



HAL
open science

Stabilité des digues sous chargement sismique : vers une nouvelle génération de méthodes simplifiées

Capucine Durand

► To cite this version:

Capucine Durand. Stabilité des digues sous chargement sismique : vers une nouvelle génération de méthodes simplifiées. Sciences de la Terre. Université Grenoble Alpes, 2018. Français. NNT : 2018GREAU021 . tel-01907959

HAL Id: tel-01907959

<https://theses.hal.science/tel-01907959>

Submitted on 29 Oct 2018

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE LA COMMUNAUTE UNIVERSITE GRENOBLE ALPES

Spécialité : **Sciences de la Terre et de l'Univers et de
l'Environnement**

Arrêté ministériel : 25 mai 2016

Présentée par

Capucine DURAND

Thèse dirigée par **Pierre-Yves BARD**, Ingénieur Général des
Ponts, Eaux et Forêts, IFSTTAR, et
codirigée par **Emmanuel CHALJUB**, Physicien Adjoint, UGA

préparée au sein du **Laboratoire Institut des Sciences de la Terre**
dans **l'École Doctorale Terre Univers Environnement**

Stabilité des digues sous chargement sismique : vers une nouvelle génération de méthodes simplifiées.

Thèse soutenue publiquement le **12 juillet 2018**,
devant le jury composé de :

Monsieur Pierre-Yves BARD

Ingénieur Général des Ponts, Eaux et Forêts, ISTERre, Grenoble, Directeur
de thèse

Monsieur Emmanuel CHALJUB

Physicien Adjoint, ISTERre, Grenoble, Co-directeur de thèse

Monsieur Didier CLOUTEAU

Professeur à Ecole Centrale de Paris, Gif-sur-Yvette, Examineur

Monsieur Frédéric DUFOUR

Professeur à ENSE3 et INP de Grenoble, Grenoble, Président

Monsieur Jean-Jacques FRY

Ingénieur à Electricité de France, Le Bourget-du-Lac, Invité

Monsieur Romain GRANJON

Ingénieur à Compagnie Nationale du Rhône, Lyon, Invité

Madame Florence RENALIER

Ingénieur-docteur à geophyConsult, Chambéry, Invitée

Monsieur Jean-François SEMBLAT

Professeur à ENSTA ParisTech, Palaiseau, Rapporteur

Monsieur Eric VINCENS

Professeur à Ecole Centrale de Lyon, Ecully, Rapporteur



Remerciements

En premier lieu je souhaiterais remercier mes directeurs de thèse Pierre-Yves Bard et Emmanuel Chaljub de m'avoir guidée dans mon travail toujours de manière pertinente sur le plan scientifique et avec intérêt. Merci sincèrement pour votre bienveillance, votre confiance et votre enthousiasme, qui ont été pour moi des piliers lorsque j'ai manqué de motivation.

Mes remerciements s'adressent ensuite à mes co-encadrants Florence Renalier, Romain Granjon et Jean-Jacques Fry. Merci d'avoir continuellement fait évoluer ce travail pour qu'il puisse être utile à la communauté de l'ingénierie hydraulique. Nos réunions bimestrielles ont permis de fixer des échéances fort utiles à mon avancement et à la concrétisation de mon travail.

Je tiens aussi à remercier Messieurs Didier Clouteau, Frédéric Dufour, Jean-François Semblat et Eric Vincens d'avoir accepté de faire partie de mon jury de thèse, d'avoir pris le temps d'évaluer mon travail et d'avoir contribué à son amélioration. Merci d'avoir en outre respecté des délais très courts pour que je puisse soutenir au mois de juillet.

Mes premiers pas en géophysique ont été accompagnés avec patience et pédagogie par Denis Jongmans et Simon Carrière que je tiens à remercier. La relève a ensuite été prise par Cécile Cornou. Cécile, merci beaucoup pour tout ce que tu m'as transmis, pour le temps que tu as consacré notamment à l'étude du fameux « site O » et merci d'être aussi passionnée et investie dans ce que tu fais. Dans la même lignée, mes remerciements vont à Bertrand Guillier et Marc Wathelet pour leur aide sur geopsy, la qualité de la formation SESARAY que j'ai eu la chance de suivre et pour les bons moments passés au Liban ou à ISTerre.

Je souhaiterais remercier Laurent Baillet d'avoir effectué les premiers calculs numériques sur Comsol ainsi que Johann Valentin de m'avoir aidée à réaliser mes premiers modèles sur ce même logiciel. Merci Emmanuel d'avoir lancé la majorité des calculs SPECFEM tout en m'expliquant le fonctionnement du code et en me laissant une autonomie dans la vérification des résultats bruts.

Ce travail n'aurait pas pu être effectué sans l'aide de nombreux collègues d'ISTerre : merci d'avoir été réactifs lors de mes soucis informatiques, merci de vous être occupés de mes ordres de mission (généralement donnés à la dernière minute!), merci d'avoir préparé le matériel pour aller sur le terrain, merci de m'avoir accompagnée sur les différentes digues que j'ai étudiées, et merci pour tout ce que vous avez fait ou dit dans l'objectif de m'accompagner tout au long de cette thèse!

Enfin, je tiens particulièrement à remercier tous ceux qui ont partagé mon quotidien au

cours de ces trois années de thèse, merci pour les bons moments que nous avons passé ensemble et pour votre soutien dans les moments plus difficiles. Merci de m'avoir fait découvrir la culture libanaise, d'avoir continué à me passer le frisbee malgré mes passes pourries, d'avoir joué des morceaux d'accordéon, de piano, de guitare, de violoncelle, de m'avoir accueillie dans votre bureau, de m'avoir fait déguster du thé, du chocolat ou des bons gâteaux, de m'avoir guidée dans Santiago, d'avoir pris des pauses avec moi, de m'avoir écoutée râler, d'avoir souri à mes anecdotes – toujours les mêmes, d'être parties en expédition kayak et tortues en Guadeloupe, d'avoir partagé des soirées à Venon, d'avoir institué les « midi yoga », d'avoir fait des sorties en montagnes avec moi, d'être venu vivre à la Tour-du-Pin, d'avoir raconté des blagues, de m'avoir aidée à déménager, d'avoir préparé le pot de la soutenance, merci de m'avoir toujours soutenue dans mes études et suivie dans mes choix, . . .

Résumé

Permettant de protéger les populations des inondations, de canaliser l'eau à des fins d'irrigation ou de production d'électricité, les digues en terre sont des ouvrages stratégiques dont la rupture peut avoir des conséquences dramatiques. La stabilité de ces ouvrages doit ainsi pouvoir être assurée, notamment en cas de séisme. Cependant, étant donné le très grand linéaire qu'ils représentent, la mise en œuvre de vastes campagnes de reconnaissances et de modèles numériques complexes n'est pas toujours envisageable dans les zones de sismicité modérée. L'utilisation d'outils simplifiés, faisant appel à des données facilement mesurables, se révèle indispensable pour fournir une indication sur la stabilité de tronçons de digue soumis à un chargement sismique. Les méthodes simplifiées existantes permettant d'estimer la réponse dynamique des remblais sont inadaptées au contexte des digues. En effet, alors que les digues sont pour la plupart construites dans des vallées sédimentaires, la majorité de ces méthodes, développées pour l'étude des barrages, supposent que l'ouvrage est fondé directement au rocher. Seules deux approches permettent de prendre en compte l'interaction entre l'ouvrage et son sol d'assise (effets de site) : la méthode de Sarma (1979) et celle de Papadimitriou *et al.* (2014). Cependant, la première est basée sur des hypothèses très fortes (elle considère notamment un rocher rigide et un amortissement uniforme, qui plus est très fort) et la seconde se limite à des ouvrages ayant une hauteur supérieure à 20 m. L'approche développée au cours de cette thèse repose sur des hypothèses plus réalistes, en considérant notamment des géométries adaptées à celles des digues, en prenant en compte les effets de site et en adaptant la dissipation d'énergie au niveau de sollicitation. Une étude paramétrique numérique (calcul de la réponse visco-élastique par éléments spectraux en deux dimensions) est utilisée pour couvrir un ensemble de configurations géométriques et mécaniques de digues. Pour prendre en compte la non-linéarité, les valeurs d'amortissement et de dégradation du module de cisaillement sont adaptées en chaque point des modèles à partir des résultats fournis par une série de calculs en linéaire équivalent 1D. Les réseaux de neurones artificiels, dont l'apprentissage est basé sur les résultats des simulations numériques, sont utilisés pour le développement d'une nouvelle méthode simplifiée. Des abaques sont réalisés, à partir des réseaux de neurones établis, pour offrir une alternative visuelle à leur utilisation « mathématiques ». Les outils simplifiés auxquels aboutit cette thèse font appel à des paramètres facilement mesurables sur le terrain. Des méthodes géophysiques sont mises en œuvre au niveau de quatre sites de digues afin d'identifier le meilleur compromis de mesures permettant d'estimer les paramètres nécessaires à l'évaluation de la réponse dynamique de l'ouvrage.

Abstract

Embankments are strategic facilities that, among other things, protect population from flooding and canalize rivers for energy production or for irrigation concerns. Since their rupture can lead to terrible consequences, they must remain stable, especially in case of earthquake. However, given the very large length of embankments, it is rarely possible to conduct complete investigations and complex numerical models in regions of moderate seismicity. Therefore, simplified tools to estimate the dynamic response of embankments using accessible embankments' features are necessary to estimate their capacity to resist seismic loadings. Existing simplified methods, generally developed to assess the dynamic response of embankment-dams, turn out to be inappropriate to study the particular case of embankments along rivers – or other types of embankment, with small height and large length. The majority of these simplified methods do not take into account site effects : they assume the presence of rock directly at the base of the embankment, whereas most of large length embankments are located in alluvial valleys. Two methods only – Sarma (1979) and Papadimitriou *et al.* (2014) – take into account the interaction between the embankment and its soil foundation. However, the first one relies on strong assumptions (among others, that the bedrock is considered rigid and that the viscous damping is supposed to be both spatially uniform and very large) and the second one is limited to tall embankments (higher than 20 m). The method developed in this thesis relies on assumptions that are more realistic : it considers geometries adapted to large length embankments, it accounts for the presence of a soil foundation and includes an energy dissipation process consistent with expected levels of strain. A numerical parametric study is performed based on the computation with the spectral element method of the viscoelastic response of a large set of embankments spanning a wide range of geometrical and mechanical properties. In order to take into account nonlinearity, damping and shear modulus reduction are adapted in each point of the numerical models according to the results of a set of 1D linear equivalent computations. A new simplified method is derived from the obtained numerical results using artificial neural networks. Abacuses are produced from the neural networks so that engineers can have at their disposal a visual tool. This thesis leads to a simplified method that uses some accessible features of embankments as input parameters. The ability of classical geophysical methods to provide those input parameters is further estimated on four sites corresponding to different realistic configurations.

Table des matières

1	Etat de l'art : l'analyse de la stabilité des digues sous chargement sismique	11
1.1	La sécurité sismique des digues vis-à-vis du risque de glissement	11
1.1.1	L'analyse statique et le facteur de sécurité	12
1.1.2	L'analyse pseudo-statique	13
1.1.3	L'analyse pseudo-dynamique	15
1.2	L'aléa sismique de référence	18
1.2.1	La caractérisation du mouvement sismique	18
1.2.1.1	L'accélération maximale	19
1.2.1.2	Le spectre de réponse élastique	19
1.2.1.3	Autres indicateurs de nocivité	21
1.2.2	Aléa sismique de référence forfaitaire	23
1.2.2.1	La carte de zonage sismique en France	24
1.2.2.2	Période de retour et classe d'importance des ouvrages	24
1.2.2.3	Forme spectrale forfaitaire	26
1.2.2.4	La composante verticale du mouvement sismique	28
1.3	La prise en compte des effets de site	29
1.3.1	Description des effets de site	30
1.3.1.1	Les effets de site sédimentaires	30
1.3.1.2	Les effets de site topographiques	35
1.3.2	L'estimation des effets de site	36
1.3.2.1	L'approche réglementaire	37
1.3.2.2	L'approche numérique	40
1.4	Techniques de reconnaissance et caractérisation du sol	44
1.4.1	Les techniques de reconnaissance invasives	45
1.4.2	Les techniques de reconnaissance non-invasives	46
1.4.2.1	Les méthodes actives	46
1.4.2.2	Les méthodes passives	50
1.4.3	Corrélations entre la vitesse des ondes S et les paramètres géotechniques	54
1.4.4	Courbes de dégradation empiriques	55
1.5	L'analyse simplifiée de la réponse sismique des barrages	57

TABLE DES MATIÈRES

1.5.1	Paramètres utilisés pour caractériser le chargement sismique d'une masse glissante	57
1.5.2	Hypothèse d'un bloc rigide	58
1.5.3	Prise en compte de la réponse dynamique de l'ouvrage	58
1.5.3.1	L'approche des poutres en cisaillement	58
1.5.3.2	Abaque de Makdisi et Seed	60
1.5.3.3	Autres approches simplifiées	61
1.5.4	Prise en compte de la réponse dynamique de l'ouvrage et du sol de fondation	62
1.5.4.1	Influence de l'interaction avec une couche de fondation	62
1.5.4.2	Méthode et abaques de Sarma	63
1.5.4.3	Méthode de Papadimitriou	65
2	Utilisation des méthodes géophysiques pour obtenir les caractéristiques d'un site de digue	71
2.1	Mise en place de l'étude de quatre ouvrages réels	72
2.1.1	Caractéristiques des sites recherchées	72
2.2	Choix des sites d'étude	73
2.3	Méthodes d'investigation employées	73
2.4	« Protocole » de mesures mis en place	75
2.5	Digue B	78
2.5.1	Principales données disponibles	78
2.5.2	Dispositifs mis en place	79
2.5.3	Synthèse des résultats	79
2.5.4	Conclusions sur ce site	81
2.6	Digue C	82
2.6.1	Principales données disponibles	82
2.6.2	Dispositifs mis en place	84
2.6.3	Synthèse des résultats obtenus	85
2.6.4	Conclusions sur ce site	91
2.7	Digue D	92
2.7.1	Principales données disponibles	92
2.7.2	Dispositifs mis en place	92
2.7.3	Synthèse des résultats obtenus	93
2.7.4	Conclusions sur ce site	98
2.8	Digue E	100
2.8.1	Principales données disponibles	100
2.8.2	Dispositifs mis en place	100
2.8.3	Synthèse des résultats obtenus	101
2.8.4	Conclusions sur ce site	104
2.9	Synthèse	105
2.9.1	Fréquence fondamentale de résonance au niveau du terrain naturel	106
2.9.2	Vitesse des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel . .	107

2.9.3	Comparaison de la courbe H/V en crête et au niveau du terrain naturel	108
2.9.4	Vitesse des ondes de cisaillement dans le corps de l'ouvrage	108
3	Etude paramétrique de la réponse dynamique d'une digue	111
3.1	Préparation de l'étude paramétrique	112
3.1.1	Prise en compte de l'interaction entre la digue et la vallée dans laquelle elle est construite	112
3.1.1.1	Modélisation du sol sous la digue	112
3.1.1.2	Choix de modélisation de sol de fondation	113
3.1.2	Choix de modélisation de la digue	114
3.1.3	Prise en compte de la dissipation d'énergie au sein des modèles	115
3.1.4	Choix de modélisation et de caractérisation de la sollicitation sismique	117
3.1.5	Grandeurs de sorties d'intérêt	117
3.2	Situations considérées	118
3.2.1	Géométries	118
3.2.2	Propriétés des matériaux	120
3.2.2.1	Propriétés mécaniques dans le domaine linéaire	120
3.2.2.2	Niveaux de sollicitation et dégradation des propriétés mécaniques	126
3.2.3	Sollicitations sismiques	127
3.2.3.1	Signaux de base	128
3.2.3.2	Signaux modifiés	130
3.3	Calculs linéaire équivalent 1D	131
3.3.1	Colonnes de sol considérées	135
3.3.1.1	Géométries	135
3.3.1.2	Propriétés élastiques des matériaux	136
3.3.1.3	Courbes de dégradation des matériaux	137
3.3.2	Sollicitations sismiques	141
3.3.3	Validité de l'approche en linéaire équivalent	141
3.3.4	Mise en œuvre des calculs	142
3.3.5	Post-traitement des données	143
3.3.6	Niveaux de déformation, amortissement et module sécant obtenus	144
3.3.7	Impact de la non-linéarité	146
3.4	Modèles numériques 2D	147
3.4.1	Caractéristiques des simulations numériques	147
3.4.1.1	Modélisation numérique	147
3.4.1.2	Lancement des simulations et coût	148
3.4.1.3	Données de sortie des simulations numériques	149
3.4.2	Propagation des ondes dans les modèles	151
3.4.2.1	Propagation des ondes sismiques dans le domaine linéaire	151
3.4.2.2	Propagation des ondes sismiques pour des matériaux dégradés	154

TABLE DES MATIÈRES

3.5	Post-traitement des données numériques	155
3.5.1	Convolution	155
3.5.2	Résultats conservés : valeurs maximales	155
3.5.2.1	Accélérations maximales au niveau de chaque station . .	156
3.5.2.2	Accélérations maximales de blocs potentiels de glissement	156
3.5.2.3	Déformations de cisaillement maximales au niveau de chaque station	157
3.6	Résultats	157
3.6.1	Validation des modèles par comparaison aux calculs 1D en linéaire équivalent	158
3.6.1.1	Accélérations maximales en champ libre	158
3.6.1.2	Déformations maximales de cisaillement	161
3.6.2	Phénomènes généraux déterminant la sollicitation dynamique de l'ouvrage	164
3.6.2.1	Amplification/atténuation par la couche de sol	165
3.6.2.2	Amplification/atténuation par la « digue 1D » liée au contraste de vitesse avec la couche de sol	168
3.6.2.3	Amplification/atténuation liée à la géométrie 2D de la digue	169
3.6.2.4	Amplification/atténuation générale de la digue	170
3.6.2.5	Amplification/atténuation générale du système digue/couche de sol	171
3.6.2.6	Amplification/atténuation de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement par rapport à l'accélération maximale en crête	172
3.6.2.7	Accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement par rapport au mouvement incident	173
3.6.3	Analyse du rôle de la résonance de la digue	173
4	Utilisation des réseaux de neurones artificiels pour le développement d'une méthode simplifiée de prédiction de la sollicitation sismique d'une digue	181
4.1	Les réseaux de neurones artificiels	183
4.1.1	Description d'un réseau de neurones	183
4.1.2	Création d'un réseau de neurones	185
4.1.2.1	Indicateurs de performance	186
4.1.2.2	Élaboration et validation d'un réseau de neurones multi- couche statique	188
4.1.3	Utilisation d'un réseau de neurones	191
4.1.3.1	Obtention des paramètres clés du problème	192
4.1.3.2	Obtention des sorties recherchées	192
4.2	Développement de quatre réseaux de neurones artificiels	194
4.2.1	Sorties des réseaux et paramètres d'entrées	194
4.2.1.1	Paramètres de sortie	194

4.2.1.2	Paramètres d'entrée	195
4.2.2	Nombre de neurones sur la couche cachée	206
4.2.3	Fonctions d'activation	206
4.2.4	Synthèse : quatre réseaux développés	207
4.2.4.1	Ajustement de l'accélération maximale en crête	207
4.2.4.2	Ajustement de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement	208
4.3	Évaluation de la performance des réseaux développés	208
4.3.1	Réduction de l'écart-type normalisé	208
4.3.2	Corrélation entre les sorties et les valeurs cibles normalisées	210
4.3.3	Répartition des résidus	211
4.4	Utilisation des réseaux développés	213
4.4.1	Obtention des sorties recherchées	213
4.4.2	Répartition des poids synaptiques	214
4.4.3	Développement d'abaques	215
4.4.3.1	Abaques pour la prédiction de l'accélération maximale en crête	216
4.4.3.2	Abaques pour la prédiction de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement	221
4.5	Discussion	224
Conclusions et perspectives		231
Bibliographie		240
A Compléments sur l'étude d'ouvrages réels		261
A.1	Digue A	261
A.1.1	Principales caractéristiques de la digue	261
A.1.2	Mesures ponctuelles des vibrations ambiantes	262
A.2	Digue B	266
A.2.1	Données géotechniques	266
A.2.2	Courbes de dispersion	266
A.2.3	Mesures ponctuelles de vibrations ambiantes : compléments	268
A.3	Digue C	269
A.3.1	Données géotechniques	269
A.3.2	Courbes de dispersion	269
A.3.3	Mesures ponctuelles de vibrations ambiantes : compléments	271
A.4	Digue D	273
A.4.1	Données géotechniques	273
A.4.2	Courbes de dispersion	275
A.4.3	Mesures ponctuelles de vibrations ambiantes : compléments	276
A.4.4	Analyses complémentaires à partir de profils synthétiques	278
A.4.4.1	Analyse de la cohérence des courbes H/V	281
A.4.4.2	Courbes de dispersion synthétiques	285

A.5	Digue E	287
A.5.1	Données géotechniques et géophysiques	287
A.5.2	Courbes de dispersion	289
A.5.3	Mesures ponctuelles de vibrations ambiantes : compléments	292
B	Étude préliminaire de la réponse dynamique d'une digue	299
C	Formulations associées aux familles de courbes de dégradation	313
C.1	(Ishibashi et Zhang, 1993)	313
C.2	(Darendeli, 2001)	314
C.3	« Modèle ECP »	316
C.4	Lien entre profondeur et contrainte de confinement	317
D	Validation du code de calcul SPECFEM2D	319
D.1	Codes de calcul	319
D.2	Modèles considérés	320
D.3	Comparaison des résultats	322
D.3.1	Cas purement élastique	323
D.3.2	Cas d'un amortissement de 3%	324
E	Utilisation de la régression linéaire pour fournir une loi de prédiction de l'accélération maximale en crête de digue	327
E.1	Régression linéaire multiple sans interaction	328
E.2	Régression linéaire multiple avec interactions	329
F	Matrices de poids et biais des réseaux neuronaux	333
F.1	Réseau ANN1-A	333
F.2	Réseau ANN1-B	335
F.3	Réseau ANN2-A	336
F.4	Réseau ANN2-B	338
G	Abaques avec une échelle de couleurs continue	341
G.1	Abaques réalisés à partir des réseaux de neurones développés	341
G.2	Exemple d'un réseau de neurones surajusté	342
G.2.1	Réseau à 5 paramètres d'entrée	342
G.2.2	Nombre de neurones sur la couche cachée	343

Table des figures

1	Exemples de digues.	7
2	Exemple de rupture par érosion.	8
3	Rupture du barrage du Fujinuma lors du séisme de Tohoku (2011).	8
4	Glissement du parement amont du barrage de Van Norman lors du séisme de San Fernando (1971).	9
1.1	Efforts appliqués sur une masse potentielle de glissement.	14
1.2	(a) Analogie entre masse potentielle de glissement et bloc sur plan incliné et (b) lien avec l'accélération critique et calcul du déplacement irréversible (Newmark, 1965).	16
1.3	Illustration schématique du processus de calcul des déplacements irréversibles, inspirée du schéma présenté par Hynes-Griffin et Franklin (1984).	16
1.4	Accélérations maximales obtenues lors de l'étude préliminaire pour une même digue, reposant soit (a) sur une couche de sol molle, soit (b) sur une couche de sol raide.	17
1.5	Exemple de mouvement sismique, base de données RESORCE (Akkar <i>et al.</i> , 2014).	18
1.6	Accélération maximale de la composante transversale du mouvement sismique présenté sur la figure 1.5.	19
1.7	Pseudo-spectres de réponse en accélération du mouvement sismique présenté sur la figure 1.5 calculés pour différentes valeurs d'amortissement.	20
1.8	Carte de zonage sismique de la France (entrée en vigueur le 1er mai 2011). D'après l'article D.563-8-1 du code de l'environnement.	25
1.9	Forme spectrale réglementaire (Eurocode 8, 2004)(axes logarithmiques).	28
1.10	(a) Illustration d'une colonne de sol 1D reposant un substratum semi-infini ; (b) Amplification par la couche de sol dans le domaine spectral.	32
1.11	(a) Évolution de la contrainte de cisaillement avec la déformation et module de cisaillement équivalent ; (b) Exemple d'évolution du module de cisaillement équivalent avec la déformation.	33

TABLE DES FIGURES

1.12 (a) Illustration d'une boucle d'hystérésis et définition de l'amortissement ; (b) Exemple de courbe d'évolution de l'amortissement avec la déformation de cisaillement.	34
1.13 Formes spectrales réglementaires de dimensionnement, composante hori- zontale (Eurocode 8, 2004).	38
1.14 Figure extraite de Kim <i>et al.</i> (2013), illustrant la validité de l'approche en linéaire équivalent. Zone en bleu : spectre de réponse en accélération sous- estimé de 10% à 30% par une analyse en linéaire équivalent (par rapport à une analyse en non-linéaire). Zone en orange : spectre de réponse en accélération sous-estimé de 30 % (ou plus) par une analyse en linéaire équivalent.	42
1.15 Illustration d'une itération du module de cisaillement et de l'amortisse- ment par lecture sur les courbes de dégradation.	43
1.16 Illustration du principe de la sismique réfraction.	47
1.17 Illustration du principe de l'analyse de la propagation des ondes de surface, inspiré du schéma présenté par Foti <i>et al.</i> (2014).	48
1.18 Exemple de pointé d'une courbe de dispersion suite à une analyse FK. . .	50
1.19 Schéma de l'algorithme de calcul de la courbe H/V, extrait de Bonnefoy- Claudet (2004).	52
1.20 Influence de l'indice de plasticité sur la dégradation du module de cisaille- ment (d'après Vucetic et Dobry (1991)).	55
1.21 Influence de la pression effective (et donc de la profondeur z) sur (a) la dé- gradation du module et (b) l'augmentation de l'amortissement (d'après la formulation de Darendeli (2001)).(Paramètres utilisés : $IP = 0\%$, $OCR =$ 1 , $f_c = 3$ Hz, $N_c = 20$ cycles, $\rho = 2000$ kg/m ³ , sol saturé).	56
1.22 Influence du coefficient de surconsolidation sur (a) la dégradation du mo- dule et (b) l'augmentation de l'amortissement (d'après la formulation de Darendeli (2001)).(Paramètres utilisés : $IP = 15\%$, $\sigma'_0 = 10^5$ Pa, $f_c = 3$ Hz, $N_c = 20$ cycles).	57
1.23 Abaque proposé par Makdisi et Seed (1978) pour l'estimation de l'accélé- ration maximale d'un bloc $a_{bloc_{max}}$ à partir de l'accélération maximale en crête $a_{crête_{max}}$	61
1.24 Situation considérée par Sarma (1979).	63
1.25 Abaques issus des formulations proposées par Papadimitriou <i>et al.</i> (2014) pour (a) l'estimation de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement et (b) l'estimation de l'accélération maximale en crête.	69
2.1 Site B : principales caractéristiques du site.	78
2.2 Site B : localisation des mesures réalisées.	79

2.3	Site B : synthèse des vitesses des ondes de cisaillement déduites des différentes mesures. Le trait en pointillés violet (- - -) matérialise les limites de pénétrations (maximales) théoriques des méthodes de sismiques actives non-invasives (MASW et réfraction).	81
2.4	Site B : vitesse des ondes de cisaillement dans la digue. Résultats de la tomographie sismique en ondes S le long du profil transversal à l'axe de la digue. L'axe horizontal correspond à l'abscisse des géophones, le profil de mesure est orienté de l'Isère au côté sec (premier géophone, d'abscisse 0 côté Isère).	82
2.5	Site B : vitesse des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel. Comparaison entre les résultats de la réfraction et du MASW.	83
2.6	Site B : courbes H/V en crête et au niveau du terrain naturel. — : courbe moyenne et - - : courbe multipliée ou divisée par l'écart-type logarithmique.	83
2.7	Site C : photo du talus aval de la digue prise depuis le terrain naturel. Illustration du contexte à trois dimensions du site.	84
2.8	Site C : Localisation des mesures réalisées.	85
2.9	Site C : synthèse des vitesses des ondes de cisaillement déduites des différentes mesures. Le trait - - - matérialise les limites de pénétrations (maximales) théoriques des méthodes de sismiques actives non-invasives (MASW et réfraction).	87
2.10	Site C : vitesse des ondes de cisaillement depuis la crête de digue.	88
2.11	Site C : vitesse des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel.	89
2.12	Site C : courbe H/V obtenue au niveau du terrain naturel.	89
2.13	Site C : illustration du plateau d'amplification de la courbe H/V en crête de digue, (a) comparaison avec la courbe H/V au niveau du terrain naturel (pas de plateau d'amplification) et (b) effet directionnel associé au plateau d'amplification en crête.	90
2.14	Site C : comparaison de la courbe H/V en crête de digue aux fonctions de transfert associées aux profils 1D des ondes S présentées sur la figure 2.10.	91
2.15	Site D : synthèse des données géotechniques.	93
2.16	Site D : localisation des mesures réalisées.	93
2.17	Site D : synthèse des vitesses des ondes de cisaillement déduites des différentes mesures. Le trait - - - matérialise les limites de pénétrations (maximales) théoriques des méthodes de sismiques actives non-invasives (MASW et réfraction).	95
2.18	Site D : vitesses des ondes de cisaillement obtenues par les analyses en réseau au niveau du terrain naturel. En noir est représenté l'un des profils inversés, utilisé par la suite comme profil de référence en champ libre.	96

TABLE DES FIGURES

2.19	Site D : diagramme de dispersion des ondes de Rayleigh obtenu suite au tir d'offset -10 m au niveau du terrain naturel. Illustration de la superposition de modes.	96
2.20	Site D : (a) comparaison des courbes H/V en crête et au niveau du terrain naturel et (b) polarisation de la courbe H/V en crête.	97
2.21	Site D : positionnement des fonctions de transfert 1D associées aux profils de vitesse inversés au niveau du terrain naturel grâce aux mesures en réseau (voir figure 2.18) aux courbes H/V obtenues en chaque point des réseau et à la courbe H/V de référence au niveau de la section principale d'étude.	98
2.22	Site D : illustration de l'effet de la présence d'une couche raide en surface du terrain naturel sur (a) la fonction de transfert 1D et (b) la courbe d'ellipticité des ondes de Rayleigh.	99
2.23	Site E : synthèses des principales données géotechniques.	101
2.24	Site E : localisation des mesures réalisées.	101
2.25	Site E : synthèse des vitesses des ondes de cisaillement déduites des différentes mesures. Le trait - - - matérialise les limites de pénétrations (maximales) théoriques des méthodes de sismiques actives non-invasives (MASW et réfraction).	103
2.26	Site E : vitesse des ondes de cisaillement depuis le terrain naturel.	104
2.27	Site E : vitesse des ondes de cisaillement depuis la crête de digue.	105
2.28	Site E : (a) comparaison des courbes H/V en crête et au niveau du terrain naturel et (b) polarisation de la courbe H/V en crête.	106
2.29	Site E : comparaison de la courbe H/V en crête de digue aux fonctions de transfert associées aux profils 1D des ondes S présentées sur la figure 2.27.	107
3.1	Accélérations maximales obtenues lors de l'étude préliminaire pour une même digue, reposant soit (a) sur une couche de sol molle, soit (b) sur une couche de sol raide.	113
3.2	Déformations maximales obtenues pour un modèle de l'étude préliminaire : illustration de la non-uniformité de la déformation, en particulier entre la digue et la couche de sol (accélération maximale au rocher affleurant égale à 3.6 m/s^2).	116
3.3	Configurations de sites de digue modélisées et paramétrisation des modèles.	119
3.4	Gradients d'évolution de la vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol en fonction de V_{S30}	122
3.5	Illustration de la solution <i>Flamant-Boussinesq</i> pour le calcul du confinement en chaque point de la couche de sol.	123

3.6	Illustration de quelques valeurs de vitesses des ondes de cisaillement dans les modèles, pour $V_d = 300$ m/s, $H_c > 30$ m et (a) $H_d = 4$ m et $\widehat{V}_c = 125$ m/s; (b) $H_d = 20$ m et $\widehat{V}_c = 125$ m/s; (c) $H_d = 4$ m et $\widehat{V}_c = 500$ m/s; (d) $H_d = 20$ m et $\widehat{V}_c = 500$ m/s.	125
3.7	Représentation de l'incrément de vitesse des ondes de cisaillement sous l'effet du confinement apporté par la digue, pour $V_d = 300$ m/s, $H_c > 30$ m et (a) $H_d = 4$ m et $\widehat{V}_c = 125$ m/s; (b) $H_d = 20$ m et $\widehat{V}_c = 125$ m/s; (c) $H_d = 4$ m et $\widehat{V}_c = 500$ m/s; (d) $H_d = 20$ m et $\widehat{V}_c = 500$ m/s.	127
3.8	Spectres de réponse issus de la réglementation sur la base desquels est basée l'adaptation des accélérogrammes réels.	128
3.9	Signaux de base dans le domaine (a) temporel, signaux coupés à 40s; (b) fréquentiel.	130
3.10	Positionnement des formes spectrales des signaux d'origine par rapport aux formes spectrales auxquelles ils sont associés : (a) forme spectrale $Z4A_n$; (b) forme spectrale $Z4BCD_n$	132
3.11	Signaux modifiés normalisés.	133
3.12	Spectres de Fourier des signaux modifiés normalisés.	134
3.13	Pseudo-spectres de réponse en accélération (pour un amortissement de 5%) des signaux modifiés normalisés.	134
3.14	Illustration expliquant (a) le choix des colonnes de sol 1D et (b) l'interpolation entre deux colonnes de sol 1D pour obtenir les caractéristiques en chaque point des modèles 2D.	136
3.15	Paramétrisation des modèles 1D en linéaire équivalent.	137
3.16	Illustration des limites des courbes de dégradation proposées par (Ishibashi et Zhang, 1993). Application dans le cas $IP = 0\%$, évolution (a) du module de cisaillement et (b) de l'amortissement avec la déformation de cisaillement pour différentes profondeurs z sous la surface du sol. En trait pointillé rouge, limite amortissement négatif et rapport G/G_{max} supérieur à 1.	139
3.17	Comparaisons des courbes de (Darendeli, 2001) (en rouge) et du modèle ECP (en bleu) basé sur (Nakagawa et Soga, 1995; Gatti, 2017) dans le cas $IP = 0\%$ décrivant l'évolution (a) du module de cisaillement et (b) de l'amortissement avec la déformation de cisaillement pour différentes profondeurs z sous la surface du sol. Sans marqueur : $z = -0.1$ m; \triangle : $z = -30$ m; \circ : $z = -100$ m et \times : $z = -300$ m.	139
3.18	Comparaisons entre les courbes obtenues avec (Darendeli, 2001) pour $IP = 0\%$ (rouge) et $IP = 15\%$ (vert) décrivant l'évolution (a) du module de cisaillement et (b) de l'amortissement avec la déformation de cisaillement pour différentes profondeurs z sous la surface du sol. Sans marqueur : $z = -0.1$ m; \triangle : $z = -30$ m; \circ : $z = -100$ m et \times : $z = -300$ m.	140

3.19	Positionnement des situations considérées lors des calculs en linéaire équivalent par rapport aux seuils de 0.1% et 0.4% proposé par (Kim <i>et al.</i> , 2013).	142
3.20	Exemple d'amortissement moyen calculé à chaque profondeur pour le cas $H_{d_{loc}} = 0$ m, $H_c = 10$ m, $\widehat{PGA} = 0.5$ g et (a) $\widehat{V}_c = 125$ m/s (b) $\widehat{V}_c = 500$ m/s.	144
3.21	Amortissements équivalents obtenus suite à la série de calculs en linéaire équivalent pour les cas $H_d = 10$ m, $V_d = 300$ m/s, $\widehat{PGA} = 0.1$ g et (a) $\widehat{V}_c = 125$ m/s, (b) $\widehat{V}_c = 500$ m/s.	145
3.22	Amortissements équivalents obtenus suite à la série de calculs en linéaire équivalent pour les cas $H_d = 10$ m, $\widehat{V}_c = 500$ m/s, $\widehat{PGA} = 0.5$ g et (a) $V_d = 200$ m/s, (b) $V_d = 300$ m/s.	145
3.23	Caractérisation de l'effet de la non-linéarité en champ libre pour (a) $\widehat{PGA} = 0.1$ g et (b) $\widehat{PGA} = 0.5$ g.	146
3.24	Schéma illustrant les principales caractéristiques des modèles numériques dans le cadre de l'étude préliminaire (échelle non respectée).	148
3.25	Pulse en déplacement dans le domaine (a) temporel, zoom sur sur les 0.5 premières secondes ; (b) fréquentiel.	148
3.26	Exemple de maillage utilisé (zoom autour de la digue). Cas $H_d = 10$ m, $H_c = 30$ m, $\widehat{V}_c = 125$ m/s et $PGA = 0.3$ g. En vert : la digue ; en jaune : la couche de sol ; en violet : la partie supérieure du rocher.	149
3.27	Schéma illustrant la position des stations où les données des simulations numériques sont sauvegardées.	150
3.28	Exemple de positionnement des stations (sans les stations en « champ libre ») pour la géométrie définie par $H_d = 10$ m et $H_c = 30$ m.	150
3.29	Signaux obtenus au niveaux de trois stations en surface libre ($z = 0$ m), en « champ libre » ($x = 100$ m, $x = 200$ m et $x = 300$ m) pour la couche de sol caractérisée par $H_c = 30$ m et (a) $\widehat{V}_c = 125$ m/s ou (b) $\widehat{V}_c = 500$ m/s. Cas d'un faible niveau de sollicitation ($\widehat{PGA} = 0.01$ g), pour une même digue ($H_d = 10$ m et $V_d = 500$ m/s). Les traits pointillés noirs et rouges indiquent respectivement les instants théoriques de première et seconde arrivées (après un aller-retour), estimés à partir de H_c et V_{S30} , le décalage correspond à celui présent au début du signal imposé (voir figure 3.25(a)).	152
3.30	Signaux obtenus au niveau de quelques stations situées sur l'axe de symétrie ($x = 0$ m)) à faible niveau de sollicitation ($\widehat{PGA} = 0.01$ g), pour une même digue ($H_d = 20$ m et $V_d = 200$ m/s), reposant sur une couche de sol caractérisée par $H_c = 30$ m et (a) $\widehat{V}_c = 125$ m/s ou (b) $\widehat{V}_c = 500$ m/s. Le trait pointillé noir signale l'arrivée de l'onde directe au niveau de chaque station.	153

3.31	Signaux obtenus au niveau de quelques stations situées sur l'axe de symétrie ($x = 0$ m)) pour une configuration intermédiaire de digue/couche de sol ($H_d = 10$ m, $V_d = 300$ m/s, $H_c = 30$ m et $\widehat{V}_c = 250$ m/s) à différents niveaux de sollicitation : (a) $\widehat{PGA} = 0.01$ g, (b) $\widehat{PGA} = 0.1$ g, (c) $\widehat{PGA} = 0.3$ g et (d) $\widehat{PGA} = 0.5$ g.	154
3.32	Géométries des blocs potentiels de glissement considérés pour le post-traitement des données.	156
3.33	Lien entre les différents résultats (1D et 2D) et présentation des notations utilisées.	158
3.34	Comparaison des accélérations maximales obtenues en champ libre avec les modèles numériques 2D et 1D.	160
3.35	Comparaison des déformations de cisaillement maximales estimées en 2D et en 1D (a) dans la digue et (b) dans la couche de sol.	162
3.36	Comparaison des déformations de cisaillement maximales estimées en 2D (en intégrant les déformations selon la direction horizontale) et en 1D (a) dans la digue et (b) dans la couche de sol.	163
3.37	Comparaison des paramètres équivalents moyens estimés en 2D et en 1D dans la digue : (a) amortissement et (b) réduction du module.	164
3.38	Histogramme de répartition de l'atténuation/amplification de l'accélération maximale par la couche de sol.	166
3.39	Histogrammes de répartition des rapports permettant de caractériser l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement.	166
3.40	Histogrammes de répartition des rapports permettant de caractériser l'accélération maximale en crête de digue.	167
3.41	Comparaison entre l'amplification en champ libre et l'amplification réglementaire.	168
3.42	Représentation de l'amplitude du rapport $a_{crête_{max}}/PGA_{FF}$ dans le plan formé par V_d/\widehat{V}_c et H_c/H_d dans le cas (a) linéaire (b) fortement non-linéaire.171	
3.43	Représentation de l'amplitude du rapport $a_{max_{crête}}/\widehat{PGA}$ dans le plan formé par V_d/\widehat{V}_c et H_c/H_d dans le cas (a) linéaire (b) fortement non-linéaire.172	
3.44	Rapport spectral permettant de caractériser la réponse dynamique de la digue définie par $H_d = 10$ m et $V_d = 200$ m/s dans le domaine linéaire. Le trait pointillé rouge positionne la fréquence théorique de la digue, selon l'équation 1.35	175
3.45	Rapport spectral permettant de caractériser la réponse dynamique de la digue définie par $H_d = 10$ m et $V_d = 500$ m/s dans le domaine linéaire. Le trait pointillé rouge positionne la fréquence théorique de la digue, selon l'équation 1.35	177

TABLE DES FIGURES

4.1 Schéma illustrant le fonction associée au neurone j reliant les entrées e_i ($i = 1$ à n_E) à la sortie s_j 184

4.2 Schéma illustrant l'architecture d'un réseau de neurones statique multicouche comprenant trois couches (couche d'entrée contenant n_I paramètres, couche cachée contenant n_H neurones et couche de sortie contenant n_O neurones, correspondant aux différentes grandeurs à prédire par le modèle). 185

4.3 Exemple de corrélation entre les données cibles et de sortie. 187

4.4 Schéma illustrant le principe de surajustement d'un modèle. 189

4.5 Illustration de l'arrêt précoce de l'apprentissage : le résultat conservé est celui conduisant à la valeur minimale de MSE obtenue sur le sous-groupe de validation (ici à l'itération 13). 189

4.6 Histogrammes de répartition des grandeurs de sortie des réseaux de neurones au sein des simulations numériques. 195

4.7 Corrélation entre le *proxy* pour la déformation maximale $\frac{\widehat{PGA} H_c}{\widehat{V}_c^2}$ et la déformation maximale obtenue sur les résultats des 540 simulations numériques. 197

4.8 Histogrammes de répartition des paramètres $\ln(V_d/\widehat{V}_c)$, $\ln(H_c/H_d)$ et $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$. 199

4.9 Histogrammes de répartition des paramètres $\ln(V_d/V_{c_{min}})$, $\ln(V_{c_{min}}/(H_d f_0))$ et $\ln(\widehat{PGA}/(V_{c_{min}} f_0))$ 200

4.10 Histogrammes de répartition du paramètre $\ln(y_b/H_d)$ 201

4.11 Evolution de AIC et $RMSE$ avec le nombre de neurones sur la couche cachée pour les différents réseaux développés : (a) ANN1-A, (b) ANN1-B, (c) ANN2-A et (d) ANN2-B. 207

4.12 Réseaux développés pour prédire l'accélération maximale en crête (a) en faisant appel à H_c et \widehat{V}_c (réseau ANN1-1) et (b) en faisant appel à f_0 et $V_{c_{min}}$ (réseau ANN1-B). 209

4.13 Réseaux développés pour prédire l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement (a) en faisant appel à H_c et \widehat{V}_c (réseau ANN2-1) et (b) en faisant appel à f_0 et $V_{c_{min}}$ (réseau ANN2-B). 210

4.14 Corrélations obtenues entre les sorties du réseau de neurones ANN1-B et les valeurs cibles sur les sous-groupes (a) d'apprentissage, (b) de validation et (c) de test. 212

4.15 Histogrammes représentant la répartition des résidus associés à chaque réseau de neurones développé : (a) Réseau ANN1-A, (b) Réseau ANN1-B, (c) Réseau ANN2-A et (d) Réseau ANN2-B. 213

4.16 Diagrammes en bâtons représentant la répartition des poids synaptiques associés à chaque paramètre d'entrée pour chaque réseau de neurones développé : (a) Réseau ANN1-A, (b) Réseau ANN1-B, (c) Réseau ANN2-A et (d) Réseau ANN2-B. 215

4.17 Abaques développés pour l'estimation de l'amplification de l'accélération maximale en crête par rapport au champ libre ($a_{crête_{max}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN1-A représentées dans le plan formé par V_d/\widehat{V}_c et $PGA H_c/\widehat{V}_c^2$ pour trois fractiles de H_c/H_d : 25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPECFEM. 219

4.18 Abaques développés pour l'estimation de l'amplification de l'accélération maximale en crête par rapport au champ libre ($a_{crête_{max}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN1-B représentées dans le plan formé par $V_d/V_{c_{min}}$ et $PGA/(V_{c_{min}} f_0)$ pour trois fractiles de $V_{c_{min}}/(H_d f_0)$: 25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPECFEM. 221

4.19 Abaques développés pour l'estimation de l'amplification de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement par rapport au champ libre ($a_{bloc_{max}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN2-A représentées dans le plan formé par V_d/\widehat{V}_c et $PGA H_c/\widehat{V}_c^2$ pour trois fractiles de H_c/H_d (25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite)). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPECFEM. 223

4.20 Abaques développés pour l'estimation de l'amplification de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement par rapport au champ libre ($a_{bloc_{max}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN2-B représentées dans le plan formé par $V_d/V_{c_{min}}$ et $PGA/(V_{c_{min}} f_0)$ pour trois fractiles de $V_{c_{min}}/(H_d f_0)$: 25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPECFEM. 225

4.21 Évolution du rapport $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$ (moyenne et écart-type) avec la valeur de y_b/H_d . Comparaison entre l'estimation à partir des réseaux ANN1-A et ANN2-A et les résultats des simulations numériques. 228

A.1 Digue A : coupe géotechnique. 262

A.2 Digue A : profils de vitesse mesurés par essai crosshole depuis la crête. . . 263

A.3 Digue A : localisation des mesures ponctuelles de vibrations ambiantes le long du talus aval de la digue. 264

A.4 Digue A : courbes H/V moyennes obtenues aux différents points de mesure définis sur la figure A.3, à l'exception des points P_{38} et P_{39} situés au niveau du terrain naturel, à distance du pied de digue. 264

TABLE DES FIGURES

A.5	Digue A : comparaison des courbes H/V obtenues en crête (rouge) et pied de digue (vert). Les traits épais correspondent aux valeurs moyennes du rapport H/V et les traits plus fins représentent la valeur moyenne du rapport plus ou moins l'écart-type.	265
A.6	Digue A : polarisation de la courbe H/V au niveau du point P_{13} (en crête de barrage). La direction transversale à l'axe de la digue correspond à un azimut de 0°	266
A.7	Digue B : log du sondage carotté réalisé depuis la crête de digue.	267
A.8	Digue B : graphiques de dispersion ((a) : Rayleigh et (b) : Love) obtenus au niveau du terrain naturel (pour les tirs d'offset 0 m).	268
A.9	Digue B : courbes de dispersion moyenne des ondes de Love et Rayleigh utilisées pour l'inversion du profil de V_S au niveau du terrain naturel. . .	268
A.10	Digue B : spectres moyens des trois composantes des vibrations ambiantes mesurées (a) en crête de digue et (b) au niveau du terrain naturel. (Présence d'un pic industriel vers 4.5 Hz).	270
A.11	Digue I : polarisation des courbes H/V (a) au niveau du terrain naturel et (b) en crête. — : rapport moyen entre la composante horizontale et la composante verticale et - - : écart-type sur ce rapport.	271
A.12	Digue C : données SPT en crête de digue.	272
A.13	Digue C : données SPT en pied de digue.	273
A.14	Digue C : log de sondage carotté disponible à proximité du pied de digue.	274
A.15	Digue C : graphiques de dispersion ((a) : Rayleigh et (b) : Love) obtenus en crête de digue (pour les tirs d'offset 57.5 m).	275
A.16	Digue C : courbes de dispersion moyennes (et écart-type) des ondes de Love et Rayleigh utilisées pour l'inversion des profils de V_S depuis (a) la crête de digue et (b) le terrain naturel.	275
A.17	Digue C : graphiques de dispersion ((a) : Rayleigh et (b) : Love) obtenus au niveau du terrain naturel (pour les tirs d'offset 56 m).	276
A.18	Digue C : spectres moyens des trois composantes des vibrations ambiantes mesurées (a) en crête de digue et (b) au niveau du terrain naturel. (Présence d'un pic industriel vers 4.5 Hz).	277
A.19	Digue C : polarisation des courbes H/V (a) au niveau du terrain naturel et (b) en crête. — : rapport moyen entre la composante horizontale et la composante verticale et - - : écart-type sur ce rapport.	278
A.20	Digue C : courbes H/V obtenues le long du profil en travers de la digue : (a) localisation des points de mesure et (b) courbes H/V moyennes correspondantes.	279

A.21 Digue C : évolution des spectres moyens des trois composantes des vibrations ambiantes ((a) : transversale, (b) longitudinale et (c) verticale) le long du profil de mesure transversal à la digue. Les couleurs sont associées à la localisation des points de mesure (voir figure A.20).	280
A.22 Digue D : données de résistance de pointe depuis la crête de digue.	281
A.23 Digue D : graphiques de dispersion ((a) : Rayleigh et (b) : Love) obtenus en crête de digue (pour les tirs d'offset -10 m).	282
A.24 Digue D : courbes de dispersion moyennes (plus ou moins l'écart-type) des ondes de Love et Rayleigh utilisées pour l'inversion des profils de V_S depuis (a) la crête de digue et (b) le terrain naturel.	282
A.25 Digue D : graphiques de dispersion ((a) : Rayleigh et (b) : Love) obtenus au niveau du terrain naturel (pour les tirs d'offset -10 m).	283
A.26 Digue D : spectres moyens des trois composantes des vibrations ambiantes mesurées (a) en crête de digue et (b) au niveau du terrain naturel.	284
A.27 Digue D : polarisation des courbes H/V (a) au niveau du terrain naturel et (b) en crête. — : rapport moyen entre la composante horizontale et la composante verticale et - - : écart-type sur ce rapport.	285
A.28 Digue D : courbes H/V obtenues le long du profil en travers de la digue : (a) localisation des points de mesure et (b) courbes H/V moyennes correspondantes.	286
A.29 Comparaison des courbes H/V mesurées au niveau du terrain naturel à (a) la fonction de transfert et (b) la courbe d'ellipticité des ondes de Rayleigh associées au profil de vitesse de référence au niveau du terrain naturel.	287
A.30 Illustration du lien entre le contraste en profondeur (vers 80 m) et le pic observé à 0.7 Hz sur les courbes H/V à l'aide de (a) profils de vitesse synthétiques et de (b) leurs fonctions de transfert.	288
A.31 Illustration de l'impact de l'épaisseur de tourbe sur mes courbes H/V à l'aide de (a) profils de vitesse synthétiques et de (b) leurs fonctions de transfert.	289
A.32 Illustration de l'impact de l'épaisseur de tourbe sur mes courbes H/V à l'aide de (a) profils de vitesse synthétiques et de (b) leurs fonctions de transfert.	290
A.33 Site B : illustration de la superposition des modes de dispersion des ondes de Rayleigh à partir des courbes de dispersion théoriques associées au profil de vitesse de référence au niveau du terrain naturel.	290
A.34 Influence des différents contrastes de vitesse présents sur (a) les profils synthétiques sur les courbes de dispersion théoriques des ondes de (b) Rayleigh et (c) Love correspondantes.	291
A.35 Digue E : données de résistance de pointe depuis la crête de digue.	292

TABLE DES FIGURES

A.36	Digue E : image en deux dimensions des vitesses des ondes S obtenues mesurées en MASW depuis la crête de digue par un bureau d'étude. La section de la digue considérée dans cette thèse est matérialisée sur la figure par une flèche rouge.	293
A.37	Digue E : graphiques de dispersion ((a) : Rayleigh et (b) : Love) obtenus en crête de digue (pour les tirs d'offset 57.5 m).	294
A.38	Digue E : courbes de dispersion moyennes (et écart-type) des ondes de Love et Rayleigh utilisées pour l'inversion des profils de V_S depuis (a) la crête de digue et (b) le terrain naturel.	294
A.39	Digue E : graphiques de dispersion ((a) : Rayleigh et (b) : Love) obtenus en crête de digue (pour les tirs d'offset -10 m).	295
A.40	Digue E : spectres moyens des trois composantes des vibrations ambiantes mesurées (a) en crête de digue et (b) au niveau du terrain naturel.	296
A.41	Digue E : polarisation des courbes H/V (a) au niveau du terrain naturel et (b) en crête. — : rapport moyen entre la composante horizontale et la composante verticale et - - : écart-type sur ce rapport.	297
D.1	Comparaison entre l'évolution de l'amortissement avec la fréquence (dans la gamme de fréquences d'intérêt) dans les modèles COMSOL® et SPEC-FEM2D, pour une valeur cible de l'amortissement $\zeta_{cible} = 3\%$	321
D.2	Configuration considérée pour la validation des outils de calcul.	322
D.3	Exemple de maillage utilisé (zoom autour de la digue) dans COMSOL® pour la validation des codes de calcul.	322
D.4	Comparaison des vitesses horizontales issues des deux codes de calcul au (a) milieu de la crête de digue (point 1) et (b) à la surface de la couche de sol à 400m du pied de digue (point 2). Cas purement élastique.	323
D.5	Comparaison des vitesses horizontales issues des deux codes de calcul dans le domaine fréquentiel au (a) milieu de la crête de digue (point 1) et (b) à la surface de la couche de sol à 400m du pied de digue (point 2).	324
D.6	Vitesses en surface de la couche de sol à 400m du pied de digue (point 2) dans le cas purement élastique (a) dans le domaine temporel et (b) dans le domaine fréquentiel.	324
D.7	Vitesses en milieu de crête de digue (point 1) pour un amortissement de 3% (a) dans le domaine temporel et (b) dans le domaine fréquentiel.	325
E.1	Répartition des résidus à l'issue de la régression linéaire multiple sans interaction.	329
E.2	Répartition des résidus à l'issue de la régression linéaire multiple avec interactions.	331

G.1 Abaques développés pour l'estimation de l'amplification de l'accélération maximale en crête par rapport au champ libre ($a_{crête_{max}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN1-A représentées dans le plan formé par V_d/\widehat{V}_c et $PGA H_c/\widehat{V}_c^2$ pour trois fractiles de H_c/H_d : 25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPECFEM2D. Utilisation d'une palette de couleurs continue. 342

G.2 Abaques développés pour l'estimation de l'amplification de l'accélération maximale en crête par rapport au champ libre ($a_{crête_{max}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN1-B représentées dans le plan formé par $V_d/V_{c_{min}}$ et $PGA/(V_{c_{min}} f_0)$ pour trois fractiles de $V_{c_{min}}/(H_d f_0)$: 25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPECFEM2D. Utilisation d'une palette de couleurs continue. 343

G.3 Abaques développés pour l'estimation de l'amplification de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement par rapport au champ libre ($a_{bloc_{max}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN2-A représentées dans le plan formé par V_d/\widehat{V}_c et $PGA H_c/\widehat{V}_c^2$ pour trois fractiles de H_c/H_d (25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite)). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPECFEM2D. Utilisation d'une palette de couleurs continue. . . 344

G.4 Abaques développés pour l'estimation de l'amplification de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement par rapport au champ libre ($a_{bloc_{max}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN2-B représentées dans le plan formé par $V_d/V_{c_{min}}$ et $PGA/(V_{c_{min}} f_0)$ pour trois fractiles de $V_{c_{min}}/(H_d f_0)$: 25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPECFEM2D. Utilisation d'une palette de couleurs continue. . . 345

G.5 Illustration d'un réseau complexe (5 paramètres d'entrée) surajusté. Représentation des sorties du réseau dans le plan formé par deux des paramètres d'entrée, les autres étant fixés à la valeur médiane. Les ronds \circ correspondent aux données des simulations numériques et sont colorés suivant la même palette de couleurs que les sorties du réseau. 346

G.6 Évolution des valeurs de $RMSE$ et de AIC obtenues en fonction de nombre de neurones sur la couche cachée, pour un exemple. 347

G.7 Illustration de l'impact éventuel du nombre de neurones sur la couche cachée sur un surajustement du réseau développé. Représentation des sorties d'un réseau de neurones obtenue pour quatre valeurs différentes du nombre de neurones sur la couche cachée n_H 348

TABLE DES FIGURES

Liste des tableaux

1.1	Accélérations horizontales maximales de référence réglementaires a_{gr} associées à chaque zone de sismicité ($T_{R_{ref}} = 475$ ans).	24
1.2	Coefficient d'importance associé à chaque période de retour.	26
1.3	Classes de barrage et périodes de retour associées à considérer selon le décret numéro 2015-526 du 12 mai 2015. H_d correspond à la hauteur du barrage en mètres et V au volume retenu en millions de mètres cube.	27
1.4	Périodes paramétrisant la forme spectrale normalisée au rocher (Eurocode 8, 2004).	28
1.5	Classes de sol définies dans Eurocode 8 (2004).	39
1.6	Paramètres du spectre de dimensionnement forfaitaire de la sollicitation horizontale.	40
2.1	Caractéristiques générales des sites étudiés.	74
2.2	Sites B : caractéristiques des profils de mesure par sismique active (réfraction et/ou MASW).	80
2.3	Sites C : caractéristiques des profils de mesure par sismique active (réfraction et/ou MASW).	86
2.4	Sites D : caractéristiques des profils de mesure par sismique active (réfraction et/ou MASW).	94
2.5	Sites E : caractéristiques des profils de mesure par sismique active (tomographie sismique et/ou MASW).	102
3.1	Paramètres des modèles numériques.	119
3.2	Paramètres des différents profils de vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol.	121
3.3	Classes de sol des différentes couches de sol considérées et coefficients d'amplification réglementaires associés.	126
3.4	Conditions d'enregistrement des signaux de base.	129
3.5	Attribution des signaux réels à chaque spectre de réponse.	131

3.6	Valeurs des indicateurs de nocivité (définis dans la partie 1.2.1, de gauche à droite dans le tableau : accélération maximale, vitesse maximale, intensité d’Arias, accélération quadratique moyenne, vitesse absolue cumulée, pouvoir destructeur selon Saragoni, période prédominante) des signaux modifiés normalisés utilisés dans l’étude paramétrique.	132
3.7	Paramètres des modèles 1D étudiés en linéaire équivalent.	135
3.8	Statistiques sur les rapports d’accélération maximales.	179
4.1	Fonctions d’activation pouvant être utilisées dans un réseau de neurones (tableau adapté à partir de Derras (2011); Salameh (2016)).	191
4.2	Quelques jeux de paramètres testés pour prédire $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ et performance associée (caractérisée par valeur de $RMSE$ sur l’ajustement de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ à partir d’un réseau de neurones faisant appel au jeu de paramètres testé sur sa couche d’entrée).	203
4.3	Quelques jeux de paramètres testés pour prédire $\ln(a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA})$ et performance associée (caractérisée par valeur de $RMSE$ sur l’ajustement de $\ln(a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA})$ à partir d’un réseau de neurones faisant appel au jeu de paramètres testé sur sa couche d’entrée).	204
4.4	Paramètres d’entrée et de sortie choisis pour les quatre réseaux de neurones développés. Caractérisation de la « banque de données » relativement à ces paramètres.	205
4.5	Performance (MSE et R_c^2) du réseau ANN1-A pour différentes combinaisons de fonctions d’activation sur la couche cachée et la couche de sortie.	208
4.6	Performance de chaque réseau développé. Comparaison entre $RMSE$ et l’écart-type initial sur les valeurs cibles dans le domaine normalisé.	211
4.7	Coefficients de corrélation obtenus entre les sorties de chaque réseau de neurones et les valeurs cibles.	211
4.8	Configurations associées aux différentes valeurs prises par le rapport V_d/\widehat{V}_c dans les simulations numériques.	226
4.9	Configurations associées aux différentes valeurs prises par le rapport $V_d/V_{c_{min}}$ dans les simulations numériques.	227
E.1	Coefficients obtenus à l’issue de la régression linéaire multiple sans interaction.	328
E.2	Coefficients obtenus à l’issue de la régression linéaire multiple avec interactions.	330

Nomenclature

Acronymes

<i>AIC</i>	<i>Akaike's Information Criterion</i> - Critère d'information de Akaike (1974).	
<i>CAV</i>	<i>Cumulative Absolute Velocity</i> - Vitesse absolue cumulée.	m/s
<i>FSC</i>	<i>Frequency-Scaled Curvature</i> - Courbure normée en fréquence, <i>proxy</i> pour les effets topographiques (Maufroy <i>et al.</i> , 2015b).	
<i>GMPE</i>	<i>Ground Motion Prediction Equation</i> - Équation de prédiction du mouvement sismique.	
<i>MSE</i>	<i>Mean Squared Error</i> - Erreur quadratique moyenne.	
<i>NSPT</i>	Nombre de coups au pénétromètre dynamique pour 30cm de pénétration dans le sol.	
<i>PGA</i>	<i>Peak Ground Acceleration</i> - Accélération maximale.	m/s ²
<i>PGD</i>	<i>Peak Ground Displacement</i> - Déplacement maximal.	m
<i>PGV</i>	<i>Peak Ground Velocity</i> - Vitesse maximale.	m/s
<i>RMSE</i>	<i>Roar Mean Square Error</i> - Racine carrée de l'erreur quadratique moyenne, comparable à l'écart-type.	
<i>SI(ζ)</i>	<i>Spectral Intensity</i> - Intensité spectrale calculée pour un amortissement ζ .	m
<i>SPT</i>	<i>Standard Penetration Test</i> - essai au pénétromètre dynamique.	
<i>SSR</i>	<i>Site Standard Ratio</i> - Rapport spectral site sur référence.	

Caractères Grecs

α_{NS}	Paramètre de (Nakagawa et Soga, 1995).	
α_R	Coefficient inertiel.	s
β	Inclinaison de la surface de glissement.	
β_{NS}	Paramètre de (Nakagawa et Soga, 1995).	
β_R	Coefficient élastique .	s ⁻¹
$\Delta_{H_{loc}}$	Pas de variation de la hauteur locale de la digue pour les calculs en 1D.	m

Nomenclature

$\Delta\sigma_{tot}$	Supplément de contrainte totale apportée par la digue en un point.	N
$\Delta\sigma_{xx}$	Supplément de contrainte horizontale apportée par la digue en un point.	N
$\Delta\sigma_{zz}$	Supplément de contrainte verticale apportée par la digue en un point.	N
$\left(\frac{\partial u_x}{\partial x}\right)_{couche_{2D}}$	Valeur moyenne sur l'ensemble des stations de la couche de sol de la valeur maximale de $\left(\frac{\partial u_x}{\partial x}\right)$ obtenue à l'issue des calculs 2D.	
$\left(\frac{\partial u_x}{\partial x}\right)_{digue_{2D}}$	Valeur moyenne sur l'ensemble des stations de la digue de la valeur maximale de $\left(\frac{\partial u_x}{\partial x}\right)$ obtenue à l'issue des calculs 2D.	
ΔW_c	Énergie dissipée sur un cycle.	J
Δ_x	Distance horizontale entre deux points/géophones.	m
Δ_z	Distance verticale entre deux points.	m
η	Coefficient de correction de l'amortissement visqueux.	
γ_c	Déformation de cisaillement cyclique.	
$\gamma_{couche_{1D}}$	Valeur moyenne de la déformation maximale calculée dans la partie « couche de sol » par les calculs 1D.	
$\gamma_{digue_{1D}}$	Valeur moyenne de la déformation maximale calculée dans la partie « digue » par les calculs 1D.	
γ_{eff_i}	Déformation de cisaillement effective calculée de manière linéaire équivalente avec les paramètres G_i et $zeta_i$.	
γ_i	Coefficient d'importance.	
γ_r	Paramètre des courbes de dégradation proposées par (Darendeli, 2001).	
γ_{max_i}	Déformation de cisaillement maximale calculée de manière linéaire équivalente avec les paramètres G_i et $zeta_i$.	
γ_{proxy}	<i>Proxy</i> pour la déformation de cisaillement maximale dans le sol selon Kim <i>et al.</i> (2013).	
λ_{max}	Longueur d'onde maximale	m
λ_{min}	Longueur d'onde minimale.	m
ω_a, ω_b	Pulsations propres pour lesquelles l'amortissement de Rayleigh est égal à ζ_{cible} .	rad/s
$\omega_{H_{i,j}}$	$i = 1 \text{ à } n_I, j = 1 \text{ à } n_H$. Poids associé à l'entrée d'indice i du neurone j de la couche cachée.	
$\omega_{i,j}$	Poids synaptique associé à chaque entrée e_i du neurone j .	
$\omega_{O_{i,j}}$	$i = 1 \text{ à } n_H, j = 1 \text{ à } n_O$. Poids associé à l'entrée d'indice i du neurone j de la couche de sortie.	

Φ	Angle de frottement du matériau.	◦
φ_H	Fonction d'activation utilisée pour les neurones de la couche cachée.	
ϕ_i	$i = 1$ à 12 . Paramètres des courbes de dégradation proposées par (Darendeli, 2001).	
φ_O	Fonction d'activation utilisée pour les neurones de la couche de sortie.	
ρ_c	Masse volumique des matériaux constitutifs de la couche de sol.	kg/m ³
ρ_d	Masse volumique des matériaux constitutifs de l'ouvrage (barrage ou digue).	kg/m ³
σ_0	Pression de confinement totale.	Pa
σ'_0	Pression de confinement effective.	Pa
σ'_{h_0}	Contrainte de confinement horizontale effective.	Pa
σ'_{v_0}	Contrainte de confinement verticale effective.	Pa
σ_{h_0}	Contrainte de confinement horizontale totale.	Pa
σ_{v_0}	Contrainte de confinement verticale totale.	Pa
τ_c	Contrainte de cisaillement cyclique.	Pa
Θ_i	$i = 1, 2$ Angles permettant de caractériser la position d'un point de la couche de sol par rapport à la digue.	◦
ζ	Amortissement visqueux par rapport à l'amortissement critique.	
ζ_i	Amortissement après la i^e itération lors d'un calcul linéaire équivalent.	
ζ_{cible}	Valeur cible de l'amortissement sur laquelle sont calés les coefficients de Rayleigh.	
ζ_{eq}	Amortissement équivalent.	
$\zeta_{Masing, a_d=1}$	Paramètre des courbes de dégradation proposées par (Darendeli, 2001).	

