SES (en  $m/s^2$ )

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	0,4	0,5	0,6	0,8
2	0,6	0,8	1,1	1,4
3	1,0	1,3	1,7	2,2
4	1,4	1,8	2,5	2,8
5	2,4	2,8	3,5	5,3

Tableau 7-2 - Accélération verticales pour le SES (en  $m/s^2$ )

Nota : les valeurs de  $a_g$  indiquées dans les tableaux ci-dessus correspondent à des accélérations maximales sur site rocheux modulées en fonction de la classe d'importance de l'ouvrage ; elles sont équivalentes, au sens des Eurocodes, au produit d'un coefficient d'importance  $\gamma_I$  et de l'accélération de référence  $a_{gr}$  au rocher de la zone considérée. Les accélérations verticales ont été établies à partir d'un coefficient  $a_{vg}/a_g$  de 0,9 pour les spectres de type "métropole" avec  $a_g < 3 m/s^2$ , et de 0,8 pour les spectres de type "Antilles" s'appliquant aussi en zone 4 de la métropole pour les ouvrages de classe A ( $a_g = 3,5 m/s^2$ ).

Lorsqu'un ouvrage est situé à la frontière entre deux zones de sismicité, on retient l'action sismique correspondant à la zone la plus élevée, sauf étude spécifique.

La nature du sol de fondation est prise en compte par l'intermédiaire d'un coefficient multiplicatif S et une forme spectrale spécifique définie par la donnée des valeurs des périodes de contrôle. La classe de sol est définie par référence à la norme NF EN 1998-1.

Les équations définissant les composantes horizontale et verticale du spectre de réponse, reprises de la norme NF EN 1998-1, sont citées au § 4.2.2. Les paramètres de définition des spectres de réponse élastique à 5% d'amortissement critique sont définis dans les tableaux suivants pour les composantes horizontale et verticale :

Classe de sol	$a_g < 3,0 m/s^2$				$3,0 \leq a_g \leq 6,6 m/s^2$				Longues périodes	
	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$T_E$	$T_F$
A	1,0	0,03	0,2	2,5	1,0	0,15	0,4	2,0	4,5	10,0
B	1,35	0,05	0,25	2,5	1,2	0,15	0,5	2,0	5,0	10,0
C	1,5	0,06	0,4	2,0	1,15	0,2	0,6	2,0	6,0	10,0
D	1,6	0,1	0,6	1,5	1,35	0,2	0,8	2,0	6,0	10,0
E	1,8	0,08	0,45	1,25	1,4	0,15	0,5	2,0	6,0	10,0

Tableau 7-3 - Définition des caractéristiques du spectre élastique horizontal en fonction de la nature du sol de fondation pour la sollicitation horizontale - S est un coefficient adimensionnel ;  $T_B, T_C, T_D, T_E$  et  $T_F$  sont exprimés en secondes.  $T_E$  et  $T_F$  sont surtout appliqués aux spectres en déplacements

Pour la composante verticale les paramètres de définition du spectre sont valables quelle que soit la nature du sol de fondation :

$a_g < 3,0 \text{ m/s}^2$			$3,0 \leq a_g \leq 6,6 \text{ m/s}^2$			Longues périodes	
$T_B$	$T_C$	$T_D$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$T_E$	$T_F$
0,03	0,2	2,5	0,15	0,4	2,0	4,5	10,0

Tableau 7-4 - Définition des caractéristiques du spectre élastique pour la sollicitation verticale

Ce qui peut être visualisé par les schémas suivants (composante horizontale) :

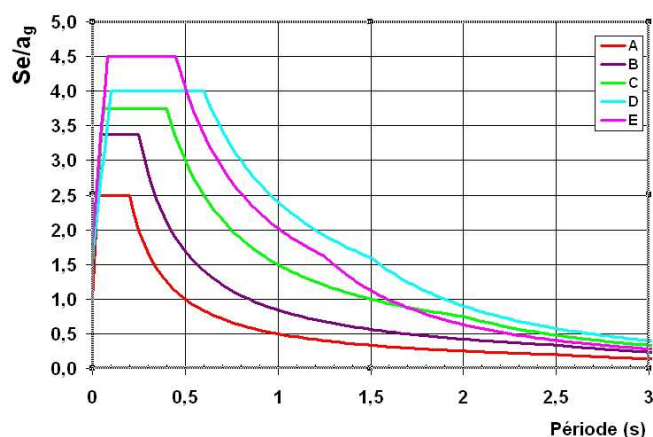


Figure 7-1 – Forme spectrale pour  $a_g < 3,0 \text{ m/s}^2$

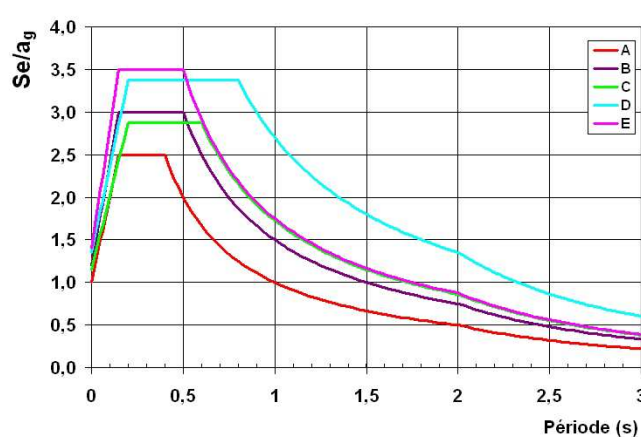


Figure 7-2 – Forme spectrale pour  $3,0 \leq a_g \leq 6,6 \text{ m/s}^2$

### 7.2.3. Approche spécifique (séisme de type SES)

Il est demandé, pour les barrages de classe A situés dans les zones de sismicité 3 à 5, d'avoir recours à des études spécifiques car les conditions géologiques régionales et locales peuvent ne pas être prises en compte de manière suffisamment précise par le zonage sismique de la France. Ces études sont recommandées pour les barrages de classe B situés en zones de sismicité 4 et 5. Ces études peuvent être déterministes ou probabilistes et leur mise en œuvre doit faire appel à l'expertise d'un sismologue.

Les méthodologies de ces études spécifiques sont décrites dans le chapitre 4 et en annexe A7.1.

#### 7.2.3.1. Analyse déterministe

On adopte le Séisme Maximal Historique Vraisemblable (SMHV) dont la méthodologie est présentée au § 4.3. Toutefois, deux cas spécifiques peuvent être considérés :

- lorsque dans la configuration tectonique locale, il y a suspicion de faille active proche (moins de 10 km), ou que l'enjeu sécuritaire de l'ouvrage est exceptionnellement fort, on peut faire une étude de sensibilité en prenant en compte le séisme défini par : SMHV + 0,5 (en intensité MSK) ;
- lorsque dans la configuration tectonique locale, il y a suspicion de faille active proche, et que l'enjeu sécuritaire de l'ouvrage est exceptionnellement fort, on peut faire une étude de sensibilité en prenant en compte le séisme défini par : SMHV + 1 (en intensité MSK).

### 7.2.3.2. Analyse probabiliste

Les périodes de retour à prendre en considération pour le SES sont définies ci-dessous en fonction de la classe de l'ouvrage :

Classe d'ouvrage	A	B	C	D
Période de retour (années)	5000	2500	1000	500

Tableau 7-5 - Analyse probabiliste - période de retour

### 7.2.3.3. Valeurs finales à prendre en compte

Dans le cas où l'on dispose de résultats de plusieurs études spécifiques, le choix du spectre à retenir fait l'objet d'une étude argumentée par un spécialiste en sismologie.

Dans un souci de cohérence avec les valeurs forfaitaires, les valeurs d'accélération spectrales, pour les périodes situées dans l'intervalle  $[0,2T_0, 2T_0]$  où  $T_0$  représente la période fondamentale de l'ouvrage, et pour la période nulle, ne peuvent être inférieures aux 2/3 des valeurs issues de l'application de l'approche forfaitaire décrite au § 7.2.2.

Par ailleurs, lorsque l'accélération horizontale de calcul  $a_g$  sur site rocheux définie au § 7.2.2 et calculée en application de l'approche forfaitaire est inférieure à  $3 \text{ m/s}^2$ , et lorsque la dimension caractéristique  $D$  du barrage au regard du phénomène de variabilité spatiale du mouvement sismique est au moins égale au 1/3 de la longueur d'onde des ondes  $S$  dans le sol pour une fréquence de 10 Hz, les paramètres du spectre de réponse élastique défini au § 7.2.2 sont modifiés comme suit :

- le paramètre  $T_B$  est pris égal à 0,1 secondes quelle que soit la classe de sol ;
- il est introduit un paramètre  $T_A$  défini comme suit : sur l'intervalle  $[0, T_A]$ , le spectre prend la valeur constante  $a_g$  ; sur l'intervalle  $[T_A, T_B]$ , l'accélération varie linéairement. Les valeurs de  $T_A$ , exprimées en secondes, sont données dans le tableau suivant :

Classe de sol au sens de la norme NF EN 1998-1	Valeur prise par le paramètre $T_A$ du mouvement sismique horizontal	Valeur prise par le paramètre $T_A$ du mouvement sismique vertical
A	0,02	0,02
B	0,033	0,02
C	0,033	0,02
D	0,033	0,02
E	0,033	0,02

Tableau 7-6 – Valeurs de  $T_A$  exprimées en secondes

La dimension caractéristique  $D$  est définie par :  $D = \min(L, 3H)$ ,  $L$  étant la longueur en crête du barrage, et  $H$  la hauteur sur fondations.

Cette dernière disposition revient à diminuer le contenu haute fréquence / courte période comme indiqué sur la Figure 7-3. Elle est introduite pour tenir compte de l'effet de la variabilité spatiale du mouvement sismique lorsque les ouvrages ont une certaine emprise au sol : cet effet est d'autant plus élevé que la longueur d'onde est courte, donc que la période est courte. Il conviendra cependant de s'assurer que les dimensions de l'ouvrage sont suffisamment importantes pour autoriser cette disposition.

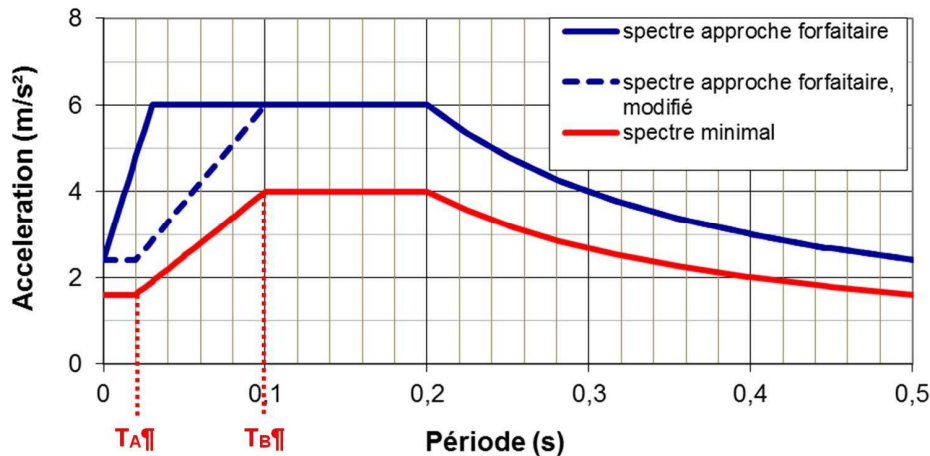


Figure 7-3 – Forme spectrale pour  $a_g < 3,0 \text{ m/s}^2$

Spectre de l'approche forfaitaire (en bleu) :  $T_B = 0,03 \text{ s}$

Spectre minimal en cas d'approche spécifique (en rouge), obtenu par application de  $T_A = 0.02 \text{ s}$  -  $T_B = 0.1 \text{ s}$  sur le spectre forfaitaire (en bleu pointillé) puis réduction des  $2./3$  (Exemple d'un barrage de classe A sur sol rocheux, en zone de sismicité 3)

En utilisant les équations et les notations qui définissent les formes spectrales normalisées (cf § 4.2.2),  $T_A$  est défini comme suit :

$$0 \leq T \leq T_A \quad S_e(T) = A_g S$$

$$T_A \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = A_g S [1 + (T - T_A)/(T_B - T_A) * (2.5\eta - 1)]$$

Toutefois, dans le cas où la comparaison entre les résultats des études spécifiques et les valeurs forfaitaires fait apparaître des écarts très importants, une analyse approfondie de ces écarts est effectuée puis, en fonction des conclusions de cette analyse, des valeurs argumentées sont proposées.

#### 7.2.4. Séisme de type SBE

Les valeurs d'accélération horizontale et verticale à prendre en compte sont indiquées sur les tableaux ci-dessous :

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Accélérations ( $\text{m/s}^2$ )	Sans objet	0,5	0,8	1,2	2,3

Tableau 7-7 : Accélérations horizontales pour le SBE

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Accélérations ( $\text{m/s}^2$ )	Sans objet	0,4	0,6	1,0	2,0

Tableau 7-8 : Accélérations verticales pour le SBE

Les accélérations mentionnées dans ces tableaux sont des valeurs au rocher, auxquelles il convient d'appliquer, pour l'accélération horizontale, des coefficients de correction lorsque la fondation n'est pas un rocher de bonne qualité (voir tableau 7-3 ci-dessus).

Dans le cas d'une approche spécifique de type probabiliste, la période de retour conseillée est de l'ordre de 200 ans.



### 7.2.5. Représentations alternatives de l'action sismique

En fonction de la nature des modèles de calcul utilisés pour la justification des ouvrages et des informations disponibles, le mouvement sismique de calcul peut être décrit à l'aide d'accélérogrammes naturels ou artificiels. On ne saurait trop insister sur la nécessité d'un contrôle minutieux de ces accélérogrammes ; le calculateur doit, en fonction des particularités de son modèle et de la nature des résultats qu'on en attend, et en concertation avec un sismologue, exercer un jugement critique sur l'acceptabilité et le nombre des accélérogrammes ; il n'y a pas de règles générales valables dans tous les cas, mais on peut donner comme guides les principes suivants :

- l'analyse est faite au minimum avec trois accélérogrammes pour les calculs linéaires et cinq accélérogrammes pour les calculs non linéaires. Les grandeurs considérées pour le dimensionnement sont obtenues selon la méthodologie présentée dans le guide ASN 2006 § 2.5.2.2 (moyenne + fraction de l'écart-type des résultats obtenus pour chaque accélérogramme);
- les accélérogrammes synthétiques doivent être établis de manière à correspondre aux spectres de réponse élastique donnés au § 7.2.2. L'utilisation de programmes de calcul générant des signaux à phase aléatoire est fortement déconseillée – sinon à bannir – car ils produisent des accélérogrammes souvent totalement irréalistes – et souvent pénalisants en particulier pour les hautes fréquences - ;
- pour le choix des accélérogrammes naturels, on utilise les bases de données européennes, américaines ou japonaises, en choisissant des enregistrements correspondant aux magnitudes et distances "plausibles" pour le site (telles que déterminées par exemple par l'étude déterministe), et les normalisant à l'accélération maximale du site ;
- la moyenne des valeurs de l'accélération spectrale à période nulle doit être au moins égale à la valeur de  $S a_g$  de la classe d'ouvrage pour le site en question ;
- dans le domaine des périodes comprises entre  $0,2T_0$  et  $2T_0$ , où  $T_0$  est la période fondamentale de la structure, il convient qu'aucune valeur du spectre de réponse élastique moyen calculé à partir de la collection d'accélérogrammes ne soit inférieure à 90% de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique à 5% d'amortissement retenu pour l'étude ;
- la sélection des accélérogrammes peut être effectuée en considérant des paramètres complémentaires tels que : durée de phase forte, vitesse et déplacement maximal du sol, intensité d'Arias, ... (voir RFS 2001-01 et guide ASN/2/01). En particulier la durée des accélérogrammes synthétiques doit être compatible avec la magnitude et les autres caractéristiques propres à l'événement sismique servant à la définition de  $a_g$  ; à défaut de données spécifiques, les valeurs ci-dessous sont proposées :

Zone de sismicité	Durée de phase forte
1	3 à 6s
2	5 à 10s
3	8 à 12s
4	10 à 15s
5	Source proche : 10 à 15s Source de subduction : 18 à 25s

Tableau 7-9 : durée des accélérogrammes synthétiques

- si un accélérogramme naturel présente des défauts (mauvais ajustement au spectre cible pour certaines fréquences ou pour certains amortissements, conditions d'extrémité non nulles, etc.) ce qui est relativement fréquent et parfois inévitable, il convient d'apprécier l'influence de ces défauts sur les résultats et, si celle-ci paraît significative, de définir les mesures correctives appropriées ;
- l'indépendance statistique des accélérogrammes doit être vérifiée (voir RFS 2001-01 et guide ASN/2/01) ;
- pour l'analyse des barrages en remblai, le nombre d'accélérogrammes peut être réduit à un seul si, dans les bases de données, il existe un accélérogramme réel qui, pour un contexte géologique identique, a tous les indices de nocivité (intensité d'Arias, intensité d'Housner, vitesse maximale et durée de phase forte) supérieurs à ceux des autres séismes.

### 7.2.6. Magnitudes à utiliser pour les études de liquéfaction

Dans le cas de l'analyse du potentiel de liquéfaction (cf. § 7.4.2.2), la magnitude de moment  $M_w$  à utiliser pour les études est définie comme suit :

#### 7.2.6.1. Approche forfaitaire

Les valeurs de la magnitude de moment sont données dans le tableau suivant :

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	4.5	4.5	5.0	5.0
2	5.0	5.0	5.5	5.5
3	5.5	5.5	6.0	6.0
4	6.0	6.0	6.5	6.5
5	7.5	7.5	7.5	7.7

Tableau 7-10 : Magnitude de moment pour les études de liquéfaction

#### 7.2.6.2. Approche spécifique

Dans le cas où l'on applique une méthode spécifique, déterministe ou probabiliste, les valeurs de magnitude de moment ne peuvent être inférieures :

- pour les ouvrages situés en zone de sismicité 1, aux valeurs forfaitaires de la zone de sismicité 1 ;
- pour les ouvrages situés en zone de sismicité  $n$  ( $n = 2$  à  $4$ ), aux valeurs forfaitaires de la zone de sismicité  $n - 1$  ;
- pour les ouvrages situés en zone de sismicité 5, aux valeurs forfaitaires de la zone de sismicité 5, diminuées d'une valeur égale à 0.5.

Dans le cas d'une étude probabiliste, la magnitude est obtenue à partir d'une étude de désagrégation de l'aléa.

## **7.3. Ouvrages rigides**

### **7.3.1. Approche générale**

L'analyse du comportement d'un barrage aux séismes nécessite les opérations suivantes :

- rassemblement des documents relatifs à la conception et au comportement du barrage et de ses environs ;
- identification des points faibles potentiels ;
- détermination de la classe de l'ouvrage ;
- détermination du séisme de vérification (études spécifiques sismologiques probabilistes et/ou déterministes si nécessaire) ;
- détermination des valeurs caractéristiques des matériaux ;
- détermination des conditions statiques ;
- modélisations appropriées et calculs ;
- appréciation du comportement durant un séisme ;
- vérification de la stabilité du barrage et de son état post-séisme si les calculs montrent l'apparition de déplacements irréversibles au cours du séisme.

### **7.3.2. Documents**

Les documents à recueillir pour l'analyse sismique du barrage comportent notamment :

- les caractéristiques géométriques du barrage ;
- les propriétés des matériaux utilisés pour la construction du barrage en relation avec les sollicitations statiques et dynamiques ;
- les conditions géologiques et géotechniques des fondations et notamment les conditions de drainage de la fondation ;
- le comportement à long terme du barrage selon les rapports d'auscultation ;

Des recherches complémentaires sont nécessaires en cas de problèmes reconnus ou d'insuffisances des informations disponibles. Des investigations spécifiques sont alors à envisager.

### **7.3.3. Propriétés des matériaux**

Il est en général suffisant d'admettre un matériau isotrope linéaire-élastique avec amortissement visqueux. Les valeurs suivantes sont par conséquent à déterminer :

- modules d'élasticité statique  $E$  et dynamique  $E_d$  ;
- coefficient de Poisson  $\nu$  ;
- poids volumique  $\gamma$  ;
- amortissement du matériau  $\zeta$  ;

Les valeurs caractéristiques dynamiques sont déterminées à l'aide d'essais en laboratoire. Les modules dynamiques peuvent également être évalués à partir des modules statiques par calage sur les déplacements réversibles hydrostatiques mesurés (cf. § 6.1.4).

### 7.3.4. Cas de charge

Les cas de charge à combiner sont présentés dans le tableau ci-dessous :

	Retenue vide	Retenue pleine
Poids propre	X	X
Température	X	X
Evolutions irréversibles	X	X
Poussée hydrostatique Retenue Normale (R.N.)		X
Poussée hydrostatique aval	X	X
Poussée hydrodynamique R.N.		X
Sous-pression R.N.		X
Poussée des sédiments	X	X
Séisme SES	X	X

Tableau 7-11 : Cas de charge à prendre en compte

Le cas de la retenue vide peut être considéré pour les voûtes, si les conditions d'exploitation de l'ouvrage le justifient.

Pour le cas de charge thermique, la période hivernale est bien souvent le cas défavorable à retenue pleine et la période d'été à retenue vide ou pour les ouvrages présentant des culées. Dans ce dernier cas, les effets du gonflement peuvent se superposer aux effets thermiques.

Dans les calculs sismiques, il est généralement admis, compte tenu de la brièveté des sollicitations, que les sous-pressions ne sont pas modifiées pendant le séisme. Il est également considéré que les variations cycliques autour de la pression statique n'influent pas sur la stabilité d'ensemble de la structure.

Les profils de sous-pressions pris en compte pour les calculs sont donc généralement identiques à ceux adoptés en conditions statiques.

Dans le cas des ouvrages sur fondation alluvionnaire, ces hypothèses peuvent être reconsidérées en fonction notamment du comportement cyclique des matériaux.

Il est par contre nécessaire de vérifier en conditions post-sismiques que les déplacements irréversibles de la structure ne modifient pas les conditions d'étanchéité et de drainage de l'ouvrage et revérifier si nécessaire les conditions de stabilité statique de l'ouvrage avec ces nouvelles hypothèses.

Concernant le séisme SBE, la vérification est recommandée

- pour les ouvrages hydrauliques des barrages de classe A situés en zones de sismicité 3 à 5 ;
- pour les barrages-poids de classe A en zone de sismicité 5 ;
- pour les barrages-voûtes situés en zones de sismicité 3 à 5 lors d'un abaissement significatif ou à la cote minimale d'exploitation.

### 7.3.5. Méthodes de résolution numérique

Suivant la classe du barrage et la complexité du problème rencontré, les méthodes de calcul suivantes entrent en ligne de compte de façon graduelle :

- méthode pseudo-statique ;
- méthode dynamique simplifiée ;
- calcul dynamique - modélisation élastique-linéaire – analyse modale spectrale ;
- calcul dynamique - modélisation élastique-linéaire – analyse temporelle ;
- calcul dynamique - modélisation non linéaire – analyse temporelle.

Les méthodes de calculs sont décrites en détail au chapitre 6.

### 7.3.6. Modèles de calcul

#### 7.3.6.1. Barrages

Les barrages poids et les barrages à contreforts peuvent en général être modélisés en deux dimensions. La section amont-aval dimensionnante doit être définie et son choix justifié. Suivant les conditions géométriques et/ou constructives d'un barrage-poids ou d'un barrage à contreforts une approche bidimensionnelle dans la direction rive droite - rive gauche, le cas échéant tridimensionnelle, peut être, si nécessaire, adoptée. Les barrages-voûtes sont, en règle générale, calculés à l'aide d'un modèle tridimensionnel.

Pour les calculs bidimensionnels, les composantes horizontales et verticales de la sollicitation doivent être prises en compte. Pour les calculs tridimensionnels, les trois composantes de la sollicitation doivent être prises en compte. Dans les deux cas, pour les calculs temporels, les différentes combinaisons des trois (ou cinq) accélérogrammes retenus doivent être considérées ainsi que les différentes combinaisons de signes de ces accélérogrammes. Il est généralement admis que ces sollicitations s'exercent dans les axes de la structure. En ce qui concerne le déphasage temporel, lié aux effets topographiques de site, les connaissances et les méthodes habituelles à la disposition des ingénieurs ne permettent pas encore cette prise en compte.

La méthode des éléments finis est la méthode standard de modélisation de la structure du barrage. Le raffinement du maillage et le type d'éléments utilisés dépendent du type de problème. Le maillage pour les calculs dynamiques devrait conduire à des dimensions de mailles inférieures à  $\lambda/10$  (avec  $\lambda$  plus petite longueur d'onde associée à la célérité des ondes de cisaillement dans le matériau et fonction de la fréquence maximale importante pour la réponse de l'ouvrage  $\lambda = V_s / f_{\max}$ ). On peut aussi utiliser la méthode des différences finies.

L'analyse sismique des barrages demande la prise en compte de trois sous-ensembles : le barrage, la fondation et le réservoir. Suivant l'ampleur de l'analyse, il y a plusieurs possibilités de prise en compte de ces sous-ensembles et de leurs interactions.

#### 7.3.6.2. Fondation

Le plus souvent, la fondation peut être modélisée par un domaine élastique sans masse, découpé en éléments finis. Dans ce cas, la rigidité de la fondation est prise en compte, mais la propagation des ondes à l'intérieur de la fondation ainsi que la déperdition d'énergie radiative aux frontières ne sont pas considérées. Cette hypothèse conduit à des résultats conservatifs. La modélisation de ces phénomènes radiatifs peut être faite par des éléments frontières. On note dans l'évolution des outils de calculs et des méthodes une prise en compte progressive de l'inertie de la fondation.

### 7.3.6.3. Retenue

L'interaction fluide-structure doit toujours être prise en compte pour les barrages en béton (cf. § 6.1.3). L'influence de l'eau oscillante dans la retenue peut être prise en compte, suivant les méthodes, par l'intermédiaire d'une surpression hydrostatique sur la face amont ou d'une masse d'eau entraînée par le barrage. L'influence de la compressibilité de l'eau est alors négligée et les masses d'eau entraînées sont déterminées selon Westergaard. Elles sont introduites comme des masses concentrées aux nœuds correspondants de la face amont (effet de masse ajoutée).

Pour certains barrages de grande hauteur, la prise en compte des effets d'une composante transversale peut être considérée. Dans ce cas cependant, il est souvent préférable d'adopter une analyse transitoire.

Pour les barrages-voûtes de grande hauteur, compte tenu de l'importance des effets du couplage fluide-structure par rapport aux effets d'inertie, la modélisation du domaine fluide apparaît nécessaire. Dans ce cas, différents types de méthodes sont utilisables selon que l'on considère ou non les effets de la compressibilité de l'eau. Une attention doit être portée aux conditions de propagation radiative au-delà du domaine fluide fini ainsi qu'aux conditions d'absorption au contact retenue-fondation.

Les différentes méthodes de calcul recommandées pour les calculs dynamiques sont listées dans le tableau ci-dessous, en indiquant le type de modélisation et le mode de prise en compte du barrage, de la retenue et de la fondation.

Méthodes	Modélisation	Poussée hydrodynamique	Fondation	Barrage
Pseudo-statique	Corps rigide	Masse ajoutée (1)	Rigide	Linéaire-élastique
Pseudo-dynamique	Poutre élastique	Masse ajoutée (1)	Rigide	Linéaire-élastique
Pseudo-statique	Éléments finis	Masse ajoutée (1)	Elastique avec ou sans masse	Linéaire-élastique
Calcul dynamique Analyse modale spectrale	Éléments finis	Masse ajoutée (1)	Elastique, avec ou sans masse	Linéaire-élastique avec amortissement visqueux
Calcul dynamique Analyse temporelle	Éléments finis	Masse ajoutée (1)	Elastique, avec ou sans masse	Linéaire-élastique avec amortissement visqueux
Calcul dynamique Analyse temporelle	Éléments finis	Modélisation de la retenue (eau compressible ou non-compressible)	Elastique, avec ou sans masse	Linéaire-élastique avec amortissement visqueux
Calcul dynamique Modélisation non-linéaire	Éléments finis	Masse ajoutée (1)	Linéaire, avec ou sans masse  Non linéaire avec masse	Non linéaire (2)

Tableau 7-12 : Méthodes de calculs dynamiques

(1) : selon distribution de Westergaard (ou Zangar)

(2) : la prise en compte de la dissipation d'énergie dans les modèles est fonction des lois de comportement utilisées, pour le béton et les interfaces

## 7.3.7. Choix des méthodes de calcul

### 7.3.7.1. Introduction

Il est difficile de définir a priori la ou les méthodes qui devront être utilisées sur un site donné. Il est recommandé cependant d'observer une progressivité dans les niveaux d'études mis en œuvre en commençant par des études simples de type pseudo-statiques avant d'aborder, si nécessaire, des modélisations plus complexes. Il faut en effet noter qu'une complexification des modélisations est susceptible de multiplier les incertitudes dans la détermination des paramètres de calcul et d'amplifier la dispersion des résultats.

Il faut également considérer que dans des zones à sismicité modérée comme celles que l'on rencontre en France métropolitaine, les barrages-poids et voûtes en maçonnerie ou en béton présentant un comportement statique satisfaisant présentent également un bon comportement au séisme. Ainsi, une étude de réévaluation du comportement au séisme devra donc s'attacher à analyser les différents aspects du comportement statique.

Un aspect important concerne également le comportement tridimensionnel des structures. Nécessairement pris en compte sur un barrage-voûte, il peut également jouer un rôle non négligeable sur un barrage-poids. Suivant la configuration de la vallée, il est en effet susceptible d'apporter un surcroît non négligeable de stabilité en reportant une partie des efforts des plots centraux sur les rives. Il faut toutefois remarquer que cet effet positif n'existe pas pour les barrages à contreforts.

### 7.3.7.2. Propositions d'étude graduée

Les propositions de méthode présentées ci-dessous doivent être considérées comme un guide laissé au jugement de l'ingénieur.

Par dérogation au § 7.2, pour un barrage en béton sur une fondation rocheuse, ne présentant pas de faiblesses structurelles majeures telles que des fissures significatives dans la structure, des joints ouverts dans le béton ou des discontinuités mal orientées dans la fondation, la stabilité au séisme de l'ouvrage peut être considérée comme assurée, sur la base des expériences passées, si les conditions suivantes sont toutes réunies :

- le barrage a été construit selon les règles de l'art (qualité du béton et des joints de construction et de dilatation) ;
- le comportement du barrage est satisfaisant ;
- l'accélération horizontale maximale au rocher du séisme d'évaluation de sécurité (SES) est inférieure ou égale à  $1,2 \text{ m/s}^2$  (0,12 g) ;
- sous sollicitations statiques RN (essentiellement poids propre et poussée hydrostatique), les contraintes effectives restent dans le domaine de la compression pour les barrages-poids et ne dépassent pas la résistance à la traction du béton pour les barrages-voûtes ;

Si ces conditions ne sont pas respectées des études sont nécessaires pour démontrer la stabilité dynamique de l'ouvrage. Dans ce cas, les approches progressives suivantes sont recommandées :

- Phase 1 : méthodes pseudo-statiques et méthodes dynamiques simplifiées ;
- Phase 2 : méthodes dynamiques : modélisation linéaire (analyse temporelle) ;
- Phase 3 : analyse post-élastique type Newmark et/ou kinetic blocks ;
- Phase 4 : analyse non linéaire.

L'approche pseudo-statique est une analyse globale des forces en jeu permettant d'évaluer les conditions de stabilité au glissement. Elle n'apporte en revanche aucune réponse quant à l'amplification des accélérations en crête pouvant conduire à des désordres locaux. C'est pourquoi un calcul dynamique simplifié peut-être mené en complément au moins pour la période fondamentale, notamment en phase de projet d'un ouvrage, pour estimer l'ordre de grandeur des accélérations maximales en crête et des contraintes associées.

S'agissant des barrages-voûtes, les calculs pseudo-statiques (phase 1) sous-entendent impérativement une modélisation tridimensionnelle aux éléments finis. Les sollicitations sismiques sont alors prises en compte par des efforts pseudo-statiques :

- forces d'inertie horizontale et verticale :  $F = k_i V \gamma_b$  où  $k_i$  ( $= k_h$  ou  $k_v$ ) ,  $V$  et  $\gamma_b$  sont respectivement le coefficient pseudo-statique, le volume de l'ouvrage et le poids volumique de l'ouvrage ;
- surpression hydrodynamique selon distribution de Westergaard.

En général, la méthode d'analyse spectrale qui est couramment utilisée pour des bâtiments industriels (centrales nucléaires par exemple) est plus difficile à exploiter dans le cas des barrages qui sont des ouvrages de masse, faiblement ou pas ferrillés et pour lesquels l'identification des mécanismes de défaillance est indispensable. En revanche, pour les ouvrages annexes cette méthode peut être utilisée (tours de prises, bâtiments annexes...).

Les tableaux suivants résument les recommandations en matière d'études graduées :

#### **Barrages-poids**

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\beta$
2	$\alpha$	$\alpha$	$\beta$	$\beta$
3	$\alpha$	$\beta$	$\beta$	$\beta$
4	$\beta$	$\beta$	$\beta$	$\gamma$
5	$\beta$	$\beta$	$\gamma$	$\gamma$

Tableau 7-13 - Recommandations pour les études graduées - barrages-poids

#### **Barrages-voûtes**

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$
2	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\beta$
3	$\alpha$	$\alpha$	$\beta$	$\beta$
4	$\alpha$	$\beta$	$\beta$	$\gamma$
5	$\beta$	$\beta$	$\beta$	$\gamma$

Tableau 7-14 - Recommandations pour les études graduées - barrages-voûtes

- $\alpha$  : vérification de la conformité aux règles du génie civil
- $\beta$  : a minima études phase 1 définie ci-dessus
- $\gamma$  : a minima études phases 1 et 2 définies ci-dessus

Dans cette procédure graduée, lorsqu'une phase d'étude ne permet pas de justifier la stabilité, les phases d'études suivantes sont mises en œuvre.



### **7.3.8. Critères de sécurité**

#### **7.3.8.1. Généralités**

Le séisme d'évaluation de sécurité (SES) ne doit pas provoquer la rupture complète du barrage avec vidange catastrophique de la retenue. Il ne doit pas entraîner :

- le glissement du barrage sur sa fondation ; en particulier le glissement d'un dièdre rocheux sous un plot ou une culée de rive ;
- l'ouverture de joints ou de fissures telle qu'une perte d'eau incontrôlée et dommageable se produise ou que le barrage puisse se rompre ;
- le déplacement par cisaillement ou basculement de plots ou de sections de la partie supérieure ;
- l'endommagement grave de l'évacuateur de crue ou d'organes hydrauliques occasionnant une perte d'eau incontrôlée et dommageable.

Le séisme de base d'exploitation (SBE) ne doit pas provoquer de contraintes de traction, de compression ou de cisaillement entraînant des dommages ou des déformations permanentes majeures de la fondation ou du barrage par rapport à la fondation. Les organes hydrauliques doivent conserver leur manoeuvrabilité.

La stabilité d'ensemble d'un barrage-poids sur sa fondation peut être étudiée à la suite d'un calcul transitoire élastique-linéaire par la méthode de Newmark. On s'intéresse alors aux déplacements permanents qui subsistent à la fin du séisme. Si les déplacements au contact béton-rocher sont notables, les caractéristiques mécaniques à ce contact peuvent diminuer rapidement et tendre vers les caractéristiques résiduelles. Les caractéristiques au cisaillement seront ajustées en fonction des déplacements tangentiels calculés au contact.

La compatibilité de ces déplacements avec la préservation de l'intégrité des différents organes de sécurité (étanchéité, drainage dans son ensemble, organes de manoeuvre des vannes...) doit être vérifiée. Une rupture d'étanchéité par suite d'une rupture du voile d'étanchéité, d'une rupture des joints inter-plots, de l'apparition d'une fissure horizontale, et/ou d'une saturation du réseau de drainage si son dimensionnement n'est pas suffisant, peuvent entraîner une perte d'efficacité du réseau d'étanchéité-drainage, une augmentation des sous-pressions et mettre en cause la stabilité du barrage.

Les vérifications suivantes doivent donc être satisfaites :

- vérification des contraintes ;
- vérification de la stabilité d'ensemble ;
- vérification des fondations.

#### **7.3.8.2. Vérification des contraintes**

##### **a) Généralités**

La vérification consiste à démontrer que les contraintes générées par les sollicitations maximales dues à une combinaison des charges statiques et dynamiques ne dépassent pas la résistance dynamique des matériaux (tant en traction qu'en compression). Si les seuils de résistance sont dépassés, la vérification pourra porter également sur le nombre d'occurrences au cours du séisme du dépassement de ces seuils ainsi que sur la durée cumulée de ces dépassements.

Si l'extension de la zone concernée ou si la durée cumulée de ces dépassements sont trop importantes, un calcul non linéaire pourra s'avérer nécessaire.

Si des risques de désordres à la suite de traction ou cisaillement apparaissent dans un barrage-poids, la stabilité doit être analysée de façon à définir si les blocs ainsi séparés peuvent glisser ou non et s'ils remettent en cause l'étanchéité du barrage, son drainage, les hypothèses de sous-pressions.

### **b) Condition d'état-limite d'ouverture des fissures**

La condition de non fissuration s'écrit :  $\sigma'_N(\mathbf{x}) > -f_{tk}/\gamma_{mft}$  où :

- $f_{tk}$  la valeur caractéristique de la résistance à la traction du matériau le long de la surface de rupture examinée. Pour les calculs utilisant la méthode pseudo-statique, on prend en compte la résistance à la traction statique. Pour les calculs utilisant les méthodes dynamiques simplifiées ou dynamiques, on prend en compte la résistance à la traction dynamique ;
- $\gamma_{mft}$  le coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la traction du matériau et dépendant de la combinaison d'actions examinée.

Pour les barrages-poids calculés avec la méthode pseudo-statique, les conditions d'état-limite d'ouverture des fissures s'expriment à partir de la longueur d'ouverture de la fissure, obtenue par un calcul itératif dans lequel on pourra admettre que le diagramme des sous-pressions n'est pas modifié par les accélérations sismiques, et on prendra en compte la résistance à la traction statique. On fait en effet l'hypothèse que lors du séisme, les mouvements de fissures sont assez rapides pour qu'il n'y ait pas de propagation des pressions dans la fissure.

### **c) Condition d'état-limite de résistance à la compression**

La condition d'état-limite de résistance à la compression s'écrit :  $\sigma'_N(\mathbf{x}) < f_{ck}/\gamma_{mfc}$  où :

- $f_{ck}$  la valeur caractéristique de la résistance à la compression du matériau considéré. Pour les calculs utilisant la méthode pseudo-statique, on prend en compte la résistance à la compression statique. Pour les calculs utilisant les méthodes dynamiques simplifiées ou dynamiques, on prend en compte la résistance à la compression dynamique ;
- $\gamma_{mfc}$  le coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la compression du matériau et dépendant de la combinaison d'actions examinée.

### **d) Critères d'acceptabilité**

#### *Contraintes de traction*

Pour les calculs utilisant les méthodes dynamiques, les contraintes de traction peuvent dépasser la résistance à la traction dynamique du béton dans des zones limitées et pour un temps limité. A titre indicatif, le manuel de l'ingénieur de l'USACE<sup>10</sup> (USACE Engineer

---

<sup>10</sup> Trois ouvrages de l'USACE sont intéressants pour les calculs dynamiques :

- EM 1110-2-6053 : Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures
- EM 1110-2-6050 : Response Spectra and Seismic Analysis for Concrete Hydraulic Structures.
- EM 1110-2-6051 : Time History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures

Les critères de dimensionnement se basent sur le DCR (Demand Capacity Ratio), présenté en général dans l'EM 1110-2-6053 (section 6), et détaillé pour les contraintes dans l'EM 1110-2-6051 (section 4). Ces critères s'appliquent pour des barrages-poids et des barrages voûtes.

Manual) stipule que la zone des tractions dépassant la résistance à la traction dynamique soit limitée à 20% de la surface du parement amont du barrage.

Pour les barrages-poids, et dans le cadre d'une analyse pseudo-statique, les coefficients partiels  $\gamma_{mft}$  et les critères pour l'état limite d'ouverture de fissure sur le parement amont sont donnés dans le tableau suivant :

Situation (ou cas de charge)	Critère d'état-limite d'ouverture de fissure	
	$\gamma_{mft}$	
SBE (rare)	3	- Ouverture de la fissure au maximum jusqu'au voile de drainage - Ou 25% maximum de la section en absence de voile de drainage
SES (accidentelle)	1	Voir nota ci-dessous

Tableau 7-15 : Coefficient partiels pour l'état limite d'ouverture de fissure et critères associés

Nota : on n'impose pas de condition d'état-limite d'ouverture de fissure pour les combinaisons d'actions accidentelles. Néanmoins, les calculs d'ouverture de fissure sont effectués :

- pour alimenter le calcul de résistance à l'effort tranchant (la cohésion n'est prise en compte que sur la partie non fissurée) ;
- pour évaluer la longueur maximale fissurée (à prendre en compte dans l'évaluation de la stabilité post-situation accidentelle).

#### Contraintes de compression

Les coefficients partiels  $\gamma_{mfc}$  prennent les valeurs suivantes :

Situation (ou cas de charge)	$\gamma_{mfc}$
SBE (rare)	2
SES (accidentelle)	1

Tableau 7-16 : Coefficients partiels pour l'état limite de compression

C'est là que réside essentiellement la sécurité de l'ouvrage pour un barrage-voûte, dès lors que ses appuis résistent.

### 7.3.8.3. Vérification de la stabilité d'ensemble

La vérification de la stabilité consiste à s'assurer qu'aucun glissement ou basculement du barrage ou d'une partie du barrage n'a lieu lors du séisme.

#### a) Méthode pseudo-statique

L'évaluation de la stabilité au glissement peut être réalisée pour un barrage-poids ou un barrage-voûte avec la méthode conventionnelle pseudo-statique (corps rigide).

L'application de ce type d'approche conduit à proposer pour les barrages-poids un coefficient sismique de 0,67 pour la composante horizontale et de 0,20 pour la composante verticale. (Cf. Recommandations CFBR 2012).

Pour les barrages-voûtes on considère un coefficient sismique de 1,0 pour la composante horizontale et nul pour la composante verticale.

### **b) Calculs dynamiques simplifiés**

Ils permettent d'appréhender les accélérations maximales de l'ouvrage sous sollicitations sismiques et d'en déduire un état de contraintes maximales en parements, notamment en partie haute de l'ouvrage et aux changements d'inertie. La mise en évidence de ces zones sensibles permet alors d'orienter des calculs complémentaires locaux ou globaux. En revanche, l'utilisation de cette méthode, en intégrant sur les surfaces de glissement potentielles les contraintes normales effectives et de cisaillement issues de cet état de contraintes maximales, n'est pas bien adaptée au calcul d'un facteur de sécurité global.

### **c) Calculs dynamiques**

Une modélisation aux éléments finis permet d'appréhender avec plus de précision le comportement du barrage sous sollicitations sismiques. La vérification de la stabilité au glissement de l'ouvrage sur les surfaces de glissement potentielles (bien souvent le contact barrage-fondation) nécessite l'intégration sur ces surfaces des contraintes normales effectives et de cisaillement issues du calcul aux éléments finis. Pour les barrages-poids, un facteur de sécurité global fonction du temps peut ensuite être calculé.

### **d) Condition d'état-limite de résistance à l'effort tranchant pour les barrages-poids**

La condition d'état-limite de résistance à l'effort tranchant s'exprime de la façon suivante :

$$[C_k / \gamma_{mc} \cdot L' + N' \cdot (\tan\phi)_k / \gamma_{m\tan\phi}] > \gamma_{d1} \cdot T \quad \text{où :}$$

- $C_k$  et  $(\tan\phi)_k$  sont les valeurs caractéristiques de la cohésion et de la tangente de l'angle de frottement sur la surface de rupture considérée ;
- $L'$  est la longueur de la section non fissurée étudiée ;
- $N$  et  $T$  sont les composantes normale et tangentielle des actions agissant sur la section étudiée ( $N' = N-U$ ) ;
- $U$  est la résultante des pressions interstitielles régnant au niveau de la section étudiée ;
- $\gamma_{mc}$  et  $\gamma_{m\tan\phi}$  sont les coefficients partiels venant affecter les valeurs caractéristiques des résistances au cisaillement du matériau ;
- $\gamma_{d1}$  est le coefficient de modèle de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant.

Pour les situations sismiques, les coefficients partiels de sécurité sont synthétisés dans le tableau suivant :

Situation (ou cas de charge)	Condition d'état-limite de résistance à l'effort tranchant		
	$\gamma_{mc}$	$\gamma_{m\tan\phi}$	$\gamma_{d1}$
SBE (rare)	2	1,2	1
SES (accidentelle)	1	1	1

Tableau 7-17 - Coefficients partiels pour la vérification de la résistance à l'effort tranchant

Les caractéristiques mécaniques peuvent être prises égales aux caractéristiques de pic (cf. Tableau 6-1), mais évolueront vers les caractéristiques résiduelles en cas

d'endommagement des matériaux. Il est rappelé que la cohésion n'est prise en compte que sur la partie non fissurée.

Si la condition d'état-limite est satisfaite, le barrage est stable sous chargement sismique. Dans le cas contraire, cela ne signifie pas nécessairement l'instabilité du barrage. Des méthodes plus élaborées doivent être mises en place pour démontrer l'acceptabilité du comportement de l'ouvrage, telle que la méthode de Newmark.

Il est également précisé que la stabilité sous charge sismique n'implique pas forcément la stabilité post-sismique de l'ouvrage. En cas d'ouverture de fissures sous chargement sismique modifiant les conditions de sous-pressions sous chargement statique, il est nécessaire d'effectuer une évaluation de la stabilité post-sismique du barrage.

#### **e) Méthode de Newmark pour les barrages-poids**

En cas de facteur de sécurité global inférieur à 1, l'approche de Newmark peut être utilisée pour déterminer les déplacements post-élastiques de la structure. Pour cela, un calcul transitoire avec utilisation des résultats de l'analyse temporelle est généralement nécessaire (cf. § 6.1.2.4). En cas de faibles déplacements irréversibles de la structure ne remettant pas en cause l'étanchéité du barrage et l'efficacité de son système de drainage ainsi que la résistance mécanique des matériaux (état de déformation en-deçà du pic de contraintes sur la courbe contrainte-déformation, correspondant généralement à un déplacement d'ordre centimétrique), le comportement du barrage peut être jugé acceptable (voir [Tardieu, 2011]).

#### **f) Evaluation de la stabilité post-sismique pour les barrages-poids**

En cas de fissuration du barrage (contraintes de traction dépassant la limite de traction dynamique des matériaux), la stabilité post-séisme du barrage doit être vérifiée en supposant l'ouverture des zones fissurées.

La pleine pression de la retenue doit alors être appliquée aux fissures en contact avec la retenue, en modifiant, si nécessaire, le diagramme initial des sous-pressions établi pour les cas de charge statiques.

En ce qui concerne les caractéristiques mécaniques, la cohésion n'est pas prise en compte sur la partie fissurée et des valeurs résiduelles doivent être appliquées en cas d'endommagement des matériaux.

Les coefficients partiels de sécurité pour les divers cas de charge sont identiques à ceux appliqués pour les cas de charge statiques, à savoir :

Cas de charge	$\gamma_{mtan\phi}$	$\gamma_{mc}$	Fissuration permise
Combinaison quasi-permanente	1,50	3,0	jusqu'aux drains
Combinaison rare	1,2	2,0	jusqu'aux drains
Combinaison accidentelle hydrostatique	1,0	1,0	jusqu'aux drains

Tableau 7-18 - Coefficients partiels de sécurité - vérification post-sismique

La stabilité est assurée pour un facteur global de sécurité supérieur à 1.

#### **7.3.8.4. Vérification des fondations**

La vérification de la stabilité des fondations elles-mêmes consiste à s'assurer que pendant le séisme, aucune rupture locale de la fondation n'apparaît. Le problème principal est la stabilité des coins rocheux éventuels dans les appuis du barrage. L'utilisation des méthodes simplifiées comme la méthode de Londe, dans laquelle le séisme est introduit de façon

pseudo-statique, permet de juger rapidement de l'effet des sous-pressions et de dimensionner les systèmes d'injection et de drainage.

Les efforts considérés dans cette méthode sont ceux appliqués par la voûte sur le dièdre considéré, le poids, ainsi que les efforts d'inertie appliqués au dièdre (pris égaux à sa masse multipliée par l'accélération maximale au sol), et les sous-pressions sur ses différentes faces. Comme dans le cas des barrages-poids il sera admis que les profils de sous-pressions n'ont pas le temps d'être modifiés au cours du séisme.

Pour des caractéristiques mécaniques résiduelles, le facteur de sécurité doit être supérieur à 1.

## **7.4. Barrages en remblai**

### **7.4.1. Approche générale**

Le cadre de l'évaluation de la tenue au séisme d'un barrage en remblai suit un cheminement en cinq étapes qui est rappelé ci-dessous :

- analyse fonctionnelle – bilan des données existantes ;
- analyse comportementale des matériaux constitutifs : recueil des données manquantes - élaboration des modèles de terrain ;
- définition du scénario de situations de chargement ;
- choix des méthodes de calcul et mise en œuvre ;
- comparaison des résultats aux critères de vérification de la sécurité et interprétation.

### **7.4.2. Analyse fonctionnelle – Bilan des données existantes**

#### ***7.4.2.1. Vérification de la conception parasismique du barrage***

L'analyse fonctionnelle, au demeurant partie intégrante de l'étude de danger pour les barrages qui y sont soumis, est la première phase de l'expertise parasismique des barrages de toutes classes. Notamment, en rassemblant la documentation existante sur la conception et la maintenance, elle décrit les scénarii de défaillance associés aux situations sismiques et examine l'aptitude des barrières de sécurité à prévenir ou limiter les conséquences des initiateurs de rupture.

Si la synthèse documentaire démontre le bon état de ces barrières (fonctions principales de l'ouvrage : étanchéité, stabilité, filtration, drainage, protection, évacuation et surveillance) et qu'aucun initiateur de rupture ne peut dégrader cet état (voir chapitre 6.2.1.1), alors l'ouvrage est considéré comme ayant de bonnes aptitudes parasismiques.

Si au contraire, l'état d'une ou plusieurs barrières n'est pas connu ou est dégradé, ou si la connaissance du comportement des matériaux constitutifs du remblai et de la fondation est incomplète pour mener à bien l'analyse fonctionnelle, ce qui est souvent le cas des études de réévaluation, alors l'analyse des données existantes est à compléter par une analyse comportementale de ces matériaux, pour déterminer la nature et la profondeur des études à mener par la suite pour l'évaluation sismique de l'ouvrage. En conséquence, si des données manquent pour conclure l'analyse fonctionnelle, elles sont recherchées dans un programme de reconnaissances.

#### 7.4.2.2. Cas particulier du risque potentiel de liquéfaction

En ce qui concerne la fonction de stabilité aux séismes, la première barrière est l'absence de matériau liquéfiable parmi les matériaux constitutifs de la fondation ou du remblai. L'exigence de vérification est définie par le croisement de l'importance de l'aléa avec l'importance des conséquences représentée par la classe de l'ouvrage (tableau suivant).

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	non imposé	non imposé	non imposé	non imposé
2	non imposé	non imposé	non imposé	OUI
3	non imposé	OUI	OUI	OUI
4	OUI	OUI	OUI	OUI
5	OUI	OUI	OUI	OUI

Tableau 7-19 - Exigence de vérification de l'absence du risque potentiel de liquéfaction.

Il importe de signaler que cette exigence de vérification est un minima qui ne dédouane pas les maîtres d'ouvrage de leur responsabilité d'assumer les risques économiques d'une rupture par liquéfaction. Si le risque économique n'est pas tolérable pour le maître d'ouvrage, il lui incombe alors de le réduire.

La vérification du risque d'occurrence de liquéfaction repose sur :

- un programme de reconnaissances en place suffisamment large pour être représentatif de la variabilité des résistances du remblai et de sa fondation ;
- l'analyse de la nature du matériau (voir le fuseau granulométrique au § 5.5.1.3). La présence de sable, silt ou grave peu compact rend la liquéfaction potentielle. Cette expertise peut être menée par analyse des documents de conception et de contrôle de réalisation disponibles et en leur absence par l'examen de la carte géologique ou une visite sur site d'un géologue ;
- sa densité relative (accessible par des essais en laboratoire, mais plus simplement à partir de corrélations utilisant les essais in situ SPT ou CPT).

La présence d'un fort compactage donnant à tout matériau pulvérulent une densité relative supérieure à 75% rend la liquéfaction improbable. A contrario, la présence de sable, silt ou grave dotée d'une compacité faible, à savoir une densité relative inférieure à 50%, signifie un risque fort de liquéfaction.

Si des données manquent pour conclure cette analyse du risque potentiel de liquéfaction, elles sont recherchées dans un programme de reconnaissances spécifiques (cf. § 7.4.3). C'est notamment le cas en l'absence de mesure de densité relative ou de localisation imprécise en fondation de matériau dont la densité relative est comprise entre 50% et 75%.

L'évaluation est ensuite basée sur l'analyse simplifiée de la liquéfaction (cf. § 6.2.3.3). L'analyse de la liquéfaction est considérée sur des profils verticaux en plusieurs abscisses de la coupe type ou du profil en long étudié. Les abscisses les plus sensibles sont les pieds amont et aval. Une troisième vérification peut être positionnée à l'axe.

- si le facteur de sécurité à la liquéfaction est supérieur à la valeur limite (voir § 7.4.6), la liquéfaction est jugée improbable ;
- si le facteur de sécurité à la liquéfaction est inférieur à la valeur limite (voir § 7.4.6), l'occurrence de la liquéfaction est probable localement. Il convient de vérifier qu'elle n'entraîne pas une rupture catastrophique par une étude complète. Celle-ci doit démontrer la tenue du barrage avec une perte éventuelle de résistance en fondation ou dans le remblai ;

Si l'occurrence d'une montée en pression ou d'une perte de résistance engendre un risque de rupture, ce risque doit être réduit, soit en substituant les matériaux liquéfiables dans le cas d'un projet neuf, soit en les compactant ou en les traitant dans le cas des ouvrages existants.

L'adaptation du projet, par le traitement ou le confortement de l'ouvrage, dépasse le cadre de ces recommandations et n'est pas traité dans ce document.

### **7.4.3. Analyse comportementale - Elaboration des modèles de terrain et de calcul**

Le programme de reconnaissances complémentaires est lancé pour combler les lacunes de données décelées dans l'analyse fonctionnelle, données qui seront nécessaires à l'établissement des 4 modèles de terrain : modèle géométrique, modèle géologique, modèle géotechnique et modèle hydraulique.

La pertinence de chacun de ces modèles doit être démontrée, afin de constituer le modèle numérique.

#### **7.4.3.1. Les quatre modèles de terrain**

L'inventaire et l'analyse critique de l'ensemble des données de terrain sont présentés dans quatre modèles : géométrique – géologique – mécanique – hydraulique. Ces quatre modèles conditionnent le modèle numérique de calcul.

#### **7.4.3.2. Le modèle géométrique**

Il rassemble l'ensemble des dimensions de l'ouvrage et du faciès de fondation pris en compte dans le calcul. Il précise et justifie les approximations faites (couches ou zones éliminées). Il définit la ou les coupes calculées. Il indique en quoi la géométrie du site peut perturber le signal (effet de site). Il explique pourquoi un modèle 2D suffit. En règle générale, le modèle 3D n'a d'intérêt que pour des vallées :

- étroites où le report de charge vers les rives serait significatif ;
- dissymétriques laissant craindre des déplacements différentiels très sévères pour l'étanchéité.

#### **7.4.3.3. Le modèle géologique**

Il précise la position et l'activité des failles sur le site. Il indique la direction et l'intensité des mouvements tectoniques passés. Il précise exceptionnellement les tenseurs de contraintes dans la fondation. Il rappelle les sources sismiques, leur signal au rocher et les caractérise par les éléments décrits ci-dessus au paragraphe 7.2.

#### **7.4.3.4. Le modèle mécanique**

La nature des propriétés mécaniques nécessaires au calcul est inhérente au modèle de calcul. Il est pratique, cependant, de distinguer deux types de propriétés :

- les résistances, qui conditionnent fondamentalement la stabilité de l'ouvrage :
  - cohésion et angle de frottement effectifs du matériau drainé ;



- résistances au cisaillement maximale (ou "de pic"),  $Su_{max}$ , et critique (ou "résiduelle" ou "de palier"),  $Su_l$ , exprimées en contraintes totales en considérant le matériau non drainé. De nombreuses mesures en place avec des essais in situ sont souhaitées ;
- courbes de liquéfaction, courbe de déviateur au triaxial ou contrainte de cisaillement à l'essai direct de cisaillement, annulant la contrainte effective ou déformant de plus de 5 % l'échantillon en fonction du nombre de cycles ;
- les lois de déformabilité qui conditionnent la réponse dynamique du barrage (accélération en crête, fréquences propres) en fonction de la sollicitation sismique ;
  - vitesse des ondes de cisaillement en fonction de la profondeur dans le barrage  $V_s(z)$  ;
  - module d'Young  $E_{max}$ , et module de cisaillement  $G_{max}$  : modules élastiques variant avec la contrainte moyenne effective ;
  - courbe d'atténuation du module en fonction de la distorsion  $G(\gamma)$  ;
  - courbe d'amplification de l'amortissement fonction de la distorsion :  $D(\gamma)$  ;
  - la première période propre de la réponse élastique du barrage :  $T_0$ .

Les paramètres dont les valeurs caractéristiques sont à mettre bien en évidence dans les études en fonction de la méthode utilisée sont rassemblées dans le tableau suivant :

Méthode	Résistances	Déformabilité
Pseudo-statique	Résistance drainée : $C'$ et $\phi'$ et réseau de pression d'eau Résistance non drainée $Su_{max}$	
Dynamique simplifiée	Résistance drainée : $C'$ et $\phi'$ et réseau de pression d'eau Résistance non drainée $Su_{max}$	Mesure des vitesses des ondes de cisaillement et de la première période propre en place
Evaluation simplifiée de la liquéfaction	Résistance in situ en place : $N_{160}, V_{s1}, q_{c1}$	
Stabilité post-sismique	Résistance non drainée résiduelle $Su_l$ mesurée soit : Sur site : $Su_l = f(z)$ SPT, CPT En laboratoire : $\tau_l / \sigma'_{v0}$	
Modèles non linéaires couplés	Angle de frottement critique et état critique initial ( $e_{c0}, \sigma'_{c0}$ )	Modules élastiques : $G_{max}(MPa) = G1(\sigma'/1MPa)^n$ $E_{max}(MPa) = E1(\sigma'/1MPa)^n$
	Loi angle de frottement de pic fonction de l'état initial : $e_0 ; e_{c0}$	Lois d'atténuation : $G/G_{max} = g(\gamma) - D = d(\gamma)$ Loi de déformabilité isotrope : évolution de la déformation volumique avec la contrainte isotrope ; loi de déformabilité déviatoire : évolution de la dilatance avec la déformation
	Lois de liquéfaction $\tau / \sigma'_{v0} = f(N, \sigma'_{v0})$	Etat critique : $e_c = e_{c0} - C_c \cdot \log_{10}(\sigma' / (\sigma'_{v0}))$

Tableau 7-20 : Propriétés mécaniques des sols à déterminer

### Notations :

$e_{c0}$  : indice des vides critiques initial

$\sigma'_{c0}$  : contrainte isotrope critique initiale

$e_c$  indice des vides critique correspondant à la contrainte isotrope  $\sigma'$

$\tau_1$  : contrainte de cisaillement résiduelle pour une contrainte effective verticale  $\sigma'_{v0}$

$C_c$  : indice de compression

$G_{max}$  : module de cisaillement élastique pour une contrainte effective isotrope  $\sigma'$

$G_1$  : module de cisaillement élastique pour une contrainte effective isotrope de 1 MPa

$E_{max}$  : module d'Young élastique pour une contrainte effective isotrope  $\sigma'$

$E_1$  : module d'Young élastique pour une contrainte effective isotrope de 1 MPa

Les essais qui permettent d'accéder à ces paramètres sont rappelés ci-après :

Essais	$G_{max}$	$E_{max}$	$G = f(\gamma)$	$D = f(\gamma)$	$C', \phi'$	$S_u$	$\tau_1 = f(N)$
Triaxial cyclique	X	X	X	X	X	X	X
Appareil de cisaillement simple			X	X	X	X	
Colonne résonnante	X	X	X	X			
Essais sismiques	X	X					
SPT					X	X	X
CPT					X	X	X
Pressiomètre					X	X	
Scissomètre						X	

Tableau 7-21 - Essais principaux pour déterminer les caractéristiques du sol

**Nota :** Le triaxial cyclique ne permet d'accéder à  $E_{max}$  qu'en présence de capteurs de déplacement de haute précision implantés sur la périphérie cylindrique de l'échantillon ; la détermination de  $G_{max}$  nécessite de plus la mesure du coefficient de Poisson sauf dans le cas de matériaux saturés testés en condition non drainée pour lesquels on peut admettre  $\nu=0,5$  et par suite  $G_{max} = E_{max} / 3$ .

En ce qui concerne la perte de résistance par montée des pressions interstitielles, les essais in situ doivent justifier l'homogénéité de l'ouvrage ou définir les contours des hétérogénéités. De même, si une zone critique de faible résistance est repérée sans que son extension soit connue, le modèle l'applique sur toute l'étendue du matériau analysé. A contrario, la multiplication des essais in place permet de définir les contours des couches et des zones homogènes et de choisir la valeur caractéristique à l'intérieur de chacune d'entre elles. On cherche à caractériser d'une part les matériaux de fondation et d'autre part les matériaux constitutifs des ouvrages déjà réalisés, à partir d'essais in situ de type SPT, CPTU ou vitesses sismiques, et plus rarement d'essais d'identification en laboratoire.

