## REPORT FINALE / RAPPORT FINAL (action 2.3)



# RISBA RISCHIO DEGLI SBARRAMENTI ARTIFICIALI RISQUES DES BARRAGES



Action 2.3. Evaluation de la vulnérabilité des retenues d'altitude vis-à-vis de l'aléa sismique

Sébastien MERCKLE – Irstea, Aix-en-Provence Aurélie DELVALLEE – Irstea, Aix-en-Provence, INSA Lyon

Reviewing : Pierre-Yves BARD – ISTerre, Grenoble

# Sommaire

1.	Contexte	et problématique générale	6
	1.1. Aléa s	ismique pris en compte dans la justification de la stabilité des ouvrages.	6
	1.1.1. A	pproche réglementaire en France	6
	1.1.1.1.	Type d'événement	7
	1.1.1.2.	Description de l'action sismique selon l'approche forfaitaire	8
	1.1.1.3.	Représentation alternative de l'action sismique	10
	1.1.2. A	pproche réglementaire en Italie	10
	1.1.2.1.	Etats limites considérés	11
	1.1.2.2.	Spectre de réponse de l'action sismique	12
	1.1.3. C	omparaison de l'aléa sismique réglementaire français et Italien	14
	1.1.3.1.	Période de retour de l'aléa réglementaire	14
	1.1.3.2.	Observation d'ensemble – échelle régionale	14
	1.1.3.3.	Observations détaillées – échelle communale	15
	1.2. Retou	r d'expérience	17
	1.3. Spécif	ficités des retenues d'altitude	18
	1.3.1. P	rincipes de conception – Généralités	18
	1.3.2. A	pproche spécifique portant sur les retenues d'altitude	18
2.	Les métho	odes de calcul mises en œuvre	20
	2.1. L'app	roche pseudo-statique	20
	2.1.1. P	rincipe de la méthode	20
	2.1.2. D	onnées d'entrée	21
	2.1.2.1.	Caractérisation de la sollicitation sismique	21
	2.1.2.2.	Caractérisation du comportement des matériaux	21
	2.1.3. R	ésultats obtenus et critères de performance	21
	2.2. L'app	roche dynamique simplifiée – méthode de Seed et Makdisi	22
	2.2.1. P	rincipe de la méthode	22
	2.2.2. D	onnées d'entrée	29
	2.2.2.1.	Caractérisation de la sollicitation sismique	29
	2.2.2.2.	Caractérisation du comportement des matériaux	29
	2.2.3. R	ésultats obtenus et critères de performance	29
	2.3. L'app	roche dynamique temporelle	31
	2.3.1. P	rincipe de la méthode	31
	2.3.2. D	onnées d'entrée	34
	2.3.2.1.	Caractérisation de la sollicitation sismique	34
	2.3.2.2.	Caractérisation du comportement des matériaux	34
	2.3.3. R	ésultats obtenus et critères de performance	35

3. Etude de se	ensibilité : déplacements obtenus par glissement dans le remblai	
3.1. Configu	ırations étudiées	
3.1.1. Gé	ométrie	
3.1.2. Pro	opriétés des matériaux	
3.1.2.1.	Le poids volumique humide	
3.1.2.2.	Les caractéristiques de résistance au cisaillement	
3.1.2.3.	Le module de cisaillement en très petites déformations GMAX	
3.1.2.4. cisaillem	Les courbes d'évolution, en fonction de la distorsion, du module d ent G( $\gamma$ ) et de l'amortissement D( $\gamma$ )	.e 38
3.1.3. Dé	finition de la sollicitation sismique	
3.1.3.1.	Aléa sismique pour la méthode pseudo-statique	
3.1.3.2.	Aléa sismique pour la méthode dynamique simplifiée de Seed et M 39	lakdisi
3.1.3.3.	Aléa sismique pour les calculs dynamiques temporels	40
3.1.4. Co	mbinaisons étudiées	
3.2. Préamb	oule relatif à l'analyse des résultats	
3.2.1. Pro	ofondeur des cercles de glissement pris en compte dans l'analyse	42
3.2.2. Re	charge concernée	43
3.2.3. No	menclature des fichiers de calculs, présentation des résultats	
3.3. L'appro	oche pseudo-statique	
3.3.1. Ré	sultats obtenus	
3.3.2. An	alyse au regard des critères de performance	45
3.4. L'appro	oche pseudo-dynamique – méthode de Seed et Makdisi	
3.4.1. Ré	sultats obtenus	
3.4.2. An	alyse des résultats, critères de performance	
3.5. L'appro	oche dynamique temporelle	
3.5.1. Ré	sultats obtenus	
3.5.2. Inf	luence des paramètres	52
3.5.2.1.	Influence de l'angle de frottement interne	52
3.5.2.2.	Influence de la cohésion	53
3.5.2.3.	Influence de la hauteur du remblai	54
3.5.2.4.	Influence de la pente de la recharge aval	55
3.5.2.5.	Influence du module de cisaillement maximum	56
3.6. Compa	raison des résultats des différentes approches	58
3.6.1. Co	mparaison des méthodes « Pseudo-statique » / « Dynamique simpli	fiée ». 58
3.6.2. Co	mparaison « Méthode pseudo-statique » / « Calculs dynamiques »	59
3.6.3. Con dynamique	mparaison « Méthode dynamique simplifiée – Seed et Makdisi » – « • »	Calcul 60

3.6.3	1. Déplacements attendus	60					
3.6.3	2. Périodes propres	61					
4. Applica	tion sur un ouvrage réel	63					
4.1. Des	cription de l'ouvrage	63					
4.1.1.	Présentation générale	63					
4.1.2.	Modèle géométrique, zonage	64					
4.1.3.	Caractérisation des matériaux	65					
4.1.4.	Piézométrie	66					
4.1.5.	Configurations étudiées	66					
4.2. L'aj	pproche pseudo-statique	67					
4.2.1.	Données d'entrée	67					
4.2.1	1. Caractérisation de la sollicitation sismique	67					
4.2.1	2. Caractérisation du comportement des matériaux	67					
4.2.2.	Résultats obtenus et critères de performance	67					
4.3. L'aj	pproche pseudo-dynamique – méthode de Seed et Makdisi	68					
4.3.1.	Données d'entrée	68					
4.3.1	1. Caractérisation de la sollicitation sismique	68					
4.3.1	2. Caractérisation du comportement des matériaux	68					
4.3.2.	Résultats obtenus et critères de performance	70					
4.4. L'a	pproche dynamique temporelle	71					
4.4.1.	Données d'entrée	71					
4.4.1	1. Caractérisation de la sollicitation sismique	71					
4.4.1	2. Caractérisation du comportement des matériaux	72					
4.4.2.	Résultats obtenus et critères de performance	72					
5. Conclus	ion	75					
5.1. Les	principaux enseignements	75					
5.2. Les	limites de la présente étude	76					
5.3. Rer	5.3. Remerciements77						
Références l	3ibliographiques	78					
Annexe							

### 1. Contexte et problématique générale

Nous consacrons ce premier chapitre à une présentation de l'aléa sismique pris en compte dans les justifications d'ouvrages hydrauliques en France et en Italie (la présente étude ayant été menée dans le cadre d'un projet de recherche Franco-Italien), puis nous proposons un rapide retour d'expérience sur le comportement d'ouvrages ayant subi des séismes, avant de présenter les spécificités des « retenues d'altitudes », ouvrages sur lesquels ont porté nos travaux.

# 1.1. Aléa sismique pris en compte dans la justification de la stabilité des ouvrages

#### 1.1.1. Approche réglementaire en France

Depuis le premier mai 2011, un nouveau zonage sismique est en vigueur en France. Il remplace le précédent zonage réglementaire datant de 1991, en fournissant une meilleure appréciation de l'aléa sismique sur le territoire national (notamment grâce à l'allongement de la période d'enregistrement des séismes, à la réinterprétation des témoignages historiques, à l'amélioration des connaissances sur les failles actives en France...). La méthode probabiliste suivie a permis de fournir des cartes d'iso-accélérations correspondant à une probabilité de 10% de dépassement du mouvement attendu sur une période de 50 ans. Les communes du territoire français sont réparties en cinq zones de sismicité : 1-très faible, 2-faible, 3-modérée, 4-moyenne, 5-forte.

On constate sur les figures 1a) et 1b) que la zone frontalière franco-italienne figure parmi les zones les plus sismiques du territoire métropolitain français (essentiellement zone de sismicité 4-moyenne).



Fig. 1a) et 1b) : Zonage sismique de la France et de la Région Provence Alpes Côte d'Azur Les évolutions en cours du corps de textes réglementaires <sup>1</sup> relatifs à la sécurité des ouvrages hydrauliques comprennent une définition de l'aléa sismique à prendre en compte dans le cadre de la vérification de la stabilité d'un barrage sous sollicitation sismique.

#### 1.1.1.1. Type d'événement

Selon l'importance (ou la classe) de l'ouvrage et la zone de sismicité dans laquelle il se trouve, la vérification de la sécurité des ouvrages doit être assurée pour trois types d'événements :

- le séisme d'évaluation de sécurité (SES) ;
- le séisme de base d'exploitation (SBE) ;
- la réplique du SES (RSES).

<u>NB</u> : dans le cadre du présent projet, nous ne nous intéresserons qu'aux séismes de type SES.

Les sollicitations sismiques peuvent être évaluées selon deux grandes familles d'approche :

- l'approche « forfaitaire » fondée sur le zonage sismique national ;
- les approches spécifiques, qu'elles soient déterministes ou probabilistes.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> (i) Arrêté fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages et (ii) Guide de recommandations relatif au risque sismique et à la sécurité des ouvrages hydrauliques, rédigé sous l'égide du ministère de l'écologie.

#### 1.1.1.2. Description de l'action sismique selon l'approche forfaitaire

L'action sismique, horizontale ou verticale, est définie :

par une accélération maximale sur site rocheux, qui dépend de la zone de sismicité (1 à 5) et du classement des ouvrages (4 classes A à D par ordre décroissant d'importance, celle-ci étant évaluée à partir de la hauteur du remblai et du volume de la retenue). Le tableau 1 présente les valeurs d'accélération maximale au rocher « a<sub>g</sub> » ;

	Acc	élération ho pour le S	orizontale « ES (m/s²)	a <sub>a</sub> »	Ac	célération v pour le S	′erticale « a, ES (m/s²)	va »
Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	0,4	0,5	0,7	0,9	0,4	0,5	0,6	0,8
2	0,7	0,9	1,2	1,5	0,6	0,8	1,1	1,4
3	1,1	1,4	1,9	2,4	1,0	1,3	1,7	2,2
4	1,6	2,0	2,8	3,5	1,4	1,8	2,5	2,8
5	3,0	3,5	4,3	6,6	2,4	2,8	3,5	5,3

Tableau 1 : accélération maximale au rocher pour l'évaluation du SES (m/s²)

Schématiquement, on peut retenir que ces valeurs d'accélération correspondent à l'emploi de coefficients d'importance associés aux périodes de retour ci-dessous :

Classe d'ouvrage	А	В	С	D
Période de retour (années)	5 000	2 500	1 000	500

Tableau 1bis : période de retour du SES en fonction de la classe du barrage

 par une forme spectrale dépendant essentiellement du sol de fondation (classes de sol A à E au sens de l'eurocode 8 [norme NF EN 1998-1]).

Les équations permettant de construire les spectres des composantes horizontales et verticales sont :

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

Les paramètres de définition des spectres de réponse élastique à 5% d'amortissement critique sont définis dans les tableaux 2 et 3 suivants pour les composantes horizontale et verticale :

Classe		a <sub>g</sub> < 3	,0 m/s²		З,	0≤a <sub>g</sub> ≤	≤ 6,6 m,	/S <sup>2</sup>	Longues	s périodes
de sol	S	Τ <sub>Β</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>D</sub>	S	Τ <sub>Β</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>D</sub>	Τ <sub>Ε</sub>	Τ <sub>F</sub>
А	1,0	0,03	0,2	2,5	1,0	0,15	0,4	2,0	4,5	10,0
В	1,35	0,05	0,25	2,5	1,2	0,15	0,5	2,0	5,0	10,0
С	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 2 : Définition des caractéristiques du spectre élastique horizontal en fonction de la nature du sol de<br/>fondation pour la sollicitation horizontale : S est un coefficient adimensionnel ; T<sub>B</sub>, T<sub>C</sub>, T<sub>D</sub>, T<sub>E</sub> et T<sub>F</sub><br/>sont exprimés en secondes ; T<sub>E</sub> et T<sub>F</sub> 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 <sub>g</sub> < 3,0 m/s <sup>2</sup>			3,0	$\leq a_g \leq$ 6,6 r	m/s²	Longues	périodes
Τ <sub>Β</sub>	T <sub>c</sub>	Τ <sub>D</sub>	Τ <sub>Β</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>D</sub>	Τ <sub>Ε</sub>	T <sub>F</sub>
0,03	0,2	2,5	0,15	0,4	2,0	4,5	10,0

Tableau 3 : Définition des caractéristiques du spectre élastique pour la sollicitation verticale

Ce qui peut être visualisé par les schémas suivants (composante horizontale) :



Figure 2a) Forme spectrale pour  $a_g \le 3,0 \text{ m/s}^2$ 

Fig. 2b) Forme spectrale pour 3,0  $< a_{g} \leq$  6,6 m/s²

#### 1.1.1.3. Représentation alternative de l'action sismique

Les modèles de calculs dynamiques temporels nécessitent de définir l'action sismique sous la forme d'accélérogrammes naturels ou articifiels. Plusieurs principes doivent être respectés dans la démarche de définition de ces accélérogrammes. Nous nous bornerons à rappeler ici (de façon non exhaustive), que :

- l'analyse est faite au minimum avec trois accélérogrammes pour les calculs linéaires et cinq accélérogrammes pour les calculs non linéaires ;
- les accélérogrammes synthétiques doivent être établis de manière à correspondre aux spectres de réponse élastique donnés (définis précédemment). De même, les accélérogrammes naturels doivent présenter un bon ajustement au spectre cible (ou, le cas échéant, être corrigés en conséquence).

#### 1.1.2. Approche réglementaire en Italie

A partir de 1908, date du séisme destructeur de Messine et de la région de Calabre, seules les communes italiennes ayant été fortement endommagées par des tremblements de terre ont été classées sismiques et soumises aux réglementations relatives aux constructions. En 1981, le Conseil National de la Recherche propose un premier classement systématique : des règles parasismiques doivent être adoptées sur 45% du territoire, le reste étant « non classé ». Après le tremblement de terre de 2002 dans la région des Pouilles et du Molise, un nouveau corpus réglementaire est mis en œuvre, avec la création de quatre catégories sismiques, et aucune zone de l'Italie ne peut plus à présent être considérée comme non concernée par la problématique sismique.

Ainsi, la réglementation fournit aux concepteurs des spectres de réponse pour des périodes de retour allant jusqu'à 2 500 ans, et une carte des iso-accélérations correspondant à une probabilité de dépassement de 10 % sur 50 ans.



Fig. 3a) : Carte d'iso-accélération avec une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans.

Fig. 3b) : Carte d'iso-accélération avec une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans – Zoom sur le Nord-Ouest de l'Italie

#### 1.1.2.1. Etats limites considérés

La justification des ouvrages sous sollicitation sismique se fait pour les états limites (SL : Stato Limite) de service suivants :

- Etat limite de capacité opérationnelle (SLO) : un état de fonctionnement normal est maintenu ;
- Etat limite de dommage (SLD) : avec apparition de dégâts, mais sans libération incontrôlée de l'eau ;

Et les états limites ultimes suivants sont pris en compte :

- Etat limite de sauvegarde de la vie (SLV) : apparition de dommages engendrant un relâchement incontrôlé d'eau, sans toutefois conduire à des pertes de vies humaines ;
- Etat limite de prévention du collapse (SLC) : correspond à la limite d'effondrement de la structure.

L'approche de la conception est basée sur un spectre de réponse défini en fonction de la période de retour à prendre en compte.

#### 1.1.2.2. Spectre de réponse de l'action sismique

Le risque sismique est défini en termes :

- d'accélération maximale horizontale « a<sub>g</sub> », en champ libre, au rocher (sous-sol de catégorie A au sens de l'Eurocode 8) pour une topographie horizontale ;
- d'un spectre de réponse élastique correspondant<sup>2</sup> ;

en fonction de la probabilité de dépassement prédéterminée ( $P_{VR}$ ) dans la période de référence ( $V_R$ ). La probabilité de dépassement  $P_{VR}$  dépend de l'état limite considéré, comme indiqué dans le tableau 4 ci-dessous :

Etat limite	$P_{VR}$ sur la durée de référence $V_{R}$
SLO	81%
SLD	63%
SLV	10%
SLC	5%

Tableau 4 : Probabilité de dépassement PvR en fonction de l'état limite considéré

La période de référence  $V_R$  pour l'action sismique est définie à partir de la durée de vie normale  $V_N$ , et d'un coefficient d'usage CU. Pour les barrages, le texte récent DM 26/06/2014 considère quatre classes d'installations, présentées ici par ordre décroissant d'importance :

- barrages d'importance stratégique ;
- barrages dont la rupture éventuelle aurait de graves conséquences grands barrages (hauteur > 15 m ou volume > 1 millions de m<sup>3</sup>);
- barrages dont la rupture éventuelle aurait de graves conséquences barrages moyens (hauteur < 15 m et volume stocké < 1 millions de m<sup>3</sup>)
- autres barrages d'importance normale.

Les valeurs de durées de vie normale ( $V_N$ ) et de durée de référence ( $V_R$ ) rattachées à ces catégories d'ouvrage sont les présentées dans le tableau 5 :

Type de barrage	V <sub>N</sub> (années)	CU	V <sub>R</sub> (années)
Stratégique	>100	2.0	200
Considérable	>100	1.5	150
Dimensions moyenne	>50	1.5	75
Importance normale	>50	1.0	50

Tableau 5 : Valeurs de durée de vie normale (V<sub>N</sub>) et de durée de référence (V<sub>R</sub>)

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Les paramètres du spectre sont disponibles en ligne à l'adresse suivante : <u>http://esse1.mi.ingv.it</u>

A partir :

- du type de barrage et de la durée de référence associée ;
- de l'état limite considéré et de la probabilité de défaillance acceptée ;

la période de retour (en années) de l'aléa sismique à prendre en compte, est finalement définie selon le tableau 6 ci-dessous :

Type Etat Limite de barrage	SLO	SLD	SLV	SLC
Stratégique	120	200	1 900	2475 (3900 minoré à 2 475)
Graves conséquences – grands barrages	90	150	1 425	2475 (2925 minoré à 2 475)
Graves conséquences – barrages moyens	45	75	710	1 460
Importance normale	30	50	475	975

Tableau 6 : Période de retour T<sub>R</sub>, en années, en fonction du type de barrage et de l'état limite considéré

En fonction de la période de retour  $T_R$  ainsi obtenue, un tableau<sup>3</sup> permet d'évaluer, pour le point géographique considéré, la valeur des paramètres  $a_g$ ,  $F_0$  et  $T_c^*$  nécessaires à la construction du spectre de réponse élastique en accélération horizontale<sup>4</sup>, avec :

- a<sub>g</sub> l'accélération horizontale maximale sur le site ;
- $F_0$  la valeur de l'amplification spectrale maximale ;
- T<sub>c</sub>\* période de début de la branche à vitesse constante du spectre en accélération horizontale.