Caractères Romains

$a(t)$	Accélération à un instant t .	m/s ²
a_d	Paramètre des courbes de dégradation proposées par (Darendeli, 2001).	
a_g	Accélération horizontale maximale de référence (période de retour T_R).	m/s ²
A_{0_c}	Amplification maximale par la couche de sol à la fréquence fondamentale.	
a_{b_c}	Accélération critique associée à un bloc potentiel de glissement.	m/s ²
a_{b_h}	Accélération pseudo-statique horizontale du bloc potentiel de glissement.	m/s ²
a_{b_v}	Accélération pseudo-statique verticale du bloc potentiel de glissement.	m/s ²

Nomenclature

$a_{bloc_{max}}$	Accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement.	m/s^2
$a_{crête_{max}}$	Accélération maximale en crête de digue.	m/s^2
a_{gr}	Accélération horizontale maximale de référence (période de retour 475 ans).	m/s^2
A_{rms}	Accélération quadratique moyenne.	m/s^2
a_{vg}	Accélération verticale maximale de référence (période de retour T_R).	m/s^2
B	Largeur du chargement linéaire apporté par la digue.	m
b_d	Paramètre des courbes de dégradation proposées par (Darendeli, 2001).	
b_{H_j}	$j = 1$ à n_H . Biais attribué à chaque neurone de la couche cachée.	
b_{O_j}	$j = 1$ à n_O . Biais attribué à chaque neurone de la couche de sortie.	
C	Matrice d'amortissement.	
C	Cohésion du matériau .	Pa
C_i	Contraste d'impédance.	
c_i	$i = 1$ à 3. Paramètres des courbes de dégradation proposées par (Darendeli, 2001).	
$DXUZ$	Dérivée spatiale selon la direction horizontale du déplacement particulaire vertical en sortie des calculs numériques (réponse impulsionnelle).	
$DZUX$	Dérivée spatiale selon la direction horizontale du déplacement particulaire vertical en sortie des calculs numériques (réponse impulsionnelle).	
e_i	$i = 1$ à n_E . Entrées d'un neurone.	
f_0	Fréquence fondamentale de résonance du sol.	Hz
f_d	Fréquence fondamentale de résonance de la digue.	Hz
f_n	Fréquence de résonance du $n^{\text{ème}}$ harmonique.	Hz
F_{b_h}	Force d'inertie pseudo-statique horizontale appliquée au centre d'inertie du bloc potentiel de glissement.	N
F_{b_v}	Force d'inertie pseudo-statique verticale appliquée au centre d'inertie du bloc potentiel de glissement.	N
$f_{H/V}$	Fréquence du pic lue sur la courbe H/V.	Hz
FS	Facteur de sécurité.	
G_i	Module de cisaillement après la i^{e} itération lors d'un calcul linéaire équivalent.	Pa
G_{eq}	Module de cisaillement équivalent.	Pa
G_{max}	Module de cisaillement élastique.	Pa
H_c	Épaisseur de la couche de sol.	m

H_d	Hauteur d'un ouvrage (barrage ou digue).	m
H_i	$i = 1$ à n_H . Sorties de la couche cachée et entrées de la couche de sortie.	
$H_{d_{loc}}$	Hauteur locale de la digue.	m
Ht	Épaisseur de la couche de tourbe au niveau du site D (profils synthétiques).	m
I_A	Intensité d'Arias.	m/s
I_i	$i = 1$ à n_I . Paramètres d'entrée d'un réseau de neurone.	
K	Matrice de raideur.	N/m
K	Paramètre des courbes de dégradation proposées par (Ishibashi et Zhang, 1993).	
K_0	Coefficient de poussée des terres, égal à 0.7.	
k_{b_h}	Coefficient pseudo-statique horizontal.	
k_{b_v}	Coefficient pseudo-statique vertical.	
L	Longueur du dispositif de mesures (pour réfraction ou MASW).	m
L_r	Longueur de glissement.	m
M	Matrice de masse.	kg
M	Magnitude du séisme.	
m	Paramètre des courbes de dégradation proposées par (Ishibashi et Zhang, 1993).	
m_b	Masse du bloc potentiel de glissement.	kg
N	Nombre d'éléments de la « banque de données » d'apprentissage.	
n	Paramètre des courbes de dégradation proposées par (Ishibashi et Zhang, 1993).	
N_b	Effort de réaction normal à la surface de glissement.	N
n_E	Nombre d'entrées d'un neurone.	
n_H	Nombre de neurones sur la couche cachée.	
n_I	Nombre de neurones sur la couche d'entrée.	
n_O	Nombre de neurones sur la couche de sortie.	
N_W	Nombre de poids synaptiques d'un réseau de neurone.	
O_i	$i = 1$ à n_O . Sorties d'un réseau de neurones.	
o_k	$k = 1$ à N . Sortie d'un modèle associée au jeu de paramètres d'entrée d'indice k de la banque de donnée.	
p	Chargement linéaire apporté par la digue (poids de la digue).	N
P_d	Pouvoir destructeur selon Araya et Saragoni (1984).	m · s

Nomenclature

p_{ref}	Pression de confinement de référence à laquelle sont données les courbes de dégradation.	Pa
\widehat{PGA}	Valeurs de PGA au rocher affleurant choisies dans le cadre de l'étude paramétrique.	m/s ²
$PGA_{< crête > 1D}$	Accélération maximale en surface des colonnes de sol 1D, pour $H_{d_{loc}} = H_d$ (« crête 1D »).	m/s ²
PGA_{FF1D}	Accélération maximale en surface des colonnes de sol 1D, pour $H_{d_{loc}} = 0$ m (« champ libre »).	m/s ²
PGA_{FF2D}	Accélération maximale en champ libre obtenue à l'issue des calculs 2D.	m/s ²
Q	Facteur de qualité.	
R	Rapport entre la déformation de cisaillement effective et la déformation de cisaillement maximale.	
R_c	Coefficient de corrélation entre les sorties du modèle et les cibles de la base de données d'apprentissage.	
R_k	$k = 1$ à N . Résidu correspondant à la différence entre o_k et t_k .	
$R_{FF2D/1D}$	Rapport utilisé pour comparer les écarts entre PGA_{FF2D} et PGA_{FF1D}	
R_{NL}	Rapport permettant de caractériser la non-linéarité dans la couche de sol.	
S	Coefficient d'amplification du spectre réglementaire en accélération en fonction de la classe de sol.	
S'_a	Pseudo-spectre de réponse élastique en accélération.	m/s ²
S'_v	Pseudo-spectre de réponse élastique en vitesse.	m/s
S'_{regl}	Forme spectrale réglementaire du pseudo-spectre de réponse en accélération normalisée, composante horizontale.	m/s ²
S'_{vregl}	Forme spectrale réglementaire du pseudo-spectre de réponse en accélération normalisée, composante verticale.	m/s ²
S_d	Spectre de réponse élastique en déplacement.	m
s_j	Sortie du neurone j .	
t	Temps.	s
T_0	Période fondamentale de résonance.	s
t_5	Instant pour lequel l'énergie accumulée par le signal atteint 5% de l'énergie totale.	s
T_b	Effort tangentiel de résistance développé le long de la surface de glissement.	N
t_c	Temps de trajet des ondes de cisaillement dans la couche de sol.	s

t_d	Temps de trajet des ondes de cisaillement dans le remblai.	s
T_i	i=B à F, Périodes permettant de paramétrer la forme spectrale réglementaire.	s
t_k	$k = 1$ à N . Cible d'indice k de la banque de donnée.	
T_p	Période prédominante du mouvement sismique.	s
T_R	Période de retour.	s
t_{75}	Instant pour lequel l'énergie accumulée par le signal atteint 75% de l'énergie totale.	s
t_{95}	Instant pour lequel l'énergie accumulée par le signal atteint 95% de l'énergie totale.	s
$T_{d_{5-75}}$	Durée de la phase forte définie entre t_5 et t_{75} .	s
$T_{d_{5-95}}$	Durée de la phase forte définie entre t_5 et t_{95} .	s
T_d	Durée du mouvement sismique.	s
$T_{R_{ref}}$	Période de retour de référence (475 ans).	s
u	Déplacements irréversibles provoqués par un glissement.	m
u_x	Déplacement horizontal.	m
u_z	Déplacement vertical.	m
V	Volume retenu par un ouvrage.	m ³
V_a	Valeur de vitesse à la profondeur $z_a=0$ m utilisée pour la définition du gradient de vitesse.	m/s
V_c	Vitesse des ondes de cisaillement en un point de la couche de sol.	m/s
\widehat{V}_c	Valeur de $V_{S_{30}}$ sur laquelle est basé le gradient de vitesse dans la couche de sol dans le cadre de l'étude paramétrique.	m/s
V_d	Vitesse élastique des ondes de cisaillement dans l'ouvrage (barrage ou digue).	m/s
V_b	Valeur de vitesse à la profondeur $z_b=-1000$ m utilisée pour la définition du gradient de vitesse.	m/s
V_{Pd}	Vitesse élastique des ondes de compression dans la digue.	m/s
$V_{S_{30}}$	Vitesse moyenne des ondes de cisaillement sur les 30 premiers mètres de sol.	m/s
V_{Seq}	Vitesse des ondes de cisaillement dégradée.	m/s
Vt	Vitesse des ondes de cisaillement dans la tourbe au niveau du site D (profils synthétiques).	m/s
VX	Vitesse particulière horizontale en sortie des calculs numériques (réponse impulsionnelle).	m/s

Nomenclature

$W(t)$	Energie accumulée entre le début d'un signal et l'instant t .	m/s^3
W_∞	Energie totale accumulée par un signal.	m/s^3
W_b	Poids du bloc potentiel de glissement.	N
W_c	Énergie de déformation mobilisée sur un cycle.	J
x_0	Abscisse d'un point des modèles numériques.	m
x_1	Distance entre la source sismique et le géophone le plus proche.	m
y_b	Profondeur maximale du bloc potentiel de glissement, repérée depuis la crête de l'ouvrage.	m
z_0	Ordonnée d'un point des modèles numériques.	m
z_a	Profondeur de 0 m utilisée pour la définition du gradient de vitesse.	m
z_b	Profondeur de -1000 m utilisée pour la définition du gradient de vitesse.	m

Introduction générale

Le territoire français compte plus de 9000 km de digues (Association France Dignes, 2018), permettant de protéger plusieurs millions de personnes contre les aléas liés aux crues soudaines et aux submersions marines. Les digues ne se limitent pas à préserver les habitants des inondations, mais peuvent aussi permettre de canaliser les cours d'eau naturels, former des canaux artificiels utiles à l'irrigation, la navigation fluviale ou encore l'hydroélectricité. Il s'agit ainsi d'ouvrages stratégiques, associés à des enjeux importants en termes de sécurité et de développement économique. Il est essentiel de pouvoir garantir leur intégrité pour des conditions « normales » d'exploitation, mais aussi pour des situations accidentelles comme une forte crue ou un tremblement de terre.

Avant 2014, il n'existait pas de définition réglementaire des digues. Une définition technique était proposée par la circulaire du 8 juillet 2008 affirmant qu'une « digue » est un ensemble cohérent du point de vue du fonctionnement hydraulique et de la protection contre les crues. Au sens du décret du 11 décembre 2007, il s'agissait d'ouvrages pouvant créer une « charge hydraulique » (générée par une différence de niveau d'eau entre deux parties d'une même zone inondable), mais n'ayant pas pour visée de stocker l'eau. La loi du 27 janvier 2014 propose une définition réglementaire : « les digues sont des ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les inondations et les submersions ». Tout ouvrage pouvant potentiellement protéger d'une inondation mais dont ce n'est pas la vocation première n'est ainsi pas considéré comme une digue. C'est le cas par exemple des remblais routiers ou des voies ferrées. De la même manière, les ouvrages de protection des berges ou du littoral contre l'érosion (revêtements en enrochement, murs,...) ne sont pas des digues à proprement parler. Contrairement aux barrages construits transversalement à l'axe d'un cours d'eau, les endiguements sont en généralement des ouvrages longitudinaux. La figure 1 illustre la diversité des endiguements pouvant être rencontrés. Dans la pratique, les catégories suivantes sont distinguées :

- les digues de protection contre les crues ou digues fluviales, situées dans le lit majeur d'un cours d'eau : elles sont surélevées par rapport au terrain naturel et permettent de mettre à l'abri des inondations (figure 1(g)) ;
- les remblais de canaux, qui permettent de contenir l'eau dans le cadre de systèmes hydrauliques dont le débit est maîtrisé : ils sont constamment en charge (figure 1(c)) ;
- les digues de protection contre la mer (figure 1(e)), qui permettent de protéger le littoral : elles sont soumises aux vagues et marées.

Dans un sens plus large, les remblais aux abords des barrages sont parfois appelés digues (figure 1(d)). Il s'agit dans la majorité des cas d'ouvrages en terre. Il est néanmoins fréquent de rencontrer des digues de type « mur poids » (digues maçonnées, en béton ou en pierre, ou digues mixtes pour lesquelles le mur est adossé à un remblai) dans les centres-villes anciens. Cette thèse porte uniquement sur l'étude des remblais en terre, qui se révèlent être les plus vulnérables (CIGB, 2001). Elle se consacre à l'étude des digues dans le sens large du terme : les résultats sont ainsi applicables aux petits barrages en remblai, aux remblais de voies ferrées ou routiers. Bien que le terme « digue » soit employé tout au long de ce manuscrit (par souci de simplicité), il s'agit d'étudier les remblais de grand linéaire, en particulier, les outils développés restent applicables en cas d'évolution de la définition réglementaire des digues.

Lorsqu'une digue ou un barrage ne peut plus assurer sa fonction principale qui est de générer une différence de niveau d'eau entre deux zones inondables, on parle alors de ruine de l'ouvrage. Les trois mécanismes principaux pouvant provoquer la rupture d'une digue sont :

- l'érosion externe ;
- l'érosion interne ;
- le glissement des pentes.

L'érosion est à l'origine de la majorité des cas de rupture de barrages en remblai (Foster *et al.*, 2000). Ce phénomène se produit à l'échelle d'une particule de sol. Les frottements exercés par l'eau en mouvement sur cette dernière peuvent la mettre en mouvement. Petit à petit les grains de sol, particulièrement s'ils sont fins et que la vitesse de l'écoulement est grande, peuvent être emportés par le courant. Un exemple de rupture par érosion d'une digue est présenté sur la figure 2. L'érosion peut survenir de manière externe : typiquement au pied de la digue, où se concentrent les turbulences, ou par surverse au-dessus de la crête de l'ouvrage. Un écoulement souterrain peut aussi être à l'origine d'une rupture par érosion interne.

La rupture par glissement (ou cisaillement) intervient lorsque la résistance au cisaillement pouvant être mobilisée (par frottement et cohésion entre les grains) le long d'une surface de rupture ne parvient pas à contrebalancer les contraintes développées (notamment sous l'effet d'efforts gravitaires). La ruine d'un ouvrage peut survenir pour des conditions normales d'exploitation, mais peut aussi être la conséquence d'un chargement accidentel. Les fortes crues favorisent notamment l'érosion et sont à l'origine de ruptures de digues, par exemple de la rupture de la digue du Gardon à proximité d'Aramon en 2002 (MALLET *et al.*, 2004)).

Sous l'effet d'un séisme, les efforts dynamiques, notamment les efforts horizontaux, générés peuvent conduire au développement de contraintes dépassant temporairement la résistance du sol et provoquer ainsi une rupture par cisaillement. Selon Harder *et al.* (2011) et Pradel *et al.* (2013), ce phénomène (glissement entraînant un affaissement de la crête puis une rupture par surverse) est probablement à l'origine de la rupture, lors du séisme de Tohoku en 2011, d'un barrage d'irrigation de 18.5 m de hauteur (barrage de Fujinuma) – ouvrage considéré comme une « digue » par la réglementation japonaise de

l'époque (Pradel *et al.*, 2013; RSSOH, 2014). La figure 3 montre une photo de l'ouvrage rompu.

La rupture lors d'un séisme peut aussi être liée à un autre effet : la perte de résistance provoquée par la génération de pression interstitielle (conduisant à la liquéfaction du sol). Ce phénomène peut se produire à la base de l'ouvrage ou dans le corps de la digue, typiquement au sein de lentilles sableuses, mal compactées et saturées en eau. La montée des sous-pressions interstitielles s'accompagne d'une chute de la contrainte effective et ainsi de la résistance au cisaillement du sol. Il a été à l'origine notamment de la rupture du petit barrage de Sheffield (hauteur de 8 m) en 1925 (Seed *et al.*, 1969) et d'un glissement conséquent (déplacement de l'ordre de 40 m) du parement amont du barrage de Van Norman lors du séisme de San Fernando en 1971 (Seed *et al.*, 1975) (voir photo figure 4).

Les digues et barrages sont classés selon le décret 2015-526 du 12 mai 2015 en fonction des conséquences de leur rupture. Les classes de barrages et de digues de canaux sont définies par la hauteur de l'ouvrage et le volume d'eau qu'il permet de retenir. Concernant les digues de protection contre les crues, le nombre de personnes protégées permet de délimiter les différentes classes. Les digues sont soumises à des contraintes de vérification et d'entretien réglementaires, dont les exigences dépendent de leur classe. La stabilité des ouvrages est analysée pour des conditions normales d'exploitation mais aussi pour des situations accidentelles comme une forte crue ou un séisme. Ces études sont confiées à un millier de gestionnaires (Association France Dignes, 2018) de statuts très variables, parfois appelés aussi exploitants, propriétaires ou non des ouvrages, garants de leur stabilité. Les différents gestionnaires disposent de moyens financiers et humains très hétérogènes. Face à un contexte réglementaire en pleine mutation et des contraintes techniques de plus en plus complexes, il est nécessaire de développer des outils simples permettant d'évaluer le comportement des ouvrages. Le linéaire de digues dont la stabilité doit être justifiée étant très grand, les approches simplifiées sont essentielles pour pouvoir rapidement discriminer les tronçons les plus stables et repérer les plus critiques nécessitant des études plus poussées et éventuellement des travaux de confortement. Les méthodes et outils simples sont ainsi intéressants pour mettre en place une évaluation graduée de la stabilité des digues.

Le regain d'intérêt pour la sécurité des digues a été renforcé par le retour d'expérience de la tempête Xynthia en 2010. D'autre part, la rupture du barrage de Fujinuma lors du séisme de Tohoku (2011) est responsable des premières victimes humaines par rupture d'un barrage provoquée par un séisme. La prise de conscience générale du danger lié à la présence des digues s'est traduite par une évolution de la réglementation par les pouvoirs publics. Le risque est défini comme le produit entre l'aléa (quantification du niveau de sollicitation susceptible d'être dépassé avec un niveau de probabilité donné, sur une durée donnée : il est beaucoup plus fort au Japon qu'en France) et la vulnérabilité de l'ouvrage (la sensibilité de l'ouvrage à ce niveau de sollicitation tenant compte des enjeux d'un endommagement ou d'une rupture de l'ouvrage). Le chargement sismique considéré pour dimensionner et vérifier la stabilité des ouvrages est basé sur l'évaluation de l'aléa sismique par une étude spécifique ou, à défaut, de manière forfaitaire à l'aide de

la carte de zonage sismique. Le zonage sismique de la France définit cinq zones de sismicité qualifié de « très faible » (notamment dans le bassin parisien) à « forte » (Antilles), en passant par « moyenne » (principalement dans les Alpes et les Pyrénées). L'actualisation du zonage sismique réglementaire français en 2010, rendu nécessaire par l'évolution des connaissances scientifiques et le cadre européen de construction parasismique (Eurocode 8, 2004), a conduit depuis 2011 à une réévaluation de la stabilité des ouvrages sous chargement sismique.

Suite à la rupture du barrage de Fujinuma, à l'évolution de la carte du zonage sismique français, et dans l'objectif d'établissement d'un nouveau décret relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques en cas de séisme, un travail d'analyse et de synthèse de l'état de l'art international a été effectué pour uniformiser la pratique française. Cette mission a été confiée à un groupe de travail regroupant la communauté des barrages (services de contrôle, exploitants, concepteurs) et celle de la sismologie (laboratoires de recherche, observatoires, centres d'études) à la demande de la Direction Générale de la Prévention des Risques (DGPR) du Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie (MEDDE). Le rapport « Risque Sismique et Sécurité des Ouvrages Hydrauliques » établi constitue ainsi un document de référence fournissant les recommandations de vérifications de la sécurité des ouvrages face à l'aléa sismique (RSSOH, 2014). Les conclusions de cette étude mettent en avant différents besoins méthodologiques et de recherche afin d'améliorer la pratique actuelle. En particulier, les conclusions révèlent la nécessité de développer de nouvelles méthodes simplifiées permettant d'évaluer la sécurité des ouvrages en remblai sous chargement sismique. Ce rapport indique en effet que « des méthodes simplifiées pour les études sismiques de dizaines de milliers de petits barrages de retenue colinaire, de digues de protection contre les crues ou de remblais routiers permettant d'évaluer le déplacement irréversible maximal seraient très utiles à leurs maîtres d'ouvrage ».

Selon les conclusions du groupe de travail, des différences significatives sont observées entre les résultats fournis par les différentes méthodes existantes. En particulier, l'estimation du mouvement sismique en crête de l'ouvrage ou de blocs potentiels de glissement peut varier de manière significative entre les méthodes de prédiction. Le champ d'accélération au sein l'ouvrage peut pourtant être relié directement aux efforts dynamiques qu'il subit, ainsi qu'aux éventuels dommages provoqués (en l'absence de liquéfaction). La communauté a donc besoin d'une approche fiable et validée ainsi que d'une étude complète permettant d'expliquer les écarts observés. Par ailleurs, le rapport mentionne que les approches les plus accessibles sont associées à un fort « conservatisme » pouvant être particulièrement préjudiciable pour les petits gestionnaires d'ouvrages n'ayant pas les moyens de mener des études plus complexes. Ce conservatisme s'explique principalement par une prise en compte extrêmement simplifiée des phénomènes modifiant la propagation des ondes sismiques en proche surface (appelés effets de site). Cette thèse est ainsi née de la volonté de combler cette lacune méthodologique.

Il s'agit plus précisément de développer une méthode simplifiée, fiable et validée, d'estimation de la sollicitation sismique des digues en terre (caractérisée par le mouvement en crête ainsi que de blocs potentiels de glissement). Ce travail a pour objectif d'aboutir

à un outil accessible et adapté au contexte de la réglementation française et pouvant être éventuellement extensible à d'autres pays. Il s'agit de considérer des situations adaptées au contexte des digues et en particulier d'intégrer une prise en compte plus fine des effets de site dans l'évaluation de la réponse sismique des ouvrages. Par ailleurs, afin que la méthode développée puisse être applicable par le plus grand nombre, elle doit faire appel à des paramètres simples, facilement mesurables lors de campagnes de reconnaissance. Le second enjeu de cette thèse est donc d'évaluer la pertinence des différentes techniques de mesures géophysiques pouvant être utilisées sur des sites de digue ainsi que de repérer les paramètres les plus facilement mesurables, et qui soient également pertinents pour la mise en œuvre d'une méthode simplifiée. Il convient de préciser que les objectifs posés à l'initiation de cette thèse écartent tout phénomène de liquéfaction. La méthode développée ne pourra donc pas être utilisée lorsque des sols sensibles à la liquéfaction sont repérés.

Ces travaux sont menés en collaboration étroite avec plusieurs maîtres d'ouvrage afin de s'assurer que les outils proposés correspondent aux attentes de la communauté des ouvrages hydrauliques. Ils s'appuient sur les outils de la sismologie et de l'ingénierie. En effet, les enjeux de cette thèse sont familiers des sismologues étudiant le risque sismique. Ces derniers cherchent à prédire le mouvement sismique du sol, la seule différence ici étant « l'ajout d'une digue » en surface. Le mouvement du sol en cas de séisme est influencé par de nombreux phénomènes, et en particulier par les effets de site liés aux propriétés du sol et de la topographie en proche surface. Les effets de sites peuvent potentiellement entièrement conditionner le mouvement du sol (séismes de Mexico en 1985 et 2017 (Anderson *et al.*, 1986)). L'un des enjeux de la sismologie est donc d'offrir une prédiction fiable de ces derniers. Cependant, par analogie au contexte des remblais représentant un grand linéaire, l'étendue de la surface des zones habitées est immense. Il s'agit donc de caractériser les sites par des paramètres constituant un compromis entre représentativité physique et accessibilité. Alors que la problématique de cette thèse vise à répondre directement aux attentes de l'ingénierie et des gestionnaires de digues, elle constitue parallèlement une problématique « classique » de sismologie en intégrant la présence d'une digue à la surface du sol.

Pour répondre à la problématique posée, une revue de littérature, présentée dans le chapitre 1, vise à mettre en évidence les mécanismes influençant la réponse sismique des ouvrages et à analyser la pratique actuelle de vérification de la sécurité sismique des digues. A l'issue de cette analyse, les lacunes des différentes méthodes simplifiées existantes sont identifiées. Ce chapitre permet aussi de déterminer et de décrire les principales méthodes géophysiques pouvant être mises en œuvre sur un site de digue pour le caractériser.

Dans un second temps (chapitre 2), afin d'identifier la pertinence des méthodes géophysiques pour une caractérisation accessible des digues, différentes techniques de mesures sont utilisées sur quatre digues réelles. Les paramètres particulièrement recherchés sont la vitesse des ondes de cisaillement dans la digue et dans le sol sur lequel elle repose qui, avec les caractéristiques géométriques, conditionnent la réponse dynamique du site. La capacité des différentes méthodes à fournir ces informations est analysée.

Le développement de la méthode simplifiée est basé sur la réalisation d'une étude paramétrique numérique présentée dans le chapitre 3. Les hypothèses sur lesquelles reposent les modèles sont choisies avec soin, dans l'objectif principal d'améliorer la prise en compte des effets de site par rapport aux méthodes existantes. Il s'agit de prendre en compte les phénomènes physiques essentiels, tout en élaborant des modèles suffisamment simples pour pouvoir en déduire une méthode simplifiée. La réponse dynamique de 135 configurations de digues, sollicitées à quatre niveaux de chargement différents, permet de repérer les paramètres influençant particulièrement la sollicitation maximale de l'ouvrage. Les principales tendances d'évolution de celle-ci avec les paramètres des modèles sont analysées.

Finalement, les résultats des simulations numériques ainsi que les paramètres facilement mesurables identifiés sont utilisés pour déduire une loi simple de prédiction du mouvement sismique en crête et de blocs potentiels de glissement, dans le chapitre 4. Il s'agit dans un premier temps d'identifier les jeux de paramètres accessibles contrôlant l'essentiel de la réponse sismique de l'ouvrage. Les réseaux de neurones artificiels sont utilisés à cette fin. Alimentés par la banque de données que constituent les résultats des simulations numériques, quatre réseaux de neurones artificiels sont retenus. Ils permettent à la fois de repérer les paramètres clés conditionnant la sollicitation maximale de la digue ainsi que d'offrir une prédiction de cette dernière. Afin de fournir une méthode d'estimation plus accessible, les réseaux de neurones sont utilisés pour créer des abaques. Ceux-ci permettent de vérifier que les sorties des réseaux sont cohérentes avec les données des simulations numériques. Ils représentent par ailleurs un outil plus visuel pour estimer la sollicitation maximale d'une digue.

En conclusion, les travaux effectués permettent de proposer une nouvelle méthode simplifiée donnant accès à l'accélération maximale en crête de digue et à l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement. Les outils développés font appel à des jeux de paramètres simples pouvant être mesurés aisément. Les hypothèses sur lesquelles repose la méthode simplifiée, adaptées au contexte de des digues, constituent une profonde amélioration par rapport aux méthodes simplifiées existantes. En particulier, la prise en compte des effets de sites – jusque là estimés de manière grossière – se révèle essentielle dans l'estimation de la sollicitation dynamique d'une digue. Face à la nécessité de proposer une méthode simplifiée et accessible, les hypothèses restent tout de même nombreuses : il serait intéressant par la suite d'évaluer l'impact sur les résultats de la prise en compte d'effets plus complexes, ou plus généralement d'évaluer la sensibilité de la méthode aux choix effectués. Par ailleurs, seule une mise en œuvre des outils développés par des utilisateurs variés, pourra permettre à différentes échelles de temps, d'évaluer et d'améliorer sa praticité.



(a) Rivière canalisée : canal du midi.



(b) Canal d'irrigation.



(c) Canal pour la production d'électricité : canal de la Durance.



(d) « Digue » aux abords d'un barrage : lac d'Arcizans.



(e) Digue maritime.



(f) Digue dans un centre-ville historique : digue d'Arles.



(g) Digue de protection contre les crues : digue de la Romanche.

FIGURE 1 – Exemples de digues.



FIGURE 2 – Exemple de rupture par érosion.



FIGURE 3 – Rupture du barrage du Fujinuma lors du séisme de Tohoku (2011).



FIGURE 4 – Glissement du parement amont du barrage de Van Norman lors du séisme de San Fernando (1971).

Chapitre 1

Etat de l'art : l'analyse de la stabilité des digues sous chargement sismique

De nombreux phénomènes interviennent dans la stabilité d'une digue en cas de séisme que la partie 1.1 de ce chapitre permet de saisir en se familiarisant avec les principales méthodes utilisées dans l'ingénierie pour s'assurer de la stabilité des pentes. Les parties suivantes se consacrent plus particulièrement à l'estimation du mouvement sismique des digues. Celui-ci est lié tout à bord au mouvement sismique de la sollicitation au rocher, dont la caractérisation et l'évaluation selon la réglementation sont présentées dans la partie 1.2. Il est aussi influencé par les conditions de site locales dont les effets sont détaillés dans la partie 1.3. Ces derniers ainsi que la réponse dynamique de la digue ne peuvent être estimés qu'à partir de la connaissance des propriétés du site, les différentes techniques de reconnaissance pouvant être envisagées sont donc présentées dans la partie 1.4. Enfin, les méthodes simplifiées proposées dans la littérature pour estimer la sollicitation maximale d'un remblai à partir du mouvement incident au rocher sont détaillées, et leurs limitations sont discutées, dans la partie 1.5.

1.1 La sécurité sismique des digues vis-à-vis du risque de glissement

Les pentes d'une digue deviennent instables lorsque les contraintes de cisaillement nécessaires au maintien de l'équilibre atteignent ou dépassent la résistance au cisaillement d'une surface de rupture potentielle. La stabilité des pentes est tout d'abord vérifiée de manière statique pour s'assurer que celles-ci supportent les efforts gravitaires pouvant être importants. Cependant, sous l'effet d'un séisme, deux phénomènes additionnels peuvent entraîner une rupture de la pente (Kramer, 1996) :

- le développement d'efforts dynamiques importants dépassant temporairement la résistance du sol (celle-ci restant constante), à l'origine des instabilités inertielles ;
- un affaiblissement des propriétés mécaniques (notamment par liquéfaction) abaissant la résistance du sol à une valeur trop faible pour maintenir l'équilibre.

Cette thèse visant uniquement à étudier le premier mode d'instabilité, nommé instabilité inertielle, les méthodes permettant d'estimer le second type ne sont pas présentées. Pour évaluer les instabilités inertielles, il convient d'estimer les contraintes dynamiques horizontales et verticales produites par le mouvement sismique. Les nombreuses méthodes existantes diffèrent principalement dans l'estimation de cette sollicitation dynamique.

Il s'agit dans un premier temps, dans la partie 1.1.1, de rappeler brièvement les principes de l'analyse statique, celle-ci étant à l'origine de la majorité des méthodes simplifiées d'évaluation de la stabilité des pentes sous chargement dynamique. La première approche ayant été proposée pour l'analyse de la stabilité sismique des pentes est l'analyse pseudo-statique, décrite dans la partie 1.1.2. Finalement, de cette dernière découle un ensemble de méthodes simplifiées pseudo-dynamiques d'estimation des déplacements irréversibles provoqués par un glissement (l'estimation des tassements liés à la compressibilité n'est pas abordée), dont les fondements sont expliqués dans la partie 1.1.3. Les méthodes d'analyse plus sophistiquées en contrainte-déformation ne sont pas mentionnées car elles requièrent un investissement plus important pour préciser le comportement des matériaux et les conditions hydrauliques, pour modéliser les champs de contraintes et déformations et enfin pour interpréter les résultats. Elles sont donc très éloignées du contexte des méthodes simplifiées dans lequel se situe cette thèse.

1.1.1 L'analyse statique et le facteur de sécurité

Duncan (1996) présente un état de l'art complet des méthodes permettant de vérifier la stabilité statique des pentes. Deux techniques sont principalement utilisées : l'analyse de l'équilibre limite et l'analyse en contrainte-déformation. Les méthodes simplifiées étant basées sur l'analyse de l'équilibre limite, seule cette dernière est brièvement abordée ici.

L'analyse de l'équilibre limite consiste à considérer une surface potentielle de rupture, à évaluer les efforts s'exerçant sur la masse délimitée par cette surface et à les comparer à la contrainte de cisaillement pouvant être développée pour y résister. Cette théorie suppose que la masse est rigide, i.e. le cisaillement ne se développe qu'au niveau de la surface de rupture, et que la résistance développée est uniforme le long de celle-ci. Un facteur de sécurité constant, propre à la surface potentielle de glissement étudiée, peut être défini comme suit :

$$FS = \frac{\text{résistance au cisaillement disponible}}{\text{résistance au cisaillement nécessaire au maintien de l'équilibre}} \quad (1.1)$$

Ce facteur correspond à un rapport entre la capacité (résistance de cisaillement maximale, pour laquelle le critère de rupture est atteint) et la demande en cisaillement (contrainte

développée par les actions gravitaires et sismiques le long de la surface potentielle de rupture). Un facteur de sécurité inférieur à 1 signifie que la masse étudiée est instable. Plusieurs géométries de surface de rupture peuvent être considérées. Lorsque les matériaux sont homogènes, celles-ci sont préférentiellement circulaires ou décrivent une spirale logarithmique (Kramer, 1996). Dans ce cas les méthodes classiques pour vérifier la stabilité des pentes sont : (i) la méthode des tranches originale proposée par Fellenius (1927) et (ii) la méthode modifiée par Bishop (1955).

1.1.2 L'analyse pseudo-statique

Il s'agit de l'approche la plus simple pour étudier l'instabilité inertielle des pentes d'une digue sous l'action d'un séisme. Selon l'historique dressé par RSSOH (2014), l'analyse pseudo-statique a été la première approche proposée, au début du XX^e siècle, pour vérifier la stabilité des structures en cas de séisme. D'après Kramer (1996), sa première application explicite pour l'étude la stabilité des pentes est attribuée à Terzaghi (1950). L'approche pseudo-statique est similaire à l'analyse statique et fournit de la même manière un facteur de sécurité vis-à-vis du risque de glissement. Les efforts agissant sur la masse rigide délimitée par la surface potentielle de rupture prennent cette fois-ci en compte des efforts d'inertie liés au séisme, calculés à l'aide d'une accélération pseudo-statique horizontale a_{b_h} et verticale a_{b_v} , considérés constants dans le temps. La figure 1.1 illustre les efforts appliqués sur une masse potentielle de glissement délimitée par une surface de rupture plane. Les efforts d'inertie horizontaux et verticaux sont respectivement appelés F_{b_h} et F_{b_v} , ils peuvent s'exprimer comme suit :

$$F_{b_h} = m_b a_{b_h} = \frac{a_{b_h} W_b}{g} = k_{b_h} W_b \quad (1.2)$$

$$F_{b_v} = m_b a_{b_v} = \frac{a_{b_v} W_b}{g} = k_{b_v} W_b \quad (1.3)$$

où m_b est la masse du bloc et W_b le poids du bloc. Les coefficients k_{b_h} et k_{b_v} , appelés coefficients sismiques horizontaux et verticaux, permettent d'exprimer les efforts d'inertie comme une fraction du poids. N_b désigne la force normale de réaction et T_b les efforts tangentiels. Ces derniers peuvent être calculés à partir de la cohésion C , de l'angle de frottement du matériau Φ et de la longueur de la rupture L_r . Dans le cas particulier présenté sur la figure 1.1, le facteur de sécurité s'écrit :

$$FS = \frac{\text{efforts résistants}}{\text{efforts moteurs}} = \frac{CL_r + ((W_b - F_{b_v}) \cos \Phi - F_{b_h} \sin \Phi) \tan \Phi}{(W_b - F_{b_v}) \sin \Phi + F_{b_h} \cos \Phi} \quad (1.4)$$

Un facteur de sécurité supérieur à 1 indique que la masse étudiée est stable tandis qu'elle est instable si FS est inférieur à 1.

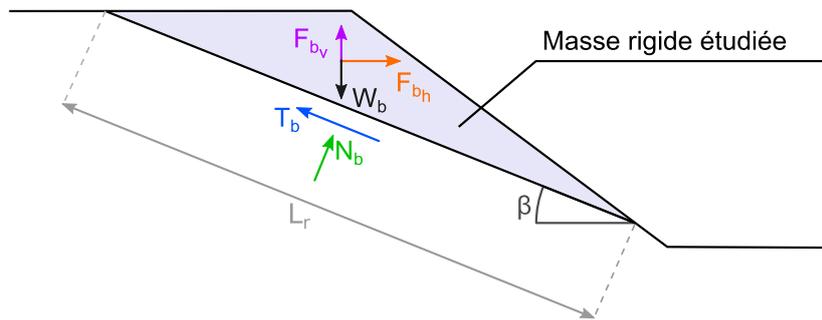


FIGURE 1.1 – Efforts appliqués sur une masse potentielle de glissement.

Historiquement, seuls les efforts horizontaux étaient pris en compte. Cela reste le cas dans la majorité des pratiques actuelles d'autant plus que, selon plusieurs auteurs (Sarma, 1975; Matsumoto, 2010; Gazetas *et al.*, 2012), la prise en compte de la composante verticale des efforts d'inertie ne modifie pas le diagnostic. Cette approche est évidemment très grossière puisque les effets dynamiques complexes et transitoires sont représentés par un simple coefficient constant unidirectionnel. Cette méthode s'est par ailleurs révélée inadaptée en cas de montée de pressions interstitielles et dégradation des propriétés mécaniques comme l'ont notamment montré les ruptures des barrages de San Fernando, Sheffield et les barrages de stériles miniers japonais (Marcuson *et al.*, 1979; Seed *et al.*, 1969, 1975). Bien que très simplifiée, cette analyse est toujours utilisée en première approche, les travaux de Hynes-Griffin et Franklin (1984) recommandant de l'utiliser pour repérer les barrages pouvant poser des problèmes de stabilité. Elle permet par ailleurs de déterminer le coefficient pseudo-statique horizontal critique k_{bc} associé à une surface potentielle de rupture pour lequel le facteur de sécurité devient inférieur à 1. Ce coefficient est utilisé dans la majorité des méthodes pseudo-dynamiques d'estimation des déplacements irréversibles présentées dans le paragraphe 1.1.3.

Les résultats de la méthode pseudo-statique sont très fortement liés à la valeur du coefficient pseudo-statique horizontal utilisée. Plusieurs phénomènes interviennent dans sa détermination :

- Le niveau de sollicitation à la base de l'ouvrage. Celui-ci influence nécessairement le mouvement de la masse étudiée. Il peut être représenté par exemple par l'accélération maximale ou la magnitude du séisme.
- La réponse de l'ouvrage. Un barrage, un remblai ou une digue n'étant en général pas rigides, le mouvement à sa base peut être amplifié ou atténué. Par ailleurs, le mouvement sismique d'un ouvrage non rigide n'étant pas uniforme, l'ampleur du glissement potentiel étudié peut avoir un impact sur les efforts d'inertie appliqués sur ce dernier.
- Le caractère transitoire du mouvement sismique. Les efforts d'inerties maximaux exercés sur le bloc étudié n'étant atteints qu'un court instant, il est sans doute très conservatif de les considérer de manière pseudo-statique.

De nombreuses valeurs de k_h ont ainsi été proposées dans la littérature prenant plus ou moins en compte ces phénomènes. Les premiers coefficients sismiques utilisés relevaient de la tradition et manquaient de justifications scientifiques. Terzaghi (1950) propose trois valeurs de k_h en fonction de la sévérité du séisme : 0.1 dans le cas d'un séisme « grave », 0.2 pour un séisme « violent et destructeur » et 0.5 pour un séisme « catastrophique ». Les travaux de Seed et Martin (1966) ont ensuite montré la nécessité de prendre en compte le comportement vibratoire de l'ouvrage. Les auteurs ont notamment observé que le coefficient sismique moyen exercé sur une masse potentielle de glissement diminuait avec l'augmentation de sa profondeur maximale. Le coefficient sismique doit donc être adapté à chaque masse potentielle de glissement, en fonction notamment de la profondeur maximale de la surface de rupture. Hynes-Griffin et Franklin (1984) recommandent l'usage d'un coefficient sismique égal à $0.5a_{\text{bloc}_{max}}/g$, où $a_{\text{bloc}_{max}}$ est la valeur maximale prise par l'accélération moyenne du bloc étudié (en considérant la flexibilité du bloc, à chaque instant, l'accélération moyenne du bloc correspond à la moyenne de l'accélération de chaque point du bloc). Ce choix de coefficient sismique indique que l'effort d'inertie horizontal appliqué de manière pseudo-statique correspond à la moitié de sa valeur maximale (atteinte sur une durée très courte). Selon la revue de littérature dressée par Papadimitriou (2010), il est d'usage de considérer entre 50% et 80% de la valeur maximale de l'accélération d'un bloc potentiel de glissement pour tenir compte de son caractère transitoire. Enfin, Marcuson (1981) propose de considérer un coefficient sismique correspondant à la moitié ou au tiers de l'accélération maximale en crête, cette dernière devant prendre en compte la réponse sismique de l'ouvrage.

1.1.3 L'analyse pseudo-dynamique

L'analyse pseudo-statique donne uniquement accès à un facteur de sécurité vis-à-vis du risque de glissement, mais ne fournit pas l'ampleur des déformations irréversibles pouvant être générées. En cas de facteur de sécurité inférieur à 1, les méthodes pseudo-dynamiques permettent de compléter l'analyse pseudo-statique en estimant les déplacements permanents. A partir du moment où le facteur de sécurité est inférieur à 1 à un instant, la masse étudiée est instable et commence à glisser. Les déplacements irréversibles occasionnés n'entraînent cependant pas nécessairement la ruine de l'ouvrage, le glissement pouvant durer une fraction de seconde avant que le facteur de sécurité soit à nouveau supérieur à 1. Les méthodes pseudo-dynamiques sont basées sur la méthode développée par Newmark (1965). Pour rappeler brièvement le principe, il s'agit d'obtenir le déplacement irréversible par double intégration de l'accélération d'un bloc supposé rigide reposant sur un plan incliné (voir figure 1.2) lorsque celle-ci dépasse l'accélération critique (déterminée par un calcul pseudo-statique). La méthodologie générale des analyses pseudo-dynamiques est synthétisée sur la figure 1.3. De nombreuses variantes de méthodes pseudo-dynamiques existent suivant le choix des hypothèses pour les trois principales étapes du calcul : (A) analyse de la stabilité du remblai, (B) analyse de la réponse dynamique du remblai et (C) analyse de type Newmark. L'étape A est en réalité une analyse pseudo-statique, permettant d'identifier pour chaque masse de glissement

l'accélération critique conduisant à un facteur de sécurité égal à 1. L'étape B permet d'obtenir le mouvement sismique du barrage, en caractérisant notamment de manière plus ou moins précise l'accélération de chaque masse potentielle de glissement étudiée. Enfin, l'étape C est une analyse de type Newmark permettant d'estimer les déplacements irréversibles lorsque l'accélération d'une masse potentielle de glissement dépasse son accélération critique. La méthodologie pseudo-dynamique suppose l'indépendance des trois étapes du calcul. Néanmoins, quelques méthodes simplifiées plus récentes donnent une estimation des déplacements irréversibles en prenant en compte un couplage entre l'accélération temporelle du bloc et les éventuelles déformations irréversibles (Kramer et Smith, 1997; Bray et Travasarou, 2007).

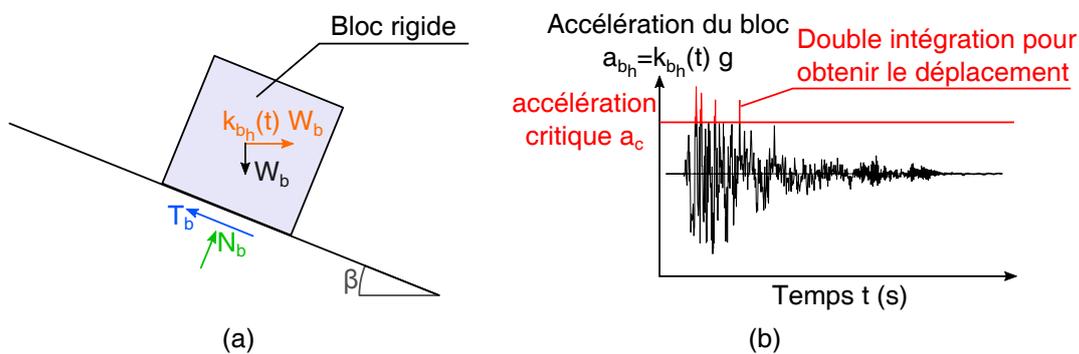


FIGURE 1.2 – (a) Analogie entre masse potentielle de glissement et bloc sur plan incliné et (b) lien avec l'accélération critique et calcul du déplacement irréversible (Newmark, 1965).

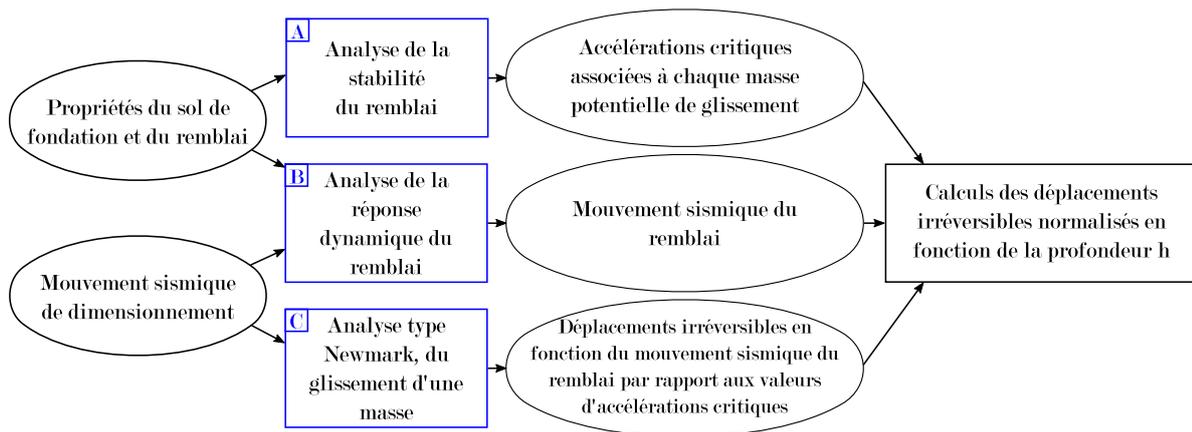


FIGURE 1.3 – Illustration schématique du processus de calcul des déplacements irréversibles, inspirée du schéma présenté par Hynes-Griffin et Franklin (1984).

Concernant l'estimation des déplacements irréversibles à partir de la connaissance du mouvement sismique de la masse en glissement et de son accélération critique, de

nombreux abaques ont été développés dans la littérature (Newmark, 1965; Makdisi et Seed, 1978; Sarma, 1975; Franklin et Chang, 1977; Ambraseys et Menu, 1988; Yegian *et al.*, 1991; Bray et Rathje, 1998; Jibson, 2007; Bray et Travasarou, 2007; Saygili et Rathje, 2008; Veylon *et al.*, 2017). Meehan et Vahedifard (2013) dressent le bilan de l'ensemble des méthodes simplifiées existantes - 23 relations différentes sont relevées dans la littérature - et synthétisent notamment dans un tableau les différentes formulations permettant d'estimer les déplacements irréversibles. A titre d'exemple, la figure 1.4 présente l'abaque proposé par Makdisi et Seed (1978) pour l'estimation des déplacements irréversibles normalisés en fonction du rapport $a_{bloc_{max}}/a_{bc}$ où $a_{bloc_{max}}$ est l'accélération maximale horizontale du bloc considéré et a_{bc} son accélération critique. Le déplacement irréversible u est normalisé par $a_{bloc_{max}} T_0$ où T_0 est la période de résonance fondamentale du barrage.

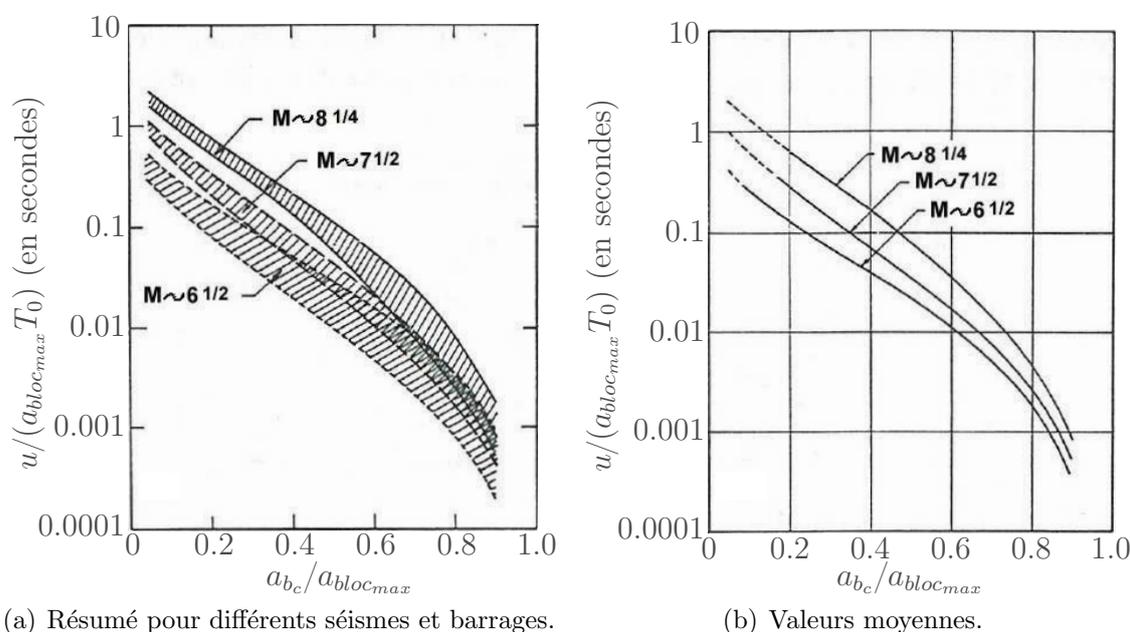


FIGURE 1.4 – Accélérations maximales obtenues lors de l'étude préliminaire pour une même digue, reposant soit (a) sur une couche de sol molle, soit (b) sur une couche de sol raide.

Comme dans le cas de l'analyse pseudo-statique, les résultats d'un calcul pseudo-dynamique sont grandement impactés par la précision avec laquelle est estimé le mouvement sismique de la pente considérée. Cette thèse se consacre donc uniquement à l'amélioration de la prédiction de la réponse dynamique des remblais (et plus particulièrement des digues en terre). Il s'agit de proposer une solution simplifiée à « l'étape B » de la figure 1.3. D'après ce même schéma l'estimation de la réponse dynamique de la digue dépend du mouvement sismique de dimensionnement et de la caractérisation du site. Ces deux pré-requis sont donc abordés dans les parties 1.2 et 1.3 avant de présenter les méthodes simplifiées existantes d'analyse de la réponse dynamique des barrages (dans la partie 1.5).

1.2 L'aléa sismique de référence

L'aléa sismique de référence, autrement appelé aléa sismique standard ou encore aléa sismique « au rocher », correspond au niveau de sollicitation susceptible d'être dépassé pour un niveau de probabilité donné sur une période de temps donnée, sans prise en compte d'un quelconque effet de site. La caractérisation du mouvement sismique au rocher est une donnée d'entrée nécessaire au dimensionnement des ouvrages. Plusieurs grandeurs peuvent permettre de quantifier ce mouvement, comme l'accélération maximale du sol ou le spectre de réponse, particulièrement utilisés pour des applications en ingénierie. Les différents indicateurs de nocivité du mouvement sismique ayant été proposés dans la littérature sont présentés dans le paragraphe 1.2.1. Le mouvement sismique de référence à retenir pour le dimensionnement des ouvrages peut être déterminé forfaitairement à partir de la carte de zonage sismique de la France. Cette approche est présentée dans le paragraphe 1.2.2.

1.2.1 La caractérisation du mouvement sismique

Le mouvement sismique peut être enregistré à l'aide de stations sismiques mesurant l'accélération du sol selon trois composantes orthogonales (deux composantes horizontales et la composante verticale). La figure 1.5 présente un exemple d'événement sismique enregistré par un accéléromètre du réseau islandais. L'évolution temporelle de l'accélération du sol en un point donné est appelée accélérogramme.

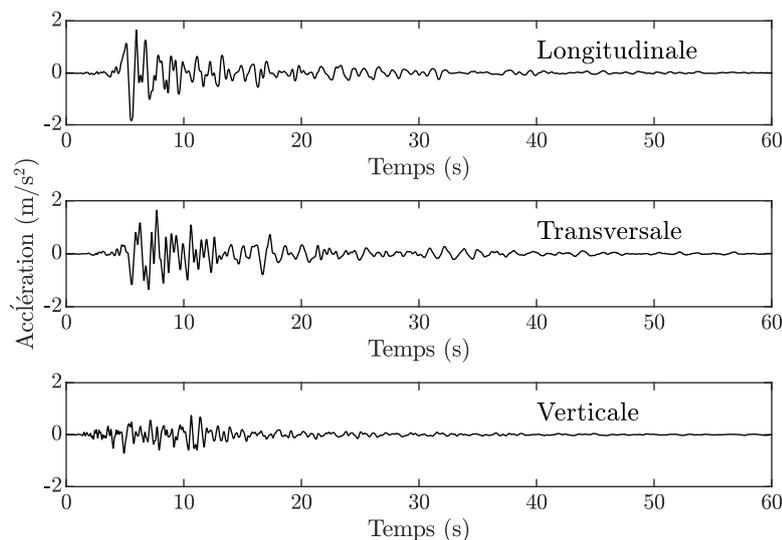


FIGURE 1.5 – Exemple de mouvement sismique, base de données RESORCE (Akkar *et al.*, 2014).

De nombreux indicateurs ont été proposés pour caractériser le mouvement sismique en termes d'amplitude, de contenu fréquentiel et de durée. Deux indicateurs sont plus particulièrement utilisés pour des applications en ingénierie du fait de leur simplicité : l'accélération maximale et le spectre de réponse. Ceux-ci sont respectivement présentés dans les paragraphes 1.2.1.1 et 1.2.1.2. A eux seuls, ces deux éléments ne permettent cependant pas de représenter toute la complexité du mouvement sismique et d'autres indicateurs peuvent être utilisés (voir paragraphe 1.2.1.3).

1.2.1.1 L'accélération maximale

Autrement appelée *PGA* (de l'anglais « *Peak Ground Acceleration* »), l'accélération maximale d'une composante du mouvement représente l'amplitude maximale de l'accélération enregistrée selon cette composante. La figure 1.6 matérialise le *PGA* selon la composante transversale du mouvement sismique présenté sur la figure 1.5.

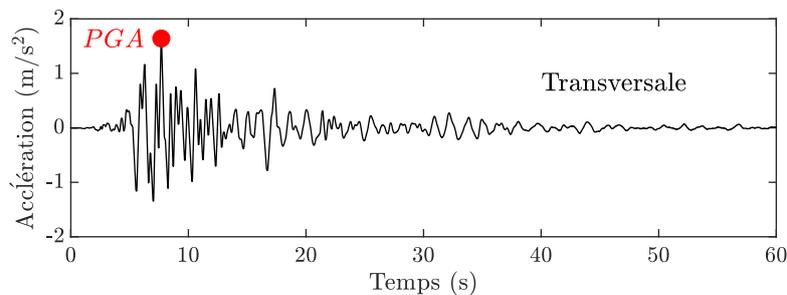


FIGURE 1.6 – Accélération maximale de la composante transversale du mouvement sismique présenté sur la figure 1.5.

C'est l'accélération maximale horizontale qui est le plus couramment utilisée. Il s'agit de la valeur maximale (absolue) atteinte par la moyenne quadratique de l'accélération selon deux composantes horizontales orthogonales. Outre sa simplicité, l'un des intérêts de cet indicateur provient du lien entre l'accélération horizontale et les efforts d'inertie. La valeur maximale de l'accélération horizontale permet de caractériser plutôt le mouvement à hautes-fréquences. Ainsi, pour des structures très raides, elle est représentative des efforts dynamiques maximaux subis par celles-ci.

Les ouvrages étant conçus pour pouvoir supporter leur propre poids, l'accélération verticale maximale est moins utilisée.

1.2.1.2 Le spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse d'un signal décrit la réponse maximale élastique d'un oscillateur simple, lorsqu'il est sollicité par ce signal, en fonction de la période fondamentale de résonance T_0 de l'oscillateur et de son amortissement visqueux ζ . En première approximation,

un ouvrage peut-être assimilé à un tel oscillateur simple ayant pour caractéristiques la période fondamentale de résonance de l'ouvrage et son amortissement. Par lecture sur le spectre de réponse, il est alors possible d'identifier directement l'accélération maximale du centre de gravité de l'ouvrage, et donc les efforts dynamiques maximaux, s'exerçant sur celui-ci.

En réalité, c'est le pseudo-spectre de réponse d'un signal qui est calculé. Par définition il est possible d'obtenir le pseudo-spectre de réponse en vitesse $S'_v(T, \zeta)$ à partir du spectre de réponse en déplacement $S_d(T, \zeta)$ en multipliant ce dernier par $2\pi/T$, T et ζ étant respectivement la période et l'amortissement. De la même manière, le pseudo-spectre de réponse en accélération est donné par $S'_a(T, \zeta) = 4\pi^2/T^2 \times S_d(T, \zeta)$. A titre d'exemple, le pseudo-spectre de réponse en accélération du signal présenté sur la figure 1.6 est fourni sur la figure 1.7 pour trois valeurs d'amortissement visqueux (2%, 5% et 10%). Cette figure montre notamment que le signal sera particulièrement nocif pour des structures ayant une période fondamentale de résonance proche de 0,2s.

L'accélération spectrale à courte période (haute-fréquence), correspondant à celle d'un oscillateur très rigide, est égale à l'accélération maximale du signal imposé (*PGA*). C'est la raison pour laquelle le *PGA* est considéré comme un indicateur de nocivité représentatif du contenu du signal à haute-fréquence. De la même manière, sur le spectre de réponse en déplacement, la réponse à très longue-période (basse-fréquence) correspond au déplacement maximal du signal d'entrée (ou encore *PGD* pour « *Peak Ground Displacement* »).

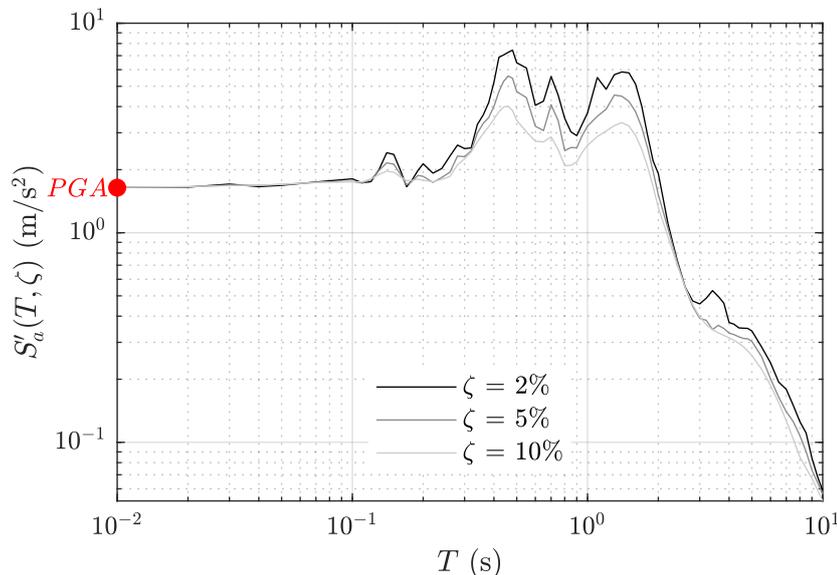


FIGURE 1.7 – Pseudo-spectres de réponse en accélération du mouvement sismique présenté sur la figure 1.5 calculés pour différentes valeurs d'amortissement.

1.2.1.3 Autres indicateurs de nocivité

L'accélération maximale et le spectre de réponse élastique en accélération ne permettent pas de caractériser entièrement un mouvement sismique. Ils ne représentent pas notamment la durée de l'accélérogramme. Ainsi de nombreux autres indicateurs peuvent être utilisés. Ce paragraphe en présente une liste non exhaustive. Pour plus de détails, le lecteur peut se référer à Kramer (1996).

La vitesse maximale PGV La vitesse maximale est représentative du mouvement sismique à des fréquences intermédiaires (typiquement 1Hz à 2Hz), contrairement au PGA qui caractérise le mouvement à haute-fréquence. Elle est plus adaptée pour donner une indication du dommage potentiel engendré par le mouvement sismique pour des ouvrages sensibles dans cette gamme de fréquences (comme des immeubles élancés ou des ponts). La vitesse maximale est obtenue en intégrant l'accélérogramme et en repérant le maximum d'amplitude (en valeur absolue). De la même manière que pour le PGA , la vitesse maximale peut-être calculée selon les composantes horizontale et verticale.

La période prédominante T_p Dans un objectif de fournir des paramètres simples permettant de caractériser le mouvement sismique, la période prédominante permet de renseigner sur le contenu fréquentiel d'un signal par une seule valeur (contrairement par exemple au spectre de Fourier). Elle est définie comme la période conduisant à l'amplitude maximale sur le spectre de Fourier.

Intensité du spectre de réponse SI L'intensité selon Housner (1959), appelée SI pour « *Spectral Intensity* », correspond à l'aire sous le spectre de réponse élastique en vitesse entre les périodes 0.1s et 2.5s (soit entre 0.4Hz et 10Hz) :

$$SI(\zeta) = \int_0^{2.5} S'_v(T, \zeta) dT \quad (1.5)$$

Elle est ainsi représentative du pouvoir destructeur d'un séisme pour des ouvrages ayant leur période fondamentale de résonance comprise dans cette gamme. Par ailleurs, elle permet de caractériser le spectre de réponse en vitesse par un seul paramètre.

La durée T_d La durée d'un mouvement sismique peut avoir un effet important sur les dommages. Il est essentiel de la prendre en compte lorsque des phénomènes non-linéaires sont considérés (comme l'endommagement des matériaux ou la montée de pression interstitielle). Plus la durée du mouvement est importante, plus celui-ci risque d'être nocif pour le sol et les structures. Plusieurs approches ont été proposées pour définir la durée de la phase forte du signal sismique - phase d'intérêt pour l'ingénierie, pouvant potentiellement être à l'origine des dommages.

Une première définition de la durée de la phase forte consiste à considérer l'intervalle de temps séparant le premier et le dernier dépassement d'une accélération seuil définie au préalable (typiquement 0.03g ou 0.05g). Il s'agit de la « *bracketed duration* » (Bolt, 1969).

D'autres définitions, comme Trifunac et Brady (1975), sont basées sur l'énergie accumulée par le signal. A un instant t , la fonction $W(t)$ peut être directement reliée à cette énergie :

$$W(t) = \int_0^t |a(\tau)|^2 d\tau \quad (1.6)$$

L'énergie totale du signal est alors donnée par :

$$W_\infty = \int_0^\infty |a(\tau)|^2 d\tau \quad (1.7)$$

La durée de la phase forte $T_{d_{5-95}}$ correspond à l'intervalle de temps entre les instants t_5 où 5% de l'énergie totale est emmagasinée et t_{95} où la fonction $W(t)$ atteint 95% de sa valeur finale :

$$T_{d_{5-95}} = t_{95} - t_5 \quad (1.8)$$

Suivant les définitions il est possible aussi de considérer l'instant t_{75} où 75% de l'énergie totale est accumulée donnant lieu à la durée de phase forte $T_{d_{5-75}}$.

L'accélération quadratique moyenne A_{rms} Le principal intérêt de cet indicateur est qu'il est représentatif à la fois du contenu fréquentiel et de l'amplitude du signal. Il est défini par :

$$A_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T_d} \int_0^{T_d} |a(t)|^2 dt} = \sqrt{\frac{0.7 \text{ ou } 0.9 W_\infty}{T_d}} \quad (1.9)$$

L'intégration temporelle de l'accélération permet de pondérer le contenu haute-fréquence, représentatif d'une durée très courte du signal. L'inconvénient de cette formulation de l'accélération quadratique moyenne est qu'elle est dépendante de la définition de la durée de phase forte du signal.

L'intensité d'Arias I_A L'intensité d'Arias (Arias, 1970) est assez proche, en terme de définition, de l'énergie totale W_∞ et présente l'intérêt d'être indépendante de l'approche choisie pour l'estimation de la durée de phase forte T_d . Il s'agit de la valeur de W_∞ normalisée par $2g$, elle est ainsi définie par :

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} |a(t)|^2 dt \quad (1.10)$$

Le pouvoir destructeur P_d Araya et Saragoni (1984) définissent le pouvoir destructeur d'un accélérogramme de la manière suivante :

$$P_d = \frac{I_A}{N_0^2} \quad (1.11)$$

où I_A est l'intensité d'Arias et N_0 est le nombre moyen de passages par 0 du signal en une seconde.

Cette définition permet d'intégrer une indication sur le contenu fréquentiel du signal, à intensité d'Arias donnée.

La vitesse absolue cumulée CAV Ce paramètre représente l'aire sous l'accélérogramme pris en valeur absolue :

$$CAV = \int_0^{T_d} |a(t)| dt \quad (1.12)$$

Il a été montré qu'il pouvait être corrélé aux dommages observés (Kramer, 1996) Ce paramètre est lié à la fois à l'amplitude, au contenu fréquentiel et à la durée du mouvement sismique.

1.2.2 Aléa sismique de référence forfaitaire

A défaut d'une étude spécifique, l'aléa sismique de référence peut-être obtenu de manière forfaitaire par application de la réglementation basée sur l'Eurocode 8 (2004). Le mouvement sismique est alors caractérisé uniquement par l'accélération maximale et le pseudo-spectre élastique de réponse en accélération dans les deux directions horizontale et verticale. Ces paramètres sont déterminés en considérant deux éléments :

- La localisation (dans une zone plus ou moins sismique). Celle-ci est à rapporter à la carte de zonage sismique présentée dans le paragraphe 1.2.2.1.
- La période de retour du séisme (ou probabilité de dépassement sur une durée donnée).

1.2.2.1 La carte de zonage sismique en France

Le zonage sismique de la France, en vigueur depuis 2011 (articles R563-1 à R563-8 du Code de l'Environnement modifiés par le décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 et article D.563-8-1 du Code de l'Environnement créé par le décret no 2010-1255 du 22 octobre 2010), définit cinq zones de sismicité (voir figure 1.8) :

- Zone 1 : très faible
- Zone 2 : faible
- Zone 3 : modérée
- Zone 4 : moyenne
- Zone 5 : forte (Antilles)

Le zonage sismique est fondé sur une méthode probabiliste avec une période de retour de 475 ans, en prenant en compte la sismicité historique et les données de sismicité instrumentale. Les valeurs d'accéléérations horizontales maximales réglementaires a_{gr} associées à chaque zone sont résumées dans le tableau 1.1.

Zone de sismicité	a_{gr} (m/s^2)
1 (Très faible)	0.4
2 (Faible)	0.7
3 (Modérée)	1.1
4 (Moyenne)	1.6
5 (Forte)	3

TABLE 1.1 – Accéléérations horizontales maximales de référence réglementaires a_{gr} associées à chaque zone de sismicité ($T_{R_{ref}} = 475$ ans).

1.2.2.2 Période de retour et classe d'importance des ouvrages

La période de retour $T_{R_{ref}} = 475$ ans sur laquelle est basé le zonage sismique de la France est adaptée pour des bâtiments d'usage courant. Cette période de retour correspond en effet à une probabilité de dépassement de 10% sur 50 ans de vie de l'ouvrage (durée de vie classique d'un bâtiment). Cependant, pour des ouvrages associés à des enjeux plus importants (hôpitaux, ouvrages d'art, ...), une telle probabilité de dépassement n'est pas acceptable et des périodes de retour plus longues sont considérées. Des coefficients d'importance γ_i peuvent être approximés pour passer d'une période de retour de $T_{R_{ref}} = 475$ ans à une période de retour T_R plus ou moins longue :

$$\gamma_i \approx \left(\frac{T_R}{T_{R_{ref}}} \right)^{1/3} \quad (1.13)$$

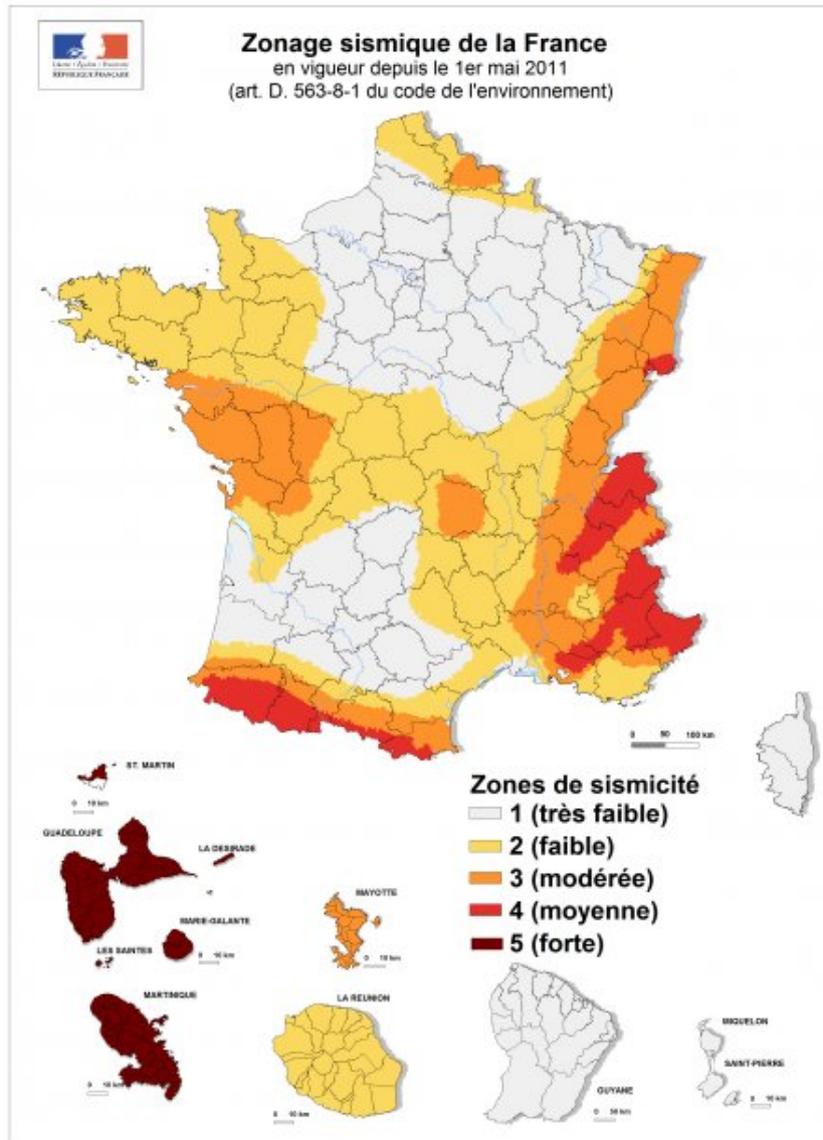


FIGURE 1.8 – Carte de zonage sismique de la France (entrée en vigueur le 1er mai 2011). D'après l'article D.563-8-1 du code de l'environnement.

L'accélération maximale a_g à considérer pour une période de retour T est obtenue en multipliant l'accélération maximale a_{gr} , basée sur une période de retour de 475 ans, par le coefficient γ_i :

$$a_g = \gamma_i * a_{gr} \quad (1.14)$$

Pour des bâtiments courants, dimensionnés pour une période de retour de 475 ans, le coefficient d'importance est égal à 1. Les coefficients d'importance associés à différentes

périodes de retour sont présentés dans le tableau 1.2.

Période de retour	γ_i	Probabilité de dépassement sur une durée de 50 ans
500 ans	1	10%
1000 ans	1.3	5%
2500 ans	1.7	2.5%
5000 ans	2.2	1%

TABLE 1.2 – Coefficient d'importance associé à chaque période de retour.

Concernant le cas particulier des ouvrages hydrauliques, les coefficients d'importance à considérer dépendent de la classe d'importance de l'ouvrage telle que définie par le décret numéro 2015-526 du 12 mai 2015. Historiquement, le décret numéro 2007-1735 du 11 décembre 2007 prévoyait quatre classes d'ouvrages, de A (ouvrages les plus importants) à D, mais depuis 2015 seules les 3 classes présentées dans le tableau 1.3 permettent de moduler les obligations des concessionnaires et propriétaires en fonction des risques et enjeux. La définition de ces classes ne se limite pas aux barrages à proprement parler mais comprend notamment les digues de canaux. Le classement des digues de protection contre les crues inclut la population maximale exprimée en nombre d'habitants résidant dans la zone protégée.

1.2.2.3 Forme spectrale forfaitaire

Avec l'accélération maximale horizontale a_g , le second indicateur permettant de caractériser le mouvement sismique de référence forfaitaire est le spectre de réponse élastique en accélération. Pour des raisons pratiques, c'est une forme spectrale normalisée par la valeur de a_g qui est utilisée par la suite. En effet, l'amplitude du spectre de réponse est directement proportionnelle à l'accélération maximale horizontale dont la valeur est déterminée à partir de la zone de sismicité (voir 1.2.2.1) et la période de retour considérée (voir 1.2.2.2). La figure 1.9 montre la forme spectrale réglementaire désignée S'_{regl} . Elle se compose de quatre parties délimitées par trois valeurs de périodes T_B , T_C et T_D . Elle présente notamment un plateau d'amplitude 2.5 entre les périodes T_B et T_D , signifiant que le mouvement de référence forfaitaire au rocher est particulièrement nocif pour des ouvrages ayant une période fondamentale de résonance comprise entre T_B et T_C . Pour une période de résonance nulle ($T = 0s$), l'amplitude de la forme spectrale normalisée est égale à 1.