A partir de ces compléments, l'état des barrières parasismiques peut être réévalué et le choix des méthodes sismiques envisagés.

Le programme de reconnaissances doit notamment préciser :

- d'une part les paramètres caractérisant la génération de pression interstitielle en cours de séisme pour les matériaux de perméabilité inférieure à  $5 \times 10^{-4}$  m/s ;
- d'autre part la résistance résiduelle des matériaux après séisme. La résistance de certains matériaux sensibles aux secousses sismiques pouvant être dégradée par la fissuration et la montée de pression interstitielle, il convient d'évaluer par une campagne d'essais adaptés cette montée de pression et cette perte de résistance.

#### **7.4.3.5. Le modèle hydraulique**

Le chargement principal provient de la retenue. L'écoulement qui lui est associé à travers le remblai est défini avec les valeurs caractéristiques de perméabilité. Les conditions aux limites du modèle sont fixées par le scénario de chargement.

L'évaluation de la perméabilité horizontale et verticale est nécessaire et capitale pour les modèles couplés. Plusieurs méthodes sont à recouper pour évaluer la valeur caractéristique : essais de laboratoire, perméafor, essai Lefranc, essai de pompage et corrélation avec l'analyse granulométrique, etc. La perméabilité des graves joue un rôle fondamental. Alors que les essais triaxiaux non drainés pourraient laisser à penser que la liquéfaction est probable dans une couche graveleuse, il est possible que le calcul montre que la perméabilité, permettant de dissiper la pression en quelques secondes, l'évite.

Si le séisme d'évaluation de sécurité met en évidence que l'étanchéité peut être endommagée, il faut démontrer que la réplique de ce séisme conjuguée avec l'endommagement de l'étanchéité ne conduit pas à la rupture. En cas de dommage probable sur l'étanchéité, le modèle hydraulique est utilisé pour en calculer l'impact sur l'ouvrage.

#### **7.4.3.6. Le modèle numérique**

Dans le modèle non linéaire, la profondeur du modèle numérique doit être suffisamment grande pour prendre en considération la portion de fondation qui est au-dessus du rocher, à moins que le signal ne soit injecté en surface, après l'avoir évalué par une approche spécifique étudiant l'effet de site. L'extension horizontale doit être suffisante pour éviter une butée de la fondation sur les bords verticaux du modèle (trois fois la profondeur).

Le maillage doit être suffisamment fin pour permettre la transmission correcte des plus hautes fréquences significatives pour la réponse de l'ouvrage. Cette condition doit être explicitée.

Les sollicitations sont appliquées aux bords du modèle numérique de façon à reproduire le signal désiré en tenant compte des éventuels effets de site. Des éléments para-axiaux sont ajoutés pour retrouver le champ libre sur les bords et satisfaire aux conditions de radiation.

#### **7.4.4. Situations de projet**

La sécurité aux séismes est vérifiée pour des situations combinant les sollicitations sismiques et le niveau de la retenue.

Au maximum quatre situations sont à envisager conformément au tableau ci-dessous :

<b>Situation</b>	<b>Retenue</b>	<b>Conditions d'application</b>
SES	RN	Situation traitée dans tous les cas
SBE	RN	En plus des vérifications nécessaires pour les ouvrages hydrauliques des barrages de classe A en zones de sismicité 3 à 5, le maître d'ouvrage peut vérifier l'absence de dommages sur son ouvrage.

	CME	Cette vérification est recommandée, dans les zones de sismicité 4 et 5, pour les barrages subissant des marnages rapides (en particulier sur les aménagements de centrales de pompage-turbinage) ou pour des ouvrages où la vidange rapide est très courante.
RSES	RN	Cette vérification est jugée nécessaire pour les barrages de classe A, si l'étanchéité est jugée dégradée après le SES et/ou s'il subsiste en fondation ou dans le corps de l'ouvrage des pressions interstitielles élevées pendant plus de 24 heures.

Tableau 7-22 - Tableau des situations à analyser

## 7.4.5. Choix de la méthode d'analyse sismique

### 7.4.5.1. Niveaux d'études recommandés

Une fois le programme de reconnaissance interprété pour l'analyse comportementale des sols, la phase d'évaluation de la tenue sismique de l'ouvrage est poursuivie avec un degré de complexité et d'exhaustivité croissant. Trois niveaux d'études sont définis et leur usage est recommandé dans le tableau suivant :

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\beta$
2	$\alpha$	$\alpha$	$\beta$	$\beta$
3	$\alpha$	$\beta$	$\beta$	$\gamma$
4	$\beta$	$\beta$	$\beta$	$\gamma$
5	$\beta$	$\beta$	$\gamma$	$\gamma$

Tableau 7-23 - Recommandations pour les études graduées - barrages en remblai

$\alpha$  : vérification de la conformité aux règles du génie civil par l'analyse fonctionnelle éventuellement complétée par le programme de reconnaissance complémentaire. (cf. 7.4.3) ;

$\beta$  : vérification simplifiée de la stabilité par une méthode pseudo-statique (avec éventuellement une résistance diminuée suite à la montée des pressions interstitielles) complétée par une analyse dynamique simplifiée (avec vérification recommandée en considérant au moins le premier mode de vibration)

$\gamma$  : application complète de la procédure de la méthode graduée qui consiste :

- 1) à vérifier la stabilité
- 2) à évaluer les déplacements irréversibles

par les méthodes disponibles et de degré de complexité croissant, jusqu'à ce que les critères de performances soient atteints.

### 7.4.5.2. Application de la méthode graduée (niveau $\gamma$ )

En fonction du déroulement des études, on peut noter les points particuliers suivants :

- si la stabilité est vérifiée par la méthode pseudo-statique, mais qu'une génération de pression interstitielle est mise en évidence dans l'analyse comportementale des sols, une analyse pseudo-statique de stabilité post-sismique doit être entreprise en prenant en compte les résistances résiduelles et un champ de pression actualisé ;

- si la stabilité n'est pas vérifiée par la méthode pseudo-statique, une étude dynamique simplifiée est engagée ;
- si la stabilité n'est pas vérifiée par les méthodes dynamiques simplifiées, une analyse couplée ou semi-couplée des déplacements irréversibles est engagée ;
- si la stabilité post-sismique n'est pas vérifiée, une analyse couplée ou semi-couplée des déplacements irréversibles est engagée ;
- si la méthode d'analyse non linéaire est d'emblée envisagée, sachant qu'elle est conditionnée par de nombreux paramètres numériques rarement explicités, bien qu'ils conditionnent la convergence et la justesse des résultats, il est demandé de vérifier la cohérence de ses résultats avec l'analyse simplifiée de la stabilité de post-sismique.

#### **7.4.5.3. Application de la méthode pseudo-statique**

Il est proposé d'adopter un coefficient sismique de 0,67 pour la composante horizontale.

Les principes d'étude suivants sont recommandés :

- pour tout barrage relevant du niveau d'études  $\beta$  dont les matériaux sont insensibles à la génération de pression interstitielle en cours de séisme, aussi bien dans le remblai que dans la fondation, et dont le facteur de sécurité pseudo-statique est supérieur à la valeur limite (cf. § 7.4.6), la stabilité est vérifiée ;
- pour tout barrage relevant du niveau d'études  $\beta$  ou  $\gamma$  dont un matériau constitutif du remblai ou de la fondation est sensible à la génération de pression interstitielle en cours de séisme, il convient de prendre en compte une résistance diminuée, pour vérifier la stabilité ;
- si les matériaux constitutifs du remblai et de la fondation ont entre eux un fort contraste de rigidité, faisant craindre un fluage ou un coefficient  $\mu$  élevé en fin de construction (cf. définition de  $\mu$  au § 6.2.3.5.b), il convient de prendre en compte la résistance résiduelle dans l'approche pseudo-statique (cas des ouvrages neufs ou de confortements d'ouvrages existants) ;
- pour tout barrage relevant du niveau d'études  $\beta$  ou  $\gamma$  dont le facteur de sécurité pseudo-statique est inférieur à la valeur limite (cf. § 7.4.6), il convient d'engager une étude des déplacements irréversibles avec des méthodes dynamiques simplifiées.

#### **7.4.5.4. Analyse dynamique simplifiée des déplacements irréversibles**

Il est prudent d'évaluer les déplacements irréversibles par plusieurs méthodes, afin d'avoir un encadrement de la réalité :

- si le déplacement irréversible calculé est supérieur à la valeur limite (cf. § 7.4.6), la tenue aux séismes est jugée insuffisante, et il convient alors, soit d'engager une analyse couplée ou semi-couplée des déplacements irréversibles, soit d'étudier et de mettre en œuvre les parades nécessaires ;
- si le déplacement irréversible calculé est inférieur à la valeur limite (cf. § 7.4.6), avec une résistance éventuellement diminuée, la tenue aux séismes est jugée suffisante, l'étude graduée peut s'arrêter à ce stade.

#### **7.4.5.5. Analyse de stabilité post sismique**

Deux cas de figures peuvent se présenter :

- si le facteur de sécurité calculé en prenant en compte la résistance résiduelle des matériaux est supérieur à la valeur limite (cf. § 7.4.6), la stabilité au glissement est assurée et l'étude de stabilité peut s'arrêter à ce stade ;
- si le facteur de sécurité est inférieur à la valeur limite (cf. § 7.4.6), la tenue aux séismes est jugée insuffisante, et il convient alors, soit d'engager une analyse couplée ou semi-couplée des déplacements irréversibles, soit d'étudier et de mettre en œuvre les parades nécessaires.

#### **7.4.5.6. Analyse couplée ou semi-couplée des déplacements irréversibles**

L'analyse est basée sur une loi de comportement dont les paramètres sont caractérisés par des essais de laboratoire en plus des essais in situ. La pertinence des résultats des deux types d'essai est d'abord vérifiée. Pour les enrochements, la loi de comportement est déduite des résultats de la littérature et calée à partir des paramètres d'identification (porosité, résistance en compression simple, résistance à la rupture des agrégats, altération dans le temps). La modélisation porte sur la section la plus faible.

- si les valeurs limites des critères de taux de génération de pressions interstitielles, de déformation et de déplacement sont dépassés (cf. § 7.4.6), il convient d'étudier et de mettre en œuvre les parades nécessaires ;
- si ces valeurs limites ne sont pas dépassées, le comportement sismique du barrage est jugé acceptable.

### **7.4.6. Critères de performance**

#### **7.4.6.1. Valeurs seuils**

Les critères d'évaluation de la sécurité sont, suivant la méthode d'analyse retenue :

- le facteur de sécurité vis à vis de la liquéfaction, supérieur ou égal à 1 ;
- le facteur de sécurité de l'approche pseudo-statique, supérieur ou égal à 1 ;
- le facteur de sécurité post-sismique, supérieur ou égal à 1 ;
- le maximum de la déformation déviatoire dans le barrage (deuxième invariant du tenseur des déformations déviatoriques) dépassant la déformation déviatoire du pic de rupture obtenu lors des essais de laboratoire ;
- le maximum de la concentration de déformation déviatoire le long d'une ligne potentielle de glissement traversant le remblai ou son étanchéité de l'amont vers l'aval, matérialisant la trace d'une ligne de glissement en formation ;
- le maximum des déplacements affectant le remblai (en général en crête ou en pied) ;
- le taux d'augmentation des pressions interstitielles : deux définitions existent : le rapport de la pression interstitielle sur la contrainte totale verticale initiale ( $u/\sigma_{v0}$ ) ou le rapport de l'augmentation de pression interstitielle sur la contrainte effective verticale initiale ( $du/\sigma'_{v0}$ ).

Les coefficients partiels et les critères de performance, cohérents avec ceux proposés pour les autres types de barrage, sont présentés dans les tableaux suivants :

Approche	Coefficients partiels	Notation	Valeurs limites
Approche simplifiée de la liquéfaction	Coefficient de modèle	$\gamma_{d1}$	1,25
Méthode pseudo-statique	Cohésion effective	$\gamma_m c'$	1,0
	Angle de frottement effectif	$\gamma_m \tan \phi'$	1,0
	Coefficient de modèle	$\gamma_{d1}$	1,1
Stabilité post-sismique	$S_u$ résistance résiduelle constante	$\gamma_m S_{ul}$	1,4
	$\tau_r / \sigma'_{v0}$ : taux de contrainte résiduel	$\gamma_m t / \sigma_v$	1,2

Tableau 7-24 - Valeurs des coefficients partiels

Remarque : concernant l'approche simplifiée de la liquéfaction, les termes "facteurs de sécurité" et "coefficients partiels" sont difficiles à définir. Dans la pratique, on cherche à conserver un facteur de 1,25 par rapport aux courbes expérimentales de liquéfaction.

Approche	Critère	Seuil à retenir
Méthode simplifiée en déplacements	Déplacement irréversible max sur une surface de glissement amont-aval	Minimum de ( $\leq$ ) : - 3% de la hauteur - 1/3 de la largeur du filtre
	Tassement maximal (cisaillement et compressibilité)	Minimum de ( $\leq$ ) : - 3% de la hauteur - 1/3 de la revanche - 1 m
Calcul d'augmentation du taux de pression	$du / \sigma'_{v0}$ $u / \sigma_{v0}$	Maximum du critère $du / \sigma'_{v0}$ : inférieur à 80% Maximum du critère $u / \sigma_{v0}$ : inférieur à 90% Moyenne sur le remblai (de l'un et de l'autre) : < 50%
	Rupture locale	Déformation < déformation du pic de résistance
Analyse couplée ou semi-couplée	Identification d'une ligne de rupture amont-aval	Déformation déviatoire sur la ligne de rupture inférieure à : 5% lorsque le calcul se fait en grands déplacements (à l'aide de logiciels d'écriture lagrangienne) 2% lorsque le calcul se fait en petits déplacements
	Déplacement irréversible max sur une surface de glissement amont-aval	Minimum de ( $\leq$ ) : - 3% de la hauteur - 1/3 de la largeur du filtre
	Tassement maximal (cisaillement et compressibilité)	Minimum de ( $\leq$ ) : - 3% de la hauteur - 1/3 de la revanche - 1 m

Tableau 7-25 - Valeurs des seuils critiques des critères de rupture

#### 7.4.6.2. Interprétation et conséquences des résultats

L'étude de l'évaluation de la sécurité n'est pas limitée au calcul de la stabilité sismique. Il convient de vérifier l'absence d'autres états limites ultimes engendrés par les déplacements irréversibles calculés. L'expérience montrant que la rupture est souvent différée, les conséquences des résultats obtenus sur le déclenchement d'un mode de rupture autre que le glissement doivent être évaluées. A partir du recensement de l'ensemble des causes qui peuvent initier d'autres modes de rupture, notamment les ruptures par érosion (voir chapitre 6), il convient de vérifier que les effets du séisme ne déclenchent pas un autre mécanisme de rupture et de juger de leur vraisemblance (Fry et al., 2003). Cette étude réactualise l'étude fonctionnelle.

### 7.5. Digues

#### 7.5.1. Digues de canaux ou d'aménagements hydroélectriques

Ces ouvrages sont soumis à une charge hydraulique en situation quasi-permanente et sont considérés comme des barrages au titre de la réglementation. Il y a donc lieu d'appliquer les spécifications précédentes concernant les barrages.

#### 7.5.2. Digues de protection contre les submersions (fluviales, maritimes, estuariennes)

Ces ouvrages, de nature assez similaire aux barrages en remblai, justifient, par contre, des spécifications particulières car, en situation quasi-permanente, ils sont soumis à un niveau faible, voire nul, de charge hydraulique. La concomitance entre séisme et crue présente donc une probabilité très faible que l'on propose de prendre en compte par réduction de la sollicitation sismique de calcul.

##### 7.5.2.1. Sollicitations sismiques

La vérification de la sécurité structurale des digues de classes A à C est effectuée selon les méthodes exposées au § 7.4, mais avec une sollicitation sismique correspondant au tableau suivant :

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	sans objet	0,2	0,3	0,4
2	sans objet	0,4	0,5	0,7
3	sans objet	0,7	0,8	1,1
4	sans objet	0,9	1,2	1,6
5	sans objet	1,8	2,2	3,0

Tableau 7-26 - Accélération horizontales pour le SES (en  $m/s^2$ ) - digues

Nota : ces valeurs correspondent à une période de retour de 475 ans pour les digues de classe A, 200 ans pour les digues de classe B, et 100 ans pour les digues de classe C.

##### 7.5.2.2. Vérification du risque potentiel de liquéfaction

La vérification de la sécurité structurale des digues concerne en priorité la liquéfaction, sachant que ces ouvrages sont établis sur des fondations alluviales souvent sableuses et où la nappe phréatique maintient le plus souvent des conditions de saturation des matériaux.



De ce point de vue, une attention particulière doit être portée aux systèmes d'endiguement où la rivière est "perchée" au-dessus de la plaine.

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	non imposé	non imposé	non imposé	non imposé
2	non imposé	non imposé	non imposé	OUI
3	non imposé	non imposé	OUI	OUI
4	non imposé	OUI	OUI	OUI
5	OUI	OUI	OUI	OUI

Tableau 7-27 - Exigence de vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction - digues

Il importe de signaler que cette exigence réglementaire de vérification est un minima qui ne dédouane pas les maîtres d'ouvrage de leur responsabilité d'assumer les risques économiques d'une rupture par liquéfaction. Si le risque économique n'est pas tolérable pour le maître d'ouvrage, il lui incombe alors de le réduire.

### 7.5.2.3. Niveaux d'études recommandés

Les recommandations en matière d'études graduées sont les suivantes :

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$
2	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$
3	$\alpha$	$\alpha$	$\alpha$	$\beta$
4	$\alpha$	$\alpha$	$\beta$	$\beta$
5	$\alpha$	$\beta$	$\beta$	$\beta$

Tableau 7-28 - Recommandations pour les études graduées - digues

$\alpha$  : vérification de la conformité aux règles du génie civil

$\beta$  : vérification de la stabilité par méthode pseudo-statique

### 7.5.2.4. Inspections post-sismiques

Après la survenance d'un séisme ayant dépassé un certain seuil (cf. § 9.1), on doit d'abord effectuer une visite d'inspection puis, si nécessaire, une visite technique approfondie :

- pour toutes les digues situées en zones de sismicité 3, 4 et 5, quelle que soit leur classe ;
- pour les digues de classes A à C en zone de sismicité 2 ;
- pour les digues de classes A et B en zone de sismicité 1.

## 7.6. Ouvrages annexes

L'analyse de la sécurité sismique d'un aménagement n'est pas limitée au barrage ; on doit vérifier également que le comportement des berges de la retenue et des ouvrages annexes permet de respecter les exigences énoncées plus haut pour les ouvrages eux-mêmes. Les défaillances possibles de ces éléments sont les suivants :

- glissement de terrain ou écoulement rocheux dans la retenue, conduisant à un déversement sur le barrage ;
- écoulement rocheux endommageant des organes importants pour la sécurité ;
- défaillances de vannes d'évacuateur ou de vidange de fond (rupture ou dysfonctionnement) ;
- défaillance d'un organe d'exploitation de l'ouvrage : prise d'eau, conduite forcée, etc.

Les sollicitations sismiques à prendre en compte pour ces ouvrages dépendent de leur impact sur la sécurité, évalué selon une analyse de risques.

Ainsi, lorsque la détérioration d'un ouvrage annexe peut conduire à la rupture du barrage principal ou à des lâchures d'eau inadmissibles à l'aval (exemples : chute d'une tour de prise d'eau ou d'évacuateur sur un remblai, ruine d'une tour incorporée au remblai entraînant une érosion de celui-ci, rupture d'une vanne de vidange de grande capacité conduisant à une vidange rapide d'un remblai sensible, ...), il convient de vérifier cette structure annexe avec le même séisme SES pris en compte pour le barrage principal.

Dans les autres cas, un séisme de dimensionnement inférieur peut être pris en compte, par exemple le SBE. Il s'agit par exemple d'ouvrages annexes dont la détérioration n'a pas d'impact direct sur le barrage principal, d'organes d'évacuation des crues dont la fonction est altérée par le séisme, mais sans effet immédiat sur le barrage compte tenu de la très faible probabilité d'occurrence d'un séisme et d'une crue majeure, d'organes de vidange dont la détérioration altère la capacité de vidange de la retenue. Encore faut-il s'assurer que le délai de remise en état est compatible avec le risque de survenue d'une crue majeure pendant le temps d'indisponibilité, et que le débit nominal peut transiter par l'évacuateur de crues si besoin, en cas de défaillance prolongée des ouvrages industriels (usine hydroélectrique ou usine de traitement et de distribution d'eau).

Ainsi, pour les évacuateurs et vidanges de fond, il faut examiner les conséquences d'un dysfonctionnement post-séisme (y compris sur le plan de l'alimentation en énergie) et décrire les parades adoptées. Selon le type de barrage et la cinétique de remplissage de la retenue, on peut envisager des interventions d'urgence pour forcer l'ouverture de ces organes.

L'aléa sismique, pour les vannes de surface, peut être choisi en considérant que la vanne est un barrage de la catégorie correspondant à sa hauteur. Pour les vidanges de fond et les autres organes importants pour la sécurité, le même type de raisonnement peut être conduit pour déterminer l'aléa à prendre en compte. Ce critère pourrait également s'appliquer aux conduites forcées. On doit cependant considérer que les accélérations en crête d'ouvrage peuvent avoir été notablement augmentées par la réponse même de l'ouvrage et dimensionner les équipements nécessaires à la sécurité de l'ouvrage à partir des résultats donnés par les calculs des barrages tels que décrits ci-dessus dans le même paragraphe.

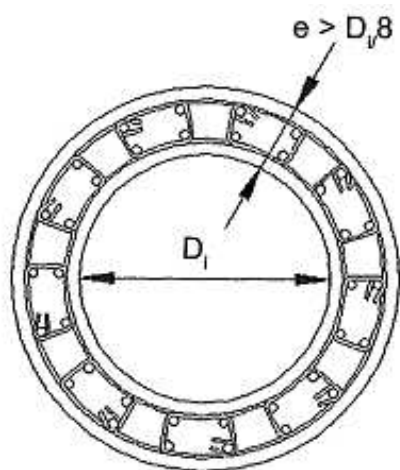
Les évacuateurs de crue, lorsqu'ils sont conçus pour transiter des débits importants, comprennent de larges radiers et des bajoyers de hauteur significative ; leur conception au regard du risque sismique implique des précautions particulières relatives :

- à l'implantation de l'ouvrage au regard des tassements des fondations en cas de séismes;
- aux joints qui, de par leur forme et leur disposition, ne doivent pas compromettre la capacité de débitance en période de fort débit ;
- aux sollicitations sur les murs de soutènement qui peuvent prendre des valeurs élevées du fait de l'action cumulée des terres et de l'eau en cours du séisme.

Pour les autres ouvrages de production, dès lors qu'une défaillance n'a pas de conséquences pour la sécurité, le choix de la protection vis à vis des séismes est purement économique, et revient à l'exploitant.

Les pressions hydrodynamiques dans les conduites forcées ne posent en général pas de problèmes car les circuits hydrauliques sont protégés par des cheminées d'équilibre ou autres ouvertures permettant d'amortir les surpressions. Lorsque ce n'est pas le cas, une évaluation de ces surpressions est alors souhaitable.

Pour les tours de prise d'eau, l'analyse modale est bien adaptée à l'évaluation des efforts pendant le séisme. Dans les cas simples, un modèle unidimensionnel de poutres et masses concentrées peut être suffisant. Dans les cas plus complexes, une modélisation tridimensionnelle par éléments finis doit être réalisée. L'effet hydrodynamique de la retenue et le cas échéant de l'eau contenue dans la tour est pris en compte par la méthode des masses ajoutées. La stabilité de la tour doit être vérifiée barrage plein et barrage vide et le séisme vertical est à prendre en compte.



Les tours de prise d'eau sont des ouvrages en béton armé ; l'Eurocode 8 précise les règles de conception et de dimensionnement du ferrailage des structures de grandes hauteurs permettant de conférer une ductilité élevée à l'ouvrage :

- cerces positionnées en nappe externe de façon à éviter le flambement des aciers verticaux pendant le séisme ;
- renforcement des cadres pour améliorer la résistance au cisaillement.

Figure 7-4 – Principe de ferrailage

Pour les vannes d'isolement qui sont associées aux barrages, ainsi que pour les conduites forcées, on doit vérifier que ces organes ne sont pas susceptibles d'être endommagés par une des différentes causes induites par un séisme et indiquées ci-dessous, outre les suppressions hydrodynamiques déjà indiquées ci-dessus :

- déplacements relatifs le long de failles actives ;
- mouvement des supports dus aux glissements de terrain provoqués par les secousses sismiques ;
- chutes de rochers en provenance de falaises situées au-dessus des vannes ou de la conduite en question ;
- efforts dynamiques liés aux mouvements des supports et déformations imposées aux points d'ancrage de la conduite ;
- risques de liquéfaction des sols de fondation dans lesquels ces conduites pourraient être enterrées.

Sur un plan général, le lecteur est vivement invité à se reporter au bulletin N°123 de la CIGB, qui donne des indications précises sur les principes généraux de sécurité, sur les bonnes règles de dimensionnement au séisme, sur quelques méthodes de calcul, et ceci pour les principaux ouvrages annexes rencontrés : évacuateurs de crues (bajoyers, coursiers, matériels) - conduits, galeries et vannes - tours de prise.

Outre les spécifications de ce bulletin, il faut rappeler que le calcul de ces ouvrages annexes relève des méthodes classiques de calcul dynamique des structures, généralement encadrées par les règlements nationaux ou internationaux (Eurocodes).

## **8. La conception parasismique des barrages**

---

### **Introduction**

L'objet de ce chapitre est d'énoncer les bonnes pratiques en matière de conception parasismique des barrages. Ces règles de l'art ont été progressivement élaborées par la communauté des barragistes au cours des dernières décennies. Elles sont fondées de façon principale sur le retour d'expérience des barrages ayant subi de forts séismes. Le comité technique compétent de la CIGB, à travers plusieurs bulletins, a joué un rôle majeur dans la synthèse des connaissances du comportement sismique des barrages (cf. § 3-introduction, et annexe 5).

Les bulletins récents traitant spécifiquement de la conception parasismique sont les bulletins 120 "Aspects de la conception parasismique des barrages" (2001) et 123 "Conception et évaluation sismiques des ouvrages annexes des barrages" (2002).

### **8.1. Prise en compte de la topographie et de la géologie du site**

Lorsqu'un barrage doit être construit dans une zone de sismicité élevée, une attention particulière doit être portée aux conditions topographiques et géologiques du site. Ces effets de site sont décrits de manière détaillée dans le chapitre 5, ainsi que leur estimation en vue de la vérification du dimensionnement des ouvrages.

Quant au phénomène de liquéfaction des matériaux meubles de la fondation, il est également décrit dans le chapitre 5, et les méthodes d'estimation du potentiel de liquéfaction sont exposées dans le chapitre 6.

Ces phénomènes locaux peuvent conditionner le choix du type de barrage, et les traitements ou travaux spécifiques de consolidation de la fondation.

Une attention particulière doit être portée aux changements brusques des conditions géologiques, tels que des formations différentes sur les deux versants d'une gorge. Au cours des secousses sismiques, l'interaction barrage-fondation peut affecter défavorablement le réseau de diaclases d'une fondation rocheuse et modifier le comportement hydraulique et/ou mécanique de la fondation.

Parfois, c'est la stabilité propre de l'appui rocheux qu'il convient de vérifier en cas de séisme, le barrage ne contribuant que de façon marginale à l'équilibre du massif (cf. § 6.1.4.4.)

La géologie structurale est de première importance. Il convient d'obtenir une description aussi fiable que possible du réseau de failles affectant le site. La présence d'une faille potentiellement active sur le site du barrage ou du réservoir doit conduire à l'abandon du site (cf. § 1.1.).

## 8.2. Choix du type de barrage

Le niveau de l'aléa sismique sur un site de barrage est un élément du choix du parti.

### 8.2.1. Barrage en béton

En site rocheux, le barrage-voûte est reconnu comme une solution très sûre du point de vue parasismique comme le montrent notamment les exemples de Pacoima et de Shapai (cf. § 3.2.).

Les performances des barrages-poids soumis à de forts séismes sont également satisfaisantes et il n'y a pas d'exemple de destruction d'un barrage poids en béton pendant un séisme (cf. § 3.2.). Les exemples des barrages de Koyna et Sefi-Rud, affectés par une importante fissuration longitudinale du parement aval près de la crête, montrent l'importance des modifications d'inertie trop brutales dans le dessin du profil en travers.

Dans les zones fortement sismiques, il est recommandé d'adopter des profils avec un fruit amont qui améliore le comportement sismique (meilleure répartition des contraintes statiques, limitation des surpressions hydrodynamiques). Un adoucissement du fruit du parement amont jusqu'à  $0.3H/1V$  est judicieux (et parfois aussi le parement aval, sans aller au-delà de  $1H/1V$ ). Les barrages-poids japonais présentent fréquemment un adoucissement du parement amont en partie basse du profil. Le profil symétrique proposé en 1992 par Londe, présentant des fruits amont et aval voisins de  $0,7H/1V$ , est aussi réputé avoir un excellent comportement en cas de séisme. Dans certains cas, l'adoption d'une forme en arc du barrage constitue une solution pertinente.

La littérature ne rapporte pas d'exemple de barrage-poids en BCR gravement affecté par un fort séisme. La différence principale entre BCR et barrage poids conventionnel réside dans le comportement de la masse de béton. Dans un barrage en BCR, la résistance à la traction suivant les joints est une fraction de la résistance à la traction du béton conventionnel équivalent du fait de la présence des joints entre levées. Il en résulte une probable fissuration horizontale le long de ces interfaces plus fragiles ainsi que l'ouverture des joints de contraction verticaux et un possible mouvement relatif du bloc ainsi délimité par rapport au reste de la structure. D'après Wieland [General report Q83 CIGB], ce mouvement, dont on peut grossièrement estimer l'amplitude par la méthode de Newmark, tendrait à protéger la partie supérieure du barrage contre la fissuration.

Les barrages-poids à contreforts sont généralement considérés comme sensibles au séisme et particulièrement à sa composante rive à rive qui sollicite les contreforts transversalement. Il en est de même des barrages à voûtes multiples, également sensibles aux sollicitations transverses (cf. barrage de Sefid Rud). Plusieurs barrages à voûtes multiples ont d'ailleurs fait l'objet d'un confortement visant à augmenter leur rigidité transversale, par exemple le barrage de Pannecièrre en France, dans le Morvan, en cours de confortement.

### 8.2.2. Barrages en remblai

Comme détaillé au ch. 3, les barrages en remblai, homogènes ou zonés, même s'ils ont démontré leur capacité à résister sans dommage à de très fortes sollicitations sismiques, ont de façon générale un retour d'expérience moins favorable et il y a un nombre significatif de petits barrages en remblais qui se sont rompus partiellement ou totalement pendant un séisme. Il est admis que les barrages en matériau argileux compactés, fondés sur le rocher ou sur des argiles compactes, peuvent résister à de très fortes secousses sismiques, sans dommages autres que des fissurations longitudinales et transversales en crête et des tassements modérés. Par contre, les remblais anciens constitués de matériaux sableux ou

silteux insuffisamment compactés, ou des barrages de stériles, constituent presque tous les cas connus de rupture, dont la cause principale est la liquéfaction de ces matériaux.

Les barrages en enrochements à masque amont en béton armé (CFRD) ou en béton bitumineux sont généralement considérés comme des ouvrages intrinsèquement stables sous charges sismiques extrêmes (bulletin 120 de la CIGB). La conception du remblai permet en effet d'assurer la stabilité du barrage même en cas de fuites sévères résultant de la fissuration du masque. Cette réputation a été en particulier fondée sur l'excellent comportement du barrage de Cogoti au Chili (cf. § 3.2).

Martin Wieland dans le rapport Général de la Question 83 de la CIGB avait remis en cause ce jugement en soulignant que le masque amont rigide pouvait concentrer les contraintes sismiques et se rompre. Une confirmation partielle de ce jugement a été donnée par le comportement du barrage de Zipingpu en Chine qui a souffert d'une fissuration sévère du masque lors du séisme de mai 2008 (cf. § 3.2). Néanmoins son faible remplissage au moment du séisme ne permet pas d'apprécier quel aurait été son comportement si le réservoir avait été plein au moment du séisme.

### 8.3. Recommandations concernant les fondations

Des traitements spécifiques des fondations peuvent être nécessaires : approfondissement des fouilles, injections de consolidation plus importantes ou drainages complémentaires, renforcement de la fondation par exemple par la construction de barrettes en béton armé dans des galeries venant "armer" l'appui du barrage.

Le traitement des fondations potentiellement liquéfiables comprend les techniques suivantes : substitution par des matériaux de bonne compacité, préchargement pour augmenter les contraintes effectives dans le matériau, compactage dynamique, ou réalisation de colonnes ballastées de façon à augmenter la compacité du remplissage. Il est parfois recherché également un drainage dans la masse de façon à limiter les montées de pressions interstitielles pendant le séisme.

Certaines de ces techniques sont sommairement décrites ci-dessous. Elles visent :

- soit à densifier les fondations sableuses (vibro - compactage, compactage dynamique) car plus un sable est dense, moins il risque de se liquéfier ;
- soit à améliorer ses propriétés mécaniques (jet-grouting, colonnes ballastées) ;
- soit à favoriser le drainage.

#### 8.3.1. Vibro-compactation et colonnes ballastées

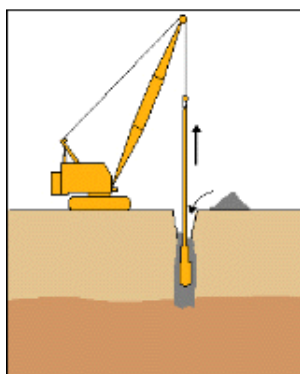


Figure 8-1 – Colonnes ballastées

Une sonde vibrante est introduite dans le sol par lancement ou vibration. La vibration crée une densification du sol en forçant la structure du sol à se réarranger. Un apport de matériau granulaire (ballast) peut être introduit par la sonde et créer aussi un renforcement des sols. La maille est de l'ordre de 2 à 3 m. Les colonnes ballastées peuvent aussi être réalisées par des techniques de pieux battus (procédé Franki). Ces techniques présentent simultanément les avantages suivants : densification du sol, renforcement, création de drainages préférentiels.

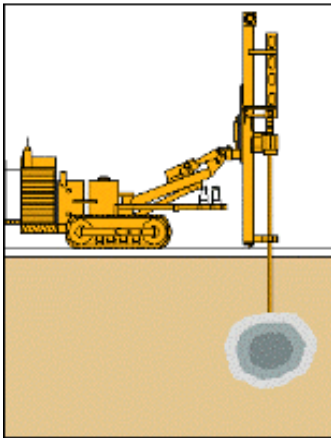
### 8.3.2. Compactage dynamique



Figure 8-2 – Compactage dynamique

Le compactage dynamique fait chuter une masse de quelques tonnes accrochée à une flèche de grue. Le choc créé par l'impact induit en profondeur des variations de volume importantes et permet ainsi de densifier le sol en profondeur. La pression interstitielle s'évacue vers la surface. Un remblai additionnel en surface permet alors des fondations superficielles. La maille entre les impacts est de quelques mètres et la masse tombante dépend de la profondeur que l'on souhaite traiter ; elle est couramment de 6 à 15 tonnes. Plusieurs passes successives permettent de traiter le sol en profondeur, tandis qu'une deuxième série améliore les couches supérieures, avant qu'une couche de forme soit créée par compactage classique.

### 8.3.3. Jet-grouting



Le jet-grouting peut être utilisé pour améliorer des sables en profondeur : un mélange sable + ciment + eau est injecté en profondeur par une tête rotative. Le jet ainsi créé pénètre dans le sol et forme en se mélangeant au sol en place une colonne dont le diamètre peut atteindre 1,5 m. Cette technique est très utilisée en reprise en sous-œuvre de fondations.

Figure 8-3 – jet grouting

### 8.3.4. Drainage

Améliorer le drainage des couches liquéfiables diminue le risque de liquéfaction. La mise en place de drains de sables ou de drains préfabriqués utilisés pour la construction de remblais est insuffisamment efficace pour la prévention de la liquéfaction et on préfère avoir recours aux colonnes ballastées.

## 8.4. Recommandations concernant les barrages en remblai

### 8.4.1. Choix du matériau d'étanchéité

Les matériaux granulaires susceptibles de développer des pressions interstitielles lors des sollicitations sismiques doivent être écartés dans les zones du barrage situées au-dessous de la ligne de saturation, particulièrement dans la recharge amont pour un barrage à noyau afin de se prémunir contre la liquéfaction ou perte de résistance sous sollicitations cycliques.

Les remblais doivent être énergiquement compactés pour prévenir une perte de résistance ou des tassements excessifs sous sollicitations cycliques. Il faut compacter les matériaux pulvérulents à plus de 75% de densité relative et les matériaux cohérents à plus 97% de l'optimum Proctor normal.

Les matériaux susceptibles de se fissurer sous l'effet des déformations de cisaillement dues aux tassements différentiels doivent être écartés pour la construction du noyau ; on leur préférera des matériaux plastiques en particulier dans les zones susceptibles de développer des tractions. On veillera à limiter le risque de fissuration du noyau en adoptant un compactage du côté humide de l'optimum Proctor de façon à ce que le comportement mécanique du matériau soit plastique : faible module de déformation et faible résistance au cisaillement, afin que les fissures ne puissent pas rester ouvertes (comportement auto-cicatrisant).

#### **8.4.2. Géométrie des fondations**

La pente transversale de la fondation au droit de la zone du noyau doit être horizontale ou légèrement en pente vers l'amont, dans les 30 m supérieurs des barrages de grande hauteur, afin d'assurer des contacts étanches après séisme.

Le profil rive à rive doit être régulier de façon à limiter les tassements différentiels qui génèrent des contraintes de cisaillement, susceptibles de fissurer le noyau. Les marches localisées sont proscrites.

#### **8.4.3. Filtres et drains**

Tous les barrages en remblais, et spécialement les barrages homogènes, doivent avoir des zones drainantes internes de forte capacité de façon à garantir la non-saturation de la recharge aval en cas de fissuration sévère de l'organe d'étanchéité.

Des filtres doivent être prévus sur les fondations rocheuses fracturées afin de prévenir la pénétration des matériaux dans la fondation, résultant de l'érosion interne si des fissures sont ouvertes sous l'action du séisme.

Des zones filtrantes et drainantes renforcées doivent être adoptées pour assurer une continuité en cas de cisaillement de ces zones pendant le séisme. Les règles de filtre les plus strictes doivent être adoptées pour le filtre à l'aval du noyau, qui est l'élément majeur de la sécurité du barrage en cas de fissuration du noyau pendant le séisme. La largeur des filtres verticaux est supérieure à 3% de la hauteur du barrage et peut atteindre 2 à 3 m pour les grands barrages en remblai de façon à limiter le risque de cisaillement complet du filtre.

On dispose généralement à l'amont du noyau un filtre fin non cohésif dont le rôle est de colmater les fissures s'ouvrant dans le noyau pendant ou après le séisme.



#### 8.4.4. Cas particulier des barrages à masque amont en béton armé (CFRD)



Figure 8-4 – Séisme du Wenchuan - parement amont du barrage de Zipingpu (photo M. Wieland)

La sécurité des barrages à masque amont en béton armé (CFRD) est fortement dépendante de la conception des joints verticaux entre les éléments du masque et le joint périmétral entre le masque et la plinthe de raccordement à la fondation.

Afin d'éviter que le masque se comporte comme un élément rigide vis-à-vis des sollicitations rive à rive, il convient de concevoir des joints verticaux ouverts, ce qui limite les interactions entre éléments adjacents pendant le séisme.

Les waterstops doivent être soigneusement étudiés et une redondance des waterstops pourra être adoptée. La conception du drainage sous masque et l'augmentation progressive de la granulométrie des remblais doit garantir la non-érosion du remblai même en cas de fortes fuites dues à la dégradation du masque.

Le risque de fissuration du masque en statique et sous séisme est évalué par modélisation par éléments finis qui sert de base à la conception et au dimensionnement du masque.

#### 8.4.5. Revanche et largeur de la crête

Le dimensionnement de la revanche doit prendre en compte les tassements prévisibles en cas de séisme et les effets d'une seiche. Les tassements de crête rapportés par la littérature pour des barrages en remblai soumis à un fort séisme sont inférieurs à 1% de la hauteur du barrage, le plus souvent inférieurs à 0,5% de la hauteur du barrage (par exemple 0,735 m au barrage de Zipingpu de 156 m de hauteur, soit 0,47%). Un tassement cumulé voisin de 1% a été mesuré au barrage en enrochements et alluvions à noyau central de la Villita au Mexique suite à quatre séismes violents successifs, mais ce barrage est fondé sur une fondation alluviale de 76 m de hauteur. De ces statistiques, on peut retenir que la revanche doit être majorée de 2 à 3% de la hauteur du barrage en zone sismique.



Figure 8-5 – Séisme de Wenchuan (photo M. Wieland)

De même, une largeur en crête accrue doit être prise en compte pour tenir compte du risque d'érosion à travers les fissures transversales générées par le séisme. De façon générale, la crête du barrage doit faire l'objet d'une grande attention dans une conception parasismique.

## **8.5. Recommandations concernant les barrages en béton**

### **8.5.1. Barrages-voûtes**

La conception générale d'une voûte en zone sismique n'est pas différente de celle d'une voûte classique. Elle doit être dimensionnée en tenant compte des forces d'inertie et de l'effet de couplage avec la retenue (cf. § 7.3.6.).

On évitera les voûtes en vallées larges dont le comportement sismique peut être problématique. On évitera également les structures associées à la voûte qui pourraient avoir des fréquences de résonance très différentes de celles de la voûte, par exemple une usine de pied, un pont, ou de grands porte-à-faux soit au couronnement soit dans un évacuateur de crue posé sur la voûte.

Plusieurs détails de conception contribuent au comportement satisfaisant constaté sur les barrages-voûtes :

- géométrie régulière et sans saillies, symétrie souhaitable ;
- amélioration de la résistance dynamique et consolidation de la fondation rocheuse par excavation des roches tendres ou altérées, traitement des zones de cisaillement et des cavités par bétonnage et au moyen d'injections ;
- régularisation de la fondation et éventuellement mise en place d'une plinthe pour favoriser une répartition continue des compressions transmises à la fondation ;
- aménagement des joints de contraction avec des boîtes de cisaillement de forte capacité ;
- clavage soigné de la voûte pour assurer son monolithisme même sous fortes sollicitations,
- traitement soigné des reprises de bétonnage afin de garantir une résistance à la traction ;
- réduction de la masse dans les parties supérieures du barrage, soumises aux plus fortes accélérations ;
- mise en place d'une ceinture sismique en béton armé en partie haute du barrage. Cette disposition a été réalisée avec succès au barrage de Rapel au Chili (cf. §3.2).

### **8.5.2. Barrages-poids**

Les règles de conception suivantes qui favorisent le bon comportement sismique de l'ouvrage doivent être retenues :

- limiter les variations brutales d'inertie dans la coupe type du barrage ;
- éviter les angles vifs rentrants, qui favorisent l'initialisation de la fissuration, comme cela a été observé aux barrages de Koyna en Inde et de Sefid Rud en Iran ;
- prévoir une largeur en crête suffisante ;
- si le barrage comporte un parapet lourd en crête, vérifier sa stabilité sous les fortes accélérations pendant le séisme ;
- prévoir un fruit sur le parement amont, en partie basse ou sur toute la hauteur ;
- limiter le risque de fissuration thermique par contrôle des températures pendant la construction ;
- mettre en place un drainage de grande capacité permettant de faire face à une fissuration sévère sans augmentation significative des sous-pressions ;

- assurer un traitement soigné des reprises de bétonnage afin de garantir une résistance à la traction ;
- utiliser des boîtes de cisaillement et, le cas échéant, procéder au clavage des plots pour les barrages-poids traditionnels.

Dans le cas des **barrages à contreforts et des barrages à voûtes multiples** sensibles à la composante rive à rive du séisme, il convient de vérifier que les fréquences propres de vibration transversale des contreforts ne correspondent pas à une zone de forte amplification du spectre de réponse. Si c'est le cas, des dispositifs de contreventement peuvent s'avérer nécessaires. Une modélisation par éléments finis bidimensionnelle de rive à rive voire tridimensionnelle permet d'appréhender ces comportements et de dimensionner les éléments de contreventement.

## **8.6. Recommandations concernant les barrages mixtes**

### ***8.6.1.1. Cas des ouvrages composites dans la direction rive droite / rive gauche***

Nous faisons référence principalement aux ouvrages associant à la fois un barrage-poids rigide et un remblai en terre. La partie poids supporte bien souvent l'évacuateur de crues en partie centrale ou sur une rive. Les remblais en terre assurent la fermeture de l'ouvrage sur la ou les rives. Les périodes fondamentales de vibration des deux structures peuvent être très différentes et générer des déplacements différentiels importants à l'interface.

Du fait des comportements différentiels prévisibles entre les deux types de structure, le risque principal est la création d'une ouverture entre le bloc rigide en béton ou en maçonnerie, et le remblai plus souple. Afin de contrôler les débits et le risque d'érosion interne, on veillera à mettre en place au contact entre le remblai et la partie rigide les dispositifs suivants :

- un contact étanche entre les remblais et l'ouvrage rigide en béton permettant d'allonger les circulations d'eau et abaisser les gradients ;
- un filtre à l'amont du noyau du remblai favorisant l'auto-colmatage en cas d'ouverture du contact entre remblai et béton ;
- un filtre de grande dimension à l'aval du noyau du remblai offrant un large contact avec la partie béton afin de maintenir un contact avec l'ouvrage en béton et contrôler le phénomène d'érosion interne ;
- un drain-cheminée à l'aval du filtre, de grande capacité, afin de récolter les débits d'eau avec une sortie spécifique vers l'aval en dehors du réseau de drainage de l'ouvrage.

Par ailleurs un dispositif d'auscultation spécifique peut être recommandé à l'interface entre les deux types de structures.

### ***8.6.1.2. Cas des ouvrages composites dans la direction amont-aval***

De nombreux ouvrages rigides – principalement en maçonnerie – ont été confortés par la construction d'une recharge aval en terre ou en enrochement s'appuyant sur l'ancien parement aval du barrage rigide, formant ainsi un ouvrage composite. Les barrages composites dans la direction amont-aval, par exemple les barrages en BCR avec recharge amont en terre ou bien les barrages-poids en maçonnerie confortés par une recharge aval en remblais doivent faire l'objet d'une attention particulière pour bien prendre en compte le comportement de l'ouvrage pendant le séisme.

L'analyse du comportement de ces ouvrages sous charge sismique n'est pas aisée car il est difficile d'estimer le comportement différentiel dynamique des deux structures pendant le séisme, en particulier la valeur de la poussée de la recharge sur l'ouvrage rigide. Un calcul bidimensionnel aux éléments finis paraît indispensable.

Le risque principal est une fissuration de l'ouvrage rigide pouvant amener des fuites d'eau incontrôlées qui déstabiliseraient la recharge aval. Ainsi, il est recommandé de prévoir au contact entre l'ouvrage rigide et le remblai la construction d'un drain de grande capacité avec une sortie directe vers l'aval.

Ce drain doit être complété par une zone de transition en sable d'une largeur minimale de 2m. Ces éléments, de par leur caractère non cohésif, contribuent au maintien d'une bonne liaison entre les structures poids et remblai. Les conditions de filtre doivent être respectées dans tous les cas entre les divers types de matériaux en contact.

Pour les remblais en enrochement drainant, la réalisation d'un drain n'est pas nécessaire.

## **8.7. Ouvrages annexes**

Les ouvrages d'évacuation des crues et de vidange de fond constituent des organes de sécurité du barrage. Ils ne doivent pas mettre en danger le barrage lors de l'occurrence d'un fort séisme. Il convient pour chaque ouvrage annexe d'examiner s'il s'agit d'un ouvrage critique dont la défaillance pendant le séisme peut entraîner la rupture du barrage.

### **8.7.1. Evacuateur de crue**

On ne fait généralement pas l'hypothèse d'une concomitance de la crue de projet et d'un séisme de projet. Toutefois, si lors d'un séisme l'évacuateur de crue est endommagé, le barrage peut être mis en danger si l'ouvrage n'est plus capable d'évacuer les crues dans des délais compatibles avec l'hydrologie, la capacité de la retenue, et les délais de remise en service. La conception parasismique de l'évacuateur de crue vise donc à garantir, soit que l'ouvrage reste opérationnel après le séisme, soit qu'il puisse être remis en service dans des délais nécessaires à la sécurité du barrage.

Un évacuateur de crue de surface, situé en crête du barrage ou sur le haut de la rive, est généralement soumis à une amplification du mouvement sismique dont il convient de tenir compte dans la conception de la structure.

Par ailleurs, la construction du seuil et du coursier d'un évacuateur de surface nécessite souvent la réalisation de grandes excavations dans la rive. Il convient de vérifier la stabilité de ces talus en cas de séisme et le cas échéant de les renforcer par l'utilisation de boulons d'ancrages, de béton projeté ou coffré. Une rupture des talus de fouilles pendant le séisme menace directement la capacité de l'évacuateur.

Le séisme de Wenchuan a montré que les évacuateurs de crues peuvent être gravement endommagés par les chutes de blocs. Ils sont en effet souvent localisés dans des zones exposées à ce risque. Ce risque doit être pris en compte au moment de la conception (stabilisation de talus rocheux au-dessus de l'évacuateur de crue, création de risbermes et construction de murs anti-blocs, etc.).



Figure 8-6 - Séisme de Wenchuan – mai 2008 : évacuateur de crue partiellement bloqué par un écroulement rocheux (photo M. Wieland).

Les principes de conception suivants sont recommandés :

- les évacuateurs de crue comportent souvent des murs bajoyers de grande hauteur. Il convient d'assurer leur stabilité sous l'effet des sollicitations sismiques. Pour des hauteurs de bajoyers supérieures à 10 m, on préférera des structures poids à des murs en béton armé à semelle ;
- pour les passes vannées, on privilégie le monolithisme de la structure supportant chaque vanne de façon à limiter les mouvements différentiels entre les bajoyers pouvant provoquer leur coincement pendant le séisme ;
- les plots constituant le coursier sont équipés de boîtes de cisaillement permettant de limiter les mouvements différentiels des bajoyers ;
- les évacuateurs sur remblai sont proscrits en site fortement sismique. En effet, les tassements du remblai pendant le séisme peuvent entraîner des déformations du seuil ou du coursier le rendant non opérationnel ou dangereux ;
- on assure un drainage efficace des remblais latéraux des coursiers de façon à contrôler les fuites pouvant résulter de la fissuration du coursier pendant le séisme ;
- les équipements (vannes et leur système de manœuvre) sur les barrages en béton (poids ou voûte) doivent être vérifiés pour les niveaux sismiques prenant en compte les amplifications sismiques du corps du barrage. Les effets hydrodynamiques doivent être pris en considération pour le dimensionnement des vannes. Les vannes sont conçues avec des jeux latéraux dimensionnés pour éviter le coincement dû aux déformations irréversibles du génie civil lors du séisme ;
- sur les barrages-voûtes en particulier, les pertuis de l'évacuateur de crue constituent des points singuliers qui peuvent pénaliser le fonctionnement de la voûte, en particulier sous sollicitation sismique. Les bords du pertuis doivent être renforcés par des poutres armées de façon à assurer les passages des efforts d'arc et de console. Si une voûte comporte de grands pertuis, ils doivent être intégrés à la modélisation tridimensionnelle par éléments finis. Les fortes accélérations en partie haute de la voûte doivent être prises en compte pour la conception des équipements.



### 8.7.2. Tour de prise d'eau



Figure 8-7 – Millahue – Séisme du Chili – février 2010 (photo N. Noguera)

Les tours de prise d'eau sont des ouvrages de grande hauteur, très élancés et donc sensibles au séisme. Le dimensionnement d'une tour de prise d'eau a pour but d'une part d'assurer sa stabilité d'ensemble au glissement et au renversement et sa résistance interne. Elle vise également à garantir que les vannes restent opérationnelles, en particulier la vidange de fond si celle-ci est située à la base de la tour de prise.

Généralement la rupture de la tour de prise d'eau pendant le séisme ne conduit pas à la rupture du barrage. Il peut toutefois y avoir des cas où la rupture de la tour de prise peut constituer l'événement initiateur d'un mécanisme de ruine du barrage : par exemple si la chute de la tour sur le masque amont du barrage provoque sa rupture et des fuites incontrôlées dans le corps du barrage ou si la rupture de la base de la tour peut générer un risque d'érosion du remblai autour de la galerie d'évacuation dont la tête amont serait détruite par la rupture de la tour de prise.



Figure 8-8 – Tour de prise d'eau inclinée – Rio Grande – Pérou

En zone de sismicité élevée, la tour de prise d'eau verticale peut être remplacée par une tour inclinée s'appuyant sur la rive de la retenue ou sur le corps du barrage. Cette disposition a été retenue au barrage de Rio Grande dans les Andes péruviennes.

### 8.7.3. Galerie hydraulique sous remblai

Dans de nombreux barrages, l'évacuateur de crue ou la vidange de fond restitue les eaux par l'intermédiaire d'une galerie sous remblai, parfois de grande dimension. Le retour d'expérience du comportement des ouvrages souterrains est généralement satisfaisant. En zone sismique, il convient de prendre en compte les risques spécifiques aux ouvrages hydrauliques sous remblai.

Pour les galeries sous remblai, les précautions suivantes doivent être prises :

- proscrire la fondation d'une galerie hydraulique sous remblai sur un remplissage alluvial potentiellement liquéfiable. Si un risque de liquéfaction sous une galerie hydraulique est identifié, les méthodes de renforcement des fondations précédemment décrites peuvent être mises en œuvre (substitution de la fondation, renforcement par vibrocompaction ou colonnes ballastées, compactage dynamique, jet-grouting etc...) ;
- prendre en compte les sollicitations sismiques du remblai sur la galerie pour le dimensionnement structural de la galerie, y compris vis-à-vis du risque d'ouverture des joints sous l'action des ondes P ;
- assurer une bonne connexion entre les plots constitutifs de la galerie par l'usage de boîtes de cisaillement et d'aciers manchonnés traversant les joints ;
- concevoir les waterstops pour résister à des déplacements importants entre plots ; le cas échéant doubler les waterstops ;
- assurer un bon drainage du remblai à l'aval du plan d'étanchéité de façon à pouvoir évacuer un débit de fuite significatif en cas de déformation ou fissuration de la galerie suite à un séisme.

Concernant le génie civil supportant les vannes de fond, il convient de limiter les déformations de façon à garantir que les vannes resteront opérationnelles après le séisme.

## 9. Mesures d'accompagnement

---

### 9.1. L'après-séisme

Aucun texte réglementaire ne définit actuellement la conduite à tenir après un séisme susceptible d'avoir impacté un barrage. Dans la logique lancée par le décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007, et dans le cadre de l'approbation des consignes de surveillance et d'auscultation (pour les barrages de classes A, B et C) par le service de contrôle, les exploitants mettent en place une alerte auprès d'un réseau compétent, et définissent les actions en cas de séisme.

Les dispositions suivantes, validées par le service du contrôle, figurent dans les consignes de surveillance et d'auscultation :

- les coordonnées de l'opérateur d'alerte rapide ;
- le mode de transmission de l'alerte rapide (localisation / magnitude) ;
- l'organisation de réception et de traitement de l'information (calcul, liste d'ouvrages) ;
- le mode de transmission de l'alerte aux surveillants ;
- les coordonnées de l'astreinte des surveillants ;
- le délai d'intervention, les moyens d'intervention ;
- le contenu de l'examen technique de l'ouvrage ;
- les modes de restitution de l'intervention.

Lorsque l'exploitant est en charge de plusieurs barrages, ces éléments peuvent être regroupés au sein d'un document de doctrine.

#### 9.1.1. La détection

Le Commissariat à l'Energie Atomique (CEA) et son Laboratoire de Détection et de Géophysique LDG (actuellement au Département Analyse Surveillance Environnement de la Direction des Applications Militaires, <http://www-dase.cea.fr>), est le pivot de la surveillance et de l'alerte qui relève du service public lié à la sécurité publique, à destination des collectivités territoriales (qu'elles soient exploitantes d'ouvrages, ou soumises au risque aval d'un ouvrage), des exploitants de barrages, et des services chargés du contrôle. L'offre d'alerte est rapide (de 20 minutes à 1 heure après le déclenchement d'un séisme) et physique (transmission par télécopie de la localisation, de la magnitude avec liste optionnelle des ouvrages concernés).

Il appartient aux exploitants de prouver la fiabilité du ou des modes de transmission choisis (RSS, courriels, GSM, SMS), la conjonction de deux modes réduisant la probabilité de défaillance. Il importe que l'opérateur d'alerte s'engage à ce qu'une alerte brute parvienne à l'exploitant dans les délais les plus courts possibles. Actuellement, un délai n'excédant pas 15 mn pour une alerte brute, ou une heure pour une alerte filtrée par du personnel compétent en sismologie, semble raisonnable. Au fil des années, les opérateurs réduisent ces délais d'alerte en raison de l'amélioration des matériels de détection et des algorithmes de calcul. Il appartient donc aux exploitants de vérifier régulièrement que les délais d'alerte qu'ils utilisent contractuellement correspondent bien aux meilleures performances possibles des opérateurs.



De son côté, le site du Centre Sismologique Euro-méditerranéen (CSEM - EMSC <http://www.emsc-csem.org/index.php?page=home>) propose une alerte par courriels ou SMS. Ces modes d'alerte sont en cours de test par divers exploitants.

### **9.1.2. L'exploitation de l'information**

Si l'opérateur de détection voit sa mission limitée à une alerte sismique, il appartient à l'exploitant d'organiser les actions opérationnelles : le calcul des cercles d'influence, l'établissement de la liste des ouvrages concernés, l'alerte des surveillants locaux, les inspections des ouvrages.

#### **a) Seuil inférieur**

La magnitude 4 peut être considérée comme un seuil au-dessus duquel tout séisme fait l'objet d'une information auprès des exploitants. En effet, les observations montrent que les séismes de magnitude inférieure à 4 ont été sans conséquence notable ou auscultable.

Ce seuil pourra être comparé au cas par cas au niveau du séisme retenu pour le SBE (cf. § 7.1).

#### **b) Cercles d'influence**

Pour les séismes dont la magnitude est supérieure au seuil défini ci-dessus, une bonne pratique consiste à tracer deux cercles d'influence autour de l'épicentre, les rayons de ces cercles correspondant à des accélérations de 0,025 g et 0,1 g. L'ouvrage concerné est positionné par rapport à ces cercles, qui gouvernent les actions proportionnées de surveillance et d'auscultation.

Les formules de calcul des cercles d'influence font appel aux relations d'atténuation, dont l'expression n'est pas unique. Le choix de la relation d'atténuation à utiliser appartient à l'exploitant mais il devra s'informer régulièrement, au fil de l'avancée des connaissances scientifiques, de l'éventuelle parution d'une nouvelle relation d'atténuation plus adaptée à son site. Les formules les plus couramment utilisées actuellement sont présentées dans l'annexe A7.3.

L'accélération au pied de l'ouvrage concerné peut aussi être obtenue simplement par mesure directe, dans le cas où une instrumentation sismique a été mise en place (cf. § 9.3).

#### **c) Les actions proportionnées**

Les actions ont pour but de diagnostiquer les conséquences du séisme sur l'ouvrage. L'exploitant lance donc une inspection visuelle et une tournée de mesures (ou télémessure) dans les mêmes conditions que les interventions habituelles sur les ouvrages.

Selon la valeur de l'accélération, deux délais de réalisation de l'inspection sont définis, visant respectivement à réaliser ce diagnostic :

- au plus vite (équipe d'astreinte le cas échéant) ;
- ou dès que possible (premières heures ouvrables suivantes).

Le contenu des tournées d'auscultation est complété par diverses observations :

- des glissements de terrains, connus ou pas, sur les appuis, les fondations, les versants sensibles surplombant la retenue, voire à l'amont sur le cours d'eau ;
- des désordres qui pourraient rendre inopérants ou moins efficaces les organes de sécurité ;
- des problèmes, notamment électriques, susceptibles d'influer sur la disponibilité des commandes et transmissions.

L'exploitant informe le service de contrôle de la survenance de tout séisme répondant aux critères d'intervention, ainsi que des interventions lancées et leurs conclusions, même si aucun désordre n'est constaté.

Le fascicule ICOLD-CIGB n° 62-1988 "Inspection des barrages après séisme – Recommandations" (révisé en 2008), et particulièrement son chapitre 3, est particulièrement utile pour enrichir la procédure d'inspection des ouvrages après un séisme et adapter en conséquence la fiche d'inspection et la consigne de surveillance et d'auscultation, ainsi que pour toute expertise consécutive à la découverte d'un désordre.

### **9.1.3. Ouvrages concernés**

L'approche décrite ci-dessus s'applique avant tout aux barrages de classe A ou B. Pour les barrages de classe C ou D, considérant les effets destructeurs relatifs de la ruine potentielle de l'ouvrage, par rapport à ceux du séisme qui l'a causée, l'inspection de l'ouvrage pourra être différée et relever du contrôle patrimonial.

Concernant les digues de classe A ou B, les inspections post-sismiques constituent une composante essentielle de leur sécurité (cf. § 7.5). On appliquera donc la procédure ci-dessus, avec une souplesse au niveau des délais d'inspection compte tenu du faible risque de concomitance entre une crue et le séisme. L'approche pour les digues de classe C ou D sera la même que pour les barrages de même classe.

Par simplification, aucune distinction ne sera faite en fonction de la structure des ouvrages concernés ou de leur localisation selon les zones d'aléa sismique. Néanmoins, dans la zone de sismicité 5 (Antilles), ces prescriptions pourront être revues barrage par barrage, dans le cadre de l'étude de dangers.