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> "TABELLA PARAMETRI SPETTRALI GU" disponible sur le site du C.S.L.P (www.cslp.it) à l'adresse : http://www.cslp.it/cslp/index.php?option=com\_docman&task=doc\_download&gid=3267&Itemid=10

<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> La procédure détaillée pour le calcul du spectre de réponse est indiqué sur la D.M. du 14 janvier 2008 "Les nouvelles normes techniques pour la construction», disponible sur le site: http://www.cslp.it/cslp/index.php?option=com content&task=view&id=66&Itemid=20

#### 1.1.3. Comparaison de l'aléa sismique réglementaire français et Italien

#### 1.1.3.1. Période de retour de l'aléa réglementaire

Considérons que les quatre classes d'ouvrage instaurées respectivement par les réglementations françaises et italiennes sont comparables. On observe dans le tableau 7 ci-dessous que la période de retour prise en compte pour l'évaluation de la sécurité des ouvrages est :

- Plus élevée en France qu'en Italie pour les ouvrages les plus importants (première classe par ordre d'importance décroissant) ;
- Similaire en France et en Italie pour les ouvrages de la deuxième classe ;
- Plus élevée en Italie qu'en France pour les ouvrages de moindre importance (troisième et quatrième classe).

<u>Frar</u>	<u>1Ce</u>	<u>Italie</u>	
Classe de Période de retour barrage associée (ans)		Classe de barrage	Période de retour associée (ans)
А	5 000	Stratégique	2475
B 2 500		Graves conséquences – grands barrages	2475
C 1 000		Graves conséquences – barrages moyens	1 460
D	500	Importance normale	975

Tableau 7 : Période de retour, en années, de l'aléa sismique pris en compte pour l'évaluation de la sécuritédes barrages en fonction de leur classe d'importance en France et en Italie.

#### 1.1.3.2. Observation d'ensemble – échelle régionale

Considérons l'aléa de période de retour T = 2 475 ans, qui correspond à celui pris en compte pour les ouvrages relevant de la deuxième catégorie d'importance, côté italien et côté français.

On observe sur la carte italienne que, dans la zone frontalière franco-italienne, l'accélération horizontale maximale au rocher varie dans l'intervalle [0,19 g ; 0,30 g].

Côté français, selon que l'on considère des communes en zone 3 (région Rhône-Alpes, département de la Savoie par exemple) ou en zone 4 (région Provence Alpes Côte d'Azur par exemple), les valeurs d'accélération maximale au rocher seront respectivement de 1,9 m/s<sup>2</sup> [0,19 g] ou 2,8 m/s<sup>2</sup> [0,28 g].

A période de retour équivalente, la définition de l'accélération horizontale maximale au rocher côté français et côté italien paraissent donc bien compatibles de manière globale (à l'échelle régionale).

#### 1.1.3.3. Observations détaillées – échelle communale

Poursuivons, toujours pour T = 2 475 ans, la comparaison à l'échelle de deux binômes de communes voisines (tableau 8) :

- (i) la commune de <u>Clavière</u> se situe dans la province de Turin dans les Alpes cotiennes le long de la frontière franco-italienne. Elle est voisine de la commune de <u>Montgenèvre</u> en France, département des Hautes Alpes ;
- (ii) la commune de <u>Limone Piemonte</u> se situe dans la province de Cuneo. Elle est proche de la commune française de <u>Tende</u> dans les Alpes maritimes.

Comparaison	Italie	France
(i)	CLAVIERE : a <sub>g</sub> = 1,88 m/s² Spectre réponse [3]	MONTGENEVRE : a <sub>g</sub> = 2,8 m/s² Spectre réponse [1]
(ii)	LIMONE PIEMONTE : a <sub>g</sub> = 2,51 m/s <sup>2</sup> Spectre réponse [2]	TENDE : a <sub>g</sub> = 2,8 m/s² Spectre réponse [1]





Fig.4 – Comparaison entre les spectres de réponse réglementaires pour des communes situées sur la frontière franco-italienne.

On observe sur la figure 4 qu'à période de retour équivalente (T=2475 ans) :

- dans le secteur des Alpes Maritimes (spectres [1] et [2] fig. 4) les valeurs de PGA et de plateau spectral sont assez proches, avec toutefois, pour les périodes inférieures à 0,22s, une accélération spectrale plus forte pour le spectre français, et pour les périodes supérieures à 0,22s une accélération spectrale plus forte pour le spectre italien;
- dans le secteur Clavière/Montgenèvre (spectres [1] et [3] fig. 4), un spectre réglementaire français qui, pour les périodes inférieures à 0,3s, majore largement le spectre italien. Au-delà de 0,3 s, les deux spectres sont similaires. On voit ici que localement (notamment dans le secteur du Briançonnais), des disparités assez fortes peuvent exister. Elles s'expliquent, pour partie, par un certain manque de progressivité dans le zonage français (au sein duquel on aura, entre deux communes voisines classée en zone 3 ou en zone 4, le même contraste assez élevé). D'ailleurs cette différence est sensiblement réduite si pour la comparaison, on considère côté français la commune de Modane qui est située à une vingtaine de kilomètres seulement au Nord de Montgenèvre et se trouve en zone 3 (voir spectre [4]).

#### 1.2. Retour d'expérience

Les publications de la CIGB ([2], [3] par exemple) sont des sources d'informations très importantes, et un chapitre complet de [1] est consacré à la vulnérabilité des ouvrages hydrauliques aux séismes. Nous encourageons le lecteur à s'y reporter pour plus de détails. De manière très synthétique, on peut en retirer les enseignements suivants :

- Les accidents de barrages liés à des séismes sont rares ;
- Les accidents les plus importants concernent les ouvrages en remblai. Des dégâts importants, voire même des ruptures, ont été observés, principalement causés :
  - o par un remblai en matériau lâche ;
  - o par la liquéfaction des matériaux sableux constitutifs du remblai ou de la fondation.

Dans le cas des remblais de conception moderne, bien compactés, les dégradations se limitent à des déplacements irréversibles limités, causés par des sollicitations sismiques intenses conduisant, pendant une durée très brève, au dépassement de la résistance au cisaillement du remblai et/ou de sa fondation.

 Aucun barrage en béton ou en maçonnerie n'a subi de destruction (à l'exception du barrage de Shih-Kang [Taiwan] positionné sur une faille dont le rejet [7,7 m] a entrainé la ruine de l'ouvrage). Les dégradations observées se traduisent généralement par l'apparition de fissures ou de décalages au droit des joints de plot.

Au sein de la zone Franco-Italienne étudiée plus particulièrement dans le cadre de ce projet, nous n'avons pas eu connaissance de pathologie particulière liée à l'occurrence d'un séisme. Il convient de noter également :

- qu'il n'y a en fait pas eu de séisme majeur dans la zone sur les dernières décennies;
- que la population du parc d'ouvrages hydrauliques croît progressivement ;
- et que la question de la justification du bon comportement de ces ouvrages sous sollicitation sismique doit donc être abordée, parmi l'ensemble des situations de projet analysées pour justifier du niveau de sécurité adéquat de ces structures.

#### 1.3. Spécificités des retenues d'altitude

#### 1.3.1. Principes de conception – Généralités

Les retenues d'altitudes sont des ouvrages hydrauliques destinés à créer une réserve d'eau dédiée majoritairement à la production de neige de culture. Leur implantation en montagne, entre 1200 et 2800 m d'altitude, conduit à des spécificités techniques :

- Compte tenu des conditions topographiques de la montagne, elles sont implantées sur des zones de replat, rarement en prise directe dans les thalwegs, et sont en général conçues en déblai remblai ;
- Compte tenu des conditions géotechniques, elles sont très souvent étanchées artificiellement par géomembrane sur l'ensemble de leur cuvette et de leurs talus;
- Une large majorité d'ouvrages est fondée sur une fondation résistante (moraine ou rocher) ;
- Les matériaux des remblais sont constitués majoritairement de moraines et de schistes.

Les volumes de stockage constitués sont de l'ordre de quelques dizaines de milliers à quelques centaines de milliers de m<sup>3</sup>. La hauteur maximale des remblais est généralement inférieure à 20 m. Les pentes mises en œuvre sont généralement comprises entre 1V/3H et 1V/2H (voire parfois plus raides).

#### 1.3.2. Approche spécifique portant sur les retenues d'altitude

En France, l'analyse des justifications au séisme produites sur des projets de création de retenues d'altitudes de dimensions modestes montre que la justification de ces ouvrages est couramment – voire exclusivement – faite par approche pseudo-statique. En outre, on constate, en fonction des concepteurs, que l'approche pseudo-statique est menée avec des marges de sécurité variables selon les hypothèses retenues aux divers stades du calcul : niveau de l'aléa de référence pris en compte, effet de site, valeur du coefficient sismique adimensionnel utilisé<sup>5</sup>, caractéristiques de résistance au cisaillement des matériaux, valeur minimale du facteur de sécurité à l'état limite de glissement,...

Or, dans le cas de plusieurs projets récents (remblais à forte pente, aléa sismique de

<sup>&</sup>lt;sup>5</sup> Ce coefficient est généralement égal à 2/3, mais certains concepteurs le prennent égal à 1/2.

zone 4), parmi les différentes situations de calcul envisagées, la situation sismique s'est révélée (quasi) dimensionnante.

La voie d'amélioration ici envisagée passe par l'utilisation de méthodes dynamiques simplifiées qui consistent en une analyse simplifiée des déplacements irréversibles, et non plus exclusivement d'un facteur de sécurité. Ces déplacements sont alors à comparer avec ce que l'ouvrage peut subir sans entrainer sa ruine : on parle de « critères de performance ». A titre d'exemple, des critères de performance sont proposés dans [1] et dans le cas d'une surface de glissement amont-aval le seuil proposé correspond au minimum de (i) 3% de la hauteur du remblai ou (ii) 1/3 de la largeur du filtre.

Cette démarche permet donc avantageusement, en conservant une rigueur et une sécurité suffisante dans l'estimation de l'aléa sismique et des propriétés des matériaux, d'affiner l'analyse du comportement sous sollicitation sismique des ouvrages qui nous intéressent.

La démarche suivie au cours de notre projet vise à comparer les résultats obtenus,

- par des méthodes de complexité croissante : (i) pseudo-statique, (ii) dynamique simplifiée [méthode de Seed et Makdisi] et (iii) calcul dynamique temporel avec modélisation linéaire équivalente et post-traitement par la méthode de Newmark pour le calcul des déplacements irréversibles. Ces méthodes et les principes qui les sous-tendent sont présentés au chapitre 2 ;
- sur une série de différentes configurations, représentatives d'ouvrages de type
   « retenue d'altitude »,
  - dans une étude paramétrique en faisant varier la géométrie du remblai, les propriétés mécaniques des matériaux et les caractéristiques du signal sismique d'entrée. Cette étude fait l'objet du chapitre 3 ci-dessous ,
  - ainsi que sur un ouvrage réel pour lequel nous disposions ou avons pu acquérir des données spécifiques nécessaires aux différents calculs menés. Les valeurs mesurées et prises en compte pour les différents paramètres géométriques et géotechniques de l'ouvrage réel sont situées dans la plage des valeurs prises en compte dans l'étude paramétrique. Le chapitre 4 présente l'application réalisée sur l'ouvrage réel.

### 2. Les méthodes de calcul mises en œuvre

Dans le présent chapitre, nous proposons une présentation générale<sup>6</sup> de quelques-unes des méthodes déployées pour la justification des ouvrages de type retenues d'altitude vis-à-vis de l'aléa sismique. Elles sont abordées par ordre croissant de complexité. Les méthodes les plus sophistiquées, peu ou pas déployées sur des projets de l'ampleur des ouvrages modestes ici traités, ne sont pas mentionnées.

#### 2.1. L'approche pseudo-statique

#### 2.1.1. Principe de la méthode

Cette méthode, très simple, est la plus couramment utilisée. Elle consiste, dans le cadre d'un calcul d'équilibre limite, à simuler par une force permanente horizontale l'effet des forces d'inertie générées par l'accélération sismique. Cette force est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{2}{3} \times \frac{a_{max}}{g} \times W$$

- a<sub>max</sub> est l'accélération sismique de pic, elle dépend du niveau de la zone de sismicité où est situé l'ouvrage, de la classe de sécurité de l'ouvrage (i.e. la période de retour du séisme pris en compte) et des effets de site ;
- g est l'accélération de la pesanteur égale à 9,81m/s<sup>2</sup> ;
- W est le poids de la tranche de sol considérée.



Fig.5 – Exemple de cercle de glissement divisé en tranche et application des forces sur chaque tranche

<sup>&</sup>lt;sup>6</sup> Se reporter aux références bibliographiques [1], [5], [6] et [9] pour plus de détails sur ces méthodes.

#### 2.1.2. Données d'entrée

#### 2.1.2.1. Caractérisation de la sollicitation sismique

Dans la méthode pseudo-statique, la sollicitation est définie de la manière la plus simple possible : l'accélération sismique de pic  $(a_{max})$  est prise en compte, incluant un éventuel effet de site topographique et/ou géotechnique. Cette accélération de pic est affectée d'un coefficient 2/3 qui permet de passer d'une sollicitation sismique forte mais extrêmement brève à une sollicitation permanente plus faible.

#### 2.1.2.2. Caractérisation du comportement des matériaux

Les hypothèses qui sous-tendent le calcul d'équilibre limite mis en œuvre dans la méthode pseudo-statique conduisent à caractériser les matériaux en présence par :

- leur poids volumique ;
- leurs propriétés de résistance au cisaillement, en conditions drainées ou non drainées : cohésion, angle de frottement interne.

#### 2.1.3. Résultats obtenus et critères de performance

La justification sous sollicitation sismique consiste à vérifier, en tenant compte :

- d'un coefficient de modèle de 1,1 ;
- de coefficients partiels de 1,0 sur la cohésion effective et sur l'angle de frottement interne effectif ;

que le facteur de sécurité obtenu reste supérieur ou égal à 1.

<u>NB</u> – Nous ne mentionnons pas ici l'étude du risque potentiel de liquéfaction, qui complète habituellement les études de premier niveau de justification de la statibilité des ouvrages hydrauliques sous sollicitation sismique : en effet, la nature des matériaux classiquement rencontrés dans les remblais et en fondation des retenues d'altitude rend ce risque improbable (i.e. absence de matériaux sableux ou silteux, présentant une faible densité relative, dans une zone saturée).

# 2.2. L'approche dynamique simplifiée – méthode de Seed et Makdisi

#### 2.2.1. Principe de la méthode<sup>7</sup>

L'utilisation de facteurs de sécurité n'est pas toujours suffisante pour l'analyse du risque sismique sur des barrages en remblai. Comme la sollicitation a une durée très brève, il est possible que le facteur de sécurité soit inférieur à 1,0 sans que la pérennité de l'ouvrage soit remise en cause. L'idée est alors d'étudier directement les déplacements permanents provoqués par le séisme.

La méthode présentée ici est celle proposée par Seed et Makdisi (1977). Dans cette analyse, le comportement dynamique du barrage est considéré (réponse vibratoire). La rupture se produit suivant une surface de glissement bien définie et le matériau a un comportement élastique en-dessous du niveau de contrainte critique puis développe un comportement parfaitement plastique. Seuls les déplacements irréversibles induits par cisaillement sont pris en compte ; les déformations volumiques ne sont pas considérées. La méthode n'est applicable que pour des déplacements limités, pour des sols qui ne développent pas d'augmentation de pression interstitielle sous l'effet de la sollicitation sismique (sols cohérents compactés ou matériaux sans cohésion très denses).

L'analyse comporte trois grandes étapes :

- ① La détermination de l'accélération critique (k<sub>y</sub>), correspondant à un facteur de sécurité de 1, au-delà de laquelle des déplacements irréversibles auront lieu pour une surface de glissement à la profondeur « y » ;
- ② La détermination de (k<sub>max</sub>) la valeur maximale de l'accélération moyenne induite par le séisme au niveau de la surface de glissement à la profondeur « y » considérée ;
- ③ Le calcul des déformations permanentes provoquées lorsque l'accélération induite est supérieure à l'accélération critique.

<sup>&</sup>lt;sup>7</sup> Cette méthode est exposée en détail par ses auteurs dans les références bibliographiques [5] et [6].

#### <u>① Détermination de l'accélération critique k</u>

L'accélération critique k<sub>y</sub> est définie comme l'accélération moyenne produisant une force d'inertie horizontale sur une masse en glissement à la profondeur « y » (cf. fig.6) telle que le facteur de sécurité est égal à 1. Elle correspond à une valeur seuil endessous de laquelle le matériau présente un comportement presque élastique et audessus de laquelle le matériau présente des déformations plastiques permanentes.



Fig. 6 – Schéma d'une surface de glissement à la profondeur y dans un barrage de hauteur h

Cette accélération critique peut être déterminée par une analyse de stabilité à l'équilibre limite telle que l'analyse pseudo-statique.

#### <u> Ø Détermination de la valeur maximale de l'accélération induite k<sub>max</sub> </u>

L'accélération maximale en crête est désignée  $\ddot{u}_{max}$  et  $k_{max}$  est l'accélération moyenne maximale pour une surface de glissement de profondeur y (cf. figure 7).



Fig. 7 - Schéma des notations employées

Seed et Makdisi proposent un abaque (figure 8) montrant la variation du ratio d'accélération maximum ( $k_{max}$  /  $\ddot{u}_{max}$ ) avec la profondeur (y). Il devient alors suffisant d'estimer l'accélération maximum en crête due à un séisme spécifique pour le remblai considéré puis d'utiliser l'abaque précédent pour déterminer l'accélération moyenne maximale pour n'importe quelle profondeur de surface de glissement.



Fig. 8 - Variation du ratio d'accélération maximum avec la profondeur de la surface de glissement

Etant donné la nature approchée de la méthode proposée ici, l'emploi de la courbe moyenne (ligne pointillée) pour déterminer l'accélération moyenne maximum est considéré suffisamment précis par les auteurs pour un usage pratique. Dans le cas d'un dimensionnement où une plus grande marge de sécurité est nécessaire, la courbe supérieure peut être utilisée pour aboutir à des valeurs 10 à 30% plus élevée qu'avec la courbe moyenne.

Une procédure<sup>8</sup> simplifiée est proposée pour déterminer l'accélération maximale en crête ü<sub>max</sub> en fonction de la période propre et des propriétés du matériau. A l'aide d'itérations, cette méthode permet de rendre compte de l'évolution du module de cisaillement et de l'amortissement avec la déformation.

Les caractéristiques suivantes doivent être connues : hauteur du remblai H, vitesse des ondes de cisaillement  $V_{s max}$  et densité du matériau  $\rho$ . La section est supposée

<sup>&</sup>lt;sup>8</sup> On considère le problème en déformation plane. Les hypothèses sous-jacentes à cette méthode considèrent qu'une section amont-aval du remblai se déforme uniquement en cisaillement simple, ne produisant que des déformations horizontales. L'écriture des équations d'équilibre dynamique des tranches horizontales et de la loi de comportement du matériau conduit à .une équation de propagation d'onde 1D, résolue à l'aide des fonctions de Bessel de première espèce d'ordre 0 et d'ordre 1. On en déduit les expressions caractérisant :

<sup>-</sup> les pulsations propres du remblai ωn

la forme des modes propres Φn(y/h)

homogène et de longueur infinie. Le module de cisaillement maximum est relié à la vitesse des ondes de cisaillement :

$$G_{max} = \rho \times v_{max}^2$$

Pour la première itération, une valeur initiale de G est supposée, correspondant à une vitesse d'onde de cisaillement Vs, et le ratio  $G/G_{max}$  est déterminé. Les valeurs de la distorsion  $\gamma_{ave}$  (Shear Strain) et de l'amortissement (Damping) correspondant sont déterminées à partir de la courbe de la figure 9.