Les valeurs des périodes T_B , T_C et T_D sont définies dans la réglementation et présentées dans le tableau 1.4 (Eurocode 8, 2004). Le contenu fréquentiel des séismes de forte magnitude est généralement plus riche en basses-fréquences, entraînant un décalage du spectre de réponse par rapport à des séismes de magnitude plus faible. Afin de pouvoir prendre en compte cet effet dans la définition forfaitaire du mouvement sismique de référé-

Classe du barrage	Caractéristiques du barrage	Période de retour à considérer
A	$H_d \geq 20\text{m}$ et $H_d^2 V^{0.5} \geq 1500 \cdot 10^3 \text{m}^{3.5}$	5000 ans
B	Ouvrage non classé en A pour lequel $H_d \geq 10\text{m}$ et $H_d^2 V^{0.5} \geq 200 \cdot 10^3 \text{m}^{3.5}$	2500 ans
C	Ouvrage non classé en A ou B pour lequel $H_d > 2\text{m}$ et $H_d^2 V^{0.5} \geq 20 \cdot 10^3 \text{m}^{3.5}$ ou ouvrage répondant aux conditions cumulatives : (i) $H_d > 2\text{m}$ (ii) $V > 0.05 \text{hm}^3$ (iii) il existe une ou plusieurs habitations à l'aval du barrage, jusqu'à une distance par rapport à celui-ci de 400 mètres	1000 ans

TABLE 1.3 – Classes de barrage et périodes de retour associées à considérer selon le décret numéro 2015-526 du 12 mai 2015. H_d correspond à la hauteur du barrage en mètres et V au volume retenu en millions de mètres cube.

rence, les périodes T_B , T_C et T_D sont adaptées à la valeur de a_g . Les équations suivantes permettent de construire le spectre de réponse normalisé du mouvement de référence :

$$0 \leq T \leq T_B \quad : \quad S'_{regl}(T) = \left(1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right), \quad (1.15)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad : \quad S'_{regl}(T) = 2.5\eta, \quad (1.16)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad : \quad S'_{regl}(T) = 2.5\eta \frac{T_C}{T}, \quad (1.17)$$

$$T_D \leq T \leq 4\text{s} \quad : \quad S'_{regl}(T) = 2.5\eta \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (1.18)$$

Dans ces équations, η est un coefficient de correction de l'amortissement visqueux avec la valeur de référence $\eta = 1$ pour $\zeta = 5\%$. Ce coefficient peut être calculé à partir de la formule $\eta = \sqrt{10/(5 + \zeta)}$ avec ζ l'amortissement visqueux exprimé en pourcentage.

Deux paramètres supplémentaires permettent de définir le spectre à très longues périodes : T_E et T_F . Les digues ne sont *a priori* pas concernées par ces très longues périodes de résonance. A titre indicatif, les équations suivantes permettent de prolonger le spectre de réponse au-delà de la période T_D :

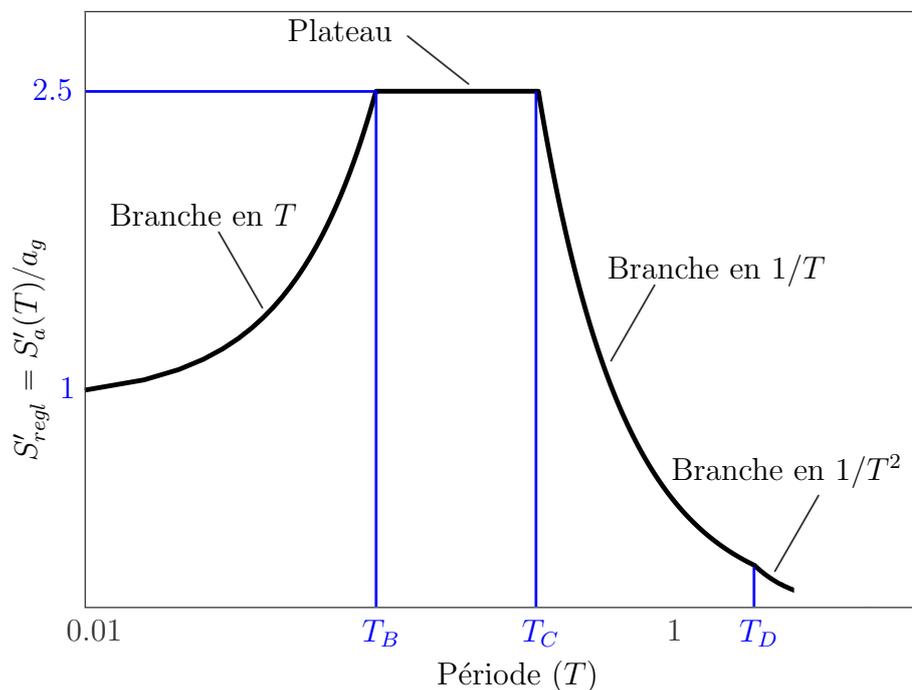


FIGURE 1.9 – Forme spectrale réglementaire (Eurocode 8, 2004)(axes logarithmiques).

$$T_E \leq T \leq T_F \quad : \quad S'_{regl}(T) = \frac{T_C T_D}{4\pi^2} \left(2.5\eta + (1 - 2.5\eta) \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right), \quad (1.19)$$

$$T > T_F \quad : \quad S'_{regl}(T) = \frac{T_C T_D}{4\pi^2} \quad (1.20)$$

$a_g \leq 3.0\text{m/s}^2$			$3.0\text{m/s}^2 \leq a_g \leq 6.6\text{m/s}^2$			Longues périodes	
T_B	T_C	T_D	T_B	T_C	T_D	T_E	T_F
0.03s	0.2s	2.5s	0.15s	0.4s	2.0s	4.5s	10s

TABLE 1.4 – Périodes paramétrisant la forme spectrale normalisée au rocher (Eurocode 8, 2004).

1.2.2.4 La composante verticale du mouvement sismique

Les paragraphes précédents décrivent uniquement l'obtention de la composante horizontale du mouvement sismique de référence forfaitaire. Les caractéristiques de la composante verticale (accélération maximale et forme spectrale normalisée) s'obtiennent aisément à partir de celles de la composante horizontale.

L'accélération maximale verticale du sol a_{vg} pour un séisme de période de retour T_R est donnée par :

$$a_{vg} = 0.9a_g, \text{ pour les zones de sismicité 1 à 4,} \quad (1.21)$$

$$a_{vg} = 0.8a_g, \text{ pour la zone de sismicité 5} \quad (1.22)$$

La forme spectrale normalisée de la composante verticale du mouvement sismique de référence a une forme analogue à celle de la composante horizontale. Cependant, l'amplitude du plateau n'est pas de 2,5 fois le *PGA* (à $T = 0s$) mais de 3 fois le *PGA* (selon la direction verticale). Les équations définissant la forme spectrale réglementaire de la composante verticale du mouvement sismique sont donc :

$$0 \leq T \leq T_B \quad : \quad S'_{v_{regl}}(T) = \left(1 + \frac{T}{T_B}(3\eta - 1)\right), \quad (1.23)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad : \quad S'_{v_{regl}}(T) = 3\eta, \quad (1.24)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad : \quad S'_{v_{regl}}(T) = 3\eta \frac{T_C}{T}, \quad (1.25)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad : \quad S'_{v_{regl}}(T) = 3\eta \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (1.26)$$

$$T_E \leq T \leq T_F \quad : \quad S'_{regl}(T) = \frac{T_C T_D}{4\pi^2} (3\eta + (1 - 3\eta) \frac{T - T_E}{T_F - T_E}), \quad (1.27)$$

$$T > T_F \quad : \quad S'_{regl}(T) = \frac{T_C T_D}{4\pi^2} \quad (1.28)$$

Où T_B , T_C , et T_D prennent les valeurs présentées dans le tableau 1.4.

1.3 La prise en compte des effets de site

La partie précédente permet de déterminer le mouvement sismique de dimensionnement pour des ouvrages construits au rocher. Cependant, la majorité des digues en terre sont généralement situées dans des vallées sédimentaires où les effets de site peuvent considérablement modifier le mouvement sismique par rapport au rocher. Le terme effets de site permet de regrouper les phénomènes de propagation d'ondes en proche surface influençant le mouvement sismique. Ils peuvent être liés à la présence d'une topographie de surface ou à un remplissage meuble (alluvial ou sédimentaire). Il existe par ailleurs des effets induits (principalement la liquéfaction, les chutes de blocs ou glissement de terrain) non présentés ici. Une digue pouvant en réalité être assimilée à une topographie de surface, il est intéressant d'aborder quelques aspects des effets de site topographiques. Ces effets peuvent jouer un rôle sur le contenu fréquentiel, l'amplitude et la durée du mouvement sismique. Leur impact est lié aux propriétés mécaniques des matériaux, à la géométrie (dont la topographie) et les caractéristiques du mouvement incident.

1.3.1 Description des effets de site

1.3.1.1 Les effets de site sédimentaires

La présence d'effets de site sédimentaires a été largement observée, l'exemple le plus connu illustrant leur impact potentiellement prédominant sur le mouvement sismique est celui du séisme de Mexico en 1985 (et plus récemment en 2017). Les dommages les plus importants ont été observés dans le bassin sédimentaire de la ville de Mexico (constitué d'un sol extrêmement mou) situé à 350 km de l'épicentre et non pas dans les zones plus proches de celui-ci où le sol est significativement plus raide (Anderson *et al.*, 1986). L'origine principale des effets de site sédimentaires réside dans le piégeage des ondes sismiques (et plus particulièrement les ondes S) au sein du sol plus meuble en proche surface. Par ailleurs, dans le cas de géométries 2D (vallées) ou 3D (bassins), des ondes de surface sont générées par diffraction au niveau des hétérogénéités latérales. L'interférence entre les ondes crée des phénomènes de résonance (associés à des fréquences et modes propres) liés aux conditions du site (géométrie et propriétés mécaniques).

Cas particulier du cas 1D L'étude de ce cas particulier permet de comprendre et d'illustrer les principaux phénomènes mis en jeu de manière théorique. La situation considérée est présentée sur la figure 1.10(a). Il s'agit d'une stratigraphie horizontale constituée d'une couche de surface ayant des propriétés mécaniques plus faibles que le substratum semi-infini sur lequel elle repose. La sollicitation sismique est représentée par une onde plane à incidence verticale polarisée horizontalement (onde SH). Sur cette figure, V_c et V_r sont respectivement la vitesse des ondes de cisaillement dans la couche supérieure et dans le substratum, ρ_c et ρ_r correspondent aux masses volumiques dans la couche de sol et le substratum respectivement, ζ est l'amortissement visqueux dans la couche de sol et H_c l'épaisseur de cette couche de sol. L'évaluation de l'effet de site associé à cette situation peut être quantifiée dans le domaine fréquentiel par sa fonction de transfert, représentant le rapport spectral entre le mouvement en surface et le mouvement incident au rocher. L'amplification d'un site peut être aussi quantifiée par rapport au mouvement au niveau du rocher affleurant, non impacté par l'effet de site. Ce rapport « site sur référence » est représenté sur la 1.10(b). L'amplification significative du signal peut être observée à certaines fréquences appelées fréquences de résonance. Dans ce cas particulier d'une seule couche de sol homogène d'épaisseur H_c où la vitesse de propagation des ondes S est égale à V_c , les fréquences de résonance sont données par :

$$f_0 = \frac{V_c}{4H_c} \quad , \text{ fréquence de résonance du mode fondamental ;} \quad (1.29)$$

$$f_n = (2n + 1) f_0 \quad , \text{ fréquence de résonance du } n^{\text{ème}} \text{ harmonique.} \quad (1.30)$$

Ces expressions peuvent être obtenues en écrivant les équations de propagations des ondes sismiques dans le milieu, comme détaillé dans le livre Kramer (1996). Elles mettent en évidence le fait qu'un sol très mou et épais sera associé à une fréquence de résonance très

basse tandis qu'une couche plus fine et raide pourra conduire à une amplification des hautes fréquences. Bard et Riepl-Thomas (1999) rappellent les différentes formulations permettant d'estimer la fréquence fondamentale de résonance dans le cas d'une superposition de plusieurs couches horizontales 1D. Par ailleurs, l'amplification maximale A_{0_c} par rapport au rocher affleurant est liée au contraste d'impédance C_i entre la couche de surface et le milieu semi-infini sur lequel elle repose via la relation :

$$C_i = \frac{\rho_r V_r}{\rho_c V_c} \quad (1.31)$$

$$A_{0_c} = \frac{C_i}{1 + 0.5\pi\zeta C_i} \quad (1.32)$$

En l'absence d'amortissement, l'amplification maximale est égale au contraste d'impédance. Plus celui-ci est important (cas d'un sol très mou reposant sur un rocher très raide), plus les ondes sont piégées dans la couche superficielle et plus l'amplification est élevée. L'amortissement visqueux dans la couche de sol a pour effet de limiter l'amplification, particulièrement à haute fréquence, comme l'illustre la figure 1.10(b).

Cet exemple met en évidence les paramètres les plus importants pour l'étude des effets de site dans le domaine linéaire : la vitesse des ondes de cisaillement et l'amortissement dans la couche supérieure, le contraste d'impédance entre les deux couches et la fréquence de résonance (où l'épaisseur de la couche supérieure). Le profil complet de la vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol étant difficile à obtenir, la vitesse moyenne des ondes de cisaillement sur les trente premiers mètres de sol, notée $V_{S_{30}}$ est couramment utilisée pour caractériser la rigidité du sol.

$$V_{S_{30}} = \frac{30 \text{ m}}{\sum_i d_i/V_{S_i}} \quad (1.33)$$

où les trente premiers mètres de sol sont discrétisés en sous-couches homogènes, indicées par la lettre i , d'épaisseur d_i , de vitesse V_{S_i} et de temps de trajet d_i/V_{S_i} .

Modifications apportées par une géométrie 2D ou 3D L'impact d'une situation 2D ou 3D sur le mouvement sismique a été révélé de manière théorique par les travaux de Bard et Bouchon (1980b,a, 1985) puis été largement étudié numériquement (Semblat *et al.*, 2005; Chaljub *et al.*, 2015; Maufroy *et al.*, 2015a; Stambouli *et al.*, 2018). Un certain nombre d'observations expérimentales révèlent aussi la contribution d'effets 2D ou 3D au mouvement sismique (Chávez-García *et al.*, 1999, 2002). Les dommages sévères observés lors du séisme de Kobé en 1995 sont en partie justifiés par la présence d'effets de bassin (Kawase, 1996; Pitarka *et al.*, 1998). Ces effets s'expliquent de manière théorique par la génération d'ondes de surface par diffraction au niveau des hétérogénéités latérales et leur possible interférence avec des ondes de volume. Plus particulièrement, dans le cas de bassins ou de vallées sédimentaires, des ondes de surfaces sont principalement générées

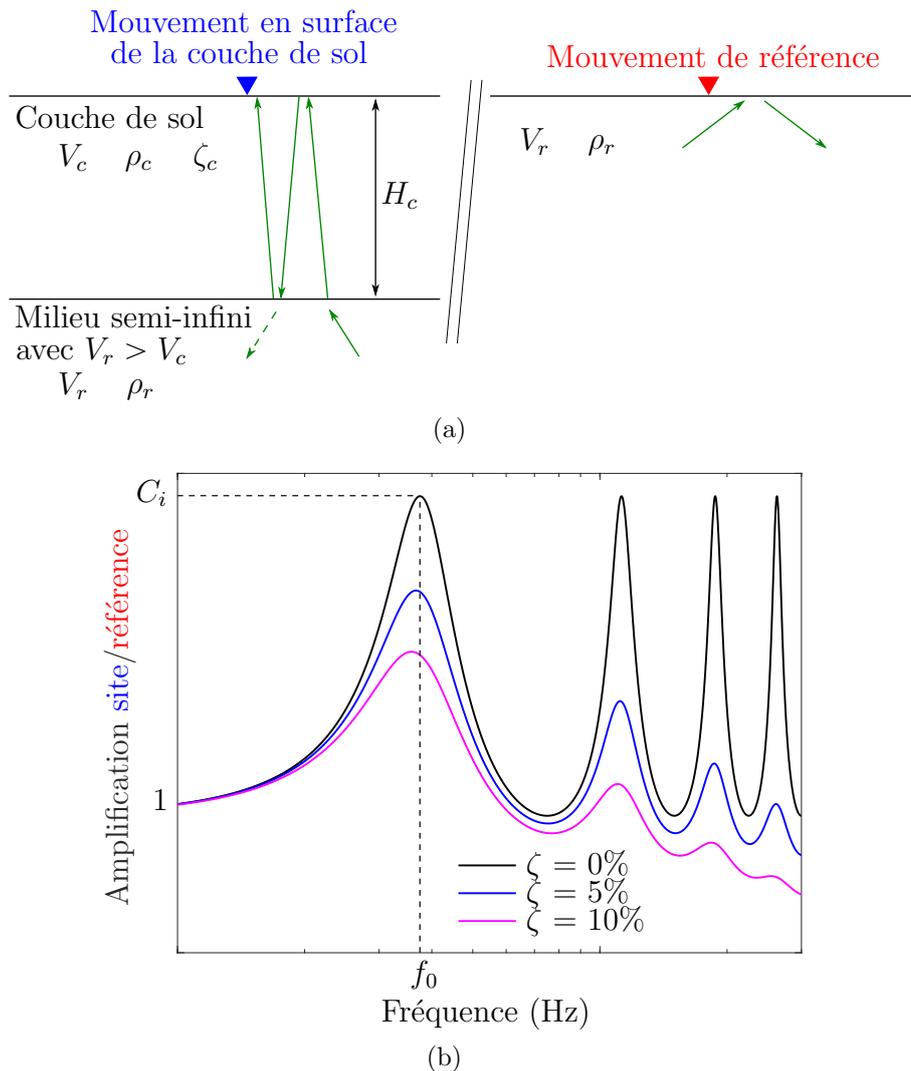


FIGURE 1.10 – (a) Illustration d'une colonne de sol 1D reposant un substratum semi-infini ; (b) Amplification par la couche de sol dans le domaine spectral.

au niveau des bords, rendant plus efficace le piégeage des ondes sismiques. Ce phénomène influence le mouvement sismique en termes de durée, d'amplitude, de contenu fréquentiel et de variabilité spatiale. En effet, l'ensemble des études s'accorde à montrer que les effets 2D ou 3D conduisent à (RSSOH, 2014) :

- augmenter la durée du mouvement sismique, principalement lorsque la dissipation d'énergie n'a pas un effet prédominant sur le mouvement sismique ;
- amplifier de manière plus significative (que dans le cas 1D) le mouvement sismique dans le domaine fréquentiel. Il est d'usage de définir un « facteur d'aggravation » de l'amplification entre le cas 2D ou 3D et le cas 1D (Chávez-García et Faccioli, 2000) ;
- générer une amplification sur une large gamme de fréquences (qualifiée de large-

- bande), liée au schéma complexe d'interférences des ondes ;
- provoquer une forte variabilité spatiale du mouvement sismique.

Impact de la non-linéarité Lors de très fortes sollicitations, le sol subissant des déformations fortes voit ses propriétés mécaniques se dégrader et notamment le module de cisaillement (et donc la vitesse des ondes de cisaillement). Ce phénomène est illustré sur la figure 1.11(a). A petite déformation (inférieures à $10^{-4} - 10^{-5}$), dans le domaine linéaire, le chemin de contrainte peut être décrit par une loi linéaire : $\tau_c = G_{max}\gamma_c$ où G_{max} est le module de cisaillement élastique du sol, γ_c et τ_c sont respectivement la déformation cyclique et la contrainte cyclique. Lorsque la déformation de cisaillement augmente, une grandeur peut être introduite, appelée module de cisaillement sécant ou équivalent, permettant de lier la contrainte à la déformation d'une manière similaire. Il s'agit par exemple des grandeurs G_1 et G_2 sur la figure 1.11(a). Contrairement au module de cisaillement élastique, le module sécant ne permet pas de représenter exactement le chemin de contrainte (en noir sur la figure 1.11(a)), mais est un indicateur d'une rigidité « linéaire équivalente » à un niveau de déformation de cisaillement donné. Plus la déformation de cisaillement augmente, plus la rigidité équivalente diminue, comme l'illustre la courbe 1.11(b) appelée courbe de dégradation du module.

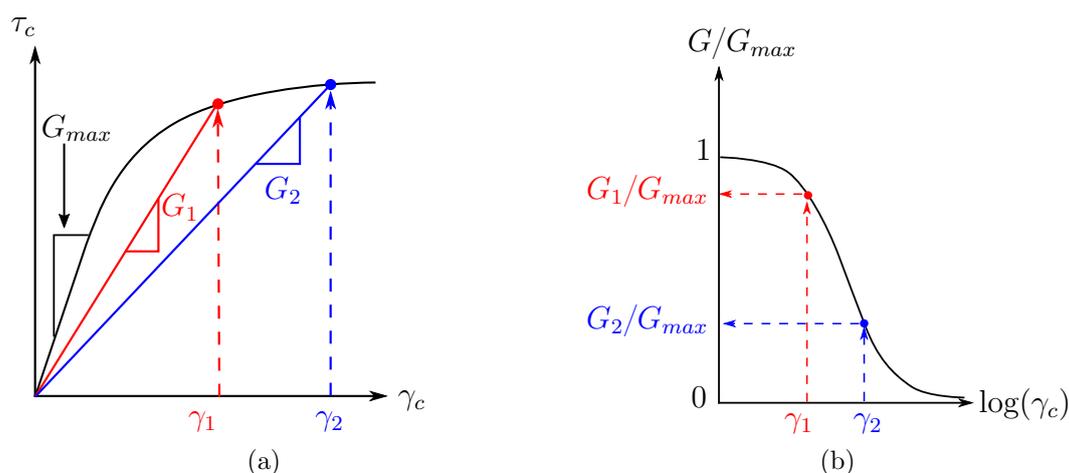


FIGURE 1.11 – (a) Évolution de la contrainte de cisaillement avec la déformation et module de cisaillement équivalent ; (b) Exemple d'évolution du module de cisaillement équivalent avec la déformation.

En parallèle de la diminution de la rigidité, la dissipation d'énergie augmente, comme l'illustre la figure 1.12. La figure 1.12(a) permet plus particulièrement de définir l'amortissement hystérétique. Lorsqu'il est soumis à un chargement cyclique symétrique, le sol décrit une boucle d'hystérésis décrivant le chemin de contrainte réel expérimenté par l'échantillon de sol. Le ratio d'amortissement hystérétique ζ est un second paramètre équivalent permettant de quantifier la dissipation d'énergie. Il est défini par le rapport entre l'énergie dissipée sur un cycle (aire de la boucle d'hystérésis) et le maximum d'énergie de déformation (aire du triangle rose sur la figure 1.12(a)) normalisé par 4π . Les essais

de laboratoire révèlent que le ratio d'amortissement augmente avec l'amplitude de la déformation cyclique γ_c . Son évolution avec γ_c peut être décrite sur une courbe, de la même manière que le module sécant, comme l'illustre la figure 1.12(b). Sur cette même figure, il est possible de remarquer que l'amortissement n'est pas de 0% à très faible déformation. Théoriquement, la dissipation d'énergie étant nulle, cela devrait être le cas. Néanmoins, les courbes empiriques et l'expérience sismologique révèlent qu'il demeure une légère perte d'énergie sur un cycle, ainsi, l'amortissement n'est jamais nul. Pour des calculs élastiques, le « proxy » pour l'amortissement généralement utilisé est $Q = \frac{V_S}{10}$ où V_S est la vitesse des ondes S et Q est le facteur de qualité donné par $Q = \frac{1}{2\zeta}$. Cependant, ceci n'est qu'un pis aller masquant l'absence de mesures fiables de l'amortissement *in-situ*.

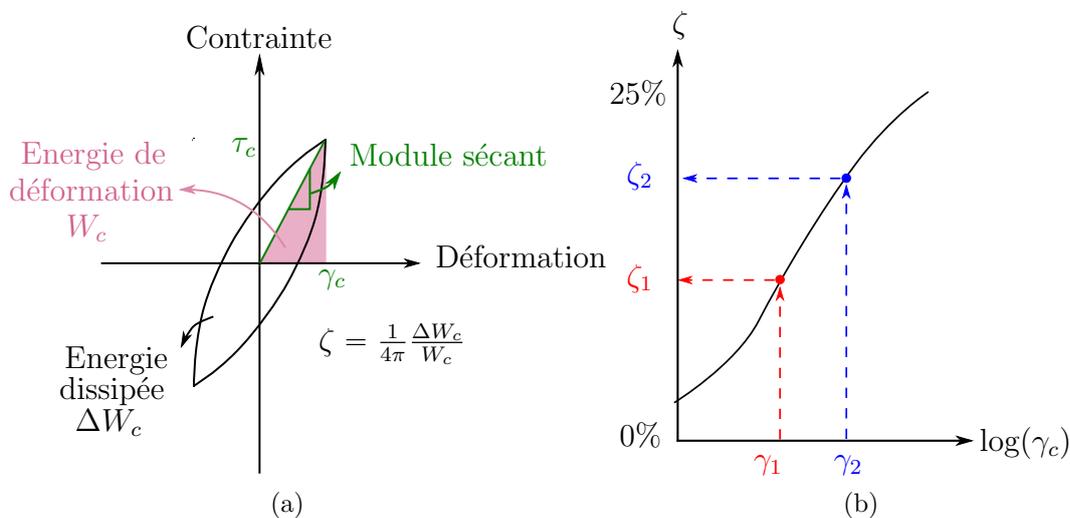


FIGURE 1.12 – (a) Illustration d'une boucle d'hystérésis et définition de l'amortissement ; (b) Exemple de courbe d'évolution de l'amortissement avec la déformation de cisaillement.

Un impact significatif de la non-linéarité sur la réponse du site a été observé, même pour des séismes modérés (Régner *et al.*, 2013; Rubinstein, 2011). Les effets non-linéaires entraînent un décalage des fréquences de résonance vers les basses fréquences (du fait de la réduction de la vitesse des ondes de cisaillement) et une réduction de l'amplification maximale (du fait de l'augmentation de la dissipation d'énergie). Les observations empiriques montrent plus particulièrement une augmentation de la réponse du site à basses fréquences liée au décalage des fréquences de résonance (Frankel *et al.*, 2002; Régner *et al.*, 2013) et une diminution de la réponse sur une très large gamme de fréquences plus hautes. Cette atténuation peut être très significative, suivant les observations l'accélération maximale peut être divisée par 1.4 et jusqu'à 7 par rapport au cas linéaire (Beresnev et Wen, 1996). De nombreuses études suggèrent une réduction d'un facteur 2 à 4 (Field *et al.*, 1997; Aguirre et Irikura, 1997; Bonilla *et al.*, 2011; Régner *et al.*, 2017). Le comportement non-linéaire étant lié au niveau de déformation dans le sol, il est fortement impacté par le niveau de sollicitation, la rigidité des matériaux (les matériaux plus mous se déformant naturellement plus que les matériaux raides) et l'existence d'un

contraste d'impédance localisant la déformation.

1.3.1.2 Les effets de site topographiques

Lors de séismes destructeurs, il a souvent été observé que les dommages les plus sévères surviennent au sommet de reliefs plutôt qu'à la base. L'effet de la topographie de surface, à sous-sol équivalent, sur le mouvement sismique a été particulièrement remarqué lors des séismes de Lambesc (1909) et Castillon (1887) en France, mais aussi lors des séismes de San Fernando (1971, USA), en Italie lors des séismes de 1980 et 2016 (Maufroy *et al.*, 2018), ou encore en Grèce lors des séismes d'Athènes (1999, Grèce) et de Kozani (1995). Il convient de noter que les effets présentés ici sont supposés décrire uniquement l'influence de la seule topographie par rapport au mouvement « au rocher horizontal ». Autrement dit, les reliefs concernés sont en principe uniquement constitués d'un rocher non altéré. En ce sens, les facteurs d'amplification mentionnés ne peuvent *a priori* pas être transposés directement au cas de digues ou barrages en remblais. Cependant, les phénomènes mis en jeu dans le cadre d'un effet topographique au niveau d'une colline restent en principe les mêmes, d'où l'intérêt de les présenter ici.

Selon Bard (1999a), les effets topographiques sont à relier à trois phénomènes physiques :

- la focalisation des ondes sismiques dans les parties convexes et la défocalisation des ondes sismiques dans les parties concaves ;
- la diffraction des ondes au niveau des irrégularités de surface pouvant générer des interférences constructives ou destructives (les ondes diffractées ayant toutefois une amplitude plus faible que les ondes de volume directes) ;
- la sensibilité à l'angle d'incidence en particulier autour de l'angle critique des ondes SV.

Sans rentrer dans le détail de l'estimation des effets de site topographiques, il convient de remarquer que les différentes approches sont cohérentes d'un point de vue qualitatif. D'après Geli *et al.* (1988), elles s'accordent globalement à mettre en évidence les phénomènes suivants :

- une amplification au sommet de structures convexes (collines ou falaises) ;
- une déamplification systématique au niveau de structures concaves (comme des canyons ou au pied des collines) ;
- des schémas plus complexes d'amplification et déamplification le long des pentes ;
- une amplification des ondes S généralement plus importante que celle des ondes P avec en cas d'un relief à géométrie 2D - typiquement la géométrie d'une digue sans variation longitudinale - amplification plus importante de la composante horizontale perpendiculaire à l'axe de du relief ;
- une amplification concernant principalement des longueurs d'onde comparables à la largeur à la base du relief ;

- aucun impact du relief à des longueurs d'ondes significativement plus grandes que celui-ci ;
- une amplification liée en partie à l'élanement du relief (hauteur/largeur) avec une amplification plus importante pour des pentes moyennes raides.

Les travaux de Maufroy *et al.* (2015b) mettent en évidence un lien entre la *courbure* de la surface de la Terre et les effets topographiques (*proxy FSC* : « *Frequency-Scaled Curvature* »).

Cependant, d'un point de vue quantitatif, des écarts peuvent persister entre les prédictions théoriques et les observations *in – situ*, laissant penser que tous les phénomènes jouant un rôle dans les effets de site topographiques ne sont pas encore bien identifiés (Geli *et al.*, 1988). Plus particulièrement, il apparaît compliqué de distinguer totalement les effets liés à la topographie de ceux liés aux propriétés du sous-sol (Assimaki *et al.*, 2005; Burjánek *et al.*, 2014). Il convient à ce propos de rappeler que les conclusions concernant les effets de site topographiques sont basées principalement sur des reliefs constitués de rocher ou rocher altéré ; l'effet de la présence d'un contraste mécanique dans le sous sol pouvant se révéler d'autant plus important pour des reliefs constitués de remblai (comme des barrages ou des digues).

1.3.2 L'estimation des effets de site

Comme détaillé dans le paragraphe précédent, l'impact potentiellement significatif des effets de site sur le mouvement sismique est largement reconnu. Ainsi de nombreuses approches ont été développées afin de pouvoir les quantifier. La méthodologie la plus simple consiste à appliquer les coefficients forfaitaires donnés par la réglementation (Eurocode 8, 2004). Lorsqu'une étude spécifique est nécessaire, l'approche empirique est la plus abordable en termes de rapidité et simplicité. Elle consiste à appliquer une équation de prédiction du mouvement sismique (*GMPE Ground Motion Prediction Equation*) avec les paramètres du site correspondant, très généralement la vitesse moyenne sur les trente premiers mètres V_{S30} . De nombreuses équations ont été proposées dans la littérature, notamment dans le cadre du projet NGA-West2 (*Next Generation Attenuation Relationships*). Les *GMPE* sont cependant très variables entre-elles, suivant la prise en compte ou non des effets non-linéaires.

Plus complexe, l'approche instrumentale consiste à utiliser des enregistrements du mouvement du sol effectués sur le site d'intérêt. Lorsque des données sont disponibles grâce à un réseau de capteurs dont l'un se situe au niveau du rocher de référence (i.e. où le mouvement du sol à proximité de la zone étudiée n'est pas affecté par les effets de site), la fonction de transfert du site peut être obtenue en effectuant le rapport spectral « site sur référence » (méthode *SSR - Standard Spectral Ratio* (Borcherdt, 1970)) comme par exemple dans Bard et Riepl-Thomas (1999). En cas d'absence de capteur au niveau du rocher de référence, les fonctions de transfert peuvent tout de même être inversées sous réserve d'enregistrements sur une période suffisamment longue, pour mesurer suffisamment d'événements (Drouet *et al.*, 2008). Les enregistrements réels présentent l'intérêt d'être

représentatifs du site étudié et ne souffrent donc pas des difficultés et incertitudes associées à la caractérisation de ses paramètres. Cependant, à moins de pouvoir enregistrer une forte sollicitation, ils ne permettent pas d'étudier la réponse non-linéaire du site. Enfin, l'approche numérique présente l'intérêt de pouvoir comprendre les phénomènes mis en jeu dans la réponse dynamique d'un site. Cependant, les résultats numériques peuvent se révéler peu fiables – ou du moins plus variables – lorsque les modèles réalisés sont complexes et/ou les paramètres d'entrée du modèle insuffisamment contraints. Ils sont par ailleurs nécessairement associés à des hypothèses de modélisation et donc moins représentatifs de la réalité d'un site que les mesures instrumentales.

Cette partie se limite à la description des deux méthodologies suivantes :

1. L'approche forfaitaire donnée par la réglementation Eurocode 8 (2004) est présentée dans la partie 1.3.2.1. Celle-ci est largement utilisée dans un contexte de méthodologie simplifiée en ingénierie, d'où l'intérêt de s'y attarder.
2. L'approche numérique est abordée dans la partie 1.3.2.2. Cette dernière est plus particulièrement détaillée car il s'agit de l'approche privilégiée dans le cadre de cette thèse.

1.3.2.1 L'approche réglementaire

Estimation forfaitaire des effets de site sédimentaires L'application de la réglementation Eurocode 8 (2004) consiste à multiplier le spectre de réponse élastique en accélération par un coefficient d'amplification S ainsi qu'à décaler les périodes T_B , T_C , T_D et T_E en fonction du sol rencontré. Différentes classes de sol sont définies par la réglementation, et synthétisées dans le tableau 1.5. La distinction entre les sols est principalement basée sur la vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les trente premiers mètres V_{S30} . En effet, la réglementation actuelle ne prend pas en compte la fréquence fondamentale de résonance du site et le contraste d'impédance avec le rocher.

Les paramètres du spectre de dimensionnement de la sollicitation horizontale associés à chaque classe de sol sont présentés dans le tableau 1.6. La classe de sol A correspond au rocher de référence, le spectre de dimensionnement forfaitaire est donc identique à celui présenté dans le paragraphe 1.2.2. Aucune valeur n'est fournie pour les classes de sol S1 et S2 qui, du fait de leur complexité, nécessitent de réaliser une étude spécifique (voir description de ces classes de sol dans tableau 1.6). Les formes spectrales normalisées de la sollicitation horizontale de dimensionnement sont présentées sur la figure 1.13.

Ces formes spectrales permettent de prendre en compte l'augmentation de l'amplitude du mouvement sismique ainsi que la modification du contenu spectral, les sols plus mous étant plus susceptibles d'amplifier la réponse à longue période. Par ailleurs, les formes spectrales sont adaptées à la valeur de l'accélération horizontale au rocher de référence a_g , pour tenir compte des effets de non-linéarité pour des séismes de grande magnitude. Les effets non-linéaires conduisent en effet à limiter l'amplitude du « plateau » sur le spectre et à le décaler vers les plus longues périodes.

Comme c'était déjà le cas pour la caractérisation forfaitaire de l'aléa sismique de référence, cette représentation du mouvement sismique ne permet pas de saisir la durée de la sollicitation, pouvant être considérablement augmentée en présence d'un sol superficiel mou. Concernant la composante verticale du mouvement, la réglementation considère qu'elle n'est pas impactée par la nature du sol : les paramètres présentés dans le tableau 1.4 sont valables quelle que soit la classe de sol.

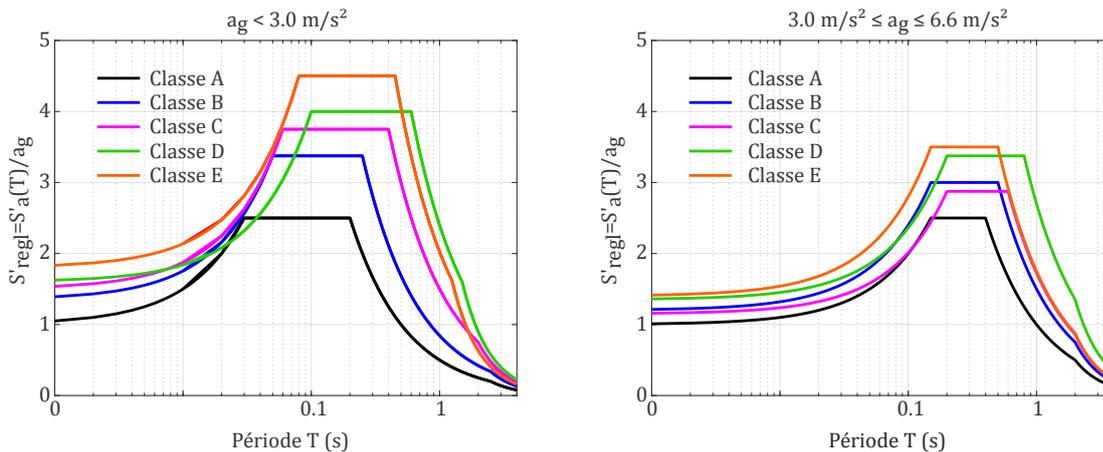


FIGURE 1.13 – Formes spectrales réglementaires de dimensionnement, composante horizontale (Eurocode 8, 2004).

Estimation forfaitaire des effets de site topographiques Eurocode 8 (2004) fournit un ensemble de coefficients d'amplification topographique, dépendant de la pente locale, par lesquels est multiplié le spectre de réponse élastique. Paolucci (2002) a vérifié *a posteriori* que les coefficients proposés étaient globalement satisfaisants. La validité des coefficients a été étudiée point par point par De Martin (2012) via une étude paramétrique (simulations 2D linéaires aux éléments spectraux). La réglementation recommande d'appliquer les coefficients d'amplification pour des buttes ou pentes d'une hauteur supérieure à 30 m. Les digues françaises, hautes d'une vingtaine de mètres au maximum, ne seraient donc *a priori* pas concernées par un effet topographique. Cependant, De Martin (2012) remarque que pour les plus petites buttes ou pentes étudiées, d'une hauteur de 25 m, les amplifications obtenues numériquement peuvent être significatives (facteur de 1.1 à 1.2 sur les cas considérés) pour des périodes comprises entre 0.1 s et 1.4 s suggérant qu'il serait judicieux d'étudier des hauteurs inférieures. Les calculs réalisés sur des buttes homogènes montrent par ailleurs que multiplier le spectre de réponse par un coefficient constant quelle que soit la période est invalide (ce qui est cohérent avec l'observation d'une dépendance des effets topographiques à la longueur d'onde). Néanmoins, les coefficients simplifiés proposés sont du bon ordre de grandeur. Ils peuvent toutefois conduire à une sous-estimation de l'amplification (plutôt à hautes fréquences) ou une surestimation du spectre de réponse (plutôt à basses fréquences). L'impact de la forme géométrique (dissymétrie) du relief sur l'effet topographique a aussi été étudié par De Martin (2012).

Classes de sol	Description du profil stratigraphique	Caractéristiques mécaniques		
		V_{S30} (m/s)	<i>NSPT</i> (coups/30 cm)	Cu (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	-	-
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 – 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	< 15	< 70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de V_S de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $V_S > 800$ m/s	-	-	-
S1	Dépôts composés, ou contenant une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($IP > 40$) et une teneur en eau importante	< 100 (valeur indicative)	-	10 – 20
S2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S1	-	-	-

TABLE 1.5 – Classes de sol définies dans Eurocode 8 (2004).

Classe de sol	$a_g \leq 3.0m/s^2$				$3.0m/s^2 \leq a_g \leq 6.6m/s^2$				Longues périodes	
	S	T_B	T_C	T_D	S	T_B	T_C	T_D	T_E	T_F
A	1	0.03 s	0.2 s	2.5 s	1	0.15 s	0.4 s	2.0 s	4.5 s	10 s
B	1.35	0.05 s	0.25 s	2.5 s	1.2	0.15 s	0.5 s	2.0 s	5.0 s	10 s
C	1.5	0.06 s	0.4 s	2.0 s	1.15	0.2 s	0.6 s	2.0 s	6.0 s	10 s
D	1.6	0.1 s	0.6 s	1.5 s	1.35	0.2 s	0.8 s	2.0 s	6.0 s	10 s
E	1.8	0.08 s	0.45 s	1.25 s	1.4	0.15 s	0.5 s	2.0 s	6.0 s	10 s

TABLE 1.6 – Paramètres du spectre de dimensionnement forfaitaire de la sollicitation horizontale.

Dans le cas d'une butte homogène dissymétrique (associée à deux pentes différentes), l'amplification au droit de l'un des talus est similaire à celle obtenue dans le cas d'une butte symétrique homogène ayant la même pente que celle du talus étudié et la même hauteur (ainsi que les mêmes propriétés mécaniques).

1.3.2.2 L'approche numérique

Cette approche consiste à simuler numériquement la propagation des ondes sismiques au niveau du site étudié. De nombreux outils numériques ont été développés au cours des dernières décennies afin d'améliorer la prédiction numérique du mouvement sismique et plusieurs degrés de complexité peuvent être introduits dans les modèles. La situation la plus simple consiste à calculer la réponse linéaire d'une colonne de sol 1D sous incidence verticale d'ondes S. La fonction de transfert peut alors être calculée « à la main » (Thomson, 1950; Haskell, 1953) et a été codée pour la première fois dans le programme SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972). Les différents codes de calcul permettent à l'heure actuelle de considérer :

- des milieux de propagation 1D, 2D et 3D ;
- différents champs d'ondes incidents (comme une onde plane à propagation verticale ou inclinée, une source ponctuelle ou étendue, une onde de surface) ;
- différentes lois de comportement dans le milieu de propagation (viscoélastique, « non-linéaire » par une approche linéaire équivalente détaillée ci-après, et non-linéaire).

Parmi les différentes méthodes numériques figure le calcul en linéaire-équivalent. Il s'agit d'une approche permettant de prendre en compte la dégradation des propriétés mécaniques du sol avec l'augmentation de la déformation, sans pour autant engendrer des coûts de calcul très importants. L'approche est basée sur les paramètres équivalents présentés dans la partie 1.3.1.1. Il convient de garder en mémoire que ce calcul reste foncièrement linéaire. En effet contrairement à un calcul non-linéaire, il est réalisé dans le domaine fréquentiel et ne considère pas le chemin de contrainte réel. Il ne permet

donc pas de déduire une valeur de déformation résiduelle ou de prendre en compte les éventuelles montées de pression interstitielle. La résolution en linéaire équivalent de la réponse d'une colonne de sol 1D (alternance de couches horizontales) reposant sur un semi-espace uniforme sous l'effet d'une onde plane de cisaillement à incidence verticale a été codée dans le programme SHAKE par Schnabel *et al.* (1972) puis modifié par Idriss et Sun (1992). Ce code reste largement utilisé pour la réalisation de calculs linéaires équivalents. A très forts niveaux de déformation, la méthode linéaire équivalente n'est plus adaptée et il est alors recommandé d'effectuer un calcul non-linéaire. Kim *et al.* (2013) proposent un *proxy* pour la déformation donné par la relation :

$$\gamma_{proxy} = \frac{PGV}{V_{S_{30}}} \quad (1.34)$$

où PGV est la vitesse maximale du mouvement incident et $V_{S_{30}}$ la vitesse moyenne des ondes de cisaillement sur les trente premiers mètres de sol.

La figure 1.14 présente les conclusions obtenues par Kim *et al.* (2013) quant à la validité de l'approche en linéaire équivalent. Les auteurs considèrent que tant que cette estimation de la déformation est en-deçà du seuil de 0.1%, la méthode linéaire équivalente capture aussi bien les phénomènes de propagation des ondes qu'un calcul non-linéaire. Au delà de cette valeur, l'approche linéaire équivalente peut sous-estimer le mouvement sismique pour des périodes comprises entre 0.1 s et 1 s, par suite d'une surestimation de l'amortissement. A basses fréquences (inférieures à 1 Hz), les deux approches sont cependant équivalentes. Lorsque le *proxy* pour la déformation atteint 0.4%, il est recommandé de privilégier le calcul non-linéaire. Malgré ces limitations, le calcul linéaire équivalent reste très intéressant pour l'estimation des effets de site du fait de sa simplicité et rapidité de mise en œuvre. Il permet ainsi de comprendre les phénomènes via des études paramétriques notamment.

Le calcul linéaire équivalent est basé sur un processus itératif, dont les différentes étapes sont listées ci-dessous :

1. Estimation initiale des valeurs de rigidité et d'amortissement G_0 et ζ_0 . Les valeurs à faible déformation sont utilisées ($G_0 = G_{max}$ et $\zeta_0 = \zeta_{min}$).
2. Calcul de la réponse de la colonne de sol avec ces valeurs de module de cisaillement et d'amortissement, et notamment des déformations temporelles au niveau de chaque couche.
3. Calcul de la déformation de cisaillement « effective » au niveau de chaque couche à partir de la déformation maximale (déduite de la déformation temporelle). En effet, la déformation maximale issue d'une sollicitation réelle n'est atteinte que très ponctuellement. La déformation effective est définie comme un pourcentage de la déformation maximale $\gamma_{eff_0} = R\gamma_{max_0}$, avec R souvent choisi égal à 65%. Idriss et Sun (1992) ont proposé la relation suivante pour relier la valeur de R à la magnitude M du séisme (critère sur la durée du séisme, i.e. le nombre de cycles) : $R = \frac{M-1}{10}$. Un rapport de 65% serait donc adapté à une magnitude de 7.5.

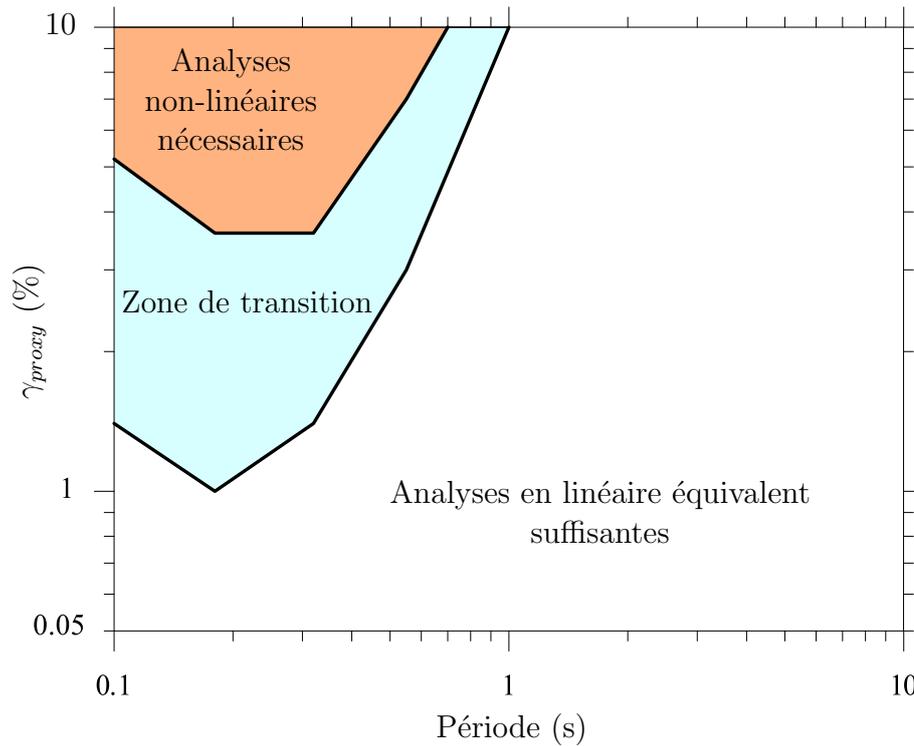


FIGURE 1.14 – Figure extraite de Kim *et al.* (2013), illustrant la validité de l'approche en linéaire équivalent. Zone en bleu : spectre de réponse en accélération sous-estimé de 10% à 30% par une analyse en linéaire équivalent (par rapport à une analyse en non-linéaire). Zone en orange : spectre de réponse en accélération sous-estimé de 30 % (ou plus) par une analyse en linéaire équivalent.

4. Des valeurs itérées G_1 et ζ_1 sont déduites de la déformation de cisaillement effective par lecture sur les courbes de réduction du module et d'évolution de l'amortissement pour une déformation de cisaillement égale à γ_{eff_0} , comme illustré sur la figure 1.15.
5. Les étapes 1 à 4 sont réitérées jusqu'à converger vers une valeur de déformation effective - et donc de module de cisaillement et d'amortissement. En principe 3 à 5 itérations suffisent à converger (Schnabel *et al.*, 1972) pour aboutir aux paramètres équivalents G_{eq} et ζ_{eq} et à l'estimation du mouvement sismique en linéaire équivalent.

Les calculs numériques présentent le grand intérêt de permettre de comprendre les phénomènes mis en jeu dans la réponse dynamique d'un site. Ils sont par ailleurs fiables dans le cas de situations simples (1D viscoélastique ou linéaire-équivalent). Cependant, les différents travaux de vérification des codes de calcul révèlent que la fiabilité des méthodes numériques décroît lorsque le degré de complexité introduit dans les modèles augmente. En particulier, l'exercice de vérification PRENOLIN (*PREdiction of NonLI-Near soil response*) a montré que la modélisation de comportements non-linéaires sur une colonne de sol 1D conduisait à une variabilité des résultats entre différents codes de calcul (Régner *et al.*, 2016). Plus les niveaux de déformation sont forts – i.e. plus

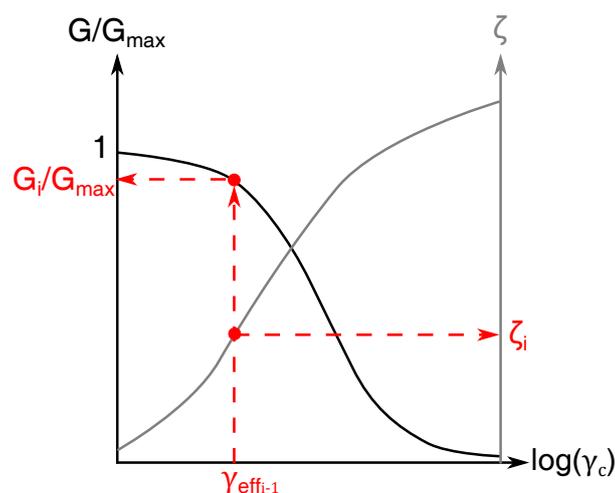


FIGURE 1.15 – Illustration d’une itération du module de cisaillement et de l’amortissement par lecture sur les courbes de dégradation.

le sol se comporte de manière non-linéaire – plus cette variabilité est importante. Pour un PGA de 5 m/s^2 , l’écart-type logarithmique (logarithme décimal) sur l’accélération maximale calculée en surface de la colonne de sol est de 0.17 pour une sollicitation à spectre riche en basses-fréquences, et de 0.65 pour une sollicitation à spectre riche en hautes-fréquences. L’incertitude sur les résultats reste toutefois légèrement inférieure à celle accompagnant la variabilité aléatoire associée aux lois de prédiction du mouvement sismique ($GMPE$).

L’étude de la propagation des ondes sismiques dans des milieux de propagation 3D complexes, en restant dans le domaine linéaire, est aussi accompagnée d’une certaine variabilité, cependant l’ensemble des codes testés (méthodes des différences finies, aux éléments finis, aux éléments spectraux et Galerkin discontinu) se sont révélés équivalents en termes de précision et d’effort de calcul (Tsuno *et al.*, 2009; Chaljub *et al.*, 2010; Maufroy *et al.*, 2015a; Chaljub *et al.*, 2015). Globalement, l’origine de différences entre les différentes prédictions numériques en linéaire sont bien comprises. Le facteur limitant pour des études paramétriques en trois dimensions à des fréquences allant jusqu’à 10 Hz ou 20 Hz reste la puissance de calcul.

Ces tests comparatifs ont montré que pour s’assurer d’un minimum de fiabilité dans l’estimation du mouvement sismique, il convenait d’effectuer une comparaison avec au moins deux codes de calculs et deux opérateurs différents. Effectuer cet effort de vérification dans le domaine linéaire avant toute introduction de non-linéarité s’est révélé utile pour éviter les erreurs liées à une mauvaise implémentation des données d’entrée, à une mauvaise compréhension de la situation étudiée ou encore à une loi d’atténuation différente entre les codes (Régner *et al.*, 2016).

Finalement, l’approche numérique souffre d’une autre limitation, concernant sa représentativité par rapport au site réel. En effet, elle nécessite de se baser sur un modèle associé à

des paramètres mécaniques et une loi de comportement devant permettre de représenter correctement le site étudié. Or, ces données ne sont pas toujours accessibles aisément et s'accompagnent d'une incertitude. Il est recommandé d'effectuer des études de sensibilité pour évaluer l'impact de cette incertitude sur le mouvement sismique prédit.

1.4 Techniques de reconnaissance et caractérisation du sol

Les effets de site détaillés précédemment (voir 1.3) ainsi que la réponse dynamique des ouvrages détaillée dans la partie 1.5 ne peuvent être estimés qu'à partir de la connaissance des propriétés du site et de l'ouvrage. Il s'agit *a minima* de pouvoir déterminer la classe de sol (à partir de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les trente premiers mètres) ainsi que la rigidité de la digue (soit la vitesse des ondes de cisaillement dans la digue) qui conditionne en grande partie sa réponse dynamique. Cependant, comme expliqué dans la partie 1.3, l'amplification ou la déamplification par un site est aussi dépendante de la fréquence de sa résonance, il est donc opportun de pouvoir la déterminer. Alternativement, la connaissance de la profondeur du substratum sismique et de la vitesse des ondes de cisaillement peut permettre de retrouver cette fréquence de résonance. Enfin, dans le cadre d'une étude numérique complexe visant à déterminer le mouvement sismique du sol, les paramètres de non-linéarité du sol doivent aussi être mesurés afin d'alimenter les modèles numériques. Ceux-ci ne peuvent être obtenus que via des essais en laboratoire (notamment au triaxial cyclique ou colonne résonante), il n'existe aucun moyen de mesure *in-situ*. Néanmoins, dans le cadre d'une approche simplifiée, l'utilisation des courbes de dégradation des matériaux proposées dans la littérature paraît plus adaptée. Les différents essais réalisés en laboratoire ne sont donc pas détaillés ici.

L'analyse complète de la stabilité d'une digue (non limitée à l'étude de sa réponse dynamique) requiert par ailleurs de déterminer les propriétés mécaniques de résistance de ses matériaux constitutifs. Ainsi, des essais géotechniques sont systématiquement réalisés sur les digues. Il est donc courant de disposer de résultats de sondages au pénétromètre statique ou dynamique, de sondages destructifs ou carottés ainsi que d'essais en laboratoire. Cette thèse visant uniquement à détailler le processus d'obtention de la réponse dynamique des ouvrages, ce type de mesures n'est pas présenté ici. Cependant, il convient de garder en mémoire que ces données sont généralement disponibles et peuvent servir à l'interprétation de mesures géophysiques pour la détermination de la vitesse des ondes de cisaillement.

Plusieurs techniques géophysiques permettant d'obtenir les conditions d'un site nécessaires à l'étude de sa réponse sismique (principalement le profil de vitesse des ondes de cisaillement et la fréquence de résonance) peuvent être utilisées et sont présentées dans cette partie. Deux catégories sont distinguées :

- **Les méthodes invasives.** Il s'agit de mesures des propriétés du sol via des forages. Ces méthodes ont, jusqu'à récemment, été réputées comme plus fiables que

les méthodes non-invasives. Les mesures en profondeur permettent d'identifier des couches de stratifications verticales *a priori* « cachées » lors de mesures en surface (comme une couche de moindre vitesse emprisonnée entre deux couches plus raides). Les deux principaux inconvénients de ces méthodes résident dans leur coût important et leur manque de représentativité spatiale. En effet, les mesures sont réalisées de manière très ponctuelle et ne donnent donc aucune indication sur les variations latérales.

- **Les méthodes non-invasives.** Contrairement aux méthodes invasives, elles permettent d'investir un volume important de sol et ne posent donc pas de problème de représentativité ou de remaniement. Elles sont relativement simples et rapides à mettre en œuvre et présentent ainsi un intérêt financier par rapport aux méthodes géotechniques traditionnelles et aux mesures invasives en général. Enfin, certaines d'entre elles (utilisant les vibrations ambiantes) permettent d'atteindre des profondeurs de pénétration très importantes. Le principal inconvénient des méthodes géophysiques non-invasives est que le processus d'inversion permettant de retrouver les propriétés du sol (profils des ondes de cisaillement ou de compression) ne garantit pas l'unicité de la solution. Néanmoins, les données géotechniques généralement disponibles sur les sites de digues peuvent permettre d'apporter une information *a priori* afin de mieux contraindre l'inversion.

Le benchmark InterPACIFIC (« *Intercomparison of methods for site parameter and velocity profile characterization* ») a permis de comparer ces deux types d'approches sur quelques sites tests (Garofalo *et al.*, 2016b). L'une des principales conclusions de cette étude est que l'incertitude associée à chacune de ces deux approches est similaire - alors que jusque là les techniques invasives étaient considérées comme plus fiables. Cependant, les méthodes invasives offrent une meilleure résolution verticale (pour une colonne de sol donnée) et permettent d'identifier les couches à moindre vitesse avec plus de précision que les méthodes non-invasives. Enfin, lorsque des paramètres moyens sont considérés (typiquement la vitesse moyenne sur les trente premiers mètres), la précision et la fiabilité des deux approches est similaire.

1.4.1 Les techniques de reconnaissance invasives

Trois types de mesures faisant appel à des forages peuvent être envisagés :

- **La mesure par essai crosshole.** Elle nécessite de réaliser deux ou trois forages espacés de quelques mètres et de mesurer le temps de propagation des ondes de cisaillement (ou de compression) à une profondeur donnée entre un émetteur situé dans l'un des forages et un récepteur situé à la même profondeur dans un second forage. En pratique il est recommandé de réaliser trois forages pour avoir une précision suffisante. C'est alors la différence de temps d'arrivée au niveau de deux récepteurs situés dans deux forages consécutifs qui est utilisée pour déduire la vitesse de propagation des ondes. Des mesures d'inclinométrie en forage sont réalisées afin d'évaluer précisément la distance inter-forages à chaque profondeur.

Finalement, cette méthode repose sur l'hypothèse d'un milieu 1D composé d'une alternance de couches de sol horizontales où la première arrivée au niveau d'un récepteur correspond à l'onde directe. Cette hypothèse peut être remise en question si un contraste important figure entre deux couches successives, alors la première arrivée peut correspondre à une onde réfractée à angle critique au niveau de la couche la plus rapide. Les standards de mise en œuvre de mesures par crosshole proposent une méthodologie pour éviter ce problème de réfraction (ASTM, 2004).

- **La mesure par essai downhole.** La réalisation d'un seul forage est nécessaire pour effectuer ce type de mesure. La source sismique est cette fois-ci localisée en surface, à proximité du forage, et le récepteur est placé à différentes profondeurs dans le forage. Ce dispositif permet ainsi de mesurer la vitesse de propagation dans la direction verticale ce qui est intéressant en cas de milieu anisotrope. Les mesures par downhole sont généralement réalisées en complément des mesures par crosshole. La fiabilité de cette méthode est réputée décroître avec l'augmentation de la profondeur, cependant, selon Garofalo *et al.* (2016b), celle-ci fournit des résultats d'une variabilité similaire à la méthode crosshole, même à grande profondeur. Elle apparaît néanmoins moins fiable sur l'estimation de la vitesse sur les 2 à 4 premiers mètres sous la surface. Des standards permettent de s'assurer de la mise en œuvre correcte de cette méthode (ASTM, 2014). Une alternative au traditionnel downhole consiste à placer le ou les récepteurs le long de l'outil lors d'essais de pénétration (Robertson *et al.*, 1985; Mayne *et al.*, 1999). Cette technique, issue du domaine pétrolier, est moins coûteuse car elle ne nécessite pas la réalisation d'un forage.
- **Les mesures par suspension logging.** Cette méthode permet de mesurer la vitesse de propagation des ondes sismiques le long d'un forage (Ohya *et al.*, 1984; Nigbor et Imai, 1994). Elle est très utilisée aux États-Unis et au Japon, mais beaucoup moins en Europe. Une sonde évolue le long du forage transportant une source sismique et deux récepteurs, espacés d'un mètre l'un de l'autre et placés au dessus de la source. Le sondage est rempli d'eau pour la réalisation des mesures. La source restant systématiquement proche des récepteurs, cette technique peut être utilisée jusqu'à des profondeurs très importantes sans perte de résolution.

1.4.2 Les techniques de reconnaissance non-invasives

1.4.2.1 Les méthodes actives

L'analyse en sismique réfraction Cette méthode consiste à mesurer les temps de propagation des ondes de volume (P ou SH) générées par une source sismique le long d'une ligne de géophones (mesurant les vitesses verticales ou horizontales). Les standards d'application de la méthode sont donnés par ASTM (2011). Dans le cas le plus simple, seuls deux tirs sont réalisés, un au niveau de chaque extrémité du profil. Il s'agit alors de la **sismique réfraction aller-retour**. Celle-ci donne accès à la stratification horizontale, ainsi que son éventuel pendage, en repérant les interfaces au niveau desquelles les rais sont réfractés.

Pour obtenir une image de la vitesse des ondes dans le sol représentant aussi la variation latérale, la source sismique doit être déplacée tout au long de la ligne de géophones : il s'agit de réaliser une **tomographie par sismique réfraction**. Les rais investissent alors l'ensemble du milieu. Pour chaque tir, les premières arrivées des ondes (directes ou réfractées à angle critique) sont pointées au niveau de chaque géophone. Les temps d'arrivée pointés peuvent être représentés en fonction de la position du géophone sur des graphiques appelés hodochrones, comme illustré sur la figure 1.16. Ceux-ci peuvent ensuite être inversés pour trouver les vitesses élastiques des ondes P ou S dans le sol compatibles avec les hodochrones obtenus. Les rais ne pouvant être réfractés que sur des interfaces présentant un contraste de vitesse (couche inférieure avec une vitesse plus importante que la couche supérieure), l'inversion suppose que la vitesse croît avec la profondeur.

Typiquement, lorsque la source sismique utilisée est une frappe au marteau, la profondeur maximale de pénétration dans le sol n'excède pas la quinzaine de mètres. Une règle d'usage consiste par ailleurs à fixer une borne supérieure de la profondeur d'investigation correspondant au quart de la longueur du dispositif. Finalement, la résolution en surface est directement liée à l'espacement entre les géophones.

La principale limite de la méthode est qu'elle ne permet pas de repérer certaines couches, appelées couches cachées, soit parce qu'il s'agit de couches à moindre vitesse, soit parce qu'elles sont d'une épaisseur trop faible. Dans sa mise en œuvre la plus simple (tirs aller et retour uniquement), la sismique réfraction ne permet pas de repérer les éventuelles variations latérales. La réalisation d'une véritable tomographie sismique pour palier à cette limite demande cependant un investissement beaucoup plus important : grand nombre de tirs et de pointés à effectuer.

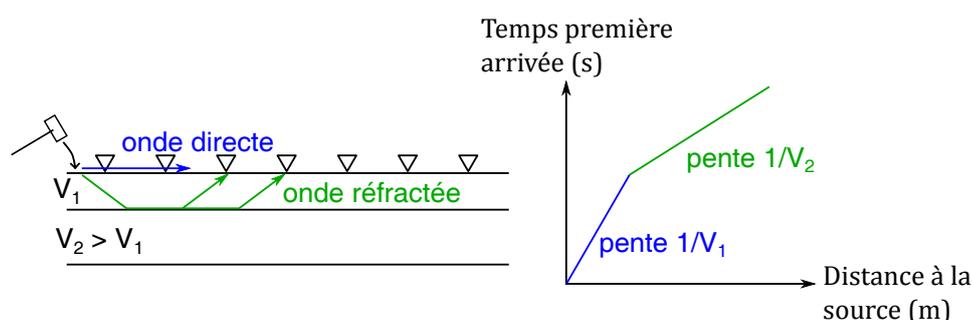


FIGURE 1.16 – Illustration du principe de la sismique réfraction.

L'analyse de la propagation des ondes de surface par des méthodes actives
 Il s'agit d'utiliser les propriétés dispersives des ondes de surface (Love et Rayleigh) pour retrouver les caractéristiques du sous-sol : dans un milieu hétérogène, la vitesse de propagation des ondes de surface varie avec la fréquence. La dispersion géométrique des ondes de Rayleigh dans un milieu stratifié 1D est illustrée sur le schéma présenté sur la

figure 1.17. Le mouvement particulaire vertical lié à la propagation des ondes de Rayleigh dans un milieu stratifié est représenté à haute-fréquence (courte longueur d'onde λ) et à basse-fréquence (grande longueur d'onde) : la profondeur de pénétration d'une onde de Rayleigh est liée à la longueur d'onde. Ainsi, lorsque celle-ci est courte, la profondeur de pénétration est faible : le mouvement particulaire est confiné dans la couche superficielle (couche 1) et la vitesse des ondes de cisaillement dans cette couche (notée V_{S_1}) contrôle à elle seule la vitesse de propagation de l'onde de Rayleigh, notée V_R . A plus grande longueur d'onde, le mouvement particulaire investit une plus grande épaisseur de sol (couches 1 à 3), et la vitesse de propagation de l'onde est conditionnée par une combinaison des vitesses V_{S_1} , V_{S_2} et V_{S_3} . Ainsi, à chaque fréquence, la vitesse de phase des ondes est liée aux propriétés élastiques (et notamment la vitesse des ondes de cisaillement) dans la zone de proche surface concernée (Liner, 2012). L'évolution de la vitesse de phase avec la fréquence est appelée courbe de dispersion. A titre d'exemple, la courbe de dispersion associée à la colonne de sol considérée sur figure 1.17 est représentée sur la droite de cette même figure.

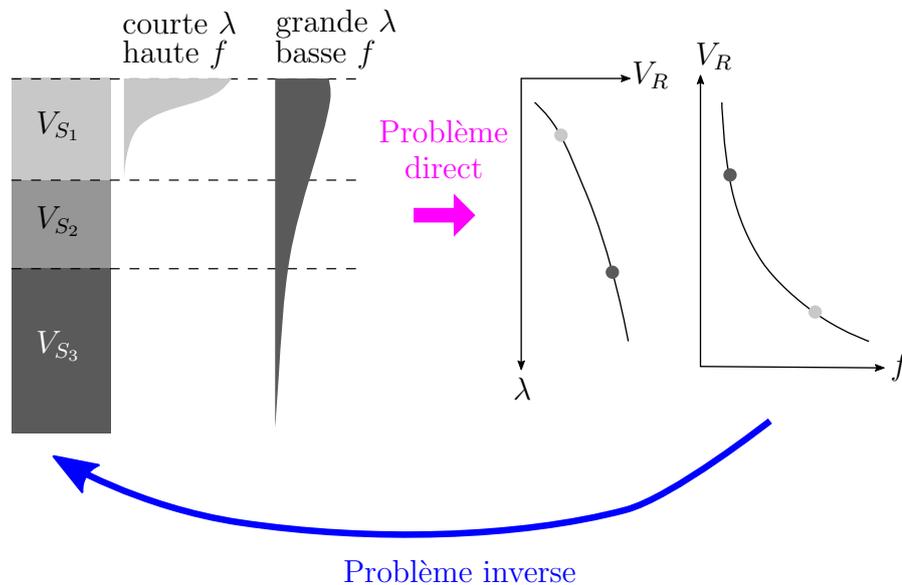


FIGURE 1.17 – Illustration du principe de l'analyse de la propagation des ondes de surface, inspiré du schéma présenté par Foti *et al.* (2014).

Le principe des essais par analyse de la propagation des ondes de surface illustré sur la figure 1.17, consiste, dans un premier temps, à mesurer sur un site la courbe de dispersion des ondes de Rayleigh (et/ou des ondes de Love). Dans un second temps, le profil de vitesse des ondes de cisaillement dans le sol est obtenu par résolution du problème inverse. Il s'agit d'identifier les profils de vitesses compatibles avec la courbe de dispersion mesurée (non-unicité de la solution), en se basant sur l'hypothèse d'un milieu stratifié 1D. Il s'agit de l'étape nécessitant le plus d'expertise (Cornou *et al.*, 2009; Garofalo *et al.*, 2016a). Le projet InterPACIFIC a permis d'aboutir à un guide pour la mise en œuvre de dispositifs d'acquisition des ondes de surface, le post-traitement et pour l'inversion de la courbe de dispersion (Foti *et al.*, 2017).

Les ondes de surfaces sont mesurées à l'aide d'un dispositif linéaire comprenant plusieurs géophones (typiquement 12, 24 ou 48 géophones) horizontaux ou verticaux alignés avec une source sismique (frappe au marteau ou sources motorisées plus sophistiquées) générant des ondes de Love ou de Rayleigh. Deux méthodes sont principalement utilisées pour mesurer de manière active les ondes de surface : la méthode SASW (*Spectral Analysis of Surface Waves*) utilisant une source et seulement deux capteurs dont on varie l'espacement, et la méthode MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) nécessitant une source et plusieurs capteurs. La première a été introduite dans les années 1980 par Heisey *et al.* (1982); Nazarian *et al.* (1983). Elle est très simple à mettre en place mais est sensible au bruit et ne permet d'étudier que le mode fondamental de propagation des ondes. La méthode MASW a été popularisée par Park *et al.* (1999). Son principal avantage par rapport à la première est qu'elle permet d'identifier des modes supérieurs de propagation des ondes de surface tout en restant très simple. Elle est aujourd'hui la méthode sismique active la plus utilisée. Les ondes de surfaces peuvent aussi être enregistrées avec la sismique réfraction, sous réserve de considérer des durées d'enregistrement suffisamment longues.