## **9.2. L'alerte précoce**

Comme il n'est pas possible de prédire précisément le lieu et le moment où se dérouleront les prochains séismes, le principe d'alerte précoce sismique semble intéressant car il permet potentiellement de pouvoir prévenir la population après que le séisme a eu lieu mais quelques secondes ou dizaines de secondes avant que les ondes sismiques destructrices arrivent. Le principe est que le système détecte et caractérise un séisme qui vient d'avoir lieu en un endroit donné et transmet électroniquement cette information vers les zones à protéger, plus vite que les ondes sismiques destructrices.

On trouvera en annexe 9 quelques éléments sur les systèmes d'alerte précoce.

## **9.3. L'instrumentation sismique**

### **9.3.1. Généralités**

L'évaluation de la sécurité d'un barrage suite à un séisme repose sur les inspections et mesures d'auscultation réalisées immédiatement après l'événement (cf. § 9.1). Le dispositif d'auscultation "classique" est donc fondamental pour appréhender les effets d'un séisme et prendre les décisions opérationnelles nécessaires. Les mesures de déplacements, de piézométrie et de fuite, donnent des renseignements précieux sur le comportement du barrage et de ses fondations.

Des renseignements complémentaires peuvent être obtenus à partir d'une instrumentation sismique qui enregistre les mouvements dynamiques du sol et des ouvrages pendant l'événement lui-même. La technologie des capteurs est en constante évolution et on trouve désormais des appareils peu coûteux, fiables à enregistrement numérique configurables en fonction des différentes utilisations envisagées : plage de mesure, seuils de déclenchement, etc. Cette instrumentation permet maintenant une auscultation permanente grâce à l'enregistrement en continu des vibrations ambiantes, à même de mettre en évidence des variations même très fines (inférieures à 1 %) entre les situations avant et après séisme.

Dans le monde, les barrages situés dans des zones très sismiques sont parfois équipés de tels instruments, avec deux objectifs majeurs :

- détecter les événements sismiques au-delà d'un certain seuil, et déclencher en conséquence les actions de surveillance post-sismiques en fonction de la mesure de l'ampleur du mouvement du sol. Cette fonction d'alerte est cependant souvent doublée par une alerte institutionnelle utilisant les réseaux d'observation sismique implantés sur le territoire considéré (cf. § 9.1) ;
- améliorer les critères de dimensionnement et de conception des barrages. On peut distinguer les aspects régionaux, concernant les caractéristiques de propagation de l'onde sismique, et les aspects locaux, concernant la réponse du barrage et de ses fondations. Le premier aspect s'intéresse aux études de propagation de l'onde sismique entre l'épicentre et le site du barrage, pouvant déboucher sur une meilleure formulation des relations d'atténuation et au recalage des paramètres de ces relations. Le second à une meilleure connaissance des effets de site locaux et des fonctions de transfert du signal entre la base et les différentes parties de l'ouvrage et des appuis, en évaluant les accélérations auxquelles l'ouvrage a été soumis et en les comparant aux hypothèses de dimensionnement.

Enfin, une instrumentation spécifique est parfois installée pendant les premières années d'exploitation pour détecter des séismes potentiels déclenchés par le remplissage de la retenue.

### **9.3.2. Situation actuelle et recommandations**

Actuellement en France peu de barrages sont équipés d'instruments d'auscultation sismique (Agly dans les Pyrénées Orientales, Emosson à la frontière franco-suisse, Saint Pierre Manzo en Martinique, ...). Une instrumentation pourrait être envisagée afin de vérifier des hypothèses telles que par exemple la propagation d'ondes sismiques, aux niveaux régional ("relations d'atténuation") et local ("effets de site"), ainsi que celles concernant les modèles de comportement dynamique de l'ouvrage lui-même.

Pour le premier de ces objectifs, le choix des sites serait alors fait d'abord sur des critères sismotectoniques. L'équipement de base comprendrait une instrumentation en fond de vallée pour caractériser les effets de site en surface ou en profondeur, ainsi que, pour quelques sites, des capteurs sur les appuis latéraux du barrage (analyse des mouvements différentiels, des effets topographiques).

Pour le second objectif, il faudrait envisager d'autres capteurs sur la structure pour en mesurer / vérifier les caractéristiques modales (fréquences, amortissement, ...) et leurs variations, tant sous sollicitations sismiques que sous vibrations ambiantes.

Il serait alors recommandé que ces instrumentations soient sensibles et puissent enregistrer des événements même faibles (le mieux est l'enregistrement continu), car les évolutions actuelles permettent d'en tirer de plus en plus d'informations utiles et pertinentes.

La détection des événements sismiques en vue de définir la nature et l'urgence des actions de surveillance post-sismiques (cf. § 9.1) ne paraît pas indispensable dans le contexte français métropolitain. Il existe en effet sur le territoire national des organismes exploitant des réseaux de surveillance sismique, qui répondent de manière satisfaisante à ce besoin. Il faut cependant s'assurer que les exploitants de barrages ont bien défini leurs besoins spécifiques et ont passé un contrat formalisé avec un ou des organismes en charge d'un réseau de surveillance sismique. A noter que des systèmes très économiques devraient prochainement être disponibles sur le marché permettant d'enregistrer les sollicitations en un site donné (il existe déjà de tels systèmes au Japon et en Israël).

Lorsqu'une instrumentation sismique est mise en place, elle pourra, le cas échéant, déclencher des actions « immédiates » de surveillance de l'ouvrage (visites, inspections, auscultation...) si les valeurs enregistrées sont supérieures aux valeurs seuil. Elle peut également servir à la priorisation des actions spécifiques de surveillance prévues par les consignes (cf. § 9.1).

En conclusion, l'instrumentation sismique des barrages produit des informations pouvant être utilisées a posteriori pour vérifier et améliorer les hypothèses de dimensionnement et pour approfondir la connaissance du comportement dynamique du barrage dans son site. Elle ne se substitue pas à l'auscultation "traditionnelle" qui demeure le seul moyen opérationnel et efficace pour évaluer l'état d'un barrage suite à un séisme, mais elle peut la compléter et s'avérer très utile en cas d'événement significatif.

Le groupe de travail s'accorde pour recommander que 100% de l'effectif des barrages de classe A situés en zone de sismicité 5 et 20% de l'effectif des barrages de classe A en zone de sismicité 4 soient instrumentés à moyen terme.

Le choix des sites serait fait en concertation entre l'administration de contrôle et les exploitants pour répondre aux préoccupations exprimées précédemment.

Dans un premier stade, il est suggéré de demander aux personnes responsables des ouvrages :

- de mettre en place un dispositif d'auscultation sismique sur tout nouveau barrage de classe A situé en zone de sismicité 4 ou 5 ;
- de procéder à une sélection des barrages réalisés justifiant la mise en place d'un dispositif d'auscultation sismique selon des critères de taille (classe A uniquement) de sismicité (zones de sismicité 4 et 5), d'enjeux pour la sécurité publique, de sensibilité aux séismes et de susceptibilité à développer des effets de site significatifs.

Le groupe de travail s'accorde pour recommander qu'avant 2015 une dizaine de grands ouvrages soit équipée d'un tel dispositif d'auscultation selon les critères et procédures décrits précédemment ; les données ainsi obtenues pourraient valablement être valorisées lors de la nécessaire révision du présent document.

### **9.3.3. Cas particulier du barrage de Tuttle Creek dans le Kansas (USA)**

Ce barrage qui a fait l'objet en 2006 de la mise au point et de l'installation d'un système d'alerte rapide en cas de séisme a été instrumenté en raison des risques que sa rupture pourrait engendrer en aval (au moins 13 000 personnes affectées dont environ 400 morts possibles). Le système installé nommé Dam Failure Warning System (DFWS) consiste :

- à caractériser de manière automatique (sans intervention humaine) le mouvement sismique à la base de l'ouvrage ;
- à suivre l'évolution de l'intégrité structurale de l'ouvrage pendant et après le séisme ;
- à transmettre des alertes différenciées suivant les résultats des mesures effectuées.

Il ne s'agit pas d'un système d'alerte précoce stricto sensu, mais plutôt d'un plan particulier d'intervention renforcé. Pour cela le DFWS est constitué des éléments suivants :

- instruments de mesures automatiques dans le sol et sur le barrage pour mesurer les sollicitations sismiques, détecter les déformations du remblai par rapport aux fondations et suivre les variations de pressions dans les fondations ;
- réseau de caméras vidéos pour conduire des inspections visuelles du barrage suite au séisme ;
- centrale d'acquisition assurant la collecte des données des capteurs et la transmission des messages d'alerte ;
- des indicateurs renseignant sur l'état de sécurité du barrage conditionnant les types de messages d'alerte envoyés à l'opérateur du barrage et aux autorités de secours du Comté ;
- portail intranet rassemblant l'ensemble des données et informations disponibles ;
- bâtiment parasismique, avec système de secours d'alimentation électrique par groupe électrogène, où se trouvent les organes principaux du système DFWS ;
- six sirènes d'alerte extérieures de 4500 Watts pouvant diffuser des messages dans la zone potentiellement à évacuer ;
- des sirènes d'alerte au sein de bâtiments particuliers dans la zone pouvant potentiellement être touchés (écoles, centre de soins, ...) ;
- un plan d'évacuation pour la population la plus proche du barrage pouvant potentiellement faire l'objet d'une évacuation.

Toutes les composantes du système DFWS ont été conçues pour fonctionner pendant et après un séisme majeur sur le site. Les seuils de déclenchements des alertes automatiques commencent pour une magnitude supérieure à 4,5. En cas de magnitude supérieure à 5,7, une procédure automatique d'alerte des populations par les sirènes est mise en place 30 minutes à 2 heures après la survenue du séisme (temps pour vérifier si l'alerte population est indispensable).

Cet exemple très spécifique constitue une illustration des enjeux qui peuvent s'attacher à l'instrumentation sismique des barrages et à son rôle lorsqu'elle est intégrée à la mise en œuvre d'un plan de secours .

## 9.4. Les besoins méthodologiques ou de recherche

### 9.4.1. Introduction

Les connaissances sont loin d'être parfaitement satisfaisantes tant pour ce qui concerne les caractéristiques de la sollicitation, que pour ce qui concerne le comportement des ouvrages.

On note que les calculs surestiment quasi systématiquement les effets d'un séisme (contraintes, déplacements) pour les différents types d'ouvrage (béton, enrochement, terre, digues) par rapport aux effets observés. Cette confrontation entre modélisation et réalité laisse à penser qu'il existe des marges de sécurité cachées, actuellement difficilement quantifiables avec les hypothèses simplificatrices adoptées dans les méthodes de dimensionnement disponibles. En conséquence, un objectif premier de la recherche dans ce domaine pourrait être la mise en évidence et la quantification de ces marges.

Les besoins de recherche concernent ainsi plusieurs secteurs du génie parasismique :

- la définition du signal sismique en surface et en profondeur ;
- la caractérisation des propriétés mécaniques des matériaux du barrage et des fondations ;
- le développement de nouvelles méthodes simplifiées ;
- l'amélioration des lois de comportement des méthodes couplées ;
- l'amélioration des modèles numériques ;
- la définition d'indices de nocivité pertinents ;
- l'instrumentation des ouvrages.

### 9.4.2. Définition du signal sismique en surface et en profondeur

L'estimation de l'aléa sismique serait significativement améliorée par des avancées sur plusieurs points spécifiques :

- une meilleure appréciation de la variabilité spatiale de la sollicitation le long de l'ouvrage. L'objectif idéal serait de pouvoir la quantifier et la mettre en relation avec les dimensions de l'ouvrage, les variations d'altitude (effet topographique), ses fréquences caractéristiques (en liaison avec la longueur d'onde et les vitesses de propagation dans les terrains naturels, et leur variabilité spatiale). Cela passe par des programmes de reconnaissances géophysiques et géotechniques suffisamment denses pour pouvoir apprécier la variabilité spatiale des sols et roches en place. L'objectif final étant bien sûr d'évaluer l'impact de cette variabilité spatiale des mouvements sur la réponse de l'ouvrage (a priori, une certaine réduction des modes de translation pure, et une certaine augmentation des modes impliquant de la torsion, avec sans doute aussi d'autres conséquences, à identifier). Des méthodes d'investigation géophysiques, à grand rendement, souples d'emploi et économiques, sont à développer pour localiser et quantifier les singularités de la fondation ;
- dans la mesure où un grand nombre d'ouvrages sont implantés sur des fondations rocheuses, à caractéristiques mécaniques sensiblement meilleures que le "rocher standard" défini dans la réglementation ( $V_{S30} > 800$  m/s), mais avec des zones superficielles potentiellement altérées et fracturées, il importerait aussi d'une part d'établir une "doctrine" simple de déconvolution permettant de réduire le mouvement au rocher sain très rigide, et d'autre part de mieux apprécier le comportement du rocher fracturé (atténuation / diffusion, vitesses macroscopiques, anisotropie, ...)

- la phase ultime du comportement non-linéaire des ouvrages en remblais est la ruine des sols, à l'origine du déclenchement d'instabilités de versant (parements amont et aval de l'ouvrage lui-même, mais aussi berges de la retenue). Même si cet aspect a fait l'objet de nombreuses études après la "quasi-ruine" du barrage Van Norman à San Fernando en 1971, le déclenchement dynamique d'instabilités de versant reste un phénomène très mal connu ;
- avec des instrumentations sensibles beaucoup plus systématiques, les méthodes "site-spécifiques" utilisant la technique des fonctions de Green empiriques pourraient prendre un grand essor, et il conviendra alors de bien encadrer l'utilisation. Elles pourraient permettre de réduire les incertitudes, et donc les niveaux obtenus pour de longues périodes de retour avec les évaluations probabilistes, en légitimant l'utilisation des "single-station-sigma" (écart-type spécifique à un site, plus faible que l'écart-type générique d'une relation d'atténuation) ;
- pour ce qui concerne les approches spécifiques, la pratique actuelle est essentiellement déterministe, mais il est quasiment impossible de faire correspondre une période de retour à un événement de référence défini avec cette approche. Des éléments de réponse pourraient venir à relativement court terme d'une comparaison statistique sur plusieurs dizaines de cas ;
- de nombreux développements apparaissent nécessaires pour une meilleure prise en compte de la sollicitation sismique en particulier par un choix adapté des accélérogrammes dans les calculs transitoires. La nécessité de recourir à des accélérogrammes synthétiques en raison du manque de données dans le domaine des mouvements forts transposables sur les sites français, conduit le plus souvent à adopter des hypothèses très majorantes, en particulier dans le cadre d'un calcul non-linéaire ;
- des études sur les indices de nocivité des accélérogrammes, que l'on peut décliner comme suit :
  - poursuivre les études visant à corrélérer les indicateurs de nocivité à la distance pour le type et la magnitude des séismes destructeurs en France ;
  - appliquer un bouquet d'accélérogrammes suffisamment fourni (si possible un nombre supérieur ou égal à 30) sur chaque type de barrage (barrage en terre, barrage en enrochements, barrage-poids, voûte et barrages mobiles). Rechercher les corrélations entre les dégâts modélisés et les indicateurs de nocivité. Mettre en évidence les meilleures corrélations et les confronter aux observations disponibles. En déduire les indicateurs de nocivité les plus pertinents par type de barrage. Il est fort probable qu'un seul indicateur ne soit pas suffisant pour caractériser le danger et que le pouvoir destructeur d'un séisme soit associée à un doublet, par exemple l'intensité d'Arias et la durée de phase forte ;
  - identifier les accélérogrammes réels représentatifs des séismes de projet potentiels en France. Calculer leurs indicateurs de nocivité. Les classer en fonction de ces indicateurs, afin de repérer les plus destructeurs. Faire une synthèse sur des cas réels de réévaluation en vue de conclure si le nombre d'accélérogrammes testés peut être fortement réduit, à partir de la corrélation entre dégâts et indicateurs de nocivité.

#### **9.4.3. Caractérisation des propriétés mécaniques**

La détermination de l'état initial, de la résistance à la liquéfaction et de la résistance résiduelle est extrêmement sensible à la méthode de prélèvement ou de mesure expérimentale. Les erreurs ou les biais devraient être mieux connus et mieux combattus. Des progrès sont attendus à très court terme par la profession.

Les aspects non-linéaires du comportement des sols en place, des roches de fondation et des matériaux de l'ouvrage posent toujours des questions délicates sur la mesure des

caractéristiques et leur modélisation. La mesure ne peut actuellement se faire qu'en laboratoire, avec toutes les incertitudes liées à la représentativité des échantillons prélevés (taille, remaniement, reconstitution de l'état de contraintes in-situ, ...).

#### **9.4.4. Le développement de nouvelles méthodes simplifiées**

Des méthodes simplifiées pour les études sismiques de dizaines de milliers de petits barrages de retenue collinaire, de digues de protection contre les crues ou de remblais routiers permettant d'évaluer le déplacement irréversible maximal seraient très utiles à leurs maîtres d'ouvrage. En effet peu de propriétaires ont les moyens de lancer un vaste programme de reconnaissances et une modélisation par la méthode des éléments finis de tous leurs ouvrages. Or, le problème est que les petits remblais sont les moins connus et sont soumis aux plus forts conservatismes par l'approche forfaitaire. Cette dernière occulte complètement le couplage entre le barrage, la fondation meuble et le substratum. Par exemple, l'approche forfaitaire estime une accélération maximale à appliquer sous le remblai, à la surface de la fondation meuble nettement supérieure à celle de la méthode de Sarma. Il manque clairement une étude particulièrement documentée pour expliquer cette différence et valider une approche qui serait utile à toute la profession. Cette approche pourrait être intégrée à la méthodologie d'analyse simplifiée et se résumer à un outil simple (abaque) évaluant l'accélération maximale à la base et en crête du remblai en fonction des dimensions du barrage, de la fondation meuble et du substratum et de leurs propriétés mécaniques respectives (masse volumique et vitesse de cisaillement).

L'étude paramétrique devrait alors calculer la distribution des mouvements sismiques à l'intérieur de configurations typiques du tricouche substratum / fondation meuble / remblai. Elle devrait ensuite étudier les relations entre le mouvement incident en profondeur, le mouvement en surface libre du sol à l'écart de la digue, le mouvement en tête de digue et le mouvement à la base de la digue à l'altitude du terrain naturel. Outre la comparaison des accélérations maximales aux différents niveaux du modèle (respectivement  $a_g$ , incident,  $a_{S,CL}$ , acrête, abase), seront aussi comparés les contenus spectraux des différents mouvements, dans la perspective d'élaboration de méthodologies simplifiées fournissant des ordres de grandeur robustes et fiables. Seront utilisés pour cela des codes essentiellement 2D avec incidence d'ondes planes.

Des codes 3D (avec digue linéaire) pourront être utilisés non seulement pour évaluer l'influence de la forme de la vallée, mais aussi dans un second objectif, pour analyser la réponse à des ondes de surface et/ou l'excitation de modes spécifiques dans l'axe de la digue.

Ces calculs seront faits au moins dans un premier temps dans le domaine linéaire (avec amortissement). Ils pourront éventuellement être étendus dans quelques cas au domaine non linéaire, mais cela n'aura de sens que sur des exemples avec des valeurs mesurées (en laboratoire) de paramètres non-linéaires, et avec des codes de calcul dûment validés.

Enfin, une méthode simplifiée permettant de déduire le déplacement irréversible maximal avec génération de pression interstitielle serait très utile pour les études sismiques de petits barrages de retenue collinaire, de digues de protection contre les crues ou de remblais routiers, pour des raisons identiques à celles énumérées précédemment.

#### **9.4.5. Amélioration des lois de comportement**

L'amélioration des lois de comportement reste toujours d'actualité. Ces développements doivent être menés de manière à trouver un bon compromis entre leur efficacité numérique et la bonne description des principaux phénomènes physiques.



Plusieurs voies sont encore à développer :

- la prise en compte de la rotation des axes principaux de contrainte est approximative. Il y a besoin d'une amélioration de la connaissance et de la modélisation de ses effets sur la variation de volume et la génération de pression interstitielle dans les sols ;
- la prise en compte de la non saturation est négligée, pourtant elle engendre un surplus de résistance. L'application de lois traitant correctement le passage du non-saturé au saturé est à encourager ;
- la mise en application de modèles viscoplastiques doit révéler une autre marge de sécurité, inhérente à l'augmentation de la résistance avec la fréquence ;
- l'apparition de la fissuration et la prise en compte de ses conséquences sur la dissipation des pressions interstitielles (tumulus de sable) reste un défi à relever ;
- des développements sont nécessaires dans les barrages en béton pour prendre en compte le développement des pressions interstitielles tant en conditions statiques qu'en conditions dynamiques. Des modèles couplés de comportement sont en particulier à développer sur le principe des contraintes effectives avec prise en compte de l'effet de la fissuration du matériau sur la variation des perméabilités ;
- le comportement dynamique des fondations rocheuses des barrages-poids et voûtes reste encore un domaine peu étudié tant pour ce qui concerne le comportement mécanique des différentes discontinuités que pour les impacts éventuels sur les circulations dans les appuis.

#### **9.4.6. Amélioration des modèles**

L'amélioration des modèles numériques reste un enjeu important car l'analyse des résultats de ces modèles reste le plus souvent la base de l'appréciation de l'acceptabilité du comportement au séisme des ouvrages.

La diffusion des surpressions nécessite un maillage fin surtout sous les couches étanches, qui pose un certain nombre de problèmes (compatibilité avec le reste du maillage, temps de calculs, bifurcation,...). Des progrès numériques sont attendus pour améliorer cette intégration.

La poussée de la retenue (barrages en remblai) est ignorée, pourtant elle doit jouer un rôle de stabilisation sur les parements amont.

Le couplage des modèles discrets avec les modèles aux éléments finis est possible à l'heure actuelle, il pourrait être utile pour certains problèmes spécifiques : tenue des perrés, endommagement des maçonneries, etc.

L'amélioration de la prise en compte de l'interaction fluide-structure est recherchée par l'étude des effets de la compressibilité de l'eau, et les phénomènes d'absorption en fond de réservoir. Ces travaux s'appuient en particulier sur des essais dynamiques sur ouvrages.

Les modes de prise en compte de l'inertie dans la fondation des barrages en béton, dans le cadre d'une modélisation couplée barrage-fondation–retenue ne font pas encore l'objet d'un consensus et nécessitent encore des développements méthodologiques.

Il serait utile d'établir des comparaisons soigneuses des différents codes de calcul non-linéaires utilisés à l'heure actuelle.

Cas des barrages mixtes béton / remblai : au § 8.6.1.2., quelques considérations sur les barrages composites dans la direction amont - aval ont été proposées. Ces considérations sont loin de constituer une approche satisfaisante pour une modélisation d'ensemble du comportement de telles structures. Ce problème n'est pas "aisé"; mais en terme de complexité, le projeteur se retrouve dans une difficulté supplémentaire pour savoir comment modéliser les liaisons entre deux zones de rhéologie aussi contrastée. La mise au point de modèles spécifiques adaptés aux barrages-poids en béton ou en maçonnerie épaulés par des recharges en enrochement ou en sol meuble serait très utile ; bien sûr, ce type de modèle devrait s'appuyer sur des mesures sur modèles physiques et des observations sur ouvrages réels.

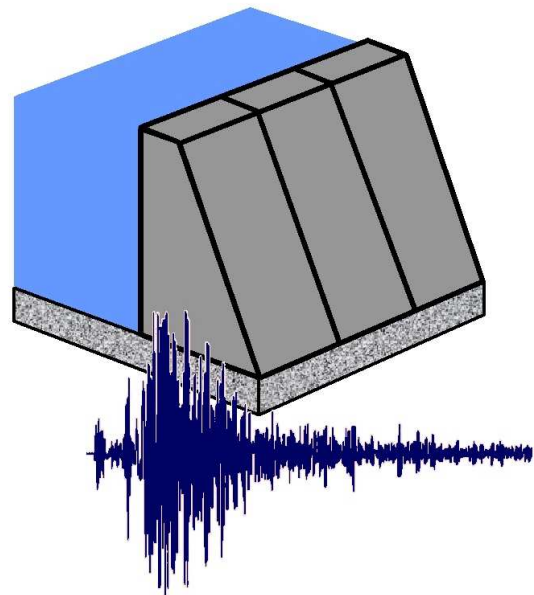
#### **9.4.7. Instrumentation des ouvrages**

Une politique d'instrumentation accélérométrique et dynamique plus volontariste et plus systématique permettrait de bâtir une base de données statistiquement significative des caractéristiques du comportement des ouvrages – selon leur classe – (déformations et efforts internes, mouvements relatifs par rapport aux appuis, pressions internes, ...) en relation avec les caractéristiques des sollicitations imposées réellement mesurées sur le site. Comme déjà indiqué au § 9.3, cette instrumentation est aussi une étape indispensable pour mieux identifier les modifications transitoires (pendant la secousse) et permanentes (en liaison avec l'endommagement) des ouvrages : les techniques de "structural health monitoring", en plein essor pour les bâtiments et ouvrages d'art, méritent certainement des adaptations en vue d'une application aux ouvrages "massifs" de type barrages et digues.



# Risque sismique

et



# Sécurité des ouvrages hydrauliques

**ANNEXES**

# A1. Annexe 1 - Lettre de mission DGPR



MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, DE L'ÉNERGIE,  
DU DÉVELOPPEMENT DURABLE ET DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE

Direction générale de la prévention et des risques

Paris, le 1<sup>9</sup> SEP. 2008

Service des risques naturels et hydrauliques

Le Directeur général de la prévention des risques

Service technique de l'énergie électrique,  
des grands barrages et de l'hydraulique

à

Référence : JMK/IB n° 6655  
Vos réf. :

Monsieur Daniel LOUDIERE

Affaire suivie par : Jean-Marc Kahan  
Jean-Marc.kahan@industrie.gouv.fr  
Tél. 01 44 97 08 64 - Fax : 01 44 97 09 92

Vice-Président du Comité technique permanent des  
barrages et ouvrages hydrauliques

**Objet :** Mission sur le comportement des ouvrages hydrauliques aux séismes

En application de la loi n° 2006-1772 du 30 décembre 2006 sur l'eau et les milieux aquatiques, la réglementation a prévu l'obligation de réaliser des études de dangers pour les ouvrages hydrauliques les plus importants (barrages de classes A et B, digues de classes A, B et C). La question du comportement de ces ouvrages (et d'une façon plus générale, de l'ensemble des ouvrages hydrauliques) aux séismes a soulevé un certain nombre d'interrogations, ce sujet ayant connu une actualité particulièrement importante à l'occasion des très forts séismes qui ont récemment affecté une partie de la Chine.

Afin de préparer la rédaction d'un référentiel technique pouvant servir de base pour la future réglementation technique que les services de la DGPR prépareront dans le but de renforcer le comportement des ouvrages hydrauliques aux séismes, je souhaite vous confier l'animation d'un groupe de travail qui réunira les différentes compétences techniques nécessaires à l'évaluation de cette question.

Je souhaite que les conclusions et propositions de ce groupe de travail puissent être disponibles avant la fin du 1<sup>er</sup> semestre 2009, de façon à ce que le dispositif qui sera ensuite retenu puisse être intégré rapidement au processus d'élaboration et d'analyse des études de dangers des principaux ouvrages qui vient d'être engagé avec la publication de l'arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu.

*En vous remerciant par avance,*

Le Directeur général de la prévention et des risques,

Laurent MICHEL

Ressources, territoires et habitats  
Énergie et climat  
Développement durable  
Prévention des risques  
Infrastructures, transports et mer

Présent  
pour  
l'avenir

Télédoc 121 - 61, Boulevard Vincent Auriol - 75703 Paris Cédex 13

## **A2. Annexe 2 - Le groupe de travail**

---

Le groupe de travail auteur de ce rapport est constitué de :

Bard Pierre-Yves, ISTerre  
Barthélémy Bernard, CNR  
Bourdarot Eric, EDF CIH  
Castanier Gilbert, EDF CEIDRE  
Cochet Pierre puis Touileb Bachir, Bureau d'études ARTELIA  
Dominique Pascal puis Julien Rey, BRGM  
Fry Jean-Jacques, EDF CIH  
Hoonakker Marc, MEDDE DGPR BETCGB  
Le Delliou Patrick, MEDDE DGPR BETCGB  
Lignier Patrick, Bureau d'études Tractebel Ingénierie  
Lino Michel, Bureau d'études ISL  
Loudière Daniel, CTPBOH, MEDDE DGPR  
Mercklé Sébastien, Irstea  
Pecker Alain, Bureau d'études Géodynamique et Structures  
Poupart Michel, EDF DPIH  
Puech Didier, MEDDE DREAL Midi-Pyrénées  
Royet Paul, Irstea  
Sabourault Philippe puis Kobayashi Hiromi, MEDDE DGPR

La présidence du groupe de travail est assurée par Daniel Loudière ; son secrétariat technique est assuré par Marc Hoonakker. Jean-Marc Kahan, chef du service STEEGBH à la DGPR (MEDDTL), a participé à la première réunion au cours de laquelle les objectifs et les méthodes de travail ont été définis. Philippe Bisch, président de l'AFPS, a participé à la 3<sup>ème</sup> réunion du groupe de travail. Alain Pecker a assuré des échanges avec l'AFPS dont les avis ont été sollicités à plusieurs reprises. Patrick Le Delliou a assuré les échanges avec le CFBR qui a ainsi été régulièrement tenu informé.

Le groupe de travail s'est réuni 10 fois à Lyon dans les locaux de la DREAL Rhône-Alpes de janvier 2009 à juin 2010. Deux sous-groupes ont été constitués, le premier pour la mise au point détaillée de la rédaction du rapport, le second pour l'élaboration des chapitres 6 et 7, chapitres situés au cœur du rapport.

La société ISL a aimablement mis à disposition une plate-forme informatique d'échanges de fichiers, ce qui a bien facilité le fonctionnement du groupe.

Une version provisoire des recommandations a été produite en novembre 2010. Elle a été assez largement diffusée à la profession, et a notamment recueilli l'avis des deux associations scientifiques et techniques directement concernées (AFPS et CFBR), ainsi que du CTPBOH.

Le groupe de travail a ensuite fonctionné en mode restreint (sous-groupe de rédaction) pour intégrer les observations émises à l'issue de la consultation de la profession, des réflexions complémentaires proposées par le groupe de travail, et pour tenir compte du retour d'expérience sur 4 années. Une réunion plénière du groupe de travail, en juin 2013, puis des échanges de mails, ont permis de valider les principales modifications de fond apportées au document.

Les évolutions les plus significatives entre la version provisoire "novembre 2010" et la version définitive peuvent être résumées comme suit :

- Chapitre 1 : actualisation des textes réglementaires
- Chapitre 3 : REX des événements récents survenus au Japon
- Chapitre 6 : précisions sur la notion d'amortissement - nombreuses précisions sur les méthodes dynamiques simplifiées
- Chapitre 7 : modifications sur le spectre minimal à prendre en compte dans le cas d'études spécifiques – ajout des magnitudes à appliquer dans les études de liquéfaction – précisions sur les modalités d'application des études graduées
- Annexe 5 : nombreux ajouts bibliographiques
- Annexe 7 : ajout de deux exemples de calculs avec méthodes dynamiques simplifiées (barrage en remblai + barrage-poids)



Les membres du GT le 11 juin 2010

Absents de la photo : Bernard Barthelemy, Hiromi Kobayashi, Didier Puech, Julien Rey, Paul Royet, Bachir Touileb

## **A3. Annexe 3 - Glossaire et sigles**

---

### **Glossaire**

Ce glossaire concerne essentiellement les notions relatives à l'aléa sismique. Les termes liés aux barrages (typologie des ouvrages, matériaux, environnement) sont supposés connus des acteurs intervenant dans ce domaine.

#### ***Aléa sismique***

L'aléa est une estimation de la probabilité qu'un événement naturel survienne dans une région donnée et dans un intervalle de temps donné. L'aléa sismique est donc la probabilité, pour un site, d'être exposé à une secousse tellurique de caractéristiques données. L'évaluation de l'aléa sismique intègre la magnitude, l'intensité et la période de retour des séismes.

#### ***Approche déterministe***

Le séisme maximum historiquement connu qui s'est produit à l'intérieur d'une zone sismotectonique est supposé pouvoir se reproduire en tout point de la zone. On ne fait donc pas appel à des notions de période de retour. C'est ce type de zonage qui est actuellement utilisé pour l'application des normes parasismiques des installations nucléaires de base (INB), et, jusqu'à la parution du nouveau zonage sismique de base probabiliste, pour les Installations Classées pour la Protection de l'Environnement (ICPE).

#### ***Approche probabiliste***

Un catalogue de sismicité le plus complet possible est utilisé pour estimer la probabilité d'occurrence de différents niveaux d'agression sismique, en général exprimée par l'accélération du sol. Le principe de base est que, dans une zone sismotectonique donnée, il existe une relation linéaire entre le nombre de séismes dépassant une certaine magnitude et cette magnitude. En utilisant cette relation, un modèle probabiliste, et des relations d'atténuation du mouvement sismique avec la distance, il est possible de calculer en tout point du territoire les mouvements sismiques associés à différentes périodes de retour.

#### ***Cosismique***

Caractère lié à l'occurrence d'un séisme. Une rupture cosismique est créée par la rupture tectonique instantanée de la faille qui génère le séisme.

#### ***Distance épacentrale***

Distance entre l'épicentre et le site étudié (en km).

#### ***Echelle d'intensité EMS 98***

Echelle d'intensité de séisme qui comporte 12 degrés. Elle permet d'évaluer les effets des séismes tels que les dégâts. Le degré I correspond à une secousse seulement détectée par les instruments, les dégâts matériels ne sont importants (destructions de bâtiments) qu'à partir de VII, XII caractérisant un changement de paysage. L'échelle de référence en Europe est actuellement l'EMS 98 (European Macroseismic Scale 1998).

## **Enjeu**

Les enjeux sont constitués par les personnes, les biens, les équipements et l'environnement potentiellement menacés par un aléa : on peut hiérarchiser les enjeux en fonction de leur importance avant, pendant et après une crise et en estimer la vulnérabilité face à une intensité donnée d'un événement naturel donné.

## **Faille**

Fracture ou zone de rupture dans la roche, le long de laquelle les deux bords se déplacent l'un par rapport à l'autre.

## **Faille active**

Définition du bulletin 72 révisé de la CIGB : Faille valablement identifiée et déterminée en position, connue pour avoir généré des séismes historiques ou montrant des preuves manifestes de mouvements au cours de la période Holocène ( au cours des derniers 11 000 ans), ou bien longue faille montrant un déplacement au cours du Pléistocène récent (entre - 11 000 ans et - 35 000 ans), ou bien très longue faille montrant plusieurs mouvements au cours du Quaternaire (sur une période de 1,8 million d'années).

## **Fonction de Green empirique**

Une fonction de Green  $G_{ij}(t; \mathbf{x}_1, \mathbf{x}_2)$  est définie en élastodynamique comme étant le mouvement produit au point  $\mathbf{x}_1$  suivant la direction  $j$ , par une force impulsionnelle (de type "Dirac") exercée au point  $\mathbf{x}_2$  suivant la direction  $j$ . Par extension, on appelle "fonction de Green empirique" l'enregistrement mesuré en un site donné par une "petite" source sismique localisée sur un plan de faille donné. Sous certaines hypothèses, on peut alors admettre que le mouvement qui sera produit en ce même site par un séisme plus gros survenant sur la même faille, peut se déduire de cet enregistrement "fonction de Green empirique" en le convoluant avec une "fonction source" représentant l'histoire de la rupture sur ce plan de faille, vu du site considéré ; en d'autres termes, le "gros" séisme est interprété comme une multitude de petits séismes identiques au séisme de l'enregistrement, cette "multitude" étant de dimension 3 : la surface de rupture concernée par le gros séisme est plus importante que celle du petit séisme (dimensions 1 et 2), et le glissement final également (dimension 3). Les hypothèses fortes sous-jacentes à cette méthode des fonctions de Green empiriques, introduite par Hartzell en 1978, sont d'une part que les effets propagatifs peuvent être considérés identiques quelle que soit la position sur le plan de faille (c'est-à-dire que le site d'étude est relativement éloigné de la faille - distance au moins égale à la longueur de rupture du "gros" séisme considéré) et d'autre part que le comportement du sol est linéaire.

## **Foyer (ou hypocentre)**

Point de départ de la rupture des roches.

## **Halocinèse**

Processus de formation des dômes typique des séries sédimentaires très épaisses par la migration d'une masse saline légère vers le haut.

## **Impédance**

La notion d'impédance mécanique apparaît dans deux types de phénomènes : les effets de site, et l'interaction sol-structure. L'impédance mécanique est le coefficient qui relie les efforts (forces, contraintes) aux déformations ou déplacements. Dans le premier cas, l'impédance mécanique d'une formation géologique est le produit de la masse volumique par la vitesse des ondes de cisaillement, et c'est le contraste d'impédance mécanique entre la formation de surface et la formation en profondeur qui contrôle l'amplification. Dans le deuxième cas, l'impédance d'une fondation dépend de sa forme, des paramètres élastiques



de la formation encaissante, et du mode de vibration considéré. L'impédance contrôle la radiation d'énergie dans le milieu sous-jacent (encaissant) et donc l'amortissement radiatif.

### ***Magnitude de Richter***

La magnitude représente l'énergie libérée par une source sismique sous forme thermique et mécanique pendant un séisme. Elle est estimée à partir de l'enregistrement du mouvement du sol pendant un séisme par des sismomètres. C'est une valeur caractéristique de la "puissance" d'un séisme. L' "échelle de Richter" mesure la magnitude des séismes. Elle n'a, par définition, aucune limite théorique (ni inférieure ni supérieure). Se fondant sur des critères physiques (taille maximale d'une secousse tellurique et énergie rayonnée correspondante), on estime néanmoins qu'une valeur limite sur notre planète doit exister : la magnitude des plus violents séismes connus à ce jour ne dépasse pas 9,5. A partir d'une magnitude 5,5, un séisme dont le foyer est peu profond peut causer des dégâts notables aux constructions.

### ***Magnitude de moment $M_w$***

Elle est reliée au moment sismique  $M_0$  du séisme.  $M_0$  s'exprime en fonction de la surface  $S$  de la zone de rupture, du déplacement  $D$  dans ce plan, et de la rigidité  $\mu$  du milieu, par la relation  $M_0 = \mu.S.D$ . La magnitude de moment  $M_w$  est reliée à  $M_0$  par la relation :

$$M_w = 2/3 \log M_0 - 6,0$$

### ***Mouvement de convection***

Mouvement dû à la chaleur intense de la terre qui anime la roche en fusion du manteau.

### ***Onde sismique***

Onde élastique se propageant à l'intérieur de la Terre, engendrée généralement par un séisme ou par une explosion.

### ***Période de retour***

Durée moyenne entre deux évènements de même ampleur.

### ***Répliques***

Séismes succédant, dans une zone proche, à un autre séisme (dit séisme principal).

### ***Risque naturel***

La circulaire n° 88-67 du 20 juin 1988 relative aux risques naturels dans le droit des sols distingue deux notions : le phénomène naturel et le risque naturel.

Le phénomène naturel s'oppose au phénomène anthropique, c'est-à-dire provoqué par une action humaine. Il peut être soit localisé (c'est-à-dire lié aux caractéristiques physiques du milieu), soit délocalisé (c'est-à-dire survenant dans un espace quelconque – les phénomènes atmosphériques pour l'essentiel).

La notion de risque suppose a priori l'existence de biens ou d'activités (généralement des établissements humains) dommageables. On parle de risque naturel quand un phénomène naturel susceptible de se produire expose des biens et activités à des dommages et des personnes à des préjudices.

La catastrophe naturelle correspond à des dommages importants résultant d'une intensité anormale du phénomène naturel. Le risque majeur résulte de la conjonction d'une catastrophe naturelle et de l'existence de biens et activités vulnérables.

## ***Risque sismique***

Le risque sismique d'un site est un risque naturel lié à l'activité sismique. C'est la conjonction d'un aléa sismique et d'une vulnérabilité des personnes, des biens et des activités sur ce site.

## ***Séisme (ou tremblement de terre, ou secousse tellurique)***

"Tremblement de terre" est l'expression courante pour le mot savant "séisme", qui désigne les vibrations de l'écorce terrestre provoquées par des ondes sismiques qui rayonnent à partir d'une source d'énergie élastique créée par la rupture brutale des roches de la lithosphère (partie la plus externe de la terre).

## ***Sismicité (ou séismicité)***

Distribution géographique des séismes en fonction du temps.

## ***Sismologie***

Science qui étudie les tremblements de terre naturels ou artificiels, et d'une manière générale la propagation des ondes sismiques à travers la Terre.

## ***Sismomètre (ou séismomètre)***

Détecteur des mouvements du sol qui comporte un capteur mécanique, un amplificateur et un enregistreur.

## ***Spectre de réponse élastique***

C'est une courbe donnant l'accélération en fonction de la période. Le spectre correspond à l'accélération maximale d'un oscillateur simple en fonction de sa période propre et de son amortissement critique. Il dimensionne le mouvement sismique à prendre en compte dans les règles de construction.

## ***Vulnérabilité physique***

Les ouvrages humains (constructions, équipements, aménagements, etc.) ne sont pas tous capables d'absorber et de dissiper, sans dommage (rupture), les efforts transmis par les ondes sismiques. Selon leur nature et leur conception, ils sont plus ou moins vulnérables à ces sollicitations.

Des règles de construction parasismique permettent de maîtriser la vulnérabilité des constructions dans les zones sismiques afin d'éviter qu'elle puisse causer des victimes.

## ***Zonage sismotectonique***

Il s'agit d'un découpage du territoire en domaines géographiques dans lesquels la probabilité d'occurrence d'un séisme de caractéristiques données (magnitude, profondeur focale) peut être considérée homogène en tout point. Les zones sismotectoniques correspondent à un contexte structural homogène.

## Sigles

AFPS	Association Française du Génie Parasismique
AMO	Assistance au Maître d'Ouvrage
ASN	Autorité de Sûreté Nucléaire
ASTM	American Society for Testing and Materials
BCR	Béton Compacté au Rouleau
BCSF	Bureau Central Sismologique Français
BRGM	Bureau de Recherches Géologiques et Minières
BETCGB	Bureau d'Etude Technique et de Contrôle des Grands Barrages (MEDDE - DGPR - SRNH - STEEGBH)
BPT	Becker Penetration Test
CC	Code Civil
CEA-LDG	Commissariat à l'Energie Atomique / Laboratoire de Détection et de Géophysique
CFBR	Comité Français des Barrages et Réservoirs
CIGB	Commission Internationale des Grands Barrages
CNR	Compagnie Nationale du Rhône
CPT	Essai de Pénétrométrie Statique
CPTU	Essai de Pénétrométrie Statique avec mesure de la pression interstitielle U
CSEM	Centre Sismologique Euro-Méditerranéen
CTPBOH	Comité Technique Permanent des Barrages et des Ouvrages Hydrauliques
DGPR	Direction Générale de la Prévention des Risques (MEDDE)
DMT	Essai au Dilatomètre de Marchetti
DREAL	Direction Régionale de l'Environnement de l'Aménagement et du Logement
EC8	Eurocode 8
EDD	Etude de Danger
EDF	Electricité de France
EISH	Evénements Importants pour la Sûreté Hydraulique
ELU	Etat Limite Ultime
ELS	Etat Limite de Service
ICPE	Installations Classées Pour l'Environnement
INB	Installation Nucléaire de Base
IRSN	Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire
LEMA	Loi sur l'Eau et les Milieux Aquatiques (30 décembre 2006)
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (depuis le 01/01/2011 : Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux – IFSTTAR)
MEF	Méthode des Eléments Finis
MEDDE	Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable, et de l'Energie
MSK	Echelle d'intensité de Medvedev Sponheuer et Karnik
NCEER	National Council for Earthquake Engineering and Research
OACI	Organisation de l'Aviation Civile Internationale
PHE	Plus Hautes Eaux (retenue atteignant le niveau des PHE)
PPI	Plan Particulier d'Intervention
RéNaSS	Réseau National de Surveillance Sismique
RFS	Règles Fondamentales de Sûreté (domaine nucléaire)
RN	Retenue Normale (niveau normal des eaux)
RSEE	Réplique du Séisme d'Evaluation de la Sécurité
SBE	Séisme de Base d'Exploitation
SES	Séisme d'Evaluation de la Sécurité
SHEM	Société Hydro-Electrique du Midi (Groupe SUEZ)
SMS	Séisme Majoré de Sécurité
SMVH	Séisme Maximal Historiquement Vraisemblable
SPT	Standard Penetration Test
SRNH	Service des Risques Naturels et Hydrauliques (DGPR – MEDDTL)
STEEGBH	Service Technique de l'Energie Electrique, des Grands Barrages et de l'Hydraulique (SRNH – DGPR – MEDDE)
USACE	United States Army Corps of Engineers
VNF	Voies Navigables de France

## A4. Annexe 4 - Pratiques internationales

---

### A4.1. Autriche

#### A4.1.1. Contexte réglementaire

Des **Recommandations** ont été préparées et validées en novembre 1995 par le Comité Autrichien des grands Barrages, et coéditées par le Ministère de tutelle (Agriculture et Forêts). Le périmètre couvert est celui des barrages et des digues. Elles n'ont pas un statut réglementaire au sens strict, mais constituent la base technique de justification de l'évaluation de la tenue des barrages aux séismes.

#### A4.1.2. Sollicitations sismiques

##### A4.1.2.1. Evaluation de l'aléa

Deux séismes à prendre en compte : OBE et MCE

- OBE = correspond à une durée de retour de 200 ans (carte d'isovaleurs en annexe au document). Dommages modérés acceptés, exigence de la sécurité de l'exploitation ;
- MCE = carte de zonage des accélérations maximales (PGA) "évaluée à partir des chroniques des séismes extrêmes, de la recherche historique et de la géotectonique". Pas de lâchures d'eau incontrôlées. Pour MCE, recommandation d'études spécifiques par site.

##### A4.1.2.2. Sollicitations sismiques

PGA, Spectre de réponse, accélérogramme, dans les directions H et V ( $V = 2/3$  de H) :

- **PGA** lue sur les cartes (pour OBE et MCE). Pour les calculs pseudo-statiques, on prend une valeur effective = 0,7 PGA ;
- **Spectre** : deux spectres fournis en annexe du document, l'un pour le mouvement en champ libre, l'autre pour les fondations meubles. Dans ce cas, des calculs spécifiques sont recommandés ;
- **Accélérogramme** : peuvent être générés au cas par cas, ou utilisation d'accélérogrammes (3) fournis en annexe, en vérifiant la cohérence avec les spectres. Durée fixée à 10 s (si PGA < 0,15 g) à 20 s (si PGA > 0,15 g) ;

#### A4.1.3. Vérification de la tenue au séisme

##### A4.1.3.1. Cas de charges à prendre en compte

Les cas à étudier sont fonction de la taille du barrage :

- si  $h > 15$  m **ou**  $V > 500\,000$  m<sup>3</sup>, vérification pour OBE et MCE ;
- sinon, vérification pour OBE uniquement.

Exigences fixées pour la combinaison de charges pour barrages en béton et en remblai (pas de cumul crue et séisme).

#### **A4.1.3.2. Paramètres des matériaux (béton, remblai,...)**

Paramètres de déformation des matériaux :

- béton et rocher de fondation : loi élastique isotrope avec amortissement visqueux. Conseils pour détermination des paramètres à partir des essais labo, in situ, biblio, etc. ;
- remblai : a minima loi élastique linéaire suffisante avec les paramètres max (G et K). Conseils pour déterminer les relations G et amortissement en fonction de la déformation.

Caractéristiques de résistance du béton et des remblais : définition de ces paramètres et conseils pour leur évaluation et les critères d'acceptabilité des vérifications.

#### **A4.1.3.3. Calculs dynamiques**

**Modélisation :**

- prendre en compte 3 structures : barrage, fondation et réservoir. Plusieurs possibilités en fonction de l'importance du barrage. 2D en général suffisant pour barrages en enrochement / terre et barrages-poids, 3D pour voûtes. Méthode standard à appliquer => FEM (calcul aux éléments finis) ;
- modèles plus simples : corps rigide, modèle poutre pour poids, arc console pour voûtes ;
- les non linéarités peuvent avoir une importance pour MCE (déformations importantes, ouverture joints,..) ;
- fondation modélisée comme une structure linéaire sans masse (hypothèse conservatrice);
- interaction fluide structure pour les barrages en béton uniquement ; en général la modélisation de la retenue par masses ajoutées (Westergaard) suffit.

**Méthodes de calcul :** voir tableau ci-dessous :

Methods		Modelling of			Field of application
		Reservoir	Foundation	Dam	
static	Pseudo static	Added Mass	Rigid	Linear	Concrete Dams of secondary importance and Embankment Dams
	Dynamic Approximation	Added Mass	Rigid	Linear	Concrete Dams of secondary importance and Embankment Dams
dynamic	Modal Analysis Response spectrum	Added Mass	FEM, Massless	Linear	Concrete Dams and Embankment Dams, Standard Method for Linear Analysis
	Modal Analysis Time History	Added Mass	FEM, Massless	Linear	Concrete Dams and Embankment Dams, Standard Method for Linear Analysis
	Frequency Domain	FEM/BEM	BEM (Boundary Element Method)	Linear	Concrete Dams to consider Radiation Damping
	Direct Integration	Added Mass	FEM, Massless	Non linear	Concrete Dams and Embankment Dams to consider Nonlinearities

Tableau A4-1 - Autriche - Méthodes de calcul

## Commentaires :

### **Barrages en béton :**

L'analyse modale avec spectre de réponse ou intégration temporelle est la méthode de base.

Pour les barrages peu importants (« smaller facilities ») on peut faire des calculs pseudo-statiques (avec accélération effective, sauf pour barrages-poids où on prend PGA) ou dynamiques approchés (Chopra).

Le calcul dans le domaine fréquentiel est adapté pour l'analyse détaillée des interactions réservoir – sol – structure.

Si les résultats des calculs linéaires indiquent la possibilité d'un comportement non linéaire significatif (ouverture contact barrage – fondation, ouverture des joints de construction, etc. ), un calcul non linéaire est réalisé.

**Barrages en remblai :** Des méthodes simplifiées (pseudo-statiques et approximations dynamiques) ont été développées et peuvent être utilisées suivant des recommandations internes (document en allemand). Suivant les résultats de ces calculs, et en fonction de la taille du barrage et de l'intensité du séisme, des reconnaissances complémentaires et des calculs non linéaires sont nécessaires. On fait le choix d'une loi élastoplastique "parfaite" (élastique linéaire puis plasticité « idéale »).

#### **A4.1.3.4. Critères de justification**

La démonstration de la sécurité doit être fournie pour l'OBE et le MCE suivant la taille du barrage (voir 2.1).

- pour l'OBE la sécurité de fonctionnement est garantie ; on accepte des dommages mineurs ;
- pour MCE aucune rupture d'organes ou de structures conduisant à un relâchement d'eau incontrôlé ; des dommages « limités » sont tolérés (« to a limited extent »..).

Ces deux critères de sécurité comprennent la vérification de l'état et le comportement post-séisme.

Si les calculs sont de type simplifiés (pseudo-statique avec accélération effective) les coefficients de sécurité exigés sont les mêmes que pour les calculs statiques, et aucune augmentation des résistances (en raison de la rapidité des sollicitations) n'est acceptée. Pour les remblais ces coefficients sont 1,2 pour OBE et 1,1 pour MCE.

Pour les calculs dynamiques : le **critère de la stabilité** est basé sur le non dépassement des limites calculées à partir de la résistance des matériaux constitutifs en appliquant le coefficient de sécurité adéquat. Cette condition doit être respectée « globalement » sur tous les scénarios de rupture envisagés ; localement on admet un dépassement des résistances.

*Pour les barrages en béton* on vérifie les contraintes de traction, de compression et de cisaillement dans le corps du barrage, la stabilité au glissement du contact barrage-fondation et la stabilité de certaines zones critiques de la fondation. Si les contraintes de résistance sont dépassées dans certaines zones, les conséquences doivent être soit estimées, soit un calcul non linéaire doit être réalisé, suivant la taille des zones concernées par ces dépassements.

*Pour les barrages en remblai*, on vérifie la stabilité sur la surface de glissement la plus défavorable. Une vérification du critère en déformations est à faire si la stabilité globale n'est pas assurée pour certains pas de temps (pics de contraintes et de déformations).

Le **critère en déformations** est basé sur l'analyse des déformations résiduelles et des dommages qui ne doivent pas dépasser des limites tolérables. Les déformations résiduelles sont estimées à partir du nombre et du taux de dépassement des contraintes limites, ou par calculs non linéaires.

#### A4.1.4. Surveillance

**Instrumentation** : la nécessité de la mise en place de capteurs pour la mesure des vibrations est décidée en accord avec les autorités.

**Inspection post-séisme** : une inspection du barrage doit avoir lieu si l'une ou l'autre des conditions suivantes est remplie :

- le barrage est situé à une distance de l'épicentre qui figure sur le tableau ci-dessous (les seuils de déclenchement sont ceux du bulletin de la CIGB) :

Magnitude	Distance à l'épicentre
≥ 4	≤ 25 km
≥ 5	≤ 50 km
≥ 6	≤ 80 km
≥ 7	≤ 125 km
≥ 8	≤ 200 km

Tableau A4-2 - Autriche - Inspection post-séisme - Distances

- l'intensité MSK a dépassé 5.

Si une instrumentation vibratoire existe, le seuil est fixé à 0,4 m/s<sup>2</sup> en champ libre.

#### A4.1.5. Règles pour les ouvrages annexes

L'analyse doit traiter les ouvrages annexes et le réservoir pour vérifier les effets du séismes sur des points tels que :

- déplacements le long de failles ;
- perte de revanche ;
- glissements ou chutes de blocs dans le réservoir ;
- défaillance des organes hydromécaniques (vidange de fond, évacuateur, etc.).

Les critères de vérification (OBE, MCE) sont les mêmes que pour le barrage.

## A4.2. Italie

### A4.2.1. Contexte réglementaire

Il existe une carte de zonage sismique de l'Italie basé sur des approches probabilistes avec des périodes de retour de type 475 ans, 2500 ans (<http://esse1.mi.ingv.it/>). Cette carte répond aux normes techniques pour la construction (décret du 14 janvier 2008) qui constitue la traduction italienne des Eurocodes. Le mot " barrage " n'est jamais employé.

Officiellement, les barrages relèvent encore d'un décret du ministère des travaux publics de 1959, rénové le 24 mars 1982 pour ce qui concerne les règles techniques à appliquer aux ouvrages nouveaux et qui sont aussi appliqués aux réhabilitations d'ouvrages en service.

### A4.2.2. Sollicitations sismiques

#### *Evaluation de l'Aléa*

L'aléa est représenté par une simple accélération (pseudo-statique) avec :

- $a_h = (S-2)/100$  g
- $a_v = m a_h$  avec  $m$  au moins égal à 0,5

Le coefficient  $S$  est modulé en vertu d'un décret de 1975 en fonction de la zone avec des valeurs comprises entre 6 et 12 (soit une accélération sismique de 0,04 à 0,1 g seulement !).

La poussée dynamique de l'eau est du type Zanghar avec le même facteur  $(S-2)/100$ .

### A4.2.3. Vérification de la tenue au séisme

#### *A4.2.3.1. Cas de charges à prendre en compte*

Le séisme est supposé concomitant à un niveau de retenue permettant d'évacuer la moitié de la crue de projet.

L'action sismique (cf. 2) est multipliée par deux pour une voûte. Seule l'action horizontale est doublée pour un barrage à contreforts.

#### *A4.2.3.2. Paramètres des matériaux (béton, remblai,...)*

Pas de critères spécifiques

#### **Commentaires :**

Calculs fréquentiels évoqués mais pas développés (coefficient d'amortissement de 5%).



#### **A4.2.3.3. Critères de justification**

Pour un barrage-poids, un remblai, un barrage à contreforts, le calcul au séisme est considéré comme un cas de charge "normal" avec une simple modulation des coefficients de sécurité ; par exemple, la sécurité d'un barrage-poids au glissement s'exprime par le rapport T/N au plus égal à 0,75, porté à 0,8 pour le cas de charge avec séisme. De la même façon la résistance admissible à la traction est portée de 0,3 à 0,5 MPa en cas de séisme.

Pour un barrage-voûte, les contraintes admissibles sont augmentées de 20% pour les cas de charges avec séisme.

La réglementation fixe les revanches minimales par classe de hauteur de barrages. Dans les zones sismiques, les valeurs sont augmentées de 30 cm à 1 m.

#### **A4.2.4. Surveillance**

Pas de prescriptions particulières<sup>11</sup>.

#### **A4.2.5. Règles pour les ouvrages annexes**

Pas de prescriptions particulières.

#### **A4.2.6. Commentaires**

Le rapport du club européen de la CIGB préparé par Reilly fait notamment état pour l'Italie d'une démarche probabiliste (période de retour de 50 à 2500 ans) à partir d'un document publié en 2001. Ce document n'a, semble-t-il, jamais été mis en application. Il est signalé des réflexions en cours pour reprendre ces orientations ; les périodes de retour des séismes seraient calées sur environ 2500 ans pour les états limites ultimes et sur 100 à 250 ans pour des états limites de service, avec vraisemblablement des modulations selon l'importance de l'ouvrage et le fait qu'il s'agisse d'un projet ou d'un ouvrage neuf.

---

<sup>11</sup> Mais après le séisme de l'Aquila, il a été annoncé par les médias que le niveau du lac de Campotosto avait été baissé de 1,5 m. La réalité (source Enel) serait plutôt un maintien de la cote qu'on a empêché de monter. La même source évoque aussi des tournées particulières de mesures et d'inspections. Précaution spéciale ou application d'une consigne ?

## A4.3. Suisse

### A4.3.1. Contexte réglementaire

L'ordonnance sur la sécurité des ouvrages d'accumulation du 7 décembre 1998 (OSOA) définit le contexte réglementaire des barrages ou ouvrages d'accumulation en Suisse. Elle concerne les ouvrages d'accumulation de hauteur supérieure ou égale à 10 m et ceux de hauteur supérieure ou égale à 5 m avec une capacité de retenue supérieure à 50 000 m<sup>3</sup>.

Les barrages de classe I et II (voir définition ci-dessous) sont soumis à la surveillance directe de la Confédération par le biais de l'Office fédéral de l'énergie (OFEN).

Classe des ouvrages d'accumulation

- Classe I :
  - H > 40 m ou
  - H > 10 m et V > 1 hm<sup>3</sup>
- Classe II :
  - H > 25 m ou
  - H > 15 m et V > 50 000 m<sup>3</sup>
  - H > 10 m et V > 100 000 m<sup>3</sup>
  - H > 5 m et V > 500 000 m<sup>3</sup>
- Classe III : autres

Les principales directives établies par l'Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG) sont listées ci-après :

- Sécurité des ouvrages d'accumulation - Version 1.1 (Novembre 2002) ;
- Documentation de base relative aux critères d'assujettissement - Version 1.0 (Juin 2002);
- Documentation de base relative à la sécurité structurale - Version 1.0 (Août 2002) ;
- Documentation de base relative à la vérification de la sécurité en cas de crue (Juin 2008) ;
- Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes – Version 1.2 (mars 2003) ;
- Directives pour la vérification aux séismes : exemples d'application à des ouvrages de petite hauteur de retenue (Mars 2003) ;
- Documentation de base relative à la surveillance et à l'entretien - Version 1.0 (Décembre 2002). Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes – mars 2003.

### A4.3.2. Sollicitations sismiques

#### A4.3.2.1. Evaluation de l'aléa

Un seul séisme est à prendre en compte : le séisme de vérification qui est équivalent à un MDE (cf. A 4.6. Etats-Unis).

Pour ce séisme, les critères de sécurité sont les suivants :

- aucune rupture du barrage avec écoulement incontrôlé des eaux ;
- aucun dégât aux ouvrages annexes susceptible de mettre la sécurité de l'ouvrage d'accumulation en danger.

Le séisme de vérification est déterminé selon une approche probabiliste :

Classe de barrage	Intervalle de temps	Probabilité de dépassement	Temps de retour
I	100 ans	1 %	10 000 ans
II	100 ans	2 %	5 000 ans
III	100 ans	10 %	1 000 ans

Tableau A4-3 - Suisse - Aléa

#### A4.3.2.2. Sollicitations sismiques

L'accélération de pointe horizontale est estimée à partir des cartes d'intensité pour les périodes de retour 1000 et 10 000 ans datant de juillet 1977, et par la formule ci-après :

$\log a_h = 0,26 \cdot \text{IM.S.K} + 0,19$  ( $a_h$  : Accélération de pointe horizontale)

L'accélération verticale est prise égale à :  $a_v = 2/3 a_h$

Le spectre sismique pris en compte est le spectre normalisé selon l'EC8 partie 1.1 § 4.2.2.

Les accélérogrammes compatibles avec les spectres doivent avoir une durée minimale  $T_s$  de : maximum entre 10 secondes et  $T_s = 10 + 50 (a_h/g-0.1)$

#### A4.3.3. Vérification de la tenue aux séismes

##### A4.3.3.1. Cas de charges

- Séisme à retenue vide ;
- Séisme à retenue pleine (cote R.N.) ;
- Eau dans la retenue : masse d'eau entraînée avec le barrage selon Westergaard.

##### A4.3.3.2. Paramètres des matériaux

###### Barrage en béton

- Matériau isotrope, linéaire-élastique avec amortissement visqueux ;
- Caractéristiques dynamiques : Augmentation des caractéristiques statiques ( $E_d = 1,25 E_s - f_{cd} (f_{td}) = 1,5 f_{cs} (f_{ts})$ ).

###### Barrage en remblai

Classe	III	II	I
Propriétés des matériaux	- Paramètres de la résistance au cisaillement (statique), $\phi'$ , $c$ , $su$ - Courbe granulométrique ; - Compacité ; - Éventuellement essais SPT ou similaires.	- Paramètres de la résistance au cisaillement (statique) : $\phi'$ , $c$ , $su$ ; - Courbes granulométriques ; - Compacité ; - Éventuellement essais SPT ou similaires ; - Éventuellement valeurs caractéristiques dynamiques des matériaux.	- Valeurs caractéristiques statiques et dynamiques des matériaux.