Les valeurs des trois premières pulsations propres sont calculées ainsi que les périodes propres correspondantes (cf. Tableau 9) :

	Pulsation propre	Période propre
1 <sup>er</sup> mode (mode fondamental)	$\omega_1 = 2.4 \times \frac{V_s}{H}$	$T_1 = \frac{2\pi}{2,4} \times \frac{H}{V_S}$
2 <sup>è</sup> mode	$\omega_2 = 5,52 \times \frac{V_s}{H}$	$T_2 = \frac{2\pi}{5,52} \times \frac{H}{V_S}$
3 <sup>è</sup> mode	$\omega_3 = 8,65 \times \frac{V_s}{H}$	$T_3 = \frac{2\pi}{8,65} \times \frac{H}{V_S}$



Le spectre de réponse représentatif du site étudié et de l'amortissement<sup>9</sup> correspondant à la distorsion prise en compte est alors utilisé pour déterminer les accélérations spectrales pour ces trois périodes propres, Sa<sub>1</sub>, Sa<sub>2</sub> et Sa<sub>3</sub> (cf. figure 10).



Fig. 10 – Utilisation d'un spectre de réponse

Les accélérations maximales en crêtes correspondant à ces modes peuvent alors être calculées avec les valeurs de  $\Phi_1(0)=1,6$ ;  $\Phi_2(0)=1,06$ ;  $\Phi_3(0)=0,86$ :

 $\ddot{u}_{1max} = 1.6 \times S_{a1}$   $\ddot{u}_{2max} = 1.06 \times S_{a2}$   $\ddot{u}_{3max} = 0.86 \times S_{a3}$ 

Et l'accélération maximale en crête est calculée à partir de la combinaison des trois premiers modes :

$$\ddot{u}_{max} = \sqrt{\ddot{u}_{1max}}^2 + \ddot{u}_{2max}^2 + \ddot{u}_{3max}^2$$

Afin de vérifier que la déformation induite est compatible avec les propriétés des matériaux employées, la déformation moyenne de cisaillement est calculée. Pour cela, en restant sous les hypothèses de la note de bas de page <sup>(8)</sup>, on montre que la distorsion rattachée à chacun des modes propres est définie par une fonction  $\Phi'_n(y/H)$  construite au moyen d'une fonction de Bessel de première espèce d'ordre 1. La distorsion rattachée au premier mode est sensiblement plus importante que celle des modes supérieurs. En ne considérant alors que la contribution du premier mode, la distorsion maximale en fonction de la hauteur relative dans le remblai s'écrit :

$$\gamma_{max}\left(\frac{y}{H}\right) = \frac{H}{V_s^2} \times \Phi_1'(\frac{y}{H}) \times S_{a1}$$

<sup>&</sup>lt;sup>9</sup> L'amortissement est pris en compte dans la définition des spectres de réponse au moyen du coefficient η avec  $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)}$  où ξ est le coefficient d'amortissement visqueux exprimé en pourcentage.

La déformation moyennée sur la hauteur du remblai est alors donnée par :

$$\gamma_{(ave)max} = \frac{H}{V_s^2} \times \Phi'_{1(ave)} \times S_{a1}$$

Le coefficient  $\Phi'_{1(ave)}$  est environ égal à 0.3.

En supposant que la déformation de cisaillement cyclique équivalente vaut environ 65% de la déformation moyenne maximale de cisaillement  $\gamma_{(ave)max}$ ,

$$\gamma_{(ave)eq} = 0.65 \times 0.3 \times \frac{H}{V_s^2} \times S_{a1}$$

A partir de cette valeur de déformation, de nouvelles valeurs du module de cisaillement et de l'amortissement peuvent être déterminées grâce à la courbe de la figure 9. Si ces valeurs sont différentes de celles supposées à la première étape, une nouvelle itération est nécessaire jusqu'à ce que les valeurs soient compatibles. Trois itérations sont généralement suffisantes.

Une fois que l'accélération maximale en crête est connue, la figure 8 permet de déterminer l'accélération moyenne maximale k<sub>max</sub> induite par le séisme pour une surface de glissement à la profondeur y.

#### <u>③ Calcul des déformations permanentes</u>

Les valeurs respectives de  $k_y$  et de  $k_{max}$  pour le cercle de glissement étudié ayant été obtenues, les déplacements permanents (U) sont alors évalués, à partir d'un abaque proposé par les auteurs (figure 12) en partant du ratio  $k_y/k_{max}$  sur l'axe des abscisses...

Afin de réduire l'étalement des résultats obtenus, les déplacements permanents ont été normalisés sur l'axes des ordonnées sous la forme :  $\frac{U}{k_{max} \times g \times T_0}$  avec :

- $T_0$  la période propre du mode fondamental (notée à présent  $T_0$  par les auteurs de la méthode, elle correspond à  $T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1}$  dans les formules précédemment détaillées) du remblai considéré ;
- k<sub>max</sub> la valeur maximale de l'accélération moyenne k<sub>max</sub>, multipliée par g ;

qui sont deux des paramètres ayant le plus d'influence sur les déplacements calculés.

Les courbes des résultats obtenus pour des séismes de magnitude 6.5 , 7.5 et 8.25 sont présentées en Figure 11 et 12.





Fig. 11 – Variation du déplacement permanent normalisé en fonction de l'accélération critique, ensemble des résultats.

Fig. 12 – Variation du déplacement permanent normalisé en fonction de l'accélération critique, valeurs moyennes.

En résumé, pour calculer les déformations permanentes d'un remblai construit en matériaux dont la résistance n'est pas réduite significativement au cours d'un séisme, il suffit de déterminer son accélération maximale en crête  $\ddot{u}_{max}$  et sa première période propre T<sub>0</sub> due à un séisme particulier. Puis, en utilisant la relation présentée à la Figure 8, la valeur maximum de l'accélération moyenne  $k_{max}$  peut être déterminée pour n'importe quelle profondeur de surface de glissement. En utilisant les courbes de la Figure 12, les déplacements permanents peuvent être déterminés pour n'importe quelle valeur d'accélération critique associée avec cette surface de glissement.

Il est important de noter que la méthode reste une approximation et repose sur des hypothèses simplificatrices. Son utilisation doit donc se faire avec prudence, notamment en ce qui concerne la détermination des propriétés du matériau constitutif du remblai. Les auteurs soulignent que les courbes proposées sont des moyennes basées sur un nombre de cas restreints et devront être mises à jour au fur et à mesure que de nouveaux cas sont étudiés.

#### 2.2.2. Données d'entrée

#### 2.2.2.1. Caractérisation de la sollicitation sismique

Pour l'application de cette méthode, la sollicitation sismique est définie au moyen d'un spectre de réponse en pseudo-accélération (cf. figure 10), dont la définition a été abordée au chapitre 1.1 du présent rapport.

#### 2.2.2.2. Caractérisation du comportement des matériaux

Le comportement des matériaux est caractérisé par :

- Les propriétés utilisées pour la méthode pseudo-statique (poids volumique, propriétés de résistance au cisaillement – cf. § 2.1.2.2.);
- Les propriétés permettant de prendre en compte le caractère vibratoire du remblai, en considérant un unique matériau au sein de l'ouvrage :
  - o G<sub>MAX</sub> : le module de cisaillement en petites déformations ;
  - Les courbes d'évolution, en fonction de la distorsion (γ), du module de cisaillement G/G<sub>MAX</sub>(γ) et de l'amortissement D(γ).
     Idéalement, ces courbes sont définies à partir d'essais en laboratoire pratiqués sur le matériau constitutif du remblai (ex. essai triaxial cyclique). L'utilisation de formules proposées dans la littérature par différents auteurs permet d'évaluer cette courbe (par exemple, selon Ishibashi et Zhang [1993] à partir de la contrainte moyenne de confinement et de l'indice de plasticité I.P.). A défaut, la courbe proposée par Seed et Makdisi dans leur méthode peut être utilisée (cf. figure 9 ci-dessus).

#### 2.2.3. Résultats obtenus et critères de performance

Cette méthode aboutit, non pas à l'expression d'un facteur de sécurité, mais à une estimation des déplacements au sein du remblai.

Ces déplacements doivent alors être analysés au regard de critères de performance fixés au préalable (cf. [1] qui, dans son chapitre 7, en propose de multiples).

Dans le cadre de l'analyse, par cette méthode simplifiée, de mouvements de cercles de glissement affectant un remblai de retenue d'altitude, le seuil à retenir serait typiquement le minimum de :

- 3% de la hauteur ;
- 1/3 de la revanche ;
- 1 m.

#### 2.3. L'approche dynamique temporelle

#### 2.3.1. Principe de la méthode

L'approche déployée au moyen d'un code de calcul aux éléments finis comprend schématiquement 3 étapes :

- ① un premier calcul est réalisé pour déterminer le champ de contraintes initiales statiques dû au poids des sols et de l'eau ;
- ② une analyse dynamique temporelle est menée. La sollicitation sismique est prise en compte sous la forme d'un accélérogramme, imposée au niveau de la base du modèle. Le modèle de comportement des matériaux est de type linéaire équivalent, ce qui permet de prendre en compte, dans chaque maille du modèle, l'évolution du module de cisaillement (G) et de l'amortissement (D) en fonction de la distorsion maximale (γ<sub>MAX</sub>) calculée pour la maille en question<sup>10</sup>. Cette étape permet d'obtenir, à chaque pas de temps de l'accélérogramme utilisé, les valeurs du champ d'accélération et du champ des contraintes au sein du remblai ;
- ③ enfin, un post-traitement par la méthode de Newmark est réalisée sur une série de cercles de glissement définis a priori, pour y évaluer les déformations irréversibles.
   Pour cela, les contraintes dynamiques provoquées par le séisme sont calculées ; il s'agit de la différence, à chaque instant (t), entre les contraintes statiques inititiales et les contraintes totales :

 $\sigma_{Dynamiques}(t) = \sigma_{totales}(t) - \sigma_{statiques}$ 

Pour chaque cercle de glissement étudié, une accélération moyenne peut alors être évaluée à chaque pas de temps (t) et telle que :

$$a_{moyenne}(t) = \frac{\sum \sigma_{Di}(t)}{\sum m_i}$$

(la somme des contraintes et des masses se faisant sur chaque tranche « i » du cercle de glissement considéré).

<sup>&</sup>lt;sup>10</sup> Plusieurs itérations de calculs sont effectuées, en considérant pour chacune l'intégralité de l'accélérogramme et, s'agissant des propriétés dynamiques des matériaux, les champs scalaires de G et D obtenus à la fin de l'itération précédente. Les valeurs d'accélérations et de contraintes finalement retenues sont celles obtenues lors de la dernière itération réalisée. (Généralement, moins de 5 itérations suffisent pour converger).

En parallèle, le facteur de sécurité de chaque cercle de glissement est calculé pour chaque pas de temps(t) :

$$F_S(t) = \frac{\sum S_{ri}}{\sum S_{mi}(t)}$$

avec  $S_{ri}$  la force de résistance mobilisable pour la tranche « i », calculée à partir des conditions initiales et  $S_{mi}(t)$  la force mobilisée par la tranche « i » à chaque pas de temps (t).

Pour chaque surface de glissement, une courbe donnant le facteur de sécurité en fonction de l'accélération moyenne peut alors être tracée : ceci permet de déterminer l'accélération critique pour laquelle le facteur de sécurité est égal à 1 (cf. figure 13). Pour un cercle donné, cette accélération critique est proche de celle déterminée par une méthode pseudo-statique. Il y a toutefois quelques différences dans les hypothèses qui sous-tendent chacune de ces méthodes, d'où des résultats proches mais non identiques.



Fig. 13 – Courbe d'obtention de l'accélération critique k, d'un cercle de glissement donné

Une fois l'accélération critique connue, elle peut être reportée sur l'évolution temporelle de l'accélération moyenne du cercle de glissement correspondant (cf. figure 14).



Fig. 14 –Accélération moyenne d'un cercle de glissement donné au cours du temps

Une mise en mouvement (i.e. vitesse>0) est générée lorsque l'accélération moyenne dépasse l'accélération critique. L'intégration de  $(a_{moyenne}(t) - k_y)$  pour les parties de la courbe débutant par un franchissement vers le haut de k<sub>y</sub>, sur des intervalles de temps suffisants pour que la vitesse revienne à 0 permet d'obtenir la valeur de la vitesse en fonction du temps (figure 15).



Fig. 15 –Vitesse de glissement au cours du temps du cercle étudié

En procédant à une nouvelle intégration par rapport au temps, on obtient les déplacements du cercle de glissement en fonction du temps (figure 16).



Fig. 16 – Déplacement irréversible cumulé au cours du temps par le cercle de glissement étudié.

Le cercle de glissement critique est celui qui cumule le déplacement le plus important à la fin de l'épisode sismique.

#### 2.3.2. Données d'entrée

#### 2.3.2.1. Caractérisation de la sollicitation sismique

La sollicitation sismique est ici prise en compte sous la forme d'accélérogrammes dont le spectre de réponse doit être conforme à celui qui est considéré comme représentatif du site d'implantation de l'ouvrage (cf. chapitre 1.1). Pour l'application de méthodes linéaires, il est recommandé (selon [1]) d'utiliser un minimum de trois accélérogrammes, et cinq accélérogrammes pour les méthodes non linéaires : la variabilité des résultats en fonction du contenu fréquentiel propre à chaque accélérogramme peut ainsi être approchée.

#### 2.3.2.2. Caractérisation du comportement des matériaux

La méthode dynamique temporelle présentée nécessite de définir :

 Les propriétés utilisées pour les méthodes pseudo-statique et dynamique simplifiée (poids volumique, propriétés de résistance au cisaillement – cf. § 2.1.2.2.);

- Les propriétés permettant de prendre en compte le caractère vibratoire du remblai et, le cas échéant, de la fondation, en considérant pour chacun des matériaux modélisés :
  - o G<sub>MAX</sub> : le module de cisaillement en petites déformations ;
  - Les courbes d'évolution, en fonction de la distorsion (γ), du module de cisaillement G/G<sub>MAX</sub>(γ) et de l'amortissement D(γ).
- En fonction du niveau de raffinement recherché dans la première étape de calcul des contraintes en situation statique initiale, les paramètres supplémentaires qui permettront de modéliser le chargement des matériaux avec les loi de comportement mises en oeuvre.

#### 2.3.3. Résultats obtenus et critères de performance

Cette méthode donne accès à une évaluation des déplacements attendus le long des cercles de glissements étudiés.

Ces déplacements doivent alors être analysés au regard de critères de performance fixés au préalable (cf. chapitre 7 de [1]).

A noter que la méthode dynamique temporelle présentée ici comprend plusieurs hypothèses simplificatrices parmi lesquelles :

- l'utilisation d'un modèle "linéaire équivalent" pour représenter le comportement du matériau sous sollicitation sismique ;
- la prise en compte des déformations de cisaillement exclusivement (les éventuelles déformations volumiques ne sont pas intégrées dans l'approche proposée);
- en restant au niveau des hypothèses simplificatrices mentionnées ci-dessus, si une éventuelle augmentation des pressions interstitielles liées au chargement sismique doit être prise en compte (peu probable a priori dans les configurations classiques des retenues d'altitudes), l'approche habituellement retenue est une analyse découplée, pessimiste dans les déplacements finalement obtenus.

Aussi l'utilisation de cette méthode qui, bien que sensiblement plus raffinée que celles exposées aux § 2.1 et 2.2, comporte toujours des hypothèses simplificatrices fortes,

conduit, dans le cadre de l'analyse des déformations irréversibles évaluées pour un remblai de retenue d'altitude, à retenir en guise de critère de performance un seuil qui serait le minimum de :

- 3% de la hauteur ;
- 1/3 de la revanche ;
- 1 m.
# 3. Etude de sensibilité : déplacements obtenus par glissement dans le remblai

L'étude de sensibilité réalisée dans le cadre du présent projet vise à comparer, pour diverses configurations géométriques, géotechniques et d'aléa sismique habituellement rencontrées sur les retenues d'altitude, les résultats obtenus par les méthodes précédemment décrites permettant d'évaluer le comportement des ouvrages vis-à-vis du risque de glissement en cas de séismes.

## 3.1. Configurations étudiées

## 3.1.1. Géométrie

Les configurations géométriques que nous avons étudiées (exemple en figure 17) :

- Remblais de forme trapézoïdale, fondé sur un substratum rigide (ce qui nous conduit à ne modéliser que le remblai) ;
- Largeur en crête : 4 m ;
- Hauteur de remblai : 10 m --- 15 m --- 20m ;
- Pente des parements : 1V / 3H --- 1V / 2,5H --- 1V / 2H.



Fig. 17 – Géométrie-type des remblais, utilisée dans l'étude de sensibilité.

## 3.1.2. Propriétés des matériaux

Les valeurs des principales propriétés prises en compte dans les calculs pour représenter les matériaux des remblais sont présentées ci-après.

## 3.1.2.1. Le poids volumique humide.

Dans les calculs menés pour la présente étude, nous avons retenu  $\gamma_h$ = 20 kN/m<sup>3</sup> ;

### 3.1.2.2. Les caractéristiques de résistance au cisaillement.

Les matériaux des remblais sont généralement assez frottants, et présentent parfois une légère cohésion en fonction de la fraction d'éléments fins qu'ils contiennent. Pour nos calculs, nous avons considéré les valeurs suivantes : c'= {0; 5 kPa; 10 kPa} et  $\phi'$ = { 25°; 30°; 35°}.

## 3.1.2.3. Le module de cisaillement en très petites déformations G<sub>MAX</sub>.

Ce module (exprimé en Pa) est lié à la vitesse de propagation des ondes de cisaillement  $V_s$  (m/s) selon :

$$G_{MAX} = \rho \times V_S^2$$

avec  $\rho$  la masse volumique (kg/m<sup>3</sup>).

Pour nos calculs, nous avons considéré des modules  $G_{MAX}=$  {180 MPa ; 300 MPa ; 500 MPa} soit, avec  $\rho=$  2000 kg/m<sup>3</sup>, des valeurs de V<sub>s</sub> comprises entre 300 m/s et 500 m/s.

## 3.1.2.4. Les courbes d'évolution, en fonction de la distorsion, du module de cisaillement $G(\gamma)$ et de l'amortissement $D(\gamma)$ .

Les courbes utilisées dans notre étude paramétrique sont celles proposées par Seed et Makdisi dans la présentation de leur méthode, et reportées dans le chapitre 2.2.1. figure 9.

#### 3.1.3. Définition de la sollicitation sismique

La sollicitation prise en compte correspond à l'aléa sismique réglementaire défini sur un site de classe A au sens de l'Eurocode 8 (i.e. rocheux), pour une période de retour T = 5000 ans, en zone de sismicité 4 (aléa moyen). Ce niveau élevé d'aléa :

Correspond à ce qui doit être pris en compte pour un barrage de classe A (hauteur H ≥ 20 m) en zone de sismicité 4.
 Dans ce cas, l'étude de remblais de hauteur égale à 15 m ou 10 m correspond à l'étude des sections latérales du barrage, inférieures à la section de plus grande hauteur, mais pour lesquelles on doit également s'assurer d'un bon comportement pour le séisme d'évaluation de la sécurité ;

 Donne une enveloppe haute des déplacements prévisibles avec ces méthodes pour des barrages de classe inférieure (à justifier avec un aléa sismique de période de retour réduite), ou en zone 3 de moindre sismicité.

#### 3.1.3.1. Aléa sismique pour la méthode pseudo-statique

L'accélération maximale au rocher est :  $a_{max} = 3.5 m/s^2$ .

L'accélération de calcul est donc égale à :  $\frac{2}{3} \times \frac{3,5}{9,81} = 0,24 g$ .

#### 3.1.3.2. Aléa sismique pour la méthode dynamique simplifiée de Seed et Makdisi

Le spectre de réponse élastique en pseudo-accélération, utilisé pour l'application de la méthode de Seed et Makdisi, est représenté sur la figure 18, pour différentes valeurs d'amortissement (D = 5% ; 7,5% ; 10% ; 15%). Il est conforme au spectre réglementaire pour une période de retour T=5 000 ans en zone de sismicité 4.