Les techniques de traitement du signal (analyse fréquence-nombre d'onde (FK) linéaire (Lacoss et Kelly, 1969)) permettent de déduire la courbe des dispersion des ondes mesurées (évolution de la vitesse de phase des ondes avec la fréquence). La figure 1.18 présente un exemple de pointé de courbe de dispersion des ondes de Rayleigh suite à une analyse en fréquence-nombre d'onde. Comme l'illustre cette figure, la courbe de dispersion mesurée n'est pas exploitable à toutes les longueurs d'onde : les limites λ_{min} et λ_{max} , matérialisées par un trait pointillé, représentent les limites d'aliasing et de champ proche respectivement.

Le phénomène d'aliasing, aussi appelé repliement spectral, apparaît en-deçà d'une longueur d'onde correspondant à deux fois l'espacement entre les géophones : $\lambda_{min} = 2\Delta_x$ où Δ_x est la distance entre les géophones. Le champ proche correspond à la zone proche de la source sismique au niveau de laquelle les ondes ne peuvent être approximées par des ondes planes. Plusieurs critères ont été proposés dans la littérature pour se prémunir de l'effet du champ proche. Stokoe II *et al.* (1994) recommande de considérer uniquement les longueurs d'onde inférieures à deux fois la distance entre la source et le premier géophone : $\lambda_{max} = 2x_1$ où x_1 correspond à la distance entre la source et le premier géophone. Plus récemment, O'Neill (2003) propose de limiter le domaine de validité de la courbe de dispersion à des longueurs d'onde supérieures à 0.4 fois la longueur totale du dispositif (de la source au dernier géophone) : $\lambda_{max} = 0.4L$ où L est la longueur totale du dispositif. Enfin, dans la gamme de longueurs d'onde de validité de la courbe de dispersion, il s'agit aussi de vérifier que l'énergie du signal est suffisante et qu'on peut distinguer la propagation des ondes de surface du bruit.

Lors de la mise en œuvre d'une mesure en MASW, il convient de déterminer les caractéristiques du dispositifs d'acquisition (longueur et espacement entre les géophones principalement, mais aussi le type de source) en fonction de la profondeur et de la résolution visées ainsi que des vitesses attendues. La profondeur maximale d'investigation est liée à la longueur d'onde maximale pointée sur la courbe de dispersion. Il est générale-

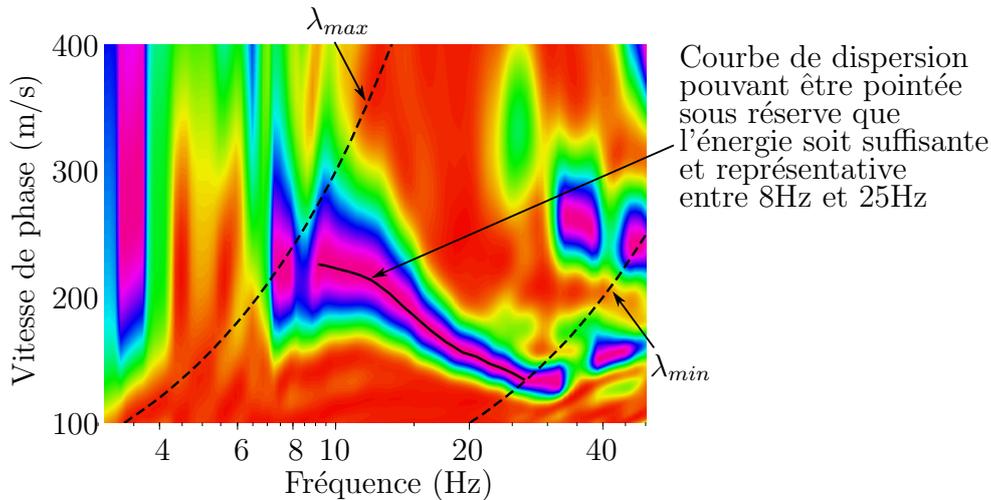


FIGURE 1.18 – Exemple de pointé d'une courbe de dispersion suite à une analyse FK.

ment considéré que la profondeur maximale de pénétration dans le sous-sol est de l'ordre de $\lambda_{max}/2$ où λ_{max} est la longueur d'onde maximale pointée sur la courbe de dispersion. Avec une source sismique correspondant à des frappes au marteau, il est difficile de générer des basses fréquences et de pénétrer au-delà d'une ou deux dizaines de mètres. De la même manière, la résolution (liée à la longueur d'onde minimale) n'est pas suffisante pour représenter correctement les premiers mètres du sol.

1.4.2.2 Les méthodes passives

Ces méthodes utilisent les propriétés du bruit de fond sismique pour retrouver les caractéristiques du site (fréquence de résonance et/ou profil de vitesse des ondes S). Le bruit de fond est constitué de l'ensemble des vibrations ambiantes présentes dans le sol. Celles-ci peuvent avoir diverses origines (i.e. sources), soit naturelles (phénomènes océaniques et météorologiques de grande échelle comme les vents, la marée, la houle ...) soit anthropiques (activité humaine comme la circulation, les industries, ...). La source de la vibration influence ses caractéristiques, notamment dans le domaine fréquentiel. Ainsi, à une fréquence inférieure à 1 Hz seront retrouvées majoritairement des vibrations d'origine naturelle, tandis qu'à plus haute fréquence sont présentes les vibrations d'origine anthropique. Le bruit de fond peut contenir en proportion variable des ondes de volumes (P et S) et des ondes de surface (Love et Rayleigh). Par rapport aux autres méthodes non-invasives, les méthodes passives ont pour principal avantage de pouvoir atteindre des profondeurs de pénétration dans le sol importantes, grâce à la présence de basses fréquences dans les vibrations ambiantes.

Méthode H/V La méthode H/V est apparue au Japon dans les années 1970 (Nogoshi et Igarashi, 1971) et a été popularisée par Nakamura en 1989 (Nakamura, 1989). Comme l'illustre la figure 1.19, elle consiste à enregistrer en un point les trois composantes du

bruit de fond puis à effectuer le rapport spectral entre la moyenne quadratique des deux composantes horizontales et la composante verticale. La courbe représentant l'évolution de ce rapport avec la fréquence peut présenter un pic à une fréquence notée $f_{H/V}$ qui, si certains critères sont respectés, correspond à la fréquence de résonance élastique de la colonne de sol au niveau du point de mesure. Cette méthode présente ainsi un intérêt certain pour l'étude des effets de site (Bard, 1999b). Sa rapidité, son faible coût d'exécution et d'interprétation la rendent particulièrement intéressante pour les besoins de l'ingénierie.

Bien qu'appliquée avec succès dans de nombreuses études de caractérisation des effets de site et de microzonage sismique (Lebrun *et al.*, 2001; Fäh *et al.*, 1997; Talhaoui *et al.*, 2004; Regnier *et al.*, 2000), les fondements théoriques permettant de justifier le lien entre la fréquence du pic $f_{H/V}$ et la fréquence de résonance du site ont longtemps fait débat. Les travaux de Bonnefoy-Claudet (2004) et Fäh *et al.* (2001) apportent un éclairage sur l'origine du pic H/V et sur son interprétation dans le cas d'une couche sédimentaire reposant sur un substratum rocheux. Le guide livré dans le cadre du projet européen SESAME détaille par ailleurs l'ensemble de la procédure pour mesurer les vibrations ambiantes, calculer les courbes H/V et les interpréter (SESAME European Research Project, 2004). Ces études ont permis de conclure que, dans le cas d'un milieu stratifié 1D, le pic sur la courbe H/V peut avoir diverses origines. Il donne cependant dans tous les cas une estimation fiable de la fréquence de résonance 1D du site (déviations inférieures à 20% par rapport à la fréquence de résonance issue de la fonction de transfert SH). Par contre, l'amplitude du pic n'est généralement pas égale à l'amplification du site à la fréquence de résonance (donnée par la fonction de transfert SH) du fait de la présence d'ondes de surface dans le champ d'ondes du bruit qui participent au rapport H/V. Elle peut tout de même donner une indication sur le contraste d'impédance à l'origine du pic : un contraste élevé conduisant à une amplitude importante. Il convient de garder en mémoire que l'interprétation de la courbe H/V reste délicate, et qu'elle doit être guidée par l'observation des spectres de Fourier de chaque composante des vibrations ambiantes.

Dans le cas d'une structure de sous-sol 2D ou 3D (bord de vallée ou de bassin par exemple), plusieurs auteurs ont observé que la courbe H/V pouvait être plate ou présenter une forme de plateau large-bande plutôt qu'un pic (Guillier *et al.*, 2006; Le Roux *et al.*, 2012; Uebayashi, 2003; Zor *et al.*, 2010; Salloum, 2015). La méthode H/V peut alors conduire à une surestimation de la fréquence de résonance. La composante horizontale utilisée pour calculer le rapport H/V correspond en principe à la moyenne quadratique des deux composantes E-O et N-S des vibrations ambiantes. Cependant, on peut aussi analyser l'influence de la polarisation du champ d'onde du bruit ambiant, en considérant la composante horizontale suivant différents azimuts. Si l'amplitude du rapport H/V est fortement dépendante de l'azimut, cela peut être un indicateur de la présence d'effets 2D ou 3D comme l'ont montré Matsushima *et al.* (2014); Uebayashi *et al.* (2012).

Les phénomènes d'amplification aux sommets des reliefs étant dépendant de la fréquence, quelques auteurs ont utilisé la méthode H/V pour étudier les effets de site liés à la topographie de surface (Burjáněk *et al.*, 2014; Panzera *et al.*, 2011). Des effets de polarisation

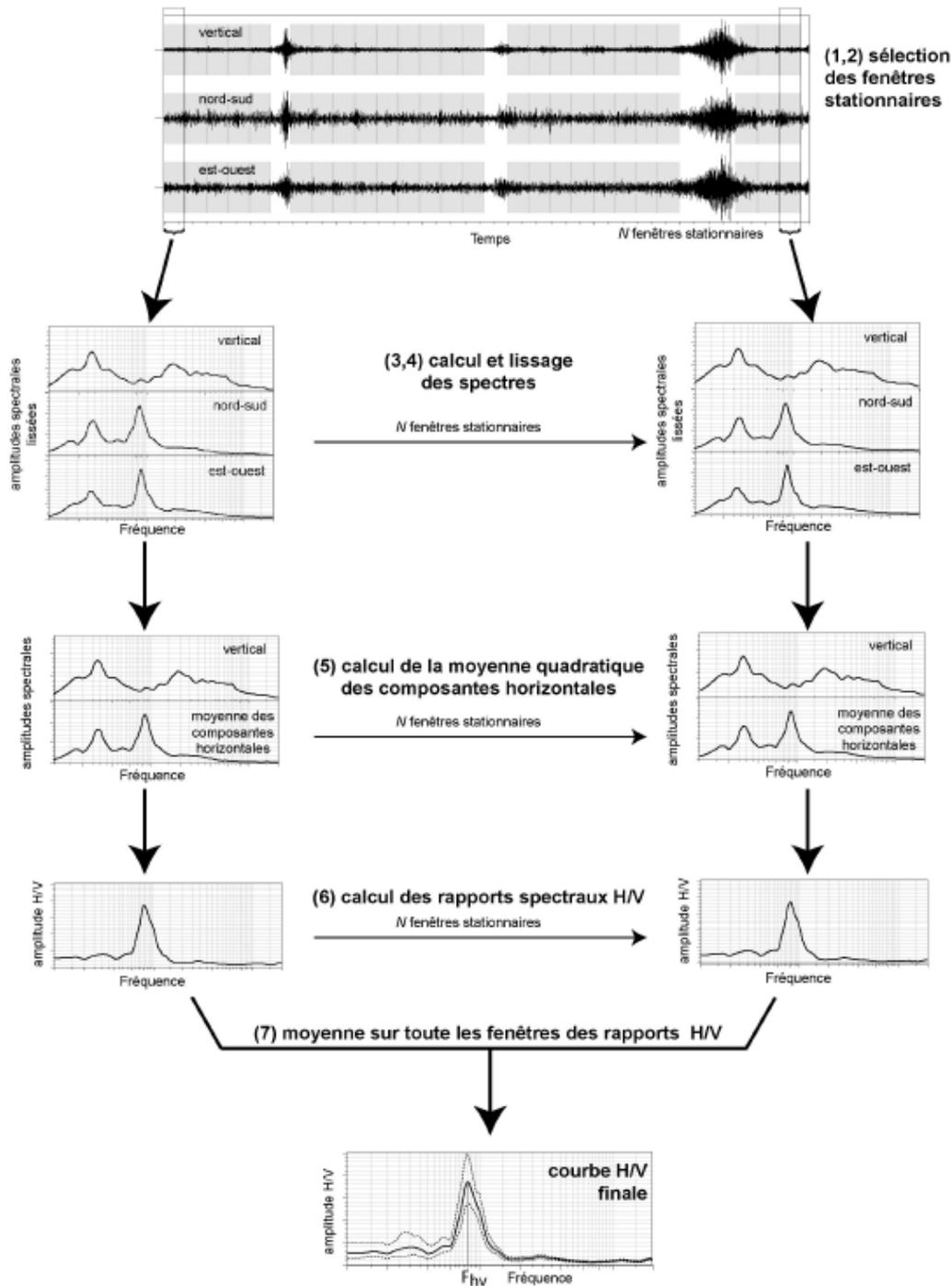


FIGURE 1.19 – Schéma de l'algorithme de calcul de la courbe H/V, extrait de Bonnefoy-Claudet (2004).

du champ d'ondes du bruit sont alors mis en évidence. Le rapport H/V peut présenter une forte amplification selon certains azimuts, indiquant la polarisation privilégiée du mou-

vement de la structure 2D. Les fréquences associées à ces phénomènes d'amplification polarisées sont identifiées comme les fréquences de résonance du liés aux effets combinés du relief et de la stratification du sous-sol. Bien que l'utilisation de la méthode H/V sur des reliefs a été globalement concluante, aucune justification théorique ou numérique n'a été fournie pour expliquer les observations empiriques.

Aucune application de la méthode H/V sur des digues n'a été trouvée dans la littérature. Cependant, le rapport (non publié) réalisé par le CEREMA sur la digue d'Arles (France) révèle que les rapports H/V mesurés sont similaires en crête, pied de digue et à distance du pied de digue. Ils ne permettent donc pas de mettre en évidence un quelconque effet 2D d'amplification en crête. Par ailleurs, Mikami (2014) a effectué des acquisitions ponctuelles de vibrations ambiantes en plusieurs emplacements d'une digue. L'auteur n'utilise pas le rapport H/V pour mettre en évidence un effet topographique lié à la présence de la digue mais calcule le rapport de type « site sur référence » (*SSR*) entre la crête et le pied de digue de la composante transversale - i.e. perpendiculaire à l'axe de la digue - des vibrations ambiantes. La fréquence à laquelle une amplification du rapport *SSR* apparaît est identifiée comme la fréquence de résonance de la digue. Les propriétés élastiques de la digue sont ensuite ajustées sur un modèle numérique jusqu'à retrouver un mode fondamental à cette fréquence de résonance. De la même manière, aucun fondement théorique n'est fourni pour expliquer les résultats.

Finalement, plusieurs méthodes ont été proposées dans la littérature pour inverser la courbe H/V, sous certaines hypothèses variant selon les auteurs (milieu (1D) et composition du champ d'onde notamment), et déduire le profil de vitesse des ondes S de la colonne de sol (Arai et Tokimatsu, 2004; Picozzi *et al.*, 2005; Albarello et Lunedei, 2010; Sánchez-Sesma *et al.*, 2011; García-Jerez *et al.*, 2016). En utilisant des informations *a priori* sur le profil des ondes S, Castellaro *et al.* (2005); Castellaro et Mulargia (2009) inversent la courbe H/V pour obtenir l'évolution de la vitesse des ondes S avec la profondeur ou la valeur de $V_{S_{30}}$. Il a aussi été proposé d'extraire la courbe d'ellipticité des ondes de Rayleigh à partir de la courbe H/V pour ensuite l'inverser en faisant l'hypothèse d'un milieu 1D élastique (Poggi *et al.*, 2012; Hobiger *et al.*, 2013). Ces méthodes nécessitent dans tous les cas de connaître des informations *a priori* sur la stratification du sol.

Les analyses en réseau Ce type de méthode a été initié par Aki (1957) qui a proposé d'analyser la corrélation spatiale du bruit de fond pour en déduire des informations sur la stratifications du sol. Il s'agit de mesurer les vibrations ambiantes par un réseau de vélocimètres de petite ouverture (allant de quelques mètres à une échelle kilométrique). Le principal avantage des vibrations ambiantes est qu'elles sont associées à un contenu fréquentiel large, les basses fréquences pouvant permettre de retrouver le profil de vitesse des ondes de cisaillement jusqu'à des profondeurs importantes.

Plusieurs géométries de réseau peuvent être utilisées, en fonction du nombre de stations disponibles. Les vitesses et direction de propagation des ondes de surface ne pouvant être anticipées *a priori*, il est recommandé de choisir une géométrie de réseau 2D isotrope (non associée à une direction privilégiée, comme une géométrie circulaire). Les réseaux linéaires

pour l'utilisation notamment de la technique ReMi (*Refraction Microtremor*) proposée par Louie (2001) sont fortement déconseillés dans le guide issu du projet InterPACIFIC (Foti *et al.*, 2017). L'ouverture du réseau a une influence sur la longueur d'onde maximale pouvant être enregistrée, et donc sur la profondeur maximale d'investigation. La distance inter-capteurs a , quant à elle, a une influence sur la résolution. Généralement, plusieurs ouvertures de réseau sont utilisées afin de couvrir une large gamme de longueurs d'onde. Les mesures MASW peuvent par ailleurs compléter la courbe de dispersion à plus haute-fréquence.

Les acquisitions de bruit de fond peuvent être traitées de deux manières différentes : en calculant l'autocorrélation spatiale (méthode SPAC) dont la dépendance en fréquence est liée à la vitesse de phase ou en effectuant une analyse fréquence-nombre d'onde (méthode FK) fournissant la courbe de dispersion (Lacoss et Kelly, 1969). Des améliorations ont été proposées notamment par Capon (1969) (méthode haute-résolution HRFK) et par Bettig *et al.* (2001) (méthode MSPAC).

À l'issue de ce post-traitement, la courbe de dispersion ou l'autocorrélation spatiale sont inversées pour obtenir les profils de vitesse des ondes de cisaillement dans le sol compatibles (en supposant une stratification 1D du sol). Cette étape est délicate du fait de la non-unicité de la solution. Cependant, les différents tests à l'aveugle réalisés dans le cadre du projet InterPACIFIC montrent que l'analyse des ondes de surface (MASW et réseau) conduit à des profils de vitesse des ondes de cisaillement fiables (Garofalo *et al.*, 2016a). L'inversion peut être facilitée et mieux contrainte en intégrant des informations *a priori* sur la stratification du sol (issue par exemple de la carte géologique, de logs de sondages, d'essais au pénétromètre, ou de mesures H/V). La vitesse moyenne sur les trente premiers mètres est par ailleurs moins sensible à la non-unicité de l'inversion.

Pour « éviter » la délicate étape de l'inversion, la vitesse moyenne des ondes de cisaillement $V_{S_{30}}$ peut être obtenue directement à partir de la vitesse de phase des ondes de Rayleigh (mode fondamental) à une longueur d'onde de 40 m ou 45 m (Martin et Diehl, 2004; Albarello et Gargani, 2010; Cadet et Savvaidis, 2011).

1.4.3 Corrélations entre la vitesse des ondes S et les paramètres géotechniques

De nombreuses relations permettant d'estimer la vitesse des ondes S à partir de la connaissance de paramètres géotechniques plus courants (comme le nombre de coups SPT, la résistance de pointe, la cohésion ou l'angle de frottement du sol). Salloum (2015) recense dans un tableau une vingtaine de formulations permettant de déduire la vitesse des ondes S du nombre de coups SPT. Ces relations paraissent à première vue très intéressantes, ce type de données géotechniques étant généralement disponible sur des sites de digue. Cependant, la synthèse établie par RSSOH (2014) recommande de limiter leur utilisation au cadre de vérifications et non pas d'une mesure de la vitesse des ondes S. Ces corrélations sont en effet jugées trop floues et incertaines, car elles présentent en effet une grande variabilité entre elles. L'estimation de la vitesse des ondes S uniquement

à partir de la connaissance de celle des ondes P n'est pas recommandée non plus, la relation entre les deux grandeurs étant très sensible au coefficient de Poisson pouvant être très variable d'un sol à l'autre (et d'un niveau de saturation à l'autre).

1.4.4 Courbes de dégradation empiriques

Il ne s'agit pas ici de traiter d'une technique de reconnaissance mais de présenter plus en détail une forme particulière de caractérisation de la non-linéarité du sol : les courbes de dégradations développées dans la littérature. Le principe des courbes de dégradation a été introduit à l'aide des figures 1.11 et 1.12. De nombreuses courbes issues d'essais en laboratoire (colonne résonante, essai triaxial, essai de cisaillement simple) ont été proposées dans la littérature et peuvent permettre de modéliser la dégradation des propriétés du sol sous l'effet de déformations importantes. Alors qu'il existe probablement autant de comportements non linéaires que d'échantillons de sol, le choix des courbes de dégradation peut avoir une influence significative sur le mouvement sismique calculé numériquement et sur les paramètres linéaires équivalents obtenus.

Les premières courbes développées concernaient de manière distincte les argiles et les sables (Hardin et Drnevich, 1972b,a). L'effet de l'indice de plasticité du sol, noté IP , a ensuite été mis en évidence par plusieurs auteurs : un sol plastique a tendance à se dégrader moins rapidement qu'un sol pulvérulent (Sun *et al.*, 1988; Zen *et al.*, 1978), sa limite d'élasticité étant plus grande. A titre d'exemple, l'impact de l'indice de plasticité sur la dégradation du module de cisaillement selon les courbes de Vucetic et Dobry (1991) est illustré sur la figure 1.20.

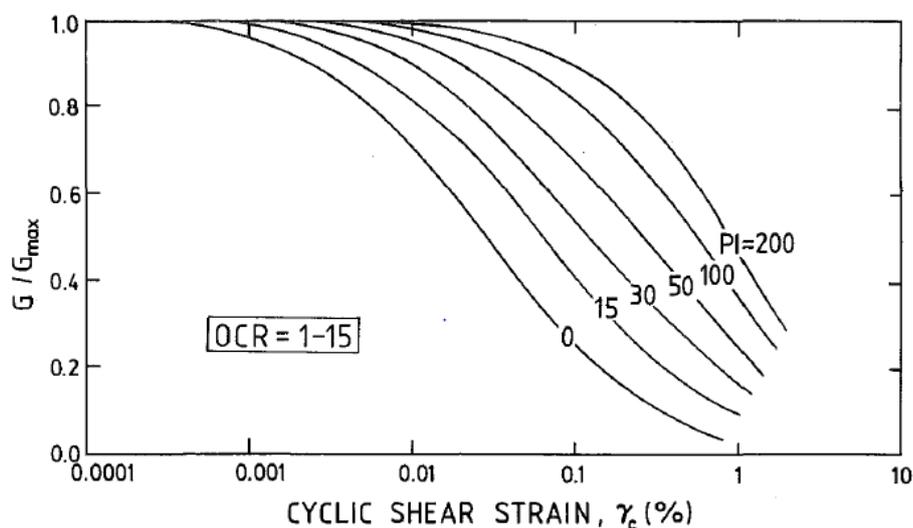


FIGURE 1.20 – Influence de l'indice de plasticité sur la dégradation du module de cisaillement (d'après Vucetic et Dobry (1991)).

D'autres paramètres influençant les courbes de réduction du module ont ensuite été

mis en avant et parmi eux la pression de confinement effective du sol (Darendeli, 2001; Ishibashi et Zhang, 1993; Iwasaki *et al.*, 1978; Kokusho, 1980). Avec l'augmentation de la pression de confinement, et donc avec l'augmentation de la profondeur, le seuil de déformation plastique du sol augmente, et le sol se dégrade de manière moins importante. L'impact significatif de la pression de confinement sur la non-linéarité est illustré sur la figure 1.21 à partir de l'utilisation des formulations de Darendeli (2001), pour $IP = 0\%$, et en considérant un sol saturé de masse volumique égale à 2000 kg/m^3 pour traduire la pression de confinement en profondeur sous la surface.

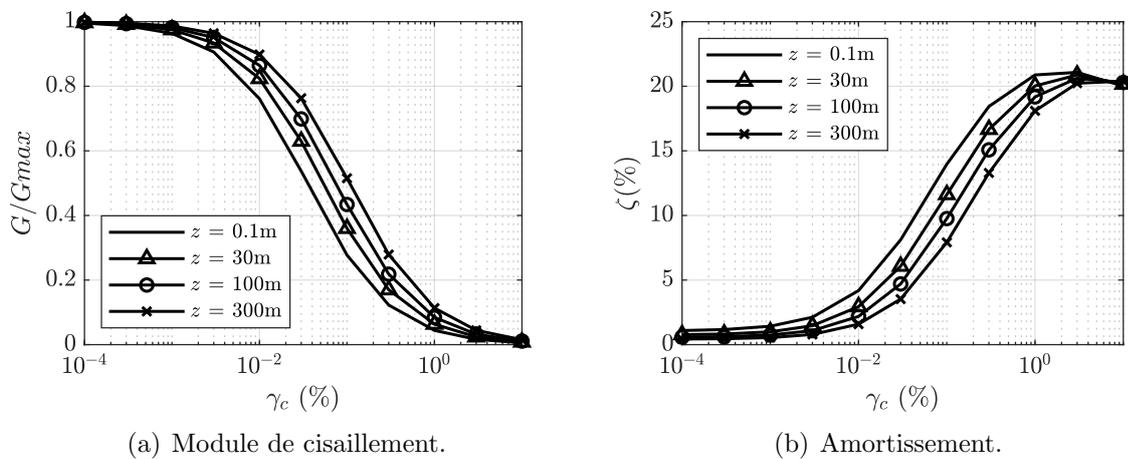


FIGURE 1.21 – Influence de la pression effective (et donc de la profondeur z) sur (a) la dégradation du module et (b) l'augmentation de l'amortissement (d'après la formulation de Darendeli (2001)).(Paramètres utilisés : $IP = 0\%$, $OCR = 1$, $f_c = 3 \text{ Hz}$, $N_c = 20$ cycles, $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$, sol saturé).

D'autres paramètres pouvant influencer la dégradation des matériaux ont été mis en évidence : le coefficient de surconsolidation OCR (Dobry et Vucetic, 1987; Darendeli, 2001), la fréquence de sollicitation cyclique f_c et le nombre de cycles N_c . Selon Darendeli (2001), le coefficient de surconsolidation n'a pas d'influence sur les sols pulvérulents ($IP = 0\%$), son impact sur la non-linéarité d'un sol d'indice de plasticité de 15% est par ailleurs relativement faible, comme l'illustre la figure 1.22. L'influence de la fréquence sollicitation cyclique f_c et du nombre de cycles N_c es très limitée et n'intervient que sur l'évolution de l'amortissement (Darendeli, 2001).

L'annexe C présente plus en détails quelques uns des modèles existants décrivant la non-linéarité du sol à partir des paramètres énoncés précédemment.

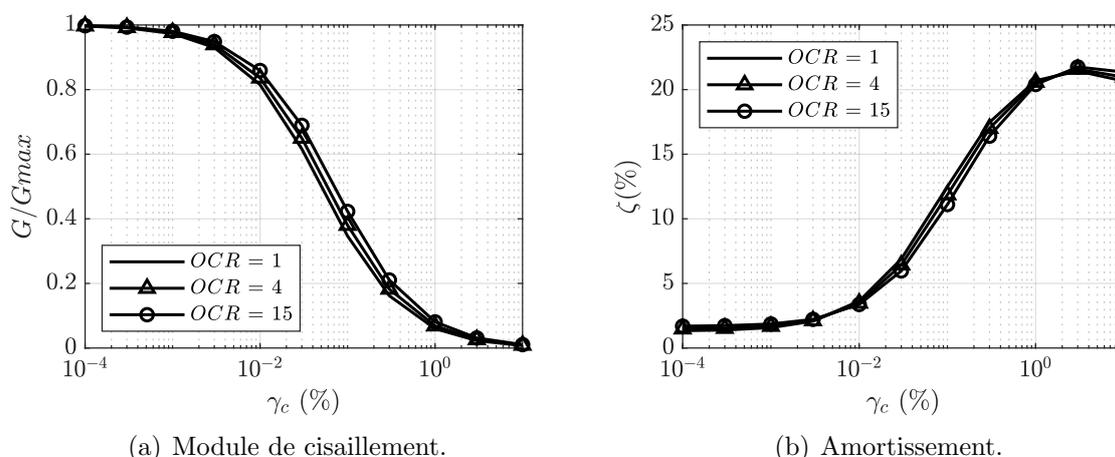


FIGURE 1.22 – Influence du coefficient de surconsolidation sur (a) la dégradation du module et (b) l'augmentation de l'amortissement (d'après la formulation de Darendeli (2001)). (Paramètres utilisés : $IP = 15\%$, $\sigma'_0 = 10^5$ Pa, $f_c = 3$ Hz, $N_c = 20$ cycles).

1.5 L'analyse simplifiée de la réponse sismique des barrages

Une fois le mouvement sismique incident évalué et le site de digue caractérisé, la dernière étape permettant d'estimer le chargement sismique de l'ouvrage consiste à prendre en compte sa réponse dynamique. La majorité des études sur le sujet concerne la réponse sismique des barrages. Plusieurs approches plus ou moins complexes peuvent être utilisées pour estimer le mouvement sismique d'un ouvrage, allant de la méthode la plus simple (considération d'un ouvrage rigide dont le mouvement correspond à celui du rocher) à la plus complexe (modélisation numérique de la réponse sismique de l'ouvrage et de sa fondation avec prise en compte d'un comportement réaliste des matériaux). Cette thèse s'intéresse uniquement aux méthodes simplifiées d'estimation du mouvement sismique - i.e. ne nécessitant pas d'efforts numériques et de caractérisation du sol importants. Cette partie dresse le bilan des principales méthodes simplifiées disponibles dans la littérature en se limitant à l'évaluation de la réponse dynamique (et non pas des déplacements irréversibles). Il s'agit par ailleurs de discuter les principales hypothèses sous-jacentes à ces méthodes et d'analyser leur applicabilité au cas particulier des digues en terre.

1.5.1 Paramètres utilisés pour caractériser le chargement sismique d'une masse glissante

La majorité des approches simplifiées font appel à l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement pour caractériser le mouvement sismique (Sarma, 1975; Makdisi et Seed, 1978; Hynes-Griffin et Franklin, 1984; Ambraseys et Menu, 1988; Saygili et

Rathje, 2008). Cependant le rôle de la vitesse maximale a été mis en évidence dès les années 1960 par Newmark (1965). Cette dernière est aussi utilisée (en complément de l'accélération maximale) dans les formulations proposées par Franklin et Chang (1977); Richards et Elms (1979); Whitman et Liao (1985). Yegian *et al.* (1991) utilisent le nombre équivalent de cycles ainsi que la période prédominante de l'excitation, en complément de l'accélération maximale, pour caractériser le mouvement sismique. Les déplacements irréversibles ont aussi été reliés à l'intensité d'Arias (Jibson, 2007).

1.5.2 Hypothèse d'un bloc rigide

Pour évaluer le mouvement sismique d'une masse en glissement, la première solution proposée par Newmark (1965) consiste à considérer que la masse est parfaitement rigide et que son accélération correspond ainsi à l'accélération au niveau de la surface de rupture. Cette hypothèse a été considérée notamment dans les travaux proposés par Sarma (1975); Franklin et Chang (1977); Yegian *et al.* (1991); Watson-Lamprey et Abrahamson (2006); Jibson (2007); Saygili et Rathje (2008). Pour des ouvrages raides sollicités à basse fréquence (et donc à grande longueur d'onde), l'approximation d'un bloc rigide peut être satisfaisante. En effet, dans ce cas là, l'ensemble de la masse considérée se déplace en phase et les déplacements sont sensiblement les mêmes en chaque point de celle-ci. Tandis qu'à courte longueur d'onde - i.e. mouvement haute-fréquence et/ou sol très mou - les déplacements au sein même du bloc peuvent être orientés selon deux directions opposées. L'accélération moyenne du bloc est donc nécessairement plus faible que celle considérée en supposant une masse rigide. Supposer que la masse glissante est rigide peut donc être à l'origine d'une surestimation de la sollicitation. La nécessité de prendre en compte la réponse dynamique des barrages dans le calcul des éventuels déplacements irréversibles en cas de séisme a été mise en évidence par Chopra (1966) grâce à l'utilisation de calculs aux éléments finis.

1.5.3 Prise en compte de la réponse dynamique de l'ouvrage

1.5.3.1 L'approche des poutres en cisaillement

Probablement introduite pour la première fois par Mononobe *et al.* (1936), l'approche « *shear beam* » ou « *shear slice theory* » a été largement utilisée pour étudier la réponse dynamique d'ouvrages 2D puis 3D sans efforts numériques importants. Elle repose sur plusieurs hypothèses :

- un mouvement du barrage en cisaillement simple, ne produisant que des déplacements horizontaux ;
- des déformations (ou des contraintes) de cisaillement uniformes à une profondeur donnée.

Concernant la première hypothèse, Hatanaka (1955) indique que, dans le cas d'un barrage reposant sur un rocher rigide sollicité par la composante horizontale d'un séisme

et dont le fruit des pentes est suffisamment important (largeur du barrage égale à au moins 3 ou 5 fois sa hauteur), les effets de la flexion sont négligeables devant ceux provoqués par le cisaillement. Ses conclusions sont basées sur la comparaison de la période fondamentale de résonance estimée avec prise en compte ou non de la flexion. Quant à la seconde hypothèse, Gazetas (1987) conclut, suite à une série de calculs aux éléments finis, qu'il s'agit d'une hypothèse raisonnable, en remarquant toutefois que les contraintes et déformations s'annulent au niveau des pentes amont et aval (condition de surface libre). En pratique, l'application de la méthode « *shear beam* » ne se limite pas à ces deux hypothèses, et il est en plus considéré *a minima* que l'ouvrage (ou l'ouvrage et son sol de fondation) repose sur un rocher rigide. Les calculs sous-entendent par ailleurs que seule la composante horizontale du séisme intervient dans la sollicitation. L'ensemble de ces approximations permettent de passer d'un problème à deux dimensions à un calcul simplifié ne dépendant plus que de la coordonnée verticale.

La majorité des études réalisées avant les années 1980 considèrent la réponse élastique ou visco-élastique d'un barrage infiniment long à section triangulaire symétrique, homogène (caractérisé par un module de cisaillement, un amortissement et une masse volumiques uniformes et constants) reposant sur un rocher rigide sollicité horizontalement (Martin, 1965; Seed et Martin, 1966; Ambraseys et Sarma, 1967). Il peut être noté que dans ce cas particulier, la période fondamentale de résonance de l'ouvrage est donnée par :

$$T_0 = 2.6 \frac{H_d}{V_d} \quad (1.35)$$

où H_d est la hauteur du barrage et V_d est la vitesse élastique des ondes de cisaillement dans le barrage. Des améliorations ont ensuite été apportées, pour mieux représenter la dissipation d'énergie (Makdisi et Seed, 1977; Gazetas *et al.*, 1982), se rapprocher des propriétés réelles des matériaux (Gazetas, 1987), prendre en compte une couche de sol de fondation (Sarma, 1979) et prendre en compte une géométrie plus complexe de barrage et de vallée (Gazetas, 1987).

Des comparaisons entre l'approche « *shear beam* » et l'approche numérique aux éléments finis ont été réalisées pour des sections représentatives de barrages reposant sur un rocher rigide dans le domaine linéaire visco-élastique (Tsiatas et Gazetas, 1982; Dakoulas, 1985; Dakoulas et Gazetas, 1985, 1986). Gazetas (1987) propose une synthèse des résultats issus de ces comparaisons. Il conclut que l'approximation de la réponse dynamique avec la méthode « *shear beam* » conduit à une valeur fiable de la fréquence de résonance de l'ouvrage, celle-ci étant généralement surestimée de 5%. La déformée modale à la période fondamentale est aussi correctement prédite. Cependant, concernant les modes supérieurs, plus le mode considéré est élevé, plus la méthode « *shear beam* » surestime sa fréquence de résonance. La fréquence de résonance du troisième mode propre peut notamment être surestimée de 25%. Les modes supérieurs mobilisent en effet des mouvements verticaux non pris en compte par l'approche simplifiée. Par ailleurs, l'analyse du mouvement vibratoire lorsque l'ouvrage est sollicité par 4 enregistrements historiques, révèlent que les déplacements sont correctement estimés par l'approche « *shear beam* ».

Cependant, la méthode conduit à une surestimation de l'accélération, principalement au niveau de la crête, où un effet « coup de fouet » est mis en évidence. L'accélération maximale en crête est surestimée d'au moins 50%. Cet écart s'expliquerait principalement par la mauvaise prédiction du mouvement à haute-fréquence par l'approche « *shear beam* » du fait de la concentration de la déformation selon la direction horizontale uniquement. Pour des ouvrages très raides, dont la réponse à un séisme mobilise uniquement le mode fondamental de résonance, cet écart est réduit de manière significative.

1.5.3.2 Abaque de Makdisi et Seed

Il s'agit de la première méthode intégrant la réponse sismique du barrage dans l'estimation des déplacements irréversibles. Les travaux de Makdisi et Seed (1978) ont pour objectif de proposer des abaques permettant une estimation rapide et simple des éventuels déplacements irréversibles pour une application réservée à des remblais dont une rupture ne provoquerait pas de dommages sévères et non sujets à une montée de pression interstitielle (constitués d'argiles compactées et de sables non saturés ou denses). La méthode est appliquée sur des barrages ayant une hauteur comprise entre 30 m et 60 m.

La méthode développée repose sur des calculs éléments finis prenant en compte une dépendance du module de cisaillement et de l'amortissement avec la déformation (approche linéaire équivalente). L'accélération moyenne de différentes masses de glissement caractérisées par la profondeur de sortie est calculée par la méthode proposée par Chopra (1966). Des résultats obtenus en analyse *shear beam* par Martin (1965) et Ambraseys et Sarma (1967) sont par ailleurs utilisés en compléments. Dans l'ensemble des calculs le barrage est considéré comme reposant directement sur un rocher rigide. Les cercles de glissement sont considérés comme étant circulaires, caractérisés par leur profondeur de sortie y_b normalisée par la hauteur du barrage H_d .

La synthèse des résultats permet de fournir l'abaque présenté sur la figure 1.23. Cet abaque permet de déduire l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement à partir de l'accélération en crête de barrage. Pour une estimation simplifiée de l'accélération maximale en crête, l'Annexe A de Makdisi et Seed (1977) suggère d'utiliser l'approche « *shear beam* » pour une section triangulaire d'un barrage homogène reposant sur un rocher rigide. La méthodologie indiquée permet d'adapter le module de cisaillement et l'amortissement en fonction de la déformation estimée par un calcul itératif (approche linéaire équivalente). L'accélération maximale est obtenue par moyenne quadratique des accélérations maximales calculées selon les trois premiers modes propres.

La méthode de Makdisi et Seed (1978) est particulièrement intéressante car il s'agit de la première approche proposée permettant d'estimer simplement la réponse dynamique de l'ouvrage. Cependant elle est associée à de nombreuses limitations particulièrement dans un contexte d'application sur des digues :

- La hauteur des ouvrages considérés pour l'établissement des abaques est plus importante que celle des digues ce qui peut influencer leur réponse dynamique ;

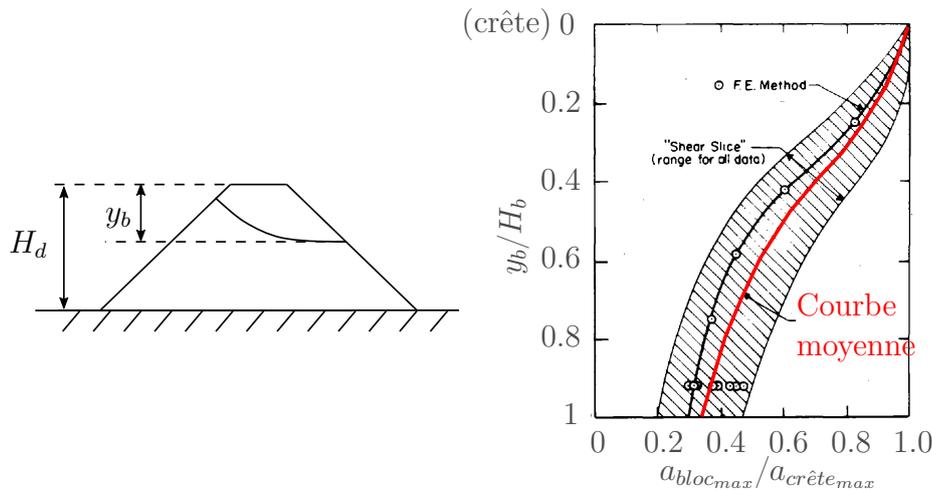


FIGURE 1.23 – Abaque proposé par Makdisi et Seed (1978) pour l'estimation de l'accélération maximale d'un bloc $a_{bloc_{max}}$ à partir de l'accélération maximale en crête $a_{crête_{max}}$

- Le barrage est supposé reposer sur un rocher rigide, alors que les digues sont majoritairement construites dans des vallées alluviales et sédimentaires ; cette hypothèse peut conduire à une surestimation des déformations dans l'ouvrage et de l'accélération en crête ;
- L'estimation de l'accélération en crête par l'approche « *shear beam* » peut conduire à une surestimation de cette dernière, même si la prise en compte de la dissipation d'énergie dans le barrage devrait permettre de limiter l'effet « coup de fouet » en crête (Gazetas, 1987).

1.5.3.3 Autres approches simplifiées

Avec le développement d'outils numériques, d'autres approches simplifiées ont été développées par analyse statistique d'un ensemble de résultats obtenus numériquement. C'est le cas notamment des formulations proposées par Bray et Rathje (1998) donnant entre autre la sollicitation maximale de massifs de déchets. Ces méthodes permettent potentiellement de considérer des comportements vibratoires plus complexes (comme la non-linéarité ou le couplage entre le glissement du bloc et sa déformation). C'est aussi le cas des travaux de Papadimitriou *et al.* (2014), présentés plus en détails dans le paragraphe 1.5.4.3 car intégrant la modélisation d'une couche de sol à la base du barrage.

1.5.4 Prise en compte de la réponse dynamique de l'ouvrage et du sol de fondation

1.5.4.1 Influence de l'interaction avec une couche de fondation

La majorité des études simplifiées d'estimation du mouvement sismique d'un barrage considèrent que l'ouvrage repose directement sur un rocher rigide. Si cette hypothèse est peut-être acceptable pour des barrages en remblai, généralement construits sur un rocher compact, elle paraît inadaptée au cas des digues, situées en principe dans des vallées alluviales. Les travaux de Idriss *et al.* (1974) montrent l'intérêt de prendre en compte l'interaction entre un barrage et sa fondation dans certains cas. En effet, l'accélération maximale peut être considérablement diminuée (jusqu'à une réduction de 50% de l'accélération en crête sur un cas présenté par l'auteur entre le calcul couplé - où la réponse dynamique de l'ouvrage est couplée à celle de sa fondation - et celui où le calcul est découplé - le barrage repose sur un rocher rigide sollicité par le mouvement calculé en surface de la fondation en champ libre). L'effet important de la dissipation d'énergie par radiation dans une fondation flexible est aussi mis en évidence par Abouseeda et Dakoulas (1998). Pour les situations considérées, l'hypothèse d'une fondation rigide conduit à une surestimation de 35% de l'accélération maximale en crête et de 50% des déformations maximales par rapport au cas d'une fondation flexible. Néanmoins, en cas de forte sollicitation (comportement non-linéaire), l'amortissement hystérétique développé à la base du barrage est moins important dans le cas d'une fondation flexible (car les déformations sont moins importantes), ce qui compense en partie l'effet « bénéfique » de la radiation d'énergie dans la fondation. Ce phénomène est aussi observé par Bycroft et Mork (1988).

Plusieurs paramètres pourraient influencer le degré d'interaction entre un barrage et sa fondation. Selon Idriss *et al.* (1974), le rapport entre la profondeur de la couche de sol et la largeur à la base du barrage est un bon indicateur de cette interaction. Sur les 5 configurations étudiées, plus ce rapport est petit, plus l'interaction entre le barrage et sa couche de fondation est importante. Les résultats de Finn et Khanna (1966) montrent que la réponse dynamique est fortement liée aux périodes de résonance du barrage et de la couche de fondation. Selon Finn et Reimer (1970), l'interaction entre le barrage et la couche de fondation peut-être reliée à la valeur de la période de résonance du système relativement à la période prédominante d'excitation.

Bien que l'influence de la flexibilité de la fondation d'un barrage sur son mouvement sismique a été révélée dès les années 1960's, très peu d'abaques ou de formulations simplifiées la prennent en compte. A notre connaissance, seules deux méthodes simplifiées d'estimation de la réponse sismique intègrent la présence d'une fondation flexible : la méthode proposée par Sarma (1979) et celle développée par Papadimitriou *et al.* (2014). Ces deux approches sont détaillées ci-après, dans les parties 1.5.4.2 et 1.5.4.3 respectivement.

1.5.4.2 Méthode et abaques de Sarma

Sarma (1979) propose une solution théorique au mouvement sismique d'un barrage reposant sur une couche de sol. Les équations du mouvement obtenues sont utilisées pour calculer la réponse maximale de différents ouvrages sollicités par plusieurs enregistrements réels afin de développer des abaques. Les travaux de Sarma (1979) concernent toute la chaîne de calculs permettant l'estimation des déplacements irréversibles par une approche pseudo-dynamique, seuls les développements permettant l'évaluation de la réponse dynamique du système barrage-couche de fondation sont présentés ici.

La résolution analytique proposée repose sur de nombreuses hypothèses :

- Le barrage est assimilé à une section triangulaire (ouvrage infiniment long), symétrique par rapport à l'axe vertical et constitué de matériaux homogènes ;
- La fondation du barrage est modélisée par une couche de sol homogène horizontale pouvant avoir des propriétés élastiques différentes de celles du barrage, sans variations latérales ;
- La couche de sol de fondation du barrage repose sur un rocher rigide semi-infini où la sollicitation sismique est imposée ;
- Les matériaux du barrage et de la couche de sol se comportent de manière visco-élastique, la seule source de dissipation d'énergie provient de l'amortissement visqueux ;
- L'amortissement visqueux ne dépend pas de la fréquence, il est identique dans le barrage et dans sa fondation ;
- Une approche « *shear beam* » est utilisée pour la résolution (voir hypothèses associées dans le paragraphe 1.5.3.1).

La situation ainsi considérée est synthétisée sur la figure 1.24. Sous l'ensemble des hypothèses effectuées, la réponse sismique du système étudié ne dépend plus que d'une seule dimension et peut être calculée analytiquement.

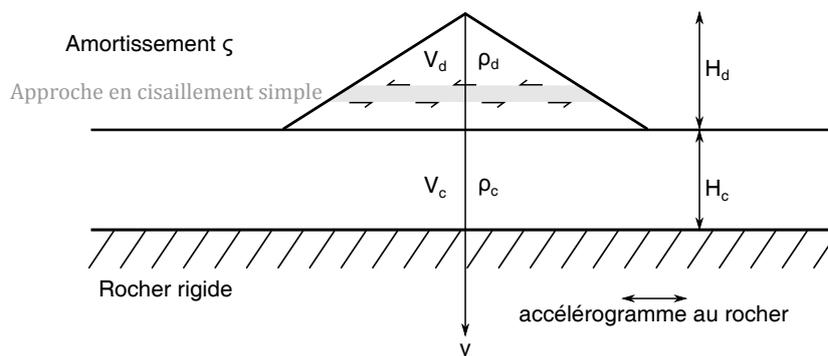


FIGURE 1.24 – Situation considérée par Sarma (1979).

La résolution analytique permet d'estimer à chaque profondeur y le mouvement sismique (accélération temporelle) comme la somme des contributions des différents modes

propres de résonance du système barrage/couche de sol - Sarma (1979) propose de considérer les modes ayant une fréquence de résonance inférieure à 20 Hz. Deux paramètres sans dimension sont mis en évidence dans le calcul :

$$m = \frac{V_d \rho_d}{V_c \rho_c} \quad (1.36)$$

$$q = \frac{V_d H_c}{V_c H_d} = \frac{t_c}{t_d} \quad (1.37)$$

où V_d est la vitesse des ondes de cisaillement élastiques dans le barrage, H_d est la hauteur du barrage, V_c est la vitesse des ondes de cisaillement élastiques dans la couche de sol, H_c l'épaisseur de la couche de sol, t_d est le temps de trajet des ondes S dans le barrage et t_c le temps de trajet des ondes S dans la couche de sol.

Le paramètre m est un indicateur du contraste d'impédance entre le remblai et la couche de sol, tandis que le paramètre q représente le contraste des temps de trajet entre le remblai et la couche de sol.

La présence de la fondation conduit nécessairement à diminuer les fréquences de résonance des différents modes par rapport au cas où l'ouvrage repose directement sur un rocher considéré rigide. L'expression de période de résonance du mode n obtenue par Sarma (1979) est :

$$T_{dcn} = \frac{2\pi H_d}{\bar{a}_n V_d} \quad (1.38)$$

où \bar{a}_n est le coefficient respectant l'équation :

$$\frac{J_0(\bar{a}_n)}{J_1(\bar{a}_n)} = m \tan(q\bar{a}_n) \quad (1.39)$$

avec J_0 et J_1 les fonctions de Bessel d'ordre 0 et 1 respectivement.

En particulier, le cas $n = 1$ donne la période fondamentale du système. Sans présence de fondation ($q = 0$), la valeur de \bar{a}_1 permet de retrouver l'équation (1.35) du cas d'un barrage reposant directement sur un rocher rigide. De la même manière, lorsque l'épaisseur du barrage tend vers 0, la solution obtenue par Sarma (1979) converge vers celle associée à une couche de sol horizontale.

Les hypothèses sur lesquelles reposent la méthode peuvent conduire à de nombreuses interrogations. Tout d'abord, Ambraseys (1960) montre que l'approximation de la section d'un barrage à un triangle est acceptable lorsque la largeur de la crête représente moins de 10% de la largeur totale. Cette situation est finalement peu fréquente, notamment lorsque l'on considère des digues. Des variations latérales et verticales des propriétés des matériaux peuvent être attendues, surtout pour des couches de fondation épaisses. L'hypothèse d'un rocher rigide paraît très pénalisante, la dissipation d'énergie par radiation

n'étant pas représentée. Un amortissement visqueux uniforme, identique dans la couche de fondation et le barrage, peut être une approximation grossière, notamment en présence d'un contraste de rigidité important entre le barrage et la fondation. Finalement, comme expliqué dans le paragraphe 1.5.3.1, l'approche « *shear beam* » peut conduire à une surestimation de l'accélération en crête.

Enfin, à l'aide du modèle théorique développé, Sarma (1979), déduit des abaques permettant de prédire l'accélération maximale en crête de digue ainsi que l'accélération maximale de blocs potentiels de glissements. Pour différentes valeurs de m et q l'évolution des sollicitations maximales est représentée en fonction de la période de résonance fondamentale du système barrage/couche de sol (comme dans le cas d'un spectre de réponse). Pour cela, différentes configurations de barrages et couche de fondation sont considérées (le choix des valeurs de m et q permet de représenter des épaisseurs de couche de sol égales au maximum à deux fois la hauteur du barrage). 8 enregistrements de séismes forts sont utilisés. Afin de considérer la réponse des ouvrages en cas de forte sollicitation et pour combler le déficit de dissipation d'énergie lié à l'hypothèse d'un rocher rigide, un amortissement visqueux de 20% est utilisé. L'application directe des abaques soulève de nouvelles interrogations, notamment vis-à-vis de l'amortissement très fort pouvant potentiellement conduire à des résultats non conservatifs. Par ailleurs le choix des paramètres m et q ne permet pas de couvrir l'ensemble des configurations de digues pouvant être rencontrées en France (dans le cas où l'épaisseur des sédiments est très épaisse notamment).

La méthode proposée par Sarma (1979) présente le grand intérêt de fournir une solution analytique simple à l'estimation de la réponse dynamique d'un barrage reposant sur une couche de sol. Les formulations développées ne dépendent *a priori* pas de la hauteur du barrage et sont donc applicables pour des digues moins hautes. Cependant elle est basée sur des hypothèses fortes, et notamment l'approche « *shear beam* », la présence d'un rocher rigide à la base de la couche de sol ainsi qu'un amortissement visqueux identique dans le barrage et dans la couche de sol (qui plus est très fort pour le développement des abaques). Les abaques développés ont l'avantage d'être encore plus simples à appliquer. Néanmoins, les situations choisies pour les développer sont plus éloignées du contexte des digues (surtout si ces dernières reposent sur des couches de sol épaisses) sollicitées par des séismes modérés (l'amortissement choisi étant de 20%).

1.5.4.3 Méthode de Papadimitriou

La méthodologie proposée par Papadimitriou *et al.* (2014) permet d'estimer le coefficient sismique maximal (soit l'accélération maximale normalisée par l'accélération de la pesanteur g) d'un bloc de glissement ainsi que sa valeur effective tenant compte du caractère transitoire de la sollicitation sismique. Ceux-ci peuvent ensuite être utilisés à la fois pour un calcul pseudo-statique - en considérant une valeur effective - et pour un calcul pseudo-dynamique d'estimation des déplacements irréversibles.

La méthode est basée sur une régression statistique à partir d'analyses numériques non-linéaires découplées réalisées sur 110 sections de barrages (en deux dimensions). Le

modèle de non-linéarité utilisé est basé sur la relation de Ramberg et Osgood (1943). Il est calibré à partir des courbes de Vucetic et Dobry (1991), en considérant un indice de plasticité de 0% dans les recharges et de 15% dans le noyau argileux. Au total, 1084 blocs potentiels de glissement sont considérés pour le développement des formulations simplifiées. Les modèles numériques représentent à la fois le barrage et sa fondation. La hauteur des barrages étudiés varie entre 20 m et 120 m - soit des hauteurs supérieures à celles des digues, exceptée pour le cas $H = 20$ m. Les calculs réalisés tenant compte de la non-linéarité du sol, les résultats dépendent du niveau de sollicitation. Celui-ci est calé pour obtenir une accélération maximale en champ libre (surface libre de la couche de fondation sans présence du barrage) comprise entre 0.05 g et 0.5 g. Les périodes prédominantes de sollicitation (maximisant le spectre de Fourier sur la gamme de fréquence d'intérêt pour l'étude de la réponse sismique de barrages) sont par ailleurs comprises entre 0.14 s et 0.5 s. Enfin la vitesse élastique des ondes de cisaillement dans la couche de fondation varie entre 250 m/s et 1500 m/s, une vitesse de 250 m/s n'étant considérée que pour le cas d'une hauteur de barrage de 20 m, un barrage plus imposant étant nécessairement construit sur un sol suffisamment compacté. Les travaux de Papadimitriou *et al.* (2014) présentent aussi l'intérêt de considérer l'effet du remplissage du réservoir, de la présence de bermes stabilisatrices et de la géométrie plus ou moins fine du glissement sur la réponse dynamique de l'ouvrage et l'estimation du coefficient sismique.

La formulation développée par Papadimitriou *et al.* (2014) permet d'évaluer le coefficient sismique maximal en fonction de l'accélération maximale en champ libre, la période principale d'excitation, la période de résonance non-linéaire du barrage, la rigidité de la fondation, les caractéristiques géométriques et la localisation du bloc potentiel de glissement. Le coefficient sismique maximal peut ainsi être estimé à l'aide de différentes étapes, comme déjà proposé par Papadimitriou (2010) dans une étude moins complète :

- **Etape 1 : estimation de l'accélération maximale en champ libre et de la période prédominante d'excitation du système.** Plusieurs approches sont suggérées pour estimer l'accélération maximale en champ libre PGA_{FF} , parmi lesquelles figure une formulation simplifiée développée par Bouckovalas et Papadimitriou (2003). Celle-ci, issue d'une étude paramétrique effectuée dans SHAKE, relie PGA_{FF} à l'accélération au rocher, à la période fondamentale non-linéaire du sol¹ et à la période prédominante de sollicitation T_p . Papadimitriou *et al.* (2014) suggèrent de considérer une période d'excitation dans l'intervalle de périodes de résonance des ouvrages conduisant au maximum du spectre de réponse élastique (à 5% d'amortissement).
- **Etape 2 : estimation de la période fondamentale non-linéaire du barrage.** De la même manière, plusieurs méthodes peuvent être employées, cependant Papadimitriou *et al.* (2014) proposent aussi une formulation simplifiée issue d'une régression statistique à partir des données numériques. Celle-ci fait intervenir la période de résonance élastique du barrage, le niveau de sollicitation (accélération

1. Bouckovalas et Papadimitriou (2003) proposent, suite à cette même série de calculs, une formulation simplifiée permettant d'estimer la période fondamentale non-linéaire du sol à partir de son épaisseur, de la vitesse de propagation des ondes S (à faible niveau de déformation et de l'accélération au rocher.

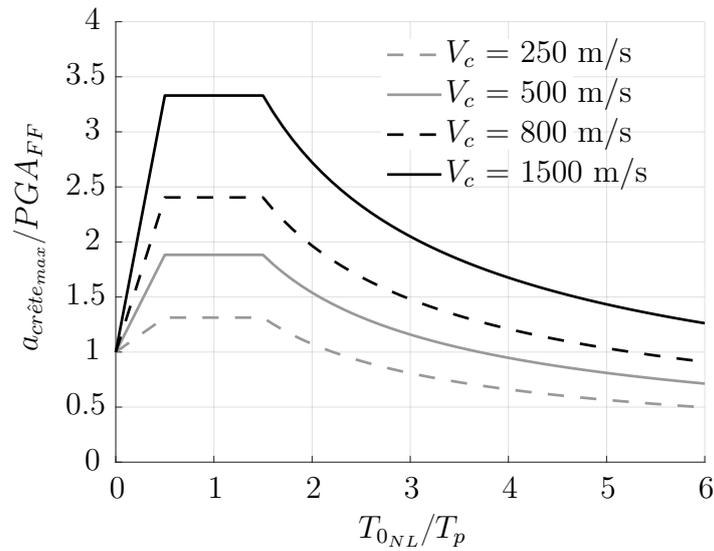
maximale en champ libre et période prédominante d'excitation) et la vitesse des ondes de cisaillement élastiques dans le fondation.

- **Etape 3 : estimation de l'accélération maximale en crête de barrage.** Papadimitriou *et al.* (2014) conseillent de considérer comme valeur d'accélération en crête, l'accélération moyenne sur les 10% de la partie supérieure du barrage. En effet, une forte variabilité spatiale peut être observée le long de la crête, évaluer l'accélération en un seul point n'apparaît donc pas réaliste. La formulation développée pour l'estimation de l'accélération maximale en crête $a_{crête_{max}}$ se présente de manière similaire à un spectre de réponse, à la différence que la période fondamentale non linéaire du barrage $T_{0_{NL}}$ est normalisée par la période prédominante du séisme T_p , comme illustré sur la figure 1.25(a). La rigidité de la fondation intervient dans l'amplitude du rapport $a_{crête_{max}}/PGA_{FF}$ via la valeur de la vitesse élastique des ondes de cisaillement dans celle-ci, notée V_c . La valeur de V_c permet de quantifier la radiation d'énergie dans la fondation : plus la valeur de V_c est grande, moins l'énergie est dissipée par radiation dans la fondation et plus le rapport $a_{crête_{max}}/PGA_{FF}$ est grand. Comme l'indique la figure 1.25(a), le rapport $a_{crête_{max}}/PGA_{FF}$ ne varie pas avec la valeur de PGA_{FF} (et donc avec les effets non-linéaires) : selon Papadimitriou *et al.* (2014), ces effets sont déjà intégrés dans l'utilisation de la période fondamentale non-linéaire du barrage (plutôt que de la période à faible niveau de déformation). Enfin, aucun impact du réservoir ou des bermes de stabilisation n'est observé sur la valeur de l'accélération en crête de barrage (voir figure 1.25(a)), ceux-ci n'influenceraient donc pas la réponse dynamique du barrage dans son ensemble.
- **Etape 4 : estimation du coefficient sismique maximal.** Finalement, l'analyse statistique permet de proposer une formulation pour estimer l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement $a_{bloc_{max}}$ à partir de l'accélération maximale en crête $a_{crête_{max}}$. Le rapport $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$ évolue comme une fonction affine par morceaux du rapport y_b/λ_d , où λ_d est la longueur d'onde prédominante de cisaillement du barrage en prenant en compte la non-linéarité, égale à $V_{d_{NL}} \times T_{0_{NL}}$ ($V_{d_{NL}}$ étant la vitesse dégradée des ondes de cisaillement dans le barrage). Ce choix de normalisation permet de prendre en compte que, dans le cas d'une grande longueur d'onde devant la taille du glissement, ce dernier se comporte comme un bloc rigide (mouvement en phase) conduisant ainsi à un rapport $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$ plus proche de 1. Néanmoins, le paramètre λ_d n'est pas un paramètre accessible aisément, ainsi Papadimitriou *et al.* (2014) proposent à nouveau une formulation pour l'estimer à partir des caractéristiques vibratoires du barrage (hauteur et période fondamentale de vibration non linéaire) et du contenu fréquentiel de la sollicitation (période prédominante de sollicitation). Quatre coefficients C_l , C_f , C_b et C_g permettent de prendre en compte respectivement l'effet de la localisation du glissement (amont en cas de présence d'un réservoir ou aval), de la rigidité de la fondation, de la présence de bermes stabilisatrices et de la géométrie du glissement (fin ou épais). Ils prennent la valeur de 1 dans le cas « fondamental », i.e. glissement aval, fondation raide (vitesse des ondes de cisaillement supérieure à 500 m/s), sans bermes stabilisatrices et glissement épais (critère sur le rapport épaisseur/largeur du glissement).

Pour mieux visualiser l'influence des différentes caractéristiques sur la valeur de $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$, l'évolution de ce rapport avec la valeur de y_b/λ_d est représentée pour quelques configurations particulières sur la figure 1.25(b). La comparaison des relations obtenues indique notamment que la prise en compte de la présence du réservoir dans le cas d'un glissement amont a un effet légèrement « défavorable » sur l'accélération maximale du bloc en glissement. Cet impact est expliqué par le contraste de rigidité entre le sol saturé (donc plus flexible) à l'amont qu'à l'aval. De la même manière, la présence de bermes stabilisatrices conduit, selon les résultats de Papadimitriou *et al.* (2014), à un effet topographique supplémentaire (au niveau du coin de la berme), conduisant aussi à augmenter légèrement l'accélération maximale des blocs potentiels de glissement. Selon la formulation proposée, la présence d'une fondation molle a un plus large impact sur le rapport $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$: celui-ci est plus grand que dans le cas d'une fondation plus raide. Enfin, les glissements plus allongés (donc très superficiels) conduisent aussi à une accélération moyenne d'un bloc potentiel de glissement plus importantes que les glissements plus épais. Selon Papadimitriou *et al.* (2014), cet effet s'explique par les plus grandes accélérations rencontrées en surface que dans le cœur de l'ouvrage.

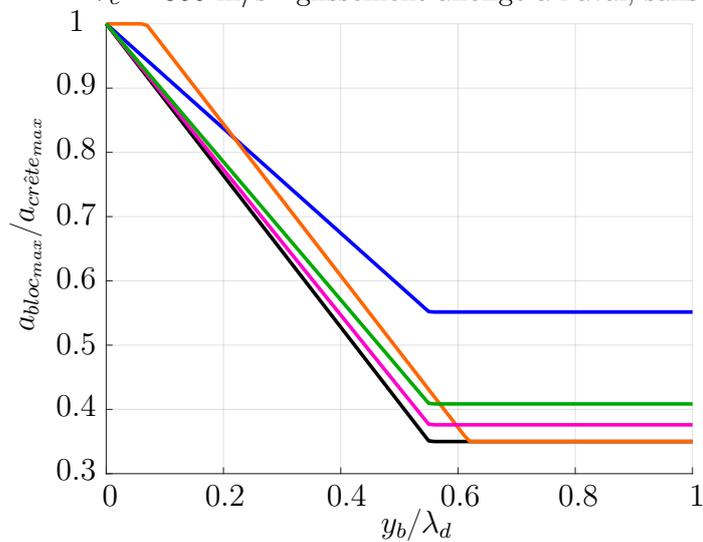
La méthode proposée par Papadimitriou *et al.* (2014) présente ainsi plusieurs intérêts, et notamment la prise en compte d'effets complexes généralement négligés par les autres méthodes et intervenant dans l'estimation de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement. Les caractéristiques du sol sur lequel repose l'ouvrage jouent un rôle important dans l'estimation de l'accélération maximale en champ libre (effet de site sédimentaire), l'amplification en crête par rapport au champ libre (voir figure 1.25(a)) et sur l'atténuation de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement par rapport à l'accélération en crête (voir figure 1.25(b)). Comme toutes les méthodes simplifiées, cette approche est toutefois associée à quelques limites. La majorité des situations considérées restent assez éloignées du contexte des digues, notamment en termes de hauteur d'ouvrages. Par ailleurs, les épaisseurs de couches de sol utilisées dans les différents modèles ne sont pas précisées de manière explicite, il serait intéressant de savoir si celles-ci couvrent la majorité des situations pouvant être rencontrées sur un site de digue. Enfin, la méthode repose sur de nombreuses étapes d'estimation de paramètres (comme la période fondamentale non-linéaire du vibration du barrage et la période prédominante de la sollicitation) s'accompagnant nécessairement d'une incertitude.

Les méthodes simplifiées existantes permettent d'estimer l'accélération maximale en crête et éventuellement l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement. La majorité d'entre elles ont été développées pour l'étude de barrages, et sont peu adaptées au contexte des digues. En particulier, elles considèrent que l'ouvrage est fondé directement au rocher. Seules les approches de Sarma (1979) et Papadimitriou *et al.* (2014) permettent de prendre en compte l'interaction entre l'ouvrage et le sol, plus ou moins



(a)

- $V_c = 800$ m/s - glissement épais à l'aval, sans bermes
- $V_c = 250$ m/s - glissement épais à l'aval, sans bermes
- $V_c = 800$ m/s - glissement épais à l'amont, sans bermes
- $V_c = 800$ m/s - glissement épais à l'aval, avec bermes
- $V_c = 800$ m/s - glissement allongé à l'aval, sans bermes



(b)

FIGURE 1.25 – Abaqués issus des formulations proposées par Papadimitriou *et al.* (2014) pour (a) l'estimation de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement et (b) l'estimation de l'accélération maximale en crête.

raide, sur lequel il repose. Ces méthodes présentent toutefois des limitations importantes. En effet, la méthode de Sarma (1979) est basée sur une résolution « ancienne » (résolution de type *shear beam*) et considère une prise en compte peu réaliste de la dissipation

de l'énergie au sein des modèles (rocher rigide et amortissement visqueux uniforme dans l'ensemble du modèle, identique dans la digue et dans le sol, qui plus est choisi très fort (20%) pour le développement des abaques). Quant à la méthode de Papadimitriou *et al.* (2014), elle est développée pour des ouvrages d'une hauteur supérieure ou égale à 20 m – correspondant aux digues les plus hautes – et fait appel à des paramètres d'entrée peu adaptés aux besoins de l'ingénierie (comme la période prédominante de sollicitation).

Ce chapitre permet d'identifier les lacunes des méthodes simplifiées existantes d'estimation de la réponse dynamique des remblais. Il montre la nécessité de proposer une nouvelle méthode, adaptée à la vérification de la stabilité des digues dans un contexte réglementaire. Les chapitres suivants sont consacrés au développement de cette nouvelle méthode. En particulier, le chapitre 2 permet d'identifier les caractéristiques des digues les plus facilement mesurables, pour que celles-ci soient utilisées comme données d'entrée de la méthode simplifiée développée.

Chapitre 2

Utilisation des méthodes géophysiques pour obtenir les caractéristiques d'un site de digue

Introduction

Le chapitre précédent conclut à la nécessité du développement d'une nouvelle méthode simplifiée. En vue du développement d'une méthode « accessible », ce chapitre a un double intérêt. Tout d'abord, il s'agit d'identifier les caractéristiques des sites les plus facilement mesurables, afin que celles-ci soient privilégiées dans les paramètres d'entrée de la méthode développée. Plus généralement, les travaux menés dans ce chapitre ont pour objectif de définir le meilleur compromis de mesures permettant de fournir de manière fiable les données d'entrée nécessaires à l'évaluation (simplifiée) de la réponse dynamique de l'ouvrage (avec prise en compte de l'interaction avec son sol de fondation), pour un coût et un niveau de complexité raisonnables. Étant donné le linéaire très important des digues, l'estimation des propriétés contraignant leur réponse dynamique, doit en effet pouvoir être obtenue de manière relativement rapide et pour un coût abordable.

Plusieurs méthodes de reconnaissances, classiquement utilisées pour caractériser le sol en vue de l'estimation des effets de site, peuvent être envisagées (voir les différentes méthodes présentées dans le chapitre 1, en particulier dans la section 1.4, à partir de la page 44). Dans cette étude, l'intérêt se porte principalement sur les méthodes géophysiques non-invasives, présentées précédemment dans la partie 1.4.2 (page 46), ainsi que sur l'utilisation des données géotechniques généralement disponibles sur les sites de digues. Ces dernières ne peuvent pas fournir une valeur fiable de la vitesse des ondes S mais peuvent être utilisées à titre indicatif pour contraindre l'inversion des données géophysiques et parfois pour repérer le substratum sismique.

Quatre ouvrages réels sont étudiés, à partir d'un « programme de reconnaissances systématique » mis en place préalablement, afin d'évaluer l'apport des différentes méthodes

dans leur caractérisation. Les propriétés recherchées doivent permettre de contraindre l'estimation de la réponse dynamique du site (caractérisée par sa fonction de transfert).

La mise en place de l'étude est détaillée dans une première partie (partie 2.1). Les résultats obtenus sur les différents sites étudiés sont ensuite présentés dans les parties 2.5 à 2.8. Pour chaque site d'étude les principales caractéristiques du site, les mesures effectuées, les résultats obtenus ainsi que les conclusions pouvant être tirées de la campagne de mesures sont présentés. Chaque étude a fait l'objet d'un rapport complet où l'ensemble des données et résultats obtenus sont détaillés. Cependant il s'agit ici principalement de présenter de manière succincte pour chaque site l'apport de l'utilisation des différentes méthodes de reconnaissance sur la compréhension du site d'étude et sur l'obtention des données recherchées, ainsi que les difficultés rencontrées dans la mise en œuvre ou l'interprétation. Enfin, une synthèse est proposée dans la partie 2.9.