Classe	III	II	I
Méthodes d'investigation	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Essais géotechniques statiques pour les nouvelles constructions ;</li> <li>- Pour les ouvrages existants : comparaison avec d'autres ouvrages respectivement référence à la littérature spécialisée ;</li> <li>- En cas de matériaux sensibles, analyse de l'augmentation des pressions interstitielles sous sollicitations dues à un séisme à l'aide d'essais SPT.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pour les nouvelles constructions : essais statiques standard, essais dynamiques souhaitables ;</li> <li>- Pour les ouvrages existants : selon documentation de construction complétée par des essais le cas échéant ;</li> <li>- Pour les matériaux sensibles, analyse de l'augmentation des pressions interstitielles dues au séisme à l'aide d'essais cycliques en laboratoire ou à l'aide de méthodes d'auscultation équivalentes.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pour les nouvelles constructions : valeurs caractéristiques basées sur les résultats d'essais statiques et dynamiques ;</li> <li>- Pour les ouvrages existants : valeurs caractéristiques de la documentation de construction complétées par des essais le cas échéant.</li> </ul>

Tableau A4-4 - Suisse - Matériaux de remblais

#### A4.3.3.3. Calculs dynamiques et critères de vérification

En fonction de la classe d'ouvrage, les différentes méthodes données dans le tableau ci-dessous sont imposées.

#### Pour les barrages en béton :

Classe	III	II	I
Méthode de calcul	Spectre de réponse premier mode ou pseudo-statique	Spectre de réponse (analyse modale)	Evolution temporelle
Modélisation	Corps rigide	Poutres croisées ou éléments finis	Éléments finis (Elastique linéaire)
Sol de fondation	Rigide	Ressort ou éléments finis sans masse	Éléments finis sans masse
Eau	Masse entraînée	Masse entraînée	Masse entraînée
Critères de vérification	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Contraintes inférieures aux résistances dynamiques des matériaux) (1)</li> <li>- Stabilité (glissement et basculement)</li> <li>- Intégrité des fondations (aucune rupture locale)</li> <li>- Eventuellement rive (glissement de terrain pouvant conduire à un déferlement intolérable)</li> </ul>		

Tableau A4-5 - Suisse - Barrages béton - Méthodes de calcul

(1) : en cas de dépassement, il faut démontrer qu'une distribution des contraintes dans les zones avoisinantes est possible et que les dégâts au barrage (fissures) n'entraînent pas un écoulement incontrôlé de masses d'eau

## Pour les barrages en remblai :

Classe	III	II	I
Modélisation et méthode de calcul	- Analyse simplifiée de la stabilité durant le séisme (méthode de la force de substitution) avec sollicitation horizontale uniquement ; - Calcul des déplacements de glissement en cas de possibilité de glissement.	- Analyse simplifiée de la stabilité durant le séisme (méthode du spectre de réponse avec un mode), sollicitations horizontale et verticale ; - Calcul des déplacements de glissement en cas de possibilité de glissement.	- Calculs bidimensionnels statique et dynamique par éléments finis ; - Analyse simplifiée dynamique de la stabilité : vérification de la stabilité pendant et après le séisme, sollicitations horizontale et verticale ; - Calcul des déplacements de glissement en cas de possibilité de glissement.
Critères de vérification	Le but général de la détermination des déplacements de glissement est la vérification de la sécurité à long terme de la digue. Ceci implique les objectifs suivants : - Eviter tout débordement par-dessus la digue ; - Exclure le risque d'érosion interne ; - Assurer la stabilité du bloc de glissement en état déformé.		

Tableau A4-6 - Suisse - Barrages en remblai - Méthodes de calcul

### A4.3.4. Surveillance

#### A4.3.4.1. Instrumentation

- obligation d'équiper les barrages de classe I d'accélérographes ;
- au minimum 3 accélérographes (champ libre (P.G.A), couronnement, pied du barrage).

#### A4.3.4.2. Inspection post-séisme

3 niveaux d'intervention :

Niveau 1	Contrôle visuel lors de la prochaine visite
Niveau 2	Contrôle sur place sous 24 heures
Niveau 3	Contrôle sur place immédiat

Niveau	Accélération de pointe rocher	Accélération de pointe ouvrage	Intensité MSK sur site
1	> 10 % $a_h$	> 20 % $a_h$	IV
2	> 25 % $a_h$	> 50 % $a_h$	V-VI
3	> 50 % $a_h$	> 100 % $a_h$	> VII

Tableau A4-7 - Suisse - Inspection post-séisme

### A4.3.5. Règles pour les ouvrages annexes

Le fonctionnement des ouvrages annexes importants du point de vue de la sécurité (par ex. organes de vidange) doit être assuré après un séisme.

Les déformations résultant du calcul de séisme du barrage sont imposées à la structure pour vérification des sollicitations.

## A4.4. Espagne

### A4.4.1. Contexte réglementaire

La réglementation sismique des barrages en Espagne repose sur deux textes, l'instruction de 1967 spécifique aux barrages et la norme NCSE-94 qui est le document de référence général pour la conception parasismique.

#### ***L'instruction de 1967***

L'instruction pour le projet, la construction et l'exploitation des grands barrages consacre son article 34 à la prise en compte de l'effet du séisme.

Le paramètre principal de définition de l'action sismique est "l'accélération sismique horizontale". Trois zones de sismicité sont définies, faible, moyenne et forte.

Dans la zone de sismicité faible, l'instruction ne demande aucune vérification relative au séisme. Dans la zone de sismicité moyenne, il est demandé que les structures critiques pour la sécurité soient calculées pour un séisme de période de retour 500 ans. La gamme indicative d'accélération horizontale est de 0,05 à 0,1 g. La composante verticale est égale à la moitié de l'accélération horizontale. En zone de sismicité forte, il est demandé de réaliser une étude sismologique et tectonique spécifique.

L'Instruction a été actualisée par la norme de construction parasismique espagnole NCSE-94 qui prend en compte les progrès dans la connaissance sismologique en Espagne.

#### ***La norme NCSE-94***

Cette norme ne s'applique pas de façon spécifique aux barrages. Concernant les barrages, s'appliquent seulement les aspects généraux et particulièrement la carte de l'aléa sismique de l'Espagne.

Cette carte définit les zones de sismicité :

- zone de faible sismicité :  $a_b < 0,04$  g pour laquelle aucune vérification sismique n'est demandée ;
- zone de moyenne sismicité :  $0,04 < a_b < 0,13$  g ;
- zone de forte sismicité :  $a_b > 0,13$  g.

Elle définit les valeurs de deux paramètres sismiques :

- $a_b$  accélération sismique de référence : accélération horizontale sur sol plat et ferme de période de retour 500 ans ;
- K coefficient de contribution associé à la faille Açores-Gibraltar.

L'accélération de référence  $a_b$  sert à déterminer l'accélération de calcul pour une période de retour T par la formule :  $a_c(T) = (T/500)^{0,37} a_b$ .

Le coefficient K prend en compte l'influence de la faille Açores-Gibraltar qui a causé de grands tremblements de terre avec une certaine régularité. Le facteur K affecte le contenu en fréquence du spectre de calcul.

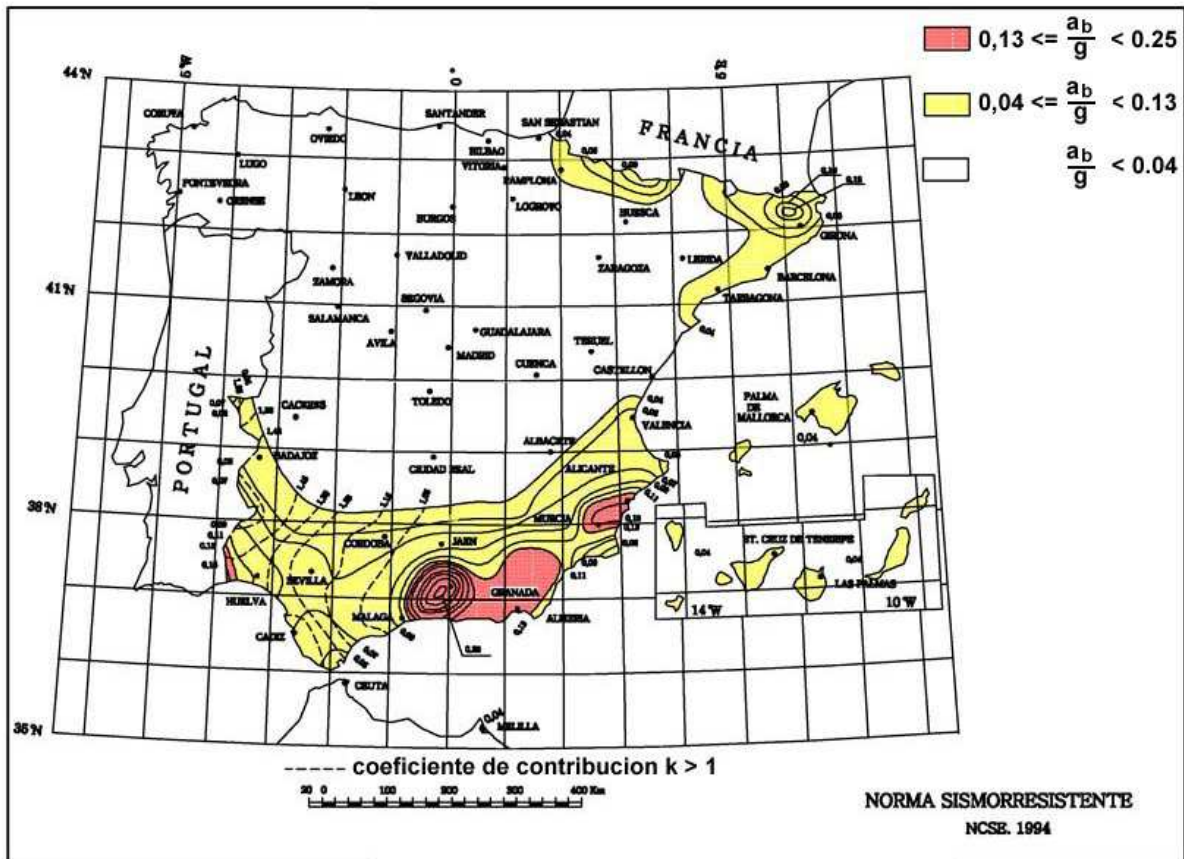


Figure A4-1 - Carte de l'aléa sismique en Espagne

## A4.4.2. Sollicitations sismiques

### A4.4.2.1. Classification des barrages et sismicité

La réglementation espagnole classe les barrages en 3 catégories A, B et C en fonction du risque associé à la rupture du barrage. La catégorie A regroupe les "grands barrages" et représente 60% des 1094 barrages espagnols (registre CIGB mondial des barrages).

Le règlement sur la sécurité des barrages et réservoirs demande que les barrages de catégorie A et B soient vérifiés pour 2 séismes :

- le séisme de projet TP (terremoto de proyecto) comparable à l'OBE (operating basis earthquake) ou au DBEE (design basis earthquake) dans la littérature anglo-saxonne ;
- le séisme extrême TE (terremoto extremo) comparable au SSE (Safe Shutdown Earthquake) de l'industrie nucléaire ou le MCE (Maximum Credible Earthquake).

Le tableau ci-après donne les périodes de retour et les accélérations de calcul pour ces deux séismes en fonction de la catégorie d'ouvrage.

Classe du barrage	Sismicité		
	Faible	Moyenne	Elevée
C	Pas de vérification sismique	TP = 1000 ans $a_c = 1,3 a_b$	
B			
A		TP = 1000 ans $a_c = 1,3 a_b$  TE = 3000 à 5000 ans $a_c = 2 a_b$	TP = 1000 ans TE = 10 000 ans  Etude sismotectonique spécifique

Tableau A4-8 - Espagne - Aléa sismique

On note que les études sismologiques spécifiques sont requises pour les barrages de classes A en zone de sismicité élevée et que la période de retour à prendre en compte dans ce cas est de 1000 ans pour le séisme de projet et 10 000 ans pour le séisme extrême.

Le PGA est déterminé à partir de la carte de l'aléa sismique qui définit l'accélération de référence de période de retour 500 ans et par application d'un coefficient multiplicateur compris entre 1,3 et 2 pour passer à l'accélération de calcul.

#### A4.4.2.2. Spectre de réponse

La norme NCSE-94 précise la définition du spectre de réponse à prendre en compte.

Le spectre est défini en fonction de  $a_c$  l'accélération de calcul et du coefficient K d'influence de la faille Açores-Gibraltar.

Ce spectre de réponse peut être utilisé pour les barrages de classe B quelle que soit la zone de sismicité et pour les barrage de classe A en zone de sismicité moyenne.

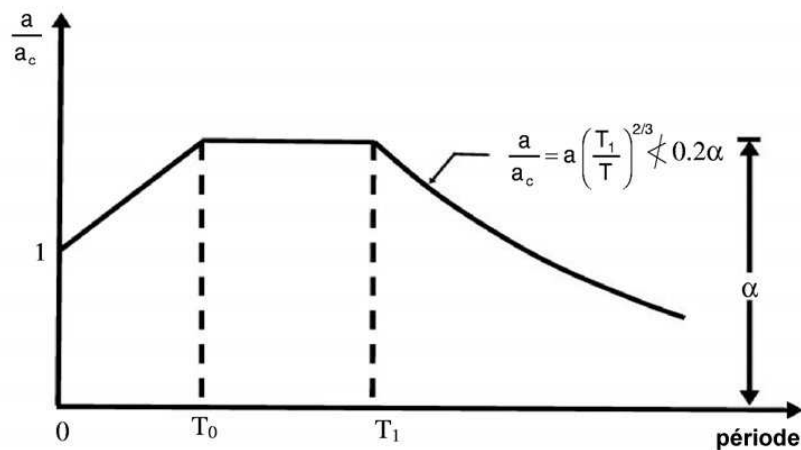


Figure A4-2 - Espagne - Spectre de réponse

Avec :

- amortissement 5%
- C = coefficient sans dimension dépendant de la nature du sol (C = 1 pour le rocher, C = 1,8 pour les sols meubles)
- $\alpha = (3 C - 3,8) (K - 1,25) + 2,30$
- $T_0 = 0,125 C + 0,2 K - 0,175$
- $T_1 = 0,215 K (5 C - 1) / \alpha$



#### **A4.4.2.3. Sismicité induite**

Il est également demandé que le risque de sismicité induite soit évalué et pris en compte pour les grandes retenues.

### **A4.4.3. Vérification de la tenue aux séismes**

#### **A4.4.3.1. Cas de charges à prendre en compte**

Le séisme doit être pris en compte dans les situations de projet suivantes :

##### **Situation accidentelle A**

- A1 : retenue vide  
A11 = poids propre + effets thermiques + **effets sismiques (TP)**
- A2 : retenue pleine  
A21 : poids propre + effet hydrostatique (RN) + **effets sismiques (TP)** + vagues sismiques + effets thermiques + pression interstitielle avec drainage efficace

##### **Situation extrême E**

- E1 : retenue vide  
E11 : poids propre + effets thermiques + **effets sismiques (TE)**
- E2 : retenue pleine  
E22 : poids propre + effet hydrostatique (RN) + effets sismique (TE) + vagues sismiques + effets thermiques + pression interstitielle avec drainage efficace

#### **A4.4.3.2. Méthode de calcul**

Le tableau ci-après précise le type d'analyse sismique à effectuer en fonction de la sismicité et de la classification du barrage.

Classification du barrage	Sismicité		
	Faible	Moyenne	Forte
A	P1	P2	P3
B	P1	P2	P3
C	P1	P2	P2

*Tableau A4-9 - Espagne - Méthode de calcul*

Le code P désigne la méthode de calcul sismique préconisée :

- P1 : pas de nécessité en général de faire une étude sismique ;
- P2 : il suffit de réaliser des calculs pseudo-statiques ;
- P3 : étude pseudo-statique et analyse dynamique pour les barrages de grande hauteur et/ou retenue importante.

Dans les calculs pseudo-statiques, une composante verticale égale à 0,5 fois l'accélération horizontale est prise en compte.

L'effet hydrodynamique de la retenue est pris en compte par la formule de Westergaard. Les calculs dynamiques peuvent être réalisés par la méthode spectrale et la norme NCSE-94 donne le spectre de réponse à 5% d'amortissement à prendre en compte.

## A4.5. Allemagne

### A4.5.1. Contexte réglementaire

Il peut être décliné selon la structure fédérale du pays. On trouve ainsi :

#### a) des normes fédérales :

- norme DIN 4149 : c'est le texte réglementaire général relatif au calcul sismique des ouvrages courants (bâtiments). Concernant l'aléa sismique, la norme fournit la carte de sismicité de l'Allemagne (475 ans) avec les accélérations horizontales au rocher pour les 4 zones décrites. Elles définissent également les principes de prise en compte des conditions de sol, qui sont repris dans le domaine des barrages ;
- normes DIN 19700 - 10 à 15. Ces 6 normes contiennent la réglementation générale des ouvrages de prise d'eau, dont la vérification sismique :
  - 19700-10 : spécifications générales
  - 19700-11 : barrages
  - 19700-12 : ouvrages écrêteurs de crues
  - 19700-13 : biefs
  - 19700-14 : bassins d'accumulation par pompage
  - 19700-15 : bassins de décantation

Les deux normes les plus directement applicables aux barrages sont la norme 19700-10, qui définit quelques exigences générales et notamment les deux types de séismes (voir ci-après), et la norme 19700-11, qui, après avoir défini les 2 classes de barrages, donne plus en détail les prescriptions en matière d'aléa et de justification des structures.

- classe 1 :  $H / \text{fondations} > 15 \text{ m}$  ou  $V \text{ retenue} > 1 \text{ hm}^3$
- classe 2 :  $H / \text{fondations} < 15 \text{ m}$  et  $V \text{ retenue} < 1 \text{ hm}^3$

**b) des circulaires par "Land".** La sismicité reste relativement modérée en Allemagne, avec trois Länder plus sismiques (voir carte), qui ont chacun édicté des documents d'application. A noter en particulier la "circulaire 58" de l'état de Rhénanie du Nord - Westphalie (2006) qui explicite les normes nationales et donne quelques exigences complémentaires.

### A4.5.2. Sollicitations sismiques

#### A4.5.2.1. Evaluation de l'aléa

Deux séismes de vérification sont définis :

- le séisme 1 ou séisme d'exploitation ("Betriebserdbeben" ou BtE) : l'ouvrage doit résister sans nécessiter une réduction des conditions d'exploitation. Les notions d'aptitude au service et de durabilité sont sous-jacentes. Les documents allemands insistent beaucoup sur ce point. La notion de durée de vie est introduite (80 à 100 ans).
- le séisme 2 ou séisme de calcul ("Bemessungserdbeben" ou BmE) : c'est la notion de sécurité qui est dominante. L'ouvrage doit résister sans défaillance globale. La capacité de vidange doit être préservée.

Les exigences en matière d'aléa et de méthodes sont déclinées en fonction des classes d'ouvrages comme suit :

	Classe 1	Classe 2
Période de retour pour séisme de calcul	2500 ans	1000 ans
Période de retour pour séisme d'exploitation	500 ans (ou moins)	100 ans (ou moins)
Détermination de l'aléa	Étude spécifique Avis d'expert	Approche simplifiée inspirée de la norme DIN 4149

Tableau A4-10 - Allemagne - Aléa sismique

L'étude spécifique peut être soit déterministe (méthode proche du SMHV) soit probabiliste. A noter que la circulaire 58 considère que la méthode déterministe donne généralement des résultats plus pessimistes que la méthode probabiliste.

#### A4.5.2.2. Sollicitations sismiques

a) Dans le cas de l'application de la méthode simplifiée (classe 2), les paramètres sont obtenus par la démarche suivante :

- identification de la zone sismique, d'après la carte générale de la DIN 4149, et évaluation de l'accélération au sol correspondante :

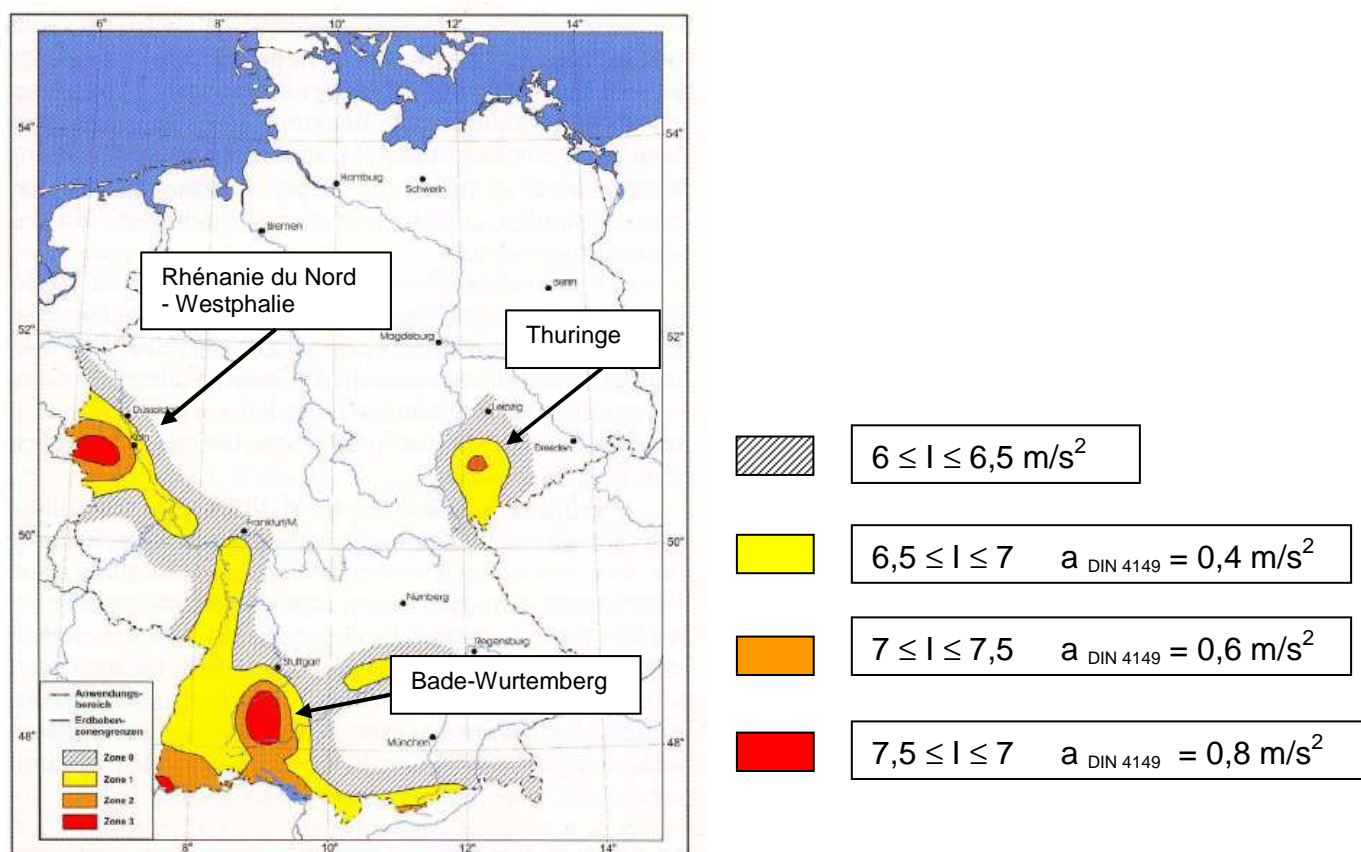


Figure A4-3 - Allemagne - Carte sismique

A noter qu'il s'agit d'accélération "effectives" utilisables directement dans un calcul pseudo-statique, c'est-à-dire déjà affectées d'un coefficient d'abattement de 0,7 par rapport à l'accélération de pointe.

- application d'un facteur de correction en fonction de la période de retour (la carte étant établie pour  $T = 475$  ans)

Période de retour	Facteur $f_w$
100	0,6
500	1,0
1000	1,3

Tableau A4-11 - Allemagne - Aléa sismique - Périodes de retour

A noter que cette démarche n'a pas été autorisée pour les barrages de classe A, le facteur  $f_w$  étant alors jugé trop élevé, d'où l'obligation d'une étude spécifique et d'un avis d'expert.

- prise en compte de la nature du sol : on croise deux types de conditions :
  - l'environnement géologique régional :
    - ❑ classe R : terrains rocheux
    - ❑ classe S : terrains sédimentaires
    - ❑ classe T : terrains intermédiaires
  - la nature de la fondation au droit du barrage :
    - ❑ classe A : roche non altérée ( $V > 800$  m/s)
    - ❑ classe B : roche altérée, plus meuble ( $350 < V < 800$  m/s)
    - ❑ classe C : roche très altérée

Un facteur de sol est alors défini en fonction du croisement de ces deux paramètres :

Conditions de sol	Facteur de sol $f_u$
A-R	1,00
B-R	1,25
C-R	1,50
B-T	1,00
C-T	1,25
C-S	0,75

Tableau A4-12 - Allemagne - Facteur de sol

- l'accélération horizontale de calcul est alors égale à :  $a_g = a_{DIN 4149} f_w f_u$
- on ne prend pas en compte l'accélération verticale

**b) Dans le cas des études spécifiques (classe 1), l'expert doit fournir au minimum :**

- pour la méthode pseudo-statique :
  - les accélérations effectives horizontales et verticales ;
  - indications sur la prise en compte éventuelle d'une majoration liée à des accélérations bidirectionnelles (en général facteur 1,1) ;
- pour les méthodes dynamiques :
  - les spectres de réponse horizontaux et verticaux en champ libre, à 5 et 10% d'amortissement ;
  - une majoration éventuelle liée aux accélérations bidirectionnelles ;
  - dans le cas d'un calcul temporel, les accélérogrammes compatibles avec les spectres, d'une durée de 5 à 10 s.

### A4.5.3. Vérification de la tenue aux séismes

#### A4.5.3.1. Méthodes de calcul

Le tableau suivant résume les méthodes de calcul à appliquer en fonction du type d'ouvrage:

Classe 1		Classe 2
$a_g < 0,04 g$ : pas de vérification		
$H \leq 40 m$ Méthode pseudo-statique autorisée	Remblais : $a_g . 1,0$	Méthode pseudo-statique autorisée  avec $a_g . 1,0$
	Barrages rigides : avec $a_g . 2,5$ (fréquence propre dans la zone du plateau du spectre)	
$H > 40 m$ Méthodes dynamiques: - spectrales - temporelles		

Tableau A4-13 - Allemagne - Méthodes de calcul

#### A4.5.3.2. Cas de charges à prendre en compte

Les vérifications de stabilité s'effectuent dans le cadre de trois "situations de calcul" (BS I = situation permanente, BS II = situation transitoire, BS III = situation exceptionnelle) correspondant à un croisement entre des "cas de charge" et des "états-limite de résistance":

Cas de charge	Etats-limites de résistance		
	A	B	C
1	BS I	BS II	BS III
2	BS II	BS III	
3	BS III		

Tableau A4-14 - Allemagne - Situations de calcul

Le séisme de calcul est combiné au chargement hydrostatique à RN, et éventuellement à d'autres chargements tels que le trafic ou les conditions thermiques, pour former le cas de charge 3, ce qui aboutit donc à la situation de calcul BS III. Pour les barrages rigides, l'action de la retenue est calculée avec la poussée de Westergaard.

#### A4.5.3.3. Paramètres des matériaux

Quelques indications sont données relatives à la prise en compte de la déformation de la fondation, des modules d'élasticité dynamiques, des taux d'amortissement des matériaux (5% pour le BtE, 10% pour le BmE).

#### A4.5.3.4. Critères de justification

##### Barrages en remblai

Vis-à-vis de la résistance, sont étudiées la stabilité générale du remblai et de la fondation, la stabilité au glissement des talus (selon Fellenius). Un facteur global de sécurité de 1,1 est appliqué (augmentation de 0,1 en cas de prise en compte de la cohésion).

Les déplacements doivent être étudiés, y compris par des méthodes simplifiées, notamment dans le cas où des lignes de glissement instables sont détectées par le calcul. Les risques associés aux glissements sont la perte de revanche, l'amorce d'érosion interne, l'instabilité en situation post-sismique.

Il est insisté sur l'importance d'une analyse préliminaire de résistance à la liquéfaction.

Une attention particulière est portée sur les conséquences d'un événement sismique sur l'aptitude ultérieure de l'ouvrage à l'exploitation : éviter des amorces d'érosion interne, de fissurations, de déplacements.

### Barrages rigides

Pour les barrages-poids, sont données des conditions sur le taux de fissuration (inférieur à 50 % de la section dans le cas d'un calcul en poutre) et sur l'excentricité de la résultante (inférieure au tiers de la section dans le cas d'un calcul aux éléments finis).

#### **A4.5.4. Surveillance**

Une instrumentation par sismomètres est recommandée dans les zones à forte activité sismique, afin de vérifier que l'ouvrage n'a pas été soumis à des accélérations supérieures aux valeurs de calcul, dans une optique de durabilité de l'ouvrage. Une fonction d'alarme est conseillée.

Cas des ouvrages de rétention des crues (dont les digues sèches) : le principe est de ne pas exiger la vérification sismique au calcul. Compte tenu des risques d'endommagement après un séisme, qui pourraient avoir des conséquences lors d'une prochaine mise en eau en crue, il est tout de même de conseillé de vérifier les ouvrages au séisme d'exploitation, et demandé d'effectuer des contrôles de l'ouvrage après le séisme.

#### **A4.5.5. Règles pour les ouvrages annexes**

Il est tout d'abord rappelé que les ouvrages annexes doivent être conçus conformément aux normes de génie civil dont ils dépendent.

Des exigences plus précises sont formulées pour éviter deux cas de figures :

- l'impossibilité de vidanger le barrage après un séisme ;
- la rupture ou la chute d'un organe annexe entraînant une détérioration majeure du barrage principal.

Les vérifications correspondantes doivent être menées avec le séisme de calcul BmE. Des prescriptions particulières concernent les tours d'évacuation des crues ou de vidange (avec calcul spectral incluant l'eau contenue dans la tour), les conduites, les galeries, les murs de soutènement.

## A4.6. Etats-Unis

### Le contexte général

La structure politique et administrative des Etats-Unis d'Amérique correspond à un Etat fédéral ; au niveau fédéral, les préoccupations de sécurité sont particulièrement présentes au sein de la "Federal Emergency Management Agency" (FEMA) ainsi qu'au sein de la "Federal Energy Regulatory Commission" (FERC).

C'est au niveau de la FEMA qu'ont été rédigés et publiés les textes de base intitulés "Federal guidelines for dam safety", notamment le fascicule intitulé "Earthquake analyses and design of dams" de mai 2005.

Le rôle du niveau fédéral est renforcé du fait de l'existence de services ou d'agences de compétence nationale reconnue :

- l'US Geological Service (USGS) qui collecte, traite et diffuse les données sismiques pour l'ensemble du pays ;
- l'US Army Corps of Engineers (USACE), propriétaire, exploitant et concepteur d'un très important parc d'ouvrages hydrauliques, souvent chargé de missions d'évaluation et de rédactions de recommandations en matière de sécurité des barrages ;
- l'US Bureau of Reclamation (USBR) dont l'action en matière de grands ouvrages hydrauliques se limite à 17 Etats de l'ouest américain ;
- le Natural Resources Conservation Service (NRCS) au rôle plus diffus et plus orienté vers la préservation des milieux naturels.

Les Etats les plus concernés par les risques sismiques ont développé des compétences propres et s'appuient sur des procédures spécifiques, comme en Californie, en Alaska ou en Arizona.

C'est d'ailleurs en Californie que sont conduits les programmes de recherche les plus actifs en matière de sécurité des ouvrages hydrauliques aux séismes (Universités de Berkeley et Stanford notamment).

Enfin les grands cabinets d'ingénieurs conseils sont souvent associés à la mise au point des textes réglementaires ou des documents méthodologiques. On peut aussi noter que la grande majorité des textes mis au point sous le timbre de l'USACE sont librement disponibles sur le site web de cet organisme.

L'aléa sismique est particulièrement variable selon les territoires ; il est relativement faible dans le bassin du Mississippi ; il est notable dans certaines zones de l'Est américain et peut prendre des formes violentes dans l'Ouest plus particulièrement en Alaska et en Californie où l'on retrouve les plus fortes sismicités (voir carte jointe).

C'est en Californie que se sont produits les trois séismes les plus "marquants" en relation avec la stabilité des ouvrages hydrauliques aux USA : San Francisco 1906 (magnitude 8,25), Kern County 1952 (magnitude 7,6) et San Fernando 1971 (magnitude 6,6).

### A4.6.1. Le contexte réglementaire

La FEMA a publié en 2004 et 2005 cinq documents constituant le référentiel technique de la sécurité des barrages tant en matière de crues que de séismes ; ce référentiel technique s'applique au système fédéral (services et agences), il n'a pas vocation à se substituer à des textes et des pratiques élaborés au niveau des Etats ou des collectivités territoriales pour les barrages dont la sécurité relèverait de leur juridiction.

Pour ce qui relève de la classification des barrages en termes de risques, la FEMA propose trois classes centrées sur les impacts. Il s'agit de risques potentiels indépendamment de tout lien avec la sécurité intrinsèque de la structure.

Classement en termes de risques potentiels	Sécurité des personnes Pertes de vies humaines	Impacts économiques ou environnementaux, interruption des grands réseaux
Faible	Aucune perte attendue	Faibles et généralement limités au propriétaire
Significatif	Aucune perte attendue	Réels
Elevé	Probables	Réels

Tableau A4-15 - Etats-Unis - Classement des barrages - 1

De fait, cette classification est très cohérente avec la circulaire du 14 Août 1970 maintenant abrogée qui faisait de la sécurité publique l'enjeu quasi unique des procédures liées à la sécurité des ouvrages.

Les barrages classés à haut risque potentiel sont ceux dont la rupture ou des actions malencontreuses en cours d'exploitation provoqueraient probablement la perte de vies humaines.

Les services plus concernés par les ouvrages de taille moyenne ou faible utilisent la classification ci-après ou une classification proche :

Catégorie (taille de l'aménagement)	Volume stocké dans le réservoir à RN (hm <sup>3</sup> )	Hauteur du barrage (m)
Faible	0,06 à 1,2	7,6 à 12,2
Intermédiaire	1,2 à 60	12,2 à 30,5
Grande	Supérieur à 60	Supérieure à 30,5

Tableau A4-16 - Etats-Unis - Classement des barrages - 2

### A4.6.2. Les sollicitations sismiques

De façon générale, les mêmes textes s'appliquent pour l'évaluation de l'aléa sismique qu'il s'agisse de la conception de projets neufs et ou de la révision d'ouvrages réalisés. La révision en relation avec le risque sismique est déclenchée si au moins l'une des conditions suivantes est réalisée :

- le comportement de l'ouvrage ne correspond pas aux prévisions faites lors des études de conception au cours d'un séisme majeur ;
- une dégradation de certaines fonctions est constatée (surélévation fréquente du niveau dans le réservoir par exemple) ;
- des progrès dans l'état de l'art débouchent sur la remise en cause de certaines pratiques ;
- des modifications au projet initial ont réduit la résistance aux séismes de l'ouvrage ;
- cette révision n'a pas été conduite depuis 15 ans.



L'aléa sismique est déterminé à partir des méthodes suivantes :

- données et études générales publiées par l'USGS ; ces valeurs sont utilisées dans les études initiales et peuvent être conservées dans les études finales uniquement pour les ouvrages situés en zones sismiques 1 ou 2A ;
- les approches déterministes, ces approches sont considérées comme appropriées pour estimer le séisme MCE (voir § suivant) ;
- les approches probabilistes qui présentent l'avantage de fournir une probabilité de dépassement.

Les séismes pris en considération sont les suivants :

- Maximum Credible Earthquake (MCE) défini comme le séisme le plus fort susceptible raisonnablement de se produire à partir d'une source donnée et en relation avec des considérations géologiques et sismiques ;
- Maximum Design Earthquake (MDE) parfois désigné par "Safety Evaluation Design" ; le MDE est le même que le MCE pour les ouvrages critiques ; pour les autres ouvrages il peut être inférieur et être déterminé par l'une ou l'autre des méthodes d'études spécifiques ;
- Operating Basis Earthquake (OBE) est un séisme qui a une probabilité significative d'être dépassé pendant la vie de l'ouvrage ; l'USACE propose une probabilité de dépassement de 50 % sur une durée de 100 ans soit une période de retour de 144 ans ;
- Pour obtenir les sollicitations sismiques sur sites, l'USACE suggère de faire appel aux trois méthodes pour les ouvrages à risque très élevé, afin de mieux cerner la sollicitation sismique à prendre en compte.

Pour ce qui relève du zonage fourni par l'USGS, on peut noter son évolution régulière à travers une procédure de révision systématique et la richesse des données fournies. Les périodes de retour considérées sont celles du tableau ci-dessous.

Période de référence ou durée de vie (années)	Probabilité de dépassement (%)	Période de retour (années)
50	10	475
50	5	975
50	2	2475
50	1	4975

Tableau A4-17 - Etats-Unis - Périodes de retour

L'USGS fournit les cartes nationales pour les différentes périodes de retour citées précédemment et pour différents coefficients d'amortissement (5, 10 et 20%) afin d'obtenir des spectres de réponse spécifiques ; il fournit aussi la durée de phase forte ainsi que des accélérogrammes.

#### **A4.6.3. La vérification de la tenue des barrages aux séismes**

Selon un rapport intitulé "Safety of dams Flood and Earthquakes criteria" publié en 1985 par National Academy Press, les pratiques en matière de conduite des études d'évaluation de la sécurité sismique des barrages sont assez différentes selon les institutions.

Opérateur	Carte de zonage	MCE	OBE	Risque potentiel de liquéfaction	Méthodes pseudo-statiques	Analyse dynamique	Mesures défensives
SCS	*			*	*		
USACE		*	*	*	*	*	
USBR		*	*				
TVA		*	*	*	*	*	
Colorado		*		*	*	*	*

Tableau A4-18 - Etats-Unis - Méthodes

Ce tableau doit être interprété avec prudence puisqu'il impliquerait que l'USBR ne fait appel à aucune méthode calcul.

Toujours à titre informatif on trouvera un tableau issu du document ER 1110-2-1806 de juillet 1995 édité par l'USACE, intitulé "Earthquake design and evaluation for civil works projects".

Zone sismique	Etudes préliminaires	Faisabilité	Etudes de projet
0 et 1	E	MCS	ASR
2A et 2B	E	MCS/ASR	ASR/ACC
3 et 4	MCS	ASR	ACC

Tableau A4-19 - Etats-Unis - Méthodes - USACE

- E : Expérience de l'ingénieur en charge de la conception
- MCS : Méthode du coefficient sismique (pseudo-statique)
- ASR : Analyse à partir du spectre de réponse
- ACC : Analyse temporelle à partir d'accélérogrammes

D'après ce même document, voici les têtes de chapitre pour un rapport d'évaluation du risque sismique d'un ouvrage : présentation sommaire des critères sismiques applicables, description des procédures suivies pour les études, présentation des résultats des études sismiques, résultats des analyses dynamiques (fondations, remblais, structures), présentation des mesures défensives, vérification des résultats de l'analyse, récapitulatif des principaux résultats.

En ce qui concerne les méthodologies suivies pour les études de conception ou d'évaluation du risque sismique et adoptées par les différentes agences, elles sont apparues très détaillées, mais aussi liées à l'usage de logiciels spécifiques ; ceci est apparu trop éloigné des besoins de cette annexe à vocation informative.

#### A4.6.4. Surveillance

Au § 4.7 du fascicule EM 1110-2-1908 de l'USACE relatif à l'instrumentation des barrages en remblai et des digues, le sujet de la surveillance sismique est abordé comme suit :

"Le concept ancien selon lequel l'instrumentation sismique des barrages en remblai et des réservoirs qui s'y rattachent est uniquement un outil pour la recherche a laissé la place au concept moderne selon lequel l'instrumentation sismique est nécessaire pour les barrages à risques potentiels élevés dans les zones à forte sismicité".

L'USACE recommande alors la pose de :

- accélérographes digitaux (3 mesures selon les directions principales) placés en crête, sur un appui et en pied ;
- dispositifs d'alerte basés sur le dépassement d'une valeur préfixée d'accélération verticale ;
- accélérographes enregistreurs des valeurs maximales (sans utilisation d'énergie).

#### A4.6.5. Règles pour les ouvrages annexes

De façon générale, il est demandé que la localisation et la conception des ouvrages annexes les rendent insensibles aux éventuels désordres survenant du fait des séismes et affectant l'ouvrage principal : tassements excessifs, amorces de glissements, fuites et sous-pressions, chutes de blocs.

En zone 0, aucune vérification sismique n'est nécessaire. Pour vérifier la stabilité structurale des ouvrages (zone 1 et plus), l'USACE recommande les valeurs suivantes du coefficient global de sécurité :

- stabilité au glissement : pour l'OBE, 1,7 pour les structures "critiques" et 1,3 pour les autres ; pour le MDE, 1,3 pour les structures "critiques" et 1,1 pour les autres ;
- stabilité au renversement : pour l'OBE, 75 % de la base de la structure doit rester comprimée ; pour le MDE, la résultante doit traverser la base. Dans l'hypothèse où cette dernière condition n'est pas vérifiée un calcul dynamique est imposé ;
- capacité portante non dépassée compte tenu de coefficients spécifiques si la fondation est constituée de sols meubles.

C'est donc la stabilité au renversement de tours de prises simplement encastées sur un radier qui font l'objet de développements les plus détaillés.

Les pratiques américaines en matière de conception ou d'évaluation de la sécurité des barrages en regard des risques sismiques sont très diverses ; elles sont très documentées et disposent d'importantes bases méthodologiques qui les rendent particulièrement intéressantes.

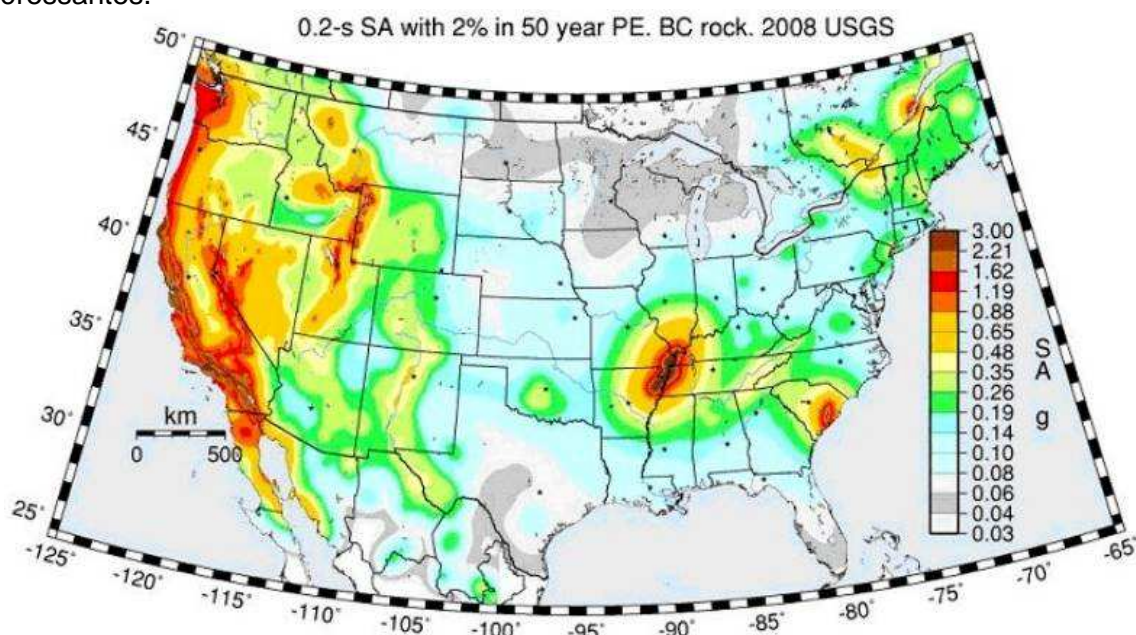


Figure A4-4 - Etats-Unis - Carte de sismicité

#### Références réglementaires :

- "Federal guidelines for dam safety" - avril 2004 - FEMA
- "Safety of dams Flood and earthquake criteria" - 1985 - National Academy Press
- "Earthquake design and evaluation for civil works projects" - 1995 - ER 1110-2-1806 USACE
- sites internet : <http://www.fema.gov/> - <http://www.usace.army.mil/> - <http://www.usbr.gov/> - <http://www.usgs.gov/>

## **A4.7. Canada**

### **A4.7.1. Contexte réglementaire**

#### ***Général***

Pas de réglementation fédérale au Canada. La sécurité des barrages est de juridiction provinciale. Lois ou pratiques différentes d'une province à l'autre. Trois provinces ont introduit des lois sur la sécurité des barrages : Colombie-Britannique, Alberta et Québec.

#### ***Recommandations de l'ACB (Association Canadienne des Barrages)***

Les seules recommandations d'envergure fédérale sont émises par l'ACB (Association Canadienne des Barrages).

L'ACB a introduit en 2007 une profonde refonte de ses recommandations de 1999, en incluant notamment les études de dangers "barrages".

Texte de référence : "Canadian Dam Association - Dam Safety Guidelines – Practices and Procedures T201 – Seismic Hazard Considerations in dam Safety Analysis prepared by Seismic Considerations Working Group – (September 2005 + revision 2007)".

Les provinces ne disposant pas de loi provinciale sur la sécurité des barrages adoptent les recommandations de l'ACB (Provinces du Nord). Récemment, le MNR (Ministry of Natural Resources, organisme de contrôle des barrages de l'Ontario) a suivi le développement des révisions introduites par l'ACB, et s'apprête à émettre une nouvelle réglementation.

De façon générale, toutes les provinces, y compris celles qui sont dotées d'une loi sur la sécurité des barrages, tentent de demeurer conformes aux recommandations de l'ACB.

La révision 2007 des recommandations de l'ACB contient plusieurs nouveautés concernant en particulier la prise en compte de l'analyse des risques. En ce qui concerne la détermination des paramètres sismiques, il est à noter que le document ne se prononce pas sur le choix du modèle sismologique. A priori, il est possible d'utiliser autant le modèle dit Historique (basé sur un micro-zonage défini au moyen de l'historique des tremblements de terre) que le modèle Robuste (basé sur un micro-zonage défini au moyen de l'historique des tremblements de terre, mais auxquels sont ajoutées des évidences géologiques).

### **A4.7.2. Caractérisation du séisme**

#### ***A4.7.2.1. Evaluation de l'aléa***

Les barrages sont classés suivant les conséquences que peuvent avoir une rupture, aussi bien en termes de perte de vies humaines que de dommages socio-économiques et environnementaux.

Pour l'évaluation de l'aléa sismique du Canada, les paramètres sont déterminés par un zonage établi par la Commission Géologique du Canada (CGC), basé sur le développement d'un modèle probabiliste d'aléa sismique.

Les valeurs considérées sont les valeurs de pic d'accélération au rocher PGA (Peak Ground Acceleration) et le pseudo-spectre d'accélération PSA. Les valeurs données pour le PGA sont des valeurs médianes au rocher, et non les valeurs sur dépôt de sol ferme.

Le choix du modèle ne fait pas consensus pour le moment, les barragistes ayant l'habitude de travailler avec le Modèle H (Historique) et avec les approches semi-déterministes.

Les classes de barrages sont ainsi décrites sur le tableau suivant extrait des recommandations de l'ACB (révisées en 2007) :

Dam class	Population at risk [note 1]	Incremental losses		
		Loss of life [note 2]	Environnemental and cultural values	Infrastructure and economics
Low	None	0	Minimal short-term loss ; No long-term loss ;	Low economics losses ; area contains limited infrastructure or services
Significant	Temporary only	Unspecified	No significant loss or deterioration of fish or wildlife habitat ; Loss of marginal habitat only ; Restoration or compensation in kind highly possible	Losses to recreational facilities, seasonal workplaces, and infrequently used transportation routes
High	Permanent	10 or fewer	Significant loss or deterioration of important fish or wildlife habitat ; Restoration or compensation in kind highly possible	High economic losses affecting infrastructure, public transportation, and commercial facilities
Very high	Permanent	100 or fewer	Significant loss or deterioration of critical fish or wildlife habitat ; Restoration or compensation in kind possible but impractical	Very high economic losses affecting important infrastructure or services (e.g., highway, industrial facility, storage facilities for dangerous substances)
Extreme	Permanent	More than 100	Major loss of critical fish or wildlife habitat ; Restoration or compensation in kind impossible	Extreme losses affecting critical infrastructure or services (e.g., hospital, major industrial complex, major storage facilities for dangerous substances)

**Note 1 - Definition for population at risk :**

**None** - There is no identifiable population at risk, so there is no possibility of loss of life other than through unforeseeable misadventure.

**Temporary** - People are only temporarily in the dam-breach inundation zone (e.g., seasonal cottage use, passing through on transportation routes, participating in recreational activities).

**Permanent** - The population at risk is ordinarily located in the dam-breach inundation zone (e.g., as permanent residents) ; three consequence classes (high, very high, extreme) are proposed to allow for more detailed estimates of potential loss of life (to assist in decision-making if the appropriate analysis is carried out).

**Note 2 - Implications for loss of life :**

**Unspecified** - The appropriate level of safety required at a dam where people are temporarily at risk depends on the number of people, the exposure time, the nature of their activity, and other conditions. A higher class could be appropriate, depending on the requirements. However, the design flood requirement, for example, might not be higher if the temporary population is not likely to be present during the flood season.

Tableau A4-20 - Canada - Classement des barrages

En fonction de la classe de barrage (et donc des dangers attachés à sa rupture potentielle, les probabilités d'occurrence des événements naturels (séismes ou crues) suivants doivent être considérées :

Dam class [note 1]	AEP	
	IDF	EDGM [note 2]
Low	1/100	1/500
Significant	Between 1/100 and 1/1000 [note 3]	1/1000
High	1/3 between 1/1000 and PMF [note 4]	1/2500
Very high	2/3 between 1/1000 and PMF [note 4]	1/5000
Extreme	PMF [note 5]	1/10000

**Acronyms :** AEP, annual exceedance probability ; EDGM, earthquake design ground motion ; IDF, inflow design flood ; PMF, probable maximum flood.

**Note 1.** As defined in Table 2-1, Dam Classification.

**Note 2.** AEP levels for EDGM are to be used for mean rather than median estimates of the hazard.

**Note 3.** Selected on the basis of incremental flood analysis, exposure, and consequences of failure.

**Note 4.** Extrapolation of flood statistics beyond 1/1000 year flood ( $10^{-3}$  AEP) is discouraged. The flood defined as "1/3 between 1/1000 year and PMF" or "2/3 between 1/1000 year and PMF" has no defined AEP.

**Note 5.** PMF has no associated AEP.

Tableau A4-21 - Canada - Aléa

Les études déterministes sont normalement réservées aux cas spécifiques. Elles doivent être conduites par des spécialistes, et doivent inclure les effets de site (par exemple à partir de la connaissance du profil des ondes de cisaillement en fonction de la profondeur).

La loi d'atténuation retenue est celle d'Atkinson and Boore (1995) pour l'est et le centre du Canada.

#### **A4.7.2.2. Sollicitations sismiques**

##### **PGA**

Les PGA sont définis par le zonage effectué par la CGC sur la base d'une approche probabiliste de Adams et Halchuk (2003) donnant une probabilité de dépassement annuelle en un nombre donné d'années (par exemple 2% en 50 ans soit environ  $4 \times 10^{-4}$ , probabilité utilisée dans le National Building Code, qui ne concerne pas les barrages). Ces valeurs de PGA sont des valeurs médianes au rocher.

##### **Coefficients sismiques**

Des coefficients sismiques estimés à 50% de l'APR (Accélération de Pointe au Rocher) sont illustrés par des cartes.

##### **Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD)**

Le SMD, représentant la plus forte secousse sismique considérée, correspond à une période de retour de 2 500 ans (la probabilité de dépassement est de 2% en 50 ans).

Exigences : les barrages et structures connexes essentielles doivent être conçus et réévalués pour résister aux secousses sismiques induites par le SMD sans libérer les eaux du réservoir.

### ***Durée du séisme***

Pour l'est de l'Amérique du Nord, la durée en secondes est estimée au moyen de la formule :

$$D = 0,5 + 0,05 R \quad \text{Atkinson (1993)}$$

où R est la distance hypocentrale en km

On utilise également la durée de phase forte (pour les calculs dynamiques des remblais) caractérisée par Bolt (1973) et définie par le temps écoulé entre la première et la dernière occurrence d'accélération supérieure à 0,05 g aux fréquences supérieures à 2 Hz, ou celle définie par Husid (1973), en relation avec l'énergie totale d'un enregistrement d'accélérogramme.

### ***Sollicitation verticale***

Sollicitation verticale = 2/3 de l'action horizontale.

### ***Spectres de réponse***

Construits sur la base d'accélération spectrales (avec 5 % d'amortissement) pour les périodes 0,05 s, 0,1 s, 0,2 s et 1 s.

### ***Accélérogrammes de référence***

Choix d'accélérogrammes de référence recommandés par Bolt (1996), ainsi que ICOLD (1989), si possible en choisissant plusieurs (de 3 à 7), de tectonique semblable, et avec la possibilité d'ajustement des accélérogrammes soit avec un simple facteur multiplicatif (en général et de préférence inférieur à 2), soit avec des facteurs multiples afin d'obtenir un meilleur ajustement au spectre à toutes les périodes.

## **A4.7.3. Vérification de la tenue aux séismes**

### ***A4.7.3.1. Cas de charges à prendre en compte***

Pas d'indication spécifique, mais a priori pas de combinaison du séisme avec d'autres cas de chargement rares ou exceptionnels pour l'ouvrage.

### ***A4.7.3.2. Paramètres des matériaux (béton, remblai,...)***

Pas de critères spécifiques indiqués en déformation ou en résistance dans les règlements ou les recommandations de l'ACB.

### ***A4.7.3.3. Méthodes de calcul***

La méthode progressive proposée par l'ACB reflète la pratique actuelle. Le niveau de détail et de complexité de l'analyse est d'autant plus élevé que le barrage est important (le barrage est de classe élevée) et que l'activité sismique au site du barrage est importante. La sélection de la méthode est basée sur :

- l'importance de la structure et les conséquences de la rupture ;
- la hauteur et la complexité de la structure ;
- l'intensité du séisme ;
- le niveau des études antérieures en regard des conditions actuelles (avec l'augmentation de l'aléa sismique, les observations de la réponse du barrage aux séismes, etc.).

## Barrages en béton

Niveaux d'étude suivants mis en œuvre progressivement par ordre de complexité croissante :

- Niveau 0** Évaluation préliminaire de la sécurité sismique de l'ouvrage: présélection et prise de décision en matière de sécurité sismique
- Niveau I** Analyse pseudo-statique (méthode du coefficient sismique)
- Niveau II** Méthodes pseudo-dynamiques :
  - (a) méthode simplifiée de réponse spectrale (Chopra 1988),
  - (b) méthode classique de réponse spectrale.
- Niveau III** Méthodes dynamiques transitoires linéaires :
  - (a) domaine des fréquences, (b) domaine du temps.
- Niveau IV** Analyse dynamique non-linéaire

## Barrages en remblai

Méthodes mises en œuvre également de façon progressive :

- Niveau 0** Niveau préliminaire :  
Analyse des données, vérification au sujet du potentiel de liquéfaction.
- Niveau I** Méthode pseudo-statique
- Niveau II** Méthodes simplifiées en déplacements permanents :  
Méthode de Newmark – analyse des déplacements (1965), y compris les développements par la méthode de Makdisi-Seed (1978).
- Niveau III** Evaluation du potentiel de liquéfaction
- Niveau IV** Analyse dynamique - Approche en contraintes totales  
Principalement la méthode linéaire équivalente développée par Seed and al.
- Niveau V** Analyse dynamique – Approche en contraintes effectives  
Les approches non-linéaires en contraintes effectives sont préférées (Finn *et al.* 1977; Martin and Seed 1979; Finn *et al.* 1986; Byrne 1991; Prévost 1999) pour projets critiques en zone très sismique, avec sols présentant des résistances marginales, et drainage en situation post-sismique capital.

Au Québec, (règles en vigueur à Hydro-Québec) suivant la classe des barrages et l'activité sismique de la zone, un niveau d'étude minimum est imposé : (Classe 1 : classe de barrage la plus élevée).

Classe du barrage	Zone sismique				
	Zone I < 5% g	Zone II 5 – 10% g	Zone III 10 - 20% g	Zone IV 20 - 32% g	Zone V > 32% g
4	0	I	I	II	III
3	I	I	I	II	III
2	II	II	II	III	III
1	II	II	II	III	III

Tableau A4-22 - Canada - Niveaux minimum d'analyse  
(évaluation sécurité des barrages en remblai – 2003)



#### A4.7.3.4. Critères de justification

##### Barrages-poids en béton

Loading combination	Position of resultant force (percentage of base in compression)	Normal compression stress [note 1]	Sliding safety factor		
			Friction only	Friction and cohesion [note 2]	
				With tests	Without tests
Usual	Preferably within the kern (middle third of the base : 100% compression) ; however, for existing dams, it may be acceptable to allow a small percentage of the base to be under 0 compression if all other acceptance criteria are met [note 3]	$< 0,3 f'c$	$\geq 1,5$	$\geq 2,0$	$\geq 3,0$
Unusual	75% of the base in compression, and all other acceptance criteria must be met	$< 0,5 f'c$	$\geq 1,3$	$\geq 1,5$	$\geq 2,0$
Extreme flood	Within the base, and all other acceptance criteria must be met	$< 0,5 f'c$	$\geq 1,1$	$\geq 1,1$	$\geq 1,3$
Extreme earthquake	Within the base, except where an instantaneous occurrence of resultant outside the base may be acceptable	$< 0,9 f'c$	[note 4]		
Post-earthquake	Within the base	$< 0,5 f'c$	$\geq 1,1$ [note 5]	[note 6]	

**Note 1.** Where  $f'c$  = compressive strength of concrete.

**Note 2.** Given the significant impact a very small amount of cohesion can have on shear resistance of small and medium-sized dams, the use of a cohesive bond in calculating the sliding safety factor should be done with extreme caution.

**Note 3.** It is very important to verify that all possible failure modes have been addressed under a potential cracked base scenario.

**Note 4.** The earthquake load case is used to establish post-earthquake condition of the dam.

**Note 5.** If post-earthquake analysis indicates a need for remedial action, this condition should not be allowed to remain for any length of time. Remedial action could be carried out as soon as possible such that factors of safety are increased to the level of the pre-earthquake conditions.

**Note 6.** Shear resistance based on friction and cohesion needs to be considered carefully, since the analysis surface may not remain in compression throughout the earthquake but may result in cracking, which will change the resistance parameters.

Tableau A4-23 - Canada - Critères de justification pour les barrages-poids

## **Barrages en remblai**

<b>Loading condition</b>	<b>Minimum factor of safety [note 1]</b>	<b>Slope</b>
End of construction before reservoir filling	1,3	Upstream and downstream
Long term (steady-state seepage, normal reservoir level)	1,5	Downstream
Full or partial rapid drawdown	1,2 - 1,3 [note 2]	Upstream

Note 1. Factor of safety is the factor required to reduce operational shear strength parameters to bring a potential sliding mass into a state of limiting equilibrium (using generally accepted methods of analysis).

Note 2. Higher factors of safety may be required if drawdown occurs relatively frequently during normal operation.

*Tableau A4-24 - Canada - Critères de justification statiques pour les barrages en remblai*

<b>Loading condition</b>	<b>Minimum factor of safety</b>
Pseudo-static	1,0
Post-earthquake	1,2 - 1,3

*Tableau A4-25 - Canada - Critères de justification sismiques pour les barrages-poids*

### **A4.7.4. Surveillance**

Pas de réglementation ou d'instructions au niveau fédéral. Cependant, une réglementation existe et est en vigueur au Québec sur la surveillance des barrages (aucun seuil indiqué).

### **A4.7.5. Règles pour les ouvrages annexes**

Rien n'est indiqué spécifiquement dans ces recommandations qui s'appliquent effectivement aux barrages. Cependant les règles de sécurité étant applicables à tous les ouvrages, il peut être admis que ces recommandations s'appliquent à tout organe remplissant une fonction de sécurité, comme "les structures connexes essentielles"... (Loi sur la sécurité des barrages – Province du Québec).

## A5. Annexe 5 - Bibliographie

---

### A 5.1. Ouvrages de base

- Balandier P., 2003. Urbanisme et aménagement, Les Grands Ateliers de L'Isle-d'Abeau, 95 pages.
- Balandier P., 2003. Sismologie appliquée, Les Grands Ateliers de L'Isle-D'abeau, 116 pages.
- Bernard P., 2003. Qu'est-ce qui fait trembler la Terre ?, EDP Sciences, 287 pages.
- Betbeder-Matibet J., 2003. Génie parasismique, Vol 1. Phénomènes sismiques. Hermès.
- Betbeder-Matibet J., 2003. Génie parasismique, Vol 2. Risques et aléas sismiques. Hermès.
- Betbeder-Matibet J., 2003. Génie parasismique, Vol 3. Prévention parasismique. Hermès.
- BRGM-EDF-IPSN, 1996. Mille ans de séismes en France – Catalogue d'épicentres, Ouest Éditions, 75 pages.
- Davidovici V., Génie parasismique, Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris, 1984.
- Davidovici V., 1999. La construction en zone sismique, Moniteur Références techniques, 330 pages.
- Delcaillau B., 2004. Reliefs et tectonique récente, Ed. Vuibert, Paris, 259 pages.
- Despeyroux J. et Godefroy P., 1986. Nouveau zonage sismique de la France (1985), La Documentation Française, 147 pages.
- Kramer, S..K., Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall International Series in Civil Engineering Mechanics, Upper Saddle River, 1996.
- La Documentation française, 2002. Guide méthodologique, Plans de prévention des risques naturels (PPR) : Risques sismiques, 112 pages.
- Lambert J., 1997. Les tremblements de terre en France, Éditions BRGM, 196 pages.
- Le risque sismique en France. Coll. BRGM "Enjeux des Géosciences", en partenariat avec : AFPS, CSTB, EDF, IPGP, LCPC et MEDAD.
- Madariaga, R. et G. Perrier, 1991. Les tremblements de terre, Presses du CNRS, 211 pages, 1991.
- Ministère de l'Aménagement du territoire et de l'Environnement, DPPR/ SDPRM/ CARIAM, 2001. Recueil des textes fondateurs, textes relatifs à la prévention des risques naturels majeurs, Cellule d'information documentaire sur les risques majeurs, 154 pages.
- Ministère de l'Écologie et du Développement durable, juin 2004. Les séismes – dossier d'information.
- Ministère de l'Intérieur et de l'Aménagement du territoire, direction de la Sécurité civile, 1994. Organisation-prévention et planification, Services de secours, volume 1 et 2, Journal officiel de la République française, 934 pages.
- Pecker A., Documents pédagogiques des modules "Dynamique des ouvrages" et "Dynamique des Structures". (<https://educnet.enpc.fr/course/view.php?id=237&userid=guest>)
- J.F. Semblat, A. Pecker, 2009, Waves and vibrations in soils : Earthquakes, Traffic, Shocks, Construction works, IUSS Press, Institute of Advanced Study of Pavia, 490 pages.