Fig. 18 – Spectres de réponse (T=5000 ans – Zone 4) utilisés pour la méthode de Seed et Makdisi

### 3.1.3.3. Aléa sismique pour les calculs dynamiques temporels

Les calculs temporels ont été réalisés en utilisant un jeu de 7 accélérogrammes, générés de façon à correspondre au mieux aux spécificités de la sismicité alpine, et ajustés de manière à présenter un spectre de réponse conforme au spectre réglementaire à utiliser en zone 4, pour une période de retour T = 5000 ans.

Ces accélérogrammes ont été générés par l'ISTerre : le rapport de présentation de la génération d'accélérogrammes synthétiques compatibles avec la nouvelle réglementation française pour les barrages alpins est joint en annexe [1] du présent rapport. Pour chacun de ces 7 accélérogrammes, une composante horizontale a été utilisée<sup>11</sup>.



Fig. 19 – Exemple d'accélérogrammes (et spectres de réponse associés) utilisés dans l'approche dynamique temporelle

## 3.1.4. Combinaisons étudiées

Nous avons vu précédemment que l'augmentation du niveau de complexité des méthodes s'accompagne d'une augmentation du nombre de paramètres ou propriétés intervenant dans les calculs. Ceci nous a conduit à une multiplication des configurations étudiées, en progressant des méthodes les plus simples aux plus complexes. Nous présentons ci-dessous les diverses configurations étudiées, et leur enchainement (Fig. 20).

<sup>&</sup>lt;sup>11</sup> Il a été vérifié, sur une quinzaine de calculs dynamiques portant sur des configurations variées, que la prise en compte d'un accélérogramme vertical en plus de l'accélérogramme horizontal ne modifiait pas significativement les résultats obtenus (variation des déplacements sous les deux hypothèses inférieure à +/- 4 cm). Par soucis de simplification, nous avons donc réalisé les calculs en ne considérant que l'accélération horizontale.

Nous avons étudié 11 combinaisons définies à partir des configurations géométriques et des propriétés de résistance au cisaillement.

Combinaison	Hauteur (m)	Pente (V / H)	c' (kPa)	phi' (°)
1	20	1/3	0	25
2	20	1/3	10	25
3	20	1/3	0	35
4	20	1/3	0	30
5	20	1/3	5	25
6	20	1/2,5	0	25
7	15	1/3	0	25
8	10	1/3	0	25
9	20	1/2	0	35
10	10	1/2	0	35
11	15	1/2	0	35

Tableau 10 : Combinaisons {géométrie} x {propriétés de résistance au cisaillement}de l'étude de sensibilité.

NB : afin de faciliter leur identification, nous avons reporté en caractères gras et rouges les paramètres qui changent par rapport à la combinaison n°1 considérée comme « modèle de référence ».

Chacune de ces 11 combinaisons a fait l'objet d'un calcul pseudo-statique.



Pour l'application de la méthode dynamique simplifiée (Seed et Makdisi), nous avons étudié les 11 combinaisons précédentes, en ajoutant, pour chacune d'elle :

- 3 hypothèses portant sur la valeur de  $G_{MAX}$  : 180 MPa, 300 MPa ou 500 MPa ;
- 1 hypothèse sur les courbes  $G(\gamma)$  et  $D(\gamma)$ ;

Soit,  $11 \times 3 = 33$  combinaisons conduisant chacune à un calcul dynamique simplifié.



Les calculs dynamiques temporels ont été menés, en utilisant 7 accélérogrammes, pour chacune des 33 combinaisons étudiées avec la méthode dynamique simplifiée. Ce sont donc au total  $33 \times 7 = 231$  calculs dynamiques temporels qui ont été réalisés.

Fig. 20 – Présentation des combinaisons étudiées selon les différentes approches mises en œuvre

## 3.2. Préambule relatif à l'analyse des résultats

## 3.2.1. Profondeur des cercles de glissement pris en compte dans l'analyse

Les trois méthodes déployées dans le cadre de cette étude s'appuient sur la notion de cercles de glissement au sein du remblai.

Dans le cadre de la justification de la stabilité d'un ouvrage sous un séisme de type SES, l'étude du mouvement de cercles trop superficiels ne présente pas d'intérêt. Nous nous sommes donc attachés à étudier des cercles suffisamment profonds, c'est-à-dire ceux dont le glissement est susceptible d'affecter significativement la géométrie du remblai et son niveau de sureté (par exemple par réduction de la revanche).

Nous nous sommes appuyés sur un critère de profondeur proposé par l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie (OFEG, Suisse) dans [8] : la profondeur du bloc de glissement est déterminée à l'aide d'une parallèle au parement du remblai (Fig. 21).



Fig. 21 – Définition de la profondeur des cercles de glissement étudiés (schéma extrait de [8])

Dans l'esprit du critère proposé par l'OFEG, nous avons considéré que les cercles « profonds » à prendre en compte étaient ceux ont la profondeur est supérieure à 15 % de la hauteur du remblai. Ceci nous donne, pour les configurations étudiées :

Hauteur du remblai	Profondeur minimale des cercles de glissement analysés
10 m	1,5 m
15 m	2,25 m
20 m	3,0 m

Tableau 10 : Profondeur minimale des cercles de glissement étudiés,<br/>en fonction de la hauteur du remblai.

Compte tenu de ce critère de profondeur, l'allure typique des cercles de glissement étudiés est présentée dans la figure 22.



Fig. 22 - Allure caractéristique des cercles de glissement étudiés

## 3.2.2. Recharge concernée

Les cercles de glissement que nous avons étudiés concernent la recharge aval. En effet, dans le cas de retenues d'altitude, nous travaillons sous les hypothèses suivantes :

- le remblai n'est pas saturé du fait de la présence d'une étanchéité par géomembrane sur le parement amont ;
- le remblai présente la même pente sur le parement amont et sur le parement aval ;
- des déplacements engendrés par un séisme alors que la retenue est vide conduiront à des difficultés ultérieures d'exploitation (dégradations éventuelles à réparer avant remise en service de l'ouvrage), mais n'entraineront pas de mise en danger des enjeux implantés à l'aval

Aussi, nous avons considéré que le séisme survenait **retenue pleine**. Dans cette situation, les glissements de plus grande amplitude concernent la **recharge aval<sup>12</sup>**, sur laquelle nous avons donc concentré notre attention.

## 3.2.3. Nomenclature des fichiers de calculs, présentation des résultats

Dans les paragraphes suivants, nous présentons les résultats obtenus, avec les 3 méthodes mises en oeuvre, pour les différentes configurations étudiée. Les résultats des calculs présentés ont été nommés de manière à présenter la valeur des paramètres utilisés.

Par exemple, les résultats d'un calcul nommé : H15\_P2\_C0\_Phi35\_G300 correspondent à la configuration suivante :

- Hauteur du remblai = 15 m ;
- Pente des talus amont et aval = 1V / 2H ;
- Cohésion effective des matériau du remblai = 0 kPa ;
- Angle de frottement interne effectif des matériaux du remblai = 35°;
- Module de cisaillement en petites déformations  $G_{MAX} = 300$  Mpa.

Dans le cas des calculs dynamiques temporels, cette nomenclature est précédée d'une série de 11 chiffres (par exemple "06756\_200617\_") qui correspond à l'accélérogramme appliqué à la configuration en question.

## 3.3. L'approche pseudo-statique

## 3.3.1. Résultats obtenus

Les onze combinaisons présentées ont fait l'objet :

- d'un calcul (sans coefficients partiels ni coefficient de modèle) pour évaluer leur Facteur de Sécurité « FS\_Statique » en condition statique (i.e. sans sollicitation sismique) ;
- d'un calcul (sans coefficients partiels ni coefficient de modèle) pour évaluer leur Facteur de Sécurité « FS\_PS » sous sollicitation sismique, avec la méthode pseudo-statique.

<sup>&</sup>lt;sup>12</sup> Nous avons vérifié dans des calculs préliminaires que, sous l'hypothèse d'une retenue pleine, la recharge amont subissait des déplacements irréversibles sensiblement réduits par rapport à ceux affectant la recharge aval. Ceci est expliqué par l'effet stabilisateur de la pression de l'eau appliquée sur la géomembrane le long de la recharge et sur le fond du réservoir.

Combinaison	Hauteur	Pente	C'	Phi'	FS_Statique (cercles profonds)	FS_PS [k=0,24] (cercles profonds)
1	20	1/3	0	25	1.47	0.79
2	20	1/3	10	25	1.88	1.03
3	20	1/3	0	35	2.21	1.19
4	20	1/3	0	30	1.82	0.98
5	20	1/3	5	25	1.70	0.92
6	20	1/2,5	0	25	1.20	0.69
7	15	1/3	0	25	1.44	0.78
8	10	1/3	0	25	1.43	0.77
9	20	1/2	0	35	1.46	0.88
10	10	1/2	0	35	1.46	0.88
11	15	1/2	0	35	1.47	0.89

Les résultats sont présentés dans le tableau 11.

 Tableau 11 : Facteur de Sécurité en condition statique

 et sous sollicitation sismique avec la méthode pseudo-statique

## 3.3.2. Analyse au regard des critères de performance

Les règles de justification habituelles des barrages en remblai conduisent :

- Dans le calcul en condition statique, à rechercher un  $FS \ge 1,5$ .
  - La combinaison {6} avec FS\_Statique = 1,20 ne permet manifestement pas de respecter ce critère ;
  - Les combinaisons {1;7;8;9;10;11} sont très proches de l'atteinte de ce critère;
  - Les combinaisons {2;3;4;5} respectent largement ce critère.
- Dans le calcul pseudo-statique, à rechercher un FS ≥ 1,1.
  - Les combinaisons {1; 6; 7; 8} avec un FS\_PS < 0,85, sont très loin de respecter ce critère;
  - Les combinaisons {4; 5; 9; 10; 11} avec un FS\_PS compris dans l'intervalle [0,85; 1] restent encore assez loin du critère ;
  - Les combinaisons {2 ; 3} respectent ou sont très proches du critère. (FS\_PS >1).

Les comparaisons entre les résultats obtenus pour ces différents combinaisons confirment que :

- la diminution de la pente des recharges ;
- l'augmentation des caractéristiques de résistance au cisaillement ;
- la diminution de la hauteur du remblai (de manière toutefois moins sensible que les deux points précédents);

sont des facteurs favorables à l'augmentation du facteur de sécurité pour le calcul pseudo-statique.

## 3.4. L'approche pseudo-dynamique – méthode de Seed et Makdisi

## 3.4.1. Résultats obtenus

Nous présentons ci-dessous l'intégralité des résultats obtenus, au bout de 3 à 4 itérations, avec la méthode dynamique simplifiée de Seed et Makdisi, en notant :

- $\gamma$  (%) : distorsion moyenne du matériau du remblai ;
- G/G<sub>MAX</sub> : réduction du module de cisaillement, pour la distorsion considérée ;
- Amort. (%) : amortissement du matériau du remblai, pour la distorsion considérée ;
- T<sub>1</sub>; T<sub>2</sub>; T<sub>3</sub>: valeurs de la première, deuxième et troisième période propre du remblai (exprimées en secondes) ;
- ü<sub>max</sub> (g) : accélération maximale en crête (exprimée en g) ;
- y : distance verticale entre la crête du remblai et la limite inférieure du cercle de glissement considéré (cf. figure 6) ;
- k<sub>max</sub> : accélération moyenne maximale pour le cercle considéré (exprimée en g) ;
- k<sub>v</sub> : accélération critique du cercle considéré ;
- U(m) : déplacement obtenu pour le cercle considéré (exprimé en m).

<u>NB 1</u> : pour chaque combinaison, nous avons considéré 3 cercles de glissement :

- Celui dont la valeur d'accélération critique k<sub>y</sub> est la plus faible : il s'agit du cercle qui correspond à la plus grande valeur du paramètre « y » ;
- A partir du cercle précédent, nous avons étudié les cercles avec une distance verticale par rapport à la crête égale à  $y_2 = y/2$  et  $y_3 = y/4$ . Ces cercles sont caractérisés par une accélération critique (respectivement k<sub>y2</sub> et k<sub>y3</sub>) plus élevée que celle du premier cercle, mais l'amplification de l'accélération étant plus

importante dans la partie haute du remblai, les valeurs de  $k_{max}$  et les déplacements U(m) obtenus in-fine peuvent y être plus importants.

<u>**NB**</u> 2 : dans l'utilisation de l'abaque de la figure 8 donnant le rapport «  $k_{MAX}$  /  $\ddot{u}_{MAX}$  » en fonction de la profondeur relative « y/h » , nous avons utilisé la courbe moyenne (et non la borne supérieure du fuseau).

Les résultats présentés dans le tableau 12 et sur la figure 23 correspondent au cercle ayant conduit au déplacement le plus important.

Gмах = 500 Мра											
Combinaison	γ(%)	G/Gmax	Amort. (%)	T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)	ümax (g)	У	kmax	ky	U (m)
1	0.018	0.64	8.00	0.13	0.06	0.04	1.32	6.2	1.04	0.19	0.19
2	0.018	0.64	8.00	0.13	0.06	0.04	1.32	5.5	1.08	0.46	0.05
3	0.018	0.64	8.00	0.13	0.06	0.04	1.32	6	1.06	0.41	0.06
4	0.018	0.64	8.00	0.13	0.06	0.04	1.32	6.2	1.04	0.29	0.11
5	0.018	0.64	8.00	0.13	0.06	0.04	1.32	5.5	1.08	0.33	0.10
6	0.018	0.64	8.00	0.13	0.06	0.04	1.32	9.1	0.83	0.10	0.23
7	0.009	0.75	5.75	0.09	0.04	0.03	1.08	6	0.75	0.15	0.09
8	0.005	0.82	4.40	0.06	0.03	0.02	0.92	4.6	0.58	0.14	0.03
9	0.018	0.64	8.00	0.13	0.06	0.04	1.32	5.1	1.11	0.36	0.09
10	0.005	0.82	4.40	0.06	0.03	0.02	0.92	4.6	0.58	0.23	0.01
11	0.009	0.75	5.75	0.09	0.04	0.03	1.08	3.7	0.92	0.37	0.03

G <sub>MAX</sub> = 300 Mpa											
Combinaison	γ(%)	G/Gmax	Amort. (%)	T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)	ümax (g)	У	kmax	ky	U
1	0.036	0.50	10.50	0.19	0.08	0.05	1.33	6.2	1.05	0.19	0.27
2	0.036	0.50	10.50	0.19	0.08	0.05	1.33	5.5	1.09	0.46	0.07
3	0.036	0.50	10.50	0.19	0.08	0.05	1.33	6	1.06	0.41	0.09
4	0.036	0.50	10.50	0.19	0.08	0.05	1.33	6.2	1.05	0.29	0.16
5	0.036	0.50	10.50	0.19	0.08	0.05	1.33	5.5	1.09	0.33	0.14
6	0.036	0.50	10.50	0.19	0.08	0.05	1.33	9.1	0.84	0.10	0.34
7	0.022	0.61	8.75	0.13	0.06	0.04	1.29	6	0.89	0.15	0.18
8	0.01	0.73	6.00	0.08	0.03	0.02	1.05	4.6	0.66	0.14	0.06
9	0.036	0.50	10.50	0.19	0.08	0.05	1.33	5.1	1.12	0.36	0.13
10	0.01	0.73	6.00	0.08	0.03	0.02	1.05	4.6	0.66	0.23	0.03
11	0.022	0.61	8.75	0.13	0.06	0.04	1.29	3.7	1.10	0.37	0.08

Gмах = 180 Мра											
Combinaison	γ(%)	G/Gmax	Amort. (%)	T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)	ümax (g)	У	kmax	ky	U
1	0.075	0.35	14.20	0.30	0.13	0.08	1.29	6.2	1.02	0.19	0.40
2	0.075	0.35	14.20	0.30	0.13	0.08	1.29	5.5	1.06	0.46	0.10
3	0.075	0.35	14.20	0.30	0.13	0.08	1.29	6	1.03	0.41	0.12
4	0.075	0.35	14.20	0.30	0.13	0.08	1.29	6.2	1.02	0.29	0.24
5	0.075	0.35	14.20	0.30	0.13	0.08	1.29	5.5	1.06	0.33	0.20
6	0.075	0.35	14.20	0.30	0.13	0.08	1.29	9.1	0.81	0.10	0.53
7	0.049	0.43	12.30	0.20	0.09	0.06	1.29	6	0.89	0.15	0.28
8	0.022	0.61	8.75	0.11	0.05	0.03	1.14	4.6	0.72	0.14	0.10
9	0.075	0.35	14.20	0.30	0.13	0.08	1.29	5.1	1.08	0.36	0.19
10	0.022	0.61	8.75	0.11	0.05	0.03	1.14	4.6	0.72	0.23	0.05
11	0.049	0.43	12.30	0.20	0.09	0.06	1.29	3.7	1.10	0.37	0.12

Tableau 12 : Déplacements obtenus par la méthode de Seed et Makdisi, pour les 11 combinaisons étudiées, avec  $G_{MAX} = 500$  MPa ; 300 MPa ; 180 MPa.



Fig. 23 – Déplacements obtenus avec la méthode de Seed et Makdisi

## 3.4.2. Analyse des résultats, critères de performance

On observe que :

- Pour chacune des combinaisons étudiées, la diminution du G<sub>MAX</sub> conduit à une augmentation relative significative des déplacements. Pour une combinaison donnée,
  - le passage de G<sub>MAX</sub> de 500 à 300 MPa multiplie les déplacements par un facteur compris entre 1,5 et 2,4 ;
  - le passage de G<sub>MAX</sub> de 500 à 180 MPa multiplie les déplacements par un facteur compris entre 2,1 et 3,6.

Cette évolution parait essentiellement pilotée par l'augmentation de la période fondamentale du remblai suivant la diminution de la valeur de G<sub>MAX</sub>.

Les auteurs de la méthode avaient d'ailleurs souligné que la période fondamentale du remblai et la valeur de l'accélération maximale du séisme étaient les deux paramètres ayant le plus d'influence sur les déplacements calculés.

- En première analyse, les déplacements obtenus pour les combinaisons :
  - o {1; 6} sont assez importants (de l'ordre de 20 à 50 cm);
  - o {4;5;7;9} sont modérés (de l'ordre de 10 à 20 cm);
  - o {2;3;8;10;11} sont faibles (de l'ordre de 1 à 10 cm).

- Une analyse plus attentive des résultats montre que :
  - o la combinaison {6} conduit à des déplacements importants, quelle que soit la valeur de  $G_{MAX}$ ;
  - les combinaisons {1; 4; 7} donnent des déplacements importants à modérés, selon la valeur de G<sub>MAX</sub>;
  - o les combinaisons {3 ; 5 ; 9 ; 11} donnent des déplacements modérés à faibles, selon la valeur de  $G_{\text{MAX}}$  ;
  - o les combinaisons {2 ; 8 ; 10} conduisent à des déplacements faibles, quelle que soit la valeur de  $G_{MAX}$ .

La méthode dynamique simplifiée permet donc :

- pour les combinaisons « extrêmes » de notre étude (c'est-à-dire très stable telles que {2} ou {3}, ou très peu stable telle que {6}) de retrouver les principales conclusions de l'approche par la méthode pseudo-statique ;
- pour les cas intermédiaires, d'affiner l'approche, en intégrant notamment l'effet de la valeur de G<sub>MAX</sub>, et d'accéder à un ordre de grandeur concernant les déplacements attendus.

## 3.5. L'approche dynamique temporelle

## 3.5.1. Résultats obtenus

Afin de fournir une présentation synthétique et complète des résultats obtenus (intégralement reportés dans la figure 24)), nous présentons dans le tableau 13, pour chaque combinaison associée à une valeur de  $G_{MAX}$ , les caractéristiques des déplacements maximum obtenus avec les 7 accélérogrammes utilisés à chaque fois :

- <u>µ\_Dyna. Temporel</u> : la moyenne des 7 valeurs de déplacement maximum ;
- <u>σ\_Dyna. Temporel</u> : l'écart-type des 7 valeurs de déplacement maximum ;
- Dyna\_MIN : la valeur minimale parmi les 7 valeurs de déplacement maximum ;
- <u>Dyna\_MAX</u> : la valeur maximale parmi les 7 valeurs de déplacement maximum.