2.1 Mise en place de l'étude de quatre ouvrages réels

2.1.1 Caractéristiques des sites recherchés

Les caractéristiques recherchées sur les différents sites sont celles conditionnant leur réponse dynamique. Le chapitre précédent apporte quelques éléments pour les identifier.

Tout d'abord, concernant plus particulièrement la digue en elle-même, les méthodes simplifiées existantes montrent que la réponse dynamique d'un remblai est fortement liée à sa géométrie (caractérisée généralement par sa hauteur) et à sa rigidité (quantifiée par la vitesse des ondes de cisaillement dans l'ouvrage). Alternativement, une autre grandeur conditionnant *a priori* la réponse dynamique de l'ouvrage, utilisée dans plusieurs méthodes simplifiées existantes (Makdisi et Seed, 1978; Papadimitriou *et al.*, 2014; Veylon *et al.*, 2017), est la fréquence fondamentale de résonance de la digue. Celle-ci est liée aux deux autres paramètres par la formulation simplifiée fournie par l'équation 1.35.

Par ailleurs, pour une prédiction fiable des effets de site et de l'interaction entre la digue et son sol de fondation (dont l'importance a été montrée dans la partie 1.5.4 page 62), plusieurs caractéristiques du site sont nécessaires. Comme indiqué dans la partie 1.3.1.1 (débutant à la page 30) concernant les effets de site sédimentaires, la fonction de transfert 1D d'un site est en particulier liée au profil de vitesse des ondes de cisaillement jusqu'au substratum sismique, à la profondeur de ce substratum et au contraste d'impédance à son interface. En pratique, ces informations sont souvent difficiles à obtenir, il convient alors de faire appel à des caractéristiques du site plus facilement mesurables, permettant par ailleurs de suffisamment contraindre l'estimation de sa réponse dynamique. Typiquement, la valeur de $V_{S_{30}}$ est communément utilisée, notamment dans la réglementation Eurocode 8 (2004). D'autres grandeurs peuvent être envisagées comme la vitesse moyenne des ondes de cisaillement sur les dix premiers mètres seulement, notée $V_{s_{10}}$ (Cadet *et al.*, 2012; Gallipoli et Mucciarelli, 2009). Par ailleurs, une alternative à l'estimation de la profondeur du substratum sismique consiste à mesurer la fréquence de résonance du site (Bard, 1999a; Cadet *et al.*, 2012).

Ainsi, il s'agit principalement d'évaluer l'apport des différentes méthodes géophysiques dans l'obtention :

- de la vitesse des ondes de cisaillement dans la digue ;
- de la vitesse des ondes S au niveau du terrain naturel et sous la digue ;
- de la fréquence fondamentale de résonance du terrain naturel ;
- de la profondeur du substratum sismique ;
- du contraste d'impédance à l'interface avec le substratum sismique ;
- des caractéristiques vibratoires de la digue (fréquence de résonance).

2.2 Choix des sites d'étude

Pour évaluer la pertinence et la validité des différentes mesures géophysiques pour la reconnaissance des digues, quatre sites de digue distincts sont choisis. Ceux-ci présentent des caractéristiques géométriques et géotechniques variables (hauteurs des ouvrages, matériaux de construction, matériaux constitutifs du terrain naturel, épaisseur des sédiments, ...), permettant de représenter une large gamme de situations pouvant être rencontrées en France. Les ouvrages ayant déjà fait l'objet de reconnaissances sont privilégiés. Les caractéristiques générales des sites choisis sont synthétisées dans le tableau 2.1.

Quatre digues réelles sont étudiées dans le cadre de cette thèse, nommées¹ « digue B », « digue C », « digue D » et « digue E ». Les résultats obtenus sur une cinquième digue ont été communiqués par le maître d'ouvrage. Il s'agit de la « digue A », étudiée antérieurement aux travaux effectués dans le cadre de cette thèse.

2.3 Méthodes d'investigation employées

Le choix des méthodes d'investigation utilisées sur les sites de digue est basé sur le descriptif des méthodes présenté dans le chapitre précédent, en particulier dans la partie 1.4, débutant à la page 44, et sur les propriétés recherchées.

Méthode H/V L'intérêt de cette méthode pour l'estimation des effets de site a été présenté dans la partie 1.4.2.2 de l'analyse de l'état de l'art. En particulier, dans un contexte à une dimension (typiquement la caractérisation du terrain naturel), la méthode H/V permet d'obtenir aisément la fréquence fondamentale de résonance du site, sous réserve qu'il existe un contraste suffisamment marqué à l'interface avec le rocher. La procédure de mise en place de la méthode et d'interprétation des résultats dans ce contexte à une dimension est détaillée dans le rapport SESAME European Research Project (2004).

1. Les sites étudiés sont volontairement rendus anonymes.

Digue A (Digue non étudiée dans le cadre de la thèse, résultats fournis par le maître d'ouvrage)	Digue de hauteur intermédiaire (environ 12.5 m), en terre corroyée compactée construite sur environ 12 m de remplissage meuble (argiles) puis 4 m d'alluvions. A 16 m de profondeur sous la base de la digue se trouvent des schistes altérés.
Digue B	Petite digue (d'environ 5 m de hauteur) reposant sur un remplissage très épais (environ 800 m d'alluvions) dans le bassin grenoblois. Le toit du rocher est estimé à 800 m de profondeur.
Digue C	Digue haute de 20 m constituée de graves plus ou moins limoneuses reposant sur environ 15 m de sol présentant des caractéristiques globalement similaires à celles de l'ouvrage puis d'un poudingue.
Digue D	Petite digue de 5 m de hauteur environ, construites en graviers compactés et reposant sur environ 10 m de sol très meuble (limons et tourbe) puis sur des graviers.
Digue E	Digue de hauteur intermédiaire (environ 10 m) construite en sables denses (sur environ 5 m puis plus lâches, reposant sur environ 15 m de graviers puis sur des marnes.

TABLE 2.1 – Caractéristiques générales des sites étudiés.

Concernant l'utilisation de la méthode H/V pour l'estimation des effets de site topographiques, les résultats obtenus par Panzera *et al.* (2011); Burjáněk *et al.* (2014) ainsi que les travaux de Mikami (2014) laissent penser que cette approche peut potentiellement donner accès à la fréquence de résonance de la digue voire à une estimation de l'amplification du mouvement sismique par celle-ci. Comme indiqué dans la partie 1.4.2.2, des effets de polarisation du champ d'ondes du bruit sont mis en évidence par ces études – correspondant à une amplification des courbes H/V selon certains azimuts privilégiées – à certaines fréquences identifiées comme les fréquences de résonance liées aux effets combinés de la topographie et de la stratigraphie du sous-sol.

Cette démarche d'analyse des courbes H/V a par ailleurs fourni des résultats satisfaisants sur la digue A (voir annexe A.1). Les mesures H/V réalisées en crête, le long du talus aval², en pied et à distance de la digue permettent de distinguer la « signature » de la digue.

Ces observations manquent toutefois d'une justification théorique et restent difficiles à interpréter. Par ailleurs, la même méthodologie a globalement été appliquée sur la digue

². par analogie aux barrages, le terme « aval » désigne le côté sec (ou celui du contre-canal), alors que le terme « amont » désigne le côté du cours d'eau principal.

de Arles dans une étude (non publiée) réalisée par le CEREMA, sans pour autant obtenir les mêmes résultats, et en particulier la même variation des courbes entre la crête de digue et le terrain naturel.

L'applicabilité de la méthode H/V, potentiellement prometteuse pour l'étude de la réponse dynamique des digues, doit pouvoir être évaluée et argumentée dans ce contexte. Par ailleurs, à elle seule, cette méthode ne peut fournir l'ensemble des données recherchées, et notamment les vitesses des ondes de cisaillement dans la digue et la couche de sol.

Sismique réfraction et crosshole/downhole Pour obtenir une estimation fiable de la vitesse des ondes de cisaillement dans la digue, deux méthodes sont envisagées : la sismique réfraction et la réalisation de mesures par crosshole/downhole (voir parties 1.4.2.1 et 1.4.1 pour une description de ces méthodes). Il s'agit, surtout pour la seconde, d'approches relativement coûteuses, mais présentant l'avantage de rester valides en présence d'une topographie.

Méthode MASW Au niveau du terrain naturel, l'approche retenue de manière systématique pour obtenir le profil de vitesse des ondes de cisaillement est l'analyse de la propagation des ondes de surface par méthode active (MASW).

Les analyses de bruit de fond en réseau ont dans un premier temps été mises de côté, principalement du fait de l'investissement plus important qu'elles nécessitent par rapport à la méthode MASW. Elles peuvent néanmoins se révéler nécessaires pour atteindre des profondeurs suffisamment importantes, et notamment le profil de vitesses des ondes de cisaillement sur les trente premiers mètres de sol.

2.4 « Protocole » de mesures mis en place

Programme de mesures Les mesures minimales prévues de manière systématique au niveau de chaque site d'étude comprennent :

- un profil de MASW au niveau du terrain naturel, dont l'axe est en principe parallèle à celui de la digue (en ondes de Love et Rayleigh) ;
- un profil de sismique réfraction transversal à la digue (tomographie en ondes P et S) ;
- une mesure par crosshole/downhole depuis la crête de digue jusqu'au substratum sismique (si possible, sinon jusqu'à 30 m de profondeur) ;
- des mesures H/V (réalisées si possibles de manière synchrones) réparties entre la crête de digue et le terrain naturel comprenant quelques points le long du talus aval ;
- des mesures H/V réalisées à distance du pied de digue au niveau du terrain naturel.

Un seul site (digue B) fait exception à ce programme minimal de mesures, les essais par crosshole/downhole n'ayant pu être envisagés (pour des raisons financières). Par ailleurs quelques adaptations ont dû être effectuées suivant les sites et des reconnaissances complémentaires ont pu être réalisées dans certains cas. Par ailleurs, les mesures par essais crosshole et downhole sont confiées à un bureau d'étude spécialisé dans ce type de mesures.

Mode opératoire pour l'acquisition des données Il s'agit de présenter brièvement les caractéristiques des acquisitions propres à chaque méthodes géophysiques, et employées sur tous les sites d'étude.

Mesures par essais crosshole et downhole Ces mesures invasives sont confiées à un bureau d'étude spécialisé.

Méthode H/V Les mesures ponctuelles de vibrations ambiantes sont effectuées en suivant les recommandations du rapport SESAME European Research Project (2004). Les mesures sont réalisées avec des vélocimètres trois composantes Lennartz-5s® et le numériseur CitySharkII®. L'acquisition est systématiquement effectuée sur une durée minimale de 30 minutes, à une fréquence d'échantillonnage de 200 Hz. Le « Nord » des stations est par ailleurs toujours orienté transversalement à l'axe de la digue.

Tomographie en sismique réfraction Les profils de sismique réfraction (en ondes P et S) sont effectués à l'aide de 24 géophones (mesurant respectivement les vitesses verticales et horizontales) espacés de 2 m à 2.5 m, en fonction des profils. La longueur des dispositifs varie ainsi entre 46 m et 57.5 m. Des géophones de fréquence de coupure 4.5 Hz sont systématiquement utilisés. Les ondes sismiques sont générées manuellement à l'aide de frappes à la masse (frappe verticale sur une plaque pour les ondes P, et frappe horizontale sur une poutre couplée au sol pour les ondes S). Pour réaliser une tomographie, les tirs sont effectués tous les trois géophones, ainsi qu'aux extrémités du profil. Afin d'améliorer le rapport signal sur bruit, plusieurs frappes sont effectuées à chaque offset. La propagation des ondes est enregistrée sur une durée de 2 s à une fréquence de 4000 Hz.

Méthode MASW L'acquisition de la propagation des ondes de surfaces (ondes de Love et Rayleigh) est effectuée à l'aide du même dispositif que pour la sismique réfraction. Des tirs d'offset sont effectués à plusieurs distances, variant selon les sites et les profils (comprises entre 2.5 m et 35 m) du premier et du dernier géophones.

Mode opératoire pour le traitement des données

Méthode H/V Le traitement des données est effectué à l'aide de la suite logicielle *geopsy* (<http://www.geopsy.org/>) en suivant les recommandations du rapport SESAME European Research Project (2004). La méthodologie, détaillée dans le chapitre 1, et présentée sur la figure 1.19, est utilisée.

Tomographie en sismique réfraction Les acquisitions sont traitées à l'aide du logiciel *Sardine v1.0* développé à l'Université de Liège. Les premières arrivées des ondes (P ou S) sont pointées sur l'ensemble des signaux. Les tirs aux extrémités permettent d'effectuer l'analyse de la propagation « aller-retour » selon la démarche précédemment illustrée par la figure 1.16. L'ensemble des temps de propagation obtenus sont inversés pour obtenir une image de la vitesse des ondes P et S dans le milieu.

Méthode MASW L'analyse en MASW est effectuée à l'aide de la suite logicielle *geopsy*. Les diagrammes de dispersion des ondes de Love et Rayleigh sont obtenus pour chaque offset par analyse fréquence-nombre d'onde (FK) (Lacoss et Kelly, 1969). Les courbes sont pointées dans leur domaine de validité (voir section 1.4.2.1) en appliquant notamment le critère de O'Neill (2003) sur la longueur d'onde maximale. Les courbes moyennes de dispersion des ondes de Love et Rayleigh sont déduites des différentes courbes pointées à chaque offset. L'inversion, consistant à rechercher les profils de vitesses des ondes S (principalement) et P compatibles avec les courbes de dispersion obtenues, est effectuée à l'aide de l'outil *dinver* de *geopsy*. Cet outil fait appel à l'algorithme de voisinage (Wathelet, 2008).

Le « protocole » de mesures élaboré est mis en place sur les quatre digues (B à E) évoquées précédemment (tableau 2.1). Les principaux éléments concernant ces sites ainsi que les résultats obtenus sont présentés dans les quatre prochaines parties. Les résultats sont volontairement synthétisés, en décrivant successivement : les caractéristiques générales des sites (à partir des données géotechniques et géométriques disponibles), les mesures effectuées, les profils de vitesse obtenus sous l'axe de la crête à partir des différentes méthodes de géophysiques, les profils de vitesse obtenus au niveau du terrain naturel et les courbes H/V mesurées en crête et au niveau du terrain naturel. Pour plus de détails, le lecteur peut se référer à l'annexe A. Cette annexe présente notamment, de manière systématique pour chaque digue étudiée, les données géotechniques disponibles (logs de sondages et essais pénétrométriques pour la majorité des sites), les courbes de dispersion mesurées, les spectres de Fourier des vibrations ambiantes mesurées en crête et au niveau du terrain naturel ainsi que les courbes H/V calculées en crête et au niveau du terrain naturel en utilisant soit uniquement la composante transversale à l'axe de la digue, soit uniquement la composante longitudinale (pour l'analyse des effets de polarisation du champ d'onde).

2.5 Digue B

2.5.1 Principales données disponibles

Les principales caractéristiques du site étudié sont synthétisées sur le schéma présenté sur la figure 2.1. La digue est localisée le long de l'Isère, dans le bassin grenoblois, entre les massifs de Chartreuse au Nord et de Belledonne au Sud. Le remplissage sédimentaire, composé d'argiles lacustres entremêlées de dépôts sableux en profondeur et d'alluvions fluviales plus grossières en superficie, est très épais au niveau du site (épaisseur d'environ 800 m). Le substratum rocheux est constitué d'une alternance de marnes et de calcaire marneux du Jurassique très raides ($V_S \geq 2000$ m/s). La nappe phréatique se situe à faible profondeur.

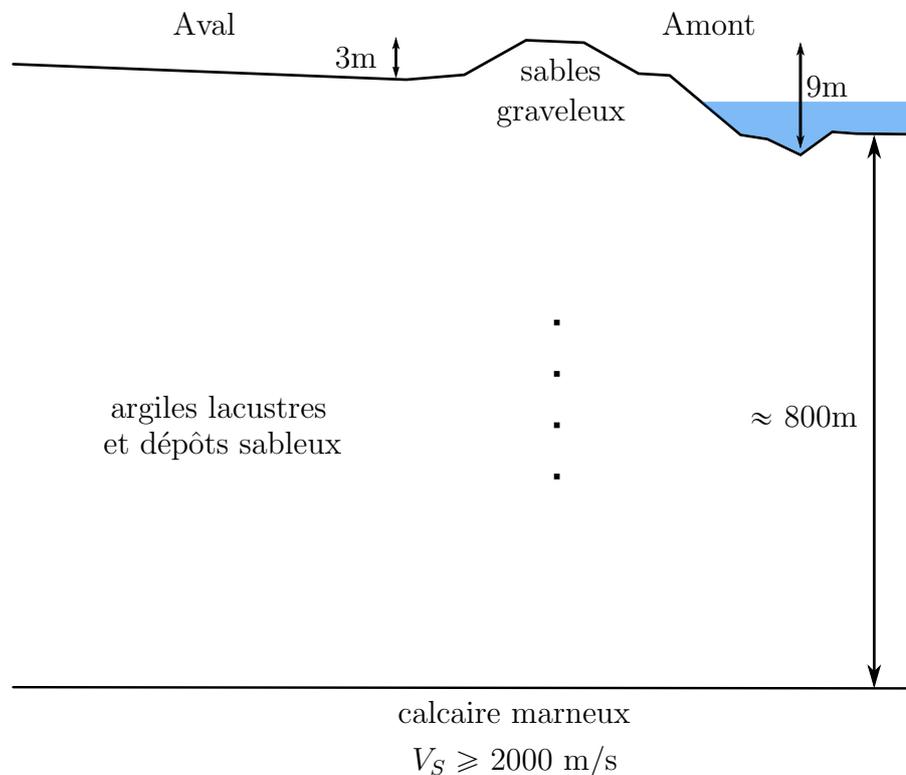


FIGURE 2.1 – Site B : principales caractéristiques du site.

Concernant plus particulièrement l'ouvrage en lui-même, sa hauteur du côté de l'Isère (entre la crête et le lit du cours d'eau) est de 9 m environ, avec un fruit³ moyen de la pente côté rivière égal à 1.5. De l'autre côté, la hauteur de digue est beaucoup plus petite, la différence d'altitude entre la crête et le terrain naturel est légèrement inférieur à 3 m, le fruit moyen est égal à 1.6. L'ouvrage est globalement constitué de sables fins à

3. Le fruit représente le rapport entre les variations horizontale et verticale, c'est l'inverse de la tangente de l'angle formé entre le talus et l'horizontale.

grossiers graveleux (à galets ou cailloutis), comme l'indique le log du sondage carotté de 4 m de profondeur réalisé depuis la crête de la digue (annexe A.2.1).

Pour rappel, dans ce manuscrit, le talus du côté du cours d'eau principal (ici l'Isère), est appelé talus *amont*, tandis que l'autre talus de la digue, est appelé talus *aval* (voir figure 2.1).

2.5.2 Dispositifs mis en place

Les mesures effectuées suivent le programme de reconnaissances présenté en introduction, sans la réalisation d'un crosshole/downhole. Au niveau du terrain naturel, des mesures en sismique réfraction (tomographies ondes P et S) viennent compléter l'analyse de la propagation des ondes de surface (ondes de Love et Rayleigh). La figure 2.2 schématise la localisation des mesures effectuées. Deux profils de sismique active sont considérés :

- un profil transversal à l'axe de l'ouvrage, depuis la crête jusqu'au terrain naturel (tomographie sismique en ondes P et S), en pouvant accéder à une partie du talus côté Isère ;
- un profil au niveau du terrain naturel (tomographie sismique en ondes P et S ainsi que MASW Love et Rayleigh).

Les caractéristiques des mesures en sismique active sont synthétisées dans le tableau 2.2. Par ailleurs, des mesures ponctuelles de vibrations ambiantes sont effectuées transversalement à l'axe de la digue le long des talus amont et aval (6 points de mesure, représentés par les ronds de couleur sur la figure 2.2) ainsi qu'au niveau du terrain naturel (3 points de mesure, représentés par les ronds gris sur la figure 2.2).

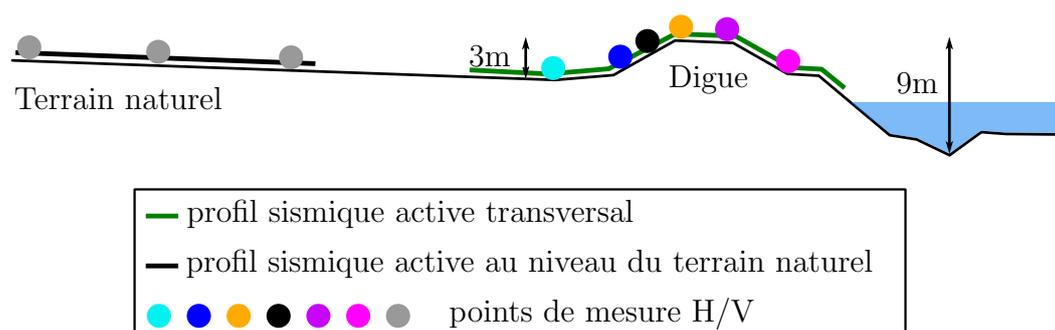


FIGURE 2.2 – Site B : localisation des mesures réalisées.

2.5.3 Synthèse des résultats

Situation générale La figure 2.3 synthétise les valeurs de vitesse des ondes de cisaillement obtenues sur cet ouvrage. Les deux ronds noir et rouge permettent de localiser les

Utilisation des méthodes géophysiques pour obtenir les caractéristiques d'un site de digue

Profil	Type de mesure	Linéaire en surface	Nombre de géophones	Espacement entre les géophones
Transversal digue	Tomographie sismique (P et S)	44 m	21	2 m
Terrain naturel	Tomographie sismique (P et S) MASW (Love et Rayleigh)	55 m	23	2.5 m

TABLE 2.2 – Sites B : caractéristiques des profils de mesure par sismique active (réfraction et/ou MASW).

points où les courbes H/V sont présentées par la suite. Le corps de digue est peu compacté et une vitesse des ondes de cisaillement de 300 m/s y est estimée. Les mesures par sismique réfraction permettent d'estimer cette vitesse jusqu'à environ 12 m de profondeur. Des vitesses plus faibles sont identifiées sur les deux premiers mètres (150-200 m/s). La nappe, représentée par la ligne bleue, est localisée à environ 3 m de profondeur grâce à la mesure de la vitesses des ondes P. Des vitesses similaires sont mesurées depuis la surface du terrain naturel, légèrement inférieures à celles obtenues dans la digue. La vitesse des ondes de cisaillement augmente légèrement à partir de 3 m de profondeur et est estimée à 400 m/s à environ 10 m. Les vitesses obtenues par les différents dispositifs de mesure sont présentées plus en détail dans les paragraphes suivants.

Vitesse des ondes de cisaillement sous l'axe de la digue La vitesse des ondes de cisaillement au niveau de la digue est fournie sur ce site uniquement par la sismique réfraction en ondes S le long du profil transversal à l'ouvrage. La profondeur maximale d'investigation est de l'ordre de 12 m permettant d'obtenir la vitesse des ondes de cisaillement dans la digue. La tomographie en ondes S le long de ce profil fournit les résultats présentés sur la figure 2.4. Elle est de l'ordre de 250-300 m/s dans la digue et jusqu'à une dizaine de mètres de profondeur sous la crête.

Vitesse des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel La vitesse des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel est fournie par deux dispositifs de mesure : la sismique réfraction (tomographie) en ondes S et l'analyse de la propagation des ondes de Love et Rayleigh (MASW). La figure 2.5 compare les résultats obtenus avec ces deux approches. Cette figure distingue les profils issus du diagramme de dispersion des ondes de Love et ceux issus du diagramme de dispersion des ondes de Rayleigh. Les résultats sont globalement cohérents entre eux (et avec la réfraction) mais n'ont pu être inversés conjointement, le milieu n'étant probablement pas parfaitement 1D. La vitesse

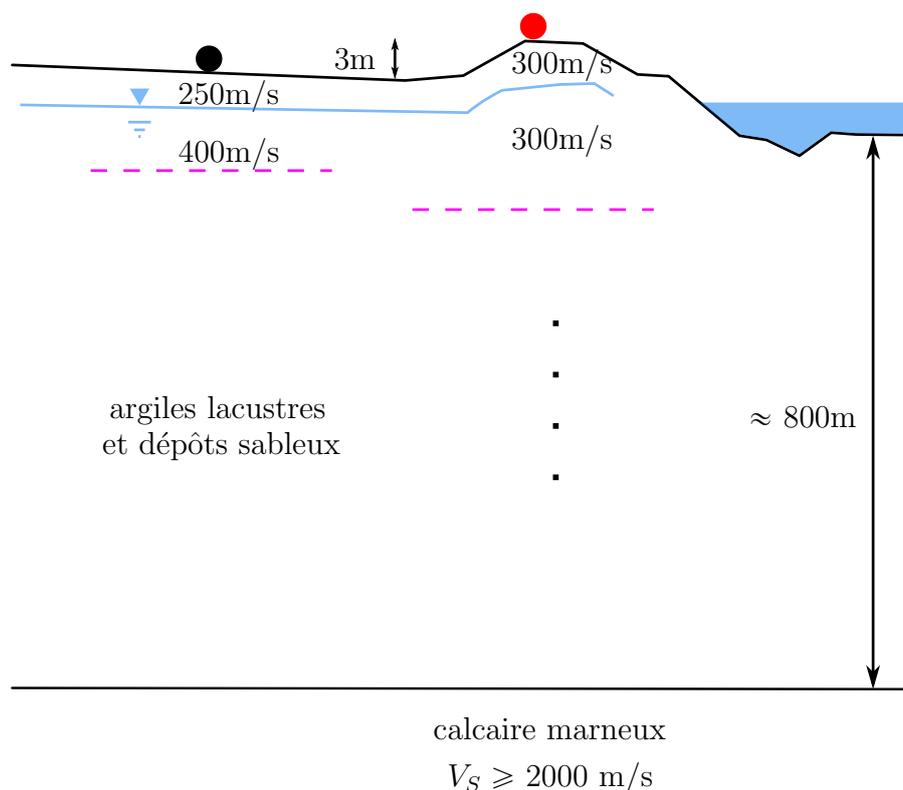


FIGURE 2.3 – Site B : synthèse des vitesses des ondes de cisaillement déduites des différentes mesures. Le trait en pointillés violet (- - -) matérialise les limites de pénétrations (maximales) théoriques des méthodes de sismiques actives non-invasives (MASW et réflexion).

des ondes de cisaillement est de l'ordre de 250-300 m/s jusqu'à 10 m de profondeur.

Courbes H/V Les courbes H/V obtenues au niveau du terrain naturel et en crête de digue sont présentées sur la figure 2.6. Ces courbes sont globalement identiques et aucun effet de la digue n'est identifiable. La principale explication avancée pour justifier de l'absence d'un impact de la digue sur les courbes H/V est l'absence de contraste de vitesses entre le corps de la digue et le sol sur-lequel elle est fondée. Un pic (amplitude environ égale à 6) est observé à la fréquence 0.3 Hz. Il s'agit de la fréquence fondamentale de résonance du bassin grenoblois.

2.5.4 Conclusions sur ce site

Ce site permet de considérer le cas d'une petite digue reposant sur une couche très épaisse d'alluvions, sans contraste avec cette dernière. Les courbes H/V mesurées en crête et au niveau du terrain naturel sont identiques et entièrement contrôlées par la résonance de la couche de sol à 0.3 Hz. Elles ne permettent pas de mettre en évidence une

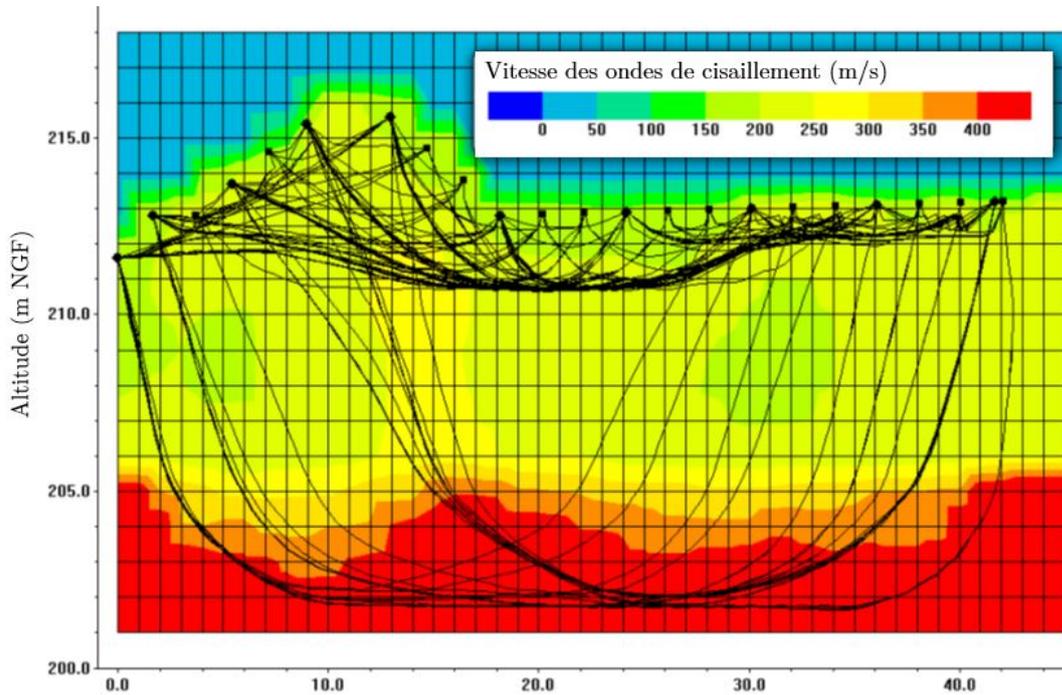


FIGURE 2.4 – Site B : vitesse des ondes de cisaillement dans la digue. Résultats de la tomographie sismique en ondes S le long du profil transversal à l'axe de la digue. L'axe horizontal correspond à l'abscisse des géophones, le profil de mesure est orienté de l'Isère au côté sec (premier géophone, d'abscisse 0 côté Isère).

quelconque « signature » de la digue, et notamment d'identifier sa fréquence de résonance. Concernant l'obtention de la vitesse des ondes de cisaillement dans l'ouvrage et au niveau du terrain naturel, l'ensemble des méthodes géophysiques employées (sismique réfraction et analyse de la propagation des ondes de surface) convergent globalement vers les mêmes valeurs. Étant données les limites de pénétration associées aux dispositifs employés, il n'est néanmoins pas possible d'obtenir le profil de vitesse des ondes S jusqu'à 30 m de profondeur et ainsi de déduire la valeur de V_{S30} .

2.6 Digue C

2.6.1 Principales données disponibles

La géométrie du site est très complexe. En effet, comme le montre la figure 2.7, il s'agit d'une situation en trois dimensions avec la présence d'un talweg traversant l'ouvrage. Au niveau de la section étudiée, la différence de niveau entre le pied de l'ouvrage et la crête représente une hauteur de 15 m (elle est de l'ordre de 10 m, côté amont, entre la crête et le lit du cours d'eau) avec un fruit moyen de la pente égal à 2. A quelques mètres de cette section principale, cette hauteur est moitié moins importante (comme visible à gauche

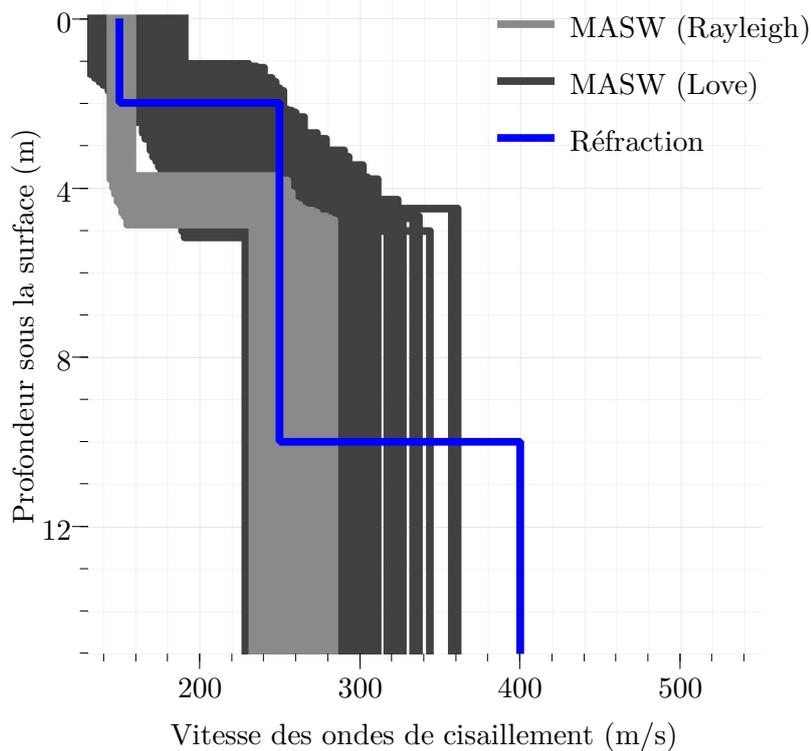


FIGURE 2.5 – Site B : vitesse des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel. Comparaison entre les résultats de la réfraction et du MASW.

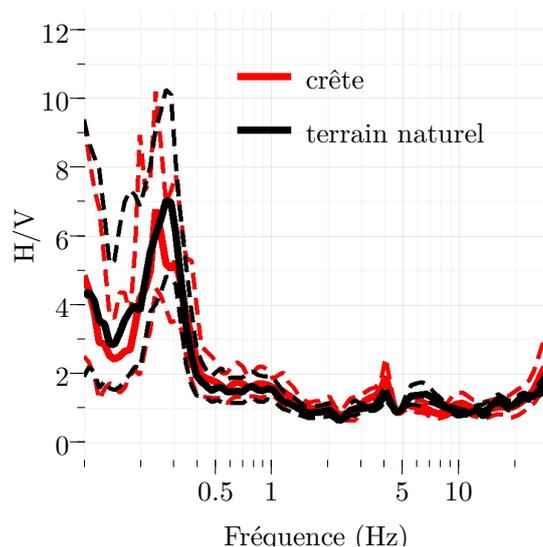


FIGURE 2.6 – Site B : courbes H/V en crête et au niveau du terrain naturel. — : courbe moyenne et - - : courbe multipliée ou divisée par l'écart-type logarithmique.

de la photo présentée sur la figure 2.7). Par ailleurs, les données géologiques indiquent que le rocher est incliné et qu'il remonte sous l'ouvrage (entre l'amont et l'aval).



FIGURE 2.7 – Site C : photo du talus aval de la digue prise depuis le terrain naturel. Illustration du contexte à trois dimensions du site.

Plusieurs sondages et essais de pénétration ont été réalisés au niveau du site étudié, permettant d'identifier les caractéristiques géotechniques de la digue et du terrain naturel. Les résultats de ces essais sont présentés en annexe A.3.1. La digue est principalement constituée de graves, avec présence de sables, cailloux et limons. Les valeurs de pénétration y sont importantes. Quelques couches constituées de matériaux plus fins peuvent être identifiées dans la digue (épaisseur maximale de 3 m) ou sous la digue – entre 22,50 et 30 m de profondeur depuis la crête. Les valeurs de pénétration restent globalement importantes, notamment à la base de l'ouvrage. A l'aval de la digue, au niveau du terrain naturel, se trouvent des alluvions anciennes de terrasse (alternance de graves plus ou moins sableuses/limoneuses/caillouteuses et de limons sableux). D'après les données de pénétrations, il semble possible qu'une couche à moindre vitesse d'épaisseur non négligeable soit présente dans le sol naturel. Le poudingue est identifié à une profondeur de 25 m sous le terrain naturel à l'aval de l'ouvrage selon le résultat du sondage carotté disponible (annexe A.3.1). Le niveau de la nappe est profond, il est localisé vers 45 m de profondeur lors de ce sondage.

2.6.2 Dispositifs mis en place

Les mesures programmées suivent essentiellement la démarche détaillée précédemment dans la section 2.4. Plus spécifiquement pour ce site, la figure 2.8 schématise les principaux dispositifs de mesures mis en place. Les mesures actives par essais crosshole et downhole sont effectuées depuis la crête de digue sur une profondeur de 45 m.

Au niveau du terrain naturel, un profil de sismique active est réalisé (représenté par un trait noir épais sur la figure 2.8), il comprend l'analyse en sismique réfraction des tirs aller-retour et milieu (ondes P et S) ainsi que de la propagation des ondes de surface (ondes de Love et Rayleigh). Un profil de sismique réfraction est réalisé transversalement à l'axe de la digue, entre la crête et le pied de l'ouvrage (celui-ci est visible sur photo de la figure 2.7 et est représenté en vert sur la figure 2.8).

Des mesures de sismique active complémentaires sont réalisées en crête de digue avec une analyse en sismique réfraction (tomographie en ondes P et S) et en MASW (ondes de Love et Rayleigh). L'axe du profil est représenté par une croix rouge sur la figure 2.8, le milieu du profil est centré sur la section principale d'étude. Les caractéristiques de ces profils sont précisées dans le tableau 2.3.

Les vibrations ambiantes sont enregistrées de manière synchrone avec 6 capteurs positionnés le long du profil transversal entre la crête et le pied de digue (visibles sur la figure 2.7 et représentés par les ronds de couleur sur la figure 2.8). Des acquisitions sont aussi réalisées au niveau du terrain naturel (ronds gris sur la figure 2.8).

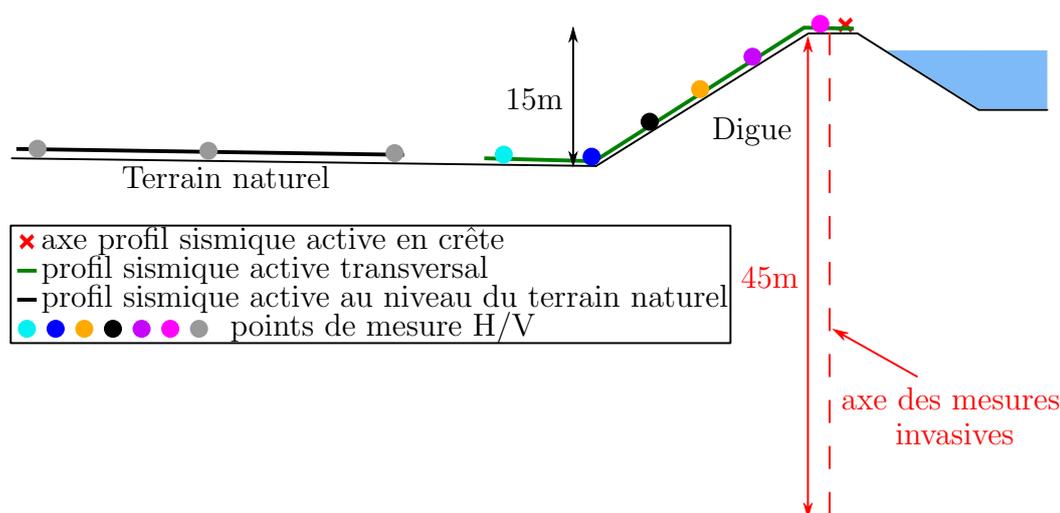


FIGURE 2.8 – Site C : Localisation des mesures réalisées.

2.6.3 Synthèse des résultats obtenus

Situation générale La figure 2.9 reporte les valeurs de vitesses des ondes de cisaillement obtenues sur la section type. Les deux points (point rouge en crête de digue et point noir en surface du terrain naturel) matérialisent de manière schématique l'emplacement où les courbes H/V sont présentées par la suite. La mesure de la vitesse des ondes de compression ainsi que les essais invasifs confirment que la nappe est profonde, elle n'est pas atteinte lors de cette campagne de reconnaissance. La digue étudiée est plutôt raide et repose sur un sol raide aussi (la vitesse des ondes de cisaillement sous la digue est supérieure à 600 m/s et dépasse systématiquement 800 m/s à partir de 15 m de

Utilisation des méthodes géophysiques pour obtenir les caractéristiques d'un site de digue

Profil	Type de mesure	Linéaire en surface	Nombre de géophones	Espacement entre les géophones
Longitudinal - crête	Tomographie sismique (P et S) MASW (Love et Rayleigh)	57.5 m	24	2.5 m
Transversal digue	Tomographie sismique (P et S) MASW (Love et Rayleigh)	46 m	24	2 m
Terrain naturel	Réfraction aller-retour et tir milieu (P et S) MASW (Love et Rayleigh)	46 m	24	2 m

TABLE 2.3 – Sites C : caractéristiques des profils de mesure par sismique active (réfraction et/ou MASW).

profondeur sous celle-ci). Au niveau du terrain naturel, la vitesse obtenue est du même ordre de grandeur que celle estimée dans le sol, sous la digue. La vitesse sous la digue est néanmoins légèrement supérieure à celle estimée en proche surface au niveau du terrain naturel, probablement sous l'effet du confinement apporté par celle-ci.

Afin de pouvoir comparer les différents apports des techniques de mesure, les profils de vitesses obtenus sous l'axe de la digue et au niveau du terrain naturel sont présentés plus en détail sur les figures 2.10 et 2.11 respectivement.

Vitesse des ondes de cisaillement sous l'axe de la digue La figure 2.10 montre une comparaison des profils de vitesse des ondes de cisaillement issus des mesures effectuées depuis la crête de digue par :

- sismique réfraction (profil moyen issu de la tomographie en ondes S),
- MASW (ondes de Love et Rayleigh),
- crosshole,
- downhole.

Globalement, les différents dispositifs de mesure conduisent à des résultats similaires entre 2 m et 10 m de profondeur (vitesse de l'ordre de 400-500 m/s). Les résultats fournis par le downhole sont tout de même relativement éloignés de ceux issus des autres

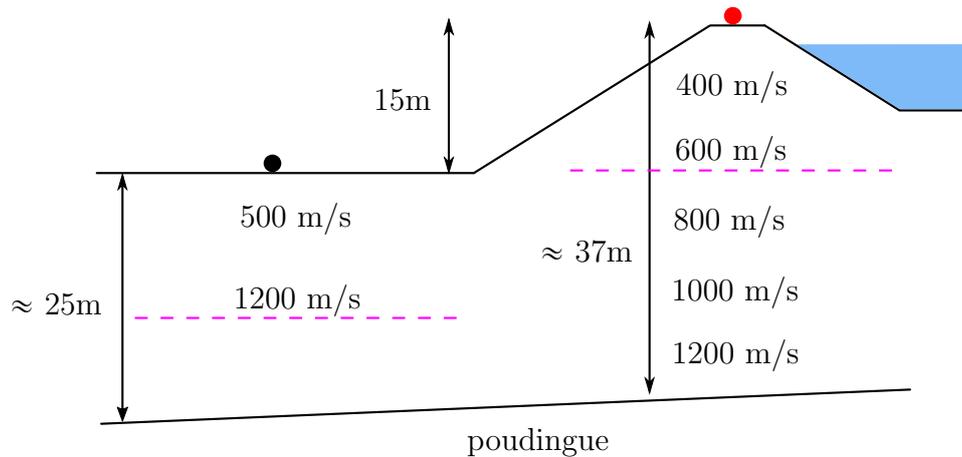


FIGURE 2.9 – Site C : synthèse des vitesses des ondes de cisaillement déduites des différentes mesures. Le trait - - - matérialise les limites de pénétrations (maximales) théoriques des méthodes de sismiques actives non-invasives (MASW et réfraction).

méthodes d'investigation. Le rapport fournis par le bureau d'étude ayant réalisé cette mesure montre que les signaux enregistrés lors de l'essai downhole sont de mauvaise qualité. Les résultats sont donc jugés moins fiables que ceux du crosshole. En proche surface (profondeur inférieure à 2 m) les techniques non-invasives conduisent à des vitesses inférieures à celles du crosshole.

Concernant les limites de pénétration des méthodes non-invasives, les profils issus de l'analyse de la propagation des ondes de surface divergent à partir d'une dizaine de mètres de profondeur. Les courbes de dispersion ne sont pas pointées à suffisamment basse fréquence pour pouvoir contraindre l'inversion à des profondeurs supérieures. La méthode MASW ne permet pas d'obtenir la vitesse des ondes de cisaillement dans l'ensemble de la digue mais uniquement jusqu'au 2/3 de celle-ci.

La profondeur maximale pouvant être investiguée en sismique réfraction est d'une vingtaine de mètres. La comparaison avec le crosshole montre que les résultats fournis sont satisfaisants jusqu'à cette profondeur. La vitesse des ondes de cisaillement dans le sol de fondation, sous la digue n'est obtenue qu'avec les mesures invasives. Globalement, celle-ci croît avec la profondeur. L'alternance de graves et de limons (visible sur l'essai SPT présenté sur la figure A.12), conduit à des légères inversions de vitesses sur de faibles épaisseurs ne pouvant être détectées autrement que par l'essai crosshole. Le rapport de sondage fourni par le bureau d'étude identifie le poudingue à 37 m de profondeur sous la crête de digue.

Vitesse des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel Les profils de vitesse des ondes de cisaillement obtenus par sismique réfraction (tirs aller-retour et tir milieu) et MASW (Love et Rayleigh) au niveau du terrain naturel sont présentés sur la figure 2.11. La vitesse des ondes de cisaillement dans le terrain naturel est estimée à 450-500 m/s jusqu'à environ 14 m de profondeur.

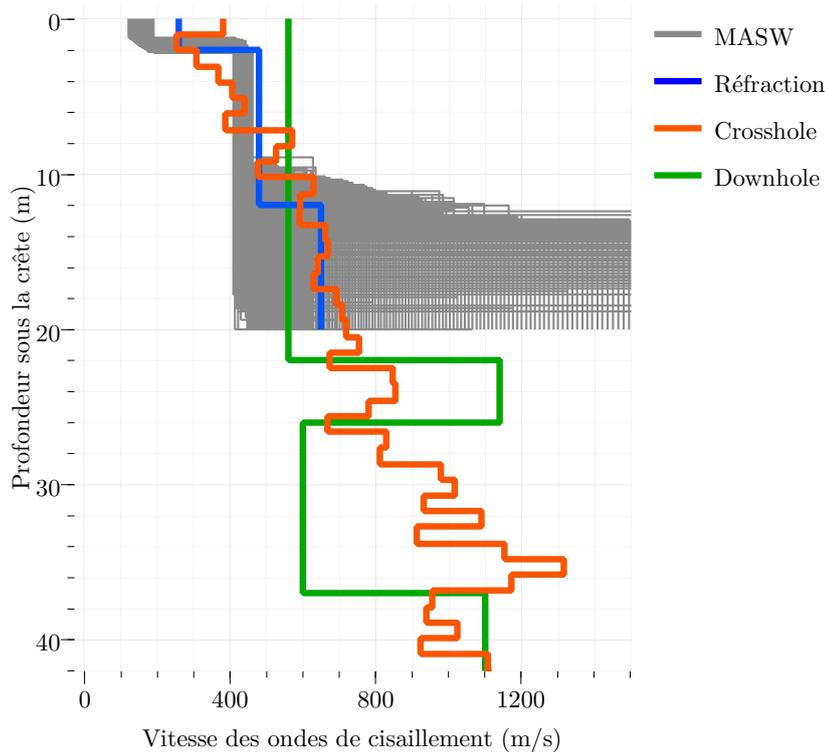


FIGURE 2.10 – Site C : vitesse des ondes de cisaillement depuis la crête de digue.

Les méthodes non-invasives ne peuvent investiguer une profondeur supérieure à 20 m et ne donnent donc pas directement accès à la valeur de V_{S30} . D'après les données SPT présentées sur la figure A.13, des inversions de vitesses sont à prévoir sur des épaisseurs relativement faibles. Il convient de garder en mémoire que celles-ci ne peuvent être « vues » par les méthodes utilisées (et avec ce niveau de résolution). Ceci peut conduire à une légère surestimation de la profondeur du contraste de vitesses identifié vers 14 m. L'existence de ce contraste sur cette gamme de profondeur est cohérent avec les données SPT qui le localisent vers 11.5 m sous la surface (la position du sondage n'étant cependant pas exactement la même que la localisation des mesures géophysiques).

Courbes H/V La courbes H/V obtenue au niveau de deux points en surface du terrain naturel est présentée sur la figure 2.12. Cette courbe est globalement plate aux fréquences basses et intermédiaires, laissant présager de l'absence d'un contraste significatif en profondeur. Les amplifications - autour de 8 Hz et 30 Hz au niveau de l'un des points - ne satisfont pas les critères de SESAME European Research Project (2004) permettant de les interpréter comme des pics potentiellement associés à des fréquences de résonance. La courbe obtenue est ainsi cohérente avec la présence d'un sol raide dont la vitesse des ondes de cisaillement augmente progressivement avec la profondeur.

Comme le montre la figure 2.13(a), la courbe H/V moyenne obtenue en crête de digue (trait plein en rouge) présente un large plateau d'amplification entre les fréquences de

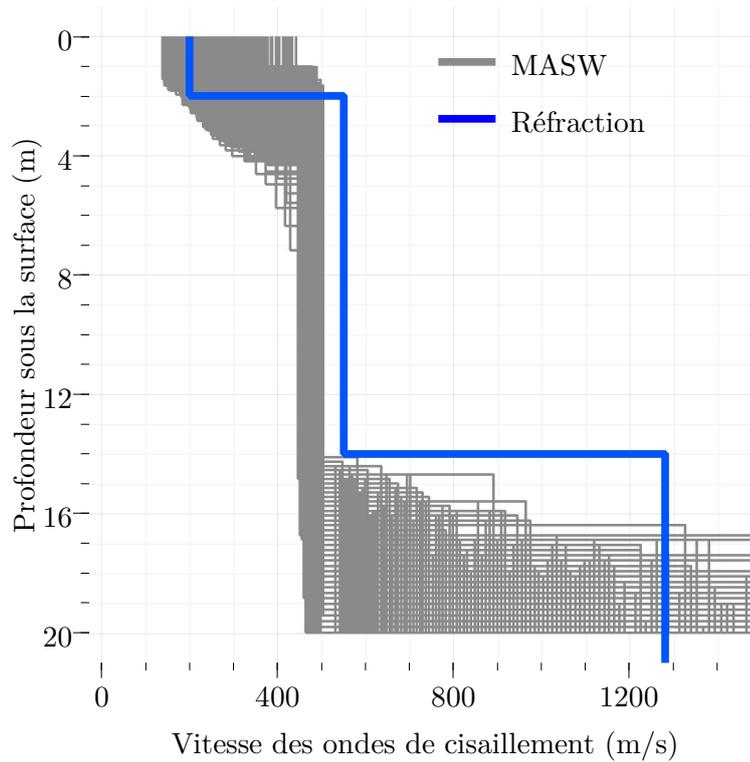


FIGURE 2.11 – Site C : vitesse des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel.

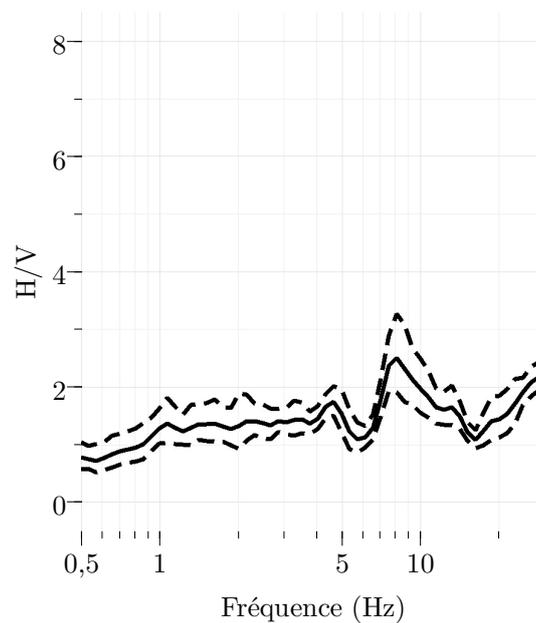
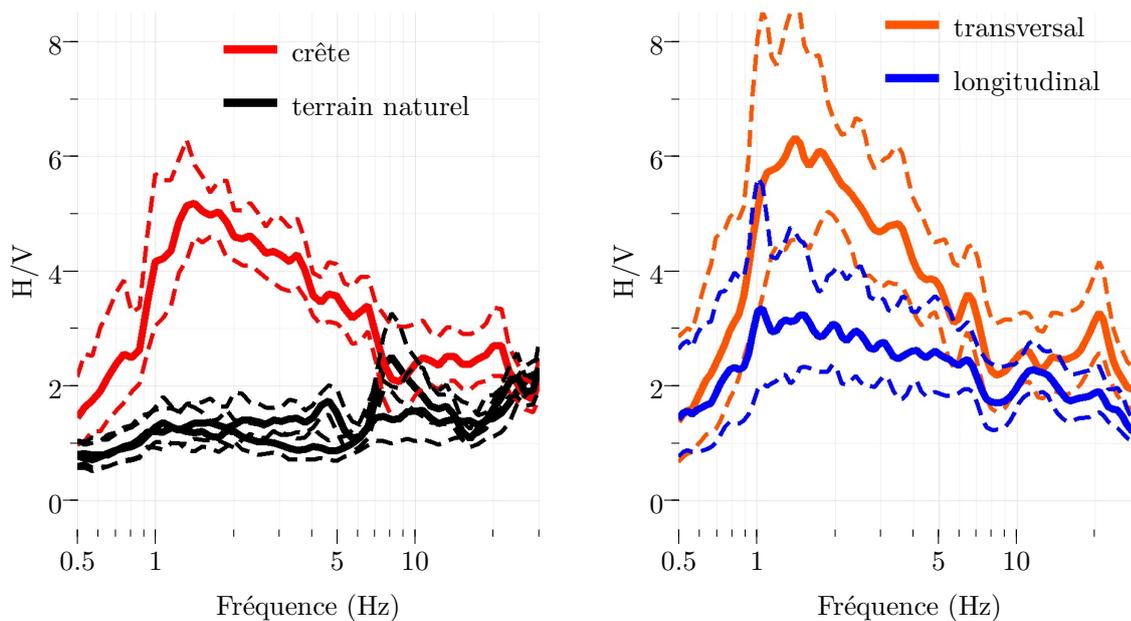


FIGURE 2.12 – Site C : courbe H/V obtenue au niveau du terrain naturel.

1 Hz et 8 Hz atteignant une amplitude supérieure à 5. Ce phénomène de « plateau » peut être révélateur d'effets topographiques (Guillier *et al.*, 2006). D'autant plus qu'au

niveau du terrain naturel, la courbe H/V moyenne (trait plein noir) ne présente pas cette amplification à relativement basses fréquences. Au niveau de la crête de digue, ce plateau est associé à un fort effet directionnel, comme l'illustre la figure 2.13(b). Le rapport entre les composantes transverse et verticale du spectre des vibrations ambiantes est en effet associé à une amplitude significativement plus grande que le rapport entre les composantes longitudinale et verticale. Cet effet de polarisation du champ d'onde n'est pas visible au niveau du terrain naturel.



(a) Comparaison entre les courbes H/V en crête et au niveau du terrain naturel. — : courbe H/V moyenne et - - : écart-type.

(b) Polarisation des vibrations ambiantes en crête de digue. — : rapport moyen entre la composante horizontale et la composante verticale et - - : écart-type sur ce rapport.

FIGURE 2.13 – Site C : illustration du plateau d'amplification de la courbe H/V en crête de digue, (a) comparaison avec la courbe H/V au niveau du terrain naturel (pas de plateau d'amplification) et (b) effet directionnel associé au plateau d'amplification en crête.

Des investigations supplémentaires seraient nécessaires pour comprendre réellement à quels phénomènes ce plateau d'amplification peut être attribué. Les fonctions de transfert 1D (notées FTSH) associées à chacun des profils de vitesse des ondes de cisaillement depuis la crête de digue sont présentées sur la figure 2.14. Elles sont comparées sur cette figure à la courbe H/V moyenne obtenue en crête de digue. Certains profils issus du MASW et les profils de crosshole et downhole conduisent à une amplification moyenne des ondes SH au niveaux de fréquences de 5 Hz à 8 Hz correspondant à la limite supérieure du plateau. Cependant, l'amplification maximale observée sur la courbe H/V moyenne en crête (vers 1.5 Hz) ne peut correspondre à la fréquence d'amplification maximale de la fonction de transfert 1D. La présence d'un contraste plus profond serait nécessaire pour obtenir une amplification à si basses fréquences. Néanmoins, si un tel contraste

existait, une amplification devrait aussi être visible au niveau du terrain naturel pour une fréquence similaire or la courbe H/V obtenue au niveau du terrain naturel (présentée précédemment sur la figure 2.13(a) (courbe noire)) montre que ce n'est pas le cas. Enfin, la gamme d'amplification de la courbe H/V en crête ne peut correspondre non plus à la fréquence de résonance de la digue. En effet, selon l'équation 1.35, celle-ci est de l'ordre de $V_d/(2.6H_d) \approx 400/(2.6 \times 15) \approx 10$ Hz.

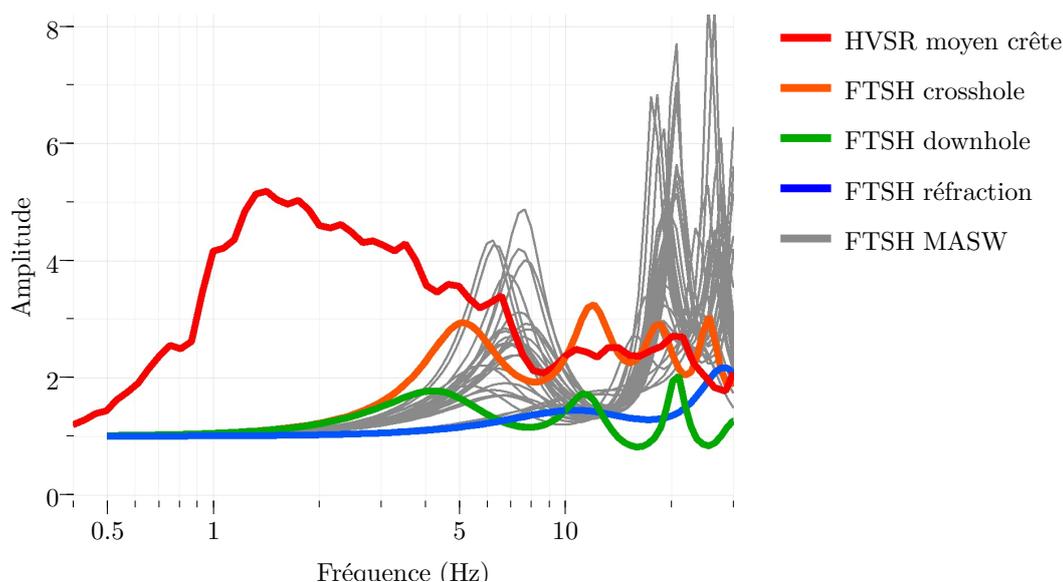


FIGURE 2.14 – Site C : comparaison de la courbe H/V en crête de digue aux fonctions de transfert associées aux profils 1D des ondes S présentées sur la figure 2.10.

2.6.4 Conclusions sur ce site

La géométrie 3D du site C (présence d'un talweg traversant la digue ainsi que d'une remontée du substratum rocheux sous l'ouvrage) le rend très complexe à étudier. Un large plateau d'amplification entre les fréquences de 1 Hz et 6 Hz est observé sur les courbes H/V situées sur l'ouvrage dont l'amplitude est particulièrement importante en crête. Plusieurs éléments semblent indiquer que celui-ci est lié à un effet topographique, et notamment :

- l'amplitude du plateau qui augmente lorsque les points de mesure se rapprochent de la crête de l'ouvrage ;
- la forte directionnalité des vibrations ambiantes mesurées en crête et sur l'ouvrage dont l'amplitude du spectre de Fourier est plus importante dans la gamme de fréquences comprise entre 1 Hz et 6 Hz selon la direction transversale à l'axe de la digue que selon la direction longitudinale.

Cependant, la gamme de fréquences concernée par cet effet d'amplification des courbes H/V ne correspond pas aux fréquences attendues de résonance de la digue ou de l'en-

semble digue/sol de fondation. Dans tous les cas, cet exemple illustre la présence d'un schéma complexe de propagation des ondes au voisinage de la crête de l'ouvrage.

Concernant plus particulièrement l'obtention du profil de vitesse des ondes de cisaillement, tous les dispositifs de mesure conduisent à des résultats à peu près similaires. Néanmoins, les résultats fournis par le downhole au delà d'une vingtaine de mètres de profondeur sont très éloignés de ceux du crosshole, laissant penser que les méthodes invasives (et en particulier ici l'essai downhole) ne sont pas toujours fiables. Par ailleurs, comme pour le site B, la profondeur maximale d'investigation par sismique active (réfraction et MASW) ne permet pas de fournir la valeur de V_{S30} .

2.7 Digue D

2.7.1 Principales données disponibles

La figure 2.15 présente les données géotechniques disponibles sur la section type étudiée. La digue, d'une hauteur d'environ 5 m est constituée de graves. Elle repose sur un terrain plus mou constitué de limons (sur environ 5 m d'épaisseur) puis de tourbes. D'après les données de sondages datant d'avant la construction, le toit des graves sous-jacentes est situé à la cote de 221.5 m NGF, soit une quinzaine de mètres sous la crête de digue. La résistance de pointe est importante dans les graves, principalement sur le premier mètre, où elle atteint 100 MPa, elle est en moyenne de 30 MPa dans l'ensemble du corps de digue. La résistance de pointe chute de manière significative dès l'entrée dans les limons. Les données de pénétration sont fournies de manière plus détaillée sur la figure A.22. Ce site a donc pour particularité principale de présenter une forte inversion de vitesse, la vitesse des ondes de cisaillement attendue sous la digue (dans les limons et la tourbe) étant plus faible que dans le corps de l'ouvrage.

2.7.2 Dispositifs mis en place

Les mesures programmées suivent la démarche détaillée précédemment dans la section 2.4. Cependant, du fait de la présence d'un contre-canal, la sismique réfraction ne peut être réalisée le long d'un profil transversal à la digue. Ce profil est donc remplacé par deux profils longitudinaux, l'un au niveau du pied de la digue et l'autre en crête. Les différents axes des profils de mesure par sismique active sont représentés par des croix sur cette même figure. Les caractéristiques des dispositifs utilisés le long de ces profils sont présentés dans le tableau 2.4.

Les mesures ponctuelles de vibrations ambiantes sont réalisées le long d'un profil transversal depuis la crête de la digue jusqu'au terrain naturel, comme illustré par les ronds de couleur sur la figure 2.16.

Des mesures invasives par crosshole et downhole ont été programmées depuis la crête de l'ouvrage. Cependant, celles-ci ont échoué et n'ont pu être réalisées, le sondage n'ayant

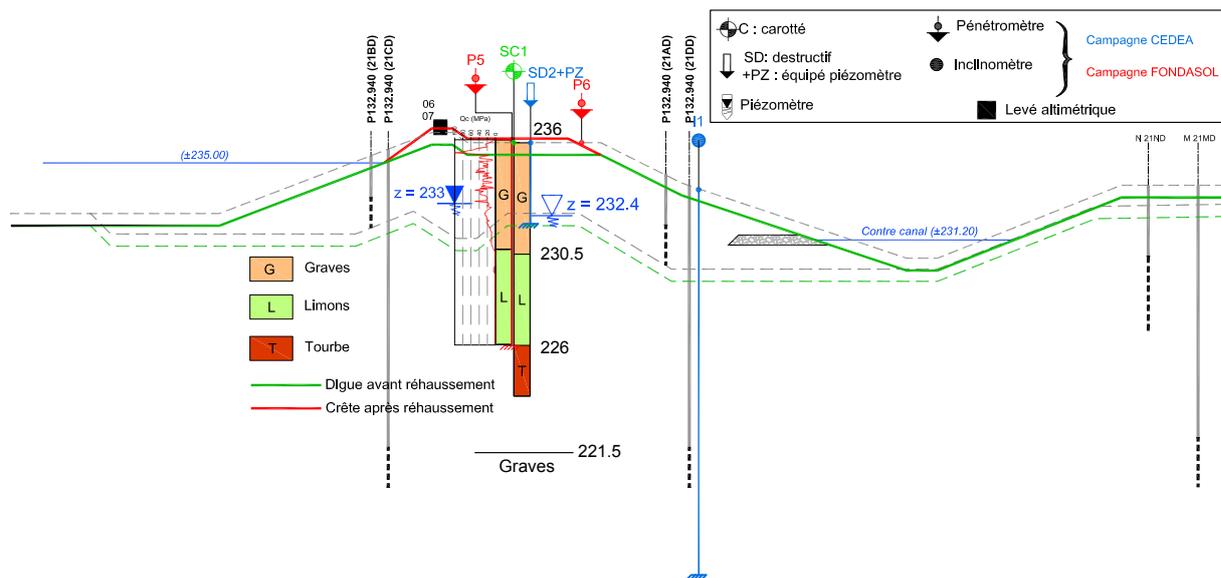


FIGURE 2.15 – Site D : synthèse des données géotechniques.

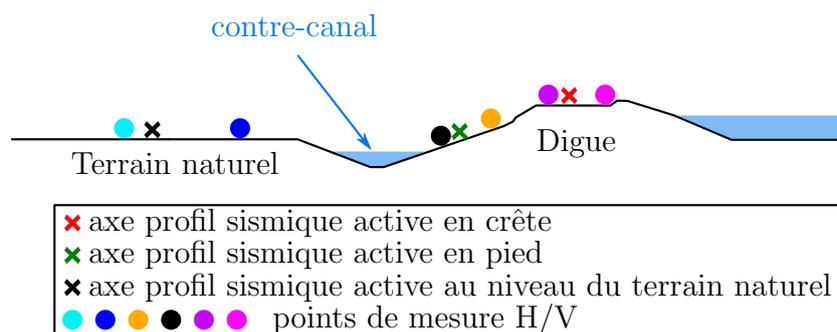


FIGURE 2.16 – Site D : localisation des mesures réalisées.

pas pu être stabilisé suffisamment pour pouvoir autoriser ce type d'essais. En revanche, au niveau du terrain naturel, des mesures en réseau ont été confiées au bureau d'étude chargé initialement de la réalisation des crossholes. Ces mesures, effectuées en collaboration avec une équipe de recherche d'ISTerre, ont été réalisées à une centaine de mètre de la section principale d'étude pour permettre une ouverture des réseaux suffisante.

2.7.3 Synthèse des résultats obtenus

Situation générale Les vitesses des ondes de cisaillement estimées à l'aide des différents dispositifs de mesure sont synthétisées sur la figure 2.17. Ce site présente une inversion de vitesse significative, avec une vitesse dans la couche de tourbe de l'ordre de 70 m/s, très inférieure à la vitesse en surface. Cette couche de sol à moindre vitesse est observée au niveau du terrain naturel. Les données géotechniques montrent qu'elle est

Utilisation des méthodes géophysiques pour obtenir les caractéristiques d'un site de digue

Profil	Type de mesure	Linéaire en surface	Nombre de géophones	Espacement entre les géophones
Longitudinal - crête	Tomographie sismique (P et S) MASW (Love et Rayleigh)	57.5 m	24	2.5 m
Longitudinal - pied	Tomographie sismique (P et S) MASW (Love et Rayleigh)	46 m	24	2 m
Terrain naturel	Tomographie sismique (P et S) MASW (Love et Rayleigh)	57.5 m	24	2.5 m

TABLE 2.4 – Sites D : caractéristiques des profils de mesure par sismique active (réfraction et/ou MASW).

par ailleurs présente sous la digue (voir figure 2.15). Celle-ci rend difficile l'utilisation des méthodes géophysiques. Particulièrement, la sismique réfraction ne peut déceler cette couche à moindre vitesse, appelée alors « couche cachée ». Ainsi, les mesures en crête de digue conduisent ici uniquement à la vitesse dans le corps de la digue, de l'ordre de 350 m/s (ordre de grandeur attendu pour une digue en graves compactées). Les vitesses renseignées sous l'ouvrage (associées à des points d'interrogation) sont celles obtenues en champ libre, en supposant une stratification horizontale. Le niveau de la nappe est renseigné sur la figure 2.17 en trait pointillé bleu à l'aide des données géotechniques, mais il n'est pas détecté par les mesures. Les paragraphes ci-dessous détaillent les résultats obtenus.

Vitesse des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel L'estimation la plus fiable et complète du profil de vitesse des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel est obtenue par une mesure en réseau des vibrations ambiantes. Le résultat obtenu est présenté sur la figure 2.18. Parmi l'ensemble des profils inversés (en gris sur la figure), le profil représenté en noir est utilisé le cas échéant comme référence pour représenter les courbes de dispersion ou la fonction de transfert synthétiques. Avec l'apport d'autres données géophysiques (résistivités obtenues par panneaux électriques), les cinq premiers mètres sont identifiés comme des limons, les cinq suivant par des tourbes puis viennent trois mètres de limons et enfin des sables/graviers.

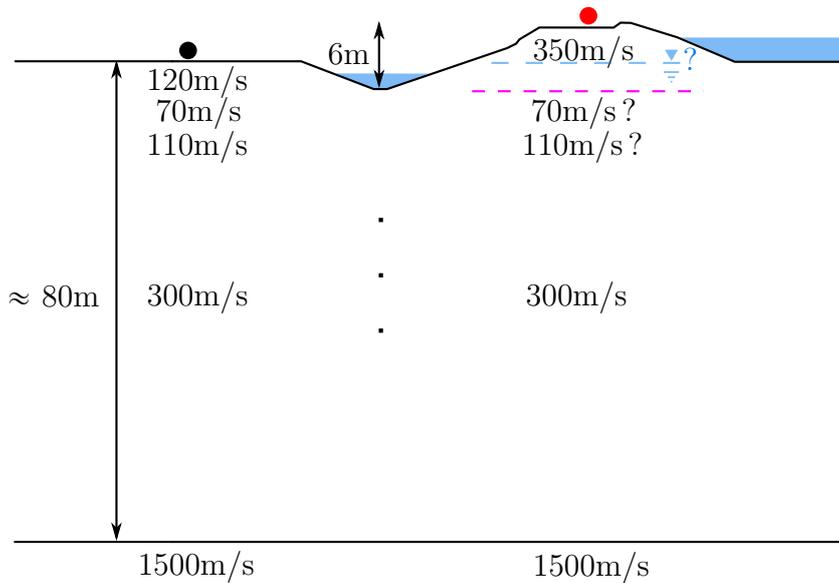


FIGURE 2.17 – Site D : synthèse des vitesses des ondes de cisaillement déduites des différentes mesures. Le trait - - - matérialise les limites de pénétrations (maximales) théoriques des méthodes de sismiques actives non-invasives (MASW et réfraction).