## A 5.2. Aléa sismique

Abrahamson, N.A., 2000. State of the practice of seismic hazard evaluation, GeoEng 2000 conference, Australia, 19-24 November.

Abrahamson, N.A., and Silva, W.J., 2008. Summary of the Abrahamson & Silva NGA ground-motion relations, Earthquake Spectra, v. 24, no. 1, pp. 67-97.

Akkar, S., and Bommer, J.J., 2010. Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV, and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region, and the Middle East, Seismological Research Letters Volume 81, Number 2, March/April 2010.

Ambraseys N. N., Simpson K. A. and Boomer J. J., 1996. Prediction of horizontal response spectra in Europe, Earthq. Engrg. Struct. Dyn., 4, pp 371-400.

Anderson, et J.N. Brune, 1999. Methodology for using rocks in Nevada to test seismic hazard models, Bull. Seism. Soc. Am., 89(2), pp. 456–467.

Arias, A., 1970. A measure of earthquake intensity, in R.J. Hansen, ed. Seismic Design for Nuclear Power Plants, MIT Press, Cambridge, Massachusetts, pp. 438-483.

Atkinson. G.M. and Boore, D.M., 2006. Earthquake ground-motion prediction equations for Eastern North America, Bulletin of the Seismological Society of America, v. 96, No. 6, pp. 2181-2205,

Bard, P.-Y., et B. Lebrun (rédacteurs principaux), 2004. Propositions pour un nouveau zonage sismique de la France, Recommandations de la cellule "aléa sismique" au GEPP, 162 pages.

Beauval, C., 2003. Analyse des incertitudes dans une estimation probabiliste de l'aléa sismique, exemple de la France, Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier.

Berge-Thierry, C., Cotton, F., Scott, S.G., Griot-Pommer, D.A., and Fukushima, Y., 2003. New empirical response spectral attenuation laws for moderate European earthquakes: Journal of Earthquake Engineering, v. 7, pp. 193-222.

Boore, D.M., and G.M. Atkinson, 2008. Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0,01 s and 10,0 s, Earthquake Spectra, v. 24, no. 1, pp. 99-138.

Campbell, K.W., 1997. Empirical near-source attenuation relationships for horizontal and vertical components of peak ground acceleration, peak ground velocity, and pseudo-absolute acceleration response spectra, Seis. Res. Lett., 68, pp.154–179.

Campbell, K.W., and Bozorgnia, Y., 2008. NGA ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0,01 to 10 s, Earthquake Spectra, v. 24, no. 1, pp. 139- 171.

Chiou, B.S.-J., and Youngs, R.R., 2008. An NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra, Earthquake Spectra, v. 24, no. 1, pp. 173-215.

Cornell, A., 1968. Engineering seismic risk analysis, Bull. Seism. Soc. Am., 58(1), pp.1583–1606.

Cotton, F., Scherbaum, F., Bommer, J.J., and Bungum, H., 2006. Criteria for selecting and adjusting ground-motion models for specific target regions: Application to Central Europe and rock sites, Journal of Seismology, v. 10, no. 2, pp. 137-156.

Douglas, J., 2003. A comprehensive worldwide summary of strong-motion attenuation relationships for peak ground acceleration and spectral ordinates (1969 to 2000), Reissue of ESEE Report 01-1, Imperial College of Science, Technology and Medicine.

Feuillet N., 2000. Sismotectonique des Petites Antilles ; Liaison entre activité sismique et volcanisme, Thèse de Doctorat, Université Paris VII Denis Diderot.

Gutenberg, B., and C. F. Richter, 1944. Frequency of earthquakes in California, Bull. Seism. Soc. Am., 34, pp.185–188.

Housner, G.W., 1959. Behavior of Structures during earthquakes, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 85., N° EM14, 109-129.

Kramer, 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Civil Engineering and Engineering Mechanics. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey 07458.

Lussou, Ph., P.Y. Bard, F. Cotton, & Y. Fukushima, 2000. Seismic design regulation codes : contribution of K-Net data to site effect evaluation, Journal of Earthquake Engineering,5 (1), pp. 13-33.

Martin, C, et Ph. Combes 2002. Révision du zonage sismique de la France, Etude probabiliste. Rapport final, Contrat GTR / MATE / 0701-150.

McGuire, 1976. Fortran computer program for seismic risk analysis, US Geological Survey open-File Report, 76-67.

Reiter, 1990. Earthquake Hazard Analysis : Issues and Insights. Columbia University Press, New York.

Somerville, P.G., N.F. Smith, R.W. Graves, & N.A. Abrahamson, 1997. Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity, Seis. Res. Lett., 68, pp 199–222.

Stephan J.F., Mercier-de-Lépinay B., Calais E., Tardy M., Beck C., Carfantan J.Ch., Olivet J.L., Vila J.M., Bouysse Ph., Mauffret A., Bourgois J., Théry J.M., Tournon J., Blanchet R., Dercourt J., 1990 . Paleogeodynamic maps of the Caribbean : 14 steps from Lias to Present. Bull. Soc. géol. France, (8), VI, 6, 915-919, 1 fig., 14 cartes coul. h.t.

Taboada A., Rivera L.A., Fuenzalida A., Cisternas A., Philip H., Bijwaard H., Olaya J., Rivera Cl., 2000 . Geodynamics of the northern Andes: subductions and intracontinental deformation (Colombia). Tectonics, vol. 19, n° 5, pp787-813

Terrier M., coll. Bes-de-Berc S., 2007. Réalisation d'un zonage sismique de la plaque caraïbe préalable aux choix de scénarios de tsunamis aux Antilles françaises - Rapport BRGM/RP-55376-FR, 77p, 31 fig, 1pl.Ht.

Terrier M., 2006 . Identification et hiérarchisation des failles actives de la Région Provence-Alpes-Côte d'Azur - Phase 3 : Hiérarchisation des failles actives. Rapport BRGM/RP-53 930-FR, 216p, 89 fig., 5 pl. hors texte, 1 ann.

### **A 5.3. Effets de site**

Assimaki, D., G. Gazetas, and E. Kausel, 2005. Effects of local soil conditions on the topographic aggravation of seismic motion : parametric investigation and recorded field evidence from the 1999 Athens earthquake, Bull. Seismol. Soc. Am. 95, 1059–1089.

Athanasopoulos, G.A., P.C. Pelekis and E.A. Leonidou, 1999. Effects of surface topography on seismic ground response in the Egion (Greece) 15 June 1995 earthquake, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 18 (1999) 135-149.

Bard, P.-Y. and J. Riepl-Thomas, 1999. Wave propagation in complex geological structures and local effects on strong ground motion, dans Wave motion in earthquake engineering (chapitre 2), E. Kausel et G.D. Manolis (dir.), WIT Press, (Series "Advances in Earthquake Engineering"), ISBN 1-85312-744-2, p. 38-95.

- Bielak J., R. W. Graves, K. B. Olsen, R. Taborda, L. Ramírez-Guzmán, S. M. Day, G. P. Ely, D. Roten, T. H. Jordan, P. J. Maechling, J. Urbanic, Y. Cui and G. Juve, 2009. - The ShakeOut earthquake scenario: Verification of three simulation sets - *Geophys. J. Int.*, Volume 180 Issue 1, Pages 375 - 404.
- Bonilla, L.F., F. Cotton and R.J. Archuleta, 2003. "Quelques renseignements sur les effets de site non-linéaires en utilisant des données de forage : la base de mouvements forts Kik-net au Japon", VIe Colloque National de l'AFPS, Ecole Polytechnique, 1-3 juillet 2003, vol. I, p. 181-192.
- Borcherdt, R. D., 1994. Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification) *Earthquake Spectra* 10, 617–653.
- Cadet, H., 2007. Utilisation combinée des méthodes basées sur le bruit de fond dans le cadre du microzonage sismique, Ph.D. thesis, Joseph Fourier University, October 31, 2007 (301 pages).
- Castellaro, S., F., Mulargia, and P. L. Rossi, 2008. Vs30: Proxy for Seismic Amplification? *Seismological Research Letters*, 79-4, doi: 10.1785/gssrl.79.4.540.
- Causse, M., F. Cotton, C. Cornou and P.-Y. Bard, 2008. Calibrating median and uncertainty estimates for a practical use of Empirical Green's function technique, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 98, No. 1, pp. 344–353, February 2008, doi: 10.1785/0120070075.
- Causse, M., E. Chaljub, F. Cotton, C. Cornou and P.-Y. Bard, 2009. New approach for coupling k-2 and empirical Green's functions : application to the blind prediction of broadband ground motion in the Grenoble basin, *Geophys. J. Int.*, doi:10.1111/j.1365-246X.2009.04354.x.
- Chardon M., 1979. Les séismes du Frioul et leurs effets géomorphologiques, *Revue de Géographie Alpine*, fasc 4, p. 406-423.
- Chaljub, E., S. Tsuno and P.-Y. Bard, 2009. Numerical Benchmark of 3D ground motion simulation in the valley of Grenoble, French Alps. ESG2006 Proceedings, Edited by P.-Y. Bard, E. Chaljub, C. Cornou, F. Cotton and P. Guéguen, LCPC Editions, ISSN 1628-4704, Vol.2, p. 1365-1375.
- Chaljub, E., P. Moczo, S. Tsuno, P.-Y. Bard, J. Kristek, M. Käser, M. Stupazzini and M. Kristekova, 2010. Quantitative Comparison of Four Numerical Predictions of 3D Ground Motion in the Grenoble Valley, France, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 100, No. 4, pp. 1427–1455, August 2010, doi: 10.1785/0120090052.
- Cornou, C., M. Ohrnberger, D. Boore, K. Kudo and P.-Y. Bard, 2009. Derivation of structural models from ambient vibration array recordings : Results from an international blind test, ESG2006, Vol.2, p.1127-1219.
- Drouet, S., Chevrot, S., Cotton, F., & Souriau, A., 2008a. Simultaneous inversion of source spectra, attenuation parameters, and site responses : Application to the data of the French accelerometric network, *Bull. seism. Soc. Am.*, 98(1), doi: 10.1785/0120060215.
- Gazetas, G., P. V. Kallou, and P. N. Psarropoulos, 2002. Topography and soil effects in the MS 5.9 Parnitha (Athens) earthquake : the case of Adames, *Nat. Hazards* **27**, no. 1-2, 133–169.
- Géli, L., P.-Y. Bard, and B. Jullien, 1988. The effect of topography on earthquake ground motion: a review and new results, *Bull. seism. Soc. Am.*, **7**, 42-63, 1988.
- Hartzell, S.H., 1978, Earthquake aftershocks as Green's functions, *Geophys. Res. Letters* **5**, 104–107.
- Nakamura, Y., 1989. A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. Quarterly Report of Railway Technical Research Institute (RTRI), 30 :1.

Nechtschein, S., P.-Y. Bard, J.-C. Gariel, J.-P. Mèneroud, P. Dervin, M. Cushing, C. Gaubert, S. Vidal and A.-M. Duval, 1995. A topographic effect study in the Nice region, Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation, Nice (France), October 17-19, 1995, II, 1067-1074.

Park, C. B., Miller, R. D. and Xia, J., 1999. Multi-channel analysis of surface waves (MASW), *Geophysics* 64, 800–808.

Pavic, R., M. Koller, P.-Y. Bard, and C. Lacave-Lachet, 2000. Ground motion prediction with the empirical Green's function technique : an assessment of uncertainties and confidence level, *Journal of Seismology*, 4-1, 59-77.

Renalier, F., 2010. Caractérisation sismique de sites hétérogènes à partir de méthodes actives et passives : variations latérales et temporelles, Ph.D. Thesis, Joseph Fourier University, Grenoble, 224 pages.

Seed, H.B. and I.M. Idriss, 1969. Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes, *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, 95 (SM1).

SESAME-project, 2004. SESAME Deliverables. Site Effects aSsessment from AMbient noise, a FP5 project, n°EVG1-CT-2000-00026, 2001-2004.

Tsuno, S. E. Chaljub and P.-Y. Bard, 2009. Grenoble simulation benchmark: comparison of results and main learnings. ESG2006 Proceedings, Edited by P.-Y. Bard, E. Chaljub, C. Cornou, F. Cotton and P. Guéguen, LCPC Editions, ISSN 1628-4704, Vol.2, p. 1377-1433.1436.

Vucetic, M., and R. Dobry, 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response, *ASC Journal of Geotechnical Engineering*, 117(1), p. 89-109, 1991.

Zor, E., S. Özalaybey, A. Karaaslan, M. C. Tapırdamaz, S. Ç. Özalaybey, A.I Tarancioglu and B. Erkan, 2010. Shear-Wave Velocity Structure of the Izmit Bay Area (Turkey) Estimated from Active-Passive Array Surface Wave and Single-Station Microtremor Methods, *Geophysical Journal International*, Volume 182, pp 1603-1618, DOI: 10.1111/j.1365-246X.2010.04710.x

## **A 5.4. Méthodes de calcul - liquéfaction**

AFPS et CFMS, 2012. Procédés d'amélioration et de renforcement des sols sous actions sismiques, Guide technique Presses des Ponts, 231 p.

Ambraseys, N.N., and J.M.Menu, 1988. Earthquake-induced ground displacements, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 16, p. 985-1006.

Ambraseys, N. N., 1988. Engineering Seismology, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 17, N°1, p. 1-105.

Ambraseys, N. N. , 1960. "The Seismic Stability of Earth Dams" Proceedings, second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol.2, pp. 1345-1363.

Bray J.D. and Travarasrou T., 2007. Simplified Procedure for Estimating Earthquake Induced Deviatoric Slope Displacements, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE VOL.133, N°4, pp 381-392.

Bouckovalas G.D. et Papadimitriou A.G., 2003. Multi-variable relations for soil effects on seismic ground motion, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2003 ; 32 pages 1867–1896.

Bureau G., 2012. Quick assessment of potential seismic deformations of embankment dams. Risk Analysis, Dam Safety, Dam Security and Critical Infrastructure Management – Escuder-Bueno et al. (eds) © 2012 Taylor & Francis

Castro G., Seed R.B. and Keller T.O. 1992. Steady State of Lower San Fernando Slide, Journal of the geotechnical Engineering Division ASCE VOL.118, N°3, pp 406-427.

Chopra, A.K., and F. Corns, 1979. Dynamic method for earthquake resistant design and safety evaluation of concrete gravity dams, 13<sup>ème</sup> Congrès de la CIGB, New Dehli, Q 51 R6, Vol 2, p. 871-892.

Chopra A.K., 1988. Earthquake response analysis of concrete dams, Advanced dam engineering for design, construction and rehabilitation, Edited by R.B. Jansen, Van Nostrand Reinhold, pp. 416-465.

Clough Ray W., Penzien J., 1995. Dynamics of Structures, Third Edition, Computers & Structures Inc, University Avenue, Berkeley.

Clouteau D., 1990 - Propagation d'ondes dans des milieux hétérogènes - Application à la tenue des ouvrages sous séismes, Thèse de l'Ecole Centrale de Paris.

Clouteau D., Tardieu B. et Aubry D., 1993. Three-dimensional calculation of an arch dam under seismic loading including rock-fuild-structure interaction, incident seismic field and topography effects, International Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindelwald, Suisse.

Clouteau D., Aubry D et Tardieu B., 1994. Influence of site effects and incident fields on the seismic response of an arch dam, 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienne, Autriche.

Day R.W., 2002. Geotechnical earthquake engineering handbook, New York McGraw-Hill.

Dormieux L., Pecker A. et Salençon J., 1992. Application of the yield design theory to the seismic analysis of slopes. Proceedings of the French-Italian conference on slope stability in seismic areas, may 1992, Brodighera, pp.223-236.

EDF, 1987. Journées d'études "Calcul dynamique des barrages". Recueil d'articles.

El Hosri, 1984. Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des matériaux, thèse de doctorat d'état PARIS VI.

Foray P., Flavigny E.. Prévision du risque de liquéfaction. Laboratoire Sols, Solides, Structures, CNRS/UJF/INPG.

Housner G. W.,1984. Keynote lecture 8<sup>th</sup> World Conf. Earthq. Eng. San Francisco, Post Conference Volume pp. 25-39.

Hynes-Griffin ME and Franklin A.G., 1984. "Rationalizing the Seismic Coefficient Method," Miscellaneous Paper GL-84-13, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 34 p.

Fry J-J, 1994. Reevaluation of seismic stability of Matemale Dam. International Conference at Madras.

Gu. W.H., Morgenstern, N.R., and Robertson P.K.,1993. Progressive failure of Lower San Fernando dam, ASCE Journal of Geotechnical Engineering 119, pages 333-349.

Jansen R.B.,1987. The concrete face rockfill dam—Performance of Cogoti Dam under seismic loading. Discussion of paper by Arrau, et al. In Proc. Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 113(10) October: 1135–1136.

Jansen R. B.,1990. Estimation of embankment dam settlement caused by earthquakes. Water Power & Dam Construction, December 1990.

Kayen R.E., Mitchell J.K., 1997. Assessment of Liquefaction Potential during Earthquakes by Arias Intensity, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, December 1997, pages1162-1174



Le T., N., 2006. Modélisation du comportement des barrages en terre sous séisme, thèse, INPG, Grenoble.

Makdisi F.I., Seed H.B., 1977. A simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments, report N°UCB/EERC-77-19 – august 1977.

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

Matsumoto N., 2002. Evaluation of permanent displacements in seismic analysis of fill dams Proc. Third US-Japan workshop on advanced research on earthquake engineering for dams, San Diego, 22-23 June 2002.

Matsumoto N., 2010. The Recent Earthquake and Dam Safety in Japan, 8<sup>th</sup> IECS Innsbruck, sept 2010, pp 571-576.

Matsumoto N. Sasaki T. Shimamoto K. Sugiura Y. Zhao H.Q. (2011). Effects of vertical Earthquake Motions on Deformation of Newmark Sliding Theory. Symposium CIGB, Lucerne, Suisse.

Newmark N. M., 1965. Effects of earthquake on dams and embankments, Geotechnique, Vol.5 N°2 pp139-160.

Noda, S. Uwabe T. and Ciba T., 1975. Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quay wall, Report of the Port and Harbor Research Institute, Vol. 14 N°4.

Noret Ch., Da Rin E., Modaresi A., Carrère A. and Tardieu B., 1998. Seismic Vulnerability Assessment of Masonry Gravity Dams, 66<sup>th</sup> CIGB Réunion exécutive, Symposium rehabilitation of Dams, New Delhi, India.

Olson, S.M., and T.D., Stark, 2002. Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case stories, Canadian Geotechnical Journal 39, p. 629-647.

Post G., Tardieu B. et Lino M., 1985. Conception Parasismique des barrages, Génie Parasismique, Ed. Davidovici, Presses des Ponts et Chaussées, Paris, 1985, ch. VIII-1, pages 703-831.

Priscu R., Popovici A., Stomatiu D., Earthquake engineering of large dams, 1985. Wileys J. & Sons.

Royet P. & al., 2003. Synthèse sur le vieillissement et la réhabilitation des barrages français en maçonnerie, 21<sup>ème</sup> congrès de la CIGB, Montréal Q82 R41, Vol 2, p 705-743.

Sarma S.K., 1975. Seismic stability of earth dams and embankments, Géotechnique N°25, pages 743-761.

Seed H.B., Idriss I.M., 1970 Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses, Report N°. EERC 70.10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December, 61p.

Seed H.B., Wong R.T., Idriss I.M. ,1970 and Tokimatsu, 1984. Moduli and Damping factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils, Report N°. UCB/EERC-84/14, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, September, 36p.

Seed H.B. et al, 1973. Analysis of the slides in the San Fernando Dams during the earthquake of February 9, 1971. Report No EERC 73.2, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif. June, 1973.

Seed, H.B., Idriss, I. M., et Arango, I., 1983. Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data, Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 109, No. GT3, pp. 458-482.

Seed H.B. et Harder F., 1990. SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength, Proc. H.B. Seed memorial symposium, BiTech, Vancouver B.C. (2), pages 351-376.

Soroush A. Morgenstern N.R., Robertson P.K. and Chan D., 1996?. Post-earthquake deformation analysis of the upper San Fernando Dam, pp405-417.

Swaigood P.E., 2003. Embankment dam deformations caused by earthquakes, Pacific conference on Earthquake Engineering, Paper N°014.

Tardieu B. and Bertrand J., 1987. Calculation of arch dams subjected to earthquakes. Antiseismic design of arch dams, Symposium on Earthquakes and Dams, Beijing.

Tardieu B., Carrere A. and Crepel J.M., 1990. Computational and engineering aspects of the seismic design of arch dams, Dam Engineering, Vol I, Issue I, pp 15-39.

Tardieu B., Zghal H., Aubry D. and Ozanam O., 1993. Méthodes simplifiées de pré dimensionnement des barrages poids en zone sismiques, 3<sup>ème</sup> Colloque National de Génie Parasismique, Saint-Rémy-lès Chevreuse.

Tardieu B., Ozanam O., 1997. Le modèle accompagnateur de projet – Conception et suivi des grandes infrastructures, Revue française de Génie Civil, Vol 1 numéro hors-série, ED. Hermès, Paris.

Tardieu B., Vauloup L. et Si-Chaib A., 2011. Conséquences des déplacements irréversibles sur le comportement sismique des barrages-poids, 8<sup>ème</sup> colloque national de l'AFPS, Marne-la-Vallée.

Youd, T.L., et al., 2001. Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol 127, No 10, p. 817-833.

## **A 5.5. Liste des bulletins CIGB en rapport avec la conception parasismique des barrages**

- Bulletin 27 (1975) : Une révision du calcul sismique des barrages ;
- Bulletin 46 (1983) : Sismicité et conception des barrages ;
- Bulletin 52 (1986) : Méthode de calcul sismique pour les barrages ;
- Bulletin 62 (1988) : Inspection des barrages après séisme – Recommandations (révisé en 2008) ;
- Bulletin 72 (1989) : Choix des paramètres sismiques pour les grands barrages – en cours de révision ;
- Bulletin 112 (1998) : Néotectonique et barrages ;
- Bulletin 113 (1999) : Observations sismiques des barrages ;
- Bulletin 120 (2001) : Aspects de la conception parasismique des barrages ;
- Bulletin 123 (2002) : Conception et évaluation sismiques des ouvrages annexes des barrages ;
- Bulletin 137 (2011) : Retenues et sismicité – état des connaissances.

Lors des Congrès de la CIGB, de nombreuses Questions ont traité ce sujet. Il faut notamment citer la Question 83 "Aspects sismiques relatifs aux barrages" (Montréal 2003) - 71 rapports - et le remarquable Rapport Général sur cette Question 83, de Martin Wieland (Vol 2, p. 1243-1362).

## **A 5.6. Documents réglementaires - guides**

### **Eurocodes 8**

- NF EN 1998-1 (septembre 2005) Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments (P06-030-1), AFNOR. + Annexe Nationale NF EN 1998-1/NA ;
- NF EN 1998-2 (décembre 2006) Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 2 : Ponts (P06-032), AFNOR. + Annexe Nationale NF EN 1998-2/NA ;
- NF EN 1998-3 (décembre 2005) Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 3 : Evaluation et modernisation des bâtiments (P06-033-1), AFNOR. + Annexe Nationale NF EN 1998-3/NA ;
- NF EN 1998-4 (mars 2007) Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations (P06-034), AFNOR. + Annexe Nationale NF EN 1998-4/NA ;
- NF EN 1998-5 (septembre 2005) Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques (P06-035), AFNOR. + Annexe Nationale NF EN 1998-5/NA ;
- NF EN 1998-6 (décembre 2005) Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 6 : Tours, mâts et cheminées (P06-036), AFNOR. + Annexe Nationale NF EN 1998-6/NA.

### **Réglementation nucléaire**

- Règle fondamentale de sûreté n° 2001-01 relative aux installations nucléaires de base (détermination du risque sismique) ;
- Guide ASN/2/01 (version 26/05/2006) - Prise en compte du risque sismique à la conception des ouvrages de génie civil d'installations nucléaires de base à l'exception des stockages à long terme des déchets radioactifs.

### **Réglementation nationale sur la prévention du risque sismique**

- Décret 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique ;
- Décret 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français ;
- Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite "à risque normal", modifié par arrêtés des 19 juillet 2011 et 15 septembre 2014 ;
- Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite "à risque normal" ;
- Arrêté du 24 janvier 2011 fixant les règles parasismiques applicables à certaines installations classées, complété par arrêté du 13 septembre 2013. Ces deux arrêtés modifient l'arrêté du 4 octobre 2010 relatif à la prévention des risques accidentels au sein des installations classées pour la protection de l'environnement soumises à autorisation.

## **Réglementation relative à la prévention des risques relatifs aux barrages et digues (principaux textes).**

- Décret 92-997 du 15 Septembre 1992 relatif aux plans particuliers d'intervention concernant certains aménagements hydrauliques (modifié par les décrets 99-853, 2005-1158 et 2007-1735) ;
  - Arrêté du 22 février 2002 pris en application du décret no 92-997 du 15 septembre 1992 relatif aux plans particuliers d'intervention concernant certains aménagements hydrauliques ;
  - Loi no 2006-1772 du 30 décembre 2006 sur l'eau et les milieux aquatiques ;
  - Décret no 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement ;
  - Arrêté du 29 février 2008 fixant des prescriptions relatives à la sécurité et à la sûreté des ouvrages hydrauliques modifié par arrêté du 16 juin 2009 ;
  - Arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu.
- 
- **Recommandations de calcul**
  - Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids, CFBR, octobre 2012 ;
  - Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai, CFBR, juin 2010 ;
  - Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, CFBR, juin 2013.

## A6. Annexe 6 - Sites Internet utiles

---

### A 6.1. Catalogues de sismicité

#### *Sites français*

Site du Bureau Central Sismologique Français (BCSF)	<a href="http://www.franceseisme.fr/">http://www.franceseisme.fr/</a>
Site de l'Ecole et l'Observatoire des Sciences de la Terre (EOST)	<a href="http://eost.unistra.fr">http://eost.unistra.fr</a>
CEA/LDG – Sciences de la Terre et de l'Environnement	<a href="http://www-dase.cea.fr">http://www-dase.cea.fr</a>
Site du Réseau Accélérométrique Permanent	<a href="http://www-rap.obs.ujf-grenoble.fr">http://www-rap.obs.ujf-grenoble.fr</a>
Institut de physique du globe de Paris (IPGP) Réseau GéoScope	<a href="http://www.ipgp.fr">http://www.ipgp.fr</a>
Sismicité historique en France métropolitaine	<a href="http://www.sisfrance.net/">http://www.sisfrance.net/</a>
Sismicité historique aux Antilles françaises	<a href="http://www.sisfrance.net/Antilles">http://www.sisfrance.net/Antilles</a>
Sismicité historique à la Réunion et à Mayotte	<a href="http://www.sisfrance.net/Reunion">http://www.sisfrance.net/Reunion</a>
Sismicité historique en Nouvelle-Calédonie et à Wallis-et-Futuna	<a href="http://www.sisfrance.net/Caledonie">http://www.sisfrance.net/Caledonie</a>
Sismalp – Réseau sismologique des Alpes	<a href="http://sismalp.obs.ujf-grenoble.fr">http://sismalp.obs.ujf-grenoble.fr</a>
Base de données NeoPal	<a href="http://www.neopal.net">http://www.neopal.net</a>

#### *Sites en anglais*

Centre Sismologique Euro-Méditerranéen (CSEM)	<a href="http://www.emsc-csem.org">http://www.emsc-csem.org</a>
ORFEUS (Observatories and Research Facilities for European Seismology, Broad band recordings)	<a href="http://www.orfeus-eu.org/">http://www.orfeus-eu.org/</a>
Earthquake Data Portal	<a href="http://www.seismicportal.eu">http://www.seismicportal.eu</a>
US Geological Survey / National Earthquake Information Center	<a href="http://earthquake.usgs.gov/regional/neic">http://earthquake.usgs.gov/regional/neic</a>
International Seismological Centre, United Kingdom	<a href="http://www.isc.ac.uk">http://www.isc.ac.uk</a>
IRIS Consortium – Seismic Monitor	<a href="http://www.iris.edu/seismon">http://www.iris.edu/seismon</a>

## A 6.2. Sites éducatifs

### Sites français

Portail " Sismo des Ecoles"	<a href="http://www.edusismo.org">www.edusismo.org</a>
Le réseau Aster Azur (Alpes Maritimes)	<a href="http://www.crdp-nice.net/test/sismoplus/index.php?lng=fr">www.crdp-nice.net/test/sismoplus/index.php?lng=fr</a>
Site pédagogique de l'École et de l'Observatoire des Sciences de la Terre de Strasbourg	<a href="http://musee-sismologie.unistra.fr/comprendre-les-seismes/">musee-sismologie.unistra.fr/comprendre-les-seismes/</a>
Institut Français des Formateurs Risques Majeurs et Protection de l'Environnement	<a href="http://www.iffor-me.fr">www.iffor-me.fr</a>
Catastrophes Naturelles – Portail éducatif francophone sur les risques naturels	<a href="http://www.memorisks.org/index.htm">http://www.memorisks.org/index.htm</a>
Cours du Professeur Pierre-André Bourque de l'Université Laval (Québec)	<a href="http://www2.ggl.ulaval.ca/personnel/bourque/intro.pt/planete_terre.html">http://www2.ggl.ulaval.ca/personnel/bourque/intro.pt/planete_terre.html</a>
Pages du Ministère de l'Education Nationale sur les Risques Majeurs	<a href="http://eduscol.education.fr/">http://eduscol.education.fr/</a>

### Sites en anglais

Le réseau EduSeis en Italie	<a href="http://eduseis.na.infn.it/indice/indfr1.html">http://eduseis.na.infn.it/indice/indfr1.html</a>
Activités éducatives proposées par le Professeur Larry Braile, de l'Université Purdue (Etats-Unis)	<a href="http://web.ics.purdue.edu/~braile/indexlinks/educ.htm">http://web.ics.purdue.edu/~braile/indexlinks/educ.htm</a>
Southern California Earthquake Earthquake Center – Education Module	<a href="http://www.data.scec.org/Module/title.html">http://www.data.scec.org/Module/title.html</a>

## A 6.3. Sites institutionnels, associations

Portail des risques majeurs du ministère en charge de l'Écologie	<a href="http://www.prim.net">http://www.prim.net</a>
Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable, du Transport et du Logement	<a href="http://www.developpement-durable.gouv.fr">http://www.developpement-durable.gouv.fr</a>
Association Française du génie parasismique	<a href="http://www.afps-seisme.eu.org">http://www.afps-seisme.eu.org</a>
Comité français des barrages et réservoirs	<a href="http://www.barrages-cfbr.eu">www.barrages-cfbr.eu</a>
Commission internationale des grands barrages	<a href="http://www.icold-cigb.net/">http://www.icold-cigb.net/</a>
BRGM	<a href="http://www.brgm.fr">www.brgm.fr</a>
Plan séisme	<a href="http://www.planseisme.fr">www.planseisme.fr</a>
Légifrance	<a href="http://www.legifrance.gouv.fr/">http://www.legifrance.gouv.fr/</a>

## A7. Annexe 7 - Compléments scientifiques et techniques

---

### A7.1. Compléments au chapitre 4

#### A7.1.1. Définition des mouvements sismiques : indications complémentaires

Les paramètres présentés au chapitre 4 ne sont pas toujours suffisants (calculs non-linéaires, approches en déplacement, ...), et doivent alors être complétés par d'autres types d'information. Hormis le cas d'autres types de spectres ou les séries temporelles, l'objectif recherché est d'arriver à caractériser le niveau de danger d'un signal sismique par un petit nombre de quantités scalaires permettant de le situer sur une échelle de gravité. De tels "indicateurs de nocivité" permettent alors de compléter l'information "accélération maximale" ou "spectre de réponse" et de mieux contraindre le choix d'accélérogrammes naturels ou synthétiques lorsque ce dernier est nécessaire.

##### A7.1.1.1. Indicateurs scalaires de nocivité

###### a) CAV (Cumulative Absolute Velocity)

Ce paramètre a reçu plusieurs définitions, dont deux sont rapportées ci-dessous. La première est la plus simple, la seconde est un peu plus complexe mais voisine de la première en ne comptabilisant que les parties du signal excédant le seuil de 0,025 g.

Le paramètre "Cumulative Absolute velocity" est défini dans sa version la plus simple comme l'intégrale de la valeur absolue de l'accélération ; certains restreignent cette intégration aux périodes de temps où l'accélération est supérieure en valeur absolue à un certain seuil. Considéré comme "inoffensif", de l'ordre de 0,05 g.

$$CAV = \int_0^{\infty} |a(t)| dt$$

L'autre définition de l'indicateur *CAV* implique un calcul par sommation de valeurs intermédiaires  $CAV_{i-1}$  obtenues dans des intervalles successifs de 1 s. La somme de ces intervalles permet de balayer la durée de l'enregistrement.

$$CAV = \sum_{i=1}^{i=n} \int_{t_{i-1}}^{t_i} |a(t)| dt$$

où  $n$  est le nombre total d'intervalles de 1 s compris dans l'enregistrement,  $a(t)$  les valeurs incrémentales d'accélération dans l'intervalle  $i$  ( $t_i - t_{i-1} = 1 s$ ), cet intervalle doit avoir au moins une valeur d'accélération supérieure à la valeur seuil de 0,025 g. Si cette valeur seuil n'est pas atteinte, l'intervalle de durée 1 s correspondant n'est pas pris en compte.

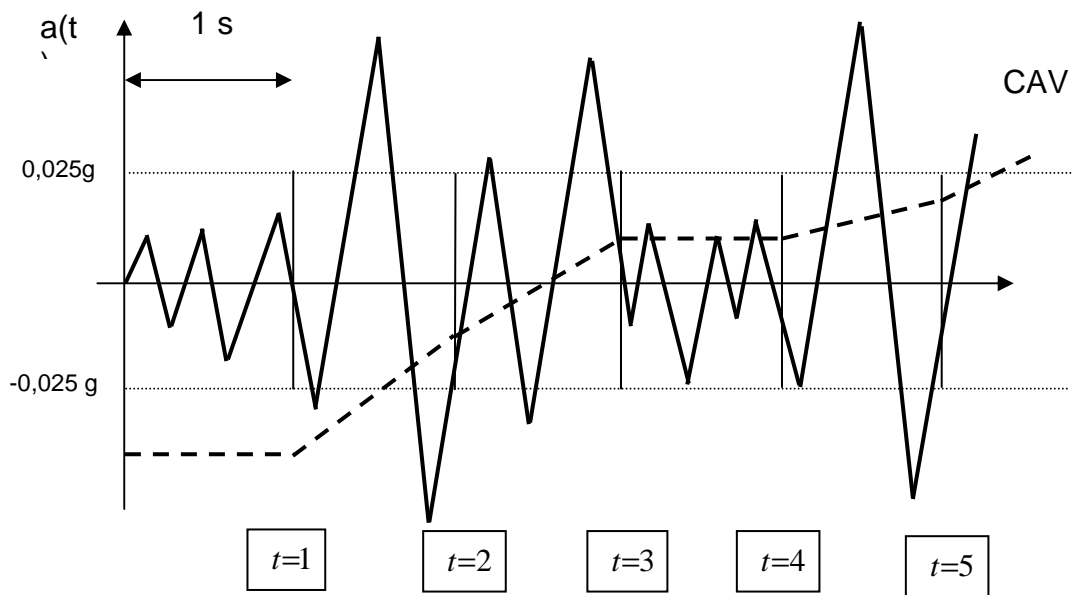


Figure A7-1 - Illustration du calcul du CAV standard

Dans l'intervalle [0;1], aucune valeur d'accélération n'excède 0,025g ; cet intervalle n'est donc pas pris en compte pour le calcul du CAV. Il en est de même pour l'intervalle [3 ;4]. Ici, au bout de 5 s, le CAV vaut :

$$CAV_5 = \int_1^2 |a(t)| dt + \int_2^3 |a(t)| dt + \int_4^5 |a(t)| dt$$

### b) Le Pouvoir Destructeur selon Saragoni

Saragoni propose de rectifier l'intensité d'Arias pour rendre compte du pouvoir destructeur des séismes chiliens, calculant l'indicateur mentionné comme suit :

$$P_d = \frac{I_A}{N_{0tot}^2} \quad \text{avec}$$

$I_A$  l'intensité Arias

$N_{0tot}$  nombre moyen de passages par zéro par seconde pris sur l'intégralité du mouvement

### c) Intensité Spectrale ou Intensité de Housner

Le paramètre "intensité spectrale" est défini comme étant l'intégrale de 0,1 à 2,5 s du pseudo-spectre de vitesse  $S'v$ , calculé pour un amortissement de 20%. Son intérêt est de fournir une indication pondérée sur la gamme des périodes les plus courantes dans les ouvrages de génie civil. Il avait été proposé par Housner (1959) dans les années 50, et est pour cela parfois appelé "Intensité d'Housner". Assez peu utilisé, son intérêt a été ravivé par des études japonaises montrant sa bonne corrélation avec les dommages constatés aux canalisations enterrées; il convient toutefois de signaler que leur définition est légèrement différente : elle correspond à la valeur moyenne du pseudo-spectre en vitesse sur la même gamme de période: elle est alors homogène à une vitesse, et les dommages apparaissent pour des valeurs supérieures à 30 cm/s.



$$SI_{Housner} = \int_{0,1}^{2,5} S'_v(T, \xi = 20\%) dT$$

Définition japonaise :

$$SI_{jap} = \left( \int_{0,1}^{2,5} S'_v(T, \xi = 20\%) dT \right) / 2,4$$

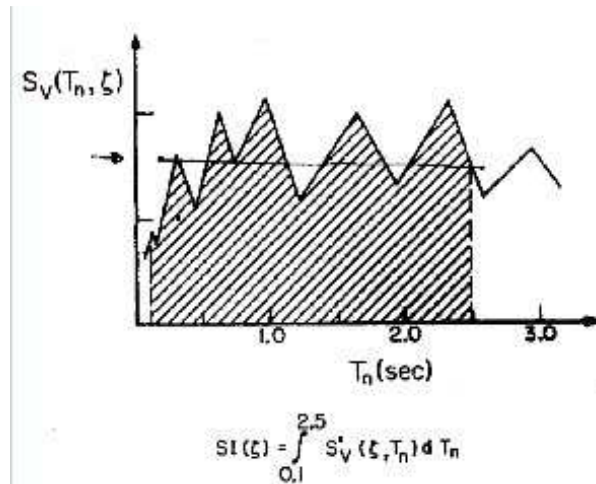


Figure A7-2 - Intensité spectrale telle que définie par Housner

#### d) Conclusions sur les indicateurs de nocivité scalaires

Il serait très pratique de pouvoir ne retenir qu'un indicateur de nocivité par ouvrage, celui qui serait le plus pertinent. Malheureusement, les phénomènes sont suffisamment complexes pour que les études n'aient pas encore réussi à en démontrer l'existence et l'unicité jusqu'à présent.

Cependant, en ce qui concerne les barrages en remblai, barrages les plus sensibles aux séismes, il semble qu'il y ait maintenant une convergence des résultats pour ce type d'ouvrage.

En 1997, Kayen et Mitchell mettent en évidence que l'intensité d'Arias de séismes réels détermine l'occurrence de liquéfaction d'un site dont la résistance est caractérisée par le SPT. Ils proposent une relation prédisant l'intensité d'Arias en fonction de la magnitude, la distance à la faille, et la nature de fondation. Il n'y a pas de liquéfaction en deçà d'une intensité d'Arias de 0,23 m/s (calculée avec deux composantes horizontales ou 0,15 m/s calculée avec la seule composante transversale). Cf. Kayen et Mitchell, 1997.

Dès 1996, EDF a cherché à caractériser et trier les enregistrements d'accélérogrammes en fonction des indicateurs de nocivité. Plusieurs études ont été menées soit sur des barrages en enrochement soit sur des digues en alluvions :

- la modélisation du comportement sismique d'un barrage en enrochement de 30 m, soumis à 20 séismes réels et artificiels d'accélération maximale constante  $A_{max}=0,25$  g, avec un modèle élastoplastique du type Mohr-Coulomb, avait abouti en 1997 à des corrélations significatives entre intensité d'Arias  $I_a$ , (m/s), intensité d'Housner  $I_s$  (m/s) et le déplacement maximal irréversible  $D$  (m). Dans cette étude, la corrélation du déplacement avec l'intensité d'Housner est plus pertinente que celle avec l'intensité d'Arias. Cependant, l'ajout de la durée effective à l'intensité d'Arias permet d'obtenir une meilleure estimation ;
  - $D$  (m) =  $16,9 (I_a)^{1,7}$       $R=0,67$
  - $D$  (m) =  $17(I_s)^{2,8}$       $R=0,94$
- ces résultats ont montré qu'à conditions identiques de site, d'ouvrage et d'accélération maximale, le déplacement irréversible calculé pouvait varier d'un facteur 500 entre 2 mm et 10 m suivant l'accélérogramme choisi ! Les déplacements maximaux sont obtenus avec les accélérogrammes artificiels. Cette remarque justifie la recherche et l'usage d'un

indicateur pertinent pour sélectionner les accélérogrammes réels les plus dangereux et éviter l'emploi des accélérogrammes artificiels engendrant un conservatisme non justifié ;

- la modélisation d'une digue en alluvions sur une fondation en alluvions, d'une hauteur d'une dizaine de m, avec un modèle élastoplastique modélisant la liquéfaction, n'a pas confirmé en 2002 la supériorité de l'intensité d'Housner sur celle d'Arias. Les corrélations du déplacement maximal en pied amont, en crête ou en pied aval étaient bonnes soit avec l'intensité d'Arias soit avec les deux (coefficient de corrélation  $R > 0,86$ ) :

- $D_{AMONT} (m) = 0,07 (I_a)$
- $D_{CRETE} (m) = 0,06 (I_a + I_s)$
- $D_{AVAL} (m) = 0,08 I_a + 0,12 I_s$

Le T. (2006) a étudié la corrélation entre les principaux indicateurs de nocivité et les dommages en termes de déformation et de déplacement irréversible sur un autre remblai de canal, sujet à la liquéfaction. Elle remarque que :

- ni le nombre de passages par zéro de l'accélérogramme (indicateur du nombre de cycles de chargement), ni l'accélération maximale (indicateur le plus courant) ni la durée de phase forte ne sont à eux seuls représentatifs de l'endommagement engendré par le séisme sur l'ouvrage ;
- en revanche, l'intensité spectrale d'Housner, le pouvoir destructeur de Saragoni et l'accélération à la fréquence de résonance de l'ouvrage sont mieux corrélés aux endommagements par les séismes sur la digue alluviale étudiée. On note que lorsque l'accélération maximale est liée à la fréquence de résonance de l'ouvrage, elle explique mieux l'ampleur des cisaillements ;
- sur l'ensemble des indicateurs de nocivité étudiés, la vitesse maximale, la vitesse à la fréquence de résonance et l'indicateur type Newmark semblent les mieux corrélés à la nocivité des séismes. Ce résultat coïncide avec l'étude d'Ambraseys [1988] qui a montré que le déplacement engendré par un séisme est fortement lié à la vitesse du signal sismique et au rapport  $k_c g/A_{max}$ .

En 2007, Bray et Travasarou ont publié la synthèse d'une étude très complète sur la détermination statistique de l'indicateur de nocivité le plus pertinent pour les remblais soumis à des cisaillements sismiques sans liquéfaction. Ils distinguent deux types d'indicateurs : ceux qui sont indépendants de la fréquence de résonance et ceux qui en dépendent.

- parmi les premiers, ils constatent que l'intensité d'Arias est l'indicateur le plus caractéristique pour les pentes de terrain en sol raide, alors que l'intensité spectrale, ou intensité d'Housner est la plus pertinente pour les pentes en sol souple. Mais aucun de ces indicateurs n'est pertinent pour l'ensemble des conditions de sol et de résistance ;
- ils donnent la préférence au second type d'indicateur de nocivité et retiennent comme indicateur de nocivité pertinent, l'accélération spectrale associée à un amortissement de 5% correspondant à une période qui est 1,5 fois la période propre initiale. Cet indicateur cumule l'amplification causée par la période de résonance (qui est augmentée suite à la dégradation des propriétés mécaniques avec la déformation) à l'intensité des dommages provoqués par l'accélération maximale  $A_{max}$ .

L'étude importante de Bray et Travasarou n'est pas exhaustive, elle ne teste pas tous les indicateurs sélectionnés par Le. Cependant, leur synthèse prouve la supériorité sur les intensités d'Arias et d'Housner d'un indicateur pertinent, à retenir pour les études futures, à savoir l'accélération (ou la vitesse) spectrale à une période de résonance estimée à 1,5 fois la période de résonance initiale.

### **A7.1.1.2. Autres caractérisations**

#### **a) Courbe de demande ou spectre ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra)**

Elle est déduite du (pseudo-)spectre de réponse en accélération  $S'_a(T)$  en représentant  $S'_a$  en fonction non pas de la période  $T$ , mais du déplacement relatif maximum de l'oscillateur,  $S_d(T)$ , égal à  $S'_a(T) * 4\pi^2/T^2$ . Cette représentation est très utilisée pour des analyses de type "push-over" (poussée progressive permettant une analyse non-linéaire en statique, complétant, sous certaines conditions, l'analyse dynamique), où l'on raisonne essentiellement en déplacements. La construction de ces spectres est illustrée sur la figure A7-3.

#### **b) Accélérogrammes temporels**

Certains calculs (non-linéaires notamment) requièrent l'utilisation de séries temporelles, représentant la variation de l'accélération du sol en fonction du temps, suivant la ou les directions prises en compte. Ces séries doivent être compatibles avec les spectres de réponse, et en même temps réalistes : il est recommandé en règle très générale de prendre des accélérogrammes réels, ou à défaut des accélérogrammes réalistes produits par des logiciels spécialisés reproduisant la non-stationnarité en fréquence et en temps des signaux réels (les signaux à phase aléatoire doivent être bannis), ainsi que la corrélation partielle entre composantes.

#### **c) Mouvements différentiels**

Du fait de leur extension spatiale, les mouvements vibratoires produits par le séisme ne sont pas nécessairement ni synchrones, ni identiques sur toute la longueur de l'ouvrage. Cette variabilité spatiale a plusieurs origines :

- longueur d'onde finie des ondes sismiques, elle-même reliée à la fréquence et à la vitesse de propagation ;
- angle d'incidence et à l'azimut de l'ouvrage par rapport à la direction épiscopale ;
- différences d'altitude (topographie du contact ouvrage / sol) ;
- hétérogénéités du proche sous-sol.

#### **d) Ouvrages annexes et équipements**

Pour les ouvrages annexes ou équipements situés au sein du barrage lui-même, la sollicitation appliquée doit prendre en compte les modifications engendrées par la réponse de l'ouvrage dans son ensemble. Les analogues dans l'ingénierie nucléaire sont les "spectres de plancher" ; leur évaluation ne peut se faire qu'une fois connues les caractéristiques de l'ouvrage, notamment ses fréquences propres et les amortissements correspondants.

#### **e) Failles actives sous l'ouvrage (voir glossaire)**

Enfin, dans le cas où une faille active serait identifiée sous un ouvrage existant, les ruptures de surface doivent être caractérisées par un déplacement permanent, dont l'ampleur est reliée à la magnitude du séisme de projet.

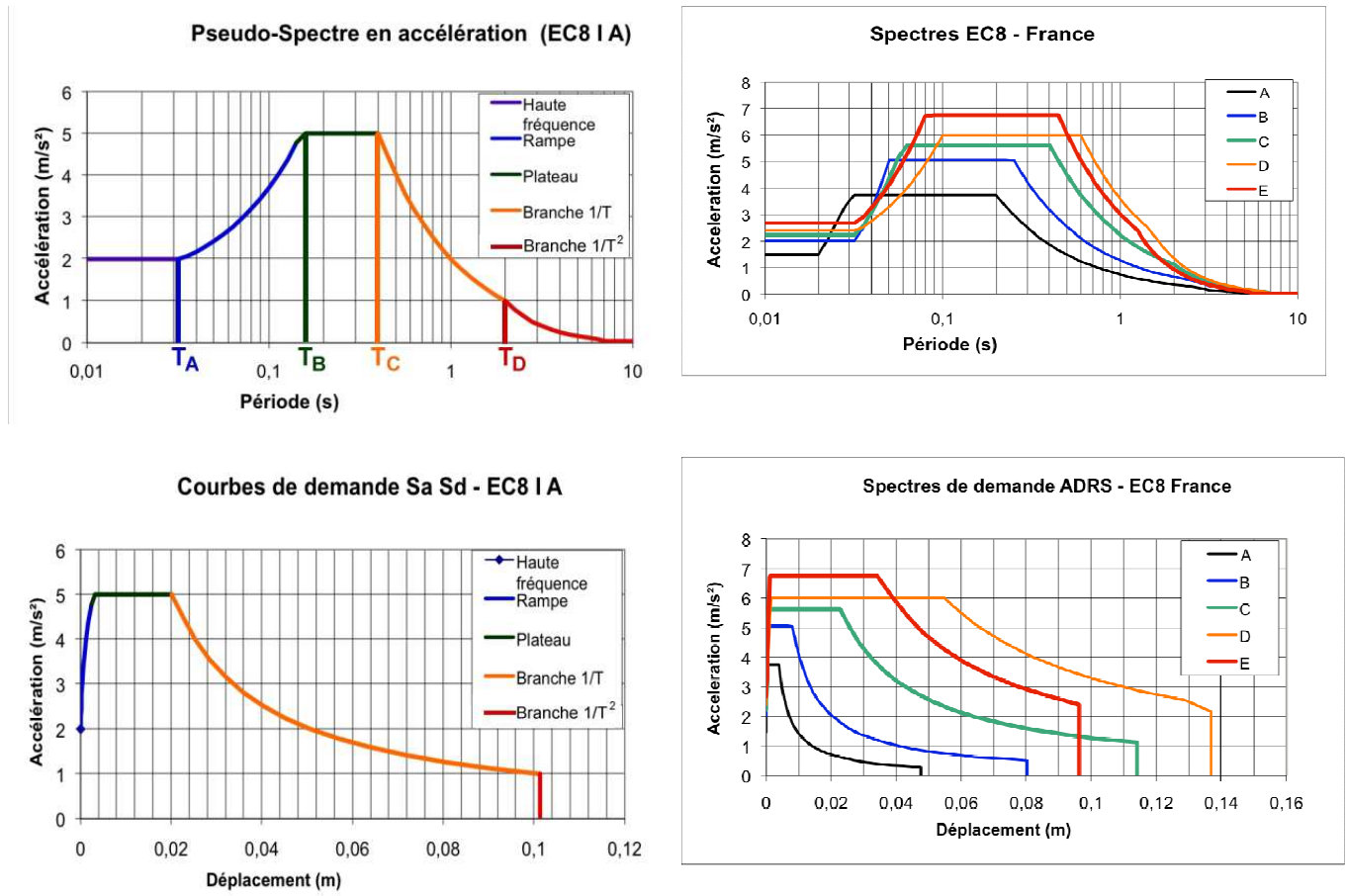


Figure A7-3 - Courbes de demande. A gauche : Construction d'une courbe de demande ADRS (en bas) à partir d'un pseudo-spectre en accélération (en haut) – Les couleurs correspondent aux différentes branches du spectre; à droite familles de spectres en accélération pour l'application de l'EC8 en France zones de sismicité Z1 à Z4 (en haut), et courbes de demande correspondantes (en bas): les couleurs correspondantes aux 5 catégories de site différentes (A à E)

Branche très courte période	Rampe courte période	Plateau	Branche 1/T	Branche 1/T <sup>2</sup>
$T < T_A$	$(T_A < T < T_B)$	$T_B < T < T_C$	$T_C < T < T_D$	$T_D < T$
S'a=pga	S'a augmente de pga à 2,5 pga	S'a = 2,5 pga	S'a = 2,5 pga T <sub>C</sub> /T	S'a = 2,5 pga T <sub>C</sub> T <sub>D</sub> /T <sup>2</sup> diminue
Sd augmente de 0 à d <sub>0</sub> =pga.T <sub>A</sub> <sup>2</sup> /4π <sup>2</sup>	Sd augmente de d <sub>0</sub> à d <sub>1</sub> =2,5 pga.T <sub>B</sub> <sup>2</sup> /4π <sup>2</sup>	Sd augmente de d <sub>1</sub> à d <sub>2</sub> =2,5.pga.T <sub>C</sub> <sup>2</sup> /4π <sup>2</sup>	Sd varie entre d <sub>2</sub> et d <sub>3</sub> =2,5 pga.T <sub>C</sub> T <sub>D</sub> /4 π <sup>2</sup>	Sd constant égal à d <sub>3</sub> =2,5 pga T <sub>C</sub> T <sub>D</sub> /4 π <sup>2</sup>
			$S'a(T) = S'a(T_C).Sd(T_C) / Sd(T)$	

Tableau A7-1 - Relations entre spectres en accélération et en déplacements

### A7.1.2. Spectres de réponse

Les spectres de réponse tirent leur origine et leur intérêt de l'assimilation, en première approximation très grossière, du comportement sismique d'un bâtiment à la réponse d'un oscillateur simple à 1 degré de liberté. La représentation en spectre de réponse vise à donner accès directement aux mouvements subis par le centre de gravité de la structure.

Si donc l'on considère un tel oscillateur simple à 1 degré de liberté, de masse  $m$ , de rigidité  $k$ , d'amortissement  $c$ , comme indiqué sur la figure A7-4, l'équation régissant son mouvement relatif  $u(t)$  sous l'action d'une accélération imposée de son support  $a_g(t)$  (correspondant à un déplacement imposé  $d_g(t)$ ) est la suivante :

$$m [ a_g(t) + u''(t) ] = - k u - c u'$$

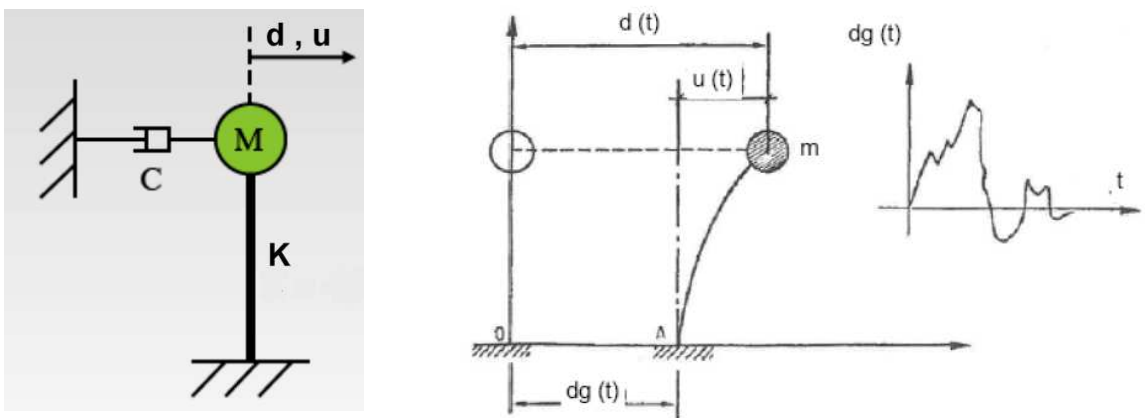


Figure A7-4 - Oscillateur libre à 1 degré de liberté

A la fin de l'excitation ( $a_g(t)=0$ ), cet oscillateur viscoélastique linéaire va continuer pendant un certain temps à manifester des oscillations amorties (cf. Fig. A7-5), caractérisées par une fréquence  $f_1$  et un amortissement  $\zeta$  reliés aux paramètres du système par les équations suivantes :

$$\begin{aligned} f_1 &= \omega_1 / 2\pi ; & \omega_1 &= \omega_0 \sqrt{1 - \zeta^2} ; \\ f_0 &= \omega_0 / 2\pi ; & \omega_0 &= \sqrt{k/m} ; \\ \zeta &= \frac{1}{2} c / \sqrt{km} \end{aligned}$$

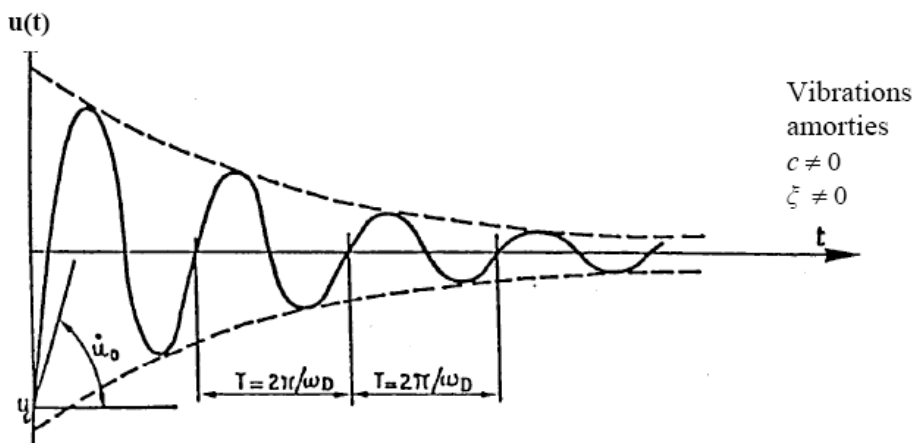


Figure A7-5 (tirée de Plumier, 2009) - Oscillations libres amorties

Sous excitation forcée  $a(t)$ , l'expression de  $u(t)$  est obtenue classiquement avec les intégrales de Duhamel :

$$u(t) = -1/\omega_1 \int_0^t a_g(\tau) \exp[-\xi\omega_0(t-\tau)] \sin[\omega_1(t-\tau)] d\tau$$

Mais on peut également l'obtenir simplement et rapidement par passage dans le domaine des fréquences par transformée de Fourier.

$$U(\omega) = D_g(\omega) \cdot H(\omega) = -A_g(\omega) \cdot H(\omega) / \omega^2, \text{ avec } H(\omega) = -1 / [ (1 - (\omega_0/\omega)^2) + 2i \xi \omega_0/\omega ]$$

Où  $U(\omega)$ ,  $D_g(\omega)$ ,  $A_g(\omega)$  et  $H(\omega)$  sont les transformées de Fourier du déplacement relatif  $u(t)$ , du déplacement du sol  $d_g(t)$ , de l'accélération du sol  $a_g(t)$ , et de la fonction de transfert de l'oscillateur  $h(t)$ .

Cette fonction de transfert est représentée sur la figure A7-6 pour illustrer l'amplification forte à la fréquence propre de l'oscillateur, et sa grande sensibilité à la valeur de l'amortissement.

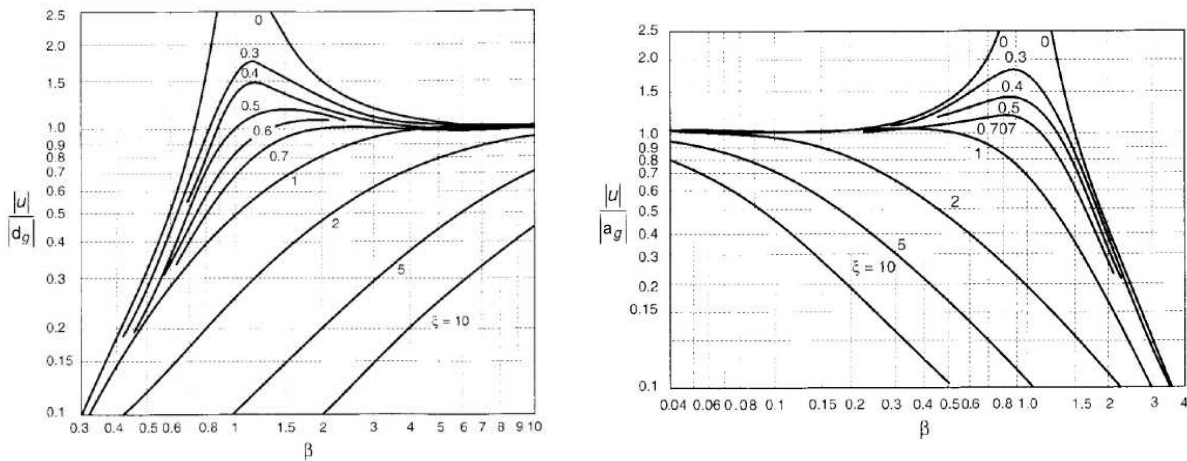


Figure A7-6 - Fonctions de transfert en déplacement (à gauche) et en accélération (à droite) pour différents amortissements, exprimée en fonction de la fréquence normalisée à la fréquence propre de l'oscillateur ( $\beta = f/f_0$ )

On définit alors les spectres de réponse comme les maxima temporels des réponses de l'oscillateur en déplacement *relatif*  $u$ , vitesse *relative*  $u'$  et accélération *absolue* ( $u'' + a_g$ ) :

$$\begin{aligned} S_d(T, \xi) &= \text{Max}_t \{ |u(t)| \} \\ S_v(T, \xi) &= \text{Max}_t \{ |u'(t)| \} \\ S_a(T, \xi) &= \text{Max}_t \{ |u''(t) + a_g(t)| \} \end{aligned}$$

En variant, à amortissement  $\xi$  constant, la fréquence  $f$  de l'oscillateur, on obtient 3 courbes  $S_d$ ,  $S_v$ ,  $S_a$  définissant respectivement les spectres de réponse en déplacement, vitesse et accélération. Ces courbes sont habituellement calculées pour des valeurs discrètes de l'amortissement : 0%, 2%, 5%, 10%, 20%, la plus fréquente étant 5%.