	Gmax=500MPa									
Combinaison	µ_Dyna. Temporel (moyenne)	σ_Dyna. Temporel (écart type)	Coef. variation (σ/μ)	Dyna_MIN	Dyna_MAX					
1	0.40	0.07	0.18	0.27	0.49					
2	0.11	0.02	0.18	0.07	0.14					
3	0.10	0.02	0.20	0.06	0.12					
4	0.19	0.04	0.21	0.12	0.24					
5	0.18	0.03	0.17	0.12	0.22					
6	0.65	0.11	0.17	0.47	0.78					
7	0.24	0.07	0.29	0.16	0.35					
8	0.14	0.02	0.14	0.11	0.18					
9	0.18	0.05	0.28	0.09	0.23					
10	0.03	0.01	0.33	0.02	0.04					
11	0.07	0.02	0.29	0.04	0.10					

Gmax=300MPa									
	μ_Dyna.	σ_Dyna.	Coef.						
Combinaison	Temporel	Temporel	variation	Dyna_MIN	Dyna_MAX				
	(moyenne)	(écart type)	(σ/μ)						
1	0.48	0.21	0.44	0.13	0.74				
2	0.15	0.04	0.27	0.10	0.20				
3	0.13	0.03	0.23	0.09	0.17				
4	0.27	0.07	0.26	0.17	0.36				
5	0.25	0.07	0.28	0.16	0.34				
6	0.84	0.21	0.25	0.51	1.10				
7	0.37	0.06	0.16	0.27	0.45				
8	0.18	0.04	0.22	0.13	0.24				
9	0.25	0.08	0.32	0.15	0.36				
10	0.05	0.01	0.20	0.03	0.06				
11	0.16	0.03	0.19	0.10	0.19				

Gmax=180MPa									
	μ_Dyna.	σ_Dyna.	Coef.						
Combinaison	Temporel	Temporel	variation	Dyna_MIN	Dyna_MAX				
	(moyenne)	(écart type)	(σ/μ)						
1	0.67	0.15	0.22	0.47	0.91				
2	0.15	0.03	0.20	0.11	0.19				
3	0.14	0.03	0.21	0.09	0.17				
4	0.31	0.06	0.19	0.23	0.40				
5	0.29	0.06	0.21	0.21	0.38				
6	0.95	0.22	0.23	0.66	1.26				
7	0.49	0.12	0.24	0.30	0.65				
8	0.34	0.07	0.21	0.22	0.44				
9	0.26	0.05	0.19	0.19	0.31				
10	0.14	0.04	0.29	0.07	0.18				
11	0.21	0.05	0.24	0.14	0.28				

Tableau 13 : Déplacements obtenus par les calculs dynamique temporels, pour les 11 combinaisons étudiées, avec  $G_{\rm MAX}=500$  MPa ; 300 MPa ; 180 MPa.



Fig. 24 – Ensemble des déplacements obtenus par l'approche dynamique temporelle pour les différentes configurations étudiées

## 3.5.2. Influence des paramètres

Nous avons regroupé les résultats des calculs dynamiques temporels de certaines combinaisons qui ne se différencient les unes des autres que par la valeur d'un unique paramètre : ceci permet d'observer l'influence de ce paramètre sur les déplacements obtenus.

NB : dans les graphiques 25 à 30 ci-dessous, chaque alignement vertical de 7 marqueurs de même forme et même couleur correspond à la série des résultats pour une même configuration soumise aux 7 accélérogrammes utilisés en donnée d'entrée.



### 3.5.2.1. Influence de l'angle de frottement interne

Fig. 25 – Déplacements obtenus par l'approche dynamique temporelle en fonction de l'angle de frottement interne, pour un remblai de hauteur H=20 m, pente 1/3, cohésion nulle.

Deux observations à partir de la figure 25 :

 Les déplacements calculés sont très sensibles à la valeur de l'angle de frottement interne. Ils se réduisent assez rapidement avec l'augmentation de l'angle de frottement interne.

A noter que la valeur de 25°, associée à une cohésion nulle, est relativement pessimiste pour caractériser les matériaux typiquement mis en oeuvre au sein des remblais de retenues d'altitude. Cette valeur a été retenue dans l'étude de sensibilité afin d'appréhender une "valeur haute" (ou par excès) des déplacements envisageables.

 Les déplacements montrent une dispersion liée à l'accélérogramme pris en compte.
 Cette dispersion est d'autant plus importante que le déplacement moyen obtenu pour la configuration en question est élevé. Ceci rappelle l'importance de tester plusieurs accélérogrammes (au moins 3 pour les calculs linéaires et 5 pour les calculs non linéaires d'après [1]) lorsque l'on réalise une étude de justification de stabilité sous sollicitation sismique avec des méthodes dynamiques temporelles.



#### 3.5.2.2. Influence de la cohésion



On observe sur la figure 26 que les déplacements calculés sont sensibles à la cohésion prise en compte : une cohésion de quelques kPa réduit très rapidement les résultats obtenus.

Cette observation, associée à celle relative à la sensibilité des résultats vis-à-vis de la valeur de l'angle de frottement interne souligne l'importance d'une bonne caractérisation des propriétés de résistance au cisaillement pour pouvoir disposer d'une évaluation fiable (i.e. ni trop optimiste, ni trop pessimiste) des déplacements potentiels sous sollicitation sismique.

#### 3.5.2.3. Influence de la hauteur du remblai







Fig. 28 – Déplacements obtenus par l'approche dynamique temporelle en fonction de la hauteur, pour un remblai de pente 1/3, angle de frottement interne = 25°, cohésion nulle.

On observe sur les figures 27 et 28 que l'augmentation de la hauteur de remblai conduit, comme attendu, à une augmentation des déplacements calculés.

Cette augmentation est d'autant plus importante (en valeur absolue) que les caractéristiques de résistance au cisaillement des matériaux du remblai sont faibles.

#### 3.5.2.4. Influence de la pente de la recharge aval



Fig. 29 – Déplacements obtenus par l'approche dynamique temporelle en fonction de la pente de la recharge aval, pour un remblai de hauteur H=20 m, angle de frottement interne =  $25^{\circ}$ , cohésion =0.



Fig. 30 – Déplacements obtenus par l'approche dynamique temporelle en fonction de la pente de la recharge aval, pour un remblai de hauteur H=20 m, angle de frottement interne =  $35^{\circ}$ , cohésion =0.

Sur les figures 29 et 30, l'augmentation de la pente de la recharge conduit, comme attendu, à une augmentation des déplacements calculés.

On observe, comme précédemment, que cette augmentation est d'autant plus importante (en valeur absolue) que les caractéristiques de résistance au cisaillement des matériaux du remblai sont faibles.

## 3.5.2.5. Influence du module de cisaillement maximum

Observons, dans les différentes combinaisons étudiées, l'effet de la valeur de  $G_{MAX}$  {180 MPa; 300 MPa; 500 Mpa}sur les déplacements obtenus avec les 7 accélérogrammes pris en compte (fig.31a et 31b). On voit que l'augmentation de  $G_{MAX}$  conduit à une diminution des déplacements claculés et que cet effet est, de manière absolue, d'autant plus sensible que les déplacements sont importants.



Fig. 31a) – Déplacements obtenus par l'approche dynamique temporelle en fonction de G<sub>MAX</sub> dans les différentes combinaisons étudiées avec H = 10 ou 15 m.



Fig. 31b) – Déplacements obtenus par l'approche dynamique temporelle en fonction de G<sub>MAX</sub> dans les différentes combinaisons étudiées avec H = 20<sub>r</sub>m

## 3.6. Comparaison des résultats des différentes approches



## 3.6.1. Comparaison des méthodes « Pseudo-statique » / « Dynamique simplifiée »

Fig. 32 - Comparaison des résultats - Méhode 'pseudo-statique' / 'dynamique simplifiée'.

- Comparons sur la figure 32 les évolutions respectives :
  - o de l'écart du facteur de sécurité selon la méthode pseudo-statique par rapport à la valeur cible de 1,1 : soit (1,1 - FS\_PS);
  - o des déplacements U(m) obtenus par la méthode dynamique simplifiée.

En passant d'une combinaison à l'autre, les tendances sont similaires, mais on observe des nuances apportées par la méthode dynamique simplifiée qui conduira à des déplacements différents pour des combinaisons présentant a priori des facteurs de sécurité en pseudo-statique (FS\_PS) assez proches. Ceci est lié à la prise en compte du comportement vibratoire du remblai et des phénomènes d'amplification de l'accélération, variables selon les combinaisons.

- Certaines combinaisons ne respectent pas le critère habituel FS\_PS > 1,1, mais conduisent, selon Seed et Makdisi, à des déplacements faibles (et probablement acceptables) qui permettraient de valider, du point de vue de cet état limite, le dimensionnement proposé.
- On observe que la combinaison 3 obtient un FS\_PS>1,1 mais conduit néanmoins à des déplacements faibles mais non nuls. On note que ces déplacements sont obtenus sur des cercles n'impliquant que la partie haute du remblai (y/h de l'ordre de 0,3), où les phénomènes d'amplification de l'accélération sont importants (non pris en compte par la méthode pseudo-statique).



## 3.6.2. Comparaison « Méthode pseudo-statique » / « Calculs dynamiques »



- <u>NB</u> : pour conserver la lisibilité du graphique (fig. 33), nous n'avons pas représenté pour chaque combinaison l'ensemble des résultats obtenus avec les 7 accélérogrammes : chaque point positionné représente la <u>moyenne</u> des 7 résultats obtenus avec les accélérogrammes appliqués à une même combinaison.
- On remarque sur la figure 33 que les remblais avec un :
  - FS > 1 en pseudo-statique ne bougent presque pas (déplacements attendus inférieurs à 15 cm);
  - 1 > FS > 0,8 en pseudo-statique conduisent à des déplacements attendus inférieurs à 30 cm);
  - 0,8 > FS en pseudo-statique correspondent à des déplacements assez élevés d'après les calculs dynamiques temporels.
- Entre diverses configurations conduisant à un facteur de sécurité similaire par l'approche pseudo-statique, la dispersion des résultats obtenus selon les calculs dynamiques est expliquée par les différences portant sur :
  - o la hauteur de remblai
  - o la valeur de  $G_{MAX}$ .

En effet, ces paramètres influencent la période propre du remblai (qui augmente avec la hauteur du remblai et avec la diminution de G). Au vu du spectre de réponse ici pris en compte, et la gamme des configurations testées, l'augmentation de la période propre fondamentale conduit à se rapprocher ou à se situer dans l'intervalle des périodes correspondant au plateau d'accélération spectral, d'où une augmentation de l'importance des phénomènes d'amplification de l'accélération entre la base et la crête du remblai et, in fine, des déplacements attendus selon la méthode dynamique temporelle.

## 3.6.3. Comparaison « Méthode dynamique simplifiée – Seed et Makdisi » – « Calcul dynamique »





Fig. 34 - Comparaison « Méthode dynamique simplifiée » / « Calculs dynamiques temporels ».

On constate figure 34 que les déplacements prédits par le calcul dynamique sont supérieurs à ceux obtenus par la méthode de Seed et Makdisi. Le ratio entre les deux approches est de l'ordre de 1 à 3, ce qui reste compatible avec la précision de la méthode simplifiée. Les régressions linéaires présentées sur la fig. 34 montrent qu'en considérant successivement la population des remblais avec  $G_{MAX}$ ={180 MPa; 300 MPa; 500 MPa}, on observe une augmentation de la valeur de ce ratio.

L'écart de résultats entre les deux approches<sup>13</sup> s'explique pour partie par le fait que la méthode de Seed et Makdisi a été calée sur des remblais présentant des périodes propres plus élevées (0,25 s < T < 5,20 s) que ceux étudiés ici (0,09 s < T < 0,4 s), et sur la base d'accélérogrammes différents de ceux utilisés dans la présente étude.

<sup>13</sup> Rappelons (i) que les calculs dynamiques temporels menés ici ne prennent en compte qu'une composante horizontale des accélérogrammes, à l'instar de ce qui a été fait dans les travaux de Seed et Makdisi, et (ii) que les vérifications que nous avons conduites ont montré que les déplacements sont très peu sensibles à l'utilisation conjointe d'une composante horizontale et verticale pour la définition de la sollicitation sismique.

#### 3.6.3.2. Périodes propres

L'étude du ratio des spectres de Fourrier en amplitude entre un point en crête et un point à la base du remblai (ratio spectral) permet d'estimer les premières fréquences propres du remblai (exemple sur les figures 34,35, 36).



Fig. 34 : Ratio spectral pour la combinaison H20\_P3\_C0\_Phi25\_G500. Les fréquences propres sont :  $f_1=5,92~Hz$  ;  $f_2=11,74~Hz$ 



Fig. 35 : Ratio spectral pour la combinaison H20\_P3\_C0\_Phi25\_G300. Les fréquences propres sont :  $f_1 = 3,88$  Hz ;  $f_2 = 7,95$  Hz



Fig. 36 : Ratio spectral pour la combinaison H20\_P3\_C0\_Phi25\_G300. Les fréquences propres sont :  $f_1 = 2,66$  Hz ;  $f_2 = 5,52$  Hz

	Dynamique temporelle		Seed &	Makdisi	T₀=2,61xH/Vs
Combinaison	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>1</sub>
1_G <sub>MAX</sub> =500 MPa	0,17	0,09	0,13	0,06	0,10
1_G <sub>MAX</sub> =300 MPa	0,26	0,13	0,19	0,08	0,13
1_G <sub>MAX</sub> =180 MPa	0,38	0,18	0,30	0,13	0,17

Tableau 14 - Résumé des périodes propres selon 3 méthodes de calcul, pour la combinaison n°1associée aux valeurs de  $G_{MAX}$ .égales à {180 MPa ; 300 MPa ; 500 MPa}

On constate (tableau 14) que les périodes propres obtenues dans le calcul dynamique temporel sont supérieures à celles fournies par la méthode de Seed et Makdisi. Cette sous-estimation des périodes propres par la méthode de Seed et Makdisi, conduit ici à une sous-estimation des accélérations spectrales prises en compte dans la méthode, et au final à des accélérations dans le remblai plus faibles et donc des déplacements plus faibles.

Par ailleurs, il est normal que la formule  $T_0 = 2,61 \times \frac{H}{V_S}$  donne les estimations les plus faibles de la période fondamentale, car la valeur de V<sub>s</sub> qui y est utilisée correspond à de très petites déformations pour lesquelles le module de cisaillement n'a pas été dégradé et a donc pour valeur G<sub>MAX</sub>. Dans l'approche de Seed et Makdisi et le calcul dynamique temporel, la dégradation de G en fonction de la distorsion évaluée dans le remblai conduit logiquement à augmenter la valeur de période fondamentale<sup>14</sup>.

<sup>&</sup>lt;sup>14</sup> L'analyse détaillée de quelques cas montre que les distorsions maximales moyennées sur la hauteur du remblai obtenues par la méthode de Seed et Makdisi sont inférieures à celle obtenues par les calculs dynamiques temporels.

## 4. Application sur un ouvrage réel

En parallèle à l'étude de sensibilité présentée au chapitre 3, nous avons travaillé sur un ouvrage réel, pour lequel nous disposions de données issues des phases de conception et de suivi de chantier.

Dans le cadre du présent projet de recherche, nous avons complété la connaissance de cet ouvrage au moyen d'investigations supplémentaires réalisées par SolSolution<sup>15</sup> et ISTerre<sup>16</sup>, partenaires de cette étude (référence bibliographiques [10] et [11]) :

- Campagne d'essais pénétrométriques ;
- Visualisation des trous de pénétromètres au géo-endoscope ;
- Mesures sismiques de surface, actives (sismique réfraction, tomographie de sismique réfraction, MASW) et passives (mesure H/V du bruit de fond).

## 4.1. Description de l'ouvrage

## 4.1.1. Présentation générale

L'ouvrage que nous avons étudié est une retenue d'altitude, réalisée en déblai-remblai et étanchée par géomembrane. Il relève de la classe B au sens du décret du 11 décembre 2007 et est situé en zone d'aléa sismique moyen (zone 4). Le remblai a une hauteur maximale de l'ordre de 20 m et la pente de la recharge aval est de 1V/2H. Il est constitué de moraines et de schistes, et s'appuie sur une fondation de schistes altérés et sains.

La coupe type que nous avons étudiée est présentée en figure 37.



Fig. 37 : Coupe type de l'ouvrage étudié

<sup>&</sup>lt;sup>15</sup> Sol Solution – ZA des Portes de Riom Nord 63 204 RIOM – <u>http://www.sol-solution.com/</u>

<sup>&</sup>lt;sup>16</sup> Institut des Sciences de la Terre – 38 041 Grenoble Cedex 9 – <u>http://isterre.fr/</u>

### 4.1.2. Modèle géométrique, zonage

Les figures 38a) et 38b) ci-dessous illustrent certains des renseignements obtenus à l'occasion des campagnes complémentaires d'investigations, notamment par méthodes géophysiques de sismiques de surface.



Fig. 38 a) : Ensemble des profils  $V_S$  obtenus aux sites P1, P2, P3 et P4. (Source : ISTerre)



Fig. 38 b) : Profils  $V_s$  moyens calculés à partir de l'ensemble des profils  $V_s$  acceptables (fig 38 a). (Source : ISTerre)

Le profil de vitesse proposé est le suivant (tableau 15) :

Profondeur	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Observation
0-2m	550 (+/-100)	280 (+/-50)	Couche superficielle – fonction paysagère
	1100 (+/-100)	450 (+/-100)	Corps du remblai
Bedrock	3100 (+/-300)	1300 (+/-300)	Fondation

Tableau 15 - Vitesse des ondes de volume et de cisaillement d'après la campagne<br/>de mesures sismiques de surface

NB : la couche superficielle identifiée (profondeur 0-2 m) avec V<sub>s</sub> =280 (+/- 50) m/s correspond à une couche de matériaux non compactés (petites plaquettes schisteuses, limon), issus des refus de criblage des matériaux lors de la constitution du corps du remblai. Cette couche a été mise en oeuvre sur la recharge aval exclusivement, par simple régalage, sans compactage, dans l'unique but de procéder à un traitement paysager.

Au vu des éléments ci-dessus, nous avons fait les choix suivants :

- la couche superficielle n'a pas été modélisée, dans la mesure où elle n'a pas de fonction structurelle au sein de l'ouvrage : seul le corps du remblai, de caractéristiques plus élevées, a été pris en compte ;
- les profils de V<sub>s</sub> obtenus dans le remblai présentent des valeurs quasi constantes avec la profondeur et montrent qu'il est acceptable de considérer le corps du remblai comme un matériau uniforme, sans variation de propriétés avec la profondeur;
- le contraste de V<sub>s</sub> entre le remblai et sa fondation est élevé, tout comme le contraste d'impédance mécanique (ρ.V<sub>s</sub>). La fondation de schiste sains a donc été prise en compte dans notre modèle sous la forme d'une frontière rigide à la base du modèle.



L'allure générale du modèle est présenté figure 38.

Fig. 38 : Profil de remblai modélisé

## 4.1.3. Caractérisation des matériaux

Au regard des informations obtenues dans le dossier de l'ouvrage (phases préliminaires de conception, puis suivi de chantier) et des investigations complémentaires, les valeurs retenues pour caractériser les propriétés des matériaux modélisés sont présentées dans le tableau 16.