Les autres dispositifs de mesure de la vitesse des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel (sismique réfraction en ondes S et MASW) échouent à fournir une estimation correcte sur les dix premiers mètres du profil. Ce résultat était attendu pour la sismique réfraction qui ne peut en aucun cas repérer la couche à moindre vitesse. Concernant l'analyse en MASW, le diagramme de dispersion des ondes de Rayleigh mesuré est typique d'une superposition de modes : la courbe « remonte », comme le montre la figure 2.19. Ce phénomène rend l'inversion de la courbe de dispersion très délicate. La superposition de modes est directement liée à la présence de la couche à moindre vitesse comme expliqué dans les compléments présentés en annexe A.4.4.

Toutefois, une vitesse des ondes de cisaillement de l'ordre de 160 m/s à 200 m/s est estimée entre 2 m et 5 m à l'aide du dispositif MASW. Cette valeur est cohérente avec les résultats obtenus par les acquisitions de vibrations ambiantes en réseau, présentés précédemment sur la figure 2.18 (sachant que le réseau est situé à une centaine de mètres du profil MASW).

Vitesse des ondes de cisaillement sous l'axe de la digue La mesure de la vitesse des ondes de cisaillement sous l'axe de la digue pose globalement les mêmes problèmes qu'au niveau du terrain naturel du fait de la présence de la couche de sol à moindre vitesse. Seules les mesures invasives (crosshole et downhole) auraient pu permettre d'estimer la vitesse des ondes de cisaillement sous l'ouvrage. Celles-ci ont échoué, le sondage n'ayant pu être suffisamment stabilisé du fait de la présence d'une nappe d'eau sous pression dans la tourbe. La sismique réfraction permet de mesurer une vitesse des ondes de cisaillement dans le corps de digue de l'ordre de 350 m/s. Il s'agit d'un ordre de grandeur

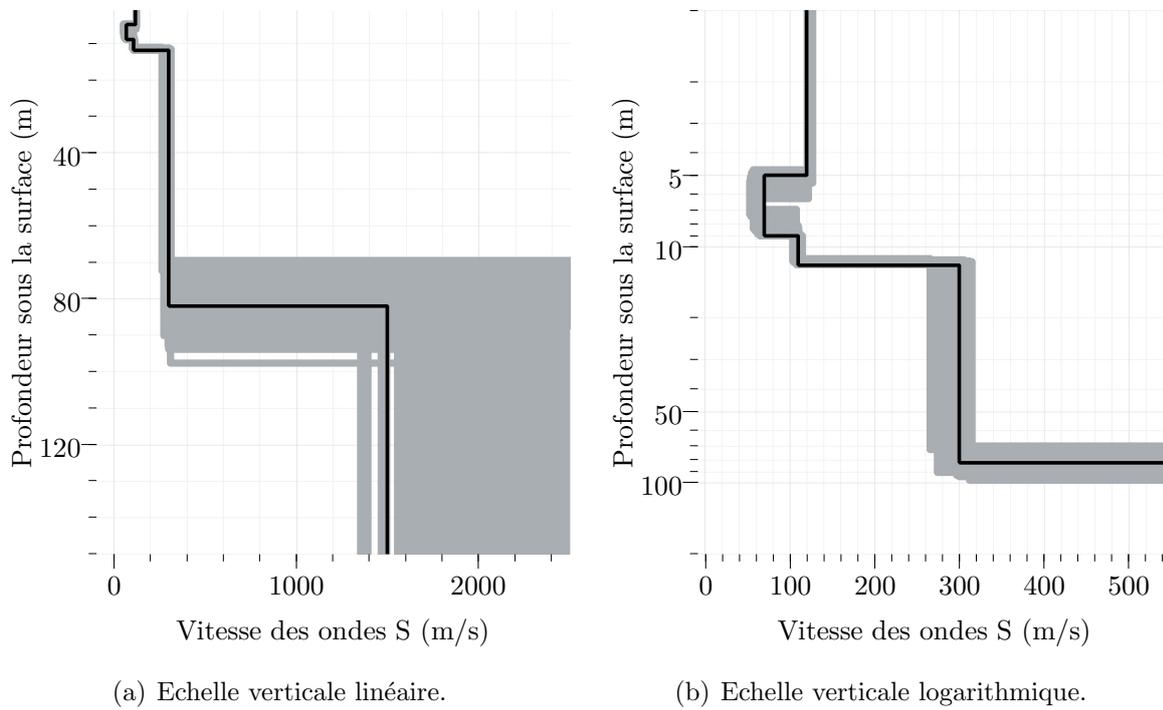


FIGURE 2.18 – Site D : vitesses des ondes de cisaillement obtenues par les analyses en réseau au niveau du terrain naturel. En noir est représenté l'un des profils inversés, utilisé par la suite comme profil de référence en champ libre.

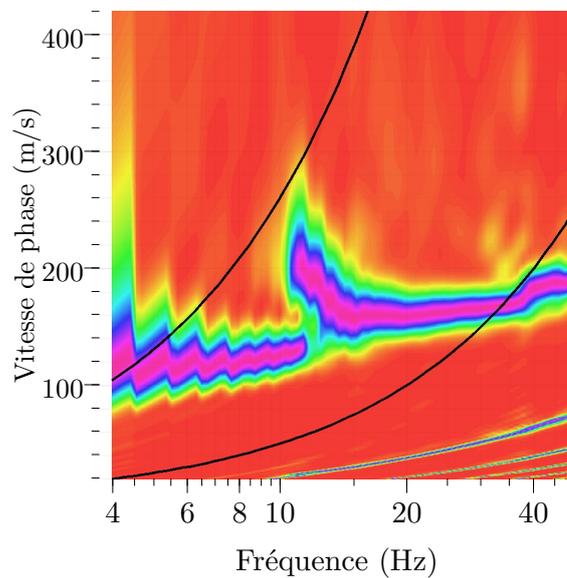
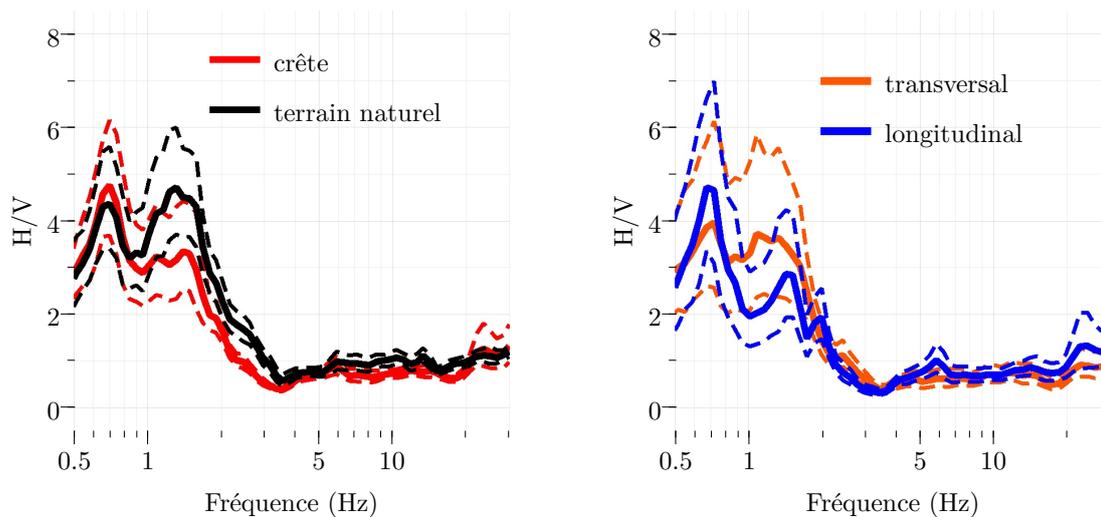


FIGURE 2.19 – Site D : diagramme de dispersion des ondes de Rayleigh obtenu suite au tir d'offset -10 m au niveau du terrain naturel. Illustration de la superposition de modes.

satisfaisant d'après les données géotechniques disponibles. Comme expliqué précédemment, ce dispositif de mesure ne peut donner accès à la vitesse des ondes de cisaillement sous la digue du fait de la présence d'une couche de sol à moindre vitesse. Les diagrammes de dispersion obtenus en MASW présentent eux aussi une superposition de modes.

Courbes H/V Les courbes H/V obtenues en crête de digue et au niveau du terrain naturel sont présentées sur la figure 2.20. Un premier pic est observé à la fréquence de 0.7 Hz. Ce pic apparaît en tous les points de mesure, avec une amplitude quasi-identique quel que soit le point en question. Un second pic, dont l'amplitude est plus variable (amplitude de 4.5 au niveau du terrain naturel contre 3 en crête), est visible à la fréquence de 1.5 Hz. Les profils de vitesse en champ libre présentés sur la figure 2.18 sont cohérents avec l'existence de ces deux pics, comme le montre la figure 2.21. Le premier pic est lié au contraste en profondeur, aux alentours de 80 m. Le second pic est directement associé à la couche de tourbe. L'analyse complémentaire, présentée en annexe A.4.4, montre que celui-ci est particulièrement influencé par la vitesse des ondes de cisaillement dans la couche à moindre vitesse.



(a) Courbes H/V en crête et au niveau du terrain naturel. — : courbe moyenne et - - : courbe multipliée ou divisée par l'écart-type logarithmique.

(b) Polarisation des vibrations ambiantes en crête de digue. — : rapport moyen entre la composante horizontale et la composante verticale et - - : écart-type sur ce rapport.

FIGURE 2.20 – Site D : (a) comparaison des courbes H/V en crête et au niveau du terrain naturel et (b) polarisation de la courbe H/V en crête.

La présence de la digue a un impact sur la courbe H/V : elle conduit à diminuer l'amplitude du second pic (vers 1.5 Hz). Cette observation est confirmée par l'étude complémentaire présentée en annexe A.4.4. Cet effet s'explique très bien à partir des fonctions de transfert de profils de vitesse synthétiques. En particulier, la figure 2.22(a) illustre l'impact de la présence d'une couche de sol plus raide (vitesse des ondes de cisaillement de 300 m/s) d'épaisseur H' en surface du profil de référence au niveau du terrain naturel

- Courbes H/V aux différents points des réseaux
- Fonctions de transfert des profils inversés
- Courbe H/V de référence au niveau du terrain naturel

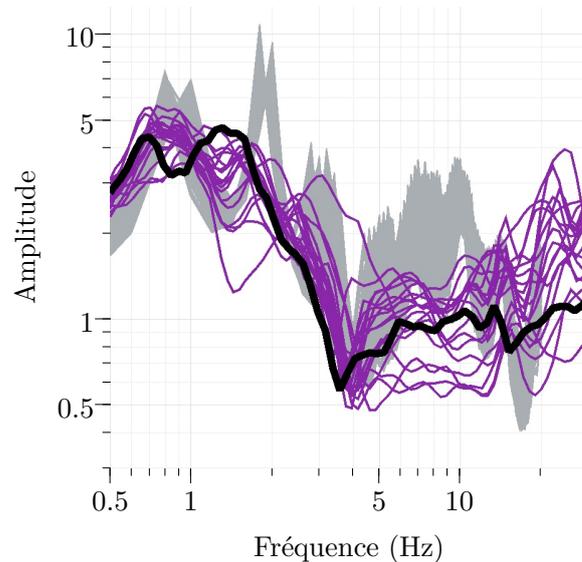


FIGURE 2.21 – Site D : positionnement des fonctions de transfert 1D associées aux profils de vitesse inversés au niveau du terrain naturel grâce aux mesures en réseau (voir figure 2.18) aux courbes H/V obtenues en chaque point des réseaux et à la courbe H/V de référence au niveau de la section principale d'étude.

(en noir sur les figures 2.18 et 2.22) sur la fonction de transfert 1D. Lorsque l'épaisseur de cette couche (pouvant être assimilée à la présence de la digue en 1D) augmente, l'amplitude du second pic décroît. La présence d'une couche raide en surface conduit par ailleurs à supprimer le pic d'amplitude quasi-infinie autour de 2 Hz sur la courbe d'ellipticité des ondes de Rayleigh (voir figure 2.22(b)). La digue a donc ici un effet sur les courbes H/V qui ne correspond pas à une amplification à certaines fréquences comme pour les sites A et C mais une atténuation. Ce phénomène s'explique par la particularité de la présence d'une digue raide et compactée reposant sur un sol beaucoup plus mou. Il n'est pas associé à un effet de polarisation du champ d'onde, comme l'illustre la figure A.27, donc n'est *a priori* peu ou pas lié à un effet topographique. Cette remarque justifie l'utilisation de la théorie 1D pour expliquer les observations à l'aide de profils synthétiques.

2.7.4 Conclusions sur ce site

Le site D permet de considérer le cas d'une digue plus raide que le terrain naturel sur-lequel elle est fondée. Il s'agit d'une situation pouvant fréquemment être rencontrée, les ouvrages étant généralement compactés lors de leurs constructions. La présence d'une

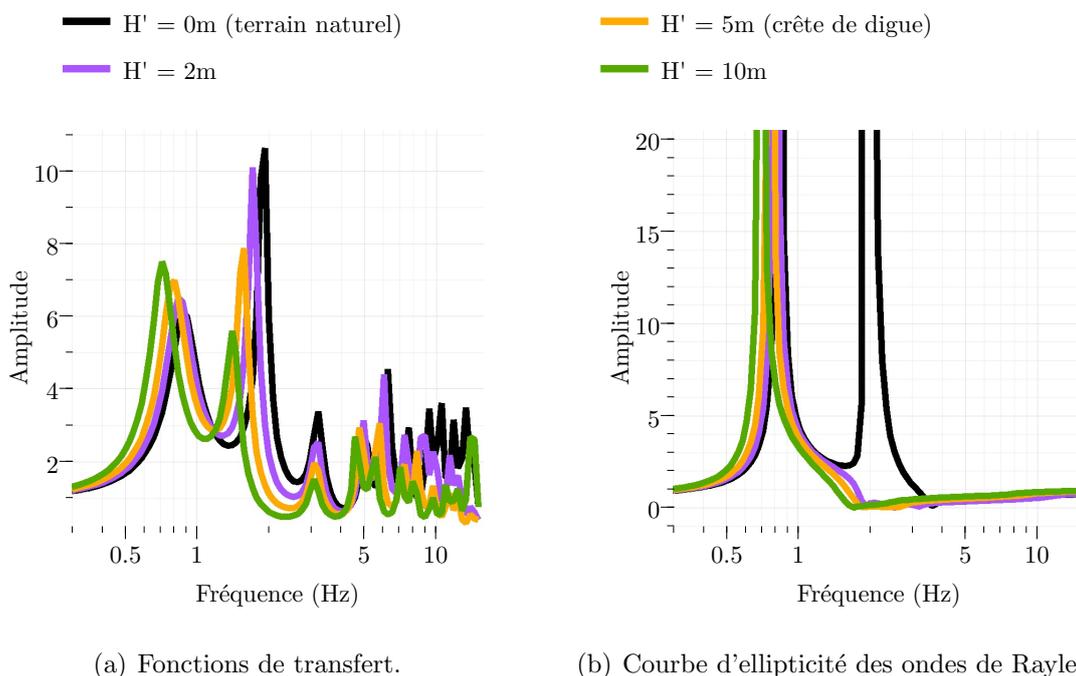


FIGURE 2.22 – Site D : illustration de l'effet de la présence d'une couche raide en surface du terrain naturel sur (a) la fonction de transfert 1D et (b) la courbe d'ellipticité des ondes de Rayleigh.

couche à moindre vitesse sous l'ouvrage rend difficile l'obtention du profil de vitesse des ondes de cisaillement. Seules les acquisitions des vibrations ambiantes en réseau, donnant accès à la courbe de dispersion à suffisamment basses fréquences, permettent de retrouver la vitesse des ondes de cisaillement dans la tourbe et d'expliquer l'ensemble de la courbe H/V mesurée. Elles permettent par ailleurs d'obtenir la valeur de $V_{S_{30}}$ contrairement aux autres dispositifs (sismique active). Une limite supplémentaire des méthodes invasives est mise en évidence : celles-ci ne peuvent être employées lorsque le sol présente des propriétés mécaniques trop faibles avec une nappe sous pression. Par ailleurs, même si un essai crosshole ou downhole avait pu être réalisé, il n'aurait permis d'expliquer l'ensemble de la courbe H/V dont le pic à basse fréquence lié à la présence d'un contraste à grande profondeur – profondeur hors de portée des budgets disponibles pour les mesures.

Concernant plus particulièrement les courbes H/V mesurées, celles-ci sont globalement similaires en crête de digue et au niveau du terrain naturel. Néanmoins, la présence de la digue raide a tendance à atténuer l'amplitude du second pic d'amplification, lié à la présence des limons et de la tourbe. Il est intéressant de remarquer que cet effet d'atténuation est cohérent avec les fonctions de transfert 1D des ondes SH associées aux profils de vitesse des ondes S en crête et au niveau du terrain naturel.

2.8 Digue E

2.8.1 Principales données disponibles

La figure 2.23 montre la coupe-type de la section étudiée. Cet ouvrage présente la particularité d'être construit sur des limons en place de très faible densité, repérés sur une épaisseur comprise entre 5 m et 9 m suivant les données de sondage disponibles à proximité du site. La densité sèche obtenue sur la moitié des échantillons prélevés avant la construction est inférieure à 1.36. Sous les limons se trouve une couche de sables et de graviers, dont l'épaisseur est comprise entre 10 m et 20 m. Enfin, le substratum sismique est constitué d'une marne pliocène. La base de la digue (référéncée par rapport au fond du contre-canal) est fondée sur la couche de sables et graviers. La partie inférieure du corps de digue correspond ainsi aux limons en place. La partie supérieure est constituée de limons rapportés provenant directement des déblais. Lors de la construction, ceux-ci sont appliqués par couches de 30 cm et compactés par le passage des engins pour atteindre 90% de l'optimum Proctor normal. Un sondage au pénétromètre statique a été réalisé depuis la crête de digue sur une profondeur de 7 m, l'évolution de la résistance de pointe obtenue est présentée sur la figure A.35 en annexe A.5.1. Celle-ci décroît globalement avec la profondeur dans le corps de digue. Elle est inférieure à 5 MPa entre 6 m et 7 m de profondeur sous la crête.

La hauteur totale du corps de digue (entre la crête et le fond du contre-canal) est d'environ 10 m. La hauteur du terrain rapporté est cependant de 5 m seulement. La différence d'élévation entre la crête de l'ouvrage et la surface du terrain naturel (derrière le contre-canal) est de 5 m environ. Enfin, le fruit moyen des pentes amont et aval est de 3.

Concernant plus particulièrement les données géophysiques, une importante campagne de mesures MASW et H/V a été réalisée depuis la crête de digue. Les résultats obtenus, et notamment la vitesse des ondes de cisaillement obtenue est présentée sur la figure A.36 en annexe. Sur cette figure, une flèche matérialise plus particulièrement la section étudiée dans le cadre de cette thèse. La profondeur est repérée depuis la crête de l'ouvrage. Une vitesse de l'ordre de 250 m/s à 300 m/s est mesurée dans la digue, avec une couche plus faible au cœur de l'ouvrage où la vitesse est de l'ordre de 200 m/s. Un interface est identifiée vers une quinzaine de mètres de profondeur, correspondant vraisemblablement au toit des graviers.

2.8.2 Dispositifs mis en place

La figure 2.24 schématise la localisation des mesures effectuées. Comme pour le site D, la présence d'un contre canal ne permet pas la réalisation d'un profil de sismique active transversal à l'axe de la digue. Ainsi, les mesures de sismique actives sont mises en place le long de trois profils longitudinaux : en crête, sur la risberme amont et au niveau du terrain naturel derrière le contre-canal. Les mesures ponctuelles de vibrations ambiantes sont effectuées le long du profil transversal à l'axe de l'ouvrage entre la crête de digue

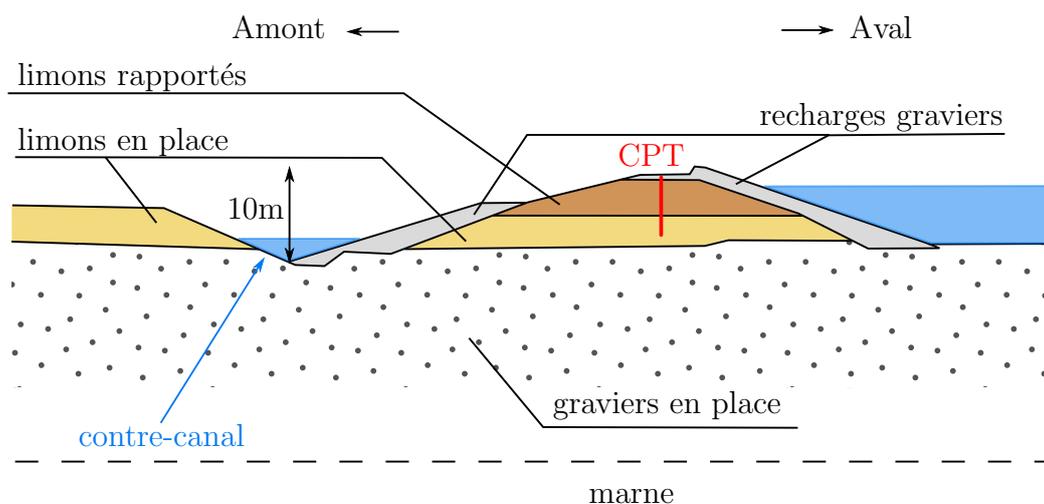


FIGURE 2.23 – Site E : synthèses des principales données géotechniques.

et le terrain naturel. Elles sont représentées par les ronds de couleur sur la figure 2.24. Enfin, des essais de crosshole et downhole ont été réalisés depuis la crête de digue jusqu'à 27 m de profondeur sous la crête. Les sondages destructifs ont été prolongés jusqu'au toit des marnes localisé à 31 m sous la crête de l'ouvrage.

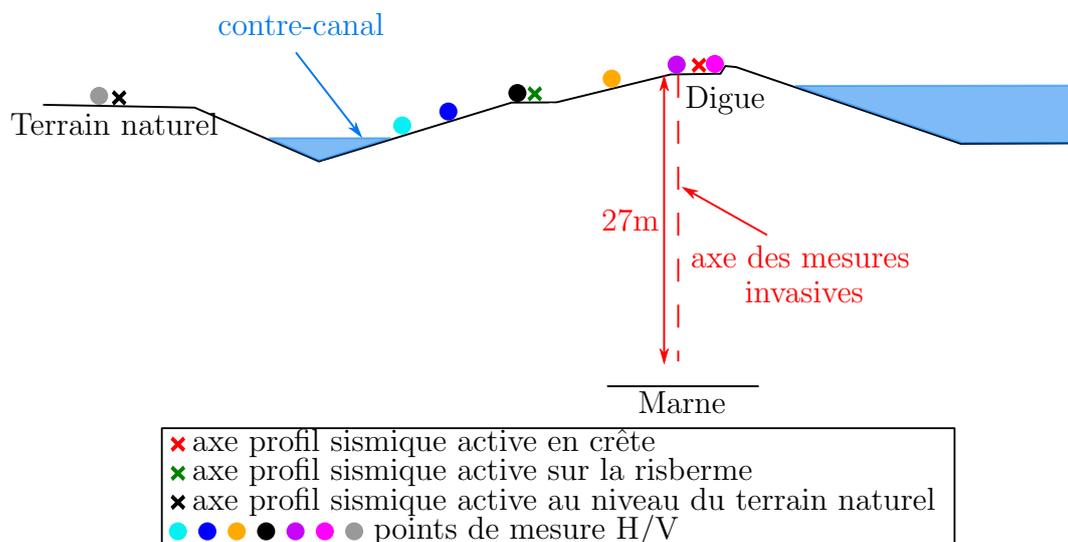


FIGURE 2.24 – Site E : localisation des mesures réalisées.

2.8.3 Synthèse des résultats obtenus

Situation générale Les différentes mesures réalisées, combinées aux données géotechniques, permettent de déduire les valeurs de vitesse des ondes de cisaillement présentées sur la figure 2.25. Sous la crête de la digue, une vitesse de l'ordre de 275 m/s est obtenue

Utilisation des méthodes géophysiques pour obtenir les caractéristiques d'un site de digue

Profil	Type de mesure	Linéaire en surface	Nombre de géophones	Espacement entre les géophones
Longitudinal - crête	Tomographie sismique (P et S) MASW (Love et Rayleigh)	57.5 m	24	2.5 m
Longitudinal - risberme	Tomographie sismique (P et S) MASW (Love et Rayleigh)	57.5 m	24	2.5 m
Longitudinal - terrain naturel	Tomographie sismique (P et S) MASW (Love et Rayleigh)	57.5 m	24	2.5 m

TABLE 2.5 – Sites E : caractéristiques des profils de mesure par sismique active (tomographie sismique et/ou MASW).

dans la partie supérieure (sables limoneux compactés) puis une couche associée à des propriétés mécaniques plus faibles est décelée par les mesures invasives (vitesse des ondes de cisaillement de l'ordre de 150 m/s. Une couche plus raide (sable graveleux) est identifiée à 12 m de profondeur sous la crête de digue. La vitesse des ondes de cisaillement dans cette couche varie avec les dispositifs de mesure, selon le MASW et le downhole elle est supérieure à 300 m/s. La vitesse des ondes de cisaillement dans les graves rapportés au niveau de la risberme aval est de l'ordre de 300 m/s. Au niveau du terrain naturel, les vitesses mesurées sont de 200 m/s sur les premiers mètres de sol puis atteignent 300 m/s vers 7 m de profondeur. Selon les données du sondage destructif réalisé depuis la crête de digue, le toit des marnes se situe à 29 m sous la crête. Le downhole estime que la vitesse y est de 615 m/s.

Vitesse des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel Les vitesses des ondes S obtenues au niveau du terrain naturel en MASW et sismique réfraction sont fournies sur la figure 2.26. Globalement sur ce site, les premières arrivées des ondes S sont très difficiles à repérer car les signaux sont bruités. La sismique réfraction permet tout de même de déduire une vitesse de l'ordre de 230 m/s sur les premiers mètres de sol. Celles-ci est relativement proche de la valeur obtenue par analyse de la propagation des ondes de surface de Love et de Rayleigh (210 m/s). Une seconde couche est identifiée à partir de 7 m de profondeur présentant une vitesse des ondes de cisaillement de 300

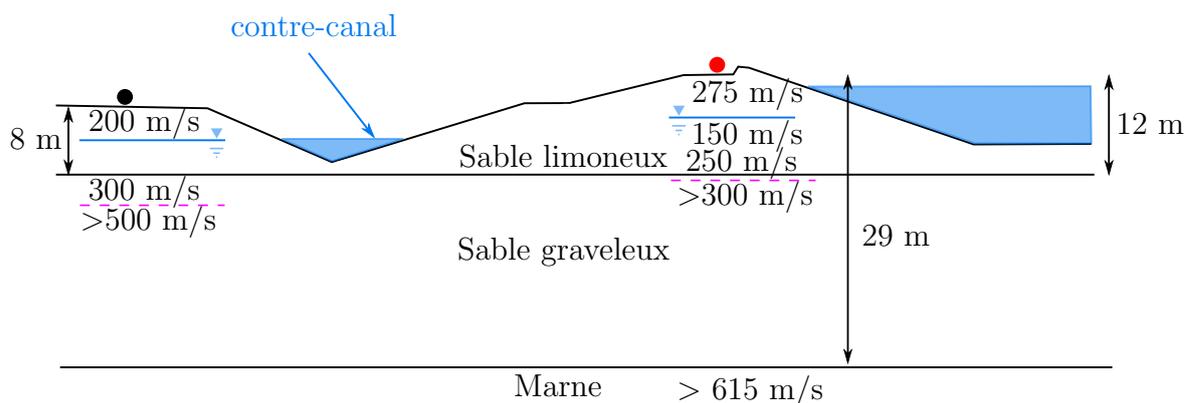


FIGURE 2.25 – Site E : synthèse des vitesses des ondes de cisaillement déduites des différentes mesures. Le trait - - - matérialise les limites de pénétrations (maximales) théoriques des méthodes de sismiques actives non-invasives (MASW et réfraction).

m/s. Enfin, un contraste est identifié vers 12 m - 14 m de profondeur, correspondant à la limite de pénétration de la méthode.

Vitesse des ondes de cisaillement sous l'axe de la digue Les profils de vitesse des ondes de cisaillement obtenus à l'aide des différents dispositifs de mesure sont fournis sur la figure 2.27. De la même manière qu'au niveau du terrain naturel, les premières arrivées des ondes S sont très difficiles à repérer (rafales de vent importantes lors des mesures) d'où la faible limite de pénétration de la méthode. Globalement, la méthode MASW fournit le même ordre de grandeur de vitesses que les méthodes invasives entre 2 m et 10 m de profondeur. Cependant, elle ne permet pas de détecter la couche à moindre vitesse (vitesse des ondes de cisaillement de 150 m/s environ) présente sur une épaisseur de 2 m à 3 m selon les résultats du crosshole et du downhole.

Seuls le MASW et le downhole permettent d'identifier un contraste vers 12 m de profondeur - cohérent avec les données géotechniques et géophysiques disponibles. Ce contraste correspond à la limite de la pénétration de la méthode MASW. Il est intéressant de remarquer que ce contraste n'est pas du tout repéré par l'essai crosshole - traditionnellement considéré comme la mesure la plus fiable. Par ailleurs, entre 10 m et 30 m de profondeur, les vitesses obtenues par crosshole et downhole sont éloignées pratiquement d'un facteur deux.

Courbes H/V La courbe H/V obtenue en crête est comparée à la courbe H/V au niveau du terrain naturel sur la figure 2.28(a). Sur les deux courbes, un pic est observé aux alentours de 4 Hz dont l'amplitude est très importante en crête (égale à 11) et légèrement inférieure au niveau du terrain naturel (de l'ordre de 8).

Les profils de vitesse des ondes S obtenus à l'aide des différents dispositifs de mesure en crête peinent à expliquer les courbes H/V obtenues, et notamment l'amplitude im-

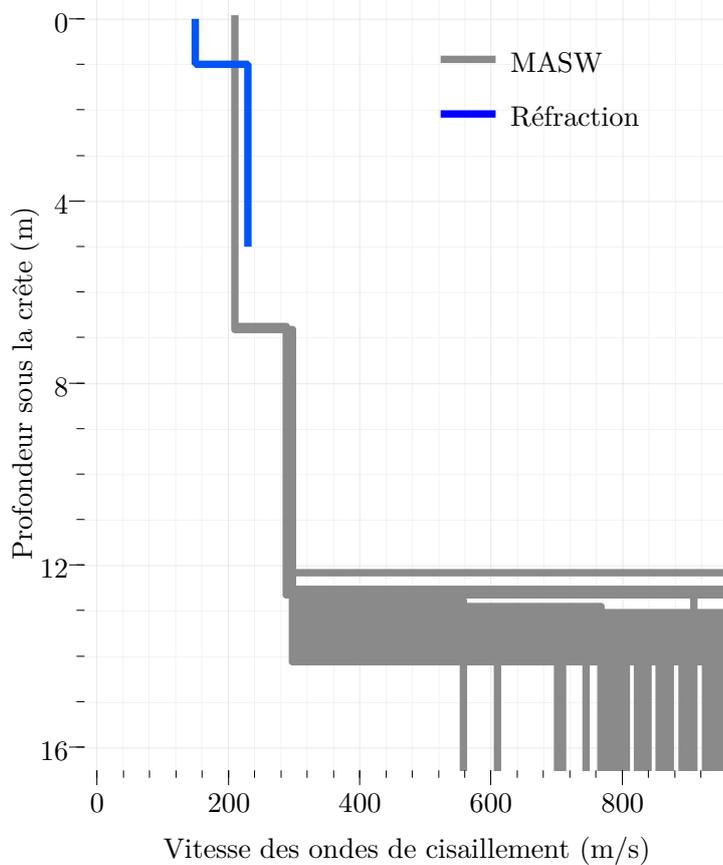


FIGURE 2.26 – Site E : vitesse des ondes de cisaillement depuis le terrain naturel.

portante à 4 Hz. La figure 2.29 montre en effet les fonctions de transfert des ondes SH correspondants au profils présentés sur la figure 2.27. La fonction de transfert SH issue du profil de vitesse obtenu par essai crosshole, ne présentant aucune amplification vers 4 Hz, est particulièrement éloignée de la courbe H/V. Il est nécessaire de considérer une vitesse des ondes de cisaillement relativement élevée dans la couche de sables graveleux pour disposer du contraste nécessaire à la génération d'un pic à une fréquence de 4 Hz.

2.8.4 Conclusions sur ce site

Sur ce site, les méthodes invasives se révèlent peu fiables au-delà de la profondeur de 12 m environ - profondeur à partir de laquelle le crosshole et le downhole fournissent des vitesses des ondes de cisaillement en moyenne éloignées d'un facteur deux.

Les différentes méthodes d'estimation des ondes S peinent à expliquer l'amplitude très forte (amplitude de 10 en crête et de 8 au niveau du terrain naturel) du pic H/V observé 4 Hz.

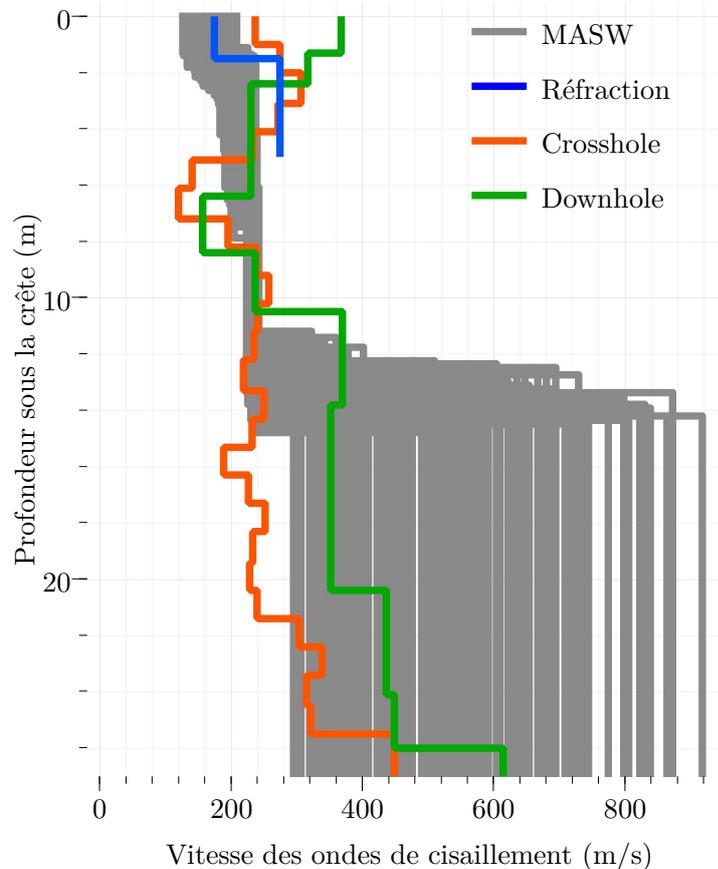


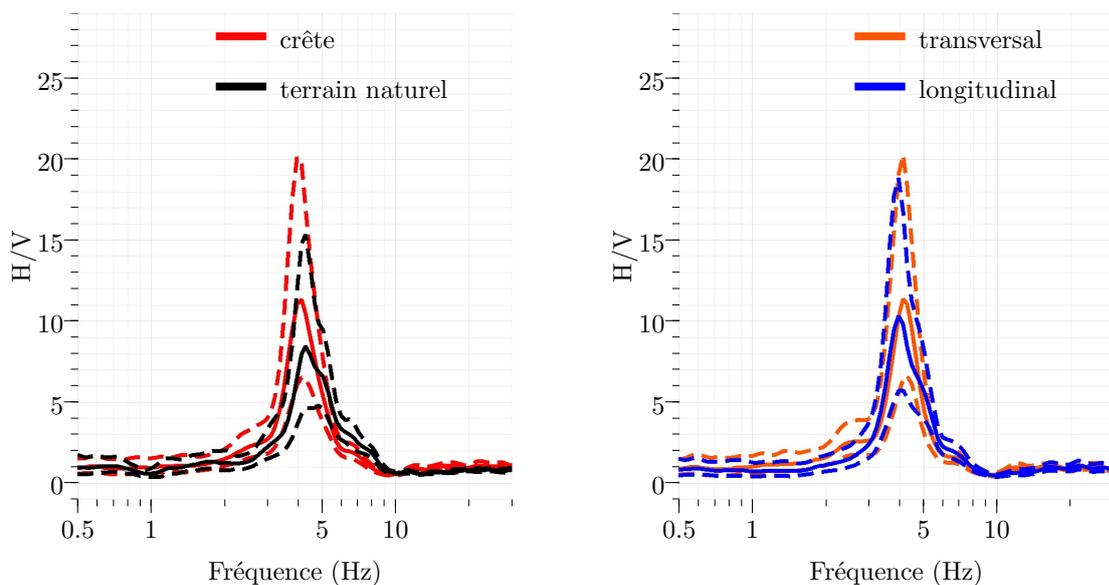
FIGURE 2.27 – Site E : vitesse des ondes de cisaillement depuis la crête de digue.

Alors que ces méthodes donnent accès à une valeur de la vitesse des ondes de cisaillement jusqu'à 30 m sous la crête de digue (contrairement à la méthode MASW limitée à une douzaine de mètres), elles ne permettent pas de justifier de manière entièrement satisfaisante la courbe H/V obtenue. Comme pour les autres sites, les méthodes MASW et de sismique réfraction ne permettent pas de conclure quant à la valeur de V_{S30} .

Les courbes H/V sont très similaires en crête et au niveau du terrain naturel avec la présence d'un pic marqué à une fréquence proche de 4 Hz. La digue étant relativement « plate » (fruit moyen égal à 3) avec un profil d'évolution de la vitesse des ondes de cisaillement similaire à celui observé au niveau du terrain naturel, il n'est pas surprenant d'observer peu de différences entre les courbes.

2.9 Synthèse

L'étude de quatre sites de digue à l'aide de diverses méthodes géophysiques conduit à l'identification des paramètres pertinents facilement mesurables sur le terrain.



(a) Courbes H/V en crête et au niveau du terrain naturel. — : courbe moyenne et - - : courbe multipliée ou divisée par l'écart-type logarithmique.

(b) Polarisation des vibrations ambiantes en crête de digue. — : rapport moyen entre la composante horizontale et la composante verticale et - - : écart-type sur ce rapport.

FIGURE 2.28 – Site E : (a) comparaison des courbes H/V en crête et au niveau du terrain naturel et (b) polarisation de la courbe H/V en crête.

2.9.1 Fréquence fondamentale de résonance au niveau du terrain naturel

La fréquence fondamentale de résonance est un paramètre pertinent pour évaluer les effets de site, en particulier lorsqu'elle est combinée à une information sur la vitesse des ondes de cisaillement (V_{S30} notamment) (Bard, 1999a; Cadet *et al.*, 2012). Sur la majorité des sites étudiés, la fréquence de résonance au niveau du terrain naturel a pu être estimée à l'aide d'une simple acquisition ponctuelle des vibrations ambiantes, contrairement à la profondeur du substratum généralement plus délicate à obtenir.

Comme indiqué dans la partie 1.4.2.2, sous certaines conditions, la courbe H/V mesurée présente un pic dont la fréquence correspond à la fréquence fondamentale de résonance du site. Dans certains cas néanmoins (exemple du site C dans cette étude), la courbe H/V est « plate » ou présente uniquement un pic à haute-fréquence : le contraste d'impédance au niveau de l'interface avec le rocher doit être suffisamment élevé pour qu'un pic clair soit observé.

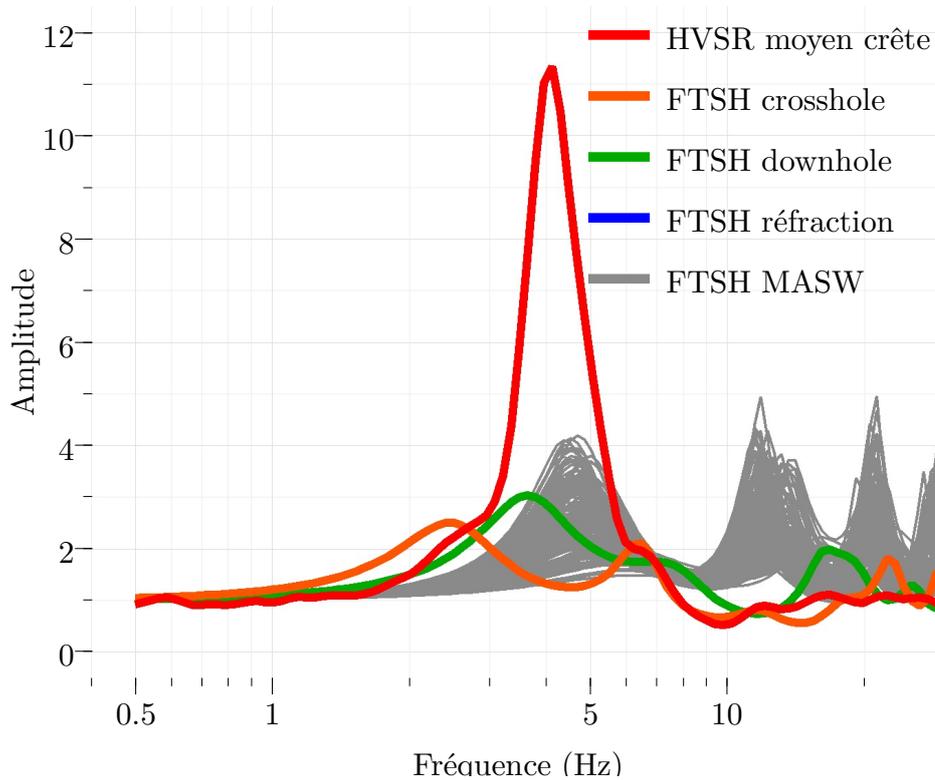


FIGURE 2.29 – Site E : comparaison de la courbe H/V en crête de digue aux fonctions de transfert associées aux profils 1D des ondes S présentées sur la figure 2.27.

2.9.2 Vitesse des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel

La valeur de $V_{S_{30}}$ est d'une utilité notable dans l'estimation des effets de site - sous réserve d'être combinée à une information sur la profondeur de la couche sédimentaire comme la fréquence fondamentale de résonance. Il s'agit par ailleurs d'un paramètre utilisé dans la réglementation Eurocode 8 (2004). Les mesures effectuées sur les différents sites de digue montrent cependant qu'elle peut être difficile à obtenir. En particulier, une simple acquisition en MASW, avec des frappes à la masse, ne permet pas de garantir l'obtention de sa valeur, des mesures de bruit de fond en réseau se révélant alors plus adaptées. Ces dernières sont néanmoins plus coûteuses.

D'autres paramètres permettant de caractériser la rigidité du sol au niveau du terrain naturel peuvent être envisagés, en particulier la vitesse moyenne des ondes de cisaillement sur les dix premiers mètres de sol $V_{s_{10}}$ (Cadet *et al.*, 2012; Gallipoli et Mucciarelli, 2009) ou la vitesse minimale des ondes de cisaillement. Sur les sites étudiés, ces paramètres sont obtenus par une analyse de la propagation des ondes de surface (MASW) ou par sismique réfraction aller-retour au niveau du terrain naturel. Il serait alors pertinent que les méthodes simplifiées fassent appel à ces paramètres, plus facilement mesurables.

2.9.3 Comparaison de la courbe H/V en crête et au niveau du terrain naturel

Cette étude, sur seulement quatre ouvrages, n'est pas assez complète pour pouvoir conclure quant à l'interprétation de la courbe H/V mesurée en crête d'ouvrage. En l'état actuel des connaissances, une simple mesure ponctuelle des vibrations ambiantes en crête et en pied de digue ne permet généralement pas de déterminer suffisamment d'éléments pour pouvoir estimer la réponse dynamique de la digue. Cependant, l'acquisition ponctuelle des vibrations ambiantes en crête de digue garde son intérêt pour plusieurs raisons :

- il s'agit d'une mesure très simple et rapide d'exécution, d'autant plus si elle est déjà mise en place au niveau du terrain naturel (selon les recommandations présentées dans le paragraphe 2.9.1) ;
- elle peut aider à la validation du profil de vitesse des ondes de cisaillement sous l'axe de l'ouvrage et de manière générale à mieux comprendre le site étudié ;
- la comparaison des courbes H/V obtenues en crête et au niveau du terrain naturel peut être une indication de la complexité du site et de sa sensibilité aux effets topographiques (cas du site C dans cette étude), la polarisation des vibrations ambiantes semblent par ailleurs être corrélée à un effet topographique.

Finalement, la réalisation systématique de cette mesure en crête d'ouvrage, combinée à la mesure au niveau du terrain naturel, permettrait d'alimenter une base de données plus complète s'avérant utile à une meilleure compréhension et interprétation des résultats qu'elle fournit.

2.9.4 Vitesse des ondes de cisaillement dans le corps de l'ouvrage

La rigidité de l'ouvrage est l'un des paramètres clés guidant sa réponse dynamique. Les méthodes les plus simples permettant d'obtenir la vitesse des ondes de cisaillement dans l'ouvrage sont la sismique réfraction aller-retour et l'analyse de la propagation des ondes de surface (MASW) le long d'un profil situé en crête de la digue. Dans la majorité des cas, celles-ci fournissent une évolution cohérente de vitesse des ondes de cisaillement avec la profondeur. Cependant quelques limitations à ces approches peuvent être mentionnées :

- la sismique réfraction n'est jamais adaptée lorsqu'une couche à moindre vitesse est présente et l'analyse en MASW peut être difficile à interpréter (exemple du site D où la mesure en MASW ne permet pas d'obtenir la vitesse dans la tourbe) ;
- les structures des digues sont propices à la propagation des ondes de surface (notamment des ondes de Rayleigh) selon les modes supérieurs (Cornou *et al.*, 2009) rendant parfois complexe l'inversion des courbes de dispersion mesurées en MASW ;

- elles ne permettent pas d'obtenir la vitesse des ondes de cisaillement dans l'ensemble du corps de digue si celle-ci est très haute (hauteur supérieure à une quinzaine de mètres).

Il est ainsi recommandé de se baser sur les données géotechniques disponibles et de combiner différentes techniques de mesure et d'interprétation pour s'assurer d'un minimum de confiance dans les résultats obtenus. En particulier, l'analyse de la propagation des ondes de surface peut compléter l'interprétation en sismique réfraction aller-retour, cette dernière pouvant être effectuée à partir du même dispositif de mesures. Par ailleurs, l'inversion conjointe des courbes de dispersion des ondes de Love et des ondes de Rayleigh peut permettre de repérer les modes supérieurs (Cornou *et al.*, 2009).

Par l'intermédiaire de l'étude de quatre digues réelles, ce chapitre permet d'identifier les caractéristiques les plus facilement mesurables, conditionnant la réponse dynamique des ouvrages. En particulier, il serait opportun que la méthode simplifiée développée fasse appel à la valeur de $V_{S_{10}}$ ou à la vitesse minimale du sol de fondation (plutôt qu'à la valeur de $V_{S_{30}}$ notamment). La fréquence fondamentale de résonance du terrain naturel est une autre propriété du site facilement accessible. Pour caractériser facilement la réponse dynamique de la digue, les « espoirs » se sont tournés au début de cette étude sur l'estimation de sa fréquence fondamentale de résonance, via une mesure H/V en crête. Cette grandeur s'est finalement avérée difficile à estimer, et il semble préférable de considérer plutôt la vitesse des ondes de cisaillement dans l'ouvrage. Le programme de mesures minimal recommandé pour estimer ces paramètres et caractériser un site comprend ainsi :

- une mesure H/V en crête et pied d'ouvrage ;
- un profil de mesures MASW en ondes de Love et Rayleigh (complété d'une analyse en sismique réfraction aller-retour) en crête et pied d'ouvrage.

Les données géotechniques disponibles sur les sites peuvent par ailleurs permettre de valider les résultats fournis par les méthodes géophysiques.

Le chapitre suivant permet d'étudier numériquement la réponse dynamique de plusieurs digues. Les résultats obtenus permettront notamment d'apporter un « éclairage » sur le rôle de la fréquence de résonance de la digue, et sur les résultats fournis par la méthode H/V sur les sites réels étudiés.

Chapitre 3

Etude paramétrique de la réponse dynamique d'une digue

Introduction

Le chapitre précédent a permis de se familiariser avec les propriétés des digues et d'identifier les paramètres les plus facilement mesurables, devant être utilisés prioritairement comme paramètres d'entrée de la nouvelle méthode simplifiée développée. Le second fondement de la méthode que cette thèse vise à élaborer, est d'offrir une prédiction fiable de la sollicitation maximale d'une digue sous chargement sismique. L'analyse des méthodes simplifiées existantes présentée dans le chapitre 1 (section 1.5) a en effet mis en évidence de nombreuses hypothèses simplificatrices et situations inadaptées au contexte des digues. Il s'agit ici d'étudier numériquement la réponse dynamique de digues plus représentatives, en prenant notamment en compte l'interaction entre la digue et le sol sur lequel elle repose, ainsi que des géométries plus réalistes. Les calculs doivent permettre d'estimer deux grandeurs, permettant de caractériser le mouvement de la digue sous chargement sismique : l'accélération maximale en crête et l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement. L'analyse des accélérations obtenues pour différentes configurations de digues doit permettre :

- d'identifier les principaux phénomènes de propagation des ondes sismiques au sein d'une digue ;
- de repérer les paramètres des modèles conditionnant les valeurs d'accélérations maximales en crête et d'un bloc potentiel de glissement en vue du développement d'une nouvelle méthode simplifiée ;
- de créer une banque de données numériques pour le développement, par la suite (chapitre 4), d'une nouvelle méthode simplifiée de prédiction de la sollicitation maximale d'une digue.

La principale difficulté dans la mise en place de cette étude paramétrique consiste à choisir les modèles et les paramètres adaptés permettant à la fois de saisir et prendre en compte les phénomènes physiques essentiels déterminant le mouvement sismique de la digue tout

en restant suffisamment limités et simples de manière à pouvoir en déduire des relations adaptées à une application en ingénierie. La partie 3.1 présente la démarche suivie pour la préparation de l'étude, étape essentielle pour garantir sa pertinence. Les parties suivantes (sections 3.2 à 3.5) permettent de rentrer dans le détail de mise en place de l'étude paramétrique. Il s'agit notamment de détailler l'ensemble des paramètres retenus, les calculs réalisés et le post-traitement des données numériques. Enfin, les résultats obtenus (accélérations maximales en crête et de blocs potentiels de glissement) sont présentés et analysés dans la partie 3.6.

3.1 Préparation de l'étude paramétrique

Comme indiqué en introduction, cette étape de préparation, permettant de poser les bases de l'étude paramétrique, est essentielle. Elle s'appuie sur plusieurs éléments et en particulier sur la réalisation d'une étude préliminaire, dont le détail est présenté en annexe B ainsi que dans l'article de conférence Durand *et al.* (2017). La mise en place de l'étude est par ailleurs fondée sur les limites des méthodes existantes identifiées dans le chapitre 1 ainsi que sur les caractéristiques observées sur des digues réelles dans le chapitre 2.

Ces éléments permettent de distinguer les phénomènes devant être pris en compte pour la mise en place de modèles représentatifs, des phénomènes pouvant être négligés dans l'objectif de développer une méthode simple. Les parties suivantes détaillent ainsi la justification des hypothèses retenues pour l'étude.

3.1.1 Prise en compte de l'interaction entre la digue et la vallée dans laquelle elle est construite

3.1.1.1 Modélisation du sol sous la digue

Comme l'illustre l'étude de digues réelles dans le chapitre 2, ces ouvrages sont fondés sur des sols présentant des caractéristiques variées - de la tourbe aux alluvions compactes - et sont ainsi plus ou moins sujets aux effets de site.

Un élément important mis en évidence dans l'analyse de l'état de l'art, est la nécessité d'améliorer la prise en compte actuelle des effets de site dans l'étude de la réponse dynamique des digues. En particulier, il apparaît nécessaire de considérer l'interaction entre l'ouvrage et le sol en place sur lequel il repose (voir partie 1.5.4 de l'analyse de l'état de l'art).

L'étude préliminaire réalisée a permis de confirmer l'effet significatif des caractéristiques du sol à la base de la digue. En effet, pour une même digue, les accélérations maximales calculées au sein de la digue, et en particulier en crête, varient remarquablement en fonction des propriétés de la couche de sol sous l'ouvrage. Ce phénomène est illustré sur la figure 3.1 extraite de l'étude préliminaire (pour plus de détails, le lecteur pourra se

référer à l'annexe B). Cette figure montre les accélérations maximales obtenues au sein de deux modèles représentant une même digue reposant sur deux couches de sol différentes. Dans le premier cas (figure 3.1(a)), la couche de sol est moins raide que la digue, tandis que dans le second cas (figure 3.1(b)), la couche de sol est plus raide que la digue. Il est possible de constater que l'accélération maximale en crête de digue varie (d'environ 20%) entre ces deux situations.

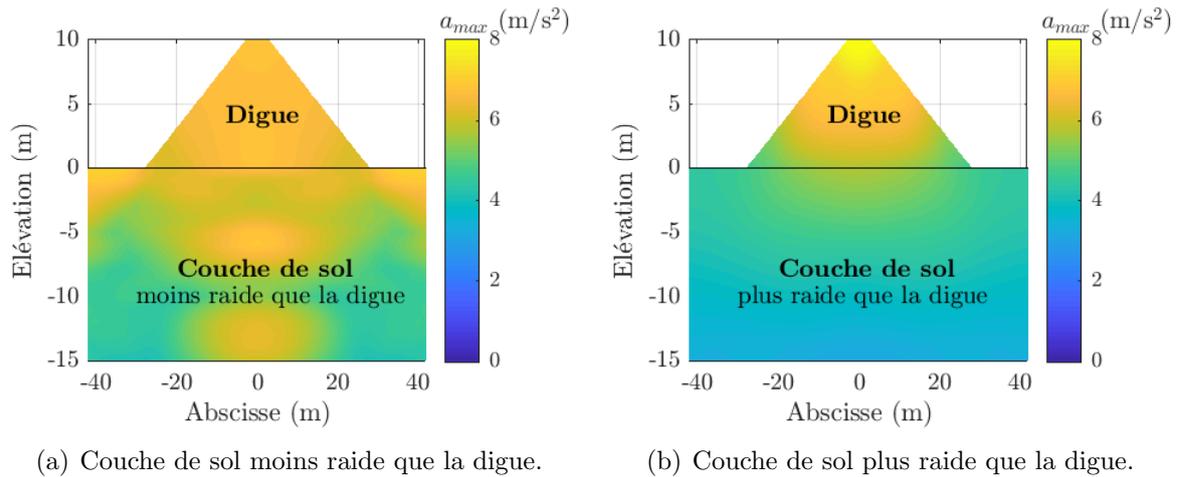


FIGURE 3.1 – Accélérations maximales obtenues lors de l'étude préliminaire pour une même digue, reposant soit (a) sur une couche de sol molle, soit (b) sur une couche de sol raide.

Ces éléments confirment la nécessité de prendre en compte la présence du sol en place, sur lequel repose la digue, dans les modélisations numériques.

3.1.1.2 Choix de modélisation de sol de fondation

Dès lors qu'il est décidé d'intégrer une modélisation du site dans les simulations numériques, il s'agit de savoir selon quelles hypothèses et quelle paramétrisation le représenter.

Caractéristiques géométriques Les ouvrages reposent généralement dans des vallées 2D ou des bassins sédimentaires complexes. Comme expliqué dans le chapitre 1 (section 1.3.1.1), des effets 2D ou 3D peuvent entraîner une aggravation du mouvement sismique (Stambouli *et al.*, 2018). **Dans cette étude paramétrique, l'intégration de ces effets de vallée et bassin n'est pas jugée prioritaire par rapport à la nécessité de saisir dans un premier temps l'impact de la présence d'une couche de sol horizontale en 1D.** C'est par ailleurs le parti pris par (Sarma, 1979). Le site sur lequel repose la digue est donc modélisé par une couche de sol horizontale. La sensibilité des résultats à des géométries de vallées plus complexes pourra être étudiée dans un second temps, ou au moyen de « facteurs d'aggravation » modifiant la réponse 1D du sol.

Paramétrisation Comme l'indiquent la section de l'état de l'art consacrée à la description des effets de site sédimentaires (partie 1.3.1.1) ainsi que les résultats de l'étude préliminaire B, plusieurs caractéristiques de la couche de sol peuvent influencer sa réponse dynamique dans le domaine linéaire et en particulier :

- la vitesse des ondes de cisaillement (souvent résumée par la valeur de $V_{S_{30}}$) ;
- l'épaisseur de sédiments (ou la fréquence fondamentale de résonance f_0).

Il s'agit donc de paramètres à considérer dans le cadre de cette étude numérique. **Diverses propriétés mécaniques (caractérisées par la valeur de $V_{S_{30}}$) et épaisseurs de couches sont ainsi considérées.**

Caractéristiques mécaniques et effet du confinement Il ne semble pas raisonnable de considérer, comme le fait Sarma (1979), une couche de sol homogène. En effet, celle-ci apparaît inadaptée à la considération de couches de sol épaisses, pour lesquelles l'effet du confinement entraîne une augmentation de la rigidité des matériaux avec la profondeur. Cet effet est donc intégré aux modèles numériques étudiés. Par ailleurs, la présence de la digue peut de la même manière modifier les propriétés du sol en place, sous l'effet du confinement additionnel qu'elle apporte.

3.1.2 Choix de modélisation de la digue

Caractéristiques géométriques Certaines hypothèses utilisées dans la majorité des méthodes simplifiées sont considérées comme satisfaisantes et sont conservées de manière à ne pas développer des modèles trop complexes. En particulier, les digues étant essentiellement des ouvrages linéaires, ne présentant pas de variations significatives dans la direction longitudinale, celles-ci sont approximées par une **section en deux dimensions**. Il s'agit d'une hypothèse courante, considérée par de nombreux auteurs dans l'étude des barrages (Makdisi et Seed, 1978; Sarma, 1979; Papadimitriou *et al.*, 2014).

Plus particulièrement, la digue est modélisée par une **section trapézoïdale et symétrique**. Plusieurs méthodes simplifiées sont basées sur l'hypothèse d'une section triangulaire, comme la méthode de Sarma (1979). Cependant, Ambraseys (1960) montre la nécessité de prendre en compte une largeur en crête non nulle, celle-ci pouvant impacter le mouvement sismique si elle correspond à une largeur d'au moins 10% de la largeur à la base de l'ouvrage (ce qui est fréquemment le cas pour les digues).

Concernant l'hypothèse de symétrie, il s'agit d'une approximation visant à simplifier les modèles. En effet, comme en témoignent les quelques sections de digues réelles étudiées dans le chapitre 2, celles-ci sont rarement symétriques. Dans l'optique de développer une approche simplifiée, la considération d'ouvrages totalement dissymétrique (hauteur et pentes différentes en amont et en aval) se révèle cependant trop complexe. De Martin (2012) offre quelques pistes pour évaluer la sensibilité des résultats à la dissymétrie.

Enfin, selon (Papadimitriou *et al.*, 2014), la présence de bermes stabilisatrices et d'un réservoir à l'amont n'influence pas la réponse dynamique de l'ouvrage dans son ensemble

et notamment l'accélération maximale en crête contrairement aux propriétés élastiques de la fondation (voir partie 1.5.4.3).

Caractéristiques mécaniques Contrairement aux barrages, les digues ne sont généralement pas zonées, elles sont par ailleurs de suffisamment petite dimension pour considérer qu'il s'agit d'**ouvrages homogènes**, comme, entre autres auteurs, Makdisi et Seed (1978); Sarma (1979).

Paramétrisation Plusieurs caractéristiques des ouvrages peuvent influencer leur réponse dynamique. En particulier, la majorité des études simplifiées existantes font appel, *a minima*, à la vitesse des ondes de cisaillement dans l'ouvrage V_d et à sa hauteur H_d (Makdisi et Seed, 1978; Sarma, 1979). La hauteur est parfois remplacée par une estimation de la fréquence fondamentale de résonance l'ouvrage (Papadimitriou *et al.*, 2014).

Une autre grandeur pouvant être envisagée, selon les observations effectuées dans le cadre de l'étude des effets topographiques, est l'élancement de l'ouvrage H_d/L_b où L_b est la largeur à la base (Geli *et al.*, 1988). Cependant, selon les gestionnaires de digues consultés, les pentes des talus sont généralement adaptées à la hauteur de l'ouvrage de manière à garantir sa stabilité. L'élancement d'un ouvrage est donc directement lié à sa hauteur.

Dans le cadre de cette étude paramétrique, il s'agit donc de considérer diverses vitesses des ondes de cisaillement dans l'ouvrage, ainsi que plusieurs géométries d'ouvrage (caractérisées par la hauteur). Les paramètres choisis devront être représentatifs des ouvrages pouvant être rencontrés, notamment en France.

3.1.3 Prise en compte de la dissipation d'énergie au sein des modèles

L'une des principales limites identifiées dans la méthode proposée par Sarma (1979) est la prise en compte de la dissipation de l'énergie au sein des modèles (Durand *et al.*, 2017).

Tout d'abord, Sarma (1979) fait l'hypothèse de la rigidité du rocher sur lequel repose la couche de sol. Cette hypothèse conduit à la présence d'un contraste infini à la base de la couche de sol et à l'absence de radiation de l'énergie dans le rocher. Il s'agit donc d'une configuration « préjudiciable » pour l'estimation de la réponse dynamique de la digue, pouvant être surestimée. Dans cette étude, **le rocher, à la base de la couche de sol, est ainsi considéré élastique, avec une vitesse des ondes de cisaillement de 800 m/s** (il s'agit du rocher « réglementaire » correspondant, selon la réglementation Eurocode 8 (2004), à une classe de sol A).

Par ailleurs, Sarma (1979) considère que l'amortissement hystérétique est uniforme dans l'ensemble du modèle (digue et couche de sol). Un amortissement très fort (de 20%) est

par ailleurs utilisé pour le développement des abaques. Les résultats de l'étude préliminaire effectuée montrent que ces hypothèses ne sont pas réalistes, surtout pour des zones à sismicité modérée. En effet, alors que l'amortissement est relié à la déformation de cisaillement dans l'ensemble des lois de comportement non-linéaires (voir les courbes de dégradation présentées en annexe C), la déformation calculée au sein de différents modèles est loin d'être uniforme. Elle peut varier considérablement entre la digue et la couche de sol, comme l'illustre la figure 3.2 à partir d'une situation considérée dans l'étude préliminaire (pour plus d'information, se référer à l'annexe B présentant cette étude).

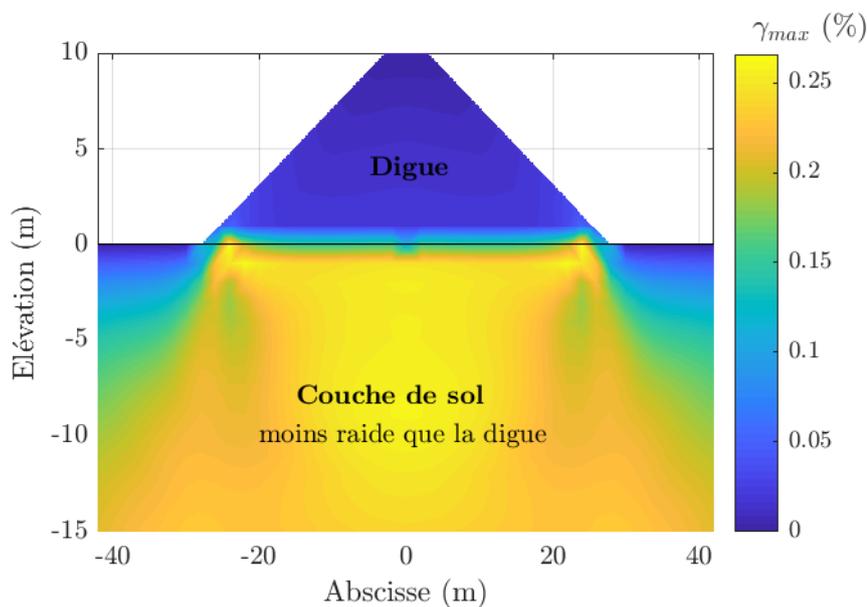


FIGURE 3.2 – Déformations maximales obtenues pour un modèle de l'étude préliminaire : illustration de la non-uniformité de la déformation, en particulier entre la digue et la couche de sol (accélération maximale au rocher affleurant égale à 3.6 m/s^2).

Une amélioration des hypothèses concernant l'augmentation de la dissipation d'énergie avec le niveau de déformation est essentielle. Cependant, modéliser numériquement le comportement non-linéaire du sol dans le cadre de cette étude paramétrique 2D serait trop coûteux et complexe. Par ailleurs, le benchmark PRENOLIN (PREdiction of NON-LINear soil response) a montré que la modélisation de comportements non-linéaires sur une colonne de sol 1D conduisait à une variabilité des résultats entre différents codes de calcul (Régner *et al.*, 2016). La solution retenue pour **estimer le niveau de déformation (et les paramètres équivalents - amortissement et module sécant - associés)** en chaque point des modèles consiste à effectuer une série de calculs en linéaire équivalent sur des colonnes de sol 1D ayant des propriétés mécaniques similaires à celles des modèles numériques 2D.

3.1.4 Choix de modélisation et de caractérisation de la sollicitation sismique

Caractérisation de la sollicitation Comme mentionné dans l'analyse de l'état de l'art (partie 1.2.1), pour des applications en ingénierie, la vérification sismique des ouvrages s'effectuent à partir de la réglementation (Eurocode 8, 2004) et notamment pour un spectre de réponse au rocher et un *PGA* donnés. Il semble donc adapté de prédire le mouvement sismique de la digue en fonction de cette même caractérisation. Par ailleurs, Papadimitriou *et al.* (2014) fait appel à un indicateur « non réglementaire » du mouvement sismique au rocher (la période prédominante d'excitation), ce qui rend la méthode inadaptée et complexe à utiliser. **Par soucis de simplicité et de facilité de mise en œuvre pratique, la forme spectrale réglementaire et le *PGA* sont considérés pour caractériser les signaux sismiques au sein de cette étude.** Néanmoins, la réponse dynamique de la digue peut *a priori* être sensible à d'autres indicateurs que le spectre de réponse (dont la période prédominante d'excitation comme le suggèrent (Finn et Reimer, 1970; Papadimitriou *et al.*, 2014)), comme ceux évoqués dans la partie 1.2.1.3. Il semble donc pertinent de **calculer la réponse dynamique du système étudié pour plusieurs signaux sismiques**, présentant des indicateurs de nocivité variables, pour un même spectre de réponse. Ce choix peut en effet permettre d'éviter d'introduire un biais en utilisant un seul signal particulièrement nocif (du fait par exemple de sa période prédominante de sollicitation).

Modélisation de la sollicitation sismique Le mouvement est imposé en profondeur sous la forme d'une onde plane à incidence verticale, dont la polarisation coïncide avec celle d'une onde SV. Cette hypothèse sous-entend que le séisme est lointain.

3.1.5 Grandeurs de sorties d'intérêt

Comme indiqué précédemment, **les calculs numériques réalisés visent à estimer l'accélération maximale en crête d'ouvrage ainsi que l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement.** La limitation des résultats à ces deux grandeurs se justifient par plusieurs éléments. Tout d'abord, la majorité des méthodes simplifiées existantes donnent accès à l'accélération maximale en crête et/ou d'un bloc potentiel de glissement (Makdisi et Seed, 1978; Sarma, 1979; Papadimitriou *et al.*, 2014). Cette dernière grandeur permet par ailleurs d'estimer les déplacements irréversibles par l'une des nombreuses formulations proposées dans la littérature, sur la base d'une analyse de type Newmark des déplacements engendrés (Sarma, 1975; Makdisi et Seed, 1978; Hynes-Griffin et Franklin, 1984; Ambraseys et Menu, 1988; Saygili et Rathje, 2008).

Cette partie vise à définir les hypothèses et choix généraux effectués dans

la mise en place de l'étude paramétrique. Ceux-ci conduisent, par rapport aux méthodes simplifiées existantes, principalement à :

- une meilleure prise en compte des effets de site en considérant, avec des hypothèses réalistes, la propagation des ondes sismiques dans le rocher élastique, la couche de sol « naturelle » et la digue ;
- une meilleure prise en compte de la dissipation d'énergie au sein des modèles ;
- l'utilisation de géométries adaptées à celles des digues et petits remblais – et non des grands barrages.

Les modèles restent néanmoins simples et associés à de certaines hypothèses bien identifiées en vue du développement d'une méthode simplifiée.

3.2 Situations considérées

Au total 540 modèles numériques sont réalisés regroupant différentes géométries, propriétés mécaniques et niveaux de sollicitation. La situation générale modélisée est synthétisée sur la figure 3.3. Sur ce schéma, figurent en bleu les paramètres des modèles :

- la hauteur de digue H_d ;
- l'épaisseur de la couche de sol H_c ;
- la vitesse des ondes de cisaillement dans la digue V_d ;
- le profil de vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol, caractérisé par la grandeur \widehat{V}_c ;
- le niveau de sollicitation caractérisé par le PGA au rocher affleurant, noté \widehat{PGA} .

L'ensemble de la paramétrisation est plus clairement spécifiée dans les parties 3.2.1 et 3.2.2.1. En guise de synthèse, les paramètres utilisés sont regroupés dans le tableau 3.1. L'étude permet de considérer 9 digues (3 géométries différentes associées à 3 valeurs de V_d), 15 couches de sol (5 épaisseurs et 3 valeurs de \widehat{V}_c) ainsi que 4 niveaux de sollicitation (4 valeurs de \widehat{PGA}).

3.2.1 Géométries

Comme justifié en introduction de cette étude, les digues sont modélisées en 2D, par leur section supposée trapézoïdale symétrique. Les grandeurs permettant de caractériser la géométrie de la digue sont :

- la hauteur H_d ;
- la largeur en crête L_c ;
- le fruit¹ des pentes fr (ou éventuellement la largeur à la base L_b).

1. Le fruit représente le rapport entre les variations horizontale et verticale, c'est la cotangente de l'angle formé entre le talus et l'horizontale.