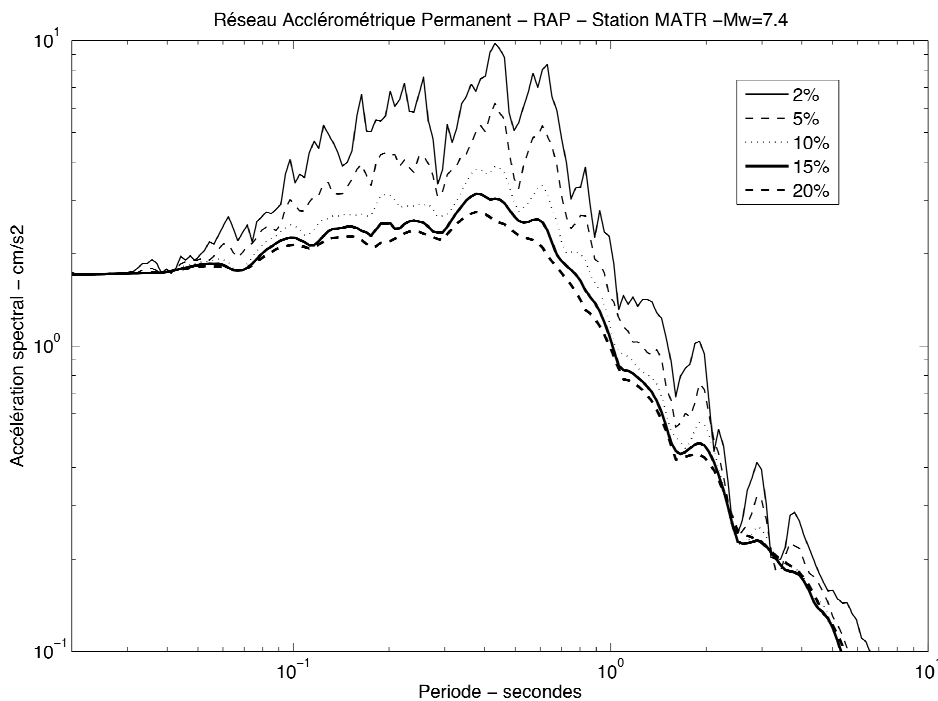
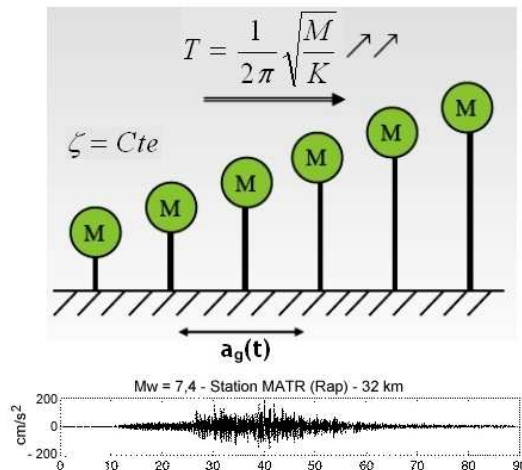


Figure A7-7 - Schéma d'obtention des spectres de réponse en accélération à partir du calcul de la réponse d'une batterie d'oscillateurs de périodes variables (en haut) mais d'amortissement constant (cinq valeurs différentes ont été considérées ici : 2%, 5%, 10%, 15% et 20%). L'accélérogramme sélectionné est celui obtenu à la station MATR (Trinité, Martinique) lors du séisme profond de magnitude 7,4 du 29 novembre 2007. Adapté du cours "Grasmech" (Eléments d'analyse des structures sous action sismique) de H. Degee, Université de Liège, 2009

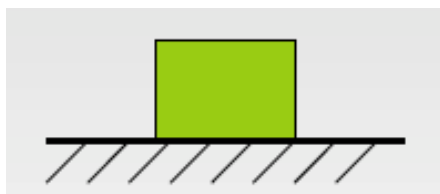
A partir de ces formules et définitions, on peut dériver les propriétés remarquables suivantes (illustrées sur la figure A7-8) :

$$S_a(0, \zeta) = \text{Max}_t \{ |a(t)| \} = a_{\text{max}} = pga \quad \forall \zeta$$

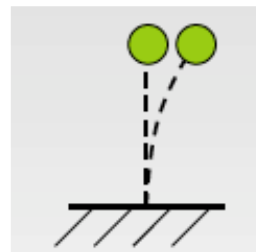
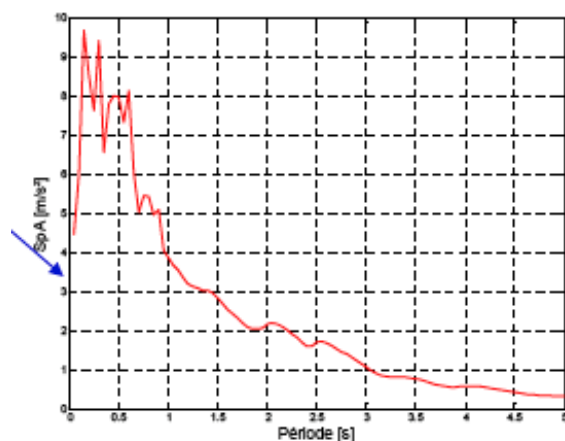
La valeur du spectre de réponse en accélération à fréquence infinie ou période nulle (oscillateur infiniment raide) est égale à l'accélération maximale du sol.

$$S_d(\infty, \zeta) = \text{Max}_t \{ |d(t)| \} = d_{\text{max}} = pgd \quad \forall \zeta$$

Symétriquement, la valeur du spectre de réponse en déplacement à fréquence nulle ou période infinie (oscillateur infiniment souple) est égale au déplacement maximal du sol.



$K \rightarrow \infty, T \rightarrow 0, S_d \rightarrow 0, S'_a \rightarrow a_{\max}$



$K \rightarrow 0, T \rightarrow \infty, S_d \rightarrow d_{\max}, S'_a \rightarrow 0$

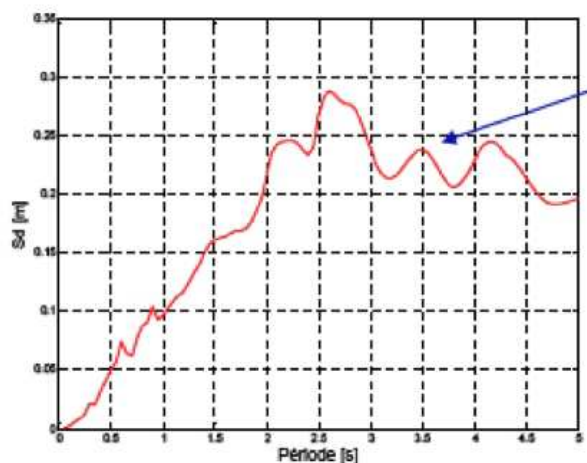


Figure A7-8 (adaptée de Degee, 2009) - Relations remarquables à très courte (oscillateur très rigide, en haut à gauche) et très longue période (oscillateur très souple, en haut à droite) pour les spectres de réponse en accélération (gauche) et en déplacement (droite)

$$S_a(T, 0) = 4\pi^2 / T^2 \cdot S_d(T, 0) \quad (\text{valable seulement pour un amortissement nul})$$

$$S_v(T, \zeta) \approx 2\pi / T \cdot S_d(T, \zeta)$$

$$S_a(T, \zeta) \approx 4\pi^2 / T^2 \cdot S_d(T, \zeta)$$

Ces deux dernières formules ne sont qu'approximatives lorsque l'amortissement n'est pas nul ; deux quantités nouvelles ont donc été introduites, appelées pseudo-spectres en vitesse ( $S'_v$ ) et accélération ( $S'_a$ ), et définies comme suit :

$$S'_v(T, \zeta) = 2\pi / T \cdot S_d(T, \zeta)$$

$$S'_a(T, \zeta) = 4\pi^2 / T^2 \cdot S_d(T, \zeta) = 2\pi / T \cdot S'_v(T, \zeta)$$

La signification de ces "pseudo-spectres" peut être mieux appréhendée en revenant à l'équation de l'oscillateur élastique. La force élastique  $F_e$  se déduit directement du déplacement relatif  $u(t)$  :

$$F_e = k u(t)$$

En reliant la raideur  $k$  à la pulsation  $\omega=2\pi/ T$  de l'oscillateur, on obtient :

$$F_e = m \omega^2 u(t) = m A(t)$$

Où  $A(t)$  est une grandeur homogène à une accélération et égale à  $\omega^2 u(t)$ . En prenant les maxima temporels, on en déduit la relation :

$$F_{e,\max} = m A_{\max}$$



Cette grandeur  $A_{max}$  n'est autre que la pseudo-accélération  $S'_a(T, \xi) = \omega^2 S_d(T, \xi)$ , et permet donc un lien direct avec la force élastique maximale au cours du temps. Il est à noter qu'elle est différente de l'accélération réelle absolue de l'oscillateur à cause des termes d'amortissement, selon l'équation :  $M \cdot (a_g(t) + u''(t)) = -ku(t) - c u'(t)$ .

De la même manière, on peut définir une "pseudo-vitesse"  $V(t) = \omega u(t)$  en liaison avec la force de rappel visqueuse.

Au final, ce sont ces pseudo-spectres qui sont utilisés dans la pratique (du fait de leur plus grande maniabilité mathématique), et on les appelle souvent spectres de réponse par abus de langage : ils permettent d'estimer les forces dynamiques à partir des déplacements de la structure.

Il est donc très simple, à partir d'un accélérogramme donné, d'obtenir ces spectres de réponses. Mais inversement, à un spectre de réponse donné (pour une valeur d'amortissement), correspond une infinité de séries temporelles, ayant toutes la même valeur maximale en accélération et en déplacement mais ayant des durées et des phases très différentes : la répartition de l'arrivée de l'énergie dans le temps n'est absolument pas contrainte par la donnée des spectres de réponse. Cette absence d'équivalence constitue un très lourd handicap lorsque des études non-linéaires temporelles doivent être conduites, et la génération d'accélérogrammes adaptés à un spectre de réponse donnée est un exercice délicat qu'il vaut mieux confier à des spécialistes / sismologues pour que l'accélérogramme soit réaliste.

Les spectres de réponse élastiques sont très utilisés en ingénierie parasismique car, en première approximation, les structures simples peuvent être assimilées à un oscillateur à 1 ddl dont la période et l'amortissement sont considérés à peu près connus (attention cependant, la formule classique  $T = N/10$  où  $N$  est le nombre d'étages, importée des USA où la majorité des immeubles ont une structure portique, est totalement fautive en France, où la structure dominante comprend des murs voiles beaucoup plus rigides, et où une formule  $T=N/25$  semble bien mieux appropriée; de plus, l'amortissement reste une quantité *très mal connue* et les valeurs indiquées dans les diverses réglementations ne sont que des valeurs conventionnelles). Les mouvements au centre de gravité peuvent alors être raisonnablement estimés dès lors que l'on suppose que la structure se comporte de manière élastique linéaire.

L'hypothèse de linéarité n'est évidemment plus vraie lorsque la structure est sévèrement endommagée : d'autres spectres de réponse non-linéaires ont donc été développés, les plus simples correspondant à un comportement élastoplastique parfait. Ils nécessitent l'introduction d'un paramètre supplémentaire, la demande en ductilité souvent notée  $\mu$ , définie comme le rapport entre le déplacement maximal de la structure élastoplastique et celui de la structure élastique associée (c'est-à-dire ayant la même raideur et le même amortissement à faible accélération).

### A7.1.3. Présentation de la méthode probabiliste

(texte extrait de la thèse de C. Beauval, 2003, avec quelques légères adaptations)

#### A – Principe

Nous présentons ici plus en détail la méthode d'estimation de l'aléa probabiliste telle que proposée initialement par Cornell et McGuire (Cornell, 1968 ; McGuire, 1976), maintenant largement utilisée dans le monde entier. On pourra par ailleurs en trouver une bonne introduction dans les ouvrages de Kramer (1996) ou Reiter (1990), tandis que Abrahamson (2000) fait le point sur les pratiques actuelles en matière d'estimation probabiliste.

Estimer l'aléa sismique probabiliste en un site, c'est déterminer les taux annuels d'occurrence de paramètres du mouvement du sol. A cette fin, la méthode de Cornell-McGuire commence par modéliser les lieux d'occurrence des séismes, leurs tailles et leur taux annuel d'occurrence, puis, pour un site donné, calcule l'aléa en sommant les contributions de tous les scénarios possibles (toutes les combinaisons de magnitudes et de distances), pour estimer la courbe reliant les niveaux d'action sismiques avec leur probabilité de dépassement.

Le paramètre du mouvement du sol le plus utilisé dans les études probabilistes est le pic d'accélération ; mais bien d'autres paramètres, comme les accélérations spectrales  $S_a(f)$ , la vitesse, le déplacement ou l'intensité d'Arias peuvent également caractériser le mouvement.

Pour une accélération cible donnée  $A^*$ , le taux annuel de dépassement de cette accélération cible  $\lambda_{A^*}$  est calculée par la formule suivante (P1) :

$$\lambda_{A^*} = \sum_{i=1}^N \lambda_i \int_{m=M_{\min}}^{M_{\max i}} \int_r P[A > A^* | m, r] f_{M_i}(m) f_{R_i}(r) dm dr \quad (P1)$$

où

- $\lambda_i$  est le taux annuel de séismes de magnitude égale ou supérieure à la magnitude minimale choisie  $M_{\min}$ , pour la zone source  $i$  ;
- $f_{M_i}(m)$  et  $f_{R_i}(r)$  sont les fonctions de densité de probabilité en magnitude et distance de la source  $i$ . Elles sont supposées être indépendantes ;
- $P[A > A^* | m, r]$  est la probabilité qu'un séisme de magnitude  $m$  à la distance  $r$  du site engendre une accélération supérieure à  $A^*$ . Cette probabilité est calculée à partir de la relation d'atténuation ;
- $N$  est le nombre de sources pouvant affecter l'aléa au site considéré.

En pratique, il est plus facile (mais mathématiquement équivalent) de se référer à la période de retour de la valeur cible plutôt qu'à un taux annuel, la période de retour étant l'inverse du taux annuel. Cette opération est répétée pour une série d'accélération cible, de façon à obtenir une courbe d'aléa pour le site (Fig. A7-9).

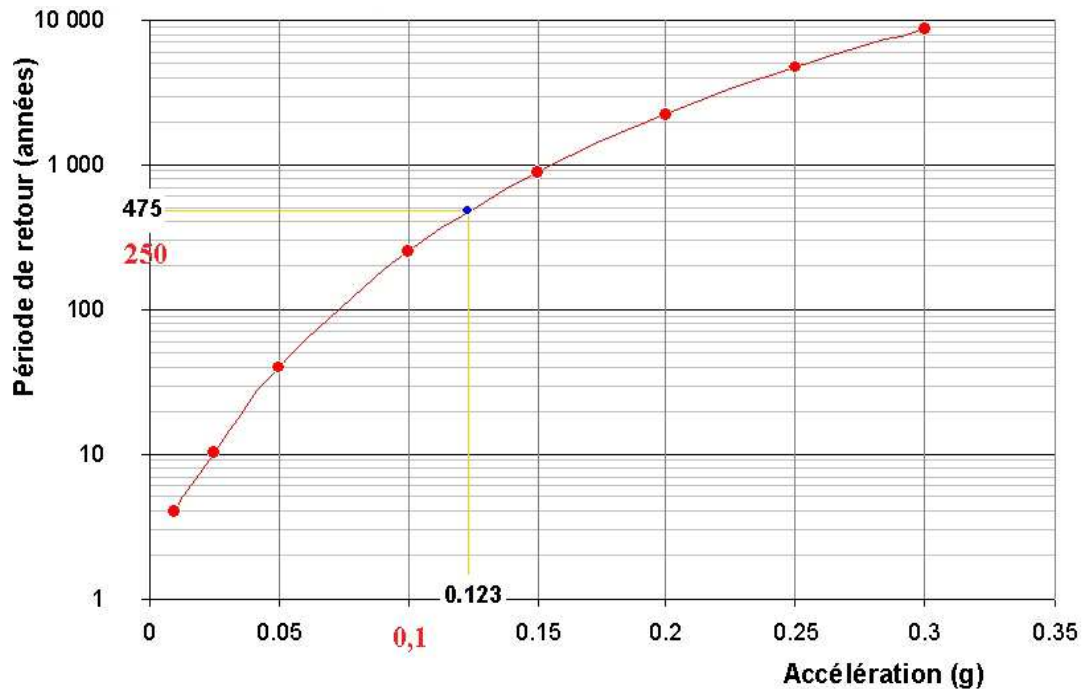


Figure A7-9 - Exemple de courbe d'aléa pour un site donné, exprimée en période de retour et accélération maximale: les points rouges correspondent aux périodes de retour pour des valeurs prédéfinies de l'accélération maximale, et le point bleu correspond à l'accélération correspondant à une période de retour de 475 ans, obtenue par interpolation des valeurs précédentes.

Les résultats des estimations probabilistes se présentent en général en terme d'accélération spectrales  $S'_a(f)$  correspondant à des périodes de retour précises (100, 500, 1000 ans...); ces accélérations s'obtiennent par interpolation à partir de la courbe d'aléa (Fig. A7-9).

## B - Détails de la méthode de Cornell-McGuire

La première étape consiste en l'identification des zones source, et la détermination pour chacune d'entre elles de la loi de récurrence, c'est-à-dire la distribution de probabilité de la magnitude des séismes (par exemple la loi de Gutenberg-Richter [1944]). Celle-ci permet d'obtenir les paramètres sismologiques qui définissent la probabilité d'occurrence d'un séisme de magnitude  $m$  dans une zone donnée. Cette étape a pour préalable indispensable la constitution d'un catalogue de sismicité (historique ET instrumentale) aussi complet que possible.

L'étape suivante consiste à choisir puis appliquer une ou plusieurs relations d'atténuation pour quantifier le mouvement produit au site considéré. Ces relations donnent la valeur moyenne du paramètre du mouvement du sol produite au site par un couple donné de magnitude et distance épacentrale. Ces relations sont définies par des ajustements empiriques aux données disponibles, dont l'analyse montre que les résidus suivent une distribution log-normale. On obtient ainsi la probabilité qu'un séisme de magnitude  $m$  survenant à une distance  $R$  occasionne au site un mouvement  $A$  supérieur au niveau cible  $A^*$ .

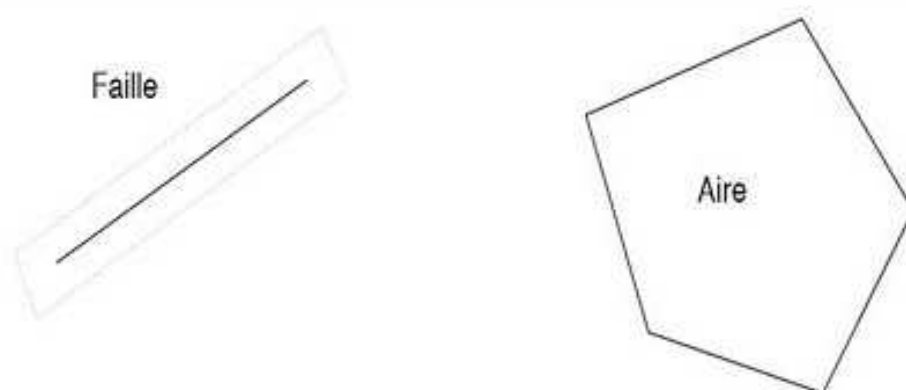
La probabilité de dépasser un tel niveau est obtenue ensuite pour toute la gamme de magnitudes en multipliant les densités de probabilité de la loi de récurrence de la magnitude par la distribution qui décrit la variabilité du mouvement du sol. De cette manière on obtient le taux annuel de dépassement du niveau cible. En répétant la procédure pour des niveaux cibles différents on construit la courbe d'aléa.

Il ne reste à ce point qu'à effectuer le choix d'un temps d'observation (en fonction de la durée de vie de l'ouvrage) et de la probabilité de dépassement tolérée sur cette période. Cela nous donne la période de retour, avec laquelle on entrera dans la courbe d'aléa pour obtenir le mouvement de projet (cf. Fig. A7-9).

Dans toute la suite, par souci de simplicité, le paramètre choisi pour représenter le mouvement du sol sera l'accélération. L'approche probabiliste s'applique cependant de façon semblable pour tous les autres paramètres estimés représentatifs de la nocivité des actions sismiques.

### **B1 - Identification des zones source (= "zonage sismotectonique")**

Selon la connaissance de la tectonique active de la région étudiée, les zones sources peuvent être de deux types (Fig. A7-10).



*Figure A7-10 - Deux types de zones sources, les failles dans les régions caractérisées par une activité sismique importante, les aires géographiques larges dans les régions de sismicité modérée.*

Dans les régions à forte sismicité, les séismes se produisent fréquemment, leur distribution en surface et en profondeur délimite les failles qui les génèrent. Les zones sources sont alors des bandes étroites délimitant ces failles.

Dans les régions à sismicité modérée, la sismicité est diffuse et les failles responsables des séismes sont très mal identifiées. En conséquence, les zones sources sont alors des aires larges, homogènes du point de vue de différents critères (épaisseur de croûte, mécanismes au foyer, champ de contrainte, distribution de la sismicité...). Les zones sources y sont donc des polygones, pour lesquels il n'y a pas de formulation analytique pour les fonctions de densité de probabilité en distance ( $f_{R_i}(r)$  dans l'équation P1). Elles sont alors subdivisées en sous-zones pour lesquelles l'hypothèse de source ponctuelle est acceptable (distance source-site suffisamment grande par rapport à la taille de la sous-zone).

Les courbes de récurrence sont modélisées à l'intérieur de chaque zone source. Les scénarios magnitude-distance sont assimilés à des points sources et les hypocentres sont supposés uniformément distribués dans chaque zone, leur profondeur étant également distribuée suivant une loi prédéfinie (le plus souvent loi uniforme avec profondeur min et profondeur max).

La France métropolitaine est une zone à sismicité modérée et diffuse où les failles actives sont actuellement mal identifiées – au moins avec la précision requise pour une délimitation de zone source du premier type (bande étroite). Les analyses probabilistes qui y ont été conduites utilisent donc le deuxième type de zone source. La question de zones source du premier type est plus légitime aux Antilles, même si ce n'y est pas non plus un travail facile.

## B2 – Modélisation de la récurrence

Dans chaque zone source, une loi de récurrence est modélisée à partir du catalogue de sismicité de la zone. Cette loi de récurrence fournit pour une magnitude  $M$  le nombre annuel de séismes de magnitude supérieure ou égale à  $M$ ,  $\lambda_M$ .

Gutenberg-Richter [1944] ont montré que le nombre de séismes dans une zone donnée et sur une période donnée, décroît exponentiellement en fonction de la magnitude, selon la loi suivante à 2 paramètres :

$$\log_{10} N = a - bM \quad \text{ou} \quad \log_{10} n = a - bM \quad (\text{P2})$$

où

- $N$  est le nombre de séismes de magnitude supérieure ou égale à  $M$  (nombre "cumulé"), et  $n$  le nombre de séismes de magnitude comprise entre  $m$  et  $m + \Delta m$ .
- $M$  est la magnitude,
- $a$  est le logarithme du nombre de séismes de magnitude 0
- $b$  est la pente de la droite (Fig. A7-11) dans un diagramme semi-logarithmique, et a une valeur proche de 1.

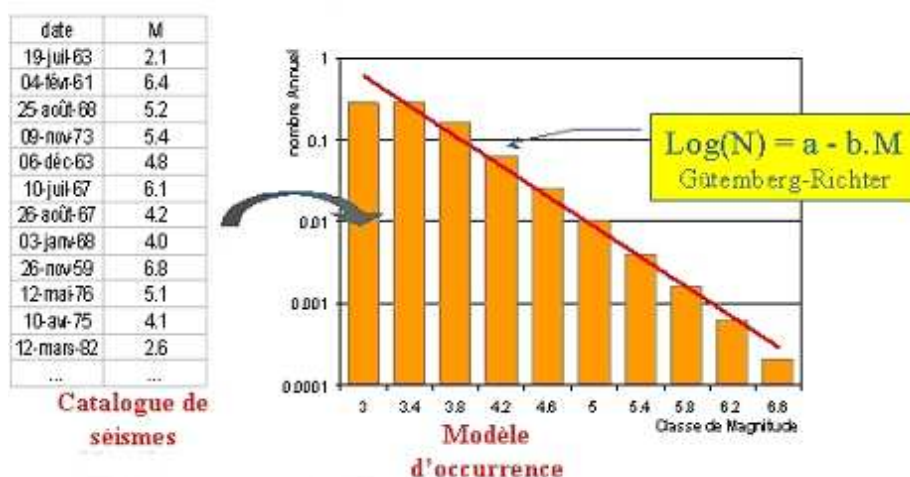


Figure A7-11 - Exemple de distribution en fréquence et taille de séisme suivant la loi de Gutenberg-Richter.

L'équation P2 peut se reformuler comme suit en termes de taux d'occurrence annuel :

$$\lambda_M = e^{\alpha - \beta M} \quad \text{avec} \quad \alpha = a \ln 10 \quad \text{et} \quad \beta = b \ln 10 \quad (\text{P3})$$

En pratique cependant, on ne peut appliquer la loi de Gutenberg-Richter telle quelle, car elle se heurte à des impossibilités physiques du côté des très fortes magnitudes (une zone source de surface limitée ne peut donner lieu à des séismes dont la magnitude implique le jeu de failles de taille supérieure à celle de la zone-source) et à des difficultés de mesure du côté des faibles magnitudes (seuil d'exhaustivité).

Un catalogue sismique ne peut en effet être complet qu'au-delà d'une magnitude "de coupure"  $M_C$ : tous les séismes de magnitude supérieure ou égale à  $M_C$  sont reportés de manière exhaustive dans le catalogue. Au final, les magnitudes sont utilisées à partir d'une magnitude minimale  $M_0$ , supérieure ou égale à la magnitude de coupure.

On exprime alors le taux annuel sous la forme :

$$\lambda_M = \lambda_{M_0} e^{\alpha - \beta(M - M_0)} \quad (P4)$$

avec  $\lambda_{M_0} = e^{\alpha - \beta M_0}$ . Les deux paramètres de sismicité  $\lambda_{M_0}$  et  $\beta$  sont calculés à partir du catalogue de sismicité de chaque zone source, le seuil de complétude  $M_0$  pouvant (théoriquement) varier d'une zone à l'autre.

Un troisième paramètre doit aussi être introduit afin de fournir une borne maximale aux magnitudes pouvant se produire dans la zone source, la magnitude maximale  $M_{max}$ .

La loi de récurrence la plus fréquemment utilisée en pratique est donc une exponentielle tronquée (équation P5, représentation graphique sur la figure A7-12), caractérisée par 3 paramètres dont les fonctions de densité cumulée et de densité de probabilité correspondantes sont décrites par les équations P6 et P7.

$$\lambda_M = \lambda_{M_{min}} \frac{e^{-\beta(M - M_{min})} - e^{-\beta(M_{max} - M_{min})}}{1 - e^{-\beta(M_{max} - M_{min})}} \quad (P5)$$

où

- $M_{min}$  est la magnitude minimale (nécessairement supérieure au seuil de complétude  $M_0$ ) ;
- $M_{max}$  est la magnitude maximale (le taux d'occurrence strictement nul pour  $M > M_{max}$ ) ;
- $\beta$  est le coefficient de décroissance exponentielle (b.ln10).

$$F_M(m) = P[M < m | M_{min} \leq m \leq M_{max}] = \frac{1 - e^{-\beta(m - M_{min})}}{1 - e^{-\beta(M_{max} - M_{min})}} \quad (P6)$$

$$f_M(m) = \frac{\beta e^{-\beta(m - M_{min})}}{1 - e^{-\beta(M_{max} - M_{min})}} \quad (P7)$$

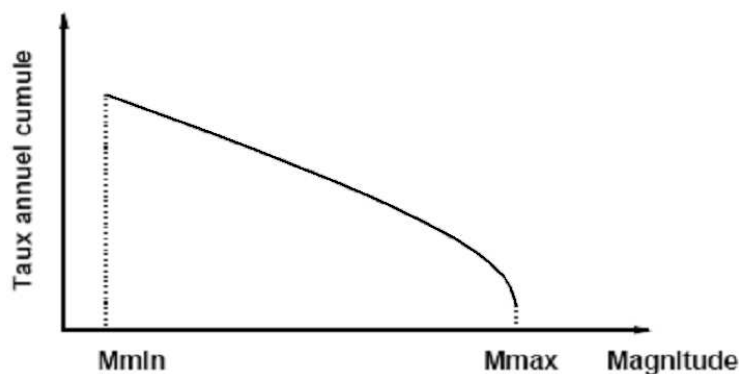


Figure A7-12 - Courbe de récurrence, modèle de l'exponentielle tronquée [Beauval, 2003]

**Note importante :** Il importe de bien distinguer les magnitudes  $M_0$  et  $M_{min}$ , et une attention particulière doit être consacrée à leur choix.  $M_0$  est la magnitude minimale utilisée pour calculer les paramètres de sismicité  $\lambda_{M_0}$  et  $\beta$ ,  $M_{min}$  est la magnitude minimale prise en compte dans le calcul probabiliste (généralement comprise entre 4 et 5). L'intervalle de magnitude qui va contribuer à l'aléa est déterminé par les choix de  $M_{min}$  et  $M_{max}$ . Le choix de la première influe notablement sur l'aléa à faible période de retour, celui de la seconde sur l'aléa à très grande période de retour.

### B3 – Transfert au site : utilisation d'une relation d'atténuation

La probabilité pour un couple magnitude-distance  $(m,r)$  d'engendrer sur le site une accélération supérieure à l'accélération cible  $A^*$  est calculée à partir d'une **relation d'atténuation**. Celle-ci prédit, pour une magnitude  $M=m$  à la distance  $r$  du site, l'accélération (sous forme de log) ressentie sur le site. Une forme générique de relation d'atténuation est indiquée par l'équation P8.

$$\ln A = g(m, r, \theta) + \varepsilon \sigma_{\ln A} \quad (\text{P8})$$

La variable  $\theta$  correspond par exemple au type de sol (rocher, sol sédimentaire). A chaque triplet  $(m,r,\theta)$  correspond une distribution de probabilité normale du logarithme de l'accélération  $\ln A$ , de moyenne  $\overline{\ln A} = g(m, r, \theta)$  et d'écart-type  $\sigma_{\ln A}$ . La fonction  $g(m,r,\theta)$  peut par exemple être de la forme (mais il en existe beaucoup d'autres) :

$$g(m, r, \theta) = C_1 m + C_2 r - C_3 \ln r + C_4(\theta) \quad (\text{P8bis})$$

Les paramètres  $C_i$  sont calculés par régression à partir d'enregistrements réels. Les accélérations étant dispersées, les logarithmes des accélérations sont supposés distribués selon une loi normale – et de fait, les analyses statistiques montrent qu'ils le sont en règle générale ; l'écart-type de cette distribution  $\sigma_{\ln A}$  est calculé à partir des résidus entre valeurs observées et valeurs calculées (après détermination des coefficients). Les paramètres  $C_i$  et l'écart-type  $\sigma_{\ln A}$  varient avec la fréquence ; dans certaines relations d'atténuation, l'écart-type varie également en fonction de la magnitude [Campbell, 1997]. Le coefficient  $C_4$  est fonction de la nature du sol. Les classifications les plus simples séparent les sites rocheux des sites sur sol sédimentaire. Certaines relations récentes établies à partir de larges bases de données proposent une classification des sols plus détaillée [Lussou et al., 2000], ou de paramètres continûment variables comme  $V_{S30}$  [NGA2008] ; elles distinguent aussi les types de failles ou des phénomènes plus complexes liés à la source (les effets de directivité par exemple [Somerville et al., 1997]).

On obtient alors, à partir la relation d'atténuation (et de sa dispersion) la probabilité pour que le couple  $(m,r)$  engendre une accélération  $A$  supérieure à  $A^*$  en utilisant l'équation P9.

$$P(A > A^* | m, r) = 1 - \phi \left[ \frac{\ln A^* - \overline{\ln A}}{\sigma_{\ln A}} \right] \quad (\text{P9})$$

où la fonction  $\phi$  désigne la distribution de probabilité normale standard cumulée.

Cette probabilité correspond à l'aire hachurée sur la figure A7-13.

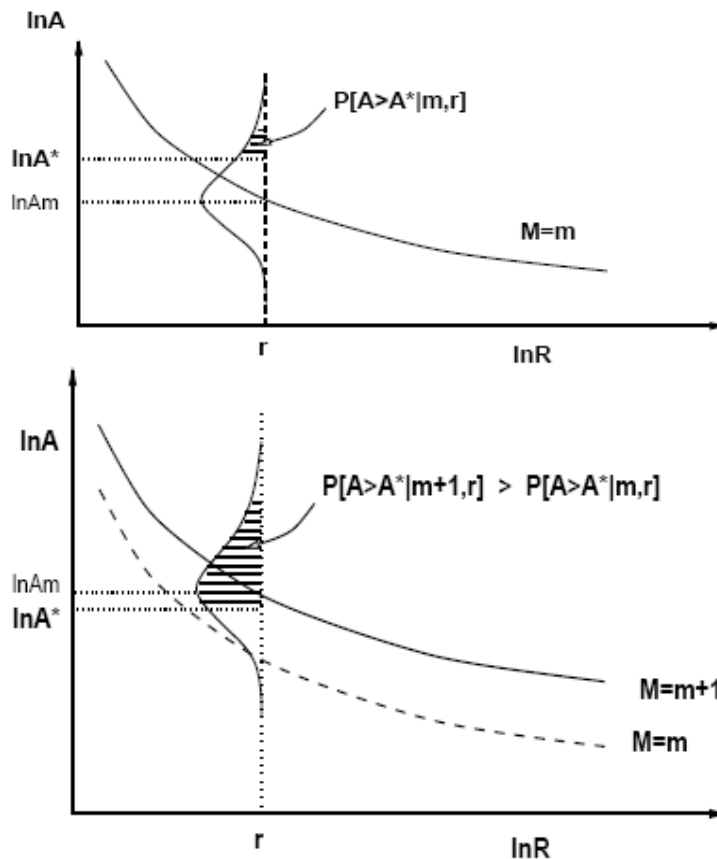


Figure A7-13 - Calcul de la probabilité de dépassement du niveau  $A^*$  pour le couple  $(m,r)$  et le couple  $(m+1,r)$ : à distance fixe  $r$ , un séisme de magnitude  $m+1$  a une probabilité plus grande d'engendrer un dépassement de  $A^*$  qu'un séisme de magnitude  $m$ .  $\ln A_m$  représente la loi moyenne (Beauval, 2003).

Cette distribution appelle deux remarques importantes :

- Moyenne et médiane :

Supposer que les logarithmes des accélérations suivent une loi normale revient à supposer que les accélérations suivent une loi log-normale ; si  $A_{median}$  est la médiane des accélérations, on peut donc écrire :

$$\overline{\ln A} = \ln A_{median}$$

- Valeurs extrêmes

Toute valeur d'accélération entre  $-\infty$  et  $+\infty$  a donc une probabilité non nulle d'être engendrée par le couple  $(m,r)$ . En pratique, les accélérations très peu probables situées à deux ou trois écart-types au-dessus de la moyenne  $\ln A_m$  peuvent contribuer notablement à l'aléa, surtout à très grande période de retour : des valeurs extrêmement fortes peuvent être obtenues pour des probabilités annuelles de  $10^{-5}$  ou moins. Pour éviter des valeurs irréalistes, certaines études (Reiter, 1990, Anderson & Brune, 1999a, Abrahamson, 2000) tronquent la distribution de probabilité à une certaine valeur au-delà de la moyenne : en général la moyenne augmentée d'un multiple entier ou demi-entier de l'écart-type ( $\ln A_m + \varepsilon \cdot \sigma_{\ln A}$ ,  $\varepsilon = 1, 2, 3, \dots$ ). Les études récentes montrent que, dans certains cas, il peut être imprudent, car non conforme aux données, de tronquer en dessous de 2 à 2,5  $\sigma$ .

La distribution n'est tronquée qu'aux valeurs supérieures ; le problème de la participation des accélérations très peu probables ne se pose pas pour les niveaux cibles localisés à  $-\varepsilon \sigma$  en dessous de la moyenne.



## B4 –Sommatation au site: Estimation de la probabilité de dépassement

La dernière étape consiste à appliquer la triple sommation de la formule P1, c'est-à-dire à multiplier les probabilités d'occurrence des séismes de magnitude  $m$  et  $r$  dans toutes les zones source contribuant à l'aléa au site considéré, avec les probabilités de dépassement du niveau cible conditionnelles à l'occurrence d'un événement de magnitude  $m$  à une distance  $r$  : la sommation se fait sur les magnitudes (avec la distribution en exponentielle tronquée), les distances, et le nombre de sources, et permet d'obtenir la probabilité de dépassement, au site considéré, d'un niveau prédéfini de mouvement sismique. Le principe de cette sommation est illustré sur les figures A7-14 (contributions "élémentaires") et A7-15 (contribution totale par triple sommation).

On obtient ainsi, pour une accélération cible prédéfinie, le taux annuel d'occurrence d'une accélération supérieure à cette cible. Cependant, l'objectif d'une analyse probabiliste est soit une courbe complète niveau d'aléa / probabilité annuelle d'occurrence (pour pouvoir multiplier avec des probabilités de défaillance et obtenir une évaluation probabiliste du risque), soit le niveau d'aléa correspondant à un taux annuel donné (ou inversement à une période de retour donnée)<sup>12</sup>. Comme mentionné dès l'introduction, le calcul de l'aléa est donc effectué pour une série d'accélération et l'accélération correspondant au taux annuel d'intérêt est ensuite obtenue par interpolation.

Il convient de signaler une hypothèse implicite importante dans cette approche probabiliste selon Cornell et McGuire : l'occurrence des séismes dans le temps est supposée suivre un processus poissonien, ce qui entraîne de facto le même processus pour le mouvement du sol au site. En d'autres termes, la probabilité d'occurrence d'un séisme (comme d'une accélération supérieure à un niveau cible) ne dépend pas du temps écoulé depuis le dernier séisme, chaque occurrence de séisme étant considérée comme indépendante et aléatoire. Cette hypothèse n'est pas forcément très physique, mais l'introduction de processus "à mémoire" rajoute d'autres paramètres très incertains dans les modèles, et ne permet donc pas, à l'heure actuelle, d'aboutir à des estimations probabilistes mieux contrôlées, surtout dans les zones à sismicité modérée.

En effet, ces processus à mémoire n'ont de justification physique que pour des failles bien identifiées et à chargement assez rapide (cycle de quelques centaines d'années au plus). Or, dans le cas de la France, les taux de chargement sont très faibles (inférieurs au mm/an), et la sismicité ne peut pas - sauf cas très exceptionnel - être attribuée à des failles préalablement identifiées. On la répartit donc, dans les approches probabilistes, sur des "zones sources" au sein desquelles les séismes sont considérés comme ayant une égale probabilité de se produire n'importe où : cela renvoie implicitement à l'idée de zones complexes, avec des failles multiples et très mal connues, dont le comportement global et cumulé peut être approché par un processus de Poisson sans mémoire, même si individuellement sur chacune des failles les processus élémentaires sont à mémoire.

La probabilité d'occurrence, sur un laps de temps  $t$ , d'un phénomène poissonien se produisant avec un taux annuel moyen  $\mu$ , est régie par l'équation P10 :

$$P = 1 - e^{-\mu t} \quad (\text{P10})$$

Si  $\lambda_{A^*}$  correspond au taux annuel de dépassement de  $A^*$ , la probabilité  $P$  qu'il se produise sur le site au moins une fois une accélération supérieure à  $A^*$  pendant un temps  $t$  est donc donnée par l'équation P11 :

$$P = 1 - e^{-\lambda_{A^*} t} = 1 - e^{-t/T_{A^*}} \quad (\text{P11})$$

---

<sup>12</sup> Remarque : il convient de signaler que pour les très faibles taux annuels (grandes périodes de retour), le taux annuel peut être confondu avec la probabilité annuelle d'occurrence.

où  $T = 1/\lambda$  désigne la période de retour du niveau d'accélération  $A^*$ .

Si donc l'objectif recherché est un niveau de probabilité  $P$  sur une période de temps considérée  $\tau$ , alors, le taux annuel  $\lambda$ , et donc la période de retour  $T$  sont donnés par l'équation P12 :

$$\lambda_{A^*} = \frac{1}{T_{A^*}} = -\frac{\ln(1-P)}{\tau} \quad (P12)$$

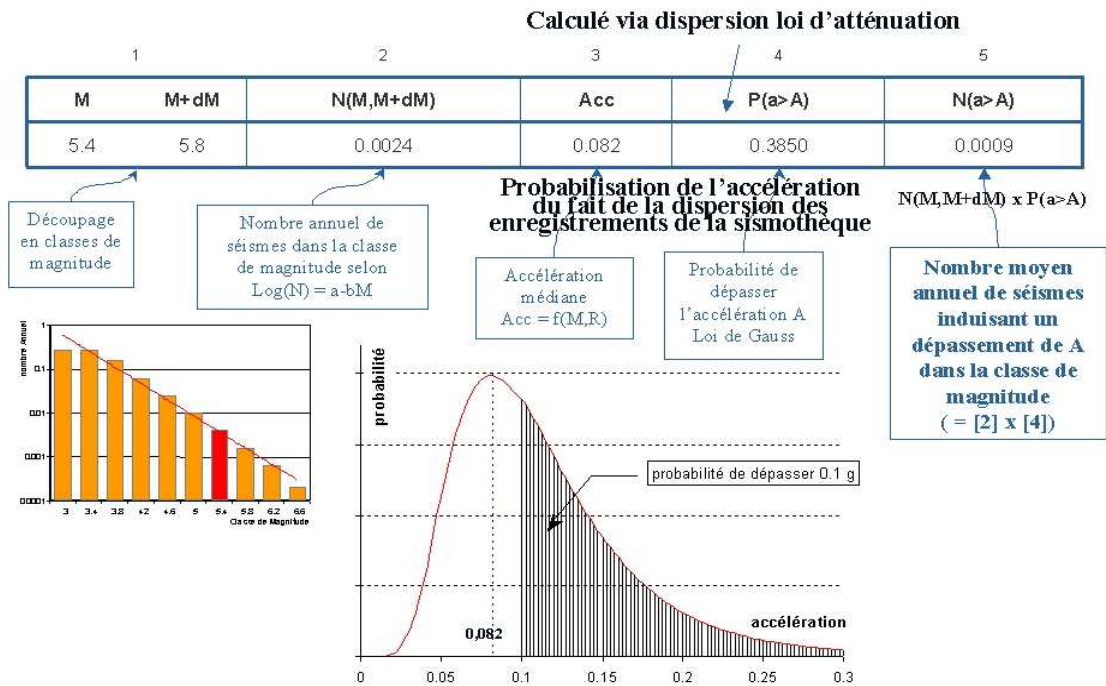


Figure A7-14 - Principe du calcul de la probabilité de dépassement d'un niveau d'accélération donné (ici 0,1 g) pour une tranche de magnitude et une distance données

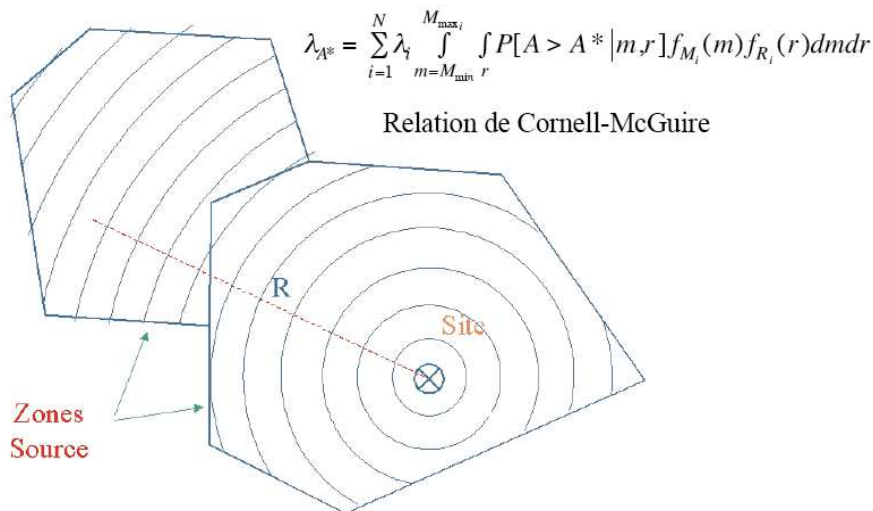


Figure A7-15 - Principe du calcul de la probabilité de dépassement d'un niveau d'accélération pour un site donné : sommation en magnitude, distance et zones sources.

Le choix de  $P$  et  $\tau$  combine les aspects économie et sécurité. La période de retour de 475 ans résulte du choix d'une probabilité  $P$  de 10% pour une période de temps  $\tau$  de 50 ans (le taux annuel correspondant est 0,0021). Une probabilité plus faible, ou une durée de vie plus importante, conduisent à des taux annuels plus faibles ou des périodes de retour plus grandes, comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

		Durée de vie considérée			
		10 ans	50 ans	100 ans	200 ans
Probabilité de dépassement	1%	995	4 975	9 950	19 900
	2%	495	2 475	4 950	9 900
	5%	195	975	1 950	3 900
	10%	95	475	949	1 898
	63,2%	10	50	100	200

Tableau A7-2 - Périodes de retour correspondant à différentes probabilités de dépassement sur différentes durées de vie

Ainsi, si l'on souhaite dimensionner pour un niveau qui n'a que 1% de chances d'être dépassé sur une durée de fonctionnement de 50 ans, il faut considérer une période de retour d'environ 5 000 ans. Si l'ouvrage fonctionne effectivement pendant 100 ans, la probabilité de dépassement de ce même niveau ainsi déterminé sera de 2%.

## B5 – Prise en compte des incertitudes épistémiques

Un des intérêts majeurs de l'approche probabiliste est son aptitude à prendre en compte les (multiples) incertitudes dans l'estimation de l'aléa.

L'approche simple présentée ci-dessus permet de prendre en compte la variabilité intrinsèque du mouvement sismique (ou incertitudes "aléatoires") au travers de la dispersion sur la relation d'atténuation.

Mais on peut aussi prendre en compte les incertitudes d'ordre épistémique sur les contours du zonage, sur la magnitude maximale possible dans chaque zone source, les profondeurs des séismes, les relations d'atténuation à appliquer, au travers de la notion d'arbre logique comme représenté sur la figure A7-16 : chaque hypothèse "plausible" est ainsi associée à une branche de l'arbre logique, et dotée d'un poids correspondant à son degré de plausibilité, tel qu'estimé soit par un seul expert, soit (mieux) par un panel d'experts. (La somme des poids de différentes branches issues d'un branchement identique doit naturellement être égale à 1).

Il suffit alors de répéter les calculs selon toutes les possibilités de l'arbre logique, et de stocker les résultats correspondants assortis du poids du branchement suivi (dont la somme totale est aussi égale à 1): leur combinaison permet alors, in fine, d'obtenir non pas une courbe d'aléa, mais une distribution de valeurs d'aléa pour une période de retour donnée comme indiqué sur la figure A7-17.

On représente en général cette dispersion au moyen des courbes d'aléa correspondant à un certain "fractile" (par exemple 10%, 50% et 90%), et aussi la courbe d'aléa moyenne (généralement assez sensiblement supérieure au fractile 50%, c'est-à-dire à la médiane). Le tracé du fuseau compris entre les fractiles 5% et 95%, ou 16% et 84%, permet en particulier de visualiser la dispersion et le degré de confiance que l'on peut avoir dans les résultats, et donc peut permettre d'orienter le choix final du niveau de dimensionnement, qui doit également prendre en compte bien d'autres considérations.

Outre cette prise en compte intrinsèque des incertitudes, l'approche probabiliste peut ainsi permettre de comparer des études différentes, ou de bien évaluer l'influence de certains choix ou hypothèses.

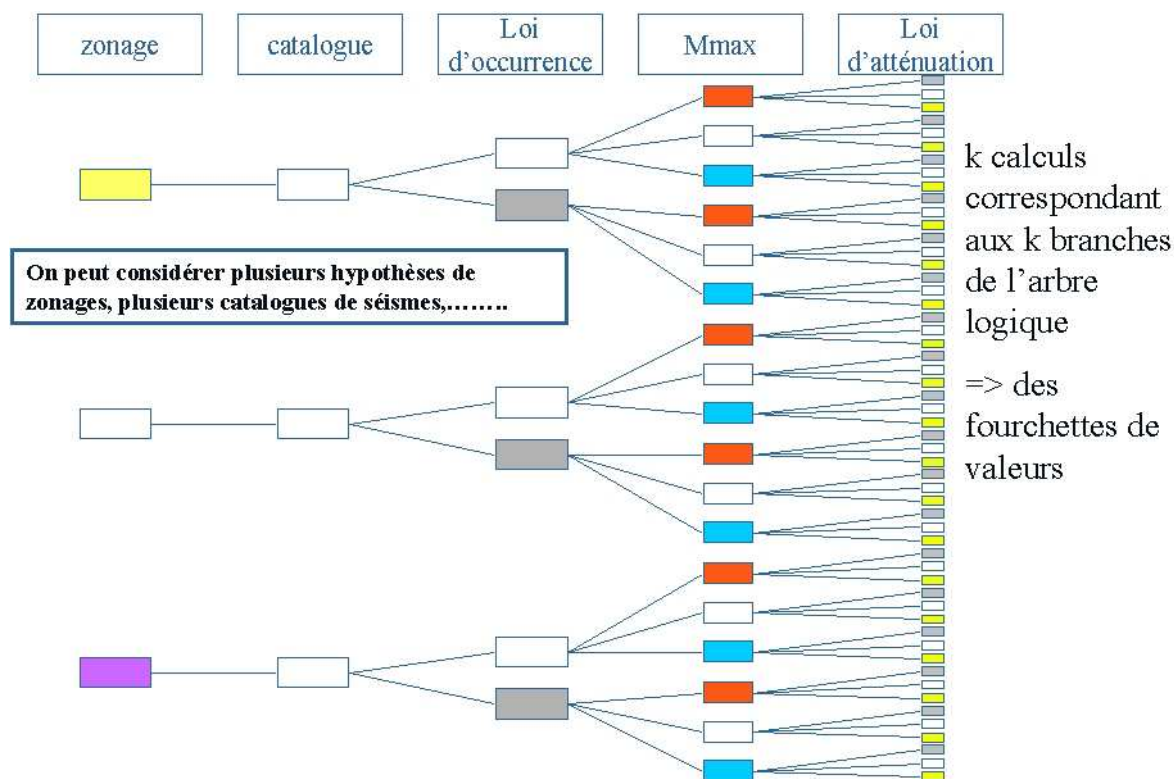


Figure A7-16 - Exemple d'analyse en arbre logique permettant de prendre en compte différentes incertitudes (contours du zonage, paramètres de la loi d'occurrence dans chaque zone source, magnitudes maximales, relations d'atténuations, etc.)

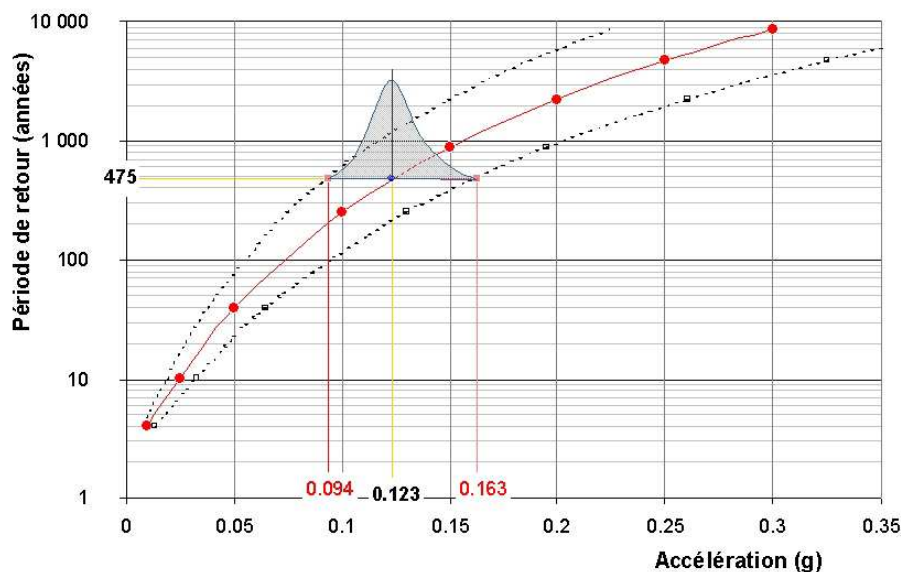


Figure A7-17 - Dispersion sur la courbe d'aléa résultant de l'analyse en arbre logique.

## B6 – Désagrégation

Parce qu'elle regroupe les effets combinés de toutes les magnitudes et de toutes les distances, ainsi que ceux de la variabilité intrinsèque du mouvement sismique, une courbe d'aléa "brute" ne donne aucune indication sur les événements les plus contributifs : magnitudes modérées très proches, ou plus fortes et plus distantes ?

Dans le but d'y remédier, afin de pouvoir mieux comparer notamment avec l'approche déterministe, la "désagrégation" est devenue une pratique courante : elle consiste à rechercher les contributions des différents triplets magnitude-distance- $\varepsilon$ , pour mettre en évidence ceux qui sont les plus importants dans la constitution de l'aléa, pour un niveau de mouvement sismique donné (ou une période de retour donnée).

Aucun calcul complémentaire n'est nécessaire à cette fin : il suffit de stocker les contributions à un niveau d'aléa donné, puis d'analyser les distributions statistiques correspondantes en terme de magnitude, de distance et du paramètre " $\varepsilon$ " – qui situe l'aléa cible dans la gaussienne prédite par la relation d'atténuation (cf. P8). Concrètement, cela revient à passer en revue les uns après les autres tous les couples possibles (m,r), et à les retenir chaque fois que l'un d'eux a une probabilité non nulle d'engendrer un dépassement, en notant également la valeur du paramètre  $\varepsilon = (\ln A^* - \ln A_m(m,r))/\sigma_{\ln A}$ . Puis ensuite à effectuer des statistiques sur ces événements contributeurs, en comptabilisant leur contribution par intervalles de magnitude, distance et/ou  $\varepsilon$ .

Les contributions des triplets (magnitude-distance- $\varepsilon$ ) évoluent selon la période de retour ou la période spectrale considérée. L'étude conduite par Beauval (2003) sur une vingtaine de sites du territoire métropolitain indique que ce sont majoritairement les séismes proches qui contribuent à l'aléa, et que cette tendance se renforce avec l'augmentation de la période de retour (à 475 ans, 98% des contributions sont contenues dans un rayon variant entre 50 et 120 km suivant les zones, ce rayon diminuant à 40 à 80 km quand on considère une période de retour de 10000 ans). Quant au paramètre  $\varepsilon$ , son ordre de grandeur est généralement autour de 1 à 2, ce qui explique l'impact significatif du choix éventuel de tronquer les prédictions de la loi d'atténuation (cf. B3)

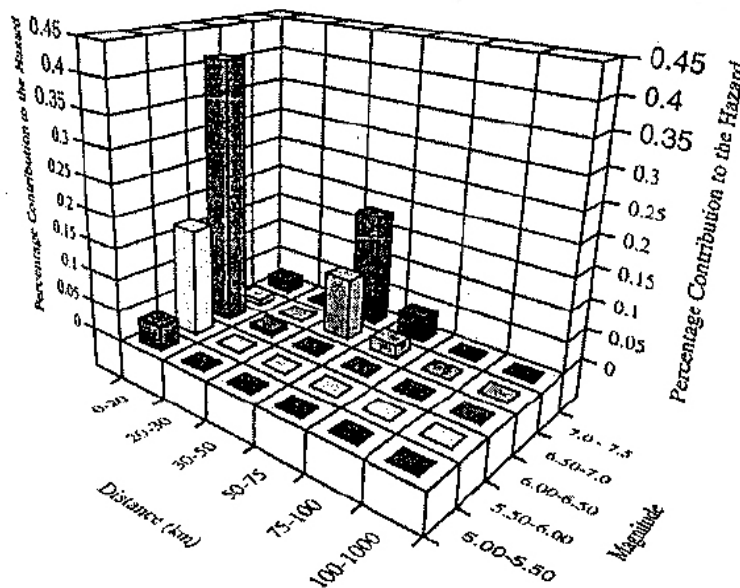


Figure A7-18 - Exemple de désagrégation pour une accélération du spectre pour une période de 1 sec et une période de retour de 500 ans (Abrahamson) : les contributions essentielles correspondent à des événements locaux ( $r < 20$  km) de magnitude 5,5 à 6,5, et des événements de magnitude 6,5 à 7,5 à des distances de 30 à 50 km.

### C - Exemple : application sur une source ponctuelle

La méthode de Cornell-McGuire est ici appliquée à titre d'exemple sur le cas simple d'un site situé à une distance épacentrale  $R = 25$  km d'une source ponctuelle localisée à 10km de profondeur (Fig. A7-19). Après une présentation du détail du calcul de l'aléa pour un niveau cible donné, la sensibilité de la courbe d'aléa à différents paramètres ( $M_{min}$ ,  $M_{max}$  et troncature de la relation d'atténuation) est brièvement illustrée.

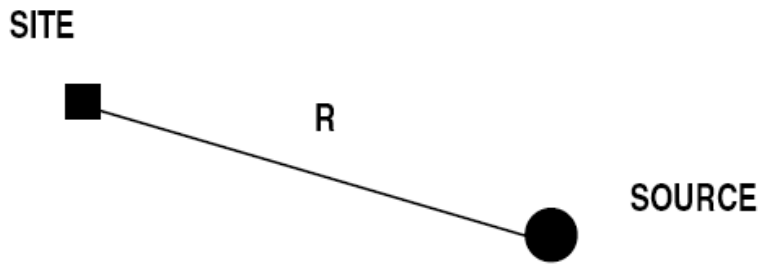


Figure A7-19 - Cas simple considéré : source ponctuelle à une distance  $R$  de 25 km (distance hypocentrale 27 km car profondeur 10 km) (Beauval 2003).

#### C1- Calcul de l'aléa (taux de dépassement)

On fixe de manière arbitraire les paramètres de sismicité :  $b = 0,92$  ( $\beta = 2,11$ ) et  $\lambda_0 = \lambda$  ( $M \geq 3,5$ ) = 0,024 événements par an. Les magnitudes minimale et maximale sont fixées dans un premier temps à  $M_{min} = 4,0$  et  $M_{max} = 7,0$ , et la distribution des accélérations prédite par la relation d'atténuation n'est pas tronquée. Le taux annuel de dépassement (ou inversement le temps de retour) est calculé pour deux niveaux cible d'accélération, 0,15g puis 0,25 g. Le pas d'intégration en magnitude est choisi égal à 0,1 de manière à ce que les scénarios (couples magnitude-distance) soient clairement identifiés.

a) Les probabilités d'occurrence des magnitudes entre 4,0 et 7,0 sont calculées avec la fonction de probabilité cumulée de la loi de récurrence (équation P7). Ces probabilités sont conditionnelles, elles correspondent à l'occurrence d'un séisme de magnitude  $m$  sachant qu'un séisme de magnitude supérieure à  $M_{min} = 4$  se produit. La probabilité d'occurrence diminue de manière exponentielle avec la magnitude (Fig. A7-20a).

b) L'application de l'équation P10 à partir de la relation d'atténuation choisie, permet en parallèle de calculer, pour chaque magnitude  $m$  entre 4,0 et 7,0, la probabilité qu'un séisme de magnitude  $m$  occasionne, à une distance hypocentrale de 27 km, une accélération  $A$  supérieure au niveau cible  $A^* = 0,15$  g. Conformément aux attentes, la figure A7-20b indique que plus la magnitude augmente, plus la probabilité d'engendrer une accélération supérieure à 0,15 g augmente.

Les probabilités d'occurrence d'une accélération supérieure à 0,15g sachant qu'un séisme de magnitude  $m \geq 4,0$  se produit, sont alors obtenues en multipliant membre à membre a) et b).

Le taux annuel de dépassement de 150 gal (0,15 g) est la somme des probabilités de dépassement de c), multipliée par le taux annuel ( $M > 4,0$ ) = 0,0083 (cf. équation P4). Le taux annuel pour 0,15 g =  $1,58 \cdot 10^{-4}$  est reporté sur la courbe d'aléa du site (cercle plein de la figure A7-20d).

Par conséquent, les probabilités de dépassement de c) correspondent aux contributions relatives de chaque magnitude au taux final. Pour ce niveau cible de 150 gal, la contribution des magnitudes augmente de 4,0 à 5,3-5,4 puis diminue jusqu'à la magnitude maximale 7,0 (Fig. A7-20c) : les magnitudes qui contribuent le plus à ce niveau d'aléa sont dans l'intervalle [5,0-5,6].