Type de sol	Poids volumique $\gamma_{ m h}$ (kN/m3)	Cohésion effective c' (kPa)	Angle de frottement effectif φ' (°)	G <sub>MAX</sub> (MPa)
Remblai	20	5	35	480
Schistes altérés	21	5	37	1 109

Tableau 16 - Valeurs caractéristiques des propriétés des sols modélisés

#### 4.1.4. Piézométrie

Les mesures d'auscultation sur l'ouvrage montrent, sur certains profils, la présence d'une zone saturée en partie basse du remblai. Ces écoulements ne sont pas liés à des fuites significatives de la membrane, mais correspondent à des zones de la fondation où des sources ont été observées pendant le chantier. Aussi, nous avons pris en compte dans nos calculs une ligne de saturation (cf. figure 39) afin de voir si elle pouvait avoir une influence sur la profondeur des cercles de glissements conduisant aux déplacements les plus importants.





NB : la ligne de saturation retenue est réaliste dans la recharge aval, mais son niveau élevé dans la recharge amont n'est pas représentatif de la situation réelle de l'ouvrage qui est étanché par une géomembrane en bon état. Cette hypothèse très pessimiste de piézométrie est en partie liée à l'utilisation de certaines fonctionnalités du logiciel utilisé ; elle n'a toutefois pas de conséquences sur l'analyse que nous proposons ci-dessous des mouvements de cercles de glissement affectant la recharge aval.

#### 4.1.5. Configurations étudiées

A l'instar de la démarche suivie au chapitre 3) dans l'étude paramétrique, nous avons testé pour l'évaluation de l'ouvrage réel, au travers de trois configurations, l'influence de plusieurs hypothèses (cf. tableau 17). Celles-ci portent sur :

- la prise en compte, ou non, du champ de pression interstitielle présenté figure 39 ;
- la prise en compte, dans la méthode dynamique temporelle, de courbes G/G<sub>MAX</sub>(γ) et D(γ) différentes de celles proposées par Seed et Makdisi.

N° de la configuration	Pression i	nterstitielle	Courbes G/G <sub>MAX</sub> ( $\gamma$ ) et D( $\gamma$ )			
	Oui	non	Seed & Makdisi	Ishibashi & Zang		
1		Х	Х			
2	Х		Х			
3	Х			Х		

Tableau 17 – Hypothèses prises en compte pour l'étude de l'ouvrage réel.

## 4.2. L'approche pseudo-statique

## 4.2.1. Données d'entrée

## 4.2.1.1. Caractérisation de la sollicitation sismique

Pour un ouvrage de classe B en zone de sismicité 4 fondé directement sur le rocher, l'accélération maximale de pic pour le SES est de 2,8 m/s<sup>2</sup>.

L'accélération de calcul est donc égale à :  $\frac{2}{3} \times \frac{2,8}{9,81} = 0,19 g$ .

## 4.2.1.2. Caractérisation du comportement des matériaux

Les valeurs des poids volumiques et des propriétés de résistance au cisaillement ont été présentées dans le tableau 16.

## 4.2.2. Résultats obtenus et critères de performance

Les facteurs de sécurité obtenus pour la recharge aval sont présentés dans le tableau 18 :

Configuration	Facteur de sécurité pseudo-statique Recharge aval				
1	1,08				
2	1,08				
3	ldem config. 2				

Tableau 18 – Résultats de la méthode pseudo-statique

La prise en compte de la piézométrie dans la recharge aval ne modifie pas les résultats, car le cercle présentant le plus faible FS n'intercepte pas la ligne de saturation. Le coefficient de 1,08 obtenu est légèrement inférieur au critère fixé de 1,1.

## 4.3. L'approche pseudo-dynamique – méthode de Seed et Makdisi

## 4.3.1. Données d'entrée

### 4.3.1.1. Caractérisation de la sollicitation sismique

La méthode de Seed et Makdisi a été mise en œuvre en utilisant le spectre de réponse réglementaire du SES d'un ouvrage de classe B en zone 4 (fig.40).



Fig. 40 : Spectre de réponse réglementaire du SES d'un ouvrage de classe B en zone 4.

#### 4.3.1.2. Caractérisation du comportement des matériaux

Les valeurs des poids volumiques et des propriétés de résistance au cisaillement ont été présentées dans le tableau 16.

Les courbes  $G/G_{MAX}(\gamma)$  et  $D(\gamma)$  utilisées ont été tirées :

- des graphiques figurant dans la méthode proposée par Seed et Makdisi ;
- des courbes construites à partir des formules publiées par Ishibashi et Zang (1993) [9] qui sont essentiellement influencées par l'indice de plasticité du matériau [PI] et par la contrainte effective de confinement  $[\sigma'_m]$ :

$$\frac{G}{G_{\max}} = K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_o}$$

Avec :

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh\left[ \ln\left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma}\right)^{0.492} \right] \right\}$$
$$m(\gamma, PI) - m_o = 0.272 \left\{ 1 - \tanh\left[ \ln\left(\frac{0.000556}{\gamma}\right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145PI^{1.3})$$
$$n(PI) = 0.00 \qquad \text{for PI} = 0$$
$$n(PI) = 3.37 \times 10^{-6} \text{ PI}^{1.404} \quad \text{for } 0 < \text{PI} < 15$$
$$n(PI) = 7.00 \times 10^{-7} \text{ PI}^{1.976} \quad \text{for } 15 < \text{PI} < 70$$
$$n(PI) = 2.70 \times 10^{-5} \text{ PI}^{1.115} \quad \text{for PI} > 70$$

Et le taux d'amortissement :

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145PI^{1.3})}{2} \left[ 0.586 \left(\frac{G}{G_{\text{max}}}\right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{\text{max}}} + 1 \right]$$

En considérant pour le matériau du remblai PI = 0 et  $\sigma'_m = 100 \, kPa$  on obtient la courbes rouges dans la figure 41, différentes des courbes de Seed et Makdisi tracées en bleu.





On peut noter que, selon la formulation de Ishibashi et Zang, les courbes proposées par Seed et Makdisi correspondraient approximativement à un matériau caractérisé par PI = 18 et  $\sigma'_m = 1 \, kPa$ . La figure 42 permet de comparer les deux courbes et d'observer une concordance acceptable dans la gamme des distorsions [0,001 %; 0,1%] rencontrée dans les calculs.



Fig. 42 : Courbes  $G/G_{MAX}(\gamma)$  et  $D(\gamma)$  selon « Seed et Makdisi » ou « Ishibashi ».

## 4.3.2. Résultats obtenus et critères de performance

Le tableau 19 présente les résultats pour les cercles de glissement conduisant au déformations les plus importantes. A noter que ces cercles sont ceux situés en partie haute du remblai (cf. figure 43).



Fig. 43 : Cercle conduisant aux déformations les plus importantes selon Seed et Makdisi

Dans l'application de la méthode, pour chacunes des 3 configurations, nous avons utilisé la valeur moyenne et la valeur supérieure du rapport " $k_{max}/\ddot{u}_{max}$ " (cf. figure 8), d'où pour chacune des configurations, deux valeur de déplacement U(m).

Config.	γ(%)	G/Gmax	Amort. (%)	T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)	ümax (g)	у	kmax	ky	U (m)
1	1 0.018	0.64	× 00	0.15	0.07	0.04	1 2	6.5	1.07	0.38	0.08
1	0.018	0.04	8.00	0.15	0.07	0.04	1.5		1.21		0.12
2 0.018	0.64	8.00	0.15	0.07	0.04	1.3	6.5	1.07	0.38	0.08	
								1.21		0.12	
3 0.0	0.010	0.010 0.77		0.14	0.06	0.04	1.45	6.5	1.19	0.38	0.10
	0.016 0	0.77	5.5						1.35		0.15

Tableau 19 – Résultats de la méthode pseudo-Dynamique

On constate d'après ces résultats que :

- Les configurations 1 et 2 conduisent strictement aux mêmes résultats car les paramètres utilisés par la méthode de Seed et Makdisi (notamment l'accélération critique du cercle de glissement) ont les mêmes valeurs dans ces deux configurations ;
- L'hypothèse faite sur le jeu de courbes [G(γ); D(γ)] utilisé a une incidence modérée (augmentation de +25% soit +2 cm) sur les déplacements obtenus par cette méthode;
- L'utilisation, dans l'abaque de la figure 8, de la valeur haute plutôt que de la valeur moyenne du rapport "k<sub>max</sub>/ü<sub>max</sub>" pour une profondeur relative "y/h" donnée conduit à une augmentation plus sensible des résultats (augmentation de +50% soit +4 cm ou +5 cm selon la configuration);
- Dans tous les cas, les déplacements obtenus au sein de la recharge aval, de l'ordre de 0,08 m à 0,15 m paraissent acceptables au regard des critères de performance tels que ceux définis au chapitre 2.3.3., car bien inférieurs aux trois valeurs suivantes :
  - $\circ \frac{1}{3} \times revanche = \frac{1}{3} \times 1,30 = 0,43 m$
  - o Hauteur remblai  $\times 3\% = 20 \times 3\% = 0,60 m$
  - o 1*m*

## 4.4. L'approche dynamique temporelle

## 4.4.1. Données d'entrée

## 4.4.1.1. Caractérisation de la sollicitation sismique

Chacune des trois configurations testées a été soumise à dix accélérogrammes, (générés par l'ISTerre avec l'objectif d'être représentatifs de la sismicité du secteur Alpin – cf. annexe), dont le spectre de réponse est conforme au spectre forfaitaire réglementaire pour un ouvrage de classe B en zone 4 (exemple figure 44). Nous avons donc réalisé 30 calculs dynamiques temporels.



Fig. 44 : Exemple d'accélérogramme et son spectre de réponse, utilisé dans les calculs dynamiques temporels

## 4.4.1.2. Caractérisation du comportement des matériaux

Les valeurs des paramètres utilisés pour les modélisations dynamiques temporelles ont été présentées :

- dans le tableau 16 pour les valeurs des poids volumiques et des propriétés de résistance au cisaillement ;
- au chapitre 4.3.1.2., figure 41 pour les jeux de courbes  $[G(\gamma); D(\gamma)]$ .

## 4.4.2. Résultats obtenus et critères de performance

Les cercles de glissement aboutissant aux déformations les plus importantes sont situés en partie haute du remblai (cf. exemple figure 45). Ce résultat est conforme avec celui de la méthode de Seed et Makdisi.



Fig. 45 : Exemple de cercle de glissement conduisant à la déformation maximale pour l'un des calculs dynamiques temporels.


Les résultats des 30 calculs dynamiques sont présentés dans la figure 46.

Fig. 46 : Résultats des calculs dynamiques temporels et de la méthode de Seed et Makdisi On observe que :

- les résultats des configurations 1 et 2 sont strictement identiques : la ligne de saturation qui a été prise en compte est trop basse pour avoir une influence sur les déplacements attendus ;
- la moyenne des déplacements est de 0,07 m pour les combinaisons 1 et 2 ; elle est de 0,12 m pour la combinaison 3, donc très comparable à ce que donne la méthode de Seed et Makdisi. A la différence de ce qui était observé dans l'étude paramétrique, ici on ne constate pas d'importante majoration du calcul dynamique temporel par rapport à la méthode de Seed et Makdisi. La principale explication est probablement liée aux signaux utilisés ici (zone 4 – barrage de classe B) moins riches en basses fréquences que les signaux utilisés pour l'étude paramétrique (zone 4 barrage de classe A);
- la dispersion des valeurs de déplacements, liée au contenu du signal sismique temporel, est plus forte avec l'utilisation des courbes « Ishibashi et Zang » (pour laquelle le déplacement maximal obtenu est de 0,27 m);
- dans tous les cas, les déplacements obtenus au sein de la recharge aval, de l'ordre de 0,03 m à 0,27 m paraissent acceptables au regard des critères de

performance tels que ceux définis au chapitre 2.3.3., car bien inférieurs aux trois valeurs suivantes :

- $\frac{1}{3} \times revanche = \frac{1}{3} \times 1,30 = 0,43 m$
- o Hauteur remblai  $\times 3\% = 20 \times 3\% = 0,60 m$
- o 1*m*

## 5. Conclusion

#### 5.1. Les principaux enseignements

- Les nombreux calculs réalisés nous ont permis de constater que les déformations irréversibles du remblai d'une retenue d'altitude sont :
  - o influencés comme prévu par les caractéristiques géométriques du projet (hauteur, pente) et par certains paramètres d'usage très courant en géotechnique (cohésion et angle de frottement interne des matériaux);
  - o influencés également par des paramètres moins triviaux : G<sub>MAX</sub>, courbes
     [G/G<sub>MAX</sub> (γ) ; Amortissement (γ)].

Une estimation réaliste des déplacements attendus sur un ouvrage donné passera donc par une évaluation soignée de la valeur de ces différents paramètres. A défaut de mesure de certains paramètres, une étude de sensibilité peut être menée pour tenter d'encadrer les déplacements attendus.

- La variabilité des résultats de la méthode dynamique temporelle traduit l'influence de la variabilité du contenu fréquentiel de signaux utilisés, d'où la nécessité de tester plusieurs accélérogrammes. Et on observe que la dispersion croit avec la valeur moyenne du déplacement.
- iii) La méthode de Seed et Makdisi, bien que mise au point sur des ouvrages de tailles et de caractéristiques assez différentes de celles habituellement rencontrées sur les retenues d'altitudes, parait néanmoins utilisable dans ce contexte. Les principes qui la constituent, et l'expression d'un résultat quantifiant un déplacement en font une méthode bien plus riche que l'approche pseudo-statique, et à peine plus exigeante du point de vue de la mise en œuvre. Les résultats de l'étude de sensibilité nous conduisent toutefois à recommander d'utiliser la borne haute de l'abaque donnant « k<sub>MAX</sub>/ü<sub>MAX</sub> » en fonction de « y/h » afin de réduire l'écart d'estimation entre la méthode de Seed et Makdisi et la méthode dynamique temporelle, et d'interpréter les résultats en conservant une certaine prudence au regard des hypothèses simplificatrices rattachées à la méthode.

- iv) Les investigations menées sur un ouvrage réel nous ont permis de valider certaines hypothèses fortes sous-jacentes aux modélisations faites pour les calculs dynamiques temporels menés :
  - o homogénéité des propriétés dynamiques du remblai sur sa hauteur ;
  - o fort contraste d'impédance mécanique entre le remblai et sa fondation, réduisant la part de l'amortissement radiatif dans le comportement dynamique de l'ouvrage.

### 5.2. Les limites de la présente étude

- Notre étude de sensibilité constitue une approche a priori majorante pour l'étude du comportement des retenues d'altitudes sous sollicitation sismique car :
  - l'aléa sismique pris en compte correspond à une période de retour T = 5000 ans en zone 4 d'aléa moyen. Or, de nombreux ouvrages ne sont à justifier que pour des sollicitations moins sévères car correspondant à des périodes de retour plus faibles et/ou situés en zone 3 d'aléa modéré ;
  - la modélisation réalisée pour les calculs dynamiques temporels a été menée avec des frontières rigides à la base du modèle. Ceci ne permet pas de prendre en compte l'amortissement radiatif ; seul l'amortissement matériel a été modélisé. L'utilisation de frontières absorbantes permettrait de dépasser cette difficulté.
- ii) Les modélisations mises en oeuvre ici ne représentent que le mécanisme de glissement et les déformations qui en découlent. Les éventuelles déformations liées aux tassements n'ont donc pas été considérées. Des modélisations intégrant des lois de comportement plus raffinées que celles qui ont pu être mises en oeuvre dans la présente étude permettraient d'évaluer l'importance de cette limitation.

A noter que, dans le cas de remblais de hauteur inférieure à 20 m, constitués de matériaux schisteux et/ou morainiques soigneusement compactés au moment de leur réalisation, et assis sur une fondation résistante, les tassements attendus ne devraient pas être très importants.

- Les calculs menés portent sur le mécanisme de grand glissement au sein du remblai : il s'agit de s'assurer qu'aucun déplacement majeur, pouvant conduire à une rupture instantanée et totale, n'est susceptible d'affecter l'ouvrage (par exemple, glissement interceptant une part importante de la crête, annulant la revanche et conduisant, par surverse, à une érosion majeure et à la rupture du remblai).
  Au-delà de ce type de scénario affectant de façon majeure le remblai, d'autres scénarios peuvent être envisagés. Ainsi, il reste à analyser la stabilité de la structure de protection (lorsqu'elle existe), et l'éventuel endommagement du DEG qui pourrait résulter d'un glissement de la protection. Toutefois, ce mécanisme serait a priori moins critique qu'un grand glissement (écarté précédemment) car même une dégradation importante du DEG ne conduira pas instantanément à une rupture du remblai. Une éventuelle saturation du remblai, pouvant conduire à un mécanisme d'érosion interne ou de glissement du talus aval, ne se ferait que de manière progressive. Ce délai permet d'envisager des parades :
  - vidange de la retenue (relativement aisée sur ces ouvrages où le débit d'entrée est largement voire totalement maîtrisé) à condition que les systèmes de manœuvre des vannes restent bien opérationnels;
  - o suivi et auscultation renforcée ;
  - o évacuation préventive à l'aval en cas d'observations préoccupantes.

#### 5.3. Remerciements

Nous tenons à remercier tous les partenaires de cette étude :

- ISTerre
- Sol Solution
- Le maître d'ouvrage (et ses équipes techniques) et le maître d'œuvre de la retenue d'altitude sur laquelle nous avons pu mener nos investigations complémentaires et calculs comparatifs.

Nous adressons également nos remerciements aux partenaires Italiens avec lesquels nous avons pu avoir, dans le cadre du présent projet de recherche, des échanges instructifs et conviviaux : Ecole polytechnique de Turin, Regionne Piemonte, Regionne Val d'Aoste.

## Références Bibliographiques

[1] Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques, Ministère de l'écologie, à paraitre

[2] Bulletin n°120, Aspects de la conception parasismique des barrages, CIGB, 2001

[3] Rapport général et rapports de la question n°83 « Aspects sismiques relatifs aux barrages », Montréal 2003

[4] Retenues d'altitudes, coord. L. Peyras & P. Mériaux, éditions QUAE, 2009

[5] A simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments, F.I. Makdisi, H. Bolton Seed, Earthquake engineering research center, 1977;

[6] Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations, F.I. Makdisi, H.Bolton Seed, Journal of the geotechnical engineering division, july 1978;

[7] Progetto RISBA – Azione 2.3 : Valutazione della vulnerabilità delle dighe al rischio sismico,
 DISEG – Politecnico di Torino, à paraître;

[8] Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes, Rapports de l'OFEG, série Eaux, Version 1.2, mars 2001, 141 p..

[9] Geotechnical earthquake engineering, Steven L. KRAMER, Prentice-Hall, 1996, 653 p.

[10] Campagne de sondages géotechniques, rapport d'essais – Retenue de XXXX, M. A.Benz, Y. Haddani, Réf. G 2, 14 novembre 2014, 58 p.

[11] Caractérisation géophysique du barrage de XXXXX, C. Cornou, G. Bièvre, M. Wathelet, ISTerre, 12 février 2015, 50 p.

## Annexe

Génération d'accélérogrammes synthétiques compatibles avec la nouvelle réglementation française pour les barrages alpins, ISTerre Grenoble, Pierre-Yves Bard & Mathieu Causse, février 2015.