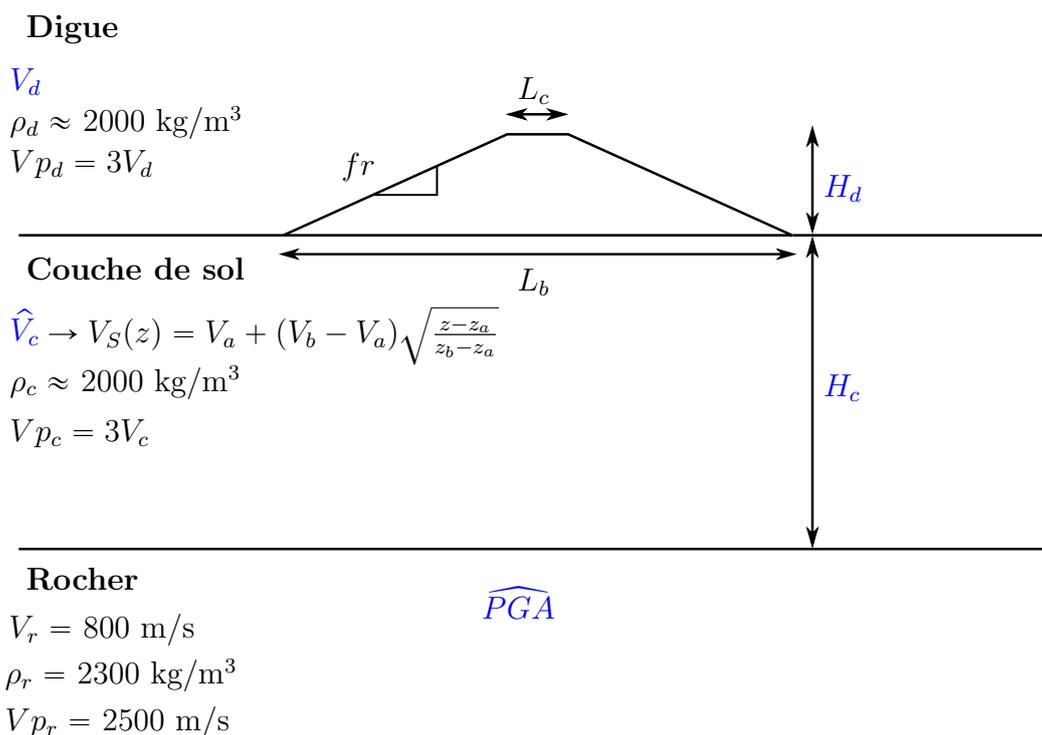


FIGURE 3.3 – Configurations de sites de digue modélisées et paramétrisation des modèles.

Géométries	$H_d(\text{m})/L_c(\text{m})/fr/L_b(\text{m})$	4/4/1.5/16 - 10/6/2.5/56 - 20/10/3/130
	$H_c(\text{m})$	3 - 10 - 30 - 100 - 300
Propriétés mécaniques	$V_d(\text{m/s})$	200 - 300 - 500
	Profil \widehat{V}_c (V_{S30} du profil cible)	125 - 250 - 500
Niveaux de sollicitation	$\widehat{PGA}(\text{g})$	0.01 - 0.1 - 0.3 - 0.5

TABLE 3.1 – Paramètres des modèles numériques.

Trois géométries de digues sont considérées, correspondant à des sections typiques de petite, moyenne et grande digues. Le fruit des pentes et la largeur en crête sont adaptés à la hauteur de la digue. En effet, pour assurer la stabilité des digues les plus hautes, celles-ci sont généralement construites avec des talus moins raides. Les ensembles de paramètres considérés pour chaque digue sont :

- $H_d = 4 \text{ m}$, $L_c = 4 \text{ m}$ et $fr = 1.5$ ($L_b = 16 \text{ m}$) ;

- $H_d = 10$ m, $L_c = 6$ m et $fr = 2.5$ ($L_b = 56$ m) ;
- $H_d = 20$ m, $L_c = 10$ m et $fr = 3$ ($L_b = 130$ m).

Pour intégrer la présence de la fondation aux modèles, celle-ci est représentée par une couche de sol horizontale (voir schéma figure 3.3). Le seul paramètre permettant de caractériser la géométrie de la couche de sol est son épaisseur H_c . Cinq épaisseurs sont considérées :

- $H_c = 3$ m ;
- $H_c = 10$ m ;
- $H_c = 30$ m ;
- $H_c = 100$ m ;
- $H_c = 300$ m.

Enfin, le substratum sismique est représenté par un milieu semi-infini élastique (non rigide) situé à la base de la couche de sol, comme illustré sur la figure 3.3.

3.2.2 Propriétés des matériaux

Les propriétés des matériaux sont définies en deux étapes. La première consiste à préciser les paramètres linéaires (à faibles déformations) pouvant typiquement être mesurées sur site, comme c'est le cas dans le chapitre 2. Ces propriétés doivent permettre de représenter la majorité des situations pouvant être rencontrées sur les ouvrages français. Elles sont choisies à l'aide du retour d'expérience des gestionnaires de digues ainsi que les données collectées dans le chapitre 2. La description des propriétés retenues pour cette étude est présentée dans la partie 3.2.2.1. Comme justifié en introduction, la dégradation des propriétés mécaniques pour des déformations de cisaillement moyennes et fortes des matériaux est prise en compte dans les modèles. Il s'agit de la deuxième étape, détaillée dans la section 3.2.2.2, permettant de définir les propriétés des matériaux « dégradées » dans les différents modèles.

3.2.2.1 Propriétés mécaniques dans le domaine linéaire

Les propriétés mécaniques des matériaux sont caractérisées par la vitesse des ondes de cisaillement, la vitesse des ondes de compression (ou le coefficient de Poisson) et la masse volumique.

Digue La digue est considérée homogène, sans variation latérale ou verticale des propriétés mécaniques. Trois vitesses des ondes de cisaillement sont définies dans la digue, correspondant à des matériaux mous, « normaux » et raides :

- $V_d = 200$ m/s ;

- $V_d = 300$ m/s ;
- $V_d = 500$ m/s.

La masse volumique des matériaux est de l'ordre de 2000 kg/m^3 mais est légèrement adaptée à la vitesse des ondes de cisaillement selon la relation : $\rho_d = 1880 + 0.4 V_d$. Elle prend ainsi les valeurs de 1960 kg/m^3 , 2000 kg/m^3 et 2080 kg/m^3 suivant le niveau de compaction de la digue, c'est-à-dire de rigidité. La vitesse des ondes de compression est donnée par $V_{Pd} = 3V_d$ (soit un coefficient de Poisson environ égal à 0.44).

Couche de sol La vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol est basée sur les trois gradients d'augmentation de la vitesse avec la profondeur présentés sur la figure 3.4. Ceux-ci décrivent l'augmentation de la vitesse avec la profondeur en champ libre, i.e. hors zone d'influence de la digue. Ils sont définis par la relation suivante, utilisée notamment par Stambouli *et al.* (2018) :

$$V_S(z) = V_a + (V_b - V_a) \sqrt{\frac{z - z_a}{z_b - z_a}} \quad (3.1)$$

où V_S désigne la vitesse des ondes de cisaillement à une profondeur z sous la surface de la couche de sol, V_a et V_b sont respectivement la vitesse des ondes de cisaillement au niveau des profondeurs z_a et z_b , avec $z_a = 0$ m et $z_b = -1000$ m. La vitesse à une profondeur de -1000 m est en réalité une valeur fictive supposant que le rocher n'est pas atteint avant.

Chaque profil de vitesse présenté sur la figure 3.4 est calé sur une valeur de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement sur les trente premiers mètres. Trois valeurs distinctes de $V_{S_{30}}$ sont ainsi considérées : 125 m/s, 250 m/s et 500 m/s. Les vitesses V_a et V_b sont choisies de manière à obtenir ces trois valeurs de vitesse moyenne des ondes de cisaillement sur les trente premiers mètres de couche de sol. Celles-ci sont synthétisées dans le tableau 3.2.

$V_{S_{30}}$ associée au gradient de vitesse (m/s)	125	250	500
V_a à $z_a = 0$ m de profondeur (m/s)	80	160	434
V_b à $z_b = -1000$ m de profondeur (m/s)	480	950	1000

TABLE 3.2 – Paramètres des différents profils de vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol.

L'effet du confinement supplémentaire apporté par la digue sur les propriétés de la couche de sol est pris en compte à partir de la solution proposée par (Flamant, 1892), généralement appelée solution *Flamant-Boussinesq*, décrite sur la figure 3.5. Sur cette figure :

- p représente le chargement linéaire imposé au sol. Dans le cas présent, il s'agit du poids linéaire de la digue ;
- B est la largeur sur laquelle le chargement linéaire est appliqué. Elle est estimée en assimilant la digue à un rectangle de largeur B et de même hauteur (H_d), en conservant son aire totale ;

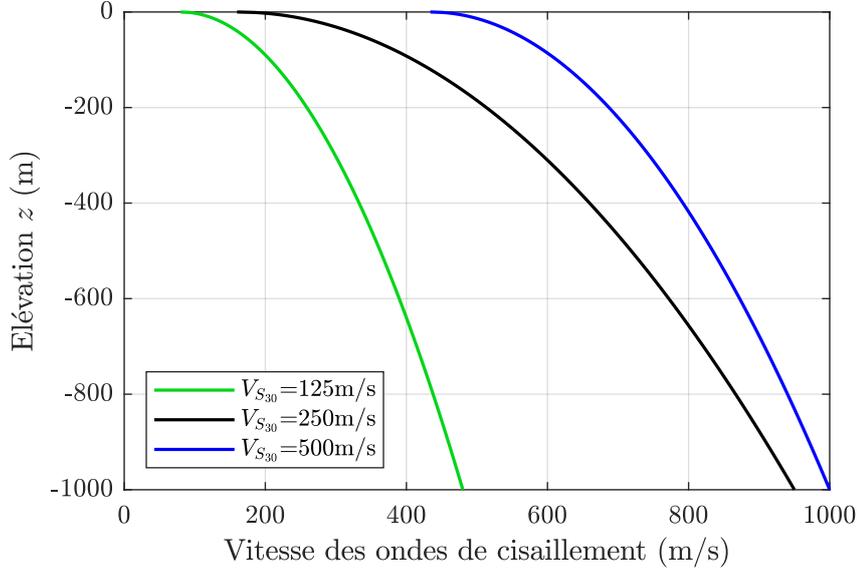


FIGURE 3.4 – Gradients d'évolution de la vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol en fonction de $V_{S_{30}}$.

- x_0 et z_0 sont les coordonnées (respectivement horizontale et verticale) d'un point de la couche de sol ;
- Θ , Θ_1 et Θ_2 sont les angles permettant de caractériser la position du point par rapport au chargement. Ceux-ci peuvent être reliés simplement à x_0 , z_0 et B .

Selon (Flamant, 1892), les suppléments de contraintes horizontale $\Delta\sigma_{xx}$, verticale $\Delta\sigma_{zz}$ et totales $\Delta\sigma_{tot}$ liées à la présence du chargement p au niveau du point de coordonnées (x_0, z_0) sont données par les relations :

$$\Delta\sigma_{xx} = \frac{p}{\pi}((\Theta_1 - \Theta_2) + \sin \Theta_1 \cos \Theta_1 - \sin \Theta_2 \cos \Theta_2) \quad (3.2)$$

$$\Delta\sigma_{zz} = \frac{p}{\pi}((\Theta_1 - \Theta_2) - \sin \Theta_1 \cos \Theta_1 + \sin \Theta_2 \cos \Theta_2) \quad (3.3)$$

$$\Delta\sigma_{tot} = \frac{p}{\pi}(\Theta_1 - \Theta_2) = \frac{p}{\pi}\Theta \quad (3.4)$$

avec dans le cas présent :

$$p = \rho_d g H_d \quad (3.5)$$

$$B = fr H_d + L_c \quad (3.6)$$

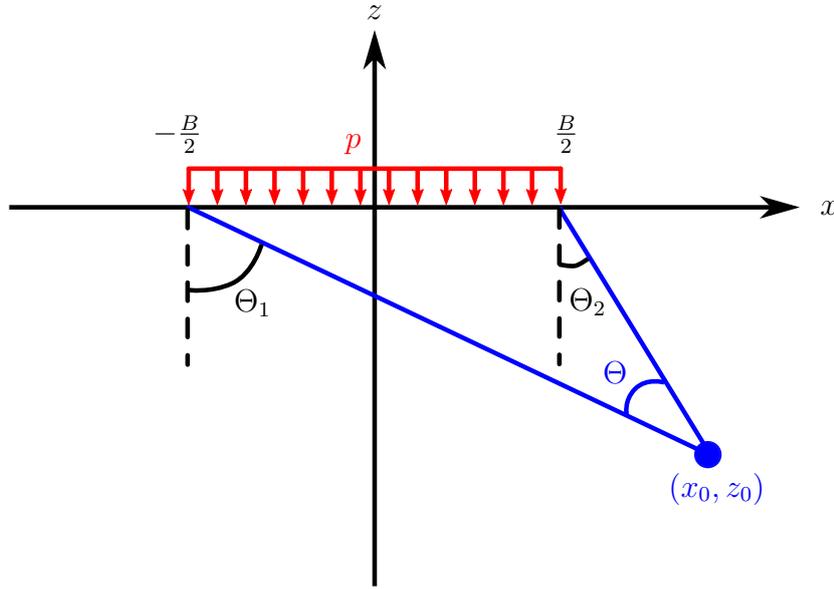


FIGURE 3.5 – Illustration de la solution *Flamant-Boussinesq* pour le calcul du confinement en chaque point de la couche de sol.

Pour traduire cet incrément de contrainte en une augmentation de la vitesse de cisaillement, les gradients présentés sur la figure 3.4 sont utilisés. En effet, ceux-ci donnent la vitesse des ondes de cisaillement en un point de profondeur z_0 en fonction de la contrainte de confinement apportée par la colonne de sol au-dessus de ce point, soit par une charge p_c égale à $\rho_c g |z_0|$. En intégrant le supplément de contrainte lié à la présence de la digue Δ_{z_0, x_0} , la contrainte totale devient :

$$\sigma_{tot} = \rho_c g (|z_0| + \frac{\rho_d H_d}{\rho_c \pi} \Theta) \quad (3.7)$$

Ce qui revient à considérer un incrément de profondeur Δ_{z_0, x_0} dans le calcul du gradient donné par :

$$\Delta_{z_0, x_0} = \frac{\rho_d H_d}{\rho_c \pi} \Theta \quad (3.8)$$

Cette valeur dépendant de l'angle Θ , et donc de x_0 , elle introduit une variation latérale de la vitesse. Appliquer cette relation pour quelques valeurs particulières de Θ peut permettre de mieux comprendre l'effet du confinement apporté par la digue sur la vitesse :

- pour $\Theta \rightarrow 0^\circ$, soit le cas d'un point très éloigné de la digue ou situé à la surface, l'incrément de profondeur est nul, il n'y a aucun effet de la digue ;
- pour $\Theta = \pi$, soit le cas du point situé à l'interface digue/couche de sol, l'incrément de profondeur est maximal, il correspond à un incrément de profondeur $\frac{\rho_d}{\rho_c} H_d$.

La figure 3.6 illustre les valeurs de vitesses de cisaillement pour quelques cas particuliers. Alors que la vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol est variable dans les deux directions (verticale et horizontale), cette dernière est caractérisée à partir du gradient de référence en champ libre sur laquelle elle est basée. Plus particulièrement, la notation \widehat{V}_c , pouvant prendre les valeurs de 125 m/s, 250 m/s et 500 m/s, désigne la valeur de $V_{S_{30}}$ sur laquelle le gradient de vitesse en champ libre est fondé. Il convient de remarquer que la valeur prise par \widehat{V}_c ne correspond pas systématiquement à la vitesse moyenne sur les trente premiers mètres de la couche de sol. En effet, :

- l'épaisseur des couches de sol choisies étant limitée, lorsque la profondeur atteint la profondeur maximale de la couche, la vitesse des ondes de cisaillement devient égale à celle choisie dans le rocher (et ne suit donc plus le gradient de vitesse), ainsi $V_{S_{30}} > \widehat{V}_c$ pour $H_c = 3\text{m}$ et $H_c = 10\text{m}$;
- le confinement apporté par la digue entraîne une augmentation de la vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol, ainsi $V_{S_{30}} > \widehat{V}_c$ pour des abscisses suffisamment proches de l'axe de la digue.

La véritable valeur de $V_{S_{30}}$ en champ libre (sans effet du confinement apporté par la digue) et la classe de sol (Eurocode 8, 2004) correspondante est présentée pour chaque valeur de H_c et de \widehat{V}_c dans le tableau 3.3. A titre indicatif, le coefficient d'amplification S du spectre de réponse réglementaire (voir sous partie 1.3.2.1 et tableau 1.6) associé à ces classes de sol est rappelé dans ce même tableau.

La figure 3.6 permet de constater l'effet relativement faible du confinement apporté par la digue sur la vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol. A une profondeur donnée, la vitesse est légèrement plus importante dans la zone d'influence de la digue (en particulier juste sous la digue) qu'à distance de celle-ci. Elle est en partie liée à la géométrie de la digue, en particulier à sa hauteur et son emprise à sa base. Pour une meilleure visualisation de l'impact de la digue sur la vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol, la figure 3.7 représente l'incrément de V_S par rapport à une situation sans digue. Cet incrément est calculé, dans la couche de sol, de la manière suivante (il est par définition nul dans la digue, où le confinement n'est pas pris en compte) :

$$\Delta_{V_S} = \frac{V_S(H_d) - V_S(H_d = 0\text{m})}{V_S(H_d = 0\text{m})} \quad (3.9)$$

où Δ_{V_S} est l'incrément de V_S lié au confinement apporté par une digue de hauteur H_d , $V_S(H_d)$ est la vitesse des ondes de cisaillement en un point des modèles en présence de l'effet d'une digue de hauteur H_d et $V_S(H_d = 0\text{m})$ est la vitesse des ondes de cisaillement « hors zone » d'influence de la digue (ou tout simplement sans considérer l'effet du confinement apporté par la digue).

L'effet du confinement apporté de la digue est significatif surtout pour les couches de sol les plus molles ($\widehat{V}_c = 125$ m/s), les digues les plus hautes ($H_d = 20$ m) et à proximité de l'interface entre la digue et la couche de sol.

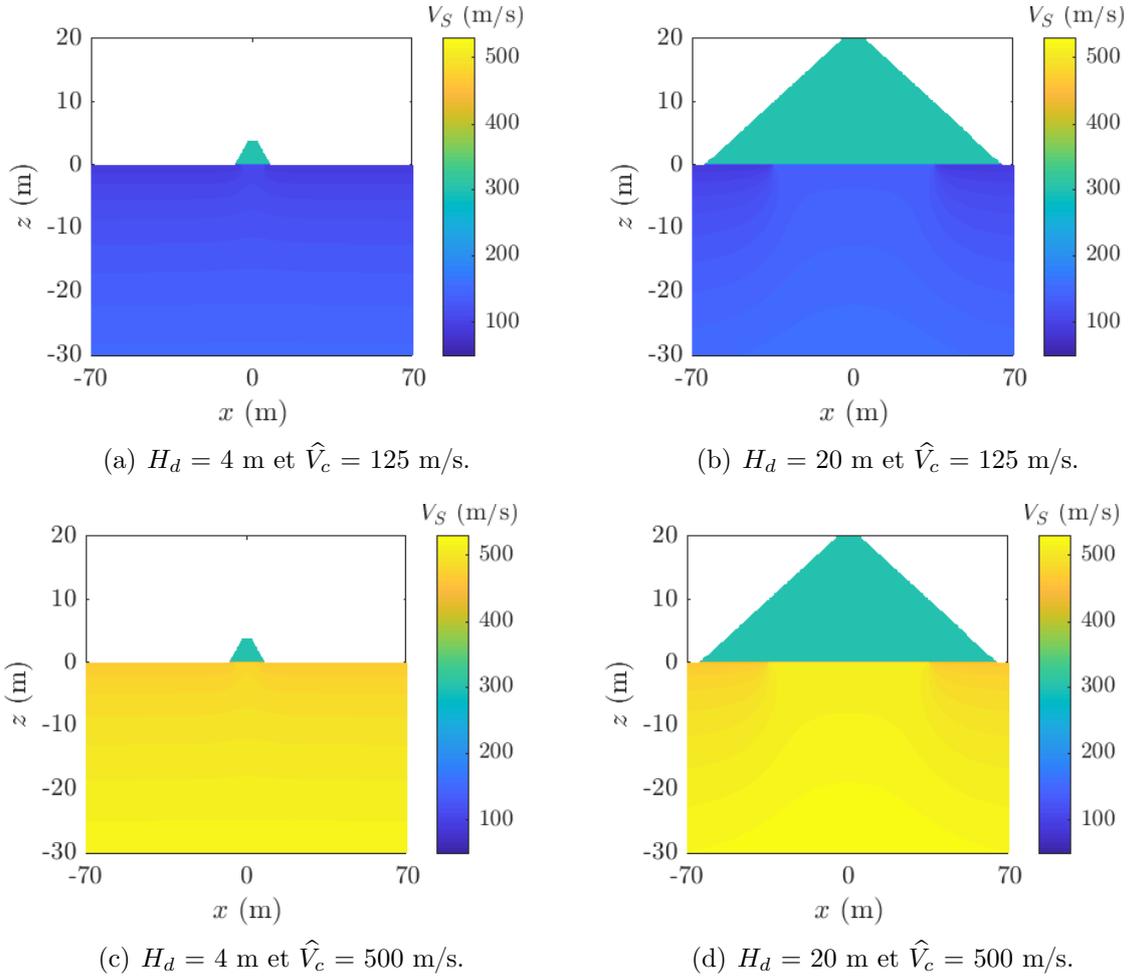


FIGURE 3.6 – Illustration de quelques valeurs de vitesses des ondes de cisaillement dans les modèles, pour $V_d = 300$ m/s, $H_c > 30$ m et (a) $H_d = 4$ m et $\hat{V}_c = 125$ m/s; (b) $H_d = 20$ m et $\hat{V}_c = 125$ m/s; (c) $H_d = 4$ m et $\hat{V}_c = 500$ m/s; (d) $H_d = 20$ m et $\hat{V}_c = 500$ m/s.

Finalement, en tout point de la couche de sol, la vitesse des ondes de compression est donnée par $V_{P_c} = 3V_c$, où V_c désigne la vitesse des ondes de cisaillement en un point de la couche de sol. La masse volumique obéit à la même dépendance à la vitesse des ondes de cisaillement que dans la digue. Elle est ainsi basée sur une valeur de 2000 kg/m³ et est donnée en chaque point par la relation : $\rho_c = 1880 + 0.4 V_c$. Elle varie donc entre 1910 kg/m³, pour les sols mous en surface, et 2200 kg/m³, pour les sols les plus raides et profonds.

Rocher Le rocher est supposé homogène purement élastique avec une vitesse des ondes de cisaillement de 800 m/s, une vitesse des ondes de compression de 2500 m/s et une masse volumique de 2300 kg/m³.

H_c (m)	\widehat{V}_c (m/s)	$V_{S_{30}}$ (m/s)	Classe de sol	S	
				$a_g \leq 3.0m/s^2$	$a_g > 3.0m/s^2$
3	125	465	B	1.35	1.2
	250	622			
	500	749			
10	125	255	E	1.8	1.4
	250	430	B	1.35	1.2
	500	657			
≥ 30	125	125	D	1.6	1.35
	250	250	C	1.5	1.15
	500	500	B	1.35	1.2

TABLE 3.3 – Classes de sol des différentes couches de sol considérées et coefficients d'amplification réglementaires associés.

3.2.2.2 Niveaux de sollicitation et dégradation des propriétés mécaniques

Comme expliqué dans l'introduction de ce chapitre, l'élaboration de cette étude paramétrique doit pouvoir permettre de prendre en compte une dissipation réaliste de l'énergie au sein des modèles. Celle-ci est nécessairement liée au niveau de sollicitation qu'il convient donc de caractériser. L'indicateur retenu à cette fin est l'accélération maximale au rocher affleurant.

Quatre niveaux de sollicitation, caractérisés par l'accélération maximale au rocher affleurant, sont ainsi considérés :

- $\widehat{PGA} = 0.01$ g ;
- $\widehat{PGA} = 0.1$ g ;
- $\widehat{PGA} = 0.3$ g ;
- $\widehat{PGA} = 0.5$ g.

La valeur de 0.01 g permet de considérer le cas linéaire, à faibles déformations. Pour prendre en compte la dégradation des propriétés mécaniques tout en effectuant un calcul 2D linéaire, l'amortissement et la vitesse des ondes de cisaillement utilisés en chaque point des modèles sont adaptés à l'estimation des paramètres équivalents en ces points. Il s'agit d'utiliser les résultats d'une série de calculs linéaires équivalents sur des colonnes de sol 1D. Cette démarche constitue une hypothèse importante des calculs plus clairement expliquée dans la partie 3.3 et validée *a posteriori* dans la partie 3.6.1.2. La mise en œuvre

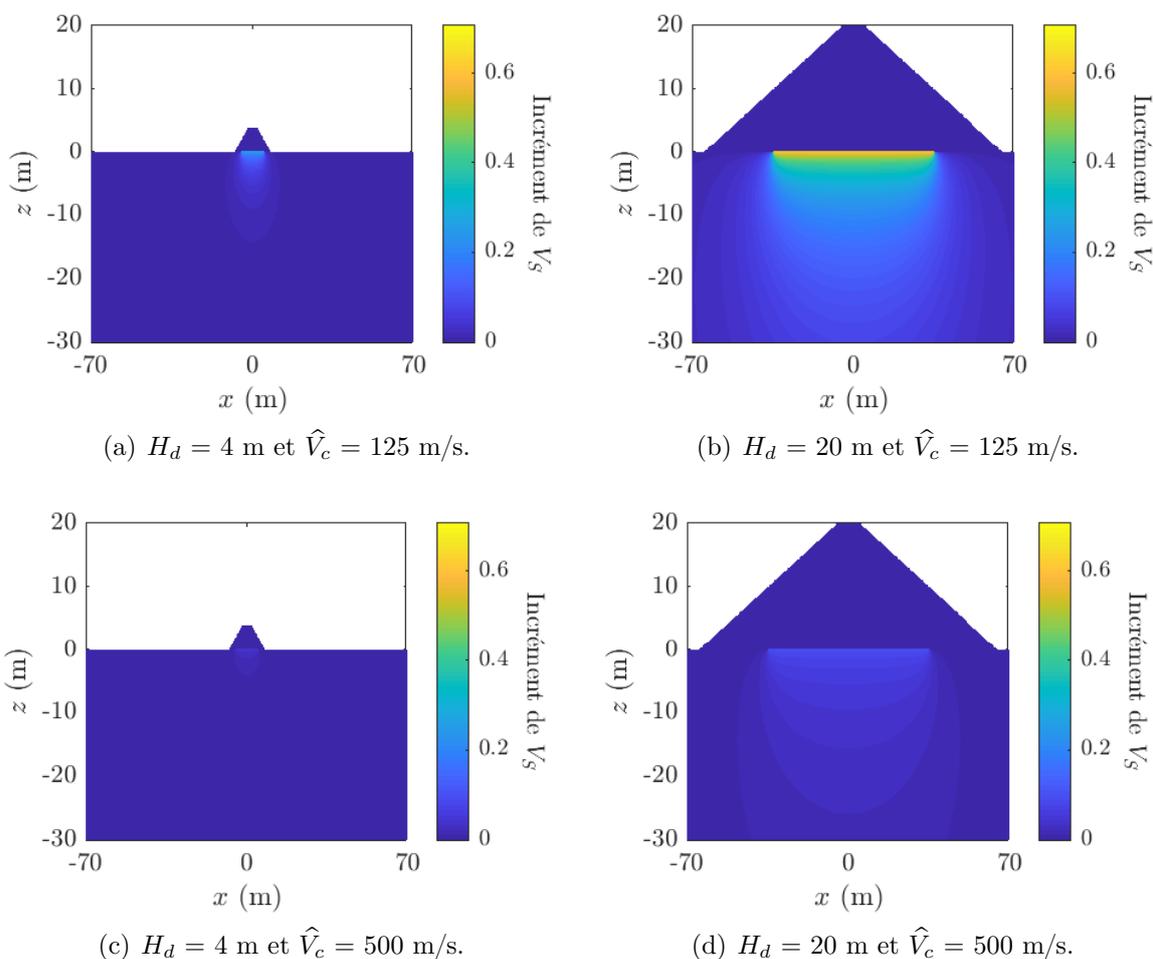


FIGURE 3.7 – Représentation de l’incrément de vitesse des ondes de cisaillement sous l’effet du confinement apporté par la digue, pour $V_d = 300$ m/s, $H_c > 30$ m et (a) $H_d = 4$ m et $\widehat{V}_c = 125$ m/s; (b) $H_d = 20$ m et $\widehat{V}_c = 125$ m/s; (c) $H_d = 4$ m et $\widehat{V}_c = 500$ m/s; (d) $H_d = 20$ m et $\widehat{V}_c = 500$ m/s.

des calculs en linéaire équivalent fait l’objet d’une partie à part entière dans ce chapitre (partie 3.3).

3.2.3 Sollicitations sismiques

La réponse dynamique de chacun des 540 modèles est étudiée à partir de 8 signaux d’entrée. Afin de se placer dans un contexte réglementaire, les signaux utilisés sont compatibles avec les spectre de réponse fournis par la réglementation (Eurocode 8, 2004). En particulier, quatre spectres de réponse réglementaires sont considérés. Ils correspondent à la zone de sismicité moyenne (zone 4) (voir partie 1.2.2.1) pour quatre périodes de retour différentes - associées aux quatre classes de barrages existantes jusqu’en 2015 nommées

A, B, C et D (voir partie 1.2.2.2). Les quatre spectres de réponse considérés sont respectivement désignés par $Z4A$, $Z4B$, $Z4C$ et $Z4D$ et sont présentés sur la figure 3.8. Les spectres $Z4B$, $Z4C$ et $Z4D$ ne diffèrent que par la valeur de leur PGA , ils sont associés à une même forme spectrale normalisée, notée $Z4BCD_n$. Le spectre $Z4A$ normalisé par son PGA est quant à lui noté $Z4A_n$. Pour chaque période de retour, deux signaux compatibles sont utilisés. Ceux-ci sont obtenus à partir de signaux réels enregistrés au rocher, dont les caractéristiques (magnitude, PGA et distance épacentrale) sont compatibles avec la période de retour visée. Ces signaux, appelés signaux de base, sont ensuite modifiés pour que leur spectre de réponse corresponde au spectre réglementaire pour cette même période de retour en suivant la méthode mSINQKE (Causse *et al.*, 2014). Enfin, les signaux obtenus sont normalisés aux quatre valeurs cibles \widehat{PGA} choisies dans le cadre de cette étude paramétrique (voir partie 3.2.2.2) : 0.01 g, 0.1 g, 0.3 g, 0.5 g.

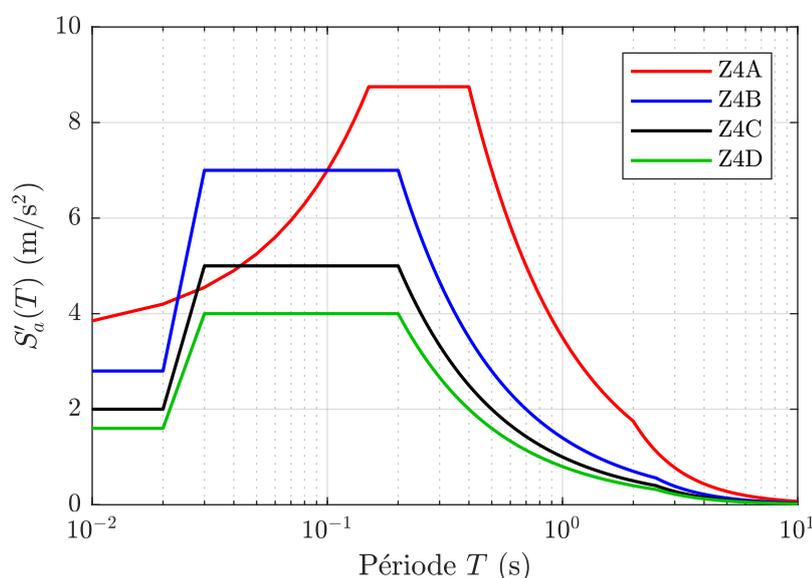


FIGURE 3.8 – Spectres de réponse issus de la réglementation sur la base desquels est basée l'adaptation des accélérogrammes réels.

Les caractéristiques des signaux de base et modifiés sont respectivement présentées dans les parties 3.2.3.1 et 3.2.3.2.

3.2.3.1 Signaux de base

Cinq accélérogrammes réels issus de la base de données RESORCE (Akkar *et al.*, 2014), enregistrés au rocher (classe de sol A selon la désignation (Eurocode 8, 2004)) sont utilisés. Les conditions de leur enregistrement sont présentées dans le tableau 3.4. Seule une des composantes horizontales des enregistrements est utilisée (composante $H1$). Les cinq signaux sont représentés dans le domaine temporel sur la figure 3.9(a) et dans

le domaine fréquentiel sur la figure 3.9(b). Les deux premiers signaux, numérotés 6756 et 6760, sont plus riches en basses fréquences et peuvent ainsi permettre de représenter des périodes de retour plus importantes (spectre de réponse $Z4A$).

Numéro d'enregistrement Station	Condition de site (classe EC8)	Séisme (Nom, Date, Magnitude)	Distance épicentrale	PGA composante $H1$
6756 Flagbjarnarholt	A	Sud-Islande 17/06/2000 15 :40 $M_w=6.5$	20 km	3.15 m/s ²
6760 Solheimar	A	Sud-Islande 17/06/2000 15 :40 $M_w=6.5$	22 km	3.82 m/s ²
2153 Borgo Cerreto-Torre	A	Umbria-Marche 26/09/1997 00 :33 $M_w=5.7$	23 km	3.33 m/s ²
2199 Nocera Umbra Salmata	A	Umbria-Marche 06/10/1997 23 :24 $M_w=5.4$	14 km	1.49 m/s ²
2215 Borgo Cerreto-Torre	A	Umbria-Marche 12/10/1997 11 :08 $M_w=5.2$	10 km	1.68 m/s ²

TABLE 3.4 – Conditions d'enregistrement des signaux de base.

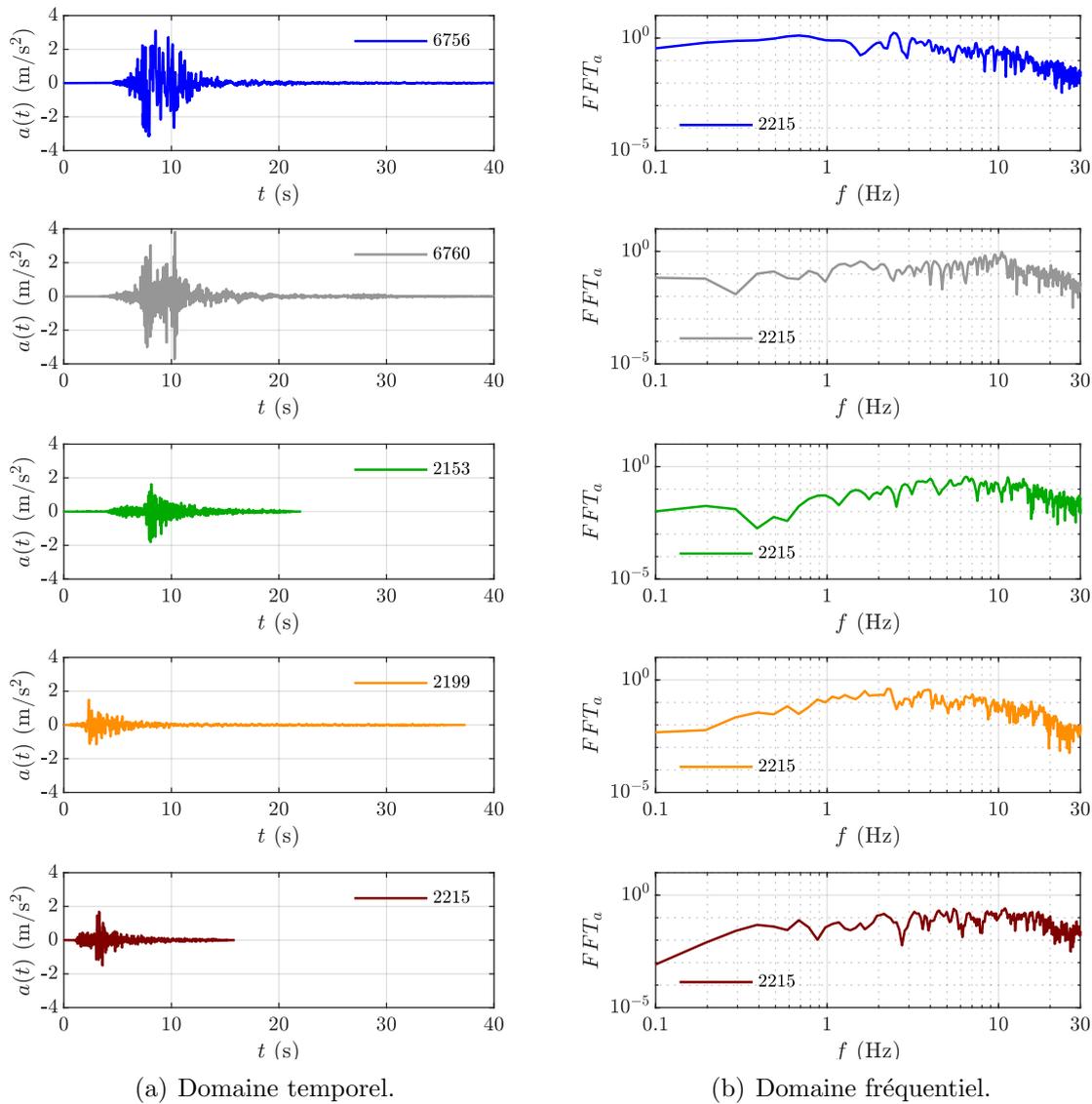


FIGURE 3.9 – Signaux de base dans le domaine (a) temporel, signaux coupés à 40s ; (b) fréquentiel.

3.2.3.2 Signaux modifiés

Pour chaque spectre de réponse, deux signaux réels (associés à une magnitude, une distance épacentrale et un PGA cohérents avec la période de retour visée) sont choisis puis modifiés pour que leur spectre de réponse corresponde au spectre concerné. L'attribution des signaux à chaque spectre est explicitée dans le tableau 3.5. Les signaux modifiés prennent le nom des signaux réels complété du nom de leur spectre de réponse.

La figure 3.10 montre le positionnement des spectres de réponse des signaux d'origine normalisés par leur PGA , par rapport à la forme spectrale visée lors du processus de

Spectre de réponse visé	Numéro de l'enregistrement réel	Nom du signal modifié
<i>Z4A</i>	6756	6756- <i>Z4A</i>
	6760	6760- <i>Z4A</i>
<i>Z4B</i>	6756	6756- <i>Z4B</i>
	6760	6760- <i>Z4B</i>
<i>Z4C</i>	2153	2153- <i>Z4C</i>
	2199	2199- <i>Z4C</i>
<i>Z4D</i>	2199	2199- <i>Z4D</i>
	2215	2215- <i>Z4D</i>

TABLE 3.5 – Attribution des signaux réels à chaque spectre de réponse.

modification. Pour signaler sur cette figure que les signaux sont normalisés, leur nom est indiqué par la lettre n . Globalement, la réponse spectrale des signaux de base calés sur la forme spectrale $Z4A_n$ doit être atténuée à hautes fréquences et amplifiée à basses fréquences. Au contraire, la réponse spectrale des signaux de base calés sur la forme spectrale $Z4BCD_n$ doit être enrichie à hautes fréquences. Cette figure illustre l'intérêt de modifier les signaux d'origine pour que leur spectre de réponse corresponde aux formes spectrales de la réglementation. En effet, cette démarche garantit que l'ensemble des périodes - et notamment des périodes figurant sur le plateau d'amplification - soit correctement représentées.

Comme les signaux modifiés sont ensuite calés à différents niveaux de PGA , leurs différentes caractéristiques sont présentées dans un domaine normalisé par le PGA . L'évolution temporelle des signaux modifiés normalisés, leur transformée de Fourier et leur pseudo-spectre de réponse en accélération (pour un amortissement de 5%) sont ainsi présentés respectivement sur les figures 3.11, 3.12 et 3.13. Différents indicateurs de nocivité (définis dans la partie 1.2.1) sont évalués pour chaque signal et synthétisés dans le tableau 3.6.

3.3 Calculs linéaire équivalent 1D

Il s'agit ici de détailler la démarche élaborée pour obtenir les déformations de cisaillement, et les paramètres équivalents correspondants (module équivalent G_{eq} et amortissement ζ_{eq}), en chaque point des modèles 2D présentés dans la section précédente. La

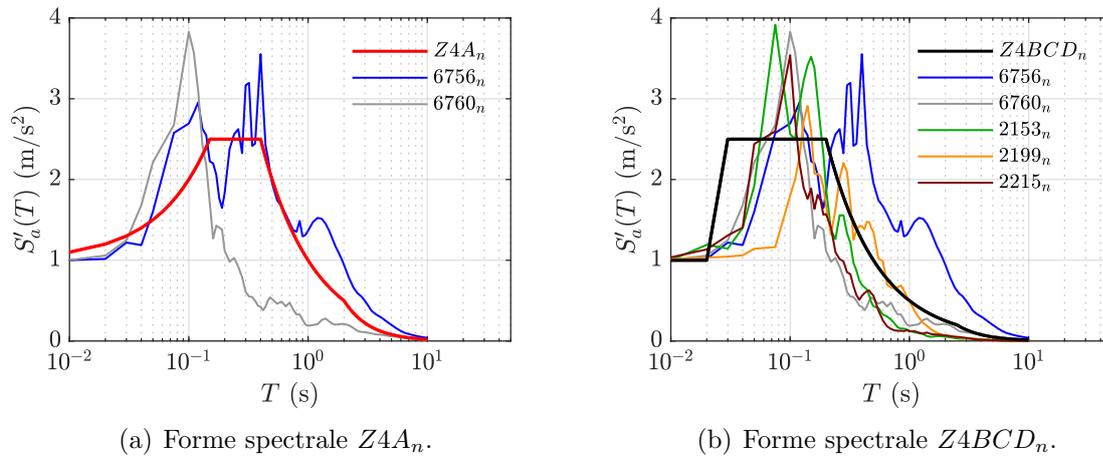


FIGURE 3.10 – Positionnement des formes spectrales des signaux d'origine par rapport aux formes spectrales auxquelles ils sont associés : (a) forme spectrale $Z4A_n$; (b) forme spectrale $Z4BCD_n$.

Nom	PGA (m/s^2)	PGV (m/s)	I_A (m/s)	T_{d5-95} (s)	A_{rms} (m/s^2)	CAV (m/s)	P_d ($\text{m} \cdot \text{s}$)	T_p (Hz)
6756- $Z4A_n$	1	0.10	0.10	5.24	0.33	1.80	4.01e-03	0.49
6760- $Z4A_n$	1	0.09	0.12	6.77	0.31	2.19	6.20e-03	0.32
6756- $Z4B_n$	1	0.06	0.12	5.73	0.34	2.01	5.00e-04	0.22
6760- $Z4B_n$	1	0.06	0.12	7.10	0.31	2.18	8.75e-04	0.24
2153- $Z4C_n$	1	0.06	0.06	3.08	0.33	1.02	2.31e-04	0.21
2199- $Z4C_n$	1	0.06	0.09	4.62	0.33	1.54	3.01e-04	0.28
2199- $Z4D_n$	1	0.06	0.09	3.99	0.37	1.72	1.43e-03	0.20
2215- $Z4D_n$	1	0.06	0.10	4.83	0.34	1.72	7.34e-04	0.16

TABLE 3.6 – Valeurs des indicateurs de nocivité (définis dans la partie 1.2.1, de gauche à droite dans le tableau : accélération maximale, vitesse maximale, intensité d'Arias, accélération quadratique moyenne, vitesse absolue cumulée, pouvoir destructeur selon Saragoni, période prédominante) des signaux modifiés normalisés utilisés dans l'étude paramétrique.

notion de paramètres équivalents (ou sécants) est définie dans la section 1.3.2.2 du chapitre 1. Le module de cisaillement équivalent G_{eq} donne accès à la vitesse des ondes de cisaillement dégradée $V_{S_{eq}}$ via la relation :

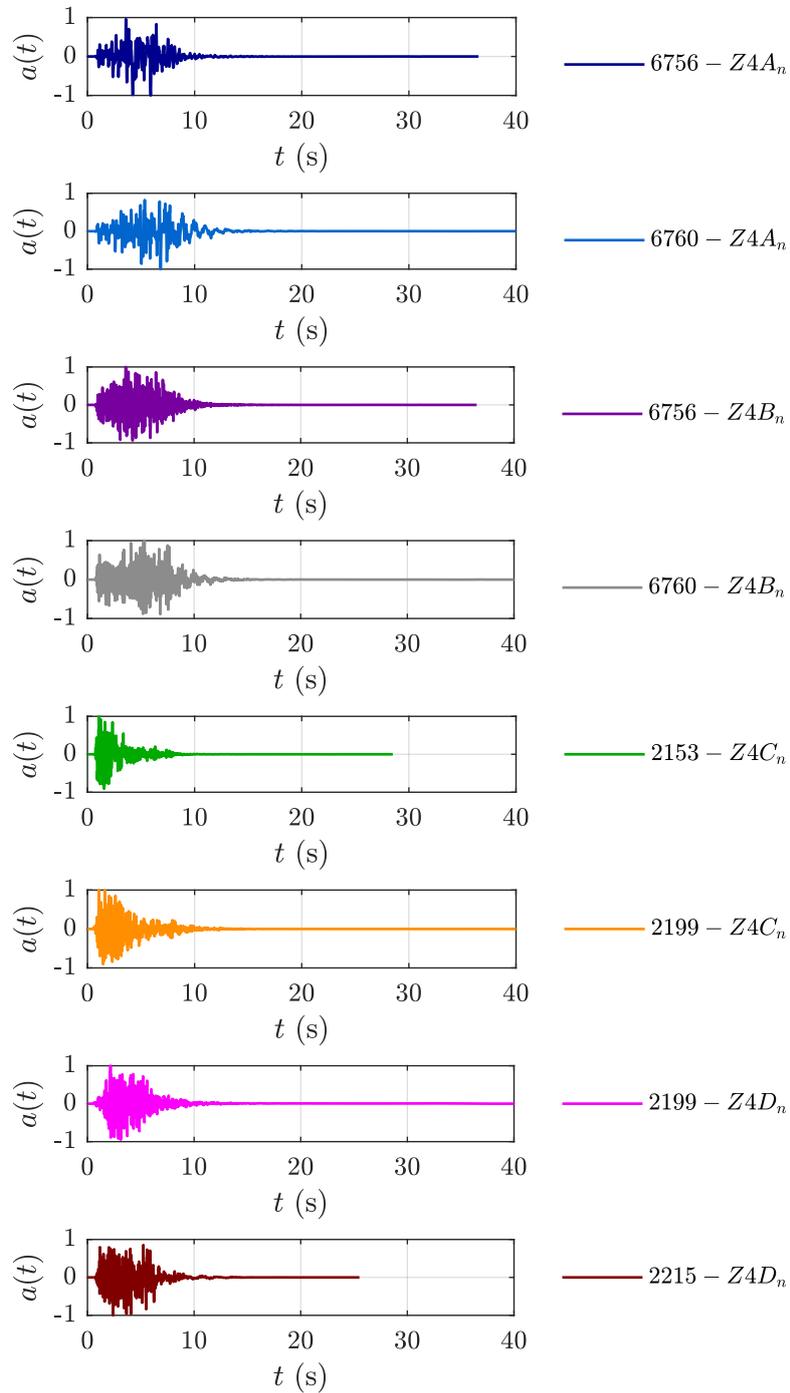


FIGURE 3.11 – Signaux modifiés normalisés.

$$G_{eq} = \rho V_{S_{eq}} \quad (3.10)$$

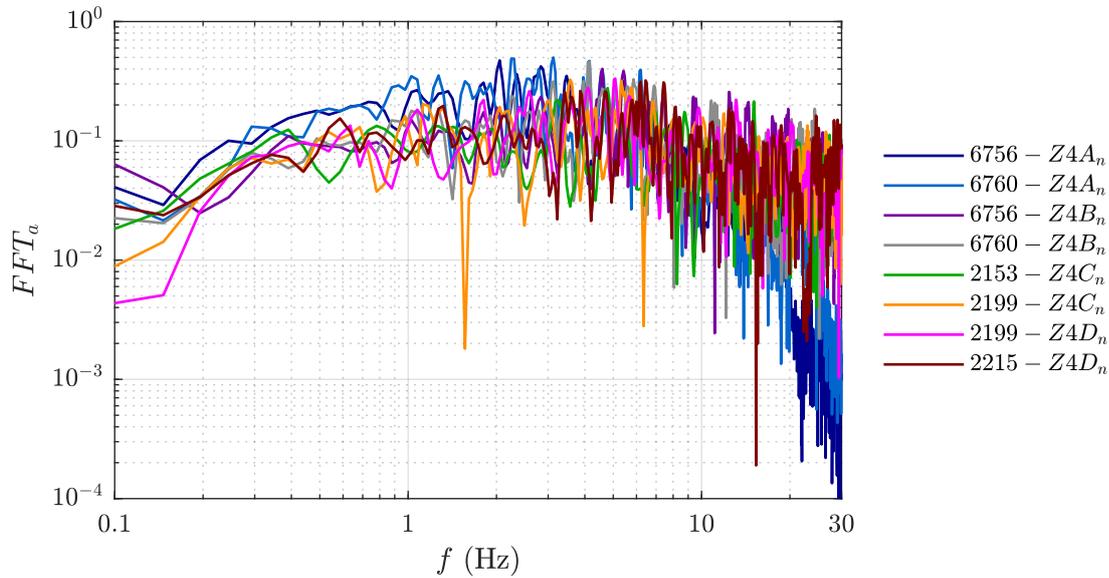


FIGURE 3.12 – Spectres de Fourier des signaux modifiés normalisés.

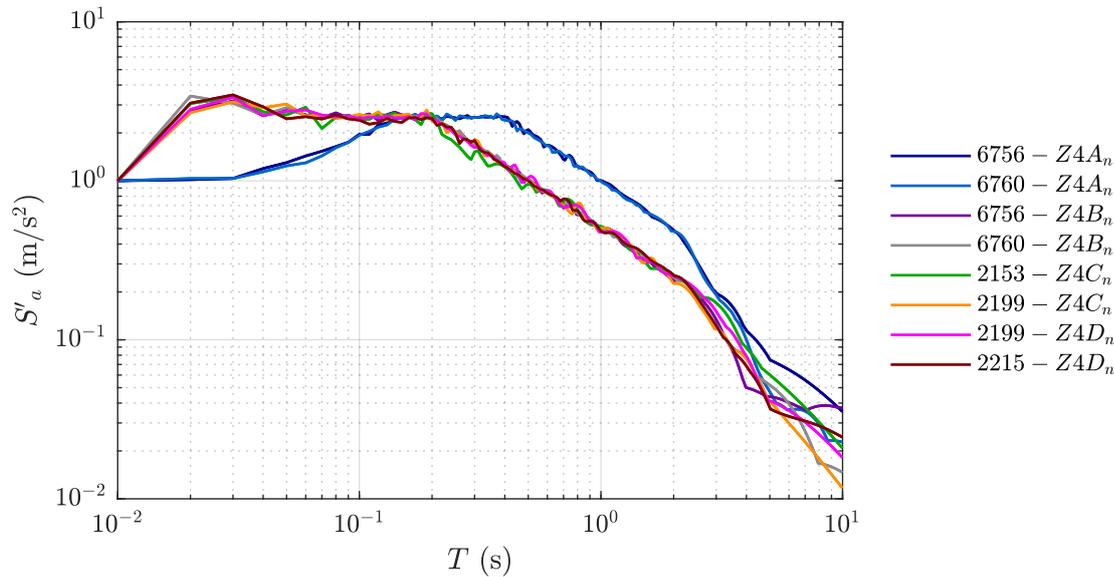


FIGURE 3.13 – Pseudo-spectres de réponse en accélération (pour un amortissement de 5%) des signaux modifiés normalisés.

où ρ est la masse volumique du matériau. Pour estimer ces paramètres, une série de calculs en linéaire équivalent est effectuée sur un ensemble de situations 1D. Les stratigraphies ainsi que les sollicitations sismiques sont choisies dans l'objectif de pouvoir représenter au mieux les modèles 2D détaillés précédemment.

3.3.1 Colonnes de sol considérées

Les colonnes de sol étudiées doivent permettre de représenter les situations de l'étude 2D. Comme l'illustre la figure 3.14(a), la méthode utilisée pour choisir les colonnes de sol appropriées consiste à approximer un modèle 2D en une succession de colonnes de sol 1D. Cette figure permet par ailleurs de définir en chaque point d'un modèle de coordonnées (x_0, z_0) , la hauteur de digue locale $H_{d_{loc}}$. Suivant les valeurs de x_0 , celle-ci peut varier entre 0 m (lorsque le point ne se situe pas dans ou sous la digue) et H_d (lorsque le point est sous la crête de digue). Les modèles 1D linéaire équivalent sont choisis de manière à pouvoir représenter, au niveau de chaque abscisse des 540 modèles 2D, la colonne de sol locale au niveau de cette abscisse. La discrétisation du modèle 2D en colonnes de sol 1D doit pouvoir permettre d'interpoler pour obtenir les paramètres linéaires équivalents $V_{S_{eq}}$ et ζ_{eq} en chaque point de coordonnées (x_0, z_0) , comme illustré sur la figure 3.14(b). Ainsi, 495 colonnes de sol (11 hauteurs locales de digue \times 5 épaisseurs de couche de sol \times 3 rigidités de digue \times 3 profils de vitesse de sol) sont définies à l'aide de la paramétrisation présentée sur la figure 3.15. Les paramètres utilisés sont synthétisés dans le tableau 3.7 et sont plus clairement spécifiés dans les parties 3.3.1.1 et 3.3.1.2.

Géométries	$H_{d_{loc}}$ (m)	0 - 2 - 4 - 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 18 - 20
	H_c (m)	3 - 10 - 30 - 100 - 300
Propriétés élastiques	V_d (m/s)	200 - 300 - 500
	Profil \widehat{V}_c	125 - 250 - 500
Niveaux de sollicitation	\widehat{PGA} (g)	0.01 - 0.1 - 0.3 - 0.5

TABLE 3.7 – Paramètres des modèles 1D étudiés en linéaire équivalent.

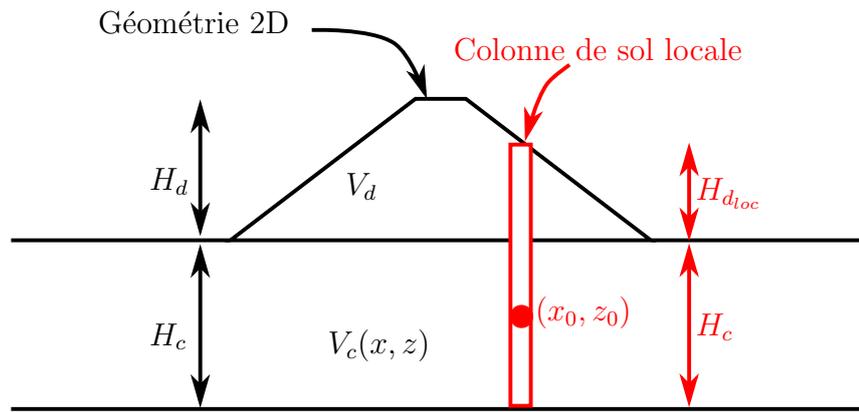
3.3.1.1 Géométries

Comme l'illustre la figure 3.15, la géométrie des modèles est réduite à une seule dimension. La partie supérieure des modèles permet de représenter la hauteur locale de la « digue »². Celle-ci est caractérisée par son épaisseur $H_{d_{loc}}$ variant entre 0 m et 20 m (valeur maximale de la hauteur locale de la digue tous modèles et valeurs de x_0 confondus), avec un pas de $\Delta_{H_{d_{loc}}} = 2$ m. Onze valeurs de $H_{d_{loc}}$ sont donc considérées : 0 m, 2 m, 4 m, 6 m, 8 m, 10 m, 12 m, 14 m, 16 m, 18 m et 20 m.

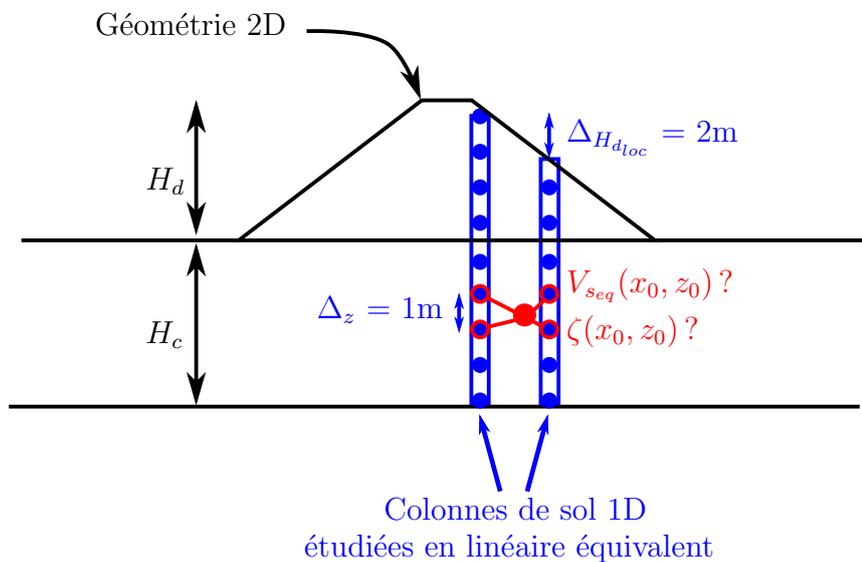
Sous la « digue », figure la couche de sol, d'épaisseur H_c . Les valeurs de H_c correspondent à celles des modèles 2D, soit : 3 m, 10 m, 30 m, 100 m, 300 m.

Comme pour les modèles 2D, le rocher est représenté par un milieu semi-infini.

2. Le terme est mis entre guillemets puisqu'il s'agit uniquement de la partie de la colonne de sol ayant les propriétés mécaniques de la digue (mais pas sa géométrie).



(a) Définition de colonnes de sol locales dans les modèles 2D.



(b) Interpolation entre deux colonnes de sol 1D pour obtenir les caractéristiques en chaque point des modèles 2D.

FIGURE 3.14 – Illustration expliquant (a) le choix des colonnes de sol 1D et (b) l'interpolation entre deux colonnes de sol 1D pour obtenir les caractéristiques en chaque point des modèles 2D.

3.3.1.2 Propriétés élastiques des matériaux

Les propriétés élastiques des matériaux sont les mêmes que dans les modèles 2D. En particulier, la vitesse des ondes de cisaillement dans la partie « digue » est homogène et prend les trois valeurs de V_d : 200 m/s, 300 m/s et 500 m/s. La masse volumique est définie par $\rho_d = 1880 + 0.4 V_d$ et la vitesse des ondes de compression est donnée par $V_{P_d} = 3V_d$.

De la même manière, dans la couche de sol, les propriétés élastiques doivent être similaires à celles choisies pour les modèles 2D. Les trois gradients de base d'évolution de la vitesse élastique des ondes de cisaillement définis sur la figure 3.4 sont donc considérés. Les propriétés élastiques des différentes couches de sol des modèles 2D telles que définies

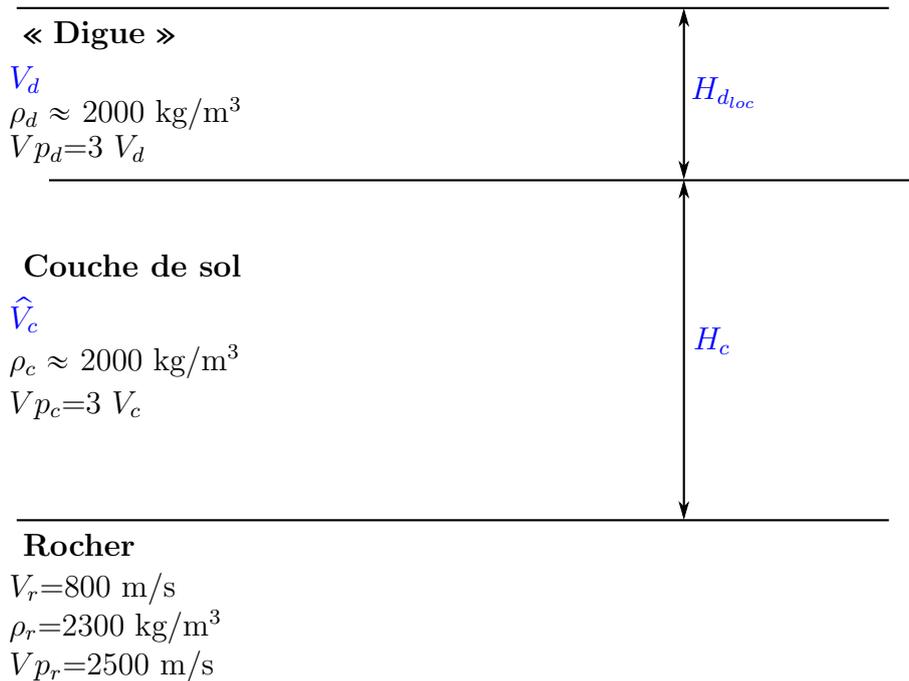


FIGURE 3.15 – Paramétrisation des modèles 1D en linéaire équivalent.

dans la partie 3.2.2.1 prennent en compte l'influence du confinement apporté par la digue. Le confinement est donc aussi pris en compte dans les modèles 1D. Il est adapté à la hauteur locale de digue $H_{d_{loc}}$ de chaque modèle selon la formulation de *Flamant-Boussinesq* détaillée dans la partie 3.2.2. Dans l'application de l'équation 3.8, la hauteur de la digue est remplacée par $H_{d_{loc}}$ et l'angle Θ est calculé en supposant que les points de la couche de sol se situent sur l'axe de symétrie de la digue. Pour l'estimation de l'emprise à la base de la « digue » intervenant dans la valeur de Θ , une largeur en crête de 4 m, de 6 m ou de 10 m est considérée, respectivement pour les cas $H_{d_{loc}} < 10 \text{ m}$, $10 \text{ m} \leq H_{d_{loc}} < 20 \text{ m}$ et $H_{d_{loc}} = 20 \text{ m}$. De la même manière, le fruit des pentes est supposé égal à 1.5 (lorsque $H_{d_{loc}} < 10 \text{ m}$), à 2.5 (lorsque $10 \text{ m} \leq H_{d_{loc}} < 20 \text{ m}$) ou 3 (lorsque $H_{d_{loc}} = 20 \text{ m}$)

Enfin, le rocher présente les mêmes propriétés élastiques dans les modèles 1D que dans les modèles 2D, soit une vitesse des ondes de cisaillement de 800 m/s, une vitesse des ondes de compression de 2500 m/s et une masse volumique de 2300 kg/m³. Le comportement du rocher reste dans le domaine purement élastique.

3.3.1.3 Courbes de dégradation des matériaux

Comme montré dans le chapitre 1, et plus particulièrement via les figures 1.11 et 1.12, les courbes de dégradation des matériaux peuvent permettre de représenter le comportement non-linéaire des matériaux. Ces courbes sont nécessaires à la réalisation de calculs en linéaire équivalent par le processus itératif illustré sur la figure 1.15. De nombreuses

courbes empiriques ont été proposées dans la littérature et certaines d'entre elles sont présentées dans la partie 1.4.4. Alors que le choix des courbes de dégradation peut fortement impacter l'estimation du mouvement sismique et des paramètres sécants lors d'un calcul en linéaire équivalent, il existe une grande variabilité de courbes empiriques.

Plusieurs familles de courbes de dégradation ont été envisagées dans le cadre de cette étude. Celles-ci sont sélectionnées sur différents critères. En particulier, les colonnes de sol étudiées dans le cadre de cette étude paramétrique linéaire équivalente pouvant atteindre 300 m de profondeur, il est nécessaire de prendre en compte l'impact de la pression de confinement sur les courbes de dégradation. L'effet de la plasticité du sol doit aussi pouvoir être pris en considération. L'influence des autres paramètres (nombre de cycles de chargement, fréquence de chargement, coefficient de surconsolidation) apparaît comme étant du second ordre, au regard des hypothèses importantes effectuées dans le cadre de cette étude paramétrique. Enfin, pour pouvoir renseigner des courbes de dégradation à chaque sous-couche de la colonne de sol, il est intéressant de disposer d'une expression fournissant les points de la courbe en fonction des différents paramètres. Trois familles de courbes sont retenues sur ces critères, les deux premières sont issues des travaux de (Ishibashi et Zhang, 1993) et (Darendeli, 2001). Un troisième modèle de courbes, appelé « modèle ECP » a aussi été considéré parmi les modèles adaptés. Il est basé sur l'approche utilisée notamment par (Gatti, 2017). Les équations régissant l'obtention des courbes et leur évolution avec la profondeur sont présentées dans l'annexe C.

Choix de la famille de courbes de dégradation Les courbes proposées par (Ishibashi et Zhang, 1993) se sont révélées inadaptées pour considérer des contraintes de confinement importantes. En effet, celles-ci sont développées pour une contrainte de confinement maximale de 10 at. Comme le montre (Darendeli, 2001), les courbes sont inadaptées pour des contraintes plus importantes. L'application des relations de (Ishibashi et Zhang, 1993) à différentes profondeurs pour le cas d'un indice de plasticité de 0% est présentée sur la figure 3.16. Cette figure montre que pour des profondeurs supérieures à 100 m, les valeurs de G/G_{max} obtenues peuvent être supérieures à 1 pour des niveaux de déformations intermédiaires. De la même manière l'amortissement peut être négatif.

Les courbes de dégradation issues de (Darendeli, 2001) et du « modèle ECP » pour le cas d'un sol pulvérulent ($IP = 0\%$) sont comparées sur la figure 3.17 à différentes profondeurs (soit différentes pression de confinement). Les paramètres utilisés pour le calcul des courbes de (Darendeli, 2001) sur cette figure sont : $OCR = 1$, $f_c = 3$ Hz et $N_c = 20$ cycles. L'application du « modèle ECP » est aussi basée sur le cas d'un sol pulvérulent. Le lecteur peut se référer à l'annexe C pour plus de détails sur l'obtention des courbes.

Cette figure montre que le « modèle ECP » conduit à moins de non linéarité que celui de (Darendeli, 2001) en ce qui concerne la réduction du module. Il prévoit des amortissements plus forts pour les déformations inférieures à 0.1%. Les calculs préliminaires réalisés ont montré que ces écarts pouvaient entraîner des différences sur l'estimation des paramètres équivalents à chaque profondeur. Devant la nécessité de choisir un seul modèle de courbes sur lequel baser les paramètres équivalents de l'étude paramétrique 2D,

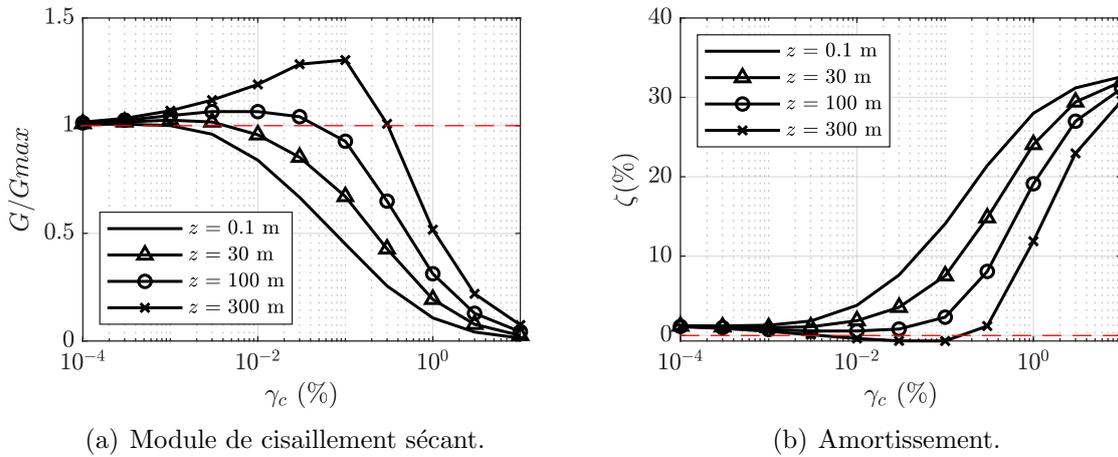


FIGURE 3.16 – Illustration des limites des courbes de dégradation proposées par (Ishibashi et Zhang, 1993). Application dans le cas $IP = 0\%$, évolution (a) du module de cisailment et (b) de l'amortissement avec la déformation de cisailment pour différentes profondeurs z sous la surface du sol. En trait pointillé rouge, limite amortissement négatif et rapport G/G_{max} supérieur à 1.