La répétition de l'exercice pour différents niveaux cibles permet de construire la courbe d'aléa complète. A titre d'illustration, la figure A7-20 représente également les étapes a à d pour le niveau cible de 0,25 g. Le changement provient du niveau cible donc de l'étape b) : les probabilités de dépassement sont plus faibles puisque le niveau a augmenté. En conséquence, les contributions respectives des différentes magnitudes sont elles aussi modifiées, et les événements majoritairement contributeurs sont maintenant situés dans la gamme 5,7-6,3.

## C2- Indications de sensibilité

A titre purement indicatif, sont considérés ici les effets de trois paramètres "de calcul", à savoir les bornes en magnitude  $M_{\min}$  et  $M_{\max}$ , ainsi que ceux de la troncature éventuelle de la dispersion sur les relations d'atténuation.

Le détail des résultats intermédiaires, à savoir les étapes a) à c) du paragraphe précédent, peuvent être consultés dans Beauval (2003). Ne sont indiqués ici, sur la figure A7-21, que les résultats finaux en termes de courbes d'aléa.

- L'augmentation de  $M_{\min}$  de 4,0 à 4,5 conduit à une légère diminution de l'aléa, aux périodes de retour relativement faibles, et n'a aucun effet à très grande période de retour (> 10 000 ans). Les faibles magnitudes contribuent aux faibles aléas. Pour des périodes de retour "usuelles" (500 à 2000 ans), la diminution est de l'ordre de 10% ;
- La diminution de  $M_{\max}$  de 7,0 à 6,5 conduit évidemment aussi à une diminution de l'aléa, mais sensible essentiellement aux très longues périodes de retour pour lesquelles les séismes de grande magnitude ont une contribution significative. Aux périodes de retour usuelles, l'effet de  $M_{\max}$  reste très limité ;
- Enfin, la troncature de la dispersion de la relation d'atténuation à  $2\sigma$ , bien qu'ayant a priori un effet très modeste sur la fonction de densité de distribution de l'accélération, s'avère influencer notablement sur la courbe d'aléa : parmi les 3 paramètres considérés dans cette étude de sensibilité, c'est celui-ci qui a le rôle le plus notable pour les périodes de retour en jeu (500 à 5000 ans) : tronquer à  $2\sigma$  peut diviser le taux annuel par un facteur de 1,5 à 2, ou de façon équivalente diminuer le niveau d'accélération correspondant à un taux donné de 15 à 20 %.

Le détail du calcul de l'aléa sur cet exemple simple éclaire les natures différentes des probabilités qui interviennent et leur mode d'addition. D'autre part, les modifications des paramètres d'entrée ( $M_{\min}$ ,  $M_{\max}$  et la troncature à  $\varepsilon \cdot \sigma_{\ln A}$ ) et leurs effets sur les différentes étapes du calcul permettent de comprendre le rôle de chacun de ces paramètres. Une modification de la magnitude minimale a un impact sur le taux annuel estimé d'autant plus fort que le niveau d'accélération cible est faible. A l'inverse, une modification de la magnitude maximale a un impact d'autant plus fort que l'accélération cible est grande. Enfin, la troncature de la distribution gaussienne fournie par la relation d'atténuation influence les résultats quelle que soit l'accélération cible considérée. Ces effets, mis en évidence sur un exemple simple, se retrouvent systématiquement dans les situations réelles.



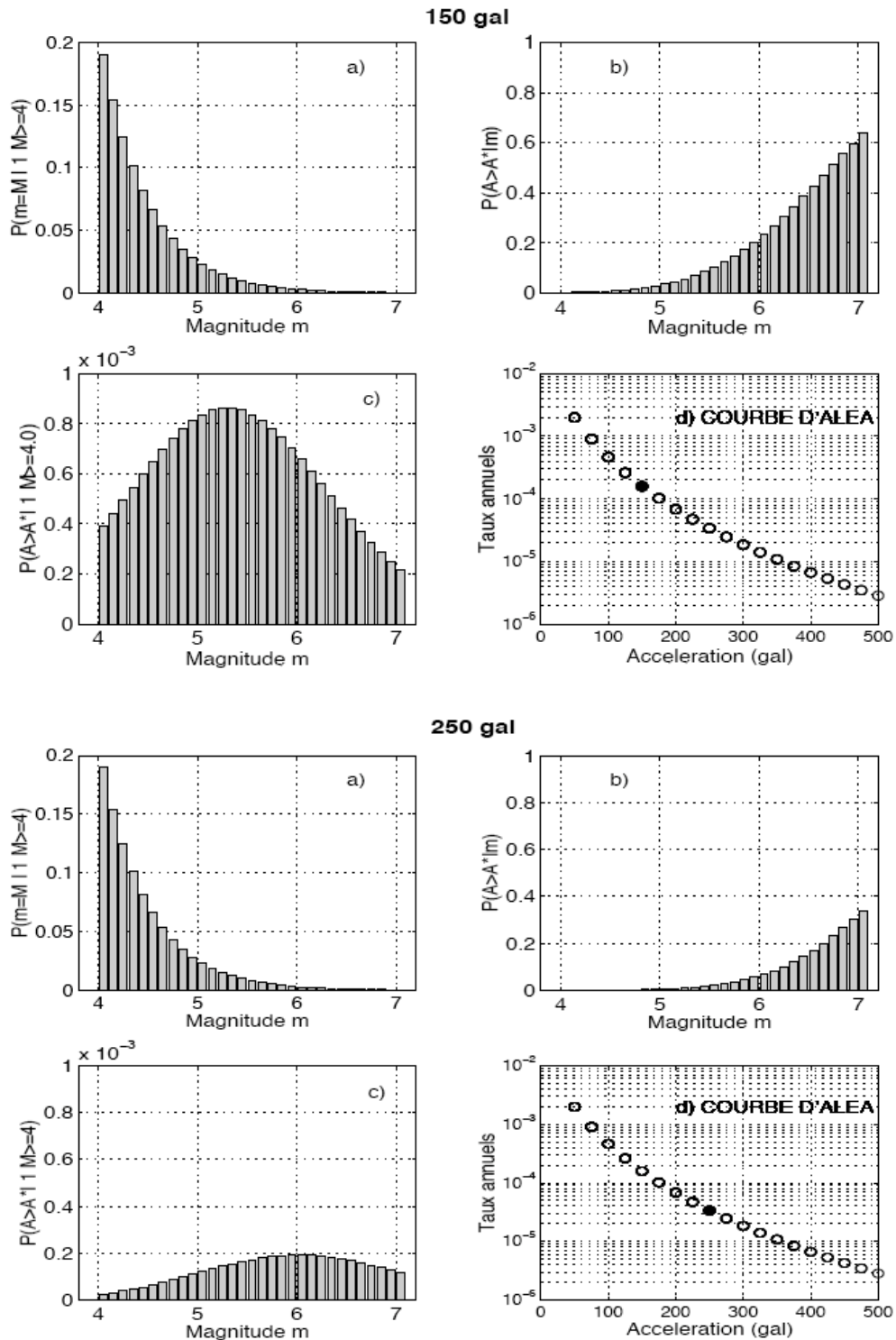


Figure A7-20 - Calcul de l'aléa pour une source ponctuelle, et les niveaux  $A^* = 0,15$  g (en haut) et  $0,25$  g (en bas). a) probabilités conditionnelles d'occurrence d'un événement de magnitude  $m$  (condition = occurrence d'un séisme de magnitude  $\geq 4,0$ ). b) Probabilité de dépasser le niveau d'accélération  $A^*$  sachant qu'un séisme de magnitude  $m$  se produit. c) Probabilité de dépasser le niveau d'accélération  $A^*$  sachant qu'il se produit un séisme de magnitude  $m \geq 4$  :  $P(A > A^* | m \geq 4,0)$ , soit  $c) = a) \times b)$ . d) courbe d'aléa, le cercle plein indiquant la valeur pour le niveau cible retenu [Beauval, 2003].



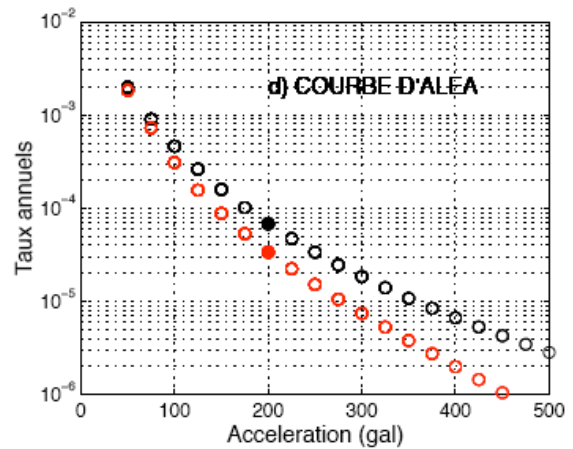
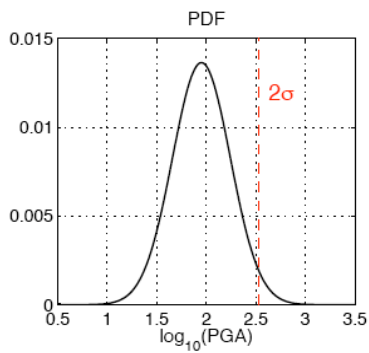
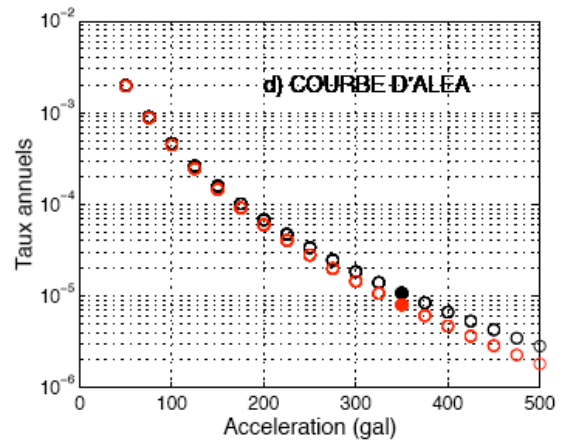
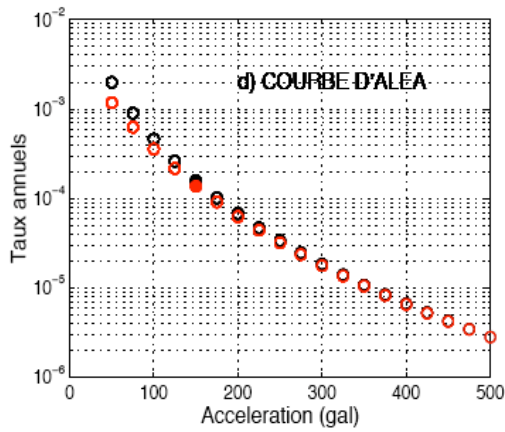


Figure A7-21 - Sensibilité de la courbe d'aléa à différents paramètres de calcul. En haut à gauche, effet de la magnitude minimale  $M_{min}$  : courbe noire,  $M_{min}=4$ , courbe rouge  $M_{min} = 4,5$ . En haut à droite, effet de la magnitude maximale  $M_{max}$  : courbe noire,  $M_{max}=7$ , courbe rouge  $M_{max} = 6,5$ . En bas, effet de la troncature de la dispersion de la relation d'atténuation à  $2\sigma$  : courbe noire : aucune troncature ; courbe rouge : troncature à  $2\sigma$ .

## D - Compléments sur les relations d'atténuation

Les études probabilistes récentes dans la zone ouest-européenne ont montré que l'essentiel de la variabilité des résultats provient des relations d'atténuation : leur choix est donc un élément crucial qui doit être opéré avec beaucoup de soin. Le présent paragraphe donne donc quelques éléments complémentaires pour éclairer et guider ce choix.

Il existe de très nombreux modèles empiriques d'atténuation, permettant de prédire les mouvements du sol généralement en fonction de la magnitude du séisme et de la distance entre la source et le site d'intérêt (voir par exemple la revue de Douglas, 2003). Les différentes équations publiées peuvent prendre en compte une définition particulière de la magnitude (magnitude locale ML, des ondes de surface Ms, de moment Mw), et de la distance (focale, la plus courte à la rupture, épiscopale ...).

Afin de tenter de mieux prédire ce mouvement, en terme d'accélération maximale (PGA), d'accélération spectrale, de pic de vitesse (PGV), voire de déplacement, et donc de réduire l'incertitude sur le résultat, les auteurs ont tenté d'introduire des paramètres supplémentaires : classiquement, le premier paramètre considéré, en plus de la magnitude et de la distance, décrit la nature du sol du site, afin de prendre en compte la réponse du site associée à la nature lithologique des terrains. Ce paramètre relève soit d'une classification (rocher, sol moyen, sol mou), soit d'une quantification telle que le  $V_{S30}$  (vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les 30 mètres sous l'ouvrage considéré).

Le type de mécanisme au foyer est souvent introduit pour affiner la caractérisation de la source. D'autres paramètres, tels que la directivité, le pendage de la faille, le compartiment considéré, etc. sont pris en compte dans certaines équations récentes. C'est le cas notamment des modèles NGA ("New Generation of Attenuation relationships"), développés à partir d'une importante base de données sismiques mondiales enregistrées en contexte intraplaque, rassemblée par le groupe de recherche PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) basé à l'université de Berkeley (USA).

Pour une étude donnée, il convient de choisir le ou les modèles les mieux adaptés. Une famille de critères de sélection est par exemple décrite par Cotton et al.(2006), qui proposent sept motifs de rejet d'une équation particulière :

- le modèle relève d'un régime tectonique clairement non pertinent ;
- le modèle n'est pas édité dans une revue internationale à comité de lecture ;
- la documentation du modèle et de sa base de données est insuffisante ;
- le modèle a été remplacé par des publications plus récentes ;
- la gamme de fréquences du modèle n'est pas appropriée pour son application en ingénierie ;
- le modèle a une forme fonctionnelle inadéquate ;
- la méthode de régression ou les coefficients de régression sont jugés inadéquats.

A titre d'exemple, quelques relations spectrales sont listées ci-dessous avec leur domaine de validité :

Auteurs	Année	Mmin	Mmax	M type	Dmin	Dmax	D type	T min	T max	Particularité
Berge-Thierry et al.	2003	4,0	7,9	Ms	4	330	focale	0,03	10	Préconisée par RFS 2001-01
Akkar and Bommer	2010	5,0	7,6	Mw	5	100	jb	0,05	3	
Ambraseys, et al,	2005	5,0	7,6	Mw	0	99	jb	0,05	2,5	
Atkinson and Boore	2006	4,0	8,0	Mw	1	200	cd	0,025	5,0	Modèle stochastique
Boore and Atkinson	2008	5,0	8,0	Mw	1	200	jb	0,01	10	NGA
Abrahamson, and Silva	2008			Mw			cd	0,01	10	NGA
Campbell and Bozorgnia	2008	4,0	7,5	Mw	0	200	cd	0,01	10	NGA, justifiée pour l'Europe
Chiou and Youngs	2008	4,0	8,0	Mw	0	200	cd	0,01	10	NGA

Tableau A7-3 - Relations d'atténuation

Mw : magnitude de moment

Ms : magnitude des ondes de surface

jb : Joyner and Boore : distance la plus courte à la trace de la rupture en surface

cd : closest distance : distance la plus courte à la rupture

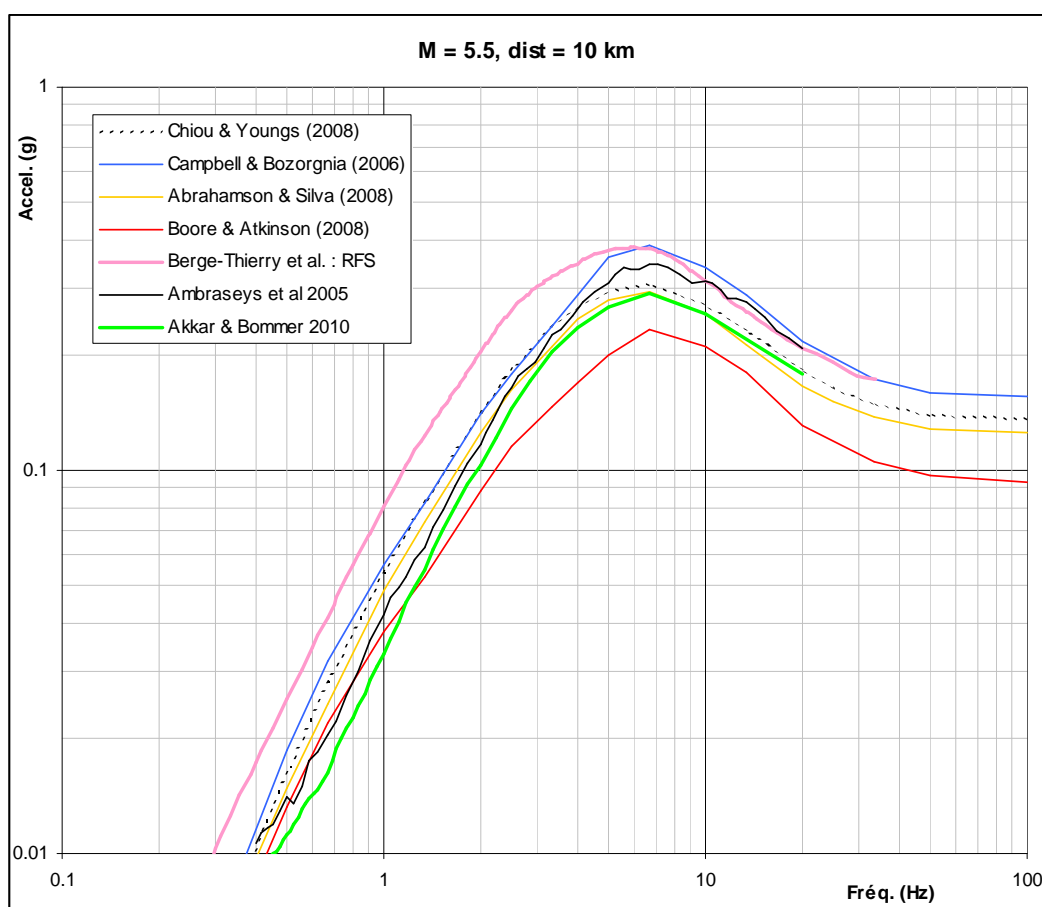


Figure A7-22 - Comparaison du spectre de réponse médian obtenu pour une magnitude  $M_w = M_s = 5,5$ , et une distance  $R_{jb} = 10$  km ( $R_{cd} = 10,4$ ,  $R_{focale} = 11,2$ ), pour 7 des modèles ci-dessus, en considérant une faille décrochante verticale. A noter qu'en abscisse est reportée la fréquence, et non la période comme sur les autres représentations spectrales du rapport.

## A7.2. Compléments au chapitre 6

### A7.2.1. Modules de cisaillement - corrélations (voir § 6.2.3.2.c)

$$G_{\max} = f(e) \cdot G_1 \cdot \left( \frac{\sigma'}{1 \text{ MPa}} \right)^n$$

$$V_{S \max} = \sqrt{G_{\max} / \rho}$$

avec :

- e indice des vides
- $\sigma'$  contrainte moyenne en MPa
- n exposant (0,5 pour les sables et > 0,5 pour les argiles)
- $G_1$  module de cisaillement élastique pour  $\sigma' = 1$  MPa
- $V_s$  vitesse des ondes de cisaillement calculée à partir de  $V_{S \max}$
- $V_{S \max}$  vitesse des ondes de cisaillement maximales, sous déformation élastique :
- f(e) relation issue de corrélations telles que celles dans le tableau ci-dessous : (voir références suivantes)

Auteur	Date	Appareillage	Sol	Formule f(e) (MPa)
HARDIN RICHART	1963	Colonne résonnante de torsion	Sable propre Grain arrondi	$230. \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot \sqrt{\sigma'}$
HARDIN RICHART	1963	Colonne résonnante	Sable propre Grain concassé	$108. \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \cdot \sqrt{\sigma'}$
IWASAKI TATSUOKA	1977	Torsional shear test	Sable propre reconstitué	$263. \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma')^{0.4}$
HARDIN	1978	Colonne résonnante	valable pour tout type de sol	$1975. \frac{1}{0.3 + 0.7e^2} \cdot (\sigma')^{0.5}$
KOKUSHO ESASHI	1981	Triaxial cyclic Displc sensa	Sable mal gradué intact	$227. \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma')^{0.4}$
PRANGE	1981	Colonne résonnante H= 2 m, D= 1 m	Ballast (20-50 mm) e= 0,68-0,88	$100. \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma')^{0.38}$
KOKUSHO ESASHI	1981	Triaxial cyclic H= 0,6 m, D= 0,3 m	Concassé (0-70 mm) e= 0,39-0,58 mm D <sub>60</sub> /d <sub>10</sub> = 10	$581. \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma')^{0.55}$
KOKUSHO ESASHI	1981	Triaxial cyclic	Roulé (0-40 mm) e= 0,32-0,43 mm d <sub>60</sub> /d <sub>10</sub> = 40	$530. \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma')^{0.6}$

Tableau A7-4 - Exemple de corrélation entre le module élastique et l'indice des vides. A noter que pour la formule Hardin 1978 applicable aux sols pas nécessairement pulvérulents, f(e) doit être multipliée par le terme  $(OCR)^k$ , où OCR est le rapport de surconsolidation.

## **A7.3. Méthodes dynamiques simplifiées : exemple barrage en remblai**

### **A7.3.1. Introduction**

Pour évaluer les déplacements irréversibles maximaux d'un barrage en remblai frappé par un séisme et porter un jugement étoffé sur la tenue aux séismes du remblai, Bureau (2012) propose d'appliquer et de comparer les analyses dynamiques simplifiées les plus connues.

Une comparaison de ces analyses sismiques simplifiées est traitée sur un exemple fictif, dans un objectif pédagogique de décomposer et de montrer les différentes étapes de calcul de ces méthodes.

### **A7.3.2. Données**

#### ***A7.3.2.1. Modèle Géologique***

La fondation a un faciès constitué d'une couche d'alluvions de graves sablo-argileuses compactes de 6 m d'épaisseur reposant sur un substratum en calcaire. Le noyau est fondé au rocher, tandis que les alluvions sablo-argileuses compactes sont laissées en place sous la recharge.

#### ***A7.3.2.2. Modèle Géométrique***

Le barrage en remblai est de classe A. Le remblai est en terre de type zoné. Il a une hauteur  $H$  de 41 m et une largeur en crête de 10 m (Fig. A7-23).

Le noyau en sable argileux a une hauteur de 40 m, une crête de 7 m de largeur et des fruits de  $H/V=0,5/1$ . Les recharges amont et aval en grave argileuse ont un fruit égal à  $H/V=2,0/1$ .

Le complexe filtrant-drainant à l'aval du noyau n'est ni représenté sur la Fig. A7-23 ni dans le calcul de stabilité, simplifiant ainsi la coupe calculée tout en conservant une marge de sécurité en négligeant son surplus de résistance par rapport aux matériaux qui l'entourent. Sa largeur horizontale de 3 m comprend :

- un filtre fin d'une largeur horizontale de 1 m, pour protéger le noyau de l'érosion interne,
- un drain de 1 m de largeur pour rabattre la piézométrie le long du parement aval du noyau et
- un filtre de 1 m de largeur pour éviter la pollution du drain par la recharge aval.

Pour le calcul vibratoire, les pentes du barrage sont supposées prolongées jusqu'au rocher. Tant que la fondation a une nature peu différente de la recharge et une hauteur qui ne dépasse pas 20% de celle du barrage, cette simplification est acceptable.

La surface de glissement la plus défavorable vis-à-vis du risque de rupture du barrage sous séisme est un cercle qui emporte la crête et passe sous le pied aval (Fig. A7-23). Sa profondeur maximale en pied de parement aval est 38,5 m sous la crête ( $y=38,5$  m).

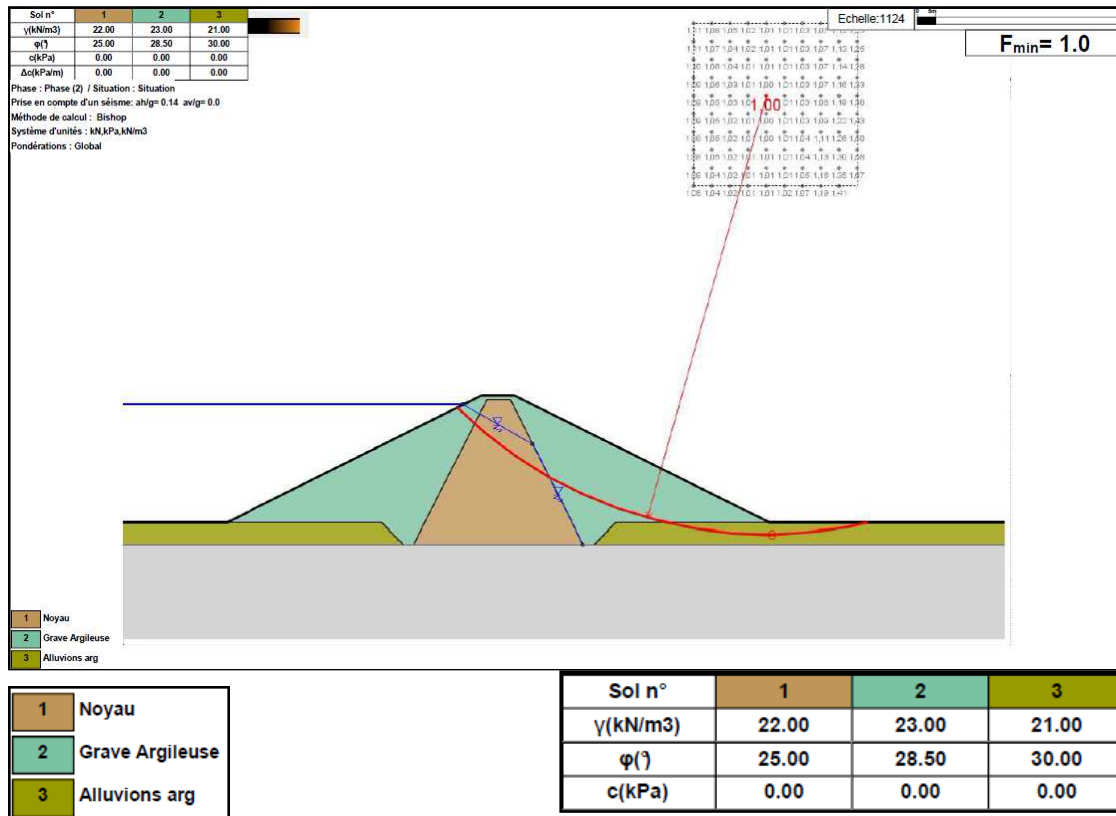


Figure A7-23 - Coupe-type transversale

### A7.3.2.3. Modèle hydraulique

La revanche a une hauteur de 1,5 m. Le calcul traite la situation d'un séisme survenant à Retenue Normale (RN), dont la cote est 2,5 m sous la crête. La situation de réplique n'est pas étudiée. La position de la surface libre de la nappe est reproduite sur la Fig. A7-23. La nappe influence non seulement le facteur de sécurité et donc le coefficient pseudo-statique critique  $k_C$ , mais aussi la vitesse des ondes de cisaillement  $V_S$  qui traversent le barrage.

### A7.3.2.4. Modèle géomécanique

Les résistances des matériaux constitutifs pour le calcul de stabilité sont reportées dans la Fig. A7-23. Les essais pénétrométriques ont montré que les matériaux constitutifs du remblai et de la fondation ne sont pas susceptibles de se liquéfier.

Le coefficient pseudo-statique critique, ou coefficient sismique horizontal appliqué au remblai qui fait chuter son facteur de sécurité à  $F_s=1,0$ , a une valeur de  $k_C = k_Y = 0,14$ .

Les propriétés caractéristiques de la vibration élastique du remblai sont issues des mesures sur site :

- $V_{s0}$  : la vitesse caractéristique des ondes de cisaillement élastique, déterminée par intégration des valeurs mesurées en fonction de la profondeur.  $V_{s0} = 282$  m/s ;
- $\gamma$  : le poids volumique humide du remblai. Sa valeur caractéristique est  $22,3$  kN/m<sup>3</sup>.
- $G_0$  : le module de cisaillement élastique est déduit de  $V_{s0}$  et  $\gamma$  :  $G_0 = \frac{\gamma}{g} V_{s0}^2 = 181$  MPa.

Les courbes d'évolution du module de cisaillement  $G$  et de l'amortissement  $D$  du noyau et des recharges, assimilées à celles des sables (Fig. A7-24 et tableau A7-5), sont celles de Seed et Idriss (1970).

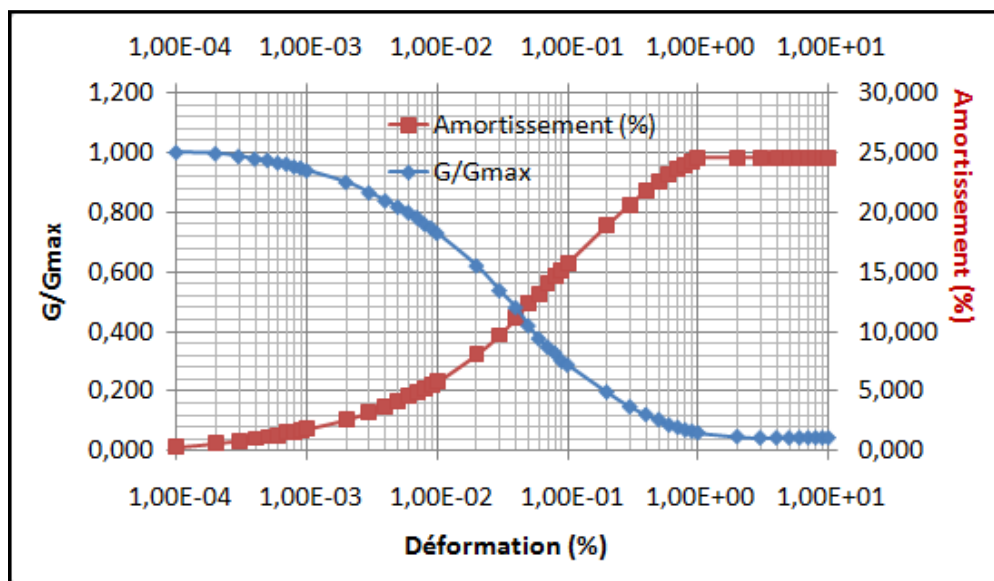


Figure A7-24 - Courbes d'atténuation du module et d'augmentation de l'amortissement avec la déformation

Déformation (%)	G/Gmax	Amortissement (%)
0,0001	1,000	0,328
0,0003	0,987	0,873
0,001	0,939	1,856
0,003	0,865	3,275
0,01	0,729	5,786
0,03	0,537	9,716
0,1	0,288	15,721
0,3	0,148	20,633
1	0,061	24,498
3	0,044	24,520
10	0,044	24,520

Tableau A7-5 - Courbes d'atténuation du module et d'augmentation de l'amortissement

A la première itération, la non linéarité est supposée suffisamment grande pour réduire de moitié le module élastique.  $G_1=0,5 \cdot G_0=90,5$  MPa, cela correspond à une déformation de 0,000365 et un amortissement de 10,6% (tableau A7-5).

#### A7.3.2.5. Sollicitation sismique

Le barrage est situé en zone de sismicité 4 (niveau moyen). L'approche forfaitaire attribue la valeur de  $a_g=3,5$  m/s<sup>2</sup> à l'accélération au rocher.

L'étude sismo-tectonique de l'approche spécifique du site définit le Séisme d'Evaluation de la Sécurité (SES) en fixant sa magnitude, l'accélération maximale au rocher, son spectre au rocher et sa fréquence dominante. La magnitude du séisme est  $M=6,5$ . L'accélération maximale horizontale transversale de période nulle est estimée à  $a_{max}=0,3$  g, (ou 2,94 m/s).

Le spectre de réponse correspond à celui des terrains rocheux. Il est représenté sur la Fig. A7-25 et est extrait du chapitre 7.2.2 des recommandations.

Une autre caractéristique, utilisée par certaines méthodes qui en soulignent l'importance (Ambrasey & Menu) est à extraire de l'accélérogramme : la fréquence (ou période) dominante. La fréquence dominante du séisme  $f_s$  est supposée 1,6 Hz. Cela correspond à une période dominante  $P=0,625$  s, ou encore à  $N=2 \cdot f_s=3,2$  passages par 0 en une seconde.

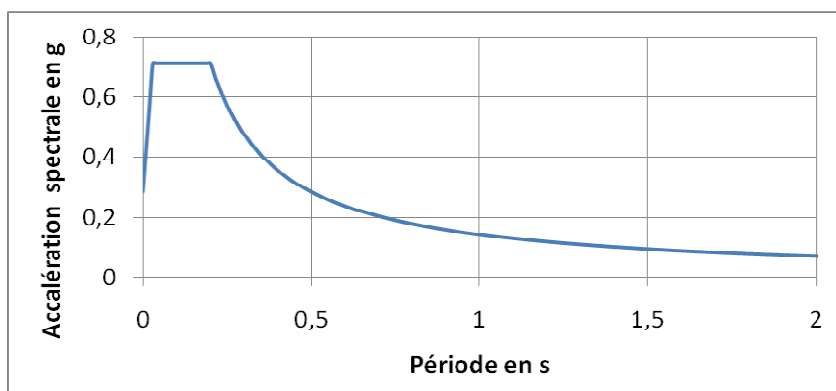


Figure A7-25 - Spectre du séisme au rocher

### A7.3.3. Méthode de Seed-Makdisi

#### A7.3.3.1. Itérations de détermination du mouvement vibratoire

La période propre fondamentale  $T$  (ou première période propre  $T_1$ ) et l'accélération en crête  $\ddot{U}_{\max}$  en cours de SES sont déterminées par itération sur les propriétés non linéaires (module et amortissement variant avec la déformation).

Itérations	1	2	3
<i>Réévaluation de la vitesse des ondes de cisaillement (m/s)</i>			
$V_s = V_{s_0} \cdot (G/G_0)^{0,5}$	199,40	190,22	189,17
<i>Détermination des 3 premières périodes propres (s)</i>			
$T_1 = 2\pi / 2,4 \cdot (H/V_s)$	0,54	0,56	0,57
$T_2 = 2\pi / 5,52 \cdot (H/V_s)$	0,23	0,25	0,25
$T_3 = 2\pi / 8,65 \cdot (H/V_s)$	0,15	0,16	0,16
<i>Calcul des 3 premières accélérations spectrales en crête (g) avec <math>T_3 &lt; T_c = 0,2s &lt; T_2 &lt; T_1</math></i>			
$S(a_1) = [2,5 \cdot 0,2 / T_1 \cdot (10 / (5 + D(\gamma)))^{0,5}] \cdot a_{\max} / g$	0,23	0,21	0,20
$S(a_2) = [2,5 \cdot 0,2 / T_2 \cdot (10 / (5 + D(\gamma)))^{0,5}] \cdot a_{\max} / g$	0,52	0,47	0,47
$S(a_3) = [2,5 \cdot (10 / (5 + D(\gamma)))^{0,5}] \cdot a_{\max} / g$	0,61	0,58	0,58
<i>Calcul de <math>\ddot{U}_{\max}</math> l'accélération maximale combinant les 3 premiers modes (g)</i>			
$\ddot{U}_{\max} = \sqrt{(1,6 \cdot S(a_1))^2 + (1,06 \cdot S(a_2))^2 + (0,85 \cdot S(a_3))^2}$	0,83	0,78	0,77
<i>Calcul de la déformation de cisaillement (%)</i>			
$\gamma = 0,65 \cdot 0,3 \cdot \frac{H}{V_s^2} S(a_1) \cdot g$	0,00044	0,00045	0,00045
<i>Réactualisation des propriétés avec la déformation</i>			
Amortissement $D(\gamma)$ déduit de la courbe (%)	11,6	11,7	11,7
Rapport du module $G$ ( $\gamma$ ) sur le module élastique $G_0$	0,45	0,45	0,45

Tableau A7-6 - Détail des itérations

Au bout de 3 itérations, l'accélération maximale en crête  $\ddot{u}_{\max}$  est évaluée à 0,77 g et la première période propre  $T = 0,57$  s.



Les accélérations spectrales des trois premiers modes propres du barrage sont représentées sur la Fig. A7-26 et comparées au spectre du séisme.

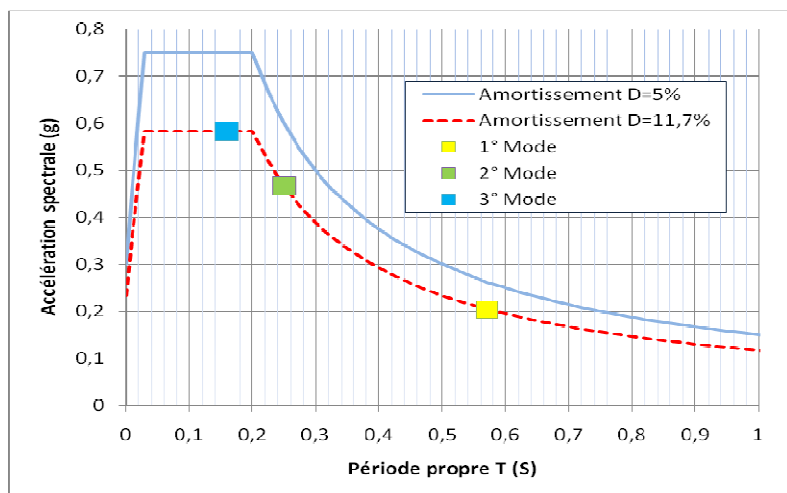


Figure A7-26 - Les trois premiers modes propres du barrage comparés au spectre à 5% du séisme

Un exemple de cheminement des itérations est représenté sur la Fig. A7-27. Dans l'exemple traité, il apparaît que les itérations convergent vers l'intersection des courbes du module de cisaillement et de l'amortissement. C'est évidemment une coïncidence.

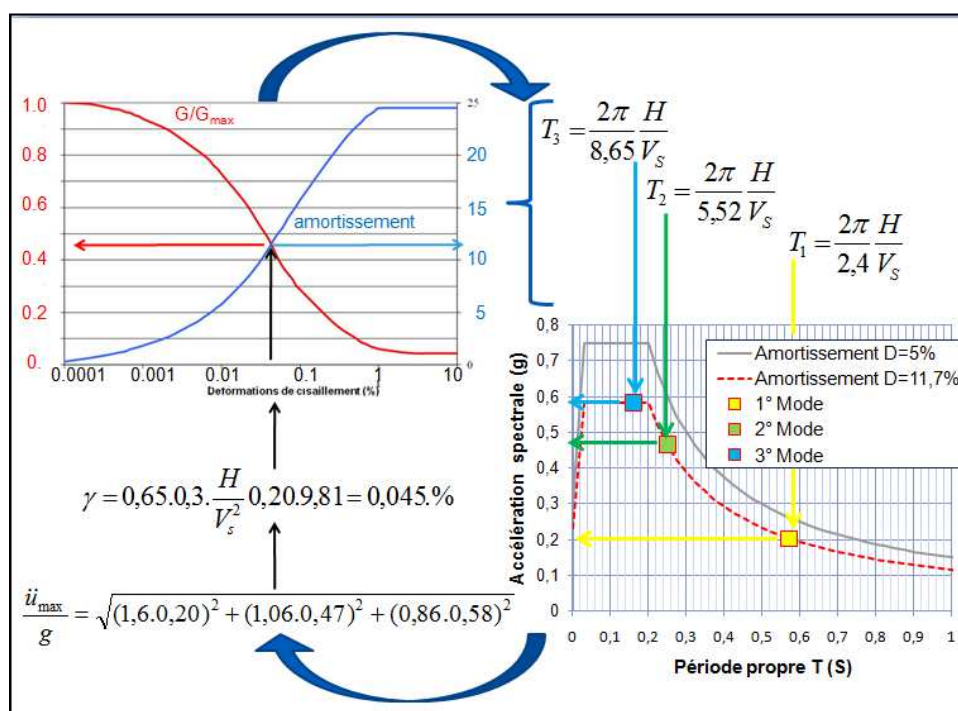


Figure A7-27 - Exemple d'itération de calcul

### A7.3.3.2. Vérification du mouvement vibratoire

Il est conseillé de vérifier ces résultats théoriques avec les mesures publiées par JDEC sur ouvrages réels au Japon (Fig. A7-28). Les valeurs précédemment calculées sont supérieures à celles mesurées sur les barrages en terre japonais (en considérant h la hauteur du barrage, L la longueur de la crête ici infinie et le gal comme le millième de l'accélération de la pesanteur). Cette surestimation souvent constatée devrait aboutir à une

surestimation du déplacement avec cette méthode qui pourrait être liée à l'hypothèse de cumul des trois premiers modes.

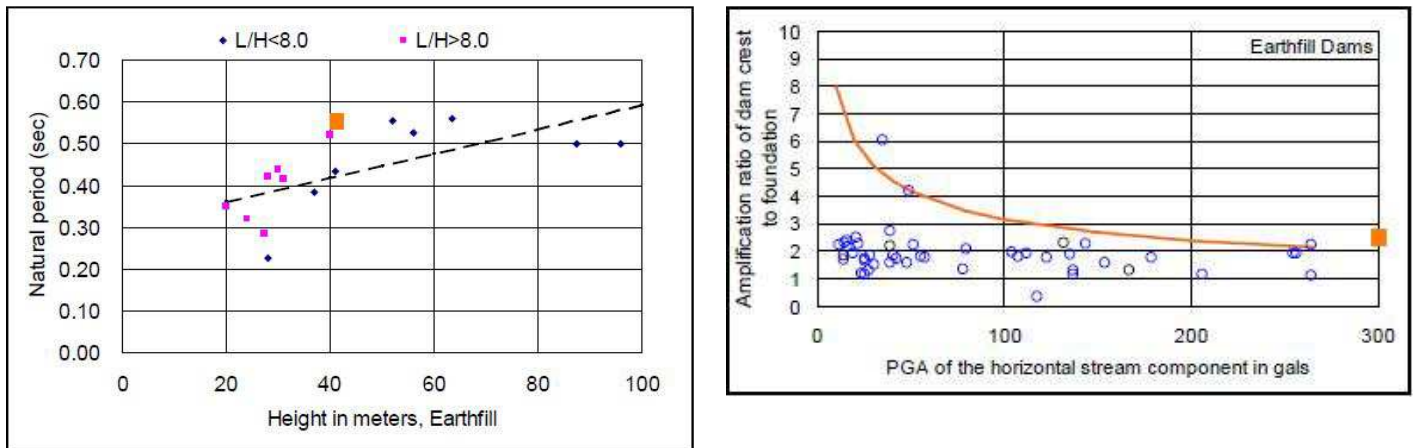


Figure A7-28 - Comparaison des valeurs calculées aux mesures sur ouvrages réels (Matsumoto 2010)

### A7.3.3.3. Calcul du déplacement irréversible

Le déplacement irréversible  $U$  est calculé avec les abaques de la Fig. A7-29 :

- l'épaisseur de la masse instable  $y = 38,5$  m, soit  $y/h = 38,5/41 = 0,94$  ;
- l'accélération de la masse instable  $k_{max} \cdot g$  : pour  $y/h = 0,94$ ,  $k_{max} \cdot g / \ddot{u}_{max} = 0,35$  ; donc  $k_{max} = 0,27$  ;
- le rapport  $k_c / k_{max} = 0,14 / 0,27 = 0,52$  ;
- le rapport  $U / k_{max} \cdot g \cdot T_0 = 0,018$  s ;
- le déplacement irréversible  $U = 0,018 \cdot 0,27 \cdot 9,81 \cdot 0,57 = 0,027$  m

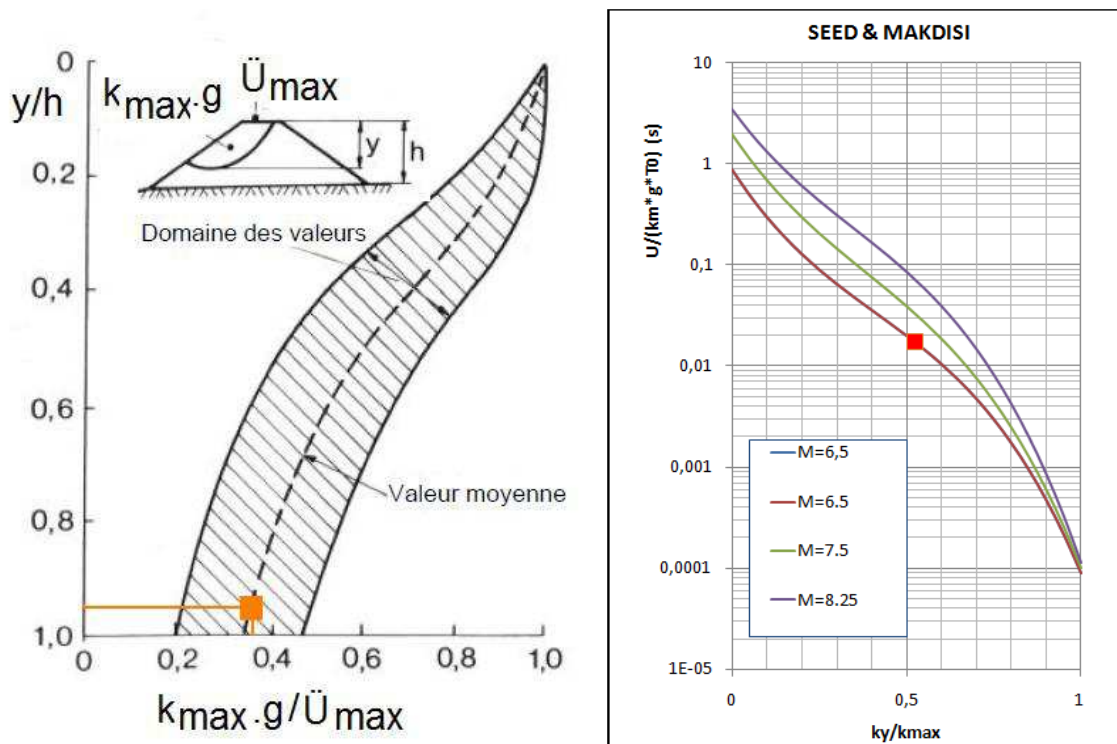


Figure A7-29 - Abaques de Seed et Makdisi (1978)

### A7.3.4. Méthode de Bray & Travararou

La relation analytique du déplacement irréversible D (cm) de la méthode de Bray & Travararou (2007) est donnée ci-dessous :

$$\ln(D) = -1,10 - 2,83 \cdot \ln(ky) - 0,333 \cdot [\ln(ky)]^2 + 0,566 \cdot [\ln(ky)] \cdot [\ln(Sa(1,5Ts))] + 3,04 \cdot \ln(Sa(1,5Ts)) - 0,244 \cdot [\ln(Sa(1,5Ts))]^2 + 1,5 \cdot Ts + 0,278 \cdot (M-7) + Eps$$

Avec les paramètres :

- Ky : coefficient pseudo-statique critique ;
- $a_{max}$  : accélération maximale à la base du remblai ;
- Ts : période propre du remblai élastique, prise à :
  - $Ts = 2,6H/Vs$ , avec un remblai triangulaire (barrage entier) ;
  - $Ts = 4H/Vs$ , avec une partie de remblai parallélépipédique ;
- H : hauteur du remblai ;
- Vs : vitesse des ondes de cisaillement ;
- Sa (1,5Ts) : accélération spectrale du remblai sollicité par  $a_{max}$ . Le remblai n'est plus élastique et sa période propre augmentée par les non linéarités est supposée égale à 1,5Ts, soit 1,5 fois la première période propre du remblai élastique. L'accélération spectrale est fixée par le spectre des terrains rocheux de classe A ; pour un amortissement de 5%,  $Sa(1,5Ts) = a_{max} \cdot 2,5 \cdot (0,2/(1,5Ts))$  ;
- M : magnitude du séisme d'évaluation de la sécurité ;
- Eps : écart-type de la corrélation égal à +/- 0,66.

Avec les valeurs du tableau A7-7, le déplacement irréversible est évalué à 0,018 m et son intervalle de confiance à plus ou moins un écart-type est compris entre 1 et 4 cm.

Paramètre	Définition	Valeur	Unité
H	Hauteur du remblai	41,00	m
Vs	Vitesse des ondes de cisaillement (en élastique)	282,00	m
M	Magnitude du séisme SES	6,50	-
Ts	Période propre en élastique (1 <sup>o</sup> mode)	0,38	s
1,5Ts (s)	Période propre sollicitée par $a_{max}$ ( $T_1$ )	0,57	s
$a_{max}$	Accélération maximale à la base du remblai	0,30	g
Sa(1,5Ts)	Accélération spectrale pour la période propre	0,26	g
ky	Coefficient pseudo-statique critique	0,14	
Eps	Ecart-type de la corrélation	0-0,66	
D (moyenne m)	<b>Déplacement irréversible</b>	<b>1,8</b>	cm
D (moyenne + eps)		3,6	cm
D (moyenne -eps)		0,9	cm

Tableau A7-7 - Application de la méthode de Bray& Travararou

### A7.3.5. Méthode d'Ambrasey & Menu (1988)

Le calcul de la première période propre  $T_0$  et de l'accélération en crête doit être réalisé au préalable. Par simplicité, les valeurs déterminées précédemment avec la méthode de Seed-Makdisi sont reprises. Donc  $T_0=0,57$  s et  $\ddot{u}_{max}=0,77$  g.

Le déplacement irréversible  $U$  est calculé avec les abaques des Fig. A7-30 et A7-31 :

- l'épaisseur de la masse instable  $y=38,5$ m, soit  $y/h= 38,5/41$ m =0,94 ;
- l'accélération de la masse instable  $k_{max}\cdot g$  : pour  $y/h=0,94$  et  $T_0=0,57$ s,  $k_{max}\cdot g/\ddot{u}_{max} =0,4$ , donc  $k_{max}=0,31$ .

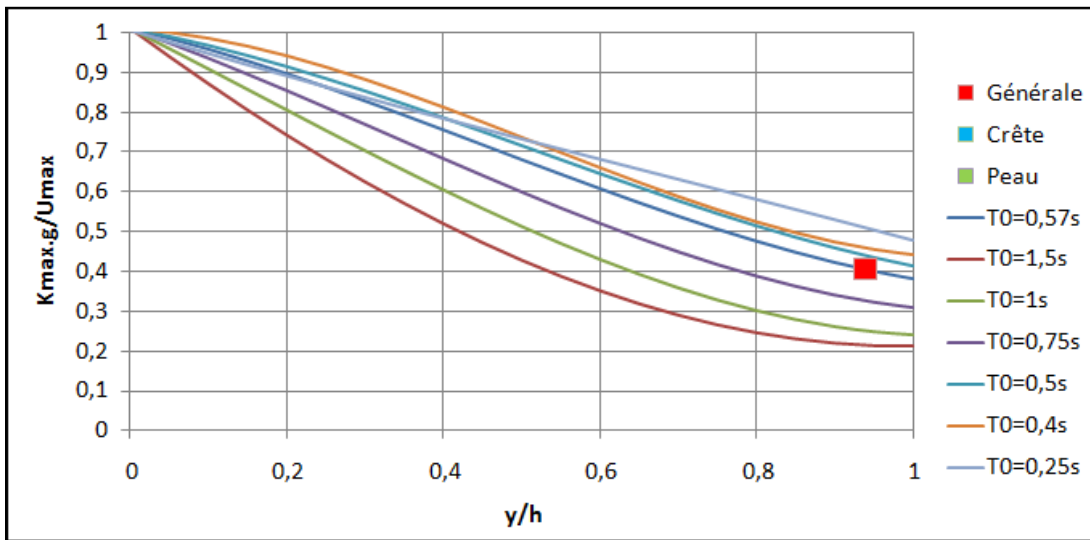


Figure A7-30 - Rapport de l'accélération effective  $k_{max}\cdot g$  sur l'accélération en crête  $\ddot{u}_{max}$ .

- le rapport  $k_c/k_{max}=0,14/0,31=0,455$  ;
- la vitesse particulaire  $V=a_{max}\cdot g\cdot T/4=0,3\cdot 9,81\cdot 0,57/4=0,42$  m/s ;
- le déplacement irréversible est  **$U=0,05$  m** avec  $V=0,42$ m/s.

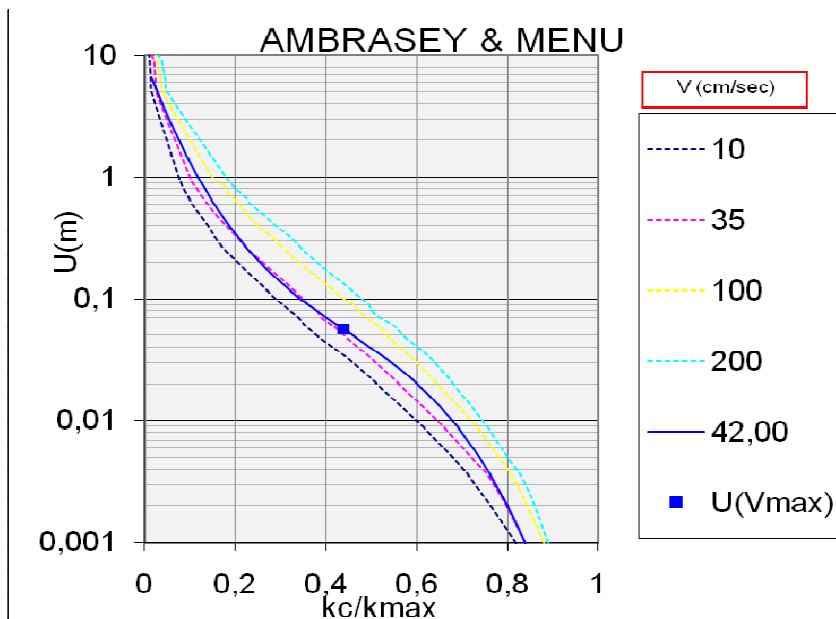


Figure A7-31 - Application de la méthode d'Ambrasey et Menu (1988)

### A7.3.6. Méthode de Jansen rectifiée par Bureau

Bureau (2012) propose d'utiliser les formules empiriques du déplacement irréversible de remblai en matériaux non liquéfiables sous la forme suivante :

$$u_1 = \frac{3(0,1M)^8 \left(\frac{\ddot{U}_{MAX}}{g} - k_C\right)^{1,5}}{k_C} \frac{H}{75} \quad \text{OU} \quad u_2 = \frac{5,8(0,1M)^8 \left(\frac{\ddot{U}_{MAX}}{g} - k_C\right)}{k_C^{0,5}} \frac{H}{75}$$

Avec :

- $u_1, u_2$  : tassements de la crête en m ;
- $\ddot{u}_{max}$  : accélération maximale de la crête ; d'après Bureau (2009), moyenne entre la valeur de Seed et Makdisi et celle déduite du rapport d'amplification  $\ddot{U}_{max}/a_{max}$  issu du retour d'expérience (Fig. A7-28) ;
- $k_C$  : coefficient pseudo-statique de l'accélération critique ;
- $M$  : magnitude du séisme ;
- $H$  : hauteur du remblai ( $H/75$  est un coefficient correcteur ajouté par Bureau).

Les résultats sont présentés dans le tableau A7-8.

Paramètre	Définition	Valeur
H (m)	Hauteur du remblai	41
M	Magnitude du SES	6,5
$\ddot{u}_{max}/g$	Seed-Makdisi	0,77
$\ddot{u}_{max} /g$	Matsumoto: $2 \cdot a_{max}$	0,60
$\ddot{u}_{max} /g$	Bureau (moyenne des 2)	0,69
$k_C$	Coefficient pseudo-statique critique	0,14
<b><math>u_1</math> (m)</b>		<b>0,15</b>
<b><math>u_2</math> (m)</b>		<b>0,15</b>

Tableau A7-8 - Calcul du déplacement irréversible d'après Jansen et Bureau

### A7.3.7. Méthode de Bureau

Bureau corrèle le tassement à un indice de sévérité sismique, ESI. Il en déduit la moyenne et l'écart-type du tassement de cisaillement et de compressibilité :

$$\log_{10}[1000 \cdot (\Delta H/H) \cdot (\tan(\Phi'))^2] = -0,51931 + 0,54388 \cdot \log_{10}(ESI) + 0,26284 \cdot (\log_{10}(ESI))^2 \pm 0,375$$

où :

- $\Delta H/H$  est le tassement maximal
- $ESI = a_{max} \cdot (M-4,5)^{1,5}$  ;
- $M$  est la magnitude de moment ( $M_w$ ) du séisme (6,5) ;
- $a_{max}$  est l'accélération maximale du substratum exprimée en g (0,3) ;
- $\Phi'$  est l'angle de frottement moyen du remblai en degré (27°).

L'application numérique conduit à une estimation moyenne du tassement maximal de **4 cm**. L'intervalle de confiance à plus ou moins un écart-type est compris entre 2 et 10 cm.

### A7.3.8. Méthode de Swaisgood

La relation de Swaisgood (2003) est la suivante :

$$\frac{\Delta H}{H} = \exp \left[ 6,07 \cdot \frac{a_{\max}}{g} + 0,57 M_s - 8 \right]$$

Avec :

- $\Delta H/H$  (exprimé en pourcentage) : tassement en crête divisé par la somme de la hauteur du remblai et de la fondation meuble ;
- $a_{\max}$  : accélération maximale exprimée en g ;
- $M_s$  : magnitude.

L'application numérique aboutit à une valeur du tassement de **3,5 cm**.

### A7.3.9. Conclusions

Les résultats du déplacement irréversible maximal des différentes méthodes sont rassemblés et confrontés entre eux dans le tableau A7-9. Les déplacements les plus importants proviennent de la compressibilité volumique.

Méthodes	Seed & Makdisi	Bray & Travasarou	Ambrasey & Menu	Jansen & Bureau	Bureau	Swaisgood
Nature du déplacement irréversible	cisaillement	cisaillement	cisaillement	cisaillement et variation de volume	cisaillement et variation de volume	tassement par variation de volume
<b>U(cm)</b>	<b>3</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>15</b>	<b>4</b>	<b>3,5</b>

Tableau A7-9 - Comparaison des déplacements irréversibles calculés

La vérification des critères de bonne tenue au séisme est résumée dans le tableau A7-10.

Déplacement irréversible calculé	Critère à respecter	Valeur du critère	Respect du critère
Tassement maximal calculé : <b>15 cm</b> ou <b>8,5 cm</b> (5+3,5)	3% de la hauteur	123 cm	oui
	1/3 de la revanche	50 cm	oui
	Valeur seuil	100 cm	oui
Cisaillement maximal calculé : <b>5 cm</b>	3% de la hauteur	123 cm	oui
	1/3 largeur du filtre	33 cm	oui

Tableau A7-10 - Comparaison des déplacements calculés aux critères

Les valeurs de déplacements irréversibles obtenues par les différentes méthodes sont comprises entre 2 et 15 cm. Bien que dispersées, elles ne sont pas en contradiction. Elles satisfont toutes très largement aux critères de performance énoncés dans les présentes recommandations (§ 7.4.6).

En conclusion, le barrage étudié résiste bien aux séismes.

## Références

- Bray J.D., Travasarou T., 2007. Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 133, No.4, pp 381-392.
- Bureau G., 2012. Quick assessment of potential seismic deformations of embankment dams. Risk Analysis, Dam Safety, Dam Security and Critical Infrastructure Management – Escuder-Bueno et al. (eds) © Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-62078-9.
- Jansen, R.B., 1987. The concrete face rockfill dam—Performance of Cogoti Dam under seismic loading. Discussion of paper by Arrau, et al. In Proc. Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 113(10) October: 1135–1136.
- Makdisi F.I., Seed H.B., 1977. A simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments – report NO UCB/EERC-77-19 – august 1977.
- Makdisi F.I., Seed H.B., 1978. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 104, No GT7, pp 849-867.
- Seed H.B., Idriss I.M., 1970. Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses, Report N°. EERC 70.10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December, 61p.
- Seed H.B., Wong R.T., Idriss I.M., 1970, and Tokimatsu, 1984. Moduli and Damping factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils, Report N°. UCB/EERC-84/14, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, September, 36p.
- Swaigood, J.R., 1998. Seismically-induced deformation of embankment dams. Proc. 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. June, Seattle, WA.

## A7.4. Méthodes dynamiques simplifiées : exemple barrage-poids

### A7.4.1. Présentation du barrage-poids en maçonnerie

L'exemple a été réalisé sur un barrage-poids en maçonnerie. Le barrage présente les caractéristiques physiques suivantes :

- hauteur : 37 m
- fruit du parement amont : 0,21 h / 1 v
- fruit du parement aval : 0,65 h / 1v
- largeur en crête : 4 m
- hauteur de retenue normale : 35 m

Il est fondé au rocher. Sa classe de sol est donc  $S = 1$ .