## GENERATION D'ACCELEROGRAMMES SYNTHETIQUES COMPATIBLES AVEC LA NOUVELLE REGLEMENTATION FRANCAISE POUR LES BARRAGES ALPINS

Pierre-Yves Bard & Mathieu Causse

Institut des Sciences de la Terre Grenoble, France

Pour IRSTEA Aix-en-Provence

9 février 2015

## TABLE DES MATIERES

I INTRODUCTION : OBJECTIFS	3
II         SPECTRE DE REPONSE CIBLE           II.1         CADRE GENERAL           II.2         EXEMPLE D'APPLICATION : SPECTRE POUR L'OUVRAGE "CHABRIERES - VARS"           II.3         SPECTRES POUR D'AUTRES CLASSES D'OUVRAGE DANS LA MEME ZONE DE SISMICITE	3 3 5
III         MODE DE GENERATION           III.1         APPROCHE CLASSIQUE           III.2         APPROCHE MODIFIEE	7 7 8
IV         MISE         EN OEUVRE POUR L'OUVRAGE DE CHABRIERES-VARS           IV.1         ACCELEROGRAMMES DE BASE           IV.2         AJUSTEMENT SPECTRAL ET SERIES TEMPORELLES CORRESPONDANTES           IV.3         FICHIERS FOURNIS	8 
V         MISE EN OEUVRE POUR DES OUVRAGES ALPINS DE DIFFERENTES CLASSES.           V.1         ACCELEROGRAMMES DE BASE           V.2         AJUSTEMENT SPECTRAL ET SERIES TEMPORELLES CORRESPONDANTES           V.3         FICHIERS FOURNIS.	10 10 13 13
VI REFERENCES	15
ANNEXE 1 - ACCELEROGRAMMES SYNTHETIQUES POUR L'OUVRAGE DE VARS CHABRIERES	16
ANNEXE 2 - ACCELEROGRAMMES SYNTHETIQUES POUR LES OUVRAGES ALPINS DE CLASSE A	28
ANNEXE 3 - ACCELEROGRAMMES SYNTHETIQUES POUR LES OUVRAGES ALPINS DE CLASSE B	36
ANNEXE 4 - ACCELEROGRAMMES SYNTHETIQUES POUR LES OUVRAGES ALPINS DE CLASSE C	43
ANNEXE 5 - ACCELEROGRAMMES SYNTHETIQUES POUR LES OUVRAGES ALPINS DE CLASSE D	51

## I Introduction : objectifs

En vue de la réévaluation de la stabllité sous séisme d'un certain nombre de barrages ou réservoirs alpins, des calculs temporels sont nécessaires.

Or les actions de dimensionnement réglementaires étant spécifiées sous forme d'un spectre de réponse en accélération, qui peut mathématiquement être associé à une infinité de signaux temporels, de durée et d'enveloppe très variable, dont certains peuvent être réalistes au regard des signaux réels, et d'autres complètement irréalistes. Il n'y a pas de correspondance bijective entre les spectres de réponse spécifiés dans le domaine fréquentiel, et les accélérogrammes spécifiés dans le domaine temporel: si un accélérogramme donné a un seul spectre de réponse, à un même spectre de réponse peuvent correspondre une infinité d'accélérogrammes. Les seules valeurs constantes de cette famille d'accélérogrammes sont alors la valeur pic (ordonnée à l'origine du spectre de réponse en accélération), et si le spectre de réponse est valide en longue période, l'asymptote à période infinie qui doit donner la valeur pic du déplacement du sol.

L'objectif de l'étude est donc de proposer des accélérogrammes temporels "réalistes", c'est-à-dire élaborés sur la base d'enregistrements réels mais ajustés pour satisfaire au spectre cible réglementaire.

Le présent rapport détaille successivement les points suivants

- Le spectre cible pour les accélérogrammes
- La méthode utilisée pour générer des accélérogrammes synthétiques conformes au spectre cible, à partir d'accélérogrammes réels
- La mise en oeuvre spécifique pour les ouvrages alpins, à commencer par le réservoir de Chabrières (commune de Vars, 05), puis pour les barrages de différentes classes (A, B, C et D) situés en zone de sismicité 4 du zonage français
- Le nom et le format des fichiers correspondants en termes de signaux temporels et de spectres de réponse correspondants

## Il Spectre de réponse cible

#### II.1 Cadre général

La France se trouve actuellement dans une situation réglementaire transitoire :

- le zonage réglementaire pour le risque normal a été modifié par les décrets d'octobre 2010, pour application à partir du 01/06/2011
- les actions à prendre en compte pour les barrages ont fait l'objet d'une réflexion dans le cadre d'un groupe de travail adhoc dont les conclusions provisoires ont été remises fin 2010 sous forme d'un rapport ("Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques") au MEDDTL/DGPR, rapport qui n'a cependant pas été publié officiellement, et dont les recommandations n'ont pas encore donné lieu à des décrets, arrêtés ou autres textes réglementaires en précisant les conditions d'application.

Dans ces conditions, il a été décidé, d'un commun accord avec IRSTEA, que les spectres cible à prendre en compte pour les ouvrages alpins considérés dans le cadre du projet RISBA seraient conformes aux dispositions recommandées dans le rapport précité, même si celui-ci n'a encore à ce jour aucune valeur réglementaire. Ce dernier recommande soit un niveau forfaitaire établi sur la base de la réglementation "risque normal", et modulé par un "coefficient d'importance" tenant compte de la classe de l'ouvrage, soit un spectre "site-spécifique" découlant d'une étude spécifique d'aléa (déterministe ou probabiliste). Il a été convenu avec IRSTEA de considérer le niveau "SES" (séisme d'évaluation de sécurité) tel que défini dans l'approche forfaitaire.

L'action horizontale à prendre en compte est spécifiée de la manière suivante :

$$0 \le T \le T_B \quad : \quad S_e(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (2, 5\eta - 1) \right]$$
$$T_B \le T \le T_C \quad : \quad S_e(T) = a_g S 2, 5\eta$$
$$T_C \le T \le T_D \quad : \quad S_e(T) = a_g S 2, 5\eta \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$
$$T_D \le T \le 4s \quad : \quad S_e(T) = a_g S 2, 5\eta \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

Avec :

- S<sub>e</sub>(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 ( $a_g = \gamma_{l} \cdot a_{gR}$ )  $\gamma_{l}$  coefficient d'importance
- T<sub>B</sub>: limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- T<sub>c</sub> : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale 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 :  $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \ge 0,55$  où  $\xi$  est le coefficient d'amortissement visqueux, exprimé en pourcentage. Si, dans des cas particuliers, un coefficient d'amortissement visqueux différent de 5 % est utilisé, cette valeur est indiquée dans la partie concernée de l'EN 1998.

<u>Cas particulier des ouvrages à grande période :</u> Quand on considère des ouvrages à très longue période propre, 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. 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 :

 $T_E < T < T_F$  :  $S_d(T) = a_g.S. [T_C T_D / 4 \pi^2] (2.5 \eta + (1-2.5 \eta)(T-T_E) / (T_F-T_E))$ 

T > T<sub>F</sub>: 
$$S_d(T) = a_g S [T_C T_D] / 4 \pi^2 = 0.025 a_g S T_C T_D$$

(le spectre en pseudo-accélération étant relié à Sd par la relation:  $S_e(T) = 4 \pi^2 S_d(T) / T^2$ )

#### II.2 Exemple d'application : Spectre pour l'ouvrage "Chabrières - Vars"

Ce spectre doit prendre en compte les caractéristiques du site et du type de l'ouvrage (ici Chabrières - Vars, 05):

- situation dans la zone "Z4" du nouveau zonage sismique de la France. A ce titre l'accélération d'ancrage au rocher à prendre en compte pour un ouvrage de risque normal est de 1,6 m/s<sup>2</sup>.
- Classe du barrage : compte tenu du volume et de la hauteur de la retenue, ainsi que des populations exposées en aval, ce barrage est de classe B. Il fait donc l'objet d'un "coefficient d'importance" de 1.8 (correspondant à une période de retour estimée de 2500 ans), de telle sorte que l'accélération d'ancrage au rocher est de 1.6 \* 1.8 arrondi à 2.8 m/s2 (Tableau 7.1 p.142 du rapport précité).
- Type de site de l'ouvrage : les sondages disponibles ont amen à considérer que l'ouvrage est fondé sur du rocher correspondant à une classe de sol de type A ("rocher", avec  $V_{s_{30}} \ge 800 \text{ m/s}$ ), pour lequel les paramètres du spectre cible sont (Tableau 7.3 p.142 du document précité) :
  - Coefficient de site S = 1.0
  - $\circ$  Largeur du plateau T<sub>B</sub> = 0.03 s, T<sub>C</sub> = 0.2 s
  - Début de a branche en  $1/T^2$  :  $T_D = 2.5$  s
  - $\circ$  Périodes de contrôle pour le comportement longue période : T<sub>E</sub> = 4.5 s, T<sub>F</sub> = 10 s

Les spectres correspondants (sollicitations horizontale et verticale) sont illustrés sur la Figure 1.



#### *II.3* Spectres pour d'autres classes d'ouvrage dans la même zone de sismicité

Dans la même zone de sismicité, il existe des ouvrages de classe différente. Les spectres "réglementaires" pour ces différentes classes sont associés à des accélération d'ancrage différentes, et à des formes

spectrales variables suivant que l'accélération d'ancrage est inférieure ou supérieure à 3 m/s<sup>2</sup>. Les accélérations d'ancrage horizontales et verticales sont indiquées dans le Tableau II-1, et les paramètres des formes spectrales associées dans le Tableau II-2.

Classe de l'ouvrage	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
Z4 – Horizontale	1,6	2,0	2,8	3,5
Z4 – Verticale	1,4	1,8	2,5	2,8

Tableau II-1 - Accélérations horizontales et verticales d'ancrage pour les SES d'ouvrages de classe A à D situés en zone 4 du territoire métropolitain français (en m/s<sup>2</sup>)

Classe de	a <sub>g</sub> < 3,0 m/s <sup>2</sup>					$3,0 \le a_g \le 6,6 \text{ m/s}^2$			Longues périodes		
SOL	S	Тв	Tc	TD	S	Τ <sub>B</sub>	Τc	TD	Τ <sub>Ε</sub>	T <sub>F</sub>	
Α	1,0	0,03	0,2	2,5	1,0	0,15	0,4	2,0	4,5	10,0	

Tableau II-2 - Définition des caractéristiques du spectre élastique horizontal (et vertical) pour des ouvrages fondés au rocher de classe A e fonction du niveau de l'accélération d'ancrage - S est un coefficient adimensionnel ; T<sub>B</sub>, T<sub>C</sub>,T<sub>D</sub>,T<sub>E</sub> et T<sub>F</sub> sont exprimés en secondes. T<sub>E</sub> et T<sub>F</sub> sont surtout appliqués aux spectres en déplacements.

Les spectres correspondants (sollicitations horizontale et verticale) sont illustrés sur la *Figure 2* pour les ouvrages de classe A: ils ont un plateau sensiblement plus décalé vers des périodes plus longues; le rapport entre composantes verticales et horizontales y est légérement plus faible (0.8 au lieu de 0.9). Les spectres correspondants aux ouvrages de classe C et D ont la même forme que ceux de la *Figure 1* (ouvrage de classe B), mais avec des accélérations d'ancrage plus basses comme indiqué dans le Tableau

ÌÌ-1.





## III Mode de génération

#### III.1 Approche classique

Le mode de génération "classique" des accélérogrammes synthétiques respectant un spectre de réponse donné suit généralement l'approche proposée par VanMarcke (VanMarcke et al., 1976) dans le proqamme "SIMQKE", dont les principes sont les suivants:

- i) évaluation d'un densité spectrale de Fourier initiale à partir d'une formule issue de la théorie des vibrations aléatoires
- ii) Génération d'une série temporelle initiale correspondant à cette densité spectrale de Fourier par transformation de Fourier inverse en faisant l'hypothèse (forte) d'une phase aléatoire, et en modulant la série temporelle par une enveloppe temporelle fixée a priori
- iii) Calcul du spectre de réponse de cette série temporelle initiale
- iv) Application d'un procédé itératif fondé sur l'ajustement de la densité spectrale de Fourier en fonction de l'écart entre le spectre de réponse "cible" et le spectre de réponse du synthétique généré à l'itération *"i-1"*
- v) Ré-utilisation à chaque itération de l'hypothèse de phase complètement aléatoire, et non corrélée d'une fréquence à l'autre: à chaque itération est donc générée, pour chaque fréquence, une phase tirée aléatoirement entre 0 et  $2\pi$ ,
- Ré-utilisation à chaque itération de la même modulation temporelle du signal ainsi généré (fonction "enveloppe" généralement de type trapézoïdal, éventuellement avec une phase de décroissance exponentielle en queue de signal).

On peut alors générer différents accélérogrammes synthétiques en jouant sur deux principaux facteurs:

- d'une part les "graines" numériques pour le tirage aléatoire des phases
- d'autre part les paramètres spécifiant l'enveloppe temporelle du signal

L'hypothèse faite pour le passage fréquence-temps (ii, v et vi) est très forte (quoique très pratique), car supposant que le seul caractère non-stationnaire du signal est son enveloppe temporelle (support fini). Óais elle ne correspond pas à la réalité des observations sur les accélérogrammes réels: les hautes fréquences sont généralement concentrées dans la partie précoce du signal, tandis que la partie tardive a un spectre plus riche en basse fréquence. Cette répartition non-stationnaire a plusieurs origines physiques, parmi lesquelles l'effet de l'amortissement (plus efficace sur les hautes fréquences), et la vitesse de propagation plus faible pour les ondes de surface comparée aux ondes de volume.

Il a été plusieurs fois mentionné dans la littérature que cette hypothèse avait de très forts inconvénients pour les calculs non-linéaires, induisant en particulier une très forte variabilité dans les résultats, variabilité plus forte qu'avec les accélérogrammes naturels à phase non-aléatoire (voir par exemple Betbeder-Matibet, 2003). Ces derniers n'ont pas une phase aléatoire, loin s'en faut: ces dernières sont étroitement liées à la distribution des types d'ondes et de l'énergie dans le signal.

#### III.2 Approche modifiée

Nous avons modifié l'approche à phase aléatoire de Van Marcke en gardant l'approche itérative pour ajuster le spectre de réponse, mais en remplaçant l'hypothèse de phase aléatoire par l'importation de la phase d'accélérogrammes réels: les étapes i) et ii) sont remplacées et simplifiées par le choix d'un accéélrogramme réel correspondant au type de séisme possible (magnitude et distance, conditions de site si disponible), et l'étape itérative v) est remplacée par l'emploi de la phase de l'accélérogamme réel.

## IV Mise en oeuvre pour l'ouvrage de Chabrières-Vars

#### IV.1 Accélérogrammes de base

Une sélection a été faite dans les accélérogrammes disponibles sur les grandes bases de données mondiales de façon à correspondre au mieux aux caractéristiques du site et de l'aléa, l'objectif étant d'avoir des durées initiales réalistes et une accélération maximale proche de la valeur cible. Pour cette zone Z4 des Alpes sud-briançonnaises, les principales sources sismiques sont des sources locales de magnitude modérée (5.5 à 6+).

Les critères de recherche, sur les bases de données européennes (notamment RESORCE) ont été : site de classe A, pga supérieur à 2 m/s2, magnitude entre 5.5 et 6.5 et distance < 20 km.

Plusieurs dizaines d'enregistrements accélérométriques satisfont à ces critères. Après différents tests, il a été décidé d'en retenir 11 à 3 composantes, dont les caractéristiques sont détaillées dans le Tableau II-1. Ils correspondent à des enregistrements italiens (2), iranien (2) et islandais (7).

Dans chaque cas, les deux composantes horizontales et la composante verticale ont été sélectionnées : de la sorte, elles peuvent utilisées conjointement pour des analyses non-linéaires bidimensionnelles ou tridimensionnelles.

N° d'enregistre ment et Station	Condition s de site (classe EC8)	Séisme (Nom, Date, Magnitude)	Distance (à la faille F ou épicen- trale E)	Compo- sante	Pga (cm/s²)	Nom du fichier (ascii)	Source		
				H1	315	6756_H1			
6756 - Flagbjarnarh	А	Sud-Islande,	E20, R15	H2	339	6756_H2			
olt		17/06/2000 15:40,		۷	271	6756_V			
6765 -		Mw=6.5		H1	362	6765_H1			
Thjorsarbru	A		E8, R4	H2	538	6765_H2			
					167	6/65_V	FCMD		
					700	0/90_01	ESMD		
6796 Thjorsarbru	А	Sud Islande	E4, R3	H2	825	6796_H2			
		21/06/2000		V	417	6796_V			
		Mw=6.4		H1	669	6802-H1			
6802 - Thjorsartun	А		E3, R3	H2	544	6802-H2			
-				V	331	6802-V			
14683		Umbria-		H1	333	14683_H1			
Borgo	А	Marche 14/10/1997 15:23, Mw=5.6	Marche 14/10/1997	E9, R5	H2	329	14683_H2		
Torre				V	157	14683_V	ITA-		
		L'Aquila		H1	163	16974_H1	CA		
16974 Pescomaggio	А	А	A 07/04/2009 17:47	E10, R10	H2	230	16974_H2		
re		Mw=5.6		V	99	16974_V			
16348					H1	657	16348_H1		
Hveragerdi-	А		E7, R6	H2	463	16348_H2			
House		016		V	451	16348_V			
		(Islande)	-	H1	523	16352_H1	ESMD		
16352 Selfoss - City	А	29/05/2008	E5, R3	H2	324	16352_H2			
Hall		Mw=6.1		V	246	16352_V			
16653			-	H1	498	16353_H1			
Selfoss	А		E5, R4	H2	212	16353_H2	ESMD		
Hospital				V	166	16353_V			
		Firuzabad,		H1	301	15905_H1			
15905 - Zarrat	A 2	905 - Zarrat A	05 - Zarrat A 20/06		E16, R11	H2	253	15905_H2	ISESD
		Mw=5.9		V	102	15905_V			
		Avai (iran).		H1°	479	15929_H1			
15929 -Avaj (Bakhshdari)	5929 -Avaj Bakhshdari) A	22/06/2002	E24, R11	H2°	466	15929_H2	ISESD		
(baknsndari)		Mw=6.1		v	261	15929_V			

 Tableau IV-1 : Liste et caractéristiques des accélérogrammes réels retenus pour la generation d'accélérogrammes synthétiques ajustés au spectre réglementaire pour l'ouvrage de Vars.

#### **IV.2** Ajustement spectral et séries temporelles correspondantes

Les résultats de l'ajustement spectral sont illustrés sur les Figures 1 à 11 de l'annexe A. Chacune des figures comprend, pour les 3 composantes, les traces en accélération (en haut à gauche), en vitesse (au milieu à gauche) et en déplacement (en bas à gauche), ainsi que les spectres cibles réglementaires et les spectres ajustés (en haut à droite).

#### **IV.3** Fichiers fournis

Les fichiers listés dans le Tableau IV-2 fournissent les accélérogrammes ajustés et les spectres de réponse correspondants, au format ascii.

Chaque fichier comporte deux colonnes avec les valeurs et formats suivants:

- Séries temporelles en accélération ("ac"): première colonne = temps (en secondes), 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4ème colonnes = valeur d'accélération (en m/s<sup>2</sup>) pour les composantes H1, H2 et V, respectivement.
- Spectres de réponse en accélération ("sa") : première colonne = période (en secondes), 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4ème colonnes = accélérations spectrales (en m/s<sup>2</sup>) pour les composantes H1, H2 et V, respectivement..