La géométrie du barrage, dans sa section la plus haute, est définie sur la Fig. A7-32 :

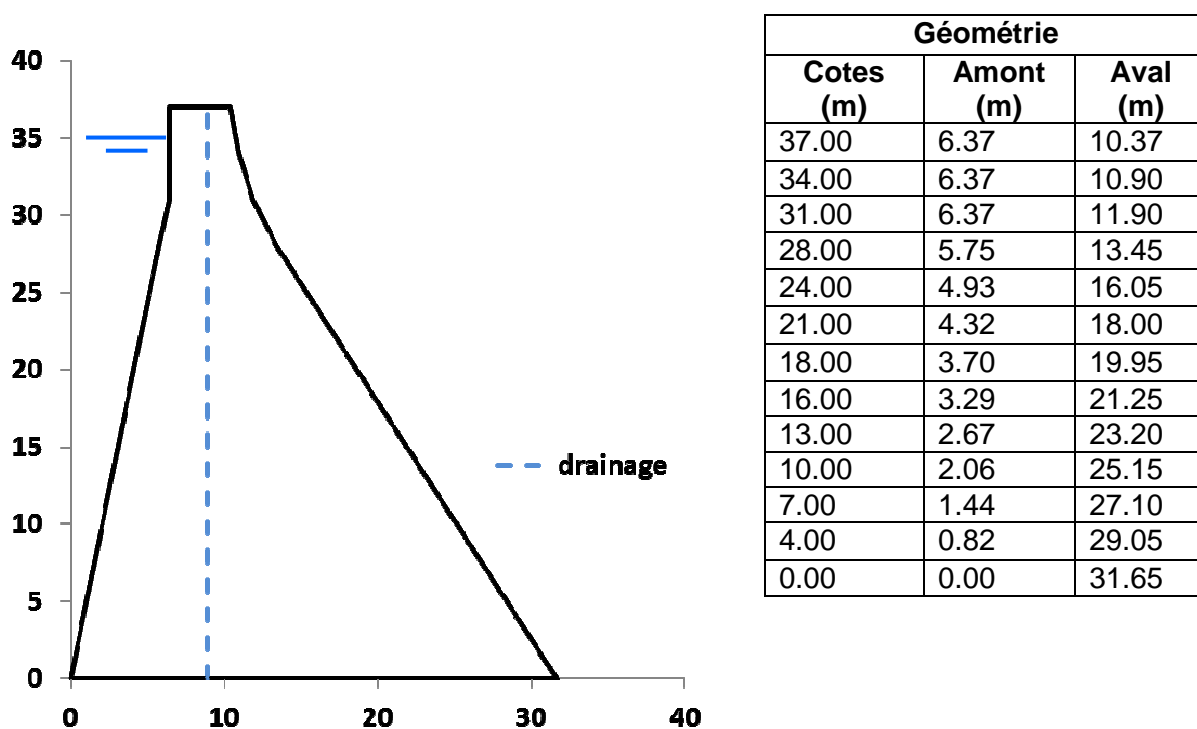


Figure A7-32 – Géométrie du barrage

Le drainage est situé à l'abscisse 8,9 m. Le coefficient de rabattement  $\lambda$  est pris égal à 0,5.

Les propriétés mécaniques de la fondation sont supposées être :

- angle de frottement :  $40^\circ$
- cohésion : nulle
- masse volumique :  $2200 \text{ kg/m}^3$



### A7.4.2. Séisme d'évaluation de sécurité (S.E.S)

Nous avons considéré pour l'exemple que le barrage était situé en zone d'aléa sismique faible (zone 2). Nous avons donc :

- accélération horizontale maximale au rocher ( $a_g$ ) : 1,5 m/s<sup>2</sup> (0,15 g)
- accélération verticale maximale au rocher ( $a_{vg}$ ) : 1,4 m/s<sup>2</sup> (0.14 g)

Pour un amortissement du corps du barrage (maçonnerie) de 5% et 10% nous obtenons les spectres normalisés suivants :

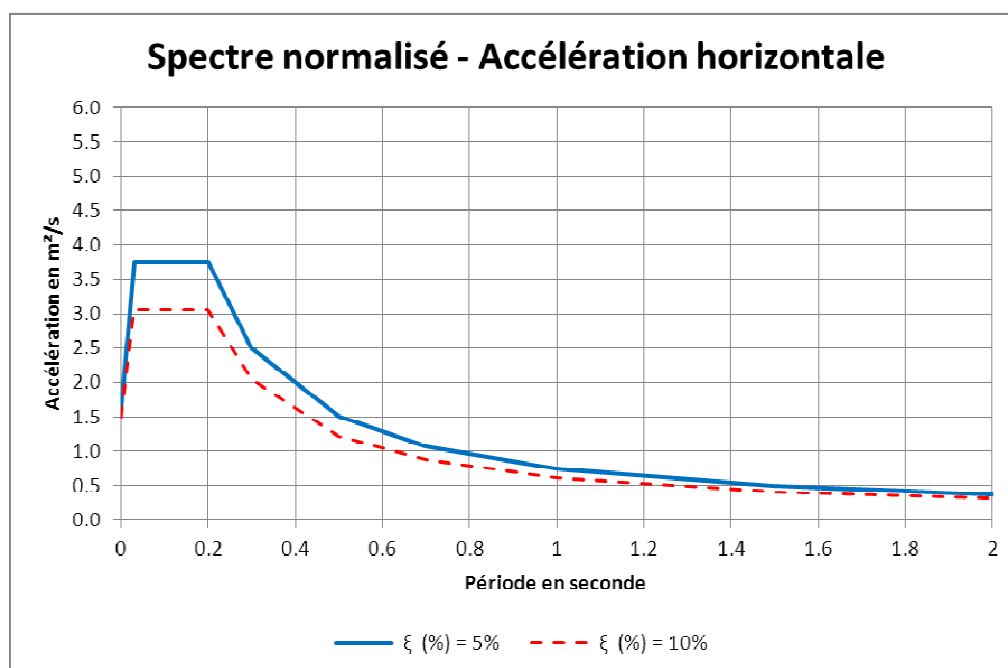


Figure A7-33 - Spectre normalisé du SES

### A7.4.3. Rappel de la méthode pseudo-statique

La méthode pseudo-statique traditionnelle appliquée avec une accélération horizontale de 2/3 de l'accélération maximale au rocher ( $a_g$ ) – soit  $0,15 \times 2/3 = 0,1$  g – donne les résultats présentés au tableau ci-dessous pour une retenue à la cote normale (R.N = 35 m). Aucune composante verticale n'est prise en compte.

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Cotes	$\sigma_{am}$ (MPa)	$\sigma_{av}$ (MPa)	$\tau_{moy}$ (MPa)	fissure	T/N'	Fs
34,00	0,04	0,07	0,01	non	0,21	4,07
31,00	0,05	0,14	0,03	non	0,35	2,42
28,00	0,03	0,20	0,05	non	0,47	1,77
24,00	0,03	0,26	0,08	non	0,58	1,43
21,00	0,02	0,31	0,10	non	0,63	1,32
18,00	0,00	0,37	0,13	non	0,67	1,26
16,00	0,00	0,41	0,14	1%	0,68	1,23
13,00	0,00	0,47	0,17	3%	0,70	1,20
10,00	0,00	0,53	0,19	5%	0,72	1,17
7,00	0,00	0,60	0,22	6%	0,73	1,16
4,00	0,00	0,66	0,24	7%	0,73	1,14
0,00	0,00	0,73	0,28	9%	0,76	1,11

Tableau A7-11 : Résultats du calcul pseudo-statique

Les contraintes sont des contraintes effectives, égales aux contraintes totales auxquelles ont été soustraites les valeurs des sous-pressions. Elles sont calculées sur la partie non fissurée de la section considérée.

Le calcul tient compte de la pleine pression dans la fissure créée par le séisme. Les présentes recommandations autorisent de conserver le profil initial de sous-pressions. Compte tenu du faible taux de fissuration, les résultats sont, dans cet exemple, quasiment identiques.

Conformément au § 7.3.8 des présentes recommandations, trois vérifications sont menées :

- état-limite d'ouverture des fissures : en supposant que la résistance à la traction est nulle, on vérifie que le taux maximal est de 9% au contact barrage-fondation, ce qui reste faible et bien inférieur à la position du voile de drainage ;
- état-limite de résistance à la compression : s'agissant d'un cas de charge sismique, le coefficient partiel de sécurité sur la résistance à la compression est égal à 1. Les contraintes de compression, à l'aval de la section, restent largement inférieure aux valeurs admissibles, même pour une maçonnerie ;
- état-limite de résistance à l'effort tranchant : le coefficient partiel de sécurité sur l'angle de frottement étant égal à 1, et la cohésion étant prise égale à zéro, il faut vérifier, avec les notations du § 7.3.8.3.d), que  $F_s = N \tan \varphi / T > 1$ . La valeur minimale du facteur global de sécurité  $F_s$  est de 1.11, au niveau du contact barrage / fondation

La stabilité du barrage sous charges sismiques est donc assurée.

#### **A7.4.4. Méthode dynamique simplifiée dite " Tardieu "**

##### ***A7.4.4.1. Général***

Cette méthode permet de déterminer l'accélération maximale en tout point du barrage en fonction du spectre du séisme considéré et donc d'en déduire une estimation des contraintes maximales en parement.

Le spectre, défini pour un amortissement donné, représente l'accélération maximale atteinte par une série de résonateurs simples en fonction de la fréquence du signal unitaire qui les excite. Le barrage est assimilé à un résonateur simple.

L'accélération en tout point du barrage connaît une amplification par rapport à l'accélération spectrale à la fréquence fondamentale du barrage en fonction de l'élévation relative du barrage.

En supposant que :

- le barrage est fondé sur du substratum rocheux supposé rigide ;
- les effets de la composante horizontale rive à rive sont négligeables ;
- le barrage est assimilé à un triangle dont la hauteur H est égale à la profondeur d'eau amont pour une retenue à la cote de retenue normale ;
- l'accélération maximale atteinte en tout point du barrage est supposée due à sa sollicitation par un signal de fréquence égale à la fréquence fondamentale du barrage ;
- l'effet hydrodynamique de la retenue est pris en compte selon l'analyse de Westergaard ;

Il a été montré par des calculs combinant des modélisations aux éléments finis et approchées (cf. articles en référence) que l'accélération maximale absolue en tout point du barrage en béton ou en maçonnerie suivait alors le graphe suivant :

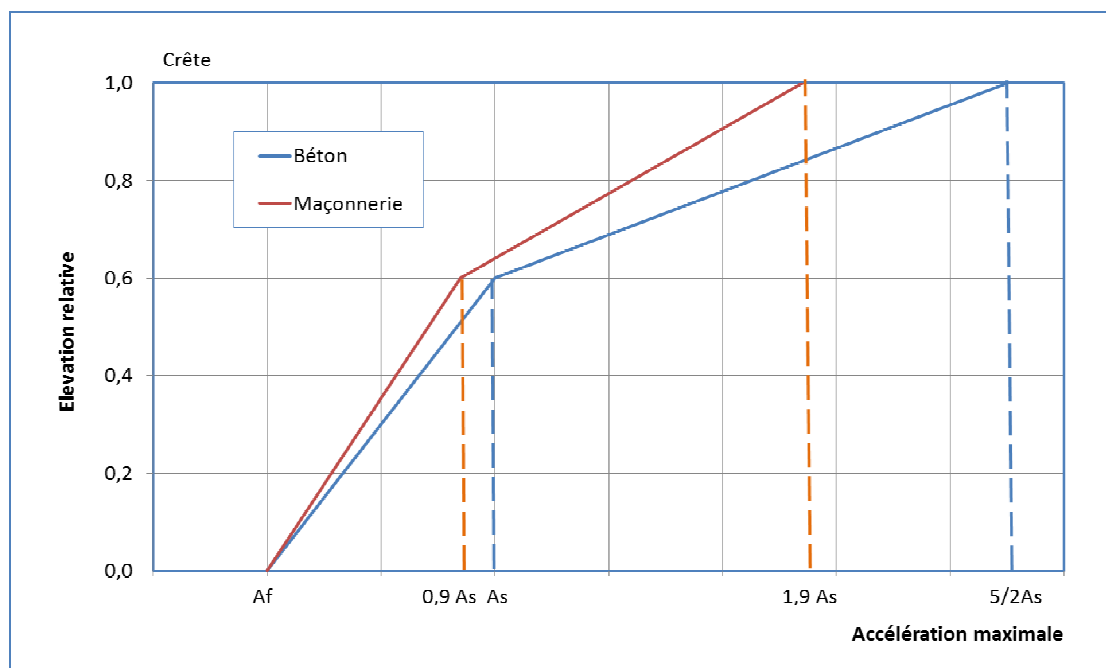


Figure A7-34 - Accélération en fonction de la cote

- Af : accélération horizontale en fondation (P.G.A : Peak Ground Acceleration)
- As : accélération spectrale maximale pour le premier mode propre du barrage

#### A7.4.4.2. Estimation de la fréquence fondamentale du barrage

La fréquence fondamentale de vibration du barrage considéré comme un résonateur simple est égale à :

- pour le barrage vide,  $N_v=0,23 \text{ S/H}$
- pour le barrage à retenue pleine,  $N_p=0,17 \text{ S/H}$

Où S est la vitesse de l'onde de cisaillement :  $S=(G/\rho)^{1/2}$  et  $G=E/(2(1+\nu))$  où  $\rho$  est la masse volumique du béton, E le module d'Young et  $\nu$  le coefficient de Poisson.

Avec  $E = 18 \text{ GPa}$ ,  $\nu=0,2$ ,  $\rho=2,2 \text{ t/m}^3$ ,  $H = 36 \text{ m}$  et  $S = 1\,846 \text{ m/s}$ , nous obtenons :

- $N_v= 11,8 \text{ Hz}$  (période propre : 0,085 s). Cette valeur est proche des fréquences du premier mode propre calculées avec un modèle 2D (11,2 Hz) et 3 D (12,8 Hz) ;
- $N_p= 8,7 \text{ Hz}$  (période propre : 0,11 s). Cette valeur est proche des fréquences du premier mode propre calculées avec un modèle 2D (8,8 Hz) et 3 D (10,2 Hz), ou déduites d'essais de vibrations réalisés in-situ (10,4 Hz).

### A7.4.4.3. Estimation des accélérations

#### a) Accélérations spectrales ( $A_s$ )

Elle sont déduites à partir du spectre du SES.

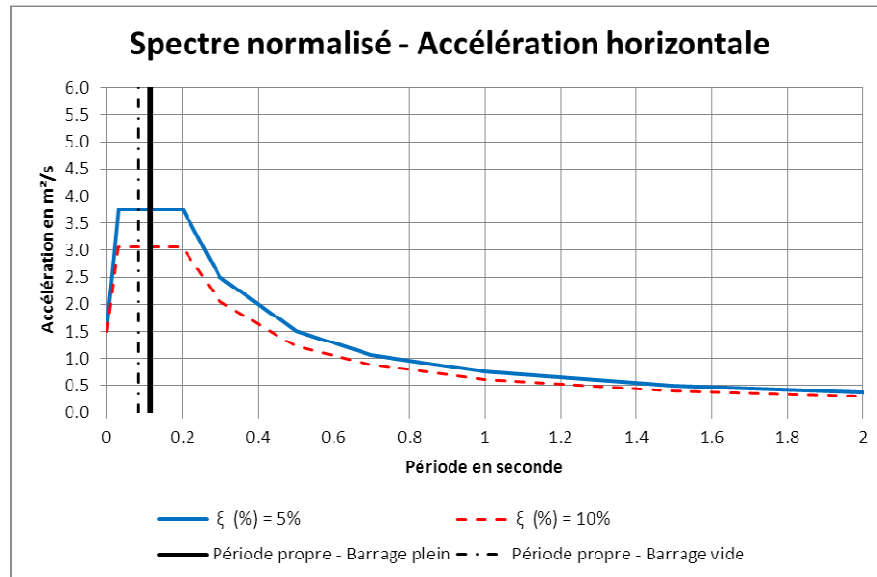


Figure A7-35 – Accélérations spectrales aux périodes propres

Barrage plein ou vide, l'amplification spectrale est respectivement de 2,5 et 2,0 pour un amortissement de 5 respectivement 10 %. L'accélération spectrale maximale est donc :

- pour  $\xi (\%) = 5\%$  ,  $A_s = 3,75 \text{ m}^2/\text{s}$
- pour  $\xi (\%) = 10\%$  ,  $A_s = 3,1 \text{ m}^2/\text{s}$

L'accélération maximale en crête est égale à  $1,9 \times A_s$  (maçonnerie), soit :

- pour  $\xi (\%) = 5\%$      $A_s = 7,1 \text{ m}^2/\text{s}$             Amplification : 4,75
- pour  $\xi (\%) = 10\%$      $A_s = 5,8 \text{ m}^2/\text{s}$             Amplification : 3,88

#### b) Accélérations en tout point du barrage

Les accélérations en tout point du barrage sont calculées en fonction de la hauteur relative du barrage selon un diagramme des amplifications présentant les caractéristiques suivantes:

- à la base, 100% de l'accélération en fondation ;
- à 60% de la hauteur, 90% de l'accélération spectrale pour un barrage en maçonnerie ;
- en crête, 190 % de l'accélération spectrale pour un barrage en maçonnerie ;
- pour les valeurs intermédiaires, la courbe d'amplification est un polynôme de 3<sup>ème</sup> degré de la forme  $A(z) = 1 + K_a \cdot Z^2 + K_b \cdot Z^3$  passant par les points précités.

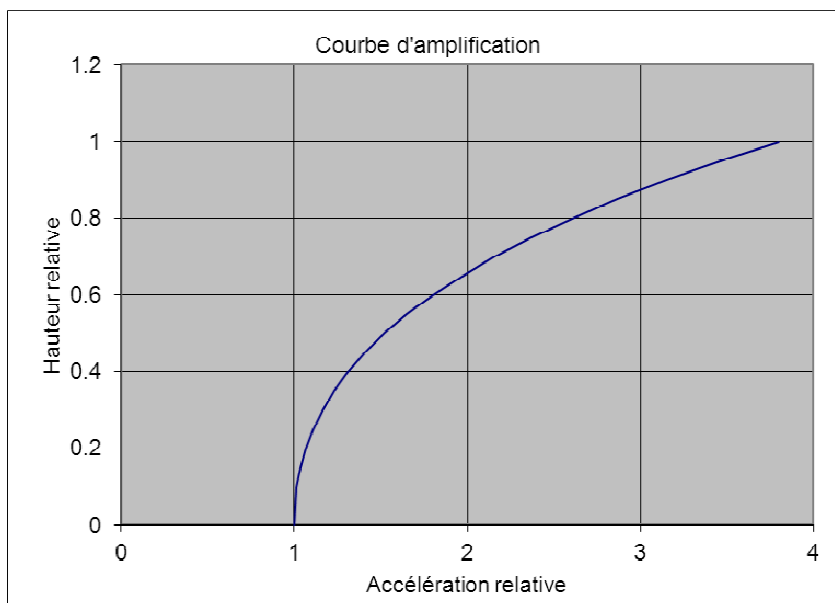


Figure A7-36 - Courbe d'amplification pour  $\xi$  (%)= 10%

#### A7.4.4.4. Estimation des contraintes en parement

Les contraintes en parement sont estimées en fonction du torseur des forces en supposant une distribution linéaire des contraintes entre les parements amont et aval sur une ligne horizontale. Aucun développement de fissuration n'est considéré.

Cotes	$\xi$ (%)= 5%		$\xi$ (%)= 10%	
	$\sigma$ am (MPa)	$\sigma$ av (MPa)	$\sigma$ am (MPa)	$\sigma$ av (MPa)
34,00	-0.12	0.21	-0.11	0.18
31,00	-0.30	0.48	-0.27	0.42
28,00	-0.36	0.60	-0.32	0.54
24,00	-0.41	0.72	-0.37	0.65
21,00	-0.46	0.82	-0.42	0.74
18,00	-0.52	0.92	-0.48	0.84
16,00	-0.56	0.99	-0.51	0.91
13,00	-0.61	1.09	-0.57	1.01
10,00	-0.67	1.18	-0.63	1.11
7,00	-0.73	1.28	-0.68	1.20
4,00	-0.78	1.38	-0.74	1.30
0,00	-0.84	1.49	-0.80	1.42

Tableau A7-12 : Méthode Tardieu - Contraintes en parement pour  $\xi$  (%)= 5% et 10%

Les tractions en parement doivent être comparées avec la résistance à la traction dynamique de la maçonnerie. Il y a un risque de fissuration des parements, en cas de faibles caractéristiques mécaniques de la maçonnerie.

#### Références

- Tardieu B., Zghal H., Aubry D. and Ozanam O., 1993. Méthodes simplifiées de pré dimensionnement des barrages poids en zone sismique, 3<sup>ème</sup> Colloque National de Génie Parasismique, Saint-Rémy-lès Chevreuse.
- Noret C., Da Rin E., Modaresi A., Carrère A. et Tardieu B., 1998. Seismic Vulnerability of Masonry Gravity dams, 66th annual meeting and Symposium on Rehabilitation of Dams, New Delhi, INDIA.

## A7.4.5. Méthode dynamique simplifiée dite " Chopra "

### A7.4.5.1. Présentation de la méthode de calcul.

Les étapes d'application de la méthode sont résumées ci-dessous. Pour une description détaillée de la méthode, se reporter à la référence 1. On trouve également dans la référence 2 un raffinement de la méthode afin de prendre en compte les effets du module d'Young de la fondation, du coefficient de réflexion des ondes en fond de retenue et de l'amortissement du barrage et de la fondation.

Etape 1 : Calcul de la période propre du barrage :  $T=12 Hb / \sqrt{E}$  où

- $Hb$  : hauteur du barrage (en m)
- $E$  : module d'Young du barrage (en kPa)

Etape 2 : L'abaque 1 permet de déterminer le rapport  $R1=T'/T$  où

- $T'$  est la période propre du système barrage + retenue, en fonction du rapport  $Hr / Hb$  où  $Hr$  est la hauteur de la retenue, les courbes étant paramétrées par le module d'élasticité du béton.

Etape 3 : Calcul du rapport  $R2= T_0 / T'$  où

- $T_0$  période propre de la retenue est calculée par la formule  $T_0= 4H/C$  où  $C=1\ 440$  m/s célérité des ondes de compression dans l'eau.

Etape 4 : Calcul de la force dynamique variable en fonction de la hauteur  $y$  au-dessus de la base du barrage :

$$f(y)=\alpha_1 (A(T')/g) (\gamma b \psi(y) + g P1(y)) \quad \text{où :$$

- $\alpha_1= 4$  (coefficient de normalisation) ;
- $A(T')$ = accélération lue sur le spectre de réponse à la période  $T'$ ;
- $\gamma b$  = poids volumique du barrage ;
- $\psi(y)$  = déformée modale (normée à 1 en crête) ;
- $P1(y)$  = pression hydrodynamique en fonction de la hauteur. L'abaque 2 fournit le terme  $gP1(y)/wH$  (où  $w$  est le poids volumique de l'eau) en fonction du rapport  $y/H$  ; les courbes sont paramétrées en fonction du rapport  $R2$ . La figure 1 fournit la déformée modale  $\psi(y)$ .

Les résultats fournis par cette méthode ont été comparés sur le barrage de Pine Flat avec les résultats d'un calcul dynamique transitoire. Cette méthode donne des résultats voisins lorsque le premier mode de vibration est seul pris en compte dans le calcul transitoire, mais majore les contraintes de traction par rapport au calcul transitoire effectué avec plusieurs modes propres.

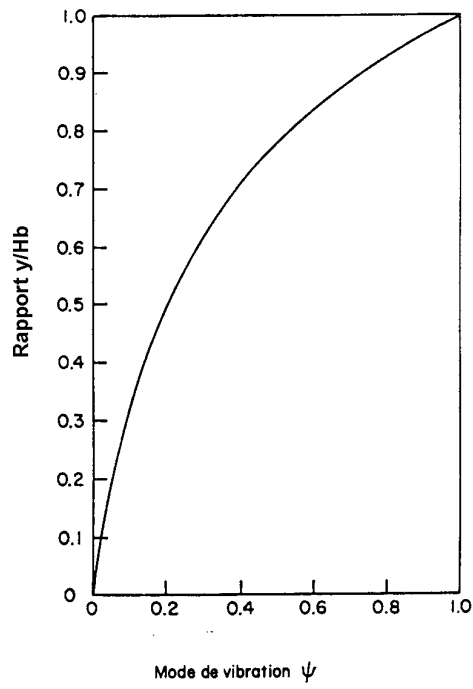


FIGURE 1

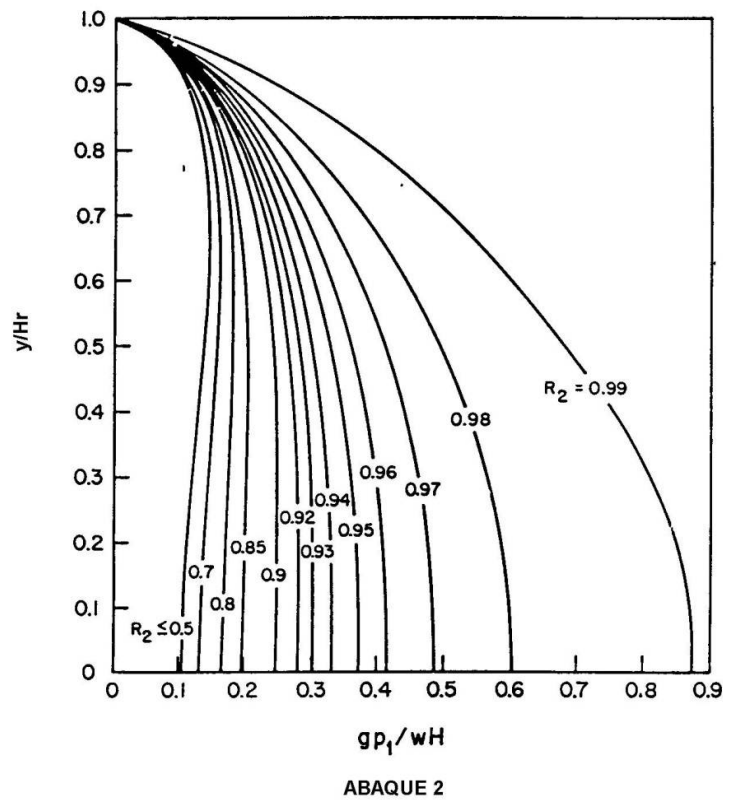
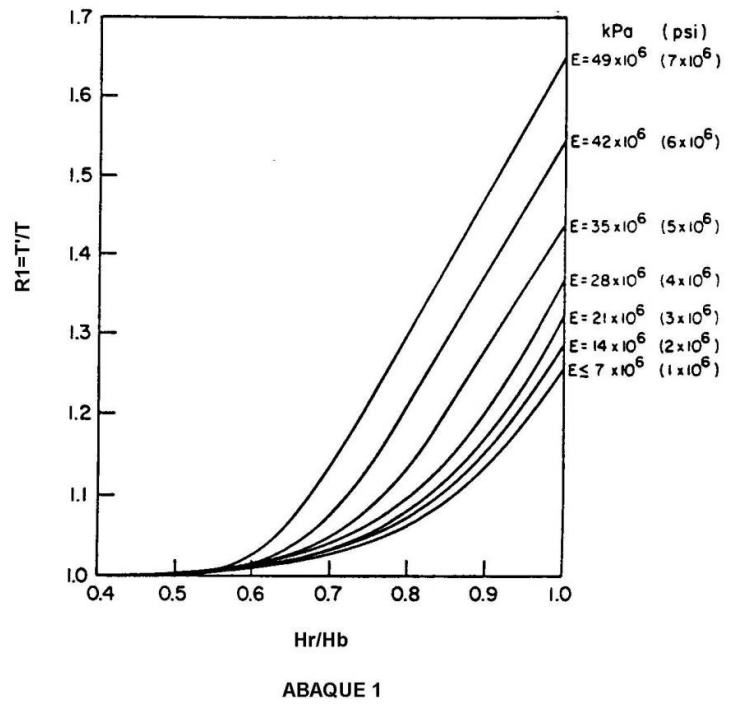


Figure A7-37 – Méthode Chopra – figures

## A7.4.5.2. Résultats

### a) Fréquences

Avec les hypothèses suivantes :  $H_b = 37$  m -  $H_r = 35$  m -  $E = 18 \cdot 10^6$  kPa - Fondation rigide, les fréquences suivantes sont obtenues :

- fréquence à vide : 9.56 Hz
- fréquence à retenue pleine : 7,7 Hz

Les fréquences propres fournies par la méthode de Chopra sont donc légèrement inférieures à celles fournies par la méthode de Tardieu.

### b) Contraintes en parement

Les contraintes en parement sont également estimées en supposant, sur une section horizontale, une distribution linéaire des contraintes entre les parements amont et aval. Les contraintes exprimées, combinaison des contraintes statiques et dynamiques, sont des contraintes effectives avec prise en compte d'un profil de sous-pression correspondant au profil calculé à l'issue du calcul statique. Aucun développement de fissuration n'est considéré.

Cotes	$\xi$ (%) = 5%		$\xi$ (%) = 10%	
	$\sigma$ am (MPa)	$\sigma$ av (MPa)	$\sigma$ am (MPa)	$\sigma$ av (MPa)
34,00	-0.10	0.21	-0.07	0.18
31,00	-0.35	0.54	-0.27	0.46
28,00	-0.46	0.69	-0.36	0.59
24,00	-0.50	0.78	-0.39	0.67
21,00	-0.53	0.85	-0.42	0.74
18,00	-0.55	0.92	-0.43	0.80
16,00	-0.57	0.97	-0.44	0.84
13,00	-0.58	1.03	-0.45	0.90
10,00	-0.58	1.08	-0.45	0.95
7,00	-0.58	1.14	-0.45	1.00
4,00	-0.58	1.19	-0.45	1.05
0,00	-0.58	1.24	-0.44	1.11

Tableau A7-13 - Méthode de Chopra. Contraintes en parement pour  $\xi$  (%) = 5% et 10%

Les contraintes fournies par la méthode de Chopra sont légèrement inférieures, en partie basse, à celles fournies par la méthode de Tardieu et légèrement supérieures, en partie haute.

Il est à noter que l'état de contrainte calculé par les méthodes dynamiques simplifiées Tardieu ou Chopra diffère de celui calculé par la méthode pseudo-statique. Il correspond en effet à un état de contrainte maximal tenant compte de l'amplification des accélérations atteint sur des courtes périodes de temps. Comme l'indique le § 7.3, on n'utilisera généralement pas cet état de contraintes pour calculer un facteur de sécurité global.

### Références

Chopra, A.K., and F. Corns, 1979. Dynamic method for earthquake resistant design and safety evaluation of concrete gravity dams, 13<sup>ème</sup> Congrès de la CIGB, New Delhi, Q 51 R6, Vol 2, p. 871-892.

Chopra A.K., 1988. Earthquake response analysis of concrete dams, Advanced dam engineering for design, construction and rehabilitation, Edited by R.B. Jansen, Van Nostrand Reinhold, pp. 416-465.



## A7.5. Compléments au chapitre 9.1.

### Recensement des pratiques, et réflexions en vue d'une harmonisation

Nous avons recueilli et analysé les pratiques de quelques principaux exploitants français d'ouvrages :

- EDF
- SHEM
- CNR
- HydroWatt
- CACG
- VNF

Faute de temps et de contacts, il n'a pas été possible d'obtenir de renseignements concernant le bassin de la Seine, ou les canaux de Provence.

#### A7.5.1. La détection

##### A7.5.1.1. Détection directe

Les surveillants de 1<sup>er</sup> niveau habitent généralement à proximité immédiate du site. Dans les groupements d'usines situés dans les zones les plus actives, les séismes de magnitude 3 et plus sont tous ressentis par les exploitants. Cette détection ne déclenche pas nécessairement une action, mais permet de l'anticiper, de la préparer et souvent de forcer la recherche d'informations supplémentaires.

##### A7.5.1.2. Réseaux d'alerte

Jusqu'en 2009 le RéNass était l'opérateur privilégié pour l'obtention en temps réel des informations de base sur les séismes qui surviennent.

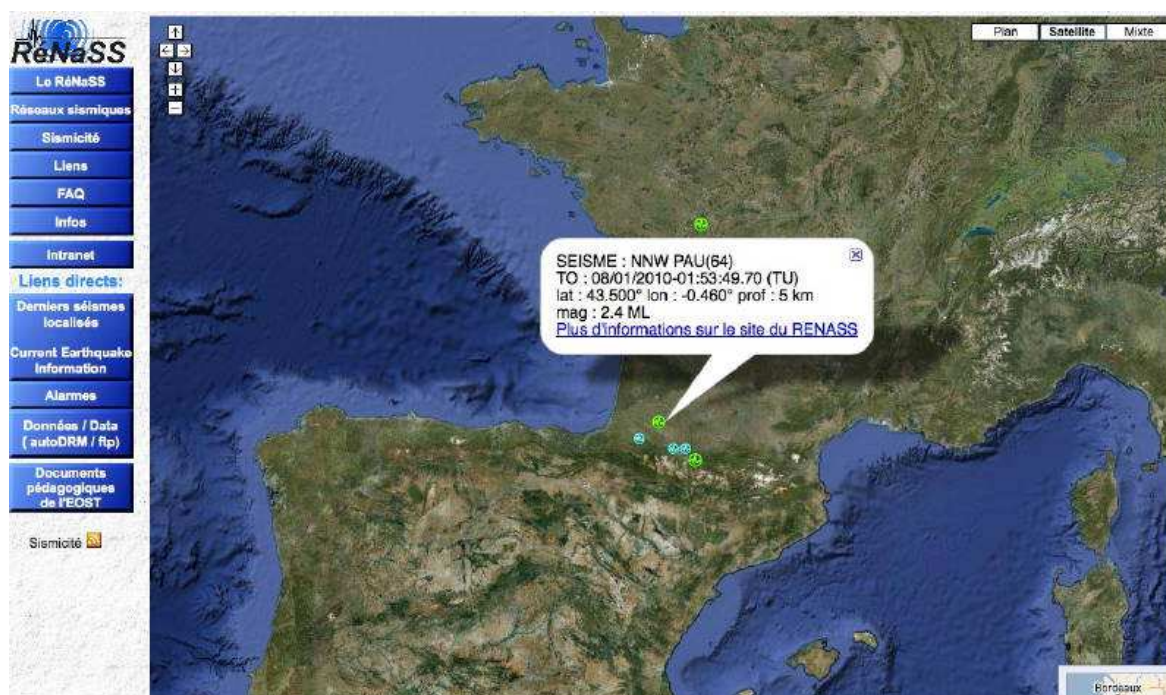


Figure A7-38 - Information fournie par le RénaSS

Comme indiqué au § 9.1, cette prestation est désormais assurée par le CEA-LDG. Des informations peuvent également être obtenues sur le site du CSEM.

## **A7.5.2. Le traitement de l'information**

Sans les joindre au présent rapport, car il s'agit de documents internes donc non publics, il convient de mentionner les documents suivants, définissant la doctrine de ces exploitants en la matière, et définissant en particulier le calcul des rayons d'influence des séismes sur les barrages :

- pour la CNR, la procédure 6.3 P052, rev. 5 "conduite à tenir en cas de séisme", et ses deux annexes (convention EOST du 5 novembre 2008, localisation des ouvrages et abaques rayons / magnitude) ;
- pour la SHEM, l'annexe à sa convention du 6 novembre 2009 avec l'EOST, spécifiant les seuils d'alerte, le mode de calcul des cercles d'influence, et la liste des ouvrages concernés ;
- pour HydroWatt, la consigne de surveillance et d'auscultation du barrage de Castillon sur Lez, rev. 3 et les conventions EOST des 22 octobre 2008 et 21 janvier 2009 ;
- pour EDF, la note HYD/MH-GTH/2003-240.

### **A7.5.2.1. Seuil inférieur**

Tous les séismes, quelle que soit leur magnitude, sont traités par les réseaux sismiques, y compris des secousses non directement ressenties (magnitudes très faibles, pour lesquelles on a la certitude qu'elles n'ont pas d'intérêt pour la mission à remplir).

Un seuil minimal de magnitude est défini. Il est selon les exploitants de 3 (en partie pour entretenir la veille technique) ou de 4. Sans en référer au service de contrôle, un exploitant s'est fixé un seuil de 5, ce qui semble inopérant (aucun séisme n'aurait impacté son barrage pyrénéen depuis au moins 1980) et inopportun, et devra être revu.

### **A7.5.2.2. Formule de calcul**

Trois types de formules sont actuellement utilisés.

#### **a) Le forfait**

Une intervention de surveillance (inspection visuelle et auscultation) pour tous les barrages situés à moins de 50 km de l'épicentre, quelle que soit la magnitude (supérieure à 3), et sans recherche de cercles d'égale accélération.

#### **b) Exponentielle**

Des formules exponentielles définissent deux cercles d'égale accélération :

$$R_1 = 10^{(0,25 M + 0,58)} \text{ correspondant à une accélération de } 0,025 \text{ g}$$

$$R_2 = 10^{(0,25 M - 0,02)} \text{ correspondant à une accélération de } 0,1 \text{ g}$$

(où  $M$  est la magnitude). NB:  $R_1 = R_2 \cdot 10^{0,6} = 3,98 \cdot R_2$ . On retrouve la proportion de 4 entre les accélérations, témoignant de l'hypothèse d'un amortissement linéaire.

### c) Polynôme

Depuis 2003 est utilisée en alternative une loi polynomiale :

$$R_1 = 1,2617 M^3 - 9,9179 M^2 + 34,392 M - 36,488$$

correspondant à une accélération de 0,025 g

$$R_2 = 0,304 M^4 - 5,3188 M^3 + 36,1 M^2 - 105,21 M + 110,79$$

correspondant à une accélération de 0,1 g

(où  $M$  est la magnitude)

NB: on remarque le choix très différent de forme polynômiale entre les deux rayons, ne reprenant pas l'hypothèse d'un amortissement linéaire que l'on trouve dans l'homothétie communément admise entre rayon et accélération.

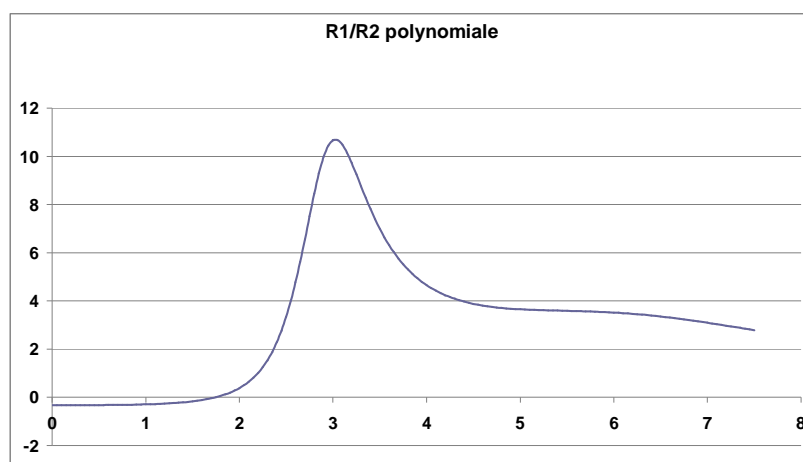


Figure A7-39 - Proportion entre les deux rayons  $R_1$  et  $R_2$ , en fonction de la magnitude. On conçoit que ces formules n'ont donc pas de réelle signification ni de cohérence en-dessous de valeurs de magnitude de l'ordre de 4 voire 5...

### d) Choix d'une formule

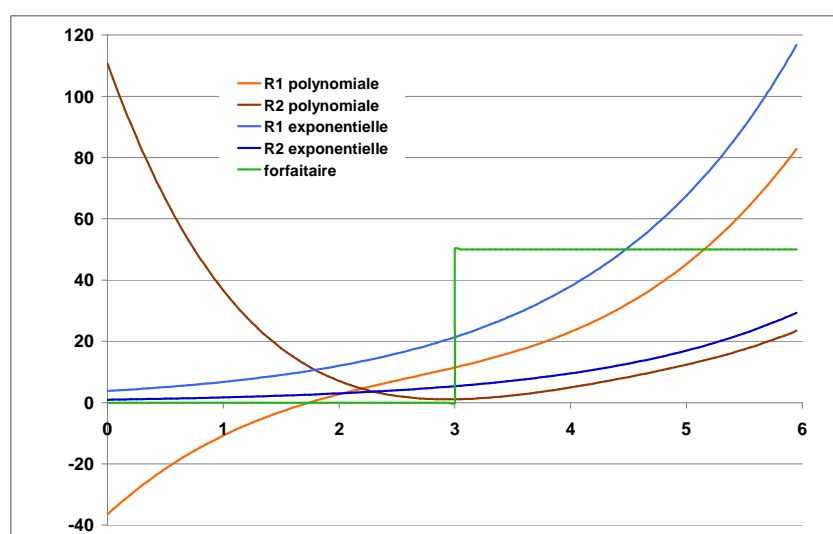


Figure A7-40 - Le graphique ci-dessus montre une représentation des rayons en km (en ordonnée) de cercles d'influence calculés en fonction de la magnitude (en abscisse). On y remarque évidemment la divergence entre les formulations exponentielle (bleu) et polynomiale (rouge et orange) d'une même accélération. On y voit aussi les caractères protectionniste (entre 3 et 4,5) ou insuffisant du forfait (vert) en fonction de la magnitude.

Les travaux récents sur les relations d'atténuation (cf. § A7.1) devraient apporter de nombreux éléments pour affiner ultérieurement les formules. On estime donc qu'il est indispensable de laisser la liberté d'utiliser ces travaux en cours, et ceux à venir, pour l'établissement d'une formule plus affinée que celles utilisées jusqu'ici. Le "forfait" de 50 km est très précautionneux pour les séismes de magnitude jusqu'à 4,5 (ce qui est tout de même le commun des séismes se produisant sur la zone où sont situés les ouvrages concernés). En revanche, il est insuffisant pour les plus fortes magnitudes.

Accessoirement, il convient de rappeler que les relations d'atténuation utilisées et décrites ci-dessus n'ont aucune signification pour les petites magnitudes, et que la polynômiale ne doit surtout pas être utilisée en-dessous de magnitudes de l'ordre de 2.

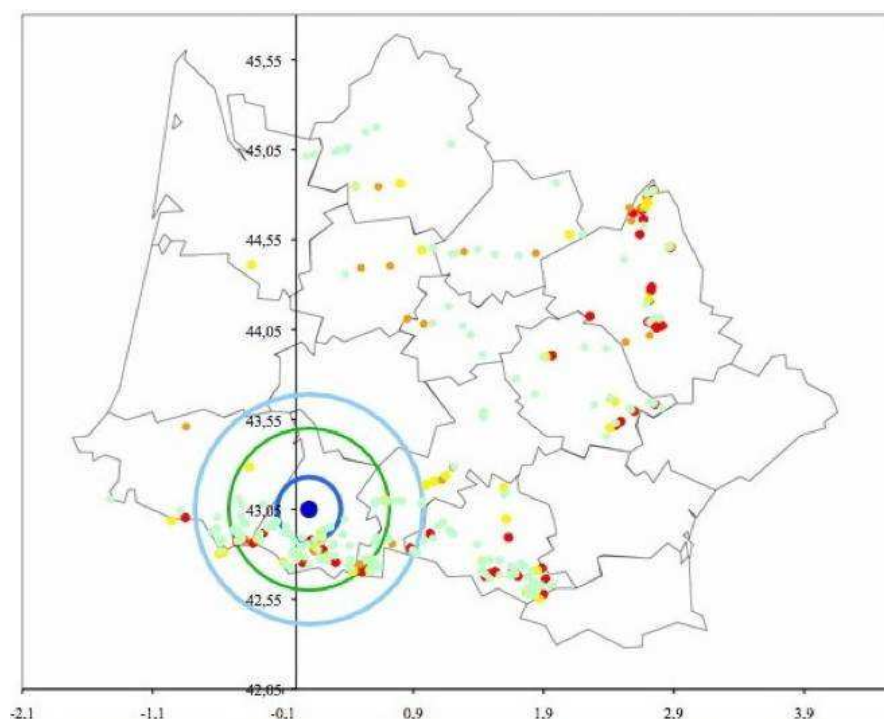


Figure A7-41 - Cette carte montre, par comparaison, le traitement d'un séisme (en l'occurrence l'exercice de défense (séisme fictif) du 22 avril 2009), d'une magnitude de 6,2 centré sur Lourdes. En bleu (clair et foncé) les cercles calculés selon la méthode polynomiale, et en vert le cercle de défini par la formule forfaitaire. Avec l'application de cette méthode, toute une zone aurait été "oubliée", concernant bon nombre de barrages.

### A7.5.2.3. Accélération correspondante

On observe que les seuils d'accélération choisis par les exploitants sont les mêmes, à savoir 0,1 et 0,025 g, mais qu'avec des formules différentes, les cercles sont substantiellement distincts.

On peut noter avec la relation très empirique entre l'accélération et l'intensité (par exemple celle de Murphy et O'Brien) que les deux seuils d'accélération correspondent aux intensités IV et VII, débutant les dégradations respectivement aux objets mobiles et aux immeubles :

$$\log (Ah) = 0,25 I + 0,25 \text{ avec } I \text{ selon Mercalli, et } A \text{ en } \text{cm.s}^{-2}$$

## **A8. Annexe 8 - Information sur les outils de gestion du risque sismique**

---

### **A8.1. Introduction**

Contrairement à d'autres risques majeurs, tels que les inondations ou les risques technologiques par exemple, le risque sismique présente la spécificité de ne pas permettre d'actions visant à maîtriser et réduire le phénomène naturel.

En effet, il n'est pas possible d'empêcher un séisme de se produire. En matière de réduction de l'aléa, seules des actions visant à limiter les effets induits (chutes de blocs ou liquéfaction par exemple) sont possibles. Compte tenu de cette spécificité, la voie privilégiée d'action pour prévenir le risque sismique et en limiter les conséquences concerne les enjeux des territoires exposés et la réduction de leurs vulnérabilités.

Les quatre piliers de la prévention du risque sismique sont les suivants :

- connaissance du phénomène et du risque ;
- information des populations ;
- intégration du risque dans l'aménagement du territoire et la construction ;
- gestion de crise.

#### *Rôle et responsabilités des différents acteurs du territoire*

Le cadre législatif français définit les rôles et responsabilités des acteurs du territoire en matière de prévention du risque sismique. Qu'il soit service de l'État, collectivité territoriale, gestionnaire de réseaux, citoyen, entreprise,... chaque acteur a la capacité d'agir à son niveau pour réduire le risque sismique et a des obligations en ce sens en matière d'information et de mise en place de mesures spécifiques.

#### *Connaissance du phénomène et du risque*

Pour prévenir au mieux le risque sismique, il s'agit tout d'abord de le connaître. Du point de vue de la connaissance du phénomène, le recueil et l'analyse de données relatives aux séismes passés ainsi que la mise en place de réseaux d'enregistrement des séismes en continu sont développés.

Si la carte nationale relative à l'aléa sismique et le zonage réglementaire français apportent des connaissances sur l'aléa et le risque, les études conduites au niveau local - telles que les microzonages, les études sur les failles actives et les études sur la vulnérabilité du territoire - apportent des éléments fondamentaux contribuant à améliorer dans le temps la gestion du risque sismique.

### **A8.2. Information des populations**

L'obligation d'information n'est pas spécifique au risque sismique mais commune à l'ensemble des risques majeurs (article 125-2 du code de l'environnement). Cette obligation concerne tous les acteurs, et certains types et vecteurs d'information sont imposés par la réglementation.





Figure A8-1 - Exemples de documents d'information

Au niveau des services de l'État, cette obligation se formalise notamment par l'élaboration de Dossiers Départementaux sur les Risques Majeurs (DDRM) et la réalisation d'un porter à connaissance continu auprès des collectivités territoriales sur les risques. Ces actions visent à mettre à disposition des citoyens et des collectivités l'ensemble des éléments leur permettant de développer leur conscience et leur connaissance du risque sismique et d'engager à leur niveau des actions de prévention.

De son côté, le maire se doit d'informer les citoyens sur leur exposition au risque sismique et sur les actions à conduire pour s'en protéger. Cette information se fait notamment via l'affichage des risques, la mise à disposition d'un Dossier d'Information Communal sur les Risques Majeurs (DICRIM) et l'organisation de réunions publiques lorsqu'au moins un PPR est prescrit ou approuvé sur le territoire communal.

Enfin, lors de transactions immobilières, l'obligation d'Information – Acquéreur – Locataire (article L125-5 du Code de l'Environnement) impose au citoyen de communiquer sur l'exposition au risque sismique de son bien.

### **A8.3. Intégration dans l'aménagement du territoire et la construction**

L'intégration du risque sismique dans l'aménagement et la construction doit permettre le développement durable des territoires. Du point de vue de l'aménagement, un Plan de Prévention des Risques Naturels sismique (PPRN-sismique) peut fixer certaines règles d'urbanisme, de construction et des mesures de protection et de sauvegarde plus adaptées au territoire. Cependant, la stratégie locale de prévention du risque sismique doit transparaître au travers de l'ensemble des outils et des documents de planification et d'urbanisme opérationnel. Ainsi, des mesures de gestion du risque sismique sont à intégrer autant que possible au niveau du SCOT, du PLU, des OPAH...

En matière de construction, l'Etat fixe par décret ou arrêté, en fonction de la classe des ouvrages à risque normal concernés et de la zone sismicité, des dispositions constructives et des accélérations de référence pour le dimensionnement des structures. Ces règles s'appliquent aux ouvrages neufs ainsi qu'aux ouvrages existants selon les travaux entrepris. Les ouvrages à risque spécial font également l'objet d'obligations et de dimensionnements spécifiques.

### **A8.4. Renforcement d'ouvrages existants**

Dans le cas d'ouvrages existants vulnérables au séisme, un renforcement parasismique peut être entrepris pour réduire le risque sismique à l'échelle de la construction en évitant son effondrement et permettant donc de protéger les vies humaines des occupants. Cette action

nécessite systématiquement un diagnostic préalable visant à une très bonne appréciation du comportement de l'ouvrage sous séisme en fonction de son environnement et de ses faiblesses.

Pour réhabiliter un ouvrage existant afin de le rendre parasismique, différentes stratégies de renforcement sont possibles et visent à :

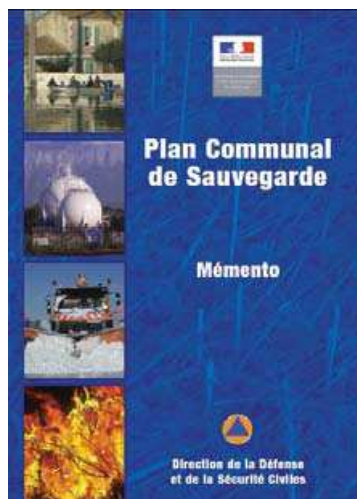
- limiter l'action sismique sur la construction (en optant, par exemple, pour une isolation sismique) ;
- augmenter la résistance mécanique de l'ouvrage (en augmentant, par exemple, la capacité portante de la structure).

Aucune méthode réglementaire n'existe en France pour renforcer de façon parasismique. Le renforcement parasismique peut consister en un renforcement de la structure et/ou du sol d'assise. Les techniques de renforcement sont diverses et choisies en fonction des caractéristiques de l'ouvrage et sur des critères technico-économiques : addition de nouveaux éléments de construction, amélioration de la résistance des éléments constructifs, confinement par précontrainte,....

Au-delà des travaux de renforcement sur la structure, la réduction du risque sismique à l'échelle d'un ouvrage peut aussi passer, notamment quand il s'agit d'un établissement recevant du public ou d'ouvrages stratégiques, par des actions visant à réduire la vulnérabilité organisationnelle (ex : optimisation du plan de secours interne) et fonctionnelle (ex : renforcement des réseaux) du bâtiment.

## A8.5. Gestion de crise

Afin de limiter les conséquences d'un séisme, il est nécessaire d'anticiper la crise et de planifier l'alerte des populations et l'organisation des secours. Cette planification doit permettre d'identifier les acteurs et les moyens mobilisables en cas de secousses sismiques, les modalités d'intervention et les priorités d'action.



Au niveau local, le maire est responsable de la sécurité publique et se doit donc d'organiser et de coordonner les secours sur son territoire. À ce titre, l'élaboration d'un Plan Communal de Sauvegarde (PCS) est rendue obligatoire pour les communes dotées d'un PPR naturel approuvé et pour celles comprises dans le champ d'application d'un Plan Particulier d'Intervention (PPI).

Figure A8-2 - Plan Communal de Sauvegarde

À l'échelle départementale, le préfet formalise un plan de secours dit "Plan Orsec" permettant d'anticiper l'organisation des transports, de la circulation, de l'accueil et de la protection des sinistrés.

Enfin, chaque citoyen doit réfléchir à la mise à l'abri de ses proches au sein de son habitation en cas de tremblement de terre. Il s'agit notamment d'identifier les endroits les plus sécurisés du logement, de travailler les réflexes de comportement, et de prévoir la disponibilité de certains éléments (radio, lampe de poche, vivres...) permettant d'attendre les secours.

## A9. Annexe 9 - Alerte précoce

### A9.1. Principe

Lors d'un séisme deux types d'onde sont créées : les ondes P (engendrant peu de dommages dans les bâtiments) et les ondes S (engendrant des destructions importantes) – cf. § 2.1.1.3.

Les ondes P se propagent plus vite dans le sol que les Ondes S. Quand les ondes P sont enregistrées par des capteurs sismiques alors il est possible d'alerter dans les zones concernées qu'un séisme vient de se produire et que les ondes sismiques destructrices (ondes S) vont arriver dans quelques secondes.

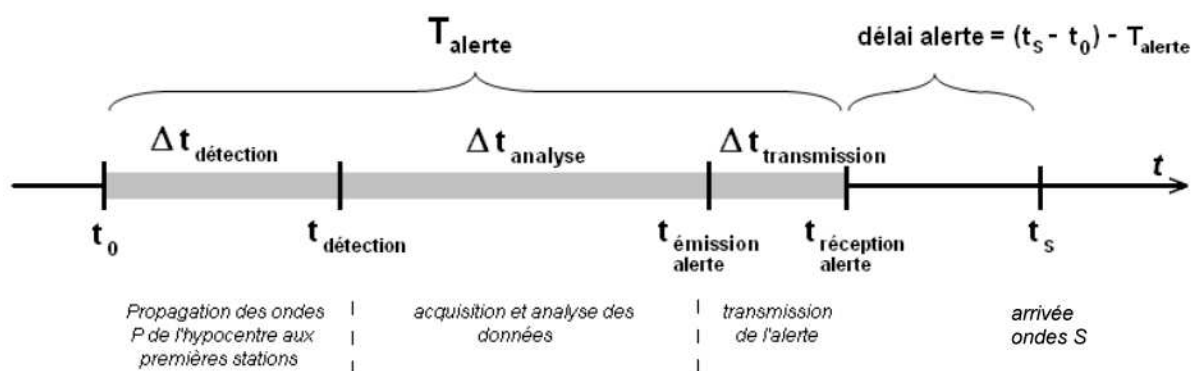


Figure A9-1 - Principe de l'alerte précoce

Cette information peut être utile pour mettre en sécurité des populations mais également des installations sensibles (industries, réseaux informatiques, ...). Il existe 3 types de systèmes d'alerte précoce mis en place dans le monde : ceux dits « Front Detection » où les capteurs sismiques sont proches des lieux où se déclenchent les séismes mais éloignés des zones à protéger, ceux dits « On Site » où les capteurs sismiques sont dans les sites à protéger (logement, école, hôpital, industrie, ...) mais éloignés des épicentres sismiques, et enfin les « systèmes hybrides » qui combinent les deux précédents.

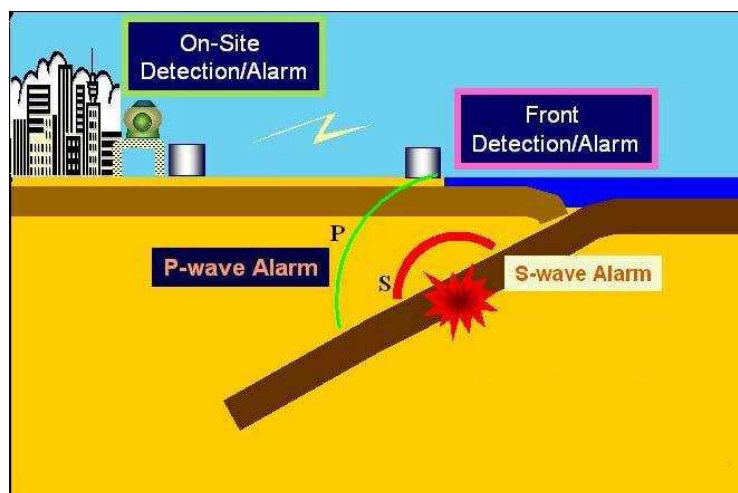


Figure A9-2 - Systèmes d'alerte précoce



## A9.2. Exemple du système d'alerte précoce (Front Detection) de l'agence météorologique japonaise (JMA)

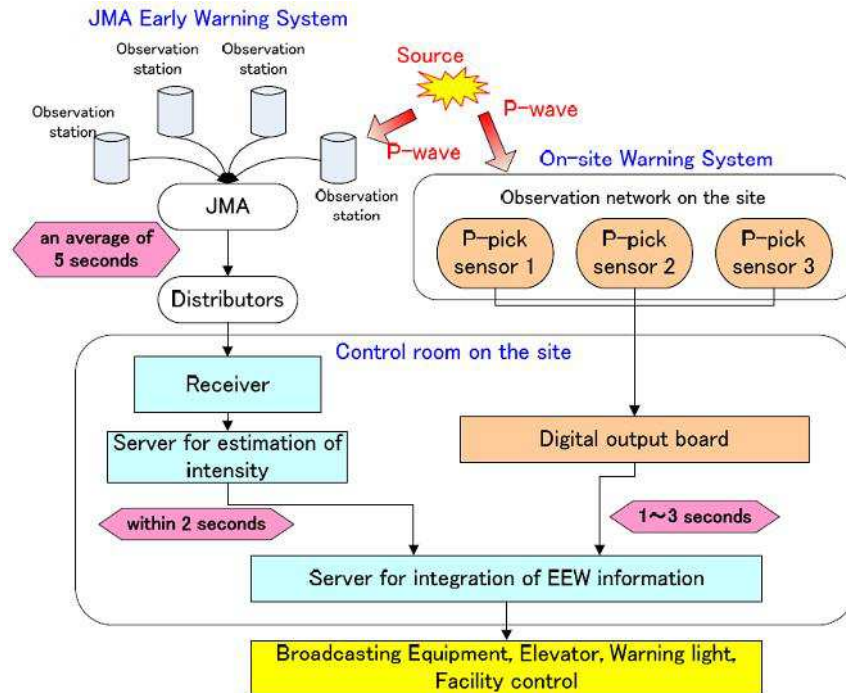


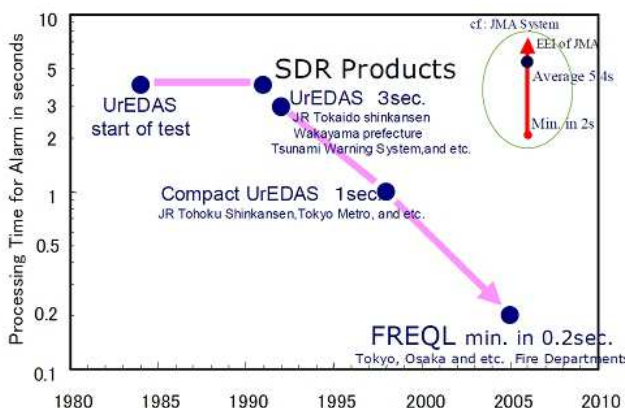
Figure A9-3 - Système d'alerte précoce : exemple du Japon

Ce système a un point faible : plus l'épicentre est proche, plus le temps pour se préparer est limité ou inexistant.

L'alerte est diffusée par les vecteurs suivants :

- l'information est donnée par la télévision et à la radio ;
- les entreprises peuvent recevoir directement l'information ;
- les particuliers peuvent s'équiper d'un récepteur individuel ;
- des téléphones portables conçus pour recevoir les alertes sont vendus depuis 2008.

Le coût pour une entreprise est de 6000 € (achat du terminal et des différents accessoires tels que sirènes ou gyrophares, installation du système) + 800 € (abonnement mensuel) ; pour un particulier de 3 à 300€ (vente de récepteurs d'alarme + abonnement en sus ou location du matériel avec l'abonnement).



Plusieurs systèmes coexistent et les niveaux de performances (délais d'alerte et fiabilité) se sont considérablement améliorés depuis quelques années.

Figure A9-4 - Evolution technique des systèmes

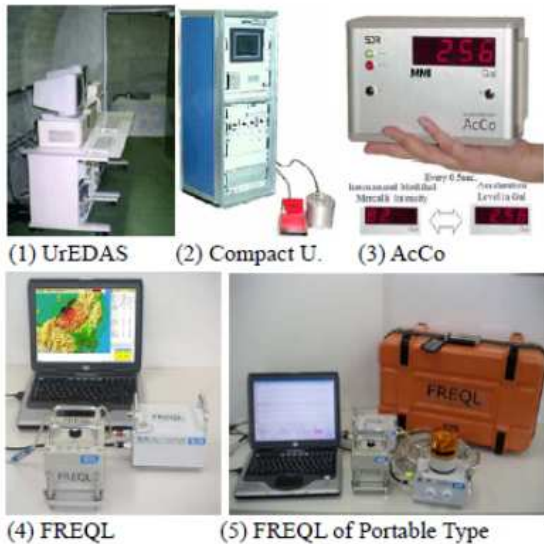


Figure A9-6 - Cinq types de systèmes utilisés au Japon (UrEDAS, CompactU, AcCO, FREQL et FREQL portable)

Ci-après quelques exemples de sécurisations automatiques (ou semi-automatiques) mises en place à partir de 1982 à l'étranger (Japon, Taiwan, Mexique, Lituanie, Turquie, USA, Italie, Roumanie) :

- sirènes, messages sonores et vidéos automatiques dans les lieux à évacuer par les occupants des bâtiments (écoles, entreprises, logements) ;
- arrêt des trains (ex. Compagnie de chemins de fer de l'Ouest du Japon) ;
- arrêt de systèmes critiques (ex. centrales nucléaires) ;
- arrêt de la circulation et fermeture de réseaux de transport sensibles (ex. ponts) ;
- fermeture de réseaux sensibles (oléoducs, gazoducs et réseau de distribution gaz) ;
- arrêt des ascenseurs en position de sécurité ;
- arrêt des systèmes informatiques sensibles et mise en sécurité des données ;
- alerte des aéroports (éviter tout atterrissage) ;
- alerte des centres opérationnels et centres de secours (maintenir fonctionnalités) ;
- alerte des établissements de santé (ex suspendre l'activité des blocs opératoires).

Pour l'instant, il n'y a pas de système opérationnel d'alerte précoce aux séismes mis en place en France mais des études de faisabilité sont en cours.

Il semblerait, d'après les informations connues par les membres du groupe de travail ayant rédigé le présent document, qu'aucun barrage en France n'est encore équipé d'un système d'alerte précoce.