Accélérogramme de l	Accélérogramme de base		The sector sector and the sector sector		
N° d'enregistrement / station	Μw	R	fichiers	Spectres de réponse: nom des fichiers	
6756 - Flagbjarnarholt	6.5	15	ALPES_Z4B_SITEA_ac_06756.200 00617_3C.ascii	ALPES_Z4B_SITEA_sa_06756.20000617_3 C.ascii	
6765 - Thjorsarbru	6.5	4	VARS_Z4B_SITEA_ac_06765_200 00617_3C.ascii	VARS_Z4B_SITEA_sa_06765_20000617_3 C.ascii	
6796 Thjorsarbru	6.4	3	VARS_Z4B_SITEA_ac_06796_200 00621_3C.ascii	VARS_Z4B_SITEA_sa_06796_20000621_3 C.ascii	
6802 -Thjorsartun	6.4	3	VARS_Z4B_SITEA_ac_06802_200 00621_3C.ascii	VARS_Z4B_SITEA_sa_06802_20000621_3 C.ascii	
14683 Borgo Cerreto - Torre	5.6	5	VARS_Z4B_SITEA_ac_14683_199 71014_3C.ascii	VARS_Z4B_SITEA_sa_14683_19971014_3 C.ascii	
16974 Pescomaggiore	5.6	10	VARS_Z4B_SITEA_ac_16974_200 90407.3C.ascii	VARS_Z4B_SITEA_sa_16974_20090407.3C .ascii	
16348 Hveragerdi-Retirement House	6.1	6	VARS_Z4B_SITEA_ac_16348_200 80529_3C.ascii	VARS_Z4B_SITEA_sa_16348_20080529_3 C.ascii	
16352 Selfoss - City Hall	6.1	3	VARS_Z4B_SITEA_ac_16352_200 80529_3C.ascii	VARS_Z4B_SITEA_sa_16352_20080529_3 C.ascii	
16353 Selfoss Hospital	6.1	4	VARS_Z4B_SITEA_ac_16353_200 80529_3C.ascii	VARS_Z4B_SITEA_sa_16353_20080529_3 C.ascii	
15905 - Zarrat	5.9	11	VARS_Z4B_SITEA_ac_15905_199 40620_3C.ascii	VARS_Z4B_SITEA_sa_15905_19940620_3 C.ascii	
15929 -Avaj (Bakhshdari)	6.1	11	ARS_Z4B_SITEA_ac_15929_2002 0622_3C.ascii	VARS_Z4B_SITEA_sa_15929_20020622_3 C.ascii	

Tableau IV-2 : Noms de fichiers pour les séries temporelles en accélération et les spectres de réponse correspondants

## V Mise en oeuvre pour des ouvrages alpins de différentes classes

#### V.1 Accélérogrammes de base

De la même façon que pour l'ouvrage de Vars-Chabrières, une sélection d'accélérogrames a été faite sur la base de données européennes de façon à correspondre au mieux aux caractéristiques de la sismicité correspondant à la zone alpine française pour des périodes de retour de 500 ans (classe D), 1000 ans (classe C), 2500 ans (classe B) et 5000 ans (classe A), pour des sites rocheux.

Les critères de recherche, sur la base de données européennes (RESORCE) ont donc été, outre un site de classe EC8 A:

- Ouvrage A , période de retour 5000 ans:, pga de l'une des composantes horizontales entre 3 et 4.5 m/s2, magnitude entre 5.5 et 6.5, distance < 30 km.
- Ouvrage B, période de retour 2500 ans: pga de l'une des composantes horizontales entre 2 et 3.5 m/s2, magnitude entre 5.5 et 6.5, distance < 30 km.
- Ouvrage C, période de retour 1000 ans:, pga de l'une des composantes horizontales entre 1.5 et 2.5 m/s2, magnitude entre 4.5 et 6.5, distance < 30 km.
- Ouvrage D, période de retour 500 ans: pga de l'une des composantes horizontales entre 1 et 2 m/s2, magnitude entre 4.5 et 5.5, distance < 30 km.

Les accélérogrammes naturels retenus pour chaque classe d'ouvrage sont listés dans les tableaux V-1 à V-4, respectivement. Certains accélérogrammes ont été retenus pour plusieurs zones (car satisfaisant aux critères ci-dessus), mais ajustés aux différents spectres cibles correspondant aux différentes périodes de retour.

N° d'enregistrement et Station	Condition de site (classe EC8)	Séisme (Nom, Date, Magnitude)	Distance (à la faille F ou épicen- trale E)	Compo- sante	Pga (cm/s²)	Nom du fichier (ascii)	Source
				H1	315	6756_H1	
6756 -	А	Cond Jalan da	E20, R15	H2	339	6756_H2	
FlagDjarnarnoll		17/06/2000 15:40,		V	271	6756_V	
(7(0		WW=0.0		H1	382	6760_H1	
6/60 - Solhoimar	Α		E22, R14	H2	249	6760_H2	
Sottiennal				V	155	6760_V	
6791				H1	432	6791_H1	ESMD
Solheimar	А		E17, R8	H2	703	6791_H2	
				V	430	6791_V	
6700		Sud Islande		H1	329	6799_H1	
0/99 Kaldarbolt	А	21/06/200000:51, Mw=6.4	E15, R11	H2	390	6799_H2	
Kaluamoli				V	370	6799_V	
				H1	669	6802-H1	
6802 -Thjorsartun	А		E3, R3	H2	544	6802-H2	
				V	331	6802-V	
				H1	333	14683_H1	
14683 Borgo Cerreto -	А	Umbria-Marche 14/10/1997 15:23,	E9, R5	H2	329	14683_H2	ITA-
Torre		Mw=5.6		V	157	14683_V	
		Olfus (Islando)		H1	523	16352_H1	
16352 Selfoss - City Hall	A	29/05/2008 15:45,	E5, R3	H2	324	16352_H2	ESMD
		MW=6.1		V	246	16352_V	1

Tableau V-1 : Liste et caractéristiques des accélérogrammes réels retenus pour la generation d'accélérogrammes synthétiques ajustés au spectre réglementaire pour les ouvrages alpins de classe A en zone Z4.

N° d'enregistrement et Station	Conditions de site (classe EC8)	Séisme (Nom, Date, Magnitude)	Distance (à la faille Fou épicen-trale E)	Compo- sante	Pga (cm/s²)	Nom du fichier (ascii)	Source
6756 -				H1	315	6756_H1	
67.50 - Flagbiarnarbolt	А		E20, R15	H2	339	6756_H2	
				V	271	6756_V	
6760 -		Sud-Islande,		H1	382	6760_H1	
Solbeimar	A	17/06/2000	E22, R14	H2	249	6760_H2	ESMD
Jotnenna		15:40, Mw=6.5		V	155	6760_V	
	А		E31, R30	H1	269	15138_H1	-
15138 - Selsund				H2	223	15138_H2	
				V	112	15138_V	
		Firuzabad,		H1	301	15905_H1	
15905 - Zarrat	А	20/06/1994	E16, R11	H2	253	15905_H2	ISESD
		09:09, Mw=5.9		V	102	15905_V	
15020 - Avai		Avaj (iran),		H1°	479	15929_H1	
(Bakhshdari)	Α	22/06/2002	E24, R11	H2°	466	15929_H2	ISESD
(Dakiisiidaii)		02:58, Mw=6.1		V	261	15929_V	
				H1	523	16352_H1	
16352 Solfors City Hall	А	Olfus (Islande) 29/05/2008	E5, R3	H2	324	16352_H2	ESMD
Jerioss - City Hall		15:45, Mw=6.1		V	246	16352_V	

 Tableau V-2 : Liste et caractéristiques des accélérogrammes réels retenus pour la generation d'accélérogrammes synthétiques ajustés au spectre réglementaire pour les ouvrages alpins de classe B en zone Z4.

N° d'enregistrement et Station	Condition de site (classe EC8)	Séisme (Nom, Date, Magnitude)	Distance (à la faille Fou épicen-trale E)	Compo- sante	Pga (cm/s²)	Nom du fichier (ascii)	Source		
				H1	207	6755_H1			
6755 - Hella	А	Curd Jalanda	E9, R9	H2	463	6755_H2			
		5ud-Islande,		V	193	6755_V	ESMD		
		Mw=6 5		H1	269	15138_H1	LSIVID		
15138 - Selsund	А		E31, R30	H2	223	15138_H2			
				V	112	15138_V			
2153		Umbria-Marche		H1	333	2153_H1			
Borgo Cerreto -	A 26/09/1997 00:3	А	26/09/1997 00:33,	26/09/1997 00:33,	E23, R18	H2	329	2153_H2	
Torre		Mw=5.7		V	157	2153_V	ITA-		
2199		Umbria-Marche		H1	149	2199_H1	CA		
Nocera Umbra	А	06/10/1997 23:24, Mw=5.4	E14, R14	H2	184	2199_H2			
Salmata			Mw=5.4		V	80	2199_V		
15813		Turquie - réplique		H1	193	15813_H1			
Adapazari Bahtiyat	А	Izmit 13/09/1999	E26, R21	H2	141	15813_H2	ISESD		
Topcu Evi		11:55		V	208	15813_V			
14825		Réplique Campanie-		H1	184	14825_H1			
Teora - Contrada	А	Lucanie 01/12/1980	E6, R4	H2	164	14825_H2	ITACA		
Fiumicello		19:04, Mw=4.8		V	74	14825_V			
16652		Olfus (Islande)		H1	498	16353_H1			
Solfors Hospital	A	29/05/2008 15:45,	E5, R4	H2	212	16353_H2	ESMD		
Selfoss Hospital		Mw=6.1		V	166	16353_V			

 Tableau V-3 : Liste et caractéristiques des accélérogrammes réels retenus pour la generation d'accélérogrammes synthétiques ajustés au spectre réglementaire pour les ouvrages alpins de classe C en zone Z4

N° d'enregistrement et Station	Conditions de site (classe EC8)	Séisme (Nom, Date, Magnitude)	Distance (à la faille F ou épicen- trale E)	Compo- sante	Pga (cm/s²)	Nom du fichier (ascii)	Source	
02199		Italie Ombrie/Marche,		H1	149	2199_H1		
Nocera Umbra	А	08/10/1997 23:24	E14, R14	H2	184	2199_H2		
Salmata		Mw=5.4		V	80	2199_V		
02215		Italie Ombrie/Marche,		H1	168	2215_H1		
Borgo Cerreto -	А	12/10/1997 11:08	E10, R9	H2	157	2215_H2		
Torre		Mw=5.2		V	82	2215_V		
02435		Mt. Hengill Area,		H1	171	2435_H1		
Hveragerdi-	А	04/06/199821:36,	04/06/199821:36,	E6, R5	H2	134	2435_H2	
Church		Mw=5.5		V	73	2435_V		
		Oelfuss-Islande		H1	144	2958-H1	ESMD	
02958 Thorlakshofn	A 13/11/98	13/11/98	A 13/11/98	E11, R9	H2	96	2958-H2	
		Mw=5.2		V	53	2958-V		
14825		Réplique Campanie-		H1	184	14825_H1		
Teora - Contrada	А	Lucanie 01/12/1980	E6, R4	H2	164	14825_H2	ITACA	
Fiumicello		19:04, Mw=4.8		V	74	14825_V		
16426		Appennins, Umbro-		H1	119	16426_H1		
Nocera Umbra	Nocera Umbra	Marchigiano	E5. R5	H2	148	16426_H2	ITACA	
Salmata		03/04/1998 07:26, Mw=5.1	,	V	113	16426_V		

 Tableau V-4 : Liste et caractéristiques des accélérogrammes réels retenus pour la generation d'accélérogrammes synthétiques ajustés au spectre réglementaire pour les ouvrages alpins de classe D en zone Z4.

#### V.2 Ajustement spectral et séries temporelles correspondantes

Les résultats de l'ajustement spectral sont illustrés sur les Figures des annexe B à E. Chacune des figures comprend, pour les 3 composantes, les traces en accélération (en haut à gauche), en vitesse (au milieu à gauche) et en déplacement (en bas à gauche), ainsi que les spectres cibles réglementaires et les spectres ajustés (en haut à droite).

#### V.3 Fichiers fournis

Les fichiers listés dans les Tablaux V-5 à V-8 Tableau IV-2 fournissent les accélérogrammes ajustés et les spectres de réponse correspondants aux quatre classes d'ouvrage, au format ascii.

Chaque fichier comporte deux colonnes avec les valeurs et formats suivants:

- Séries temporelles en accélération ("ac"): première colonne = temps (en secondes), 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4ème colonnes = valeur d'accélération (en m/s<sup>2</sup>) pour les composantes H1, H2 et V, respectivement.
- Spectres de réponse en accélération ("sa") : première colonne = période (en secondes), 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4ème colonnes = accélérations spectrales (en m/s<sup>2</sup>) pour les composantes H1, H2 et V, respectivement..

Accélérogramme de l	Accélérogramme de base		Tracos tomporollos : nom dos	
N° d'enregistrement / station	Mw	R	fichiers	Spectres de réponse: nom des fichiers
6756 - Flagbjarnarholt	6.5	15	ALPES_Z4A_SITEA_ac_06756.200 00617_3C.ascii	ALPES_Z4A_SITEA_sa_06756.20000617_3 C.ascii
6760 - Solheimar	6.5	14	ALPES_Z4A_SITEA_ac_06760.200 00617_3C.ascii	ALPES_Z4A_SITEA_sa_06760.20000617_3 C.ascii
6791 - Solheimar	6.4	8	ALPES_Z4A_SITEA_ac_06791_20 000621_3C.ascii	ALPES_Z4A_SITEA_sa_06791_20000621_3 C.ascii
6799 - Kaldarholt	6.4	11	ALPES_Z4A_SITEA_ac_06799.200 00621_3C.ascii	ALPES_Z4A_SITEA_sa_06799.20000621_3 C.ascii
6802 -Thjorsartun	6.4	3	ALPES_Z4A_SITEA_ac_06802_20 000621_3C.ascii	ALPES_Z4A_SITEA_sa_06802_20000621_3 C.ascii
14683 Borgo Cerreto - Torre	5.6	5	ALPES_Z4A_SITEA_ac_14683_19 971014_3C.ascii	ALPES_Z4A_SITEA_sa_14683_19971014_3 C.ascii
16352 Selfoss - City Hall	6.1	3	ALPES_Z4A_SITEA_ac_16352_20 080529_3C.ascii	ALPES_Z4A_SITEA_sa_16352_20080529_3 C.ascii

Tableau V-5 : Noms de fichiers pour les séries temporelles en accélération et les spectres de réponse correspondants, pour les ouvrages alpins de classe A

Accélérogramme de t N° d'enregistrement / station	Mw	R	Traces temporelles : nom des fichiers	Spectres de réponse: nom des fichiers
6756 - Flagbjarnarholt	6.5	15	ALPES_Z4A_SITEA_ac_06756.200 00617_3C.ascii	ALPES_Z4A_SITEA_sa_06756.20000617_3 C.ascii
6760 - Solheimar	6.5	14	ALPES_Z4A_SITEA_ac_06760.200 00617_3C.ascii	ALPES_Z4A_SITEA_sa_06760.20000617_3 C.ascii
15138 - Selsund	6.5	30	ALPES_Z4B_SITEA_ac_15138.200 00617_3C.ascii	ALPES_Z4B_SITEA_sa_15138.20000617_3 C.ascii
15905 - Zarrat	5.9	11	ALPES_Z4B_SITEA_ac_15905_19 940620_3C.ascii	ALPES_Z4B_SITEA_sa_15905_19940620_3 C.ascii
15929 -Avaj (Bakhshdari)	6.1	11	ALPES_Z4B_SITEA_ac_15929_20 020622_3C.ascii	ALPES_Z4B_SITEA_sa_15929_20020622_3 C.ascii
16352 Selfoss - City Hall	6.1	3	ALPES_Z4B_SITEA_ac_16352_20 080529_3C.ascii	ALPES_Z4B_SITEA_sa_16352_20080529_3 C.ascii

Tableau V-6 : Noms de fichiers pour les séries temporelles en accélération et les spectres de réponse correspondants,<br/>pour les ouvrages alpins de classe B

Accélérogramme de base		Traces temporalles : nom des		
N° d'enregistrement / station	Μw	R	fichiers	Spectres de réponse: nom des fichiers
2153 - Borgo Cerreto - Torre	5.7	18	ALPES_Z4C_SITEA_ac_02153.199 70926_3C.ascii	ALPES_Z4C_SITEA_sa_02153.19970926_3 C.ascii
2199 - Nocera Umbra Salmata	5.4	14	ALPES_Z4C_SITEA_ac_02199.199 71006_3C.ascii	ALPES_Z4C_SITEA_sa_02199.19971006_3 C.ascii
6755 - Hella	6.5	9	ALPES_Z4C_SITEA_ac_06755.200 00617_3C.ascii	ALPES_Z4C_SITEA_sa_06755.20000617_3 C.ascii
15138 - Selsund	6.5	30	ALPES_Z4C_SITEA_ac_15138.200 00617_3C.ascii	ALPES_Z4C_SITEA_sa_15138.20000617_3 C.ascii
14825 - Teora - Contrada Fiumicello	4.8	4	ALPES_Z4C_SITEA_ac_14825.198 01201.3C.ascii	ALPES_Z4C_SITEA_sa_14825.19801201.3 C.ascii
15813 - Adapazari Bahtiyat Topcu Evi	5.8	21	ALPES_Z4C_SITEA_ac_15813.200 00617_3C.ascii	ALPES_Z4C_SITEA_sa_15813.20000617_3 C.ascii
16353 - Selfoss-Hospital	6.1	4	ALPES_Z4C_SITEA_ac_16353.200 80529.3C.ascii	ALPES_Z4C_SITEA_sa_16353.20080529.3 C.ascii

Tableau V-7 : Noms de fichiers pour les séries temporelles en accélération et les spectres de réponse correspondants, pour les ouvrages alpins de classe C

Accélérogramme de t N° d'enregistrement /	ase Mw	R	Traces temporelles : nom des fichiers	Spectres de réponse: nom des fichiers
2199 - Nocera Umbra Salmata	5.4	14	ALPES_Z4D_SITEA_ac_02199.199 71006_3C.ascii	ALPES_Z4D_SITEA_sa_02199.19971006_3 C.ascii
2215 - Borgo Cerreto - Torre	5.2	9	ALPES_Z4D_SITEA_ac_02215.199 71012_3C.ascii	ALPES_Z4D_SITEA_sa_02215.19971012_3 C.ascii
2435 - Hveragerdi-Church	5.5	5	ALPES_Z4D_SITEA_ac_02435.199 80604_3C.ascii	ALPES_Z4D_SITEA_sa_02435.19980604_3 C.ascii
2958 - Thorlakshofn	5.2	9	ALPES_Z4D_SITEA_ac_02958.199 81113_3C.ascii	ALPES_Z4D_SITEA_sa_02958.19981113_3 C.ascii
14825 - Teora - Contrada Fiumicello	4.8	4	ALPES_Z4D_SITEA_ac_14825.198 01201.3C.ascii	ALPES_Z4D_SITEA_sa_14825.19801201.3 C.ascii
16426 - Nocera Umbra Salmata	5.1	5	ALPES_Z4D_SITEA_ac_16426.199 80403_3C.ascii	ALPES_Z4D_SITEA_sa_16426.19980403_3 C.ascii

Tableau V-8 : Noms de fichiers pour les séries temporelles en accélération et les spectres de réponse correspondants, pour les ouvrages alpins de classe D

## **VI References**

Betbeder-Matibet, J., 2003. Génie parasismique (en 3 volumes) Phénomènes sismiques, Vol.1, Risques et aléas sismiques, Vol.1, Prévention parasismique, Vol. 3, Editions Hermès-Lavoisier.

# ANNEXE 1 - ACCELEROGRAMMES SYNTHETIQUES POUR L'OUVRAGE DE VARS CHABRIERES























## ANNEXE 2 - ACCELEROGRAMMES SYNTHETIQUES POUR LES OUVRAGES ALPINS DE CLASSE A



bardpi

f001.sgf




f003.sgf





bardpi /data/risques/bardpi/d12/artsism/risba

f004.sgf





## ANNEXE 3 - ACCELEROGRAMMES SYNTHETIQUES POUR LES OUVRAGES ALPINS DE CLASSE B













## ANNEXE 4 - ACCELEROGRAMMES SYNTHETIQUES POUR LES OUVRAGES ALPINS DE CLASSE C















## ANNEXE 5 - ACCELEROGRAMMES SYNTHETIQUES POUR LES OUVRAGES ALPINS DE CLASSE D







Tue Jul 29 15:45:20 2014



Tue Jul 29 15:45:21 2014



Tue Jul 29 15:45:12 2014



Tue Jul 29 15:45:22 2014