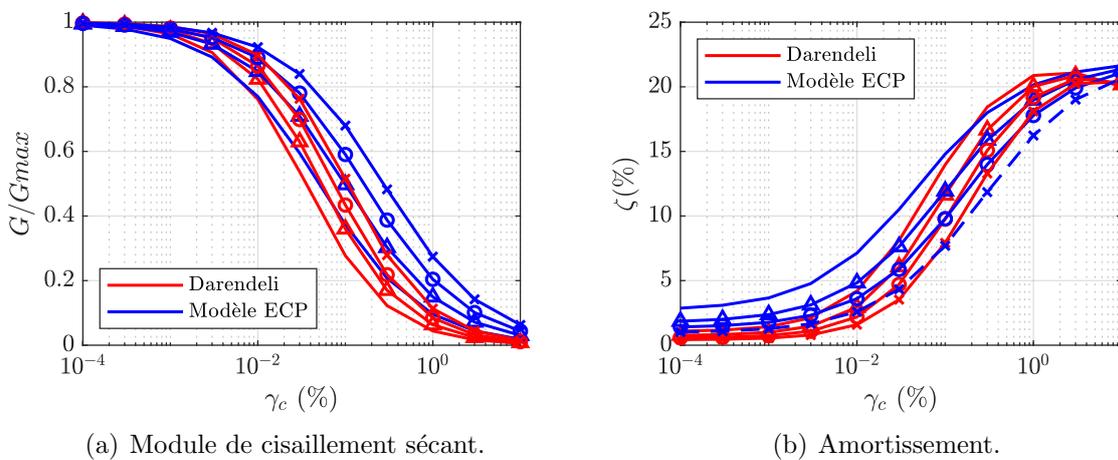


FIGURE 3.17 – Comparaisons des courbes de (Darendeli, 2001) (en rouge) et du modèle ECP (en bleu) basé sur (Nakagawa et Soga, 1995; Gatti, 2017) dans le cas $IP = 0\%$ décrivant l'évolution (a) du module de cisailment et (b) de l'amortissement avec la déformation de cisailment pour différentes profondeurs z sous la surface du sol. Sans marqueur : $z = -0.1$ m ; \triangle : $z = -30$ m ; \circ : $z = -100$ m et \times : $z = -300$ m.

les courbes de (Darendeli, 2001) sont utilisées. Ce choix est justifié principalement par la notoriété du modèle de (Darendeli, 2001), internationalement reconnu et largement utilisé – ce qui signifie pas nécessairement que ce modèle soit le meilleur dans tous les cas de figure.

Choix de l'indice de plasticité Une étude de sensibilité sur l'indice de plasticité des matériaux a été effectuée dans le cadre des calculs préliminaires. Tout autre paramètre fixé, les courbes issues de (Darendeli, 2001) sont présentées sur la figure 3.18 pour deux valeurs de IP : 0% (sol pulvérulent, cas des sables) et 15% (sol cohérent, cas des argiles). L'augmentation de l'indice de plasticité conduit à un décalage des courbes, le comportement des argiles est globalement moins non-linéaire que celui des sables. Les calculs préliminaires ont révélés qu'un tel écart dans le choix de l'indice de plasticité conduit à des différences dans les résultats des calculs linéaire équivalent, et notamment une dégradation globalement moindre des paramètres élastiques dans le cas $IP = 15\%$. Ceux-ci sont cependant moins significatifs que pour le choix de la famille de courbes de dégradation. Il a finalement été décidé de considérer un indice de plasticité $IP = 0\%$ pour l'ensemble des calculs. Il serait néanmoins pertinent d'effectuer par la suite une étude de sensibilité sur les résultats obtenus en linéaire équivalent avec un indice de plasticité de 15%.

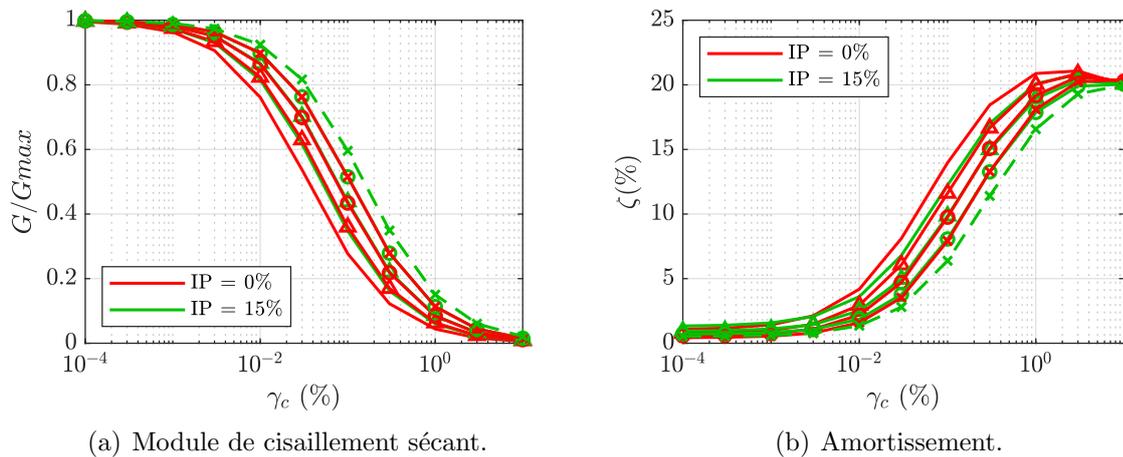


FIGURE 3.18 – Comparaisons entre les courbes obtenues avec (Darendeli, 2001) pour $IP = 0\%$ (rouge) et $IP = 15\%$ (vert) décrivant l'évolution (a) du module de cisaillement et (b) de l'amortissement avec la déformation de cisaillement pour différentes profondeurs z sous la surface du sol. Sans marqueur : $z = -0.1$ m ; Δ : $z = -30$ m ; \circ : $z = -100$ m et \times : $z = -300$ m.

Choix des autres paramètres La sensibilité des courbes de dégradation aux autres paramètres d'entrée a été illustrée dans le chapitre 1, et plus précisément dans la partie 1.4.4. Suite aux observations effectuées dans cette partie, l'impact du degré de surconsolidation, du nombre de cycles et de la fréquence des cycles est jugé moins significatif que celui de l'indice de plasticité ou de la famille de courbes de dégradations utilisés. Ainsi les valeurs suivantes sont choisies de manière systématique pour appliquer les formulations de (Darendeli, 2001) :

- $OCR = 1$;

- $N_c = 20$ cycles ;
- $f_c = 3$ Hz.

3.3.2 Sollicitations sismiques

Pour chaque colonne de sol, les quatre niveaux de sollicitations, caractérisés par les quatre valeurs de \widehat{PGA} , définis dans la partie 3.2.2.2 sont considérés. Par ailleurs, pour chacun d’entre eux, les huit signaux, présentés dans la partie 3.2.3.2, calés sur la valeur correspondante de \widehat{PGA} , sont utilisés en entrée des modèles. Ainsi, la réponse dynamique en linéaire équivalent de chacune des 495 colonnes de sol présentées dans la partie 3.3.1 est calculée à partir de 32 signaux. Ce sont donc 15840 calculs qui sont effectués en linéaire équivalent.

3.3.3 Validité de l’approche en linéaire équivalent

Comme identifié dans l’analyse de l’état de l’art (partie 1.3.2.2), l’approche en linéaire équivalent n’est pas adaptée pour des très forts niveaux de déformation. Le *proxy* pour la déformation proposé par Kim *et al.* (2013) (défini par l’équation 1.34, $\gamma_{proxy} = PGV/V_{S_{30}}$) est calculé, pour chaque situation de cette série de calculs en linéaire équivalent, et est positionné par rapport aux seuils de déformation mis en évidence par (Kim *et al.*, 2013) : 0.1% (seuil au-delà duquel l’approche en linéaire équivalent peut conduire à une sous-estimation du mouvement sismique pour des périodes comprises entre 0.1 s et 1 s par suite d’une surestimation de l’amortissement) et 0.4% (seuil au-delà duquel il est recommandé d’effectuer un calcul non-linéaire). Les valeurs de PGV et $V_{S_{30}}$ utilisées pour le calcul de γ_{proxy} sont présentées respectivement dans les tableaux 3.6 (en multipliant par la valeur de \widehat{PGA} exprimée en m/s^2) et 3.3.

Les résultats obtenus pour chaque niveau de sollicitation \widehat{PGA} sont représentés en fonction de la valeur de $V_{S_{30}}$ sur la figure 3.19 (il s’agit des valeurs en champ libre, sans prise en compte du confinement apporté par la digue). Les signaux ayant pour spectre de réponse normalisé la forme $Z4A_n$ étant associés à des valeurs plus élevées de PGV que les autres signaux, ils sont représentés en bleu afin de pouvoir les distinguer. Cette figure montre que l’utilisation de l’approche en linéaire équivalent est satisfaisante quelle que soit la colonne de sol et le signal d’entrée pour une valeur de \widehat{PGA} inférieure à 0.1 g. Pour une accélération maximale de 0.3 g, les couches de sol les plus molles ($H_c \geq 30m$ avec $\widehat{V}_c \leq 250m/s$ et $H_c = 10m$ avec $\widehat{V}_c = 125m/s$) conduisent parfois à une valeur de γ_{proxy} supérieure à 0.1%. Le mouvement sismique à hautes fréquences peut alors être sous-estimé par les calculs en linéaire équivalent. Enfin, à très fort niveau de sollicitation, les couches de sol les plus molles associées au signal sismique le plus fort conduisent à une valeur de γ_{proxy} légèrement supérieure à 0.4%. Il serait alors préférable d’effectuer un calcul entièrement non-linéaire.

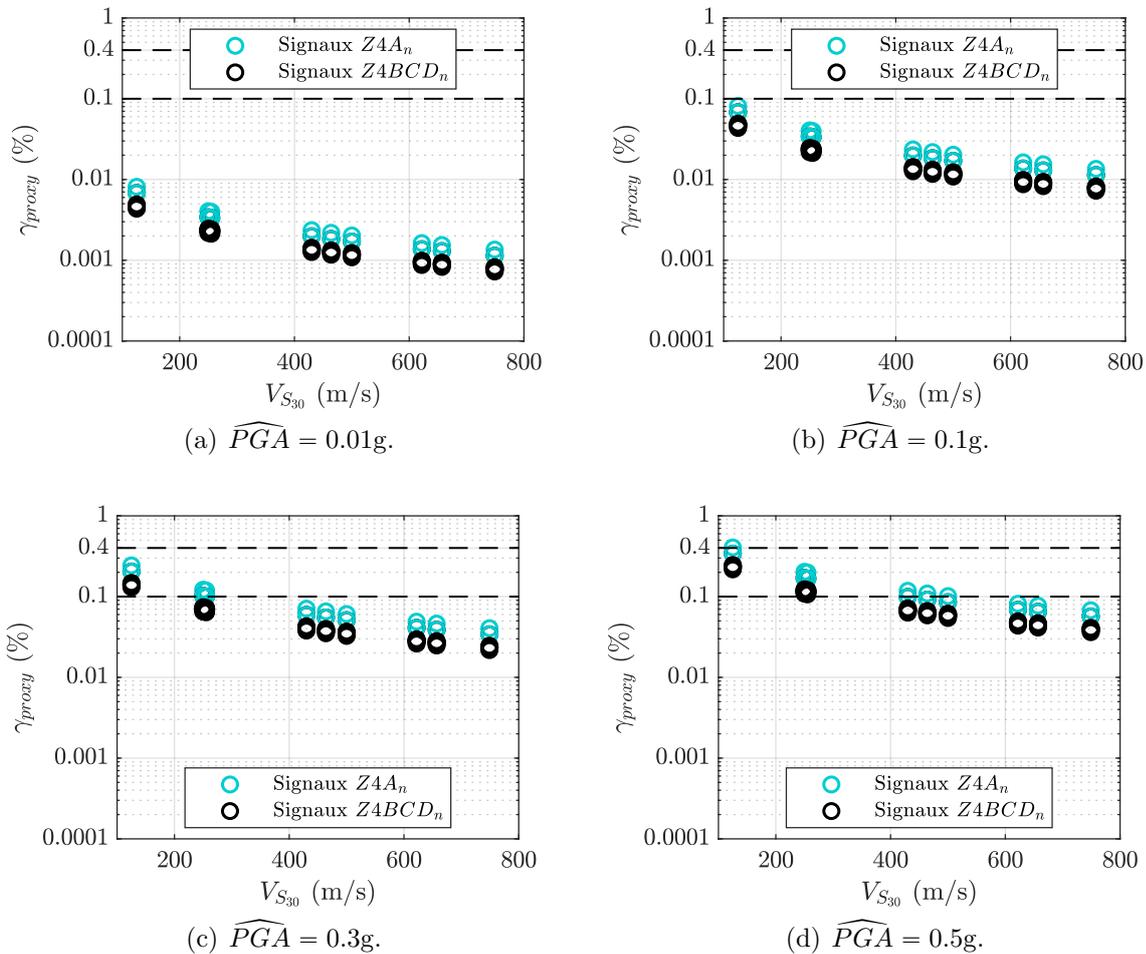


FIGURE 3.19 – Positionnement des situations considérées lors des calculs en linéaire équivalent par rapport aux seuils de 0.1% et 0.4% proposé par (Kim *et al.*, 2013).

3.3.4 Mise en œuvre des calculs

Le principe des calculs en linéaire équivalent est détaillé dans la partie 1.3.2.2 du chapitre 1. Les 15840 calculs sont réalisés à l'aide du programme SHAKE92 (Idriss et Sun, 1992). Comme indiqué dans la partie 1.3.2.2, l'analyse en linéaire équivalent présente le principal avantage d'être peu coûteuse en temps de calcul. Ainsi la réponse dynamique des colonnes de sol est calculée en moins d'une journée. Chaque couche de sol est discrétisée en sous-couches d'épaisseur $\Delta_z = 1$ m. Les caractéristiques du sol sont définies au niveau du milieu de chaque sous-couche afin de pouvoir représenter correctement d'évolution de la vitesse des ondes de cisaillement et de compression avec la profondeur. De la même manière, les courbes de dégradation choisies (voir 3.3.1.3) sont calculées et renseignées au niveau du milieu de chaque sous-couche afin de considérer leur évolution avec la profondeur, due à l'augmentation de la pression de confinement. Le code SHAKE92 a été légèrement modifié par rapport à sa version originale afin de pouvoir considérer un si

grand nombre de sous-couches et de courbes de dégradation (jusqu'à plus de 300 pour la couche la plus épaisse et la hauteur locale de digue la plus grande). La réponse linéaire équivalente de chaque colonne de sol est calculée avec systématiquement 15 itérations. Après chaque itération, pour l'obtention des paramètres sécants itérés, la déformation effective au niveau de chaque sous-couche est considérée égale à 65% de la déformation maximale. A l'issue des calculs, plusieurs données de sortie sont conservées au niveau de chaque sous-couche, et notamment :

- la déformation effective finale ;
- l'amortissement équivalent ;
- le module de cisaillement équivalent ;
- l'accélération maximale.

Ces données sont liées à des *maxima* atteints ponctuellement au niveau de chaque point de discrétisation de la colonne de sol de manière non nécessairement synchrone sur tout le profil.

3.3.5 Post-traitement des données

Pour chaque colonne de sol étudiée en linéaire équivalent les résultats sont conservés pour un niveau de sollicitation donné (et non pour un signal d'entrée donné) : les différentes données de sortie des calculs linéaires équivalents sont moyennées sur les 8 signaux pour une valeur de \widehat{PGA} fixée. Cette étape conduit nécessairement à une perte d'information, le niveau de déformation maximal ne pouvant plus être relié aux indicateurs de nocivité autres que l'accélération maximale et le spectre de réponse. Les signaux peuvent avoir un effet important sur les déformations maximales calculées à chaque profondeur et sur les paramètres équivalents estimés. Les niveaux de déformations semblent particulièrement sensibles aux signaux d'entrée lorsque la vitesse des ondes de cisaillement est faible et que le niveau de sollicitation est fort. A titre d'exemple, la figure 3.20 montre les différentes valeurs d'amortissement obtenues à chaque profondeur avec les 8 signaux d'entrées (en bleu pour les signaux de forme spectrale $Z4A_n$ pour les distinguer des autres signaux, en noir) et le profil d'amortissement moyen retenu pour la colonne de sol (en rouge). Le cas particulier présenté sur cette figure est celui de la colonne de sol caractérisée par $H_{dloc} = 0$ m, $H_c = 10$ m, $\widehat{PGA} = 0.5$ g et $\widehat{V}_c = 125$ m/s (figure 3.20(a)) ou $\widehat{V}_c = 500$ m/s (figure 3.20(b)). Dans cette dernière situation, l'ensemble des signaux conduisent globalement aux mêmes déformations et donc valeurs d'amortissement équivalent. Pour chaque colonne de sol et niveau de sollicitation, la déformation maximale, l'amortissement équivalent et le module de cisaillement dégradé sont ainsi conservés.

De la même manière, les accélérations maximales sont sauvegardées à chaque profondeur pour chaque colonne de sol et niveau de sollicitation. Il s'agit des accélérations maximales moyennées sur les 8 signaux d'entrée. En particulier, une attention particulière est portée aux accélérations obtenues en surface des colonnes de sol. Elles sont notées par la suite :

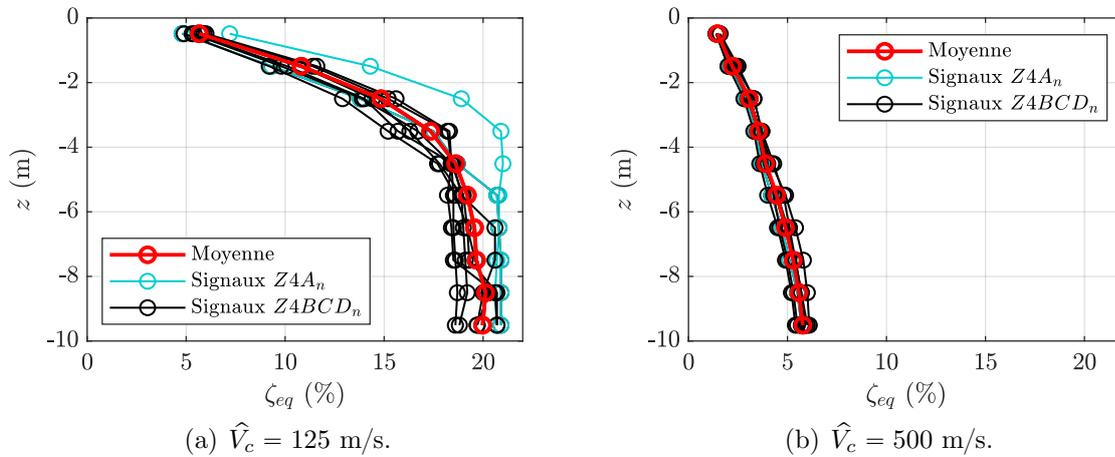


FIGURE 3.20 – Exemple d’amortissement moyen calculé à chaque profondeur pour le cas $H_{d_{loc}} = 0$ m, $H_c = 10$ m, $\widehat{PGA} = 0.5$ g et (a) $\widehat{V}_c = 125$ m/s (b) $\widehat{V}_c = 500$ m/s.

- PGA_{FF1D} dans le cas où $H_{d_{loc}} = 0$ m ;
- $PGA_{< crête > 1D}$ dans le cas où $H_{d_{loc}} = 4, 10$ ou 20 m (valeurs de H_d retenues pour l’étude paramétrique (voir tableau 3.1)).

3.3.6 Niveaux de déformation, amortissement et module sécant obtenus

Le principal résultat de cette étude consiste à fournir une estimation réaliste des valeurs d’amortissement et de dégradation du module de cisaillement à considérer en chaque point des modèles numériques élastiques 2D. Celles-ci sont interpolées comme illustré sur la figure 3.14(b) à partir des résultats conservés à l’issue des calculs en linéaire équivalent (voir paragraphe précédent). A titre d’exemple, les figures 3.21 et 3.22 présentent les images d’amortissement obtenues pour quelques cas particuliers. La figure 3.21 considère une digue et un niveau de sollicitation intermédiaires ($H_d = 10$ m, $V_d = 300$ m/s et $\widehat{PGA} = 0.1$ g), une couche de sol de 30 m d’épaisseur avec $\widehat{V}_c = 125$ m/s (figure 3.21(a)) ou $\widehat{V}_c = 500$ m/s (figure 3.21(b)). La figure 3.22 présente des configurations plus « extrêmes » : très fort niveau de sollicitation ($\widehat{PGA} = 0.5$ g), et contraste maximal entre les parties « digue » et couche de sol (figure 3.22(a)). Comme le montrent ces figures, l’amortissement équivalent (et donc les niveaux de déformation) dans la couche est plus grand pour les couches de sol molles. Pour une digue donnée, ici $H_d = 10$ m et $V_d = 300$ m/s, l’amortissement équivalent au sein de la digue est sensible aux propriétés de la couche de sol. En particulier, lorsque la couche de sol est relativement raide par rapport à la digue (cas des figures 3.21(b) et 3.22(a)), l’amortissement est légèrement plus important au cœur de la digue que dans le cas contraire (figure 3.21(a)). L’augmentation du niveau de sollicitation entraîne une augmentation de l’amortissement (voir figure 3.22).

Globalement, les déformations (et donc l'amortissement et la dégradation du module) :

- sont d'autant plus fortes que le niveau de sollicitation est grand ;
- sont d'autant plus fortes que la vitesse élastique des ondes de cisaillement dans le milieu est faible ;
- dépendent peu, dans la couche de sol, des propriétés de la partie digue ;
- sont sensibles, dans la partie digue, au contraste avec la couche de sol.

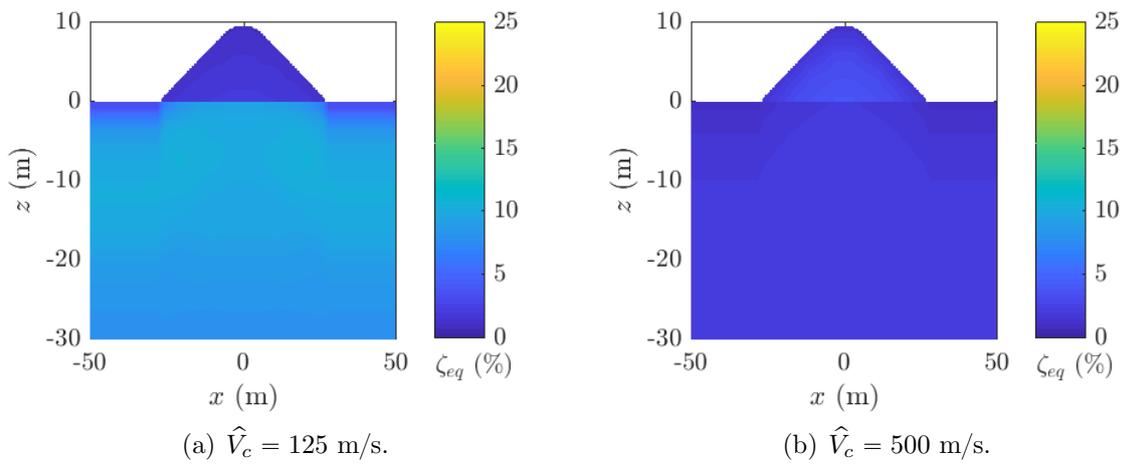


FIGURE 3.21 – Amortissements équivalents obtenus suite à la série de calculs en linéaire équivalent pour les cas $H_d = 10$ m, $V_d = 300$ m/s, $\widehat{PGA} = 0.1$ g et (a) $\widehat{V}_c = 125$ m/s, (b) $\widehat{V}_c = 500$ m/s.

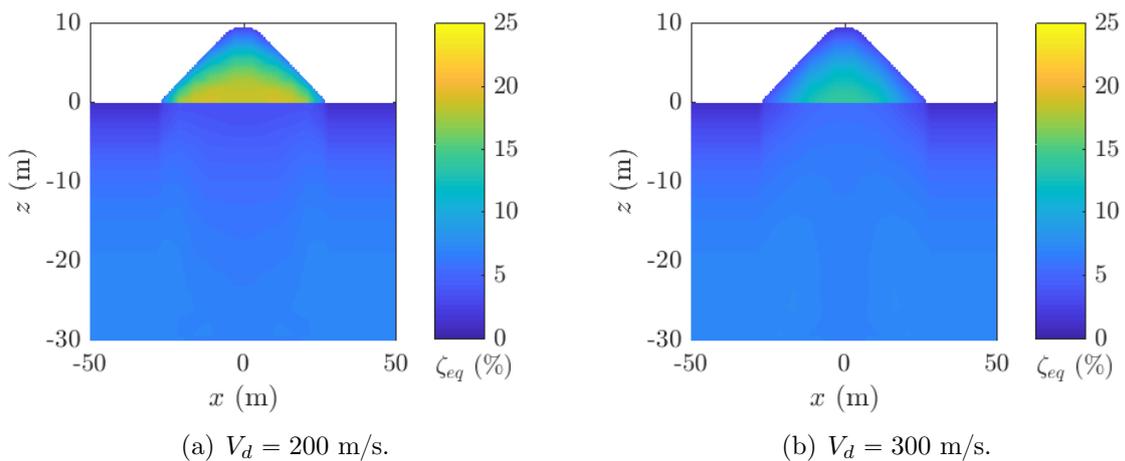


FIGURE 3.22 – Amortissements équivalents obtenus suite à la série de calculs en linéaire équivalent pour les cas $H_d = 10$ m, $\widehat{V}_c = 500$ m/s, $\widehat{PGA} = 0.5$ g et (a) $V_d = 200$ m/s, (b) $V_d = 300$ m/s.

3.3.7 Impact de la non-linéarité

Comme indiqué dans la section précédente, les amortissements estimés peuvent être relativement forts, ce qui a pour principale conséquence de réduire le mouvement sismique, et en particulier l'accélération maximale, en surface du sol. Pour quantifier l'impact de la non-linéarité sur l'accélération maximale, le rapport suivant est calculé pour chaque colonne de sol « en champ libre » ($H_{dloc} = 0\text{m}$) et chaque niveau de sollicitation \widehat{PGA} :

$$R_{NL} = \frac{PGA_{FF1D}(\widehat{PGA})}{\widehat{PGA}} / \frac{PGA_{FF1D}(0.01\text{g})}{0.01\text{g}} \quad (3.11)$$

Ce rapport quantifie l'impact de la non-linéarité sur l'amplification/atténuation du mouvement sismique d'entrée par la couche de sol. Il est égal à 1 lorsque $\widehat{PGA} = 0.01\text{g}$ (réponse élastique) et décroît lorsque la non-linéarité augmente.

La figure 3.23 représente ce rapport dans le plan formé par l'épaisseur de la couche de sol et la vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol (à faible niveau de déformation) pour deux valeurs de \widehat{PGA} : 0.1 g (figure 3.23(a)) et 0.5 g (figure 3.23(b)). L'impact de la non-linéarité est d'autant plus significatif pour les couches de sol épaisses et molles. Comme attendu, il augmente avec le niveau de sollicitation.

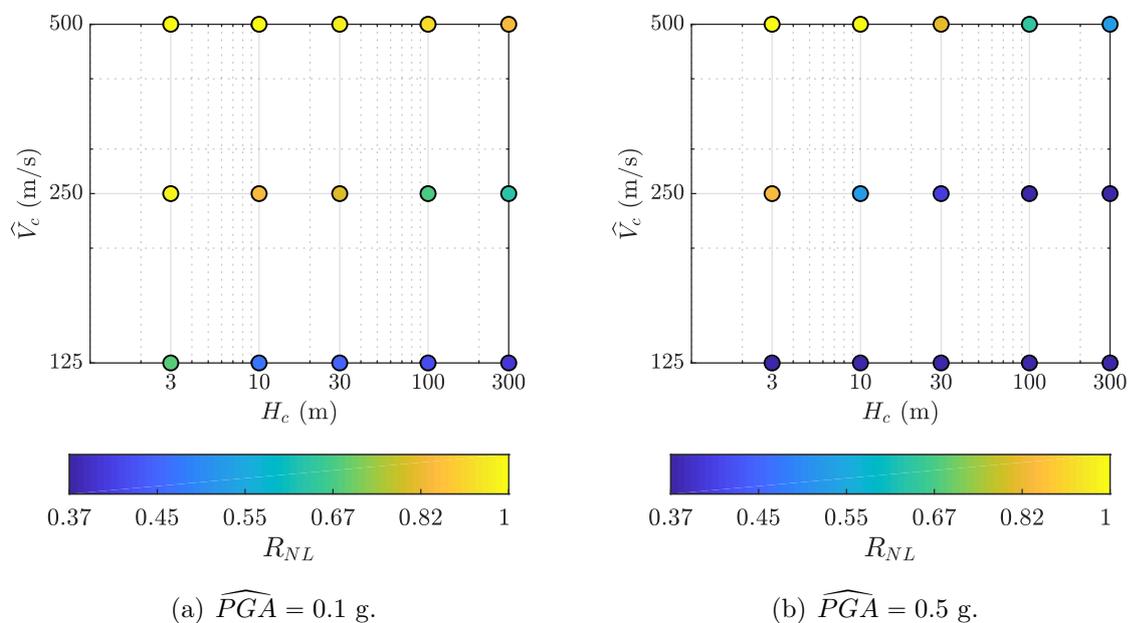


FIGURE 3.23 – Caractérisation de l'effet de la non-linéarité en champ libre pour (a) $\widehat{PGA} = 0.1\text{g}$ et (b) $\widehat{PGA} = 0.5\text{g}$.

3.4 Modèles numériques 2D

3.4.1 Caractéristiques des simulations numériques

3.4.1.1 Modélisation numérique

Le code SPECFEM2D (Martin *et al.*, 2008) est utilisé pour le calcul numérique direct du mouvement sismique. Ce code implémente une méthode de résolution aux éléments spectraux en espace, avec un polynôme d'ordre 4, et un schéma explicite d'ordre 2 en différences finies en temps. Avant de réaliser l'ensemble des modèles numériques, l'utilisation de ce code a été validée par comparaison de la propagation des ondes obtenues à celles fournies par un autre outil de modélisation (COMSOL) et un opérateur différent. Cette comparaison est présentée en annexe D.

Les principales caractéristiques des modèles numériques sont synthétisées sur le schéma de la figure 3.24. La largeur totale du domaine de calcul est de 4000 m, avec la digue au centre, et il s'étend jusqu'à une profondeur de -1500 m. Trois milieux élastiques distincts sont définis : la digue, la couche de sol et le rocher. Des conditions aux frontières absorbantes sont utilisées sur les bords latéraux et à la base des modèles. Le mouvement incident est imposé sous la forme d'une onde plane à incidence verticale à la profondeur -1200 m - soit à au moins 900 m sous le toit du rocher. La polarisation du mouvement coïncide avec la direction horizontale dans le plan (onde SV).

La réponse impulsionnelle est calculée pour l'ensemble des 540 modèles jusqu'à 25 Hz. Le déplacement imposé en profondeur correspond à un Dirac, filtré passe-bas sous 20 Hz, dont la trace temporelle et la transformée de Fourier sont présentées sur les figures 3.25(a) et 3.25(b) respectivement. Le principal intérêt de ce signal est que l'amplitude de son spectre de Fourier est égale à 1 jusqu'à environ 25 Hz (le pulse est « unitaire » en fréquences) : il garantit donc de solliciter l'ensemble des fréquences d'intérêt et de faciliter la convolution des résultats.

Le maillage utilisé pour la méthode spectrale est constitué de quadrilatères. La résolution du maillage dans la couche de sol est adaptée à la vitesse des ondes de cisaillement de manière à garantir des résultats valides jusqu'à 25 Hz, soit une taille des éléments inférieure à la longueur d'onde minimale. Le maillage est ainsi d'autant plus raffiné que la vitesse élastique des ondes de cisaillement dans la couche de sol est faible et que le PGA est fort (vitesses très dégradées). Le mailleur CUBIT est utilisé pour la réalisation des différents maillages. La figure 3.26 fournit un exemple de maillage pour les cas $H_d = 10$ m, $H_c = 30$ m, $\hat{V}_c = 125$ m/s et $PGA = 0.3$ g, quelle que soit la valeur de V_d . Sur cet exemple la taille des éléments est de 1 m dans la digue, 1.25 m dans la partie supérieure de la couche de sol, 2.5 m dans la partie inférieure de la couche de sol et de 20 m dans le rocher.

Les propriétés des matériaux sont spécifiées en chaque point du maillage – il y a 25 points par élément.

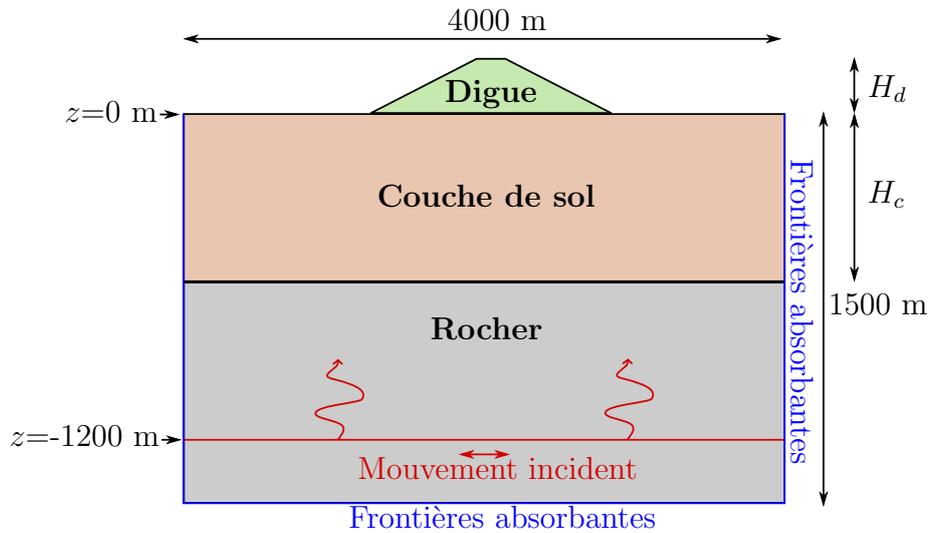


FIGURE 3.24 – Schéma illustrant les principales caractéristiques des modèles numériques dans le cadre de l'étude préliminaire (échelle non respectée).

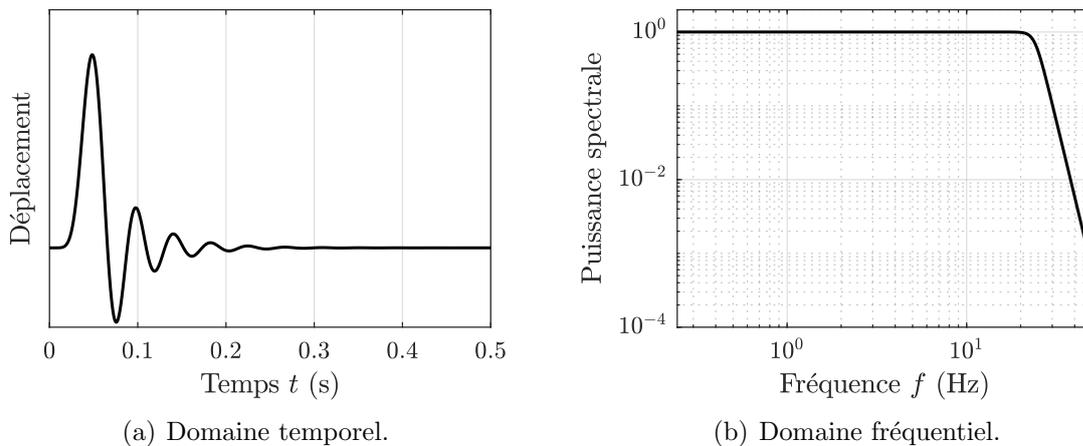


FIGURE 3.25 – Pulse en déplacement dans le domaine (a) temporel, zoom sur les 0.5 premières secondes ; (b) fréquentiel.

3.4.1.2 Lancement des simulations et coût

Les calculs sont effectués sur la machine de calcul Froggy appartenant à CIMENT, le mesocentre de calcul intensif de l'université Grenoble Alpes (https://ciment.ujf-grenoble.fr/wiki-pub/index.php/Welcme_to_the_CIMENT_site!). Pour accélérer les calculs, chaque simulation est lancée sur plusieurs cœurs, entre 16 et 240 cœurs suivant les modèles. Le nombre de cœurs sur lesquels lancer la simulation est attribué en fonction du nombre d'éléments dans le modèle. En lançant chaque simulation sur un seul cœur, la durée totale des calculs aurait atteint 75000 heures. En termes de coûts, cette durée

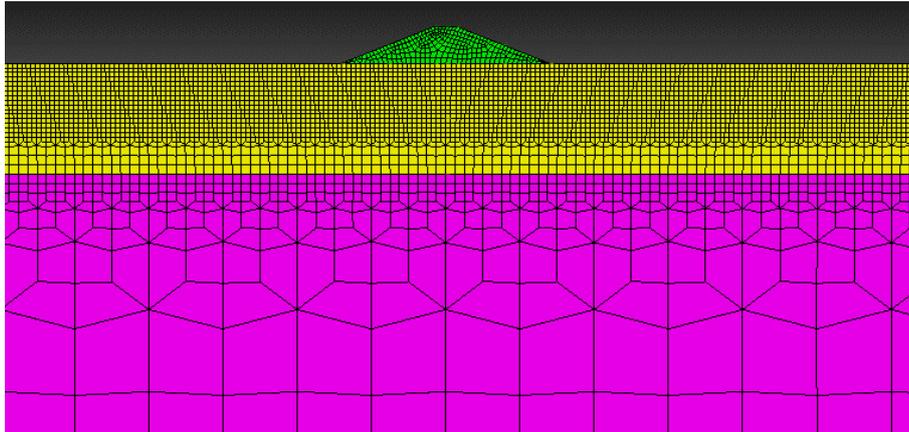


FIGURE 3.26 – Exemple de maillage utilisé (zoom autour de la digue). Cas $H_d = 10$ m, $H_c = 30$ m, $\hat{V}_c = 125$ m/s et $PGA = 0.3$ g. En vert : la digue ; en jaune : la couche de sol ; en violet : la partie supérieure du rocher.

correspond à une facture de 1500 euros en considérant le tarif de 2 centimes de l'heure (tarif évalué par les gestionnaires de la machine de calcul, correspondant à l'amortissement du matériel et à la consommation électrique). Les simulations les plus coûteuses correspondent aux cas où la géométrie est grande (digue haute et la couche de sol la plus épaisse), et les propriétés mécaniques de la couche de sol sont faibles (vitesses élastiques petites et fort niveau de sollicitation). En particulier, la simulation la plus coûteuse concerne le modèle : $H_d=20$ m, $H_c=30$ m, $\hat{V}_c=125$ m/s, $V_d=500$ m/s et $PGA=0.5$ g. Elle correspond à une durée de 1180 heures sur un cœur (environ 5 heures de calcul sur 240 cœurs, et un coût d'environ 24 euros).

3.4.1.3 Données de sortie des simulations numériques

La réponse impulsionnelle est sauvegardée à l'issue des simulations numériques au niveau de différents points du modèle, appelés stations par la suite. La figure 3.27 détaille la répartition des stations choisies. Les données sont sauvegardées :

- le long de l'axe de symétrie du modèle jusqu'au toit du rocher, avec un espacement vertical entre les stations de 1 m ;
- à l'intérieur de la digue à partir de l'abscisse $-L_c/2$ (sur une demi-section) via une nappe de stations espacées verticalement et latéralement de 1 m ;
- à l'intérieur de la couche de sol jusqu'à une profondeur de -3 m et une distance maximale à l'axe de symétrie, notée x_b , variant avec la hauteur de la digue considérée (car correspondant à l'abscisse maximale de sortie d'un cercle potentiel de glissement - x_b est égal à 16 m, 59 m et 92 m pour des hauteurs de digues de 4 m, 10 m et 20 m respectivement, voir plus loin sur la figure 3.32) avec une nappe de stations espacées verticalement et latéralement de 1 m ;

- en « champ libre », entre les abscisses 100 m et 1000 m avec un espacement latéral de 100 m.

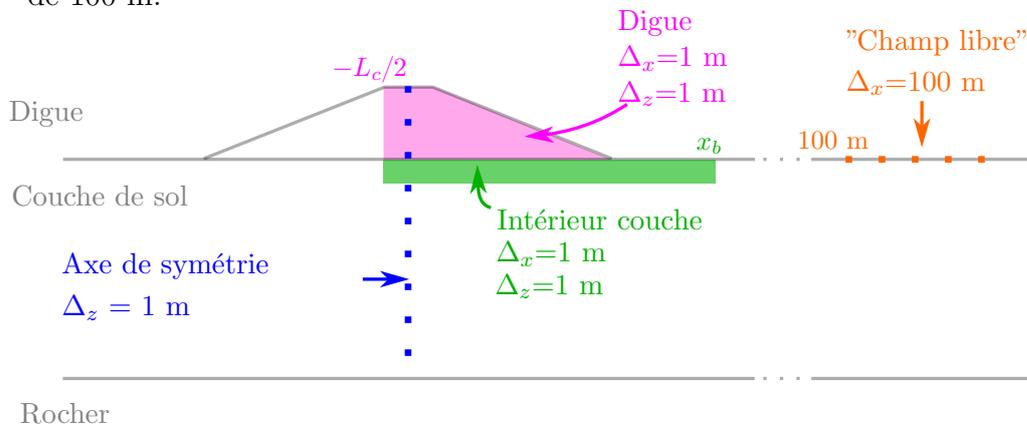


FIGURE 3.27 – Schéma illustrant la position des stations où les données des simulations numériques sont sauvegardées.

Le nombre de stations minimum est de 133 (lorsque $H_d = 4 \text{ m}$ et $H_c = 3 \text{ m}$) et atteint au maximum 1584 pour les cas où $H_d = 20 \text{ m}$ et $H_c = 300 \text{ m}$. Les coordonnées des stations dans la zone de la digue (sans intégrer les stations au-delà de l'abscisse x_b) sont présentées sur la figure 3.28 pour le cas particulier $H_d = 10 \text{ m}$ et $H_c = 30 \text{ m}$.

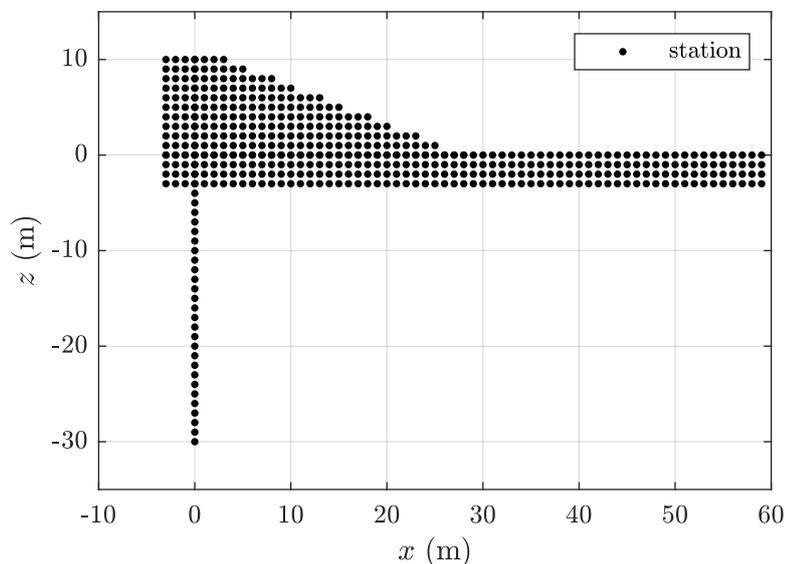


FIGURE 3.28 – Exemple de positionnement des stations (sans les stations en « champ libre ») pour la géométrie définie par $H_d = 10 \text{ m}$ et $H_c = 30 \text{ m}$.

Plusieurs données sont sauvegardées au niveau de chaque station dans le domaine temporel et notamment :

- la vitesse particulière horizontale VX ;
- la dérivée spatiale selon la direction horizontale du déplacement particulière vertical $DXUZ$;
- la dérivée spatiale selon la direction verticale du déplacement particulière horizontal $DZUX$.

3.4.2 Propagation des ondes dans les modèles

Étant donné le nombre conséquent de simulations effectuées, la propagation des ondes ne peut pas être analysée au sein de chacune d'entre elles. Cependant, avant le post-traitement des données, les traces dans le domaine temporel peuvent être observées au niveau de quelques stations et sur quelques simulations choisies afin d'illustrer la physique de propagation des ondes et de s'assurer d'une certaine confiance dans les données numériques.

Les traces temporelles sont dans un premier temps analysées dans le domaine des petites déformations (niveau de sollicitation $\widehat{PGA} = 0.01$ g) pour différentes configurations de digue/couche de sol. Plusieurs localisations de stations sont sélectionnées, en surface libre et le long de l'axe de symétrie, pour constater la propagation des ondes sismiques dans les modèles. Un « code couleur » est utilisé pour plus de clarté sur les graphiques représentant les traces dans le domaine temporel :

- les traces sont colorées en rouge pour les stations localisées dans la digue (ou en surface de la digue) ;
- les traces sont colorées en noir pour les stations localisées à l'interface entre la digue et la couche de sol ($z = 0$ m) ;
- les traces sont colorées en bleu pour les stations localisées dans la couche de sol ;
- les traces sont colorées en vert pour les stations localisées en surface libre ($z = 0$ m et abscisse supérieure à celle du pied de digue) ;

Dans un second temps, l'influence de la dégradation des propriétés mécaniques sur la propagation des ondes sismiques est étudiée en considérant des niveaux de sollicitation plus forts.

3.4.2.1 Propagation des ondes sismiques dans le domaine linéaire

Traces temporelles des ondes en « champ libre » Il s'agit ici d'observer les traces temporelles en vitesse obtenues au niveau des stations situées en surface libre ($z = 0$ m), à une abscisse minimale de 100 m (stations appelées « champ libre » sur la figure 3.27 introduite précédemment). Plus précisément, les signaux obtenus au niveau de trois abscisses ($x = 100$ m, $x = 200$ m et $x = 300$ m) sont représentés pour différentes configurations de digue/couche de sol/niveau de sollicitation. Les propriétés de la digue ont en principe peu d'influence sur les signaux au niveau de ces stations, sauf éventuellement pour la digue de 20 m ayant une emprise à sa base beaucoup plus grande (les simulations choisies

ne considère par cette situation, afin de réellement étudier les signaux « en champ libre » – sans influence de la digue).

La figure 3.29 présente les traces obtenues à faible niveau de sollicitation ($PGA = 0.01$ g), pour une couche de sol d'épaisseur intermédiaire ($H_c = 30$ m) et deux valeurs de \widehat{V}_c différentes ($\widehat{V}_c = 125$ m/s sur la figure 3.29(a) et $\widehat{V}_c = 500$ m/s sur la figure 3.29(b)). Il est tout d'abord possible de repérer l'arrivée de l'onde directe sur les deux configurations de couche de sol : l'onde arrive logiquement plus tôt dans le cas de la couche de sol la plus raide. L'instant théorique de l'arrivée de l'onde directe (calculé à partir de H_c et $V_{S_{30}}$) est marqué sur les graphiques par un trait pointillé noir.

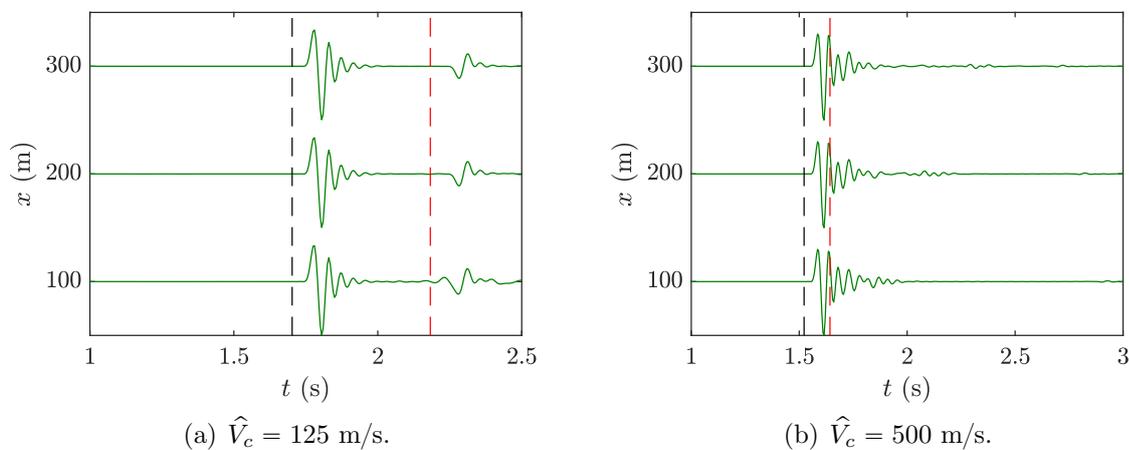


FIGURE 3.29 – Signaux obtenus au niveau de trois stations en surface libre ($z = 0$ m), en « champ libre » ($x = 100$ m, $x = 200$ m et $x = 300$ m) pour la couche de sol caractérisée par $H_c = 30$ m et (a) $\widehat{V}_c = 125$ m/s ou (b) $\widehat{V}_c = 500$ m/s. Cas d'un faible niveau de sollicitation ($\widehat{PGA} = 0.01$ g), pour une même digue ($H_d = 10$ m et $V_d = 500$ m/s). Les traits pointillés noirs et rouges indiquent respectivement les instants théoriques de première et seconde arrivées (après un aller-retour), estimés à partir de H_c et $V_{S_{30}}$, le décalage correspond à celui présent au début du signal imposé (voir figure 3.25(a)).

Par ailleurs, pour le cas de la couche molle ($\widehat{V}_c = 125$ m/s sur la figure 3.29(a)) montre la présence d'ondes réfléchies à l'interface avec le rocher et illustre les « allers-retours » des ondes au sein de la couche de sol (l'instant théorique d'arrivée de l'onde réfléchi est marqué en trait pointillé rouge sur les graphiques). Dans le cas de la couche de sol plus raide, le temps de trajet aller-retour est faible et la seconde arrivée est « mélangée » au signal principal.

Traces temporelles le long de l'axe de symétrie La figure 3.30 montre la propagation des ondes sismiques le long de l'axe de symétrie (entre $z = -20$ m et $z = 20$ m), dans le domaine linéaire ($\widehat{PGA} = 0.01$ g), pour une même digue haute ($H_d = 20$ m) et peu compactée ($V_d = 200$ m/s), reposant sur une couche de sol d'épaisseur intermédiaire

($H_c = 30$ m). Cette figure permet de comparer les phénomènes de propagation observés en fonction de la rigidité de la couche de sol : ceux-ci sont différents entre le cas d'une couche molle ($\widehat{V}_c = 125$ m/s sur la figure 3.30(a)) et d'une couche raide ($\widehat{V}_c = 500$ m/s sur la figure 3.30(b)). Le code couleur présenté au début de cette section est utilisé (en rouge : stations dans la digue, en noir : stations à l'interface digue/couche de sol, en bleu : stations dans la couche de sol).

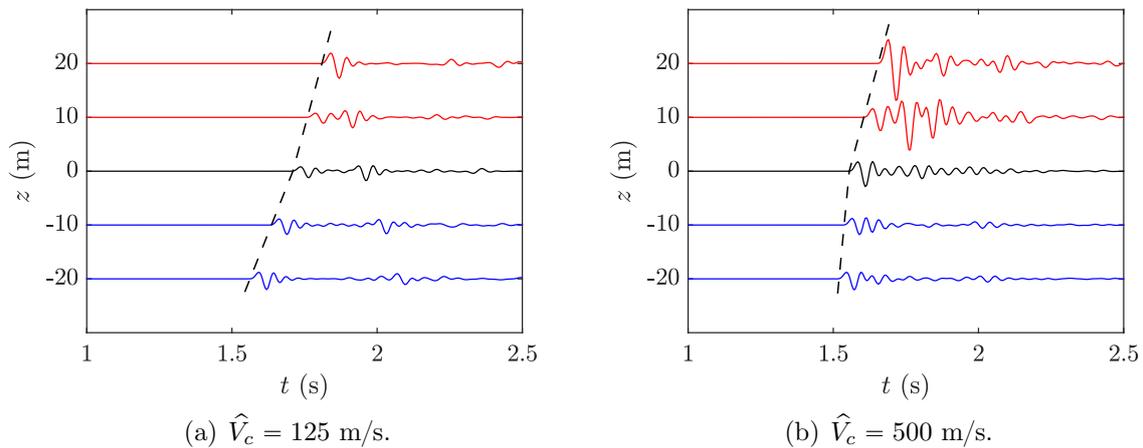


FIGURE 3.30 – Signaux obtenus au niveau de quelques stations situées sur l'axe de symétrie ($x = 0$ m) à faible niveau de sollicitation ($\widehat{PGA} = 0.01$ g), pour une même digue ($H_d = 20$ m et $V_d = 200$ m/s), reposant sur une couche de sol caractérisée par $H_c = 30$ m et (a) $\widehat{V}_c = 125$ m/s ou (b) $\widehat{V}_c = 500$ m/s. Le trait pointillé noir signale l'arrivée de l'onde directe au niveau de chaque station.

La propagation des ondes sismiques sur la figure 3.30(a), pour laquelle la vitesse dans la couche de sol (à la base de la digue) est plus faible que dans la digue elle-même, est analysée dans un premier temps. Dans ce cas, il est possible de constater la propagation de l'onde directe – qui se propage plus rapidement dans la digue que dans la couche de sol – puis sa réflexion en surface et sa propagation « vers le bas » dans la digue puis dans la couche de sol. L'onde réfléchiée est entièrement transmise à la couche de sol.

Au contraire, dans le cas d'une couche de sol raide – plus raide que la digue – présenté sur la figure 3.30(b), de nombreuses réflexions ont lieu au sein de la digue (visibles sur les traces en rouge). L'onde directe se propage plus rapidement dans la couche de sol, elle est transmise dans la digue (où elle se propage plus lentement que dans la couche de sol) puis réfléchiée en surface de la digue. Les ondes sont ensuite « piégées » dans la digue, le contraste à l'interface entre la digue et la couche de sol ne permettant que peu la transmission de l'énergie dans la couche sol.

L'influence du contraste entre la digue et la couche de sol sur la propagation des ondes sismiques est illustrée sur la figure 3.30 en variant la rigidité de la couche de sol, pour une digue donnée. La même influence du contraste peut être observée lorsque, pour une couche de sol donnée, la vitesse des ondes de cisaillement est modifiée dans la digue.

3.4.2.2 Propagation des ondes sismiques pour des matériaux dégradés

Pour illustrer l'effet de l'amortissement sur la propagation des ondes sismiques, la figure 3.31 présente les traces, dans le domaine temporel, obtenues au niveau de plusieurs stations situées sur l'axe de symétrie ($x = 0$ m) pour une même configuration « intermédiaire » de digue et couche de sol ($H_d = 10$ m, $V_d = 300$ m/s, $H_c = 30$ m et $\hat{V}_c = 250$ m/s). Le niveau de sollicitation, caractérisé par \widehat{PGA} – et donc le niveau d'amortissement – varient entre les quatre graphiques présentés sur la figure 3.31.

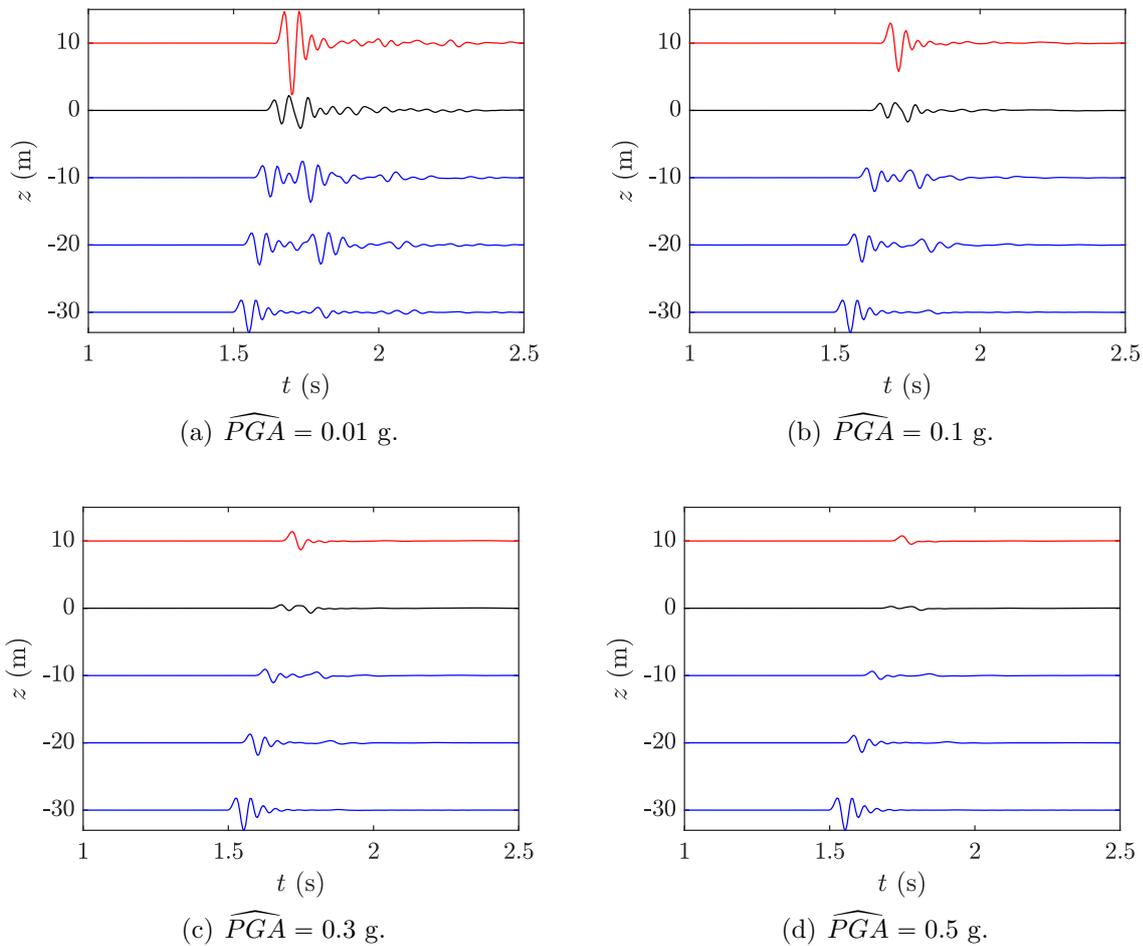


FIGURE 3.31 – Signaux obtenus au niveau de quelques stations situées sur l'axe de symétrie ($x = 0$ m)) pour une configuration intermédiaire de digue/couche de sol ($H_d = 10$ m, $V_d = 300$ m/s, $H_c = 30$ m et $\hat{V}_c = 250$ m/s) à différents niveaux de sollicitation : (a) $\widehat{PGA} = 0.01$ g, (b) $\widehat{PGA} = 0.1$ g, (c) $\widehat{PGA} = 0.3$ g et (d) $\widehat{PGA} = 0.5$ g.

L'augmentation du \widehat{PGA} , impliquant une augmentation de l'amortissement équivalent dans les modèles et une diminution de la vitesse équivalente des ondes de cisaillement, conduit à amortir significativement les ondes sismiques et à réduire leur vitesse de propagation.

L'effet de la non-linéarité est illustré, à titre d'exemple, sur la figure 3.31 en montrant l'évolution de la propagation des ondes sismiques avec l'augmentation du niveau de sollicitation (et donc de la non-linéarité). Comme indiqué précédemment, les effets non-linéaires sont aussi plus marqués lorsque la vitesse des ondes de cisaillement décroît ou que l'épaisseur de la couche de sol augmente.

3.5 Post-traitement des données numériques

3.5.1 Convolution

Cette étape vise à utiliser la réponse impulsionnelle pour obtenir le mouvement sismique, et en particulier l'historique de l'accélération horizontale et de la déformation de cisaillement, en cas de sollicitation réelle. Pour chaque simulation, les huit signaux définis dans la partie 3.2.3.2 et représentés dans un domaine normalisé sur la figure 3.11 sont utilisés. Concernant l'amplitude des signaux, celle-ci est :

- adaptée au niveau de sollicitation requis pour chaque simulation (valeur de \widehat{PGA} associée à la simulation : 0.01g, 0.1g, 0.3g ou 0.5g) ;
- divisée par deux pour tenir compte du fait que le niveau de sollicitation (valeur de \widehat{PGA}) est définie en surface libre alors que la sollicitation est imposée en fond de forage.

Pour une simulation donnée, les huit signaux dont l'amplitude est adaptée au niveau de sollicitation requis par le modèle, sont convolués avec les données obtenues numériquement au niveau de chaque station (voir figures 3.27 et 3.28 pour la localisation des stations). Il s'agit d'une convolution en temps, correspondant à une multiplication dans l'espace de Fourier, en fréquence. Deux convolutions sont effectuées, la première vise à obtenir au niveau de chaque station l'évolution temporelle de l'accélération horizontale à partir de VX . La seconde convolution permet de calculer l'évolution temporelle de la déformation de cisaillement au niveau de chaque stations à partir de $DZUX$ et $DXUZ$. Les données $DZUX$ et $DXUZ$ sont convoluées pour donner respectivement l'évolution temporelle de la dérivée du déplacement horizontal selon la direction verticale et de la dérivée du déplacement vertical par rapport à la direction horizontale : $\frac{\partial u_x}{\partial z}$ et $\frac{\partial u_z}{\partial x}$. La déformation de cisaillement totale est alors donnée par :

$$\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right) \quad (3.12)$$

3.5.2 Résultats conservés : valeurs maximales

Comme indiqué en introduction de ce chapitre, cette étude vise à estimer les sollicitations maximales de l'ouvrage, et en particulier l'accélération maximale en crête de

digue et l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement. L'obtention de ces valeurs pour chaque situation est détaillée dans les deux premiers paragraphes ci-dessous. Par ailleurs, les déformations de cisaillement maximales atteintes au niveau de chaque station doivent être estimées afin de vérifier *a posteriori* les hypothèses retenues pour le choix des propriétés dégradées des matériaux. Le dernier paragraphe de cette sous-partie détaille le calcul des déformations maximales recherchées.

3.5.2.1 Accélération maximale au niveau de chaque station

L'accélération maximale (en valeur absolue) est déduite de l'évolution temporelle de l'accélération au niveau de chaque station, chaque modèle et chaque signal d'entrée. Les *maxima* obtenus au niveau de deux stations d'un même modèle ne sont pas nécessairement atteints au même instant (non synchrone). Finalement, l'accélération maximale conservée au niveau d'une station est la moyenne des 8 valeurs obtenues pour les 8 signaux d'entrée.

3.5.2.2 Accélération maximale de blocs potentiels de glissement

Cinq géométries de blocs potentiels de glissement caractérisées par leur épaisseur maximale, définie entre la crête de digue et la profondeur maximale du glissement et notée y_b , sont définies. Celles-ci sont présentées sur la figure 3.32. Les surfaces de rupture considérées forment des arcs de cercle passant par par l'extrémité « gauche » de la crête et présentant une tangente horizontale à la sortie du glissement ou, pour le plus profond, à l'aplomb du pied « droit » de la digue. Le bloc le plus profond emporte une partie de la couche de sol, ce qui peut survenir lorsque cette dernière présente des propriétés mécaniques plus faibles que le corps de la digue. Le cercle de glissement permettant de représenter cette situation atteint une profondeur minimale de -3 m, quel que soit le modèle considéré. Les cinq valeurs de y_b considérées sont (du cercle le plus superficiel au plus profond) : $\frac{H_d}{4}$, $\frac{H_d}{2}$, $\frac{3H_d}{4}$, H_d et H_d+3 m.

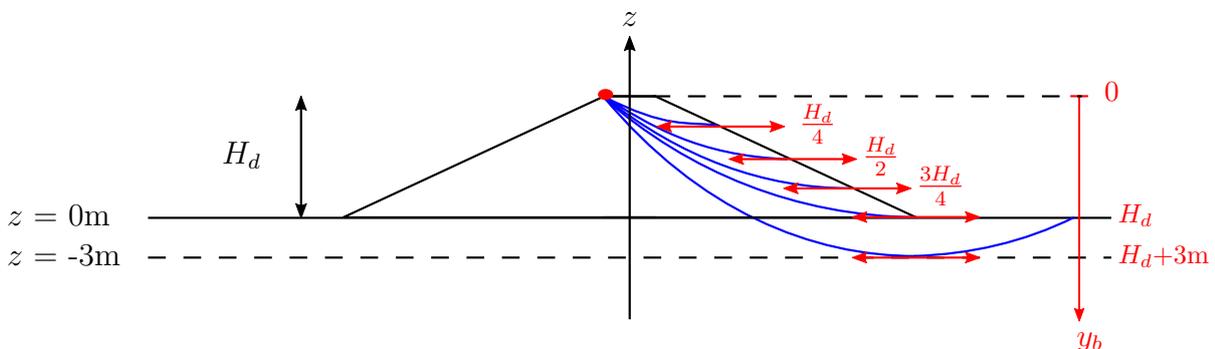


FIGURE 3.32 – Géométries des blocs potentiels de glissement considérés pour le post-traitement des données.

Comme expliqué dans le paragraphe 1.5.2, le mouvement au sein d'un bloc de glissement n'est pas nécessairement en phase en tous les points. Ce qu'il convient d'estimer est donc le maximum synchrone sur l'ensemble du bloc. L'accélération moyenne du bloc doit donc être calculée à chaque pas de temps pour ensuite déduire la valeur pic de cette accélération. Le calcul est ainsi effectué en plusieurs étapes :

1. sélectionner les stations appartenant au bloc étudié ;
2. calculer l'accélération moyenne sur ces stations (sachant qu'elles sont équiréparties) à chaque pas de temps, cette étape donne l'évolution temporelle de l'accélération du bloc ;
3. récupérer le *maxima* en valeur absolue de l'évolution temporelle de l'accélération moyenne.

Ce calcul est effectué pour chaque configuration, chaque bloc étudié et chaque accélérogramme d'entrée. Comme pour l'accélération maximale en un point, les accélérations maximales des blocs sont moyennées par niveau de sollicitation (sur les 8 accélérogrammes d'entrée calés sur la valeur de \widehat{PGA} requise pour la simulation).

3.5.2.3 Déformations de cisaillement maximales au niveau de chaque station

Le processus reste sensiblement le même que pour le calcul de l'accélération maximale atteinte au niveau de chaque station. Pour chaque situation, chaque signal d'entrée (8 signaux calés sur la valeur de \widehat{PGA}) et chaque station du modèle, la déformation de cisaillement maximale (en valeur absolue) est conservée. La moyenne est ensuite effectuée sur les 8 signaux d'entrée.

3.6 Résultats

Le principal résultat de cette étude paramétrique est l'obtention de l'accélération maximale en crête et de l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement dans différentes configurations de digue/couche de sol/niveau de sollicitation pour le développement d'une nouvelle méthode simplifiée. Ces données ont été obtenues en utilisant une approche originale consistant à utiliser les résultats de calculs linéaires équivalents 1D (pour contraindre la dissipation d'énergie et la dégradation des propriétés mécaniques sous l'effet de fortes déformations dans les modèles 2D) selon la démarche détaillée dans la partie 3.3. L'approximation associée à cette hypothèse nécessite d'être évaluée *a posteriori*. Par ailleurs, comme l'illustre la figure 3.33, un second intérêt de la série de calculs 1D effectuée est de fournir une estimation du mouvement sismique en champ libre pouvant être directement comparé à celui calculé avec SPECFEM2D. La comparaison des accélérations maximales obtenues en champ libre en 1D et en 2D pour chaque configuration de couche de sol peut notamment permettre d'apporter une confiance dans les

résultats des simulations numériques et de repérer les éventuelles erreurs. La comparaison des résultats obtenus en 1D et en 2D est ainsi présentée dans la sous-partie 3.6.1.

Une fois l'approche validée, les résultats des simulations numériques peuvent être utiles à la compréhension des principaux phénomènes physiques de propagation des ondes sismiques dans les modèles. L'identification de ces phénomènes est indispensable au développement d'une méthode simplifiée dont les paramètres d'entrée se justifient par la physique. Dans cette analyse, l'accélération maximale en crête de d'ouvrage $a_{max_{crête}}$ est notamment comparée à celle estimée en champ libre $PGA_{FF_{2D}}$ (c'est à dire en surface, à une abscisse $x = 1000$ m) et à celle imposée au rocher affleurant \widehat{PGA} , pour chaque configuration de digue/couche de sol/niveau de sollicitation. L'analyse des rapports d'accélération maximales est présentée dans la sous-partie 3.6.2.

Finalement, la sous-partie 3.6.3 permet d'évaluer le rôle de la résonance de la digue dans l'amplification du mouvement sismique et d'établir un lien avec les mesures H/V effectuées en crête d'ouvrages réels présentées dans le chapitre 2.

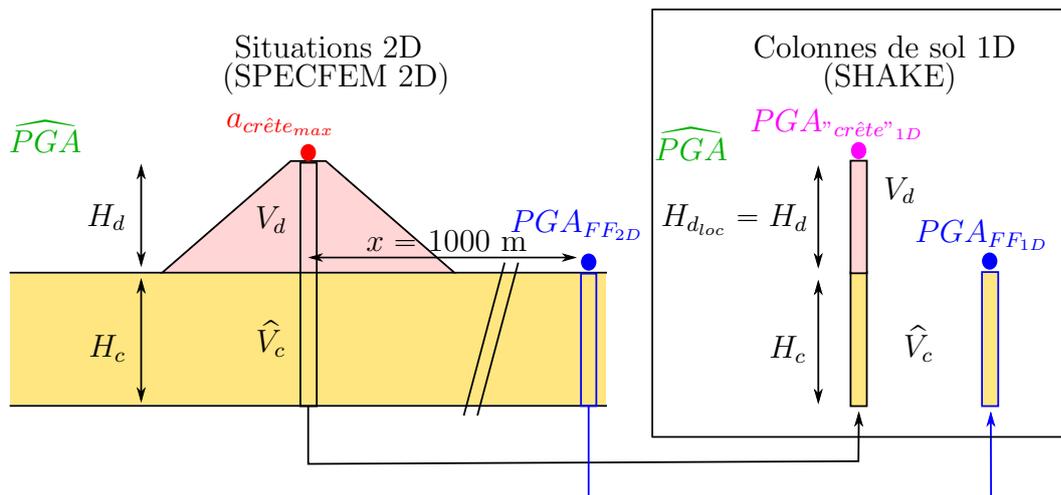


FIGURE 3.33 – Lien entre les différents résultats (1D et 2D) et présentation des notations utilisées.

3.6.1 Validation des modèles par comparaison aux calculs 1D en linéaire équivalent

3.6.1.1 Accélération maximales en champ libre

Cette étape constitue une vérification supplémentaire permettant de s'assurer de la validité des simulations réalisées. En effet, étant donnée la quantité de calculs effectués, les résultats ne peuvent pas être analysés de manière approfondie pour chaque simulation. Cependant, afin de pouvoir accorder une certaine confiance aux données numériques obtenues, des grandeurs synthétiques peuvent être évaluées. En particulier, la comparaison

des accélérations maximales obtenues en champ libre à l'issue des calculs en linéaire équivalent 1D ($H_{d_{loc}} = 0$ m) et celles issues des calculs menés avec SPECFEM2D pour des colonnes de sol équivalentes peut permettre de vérifier qu'aucune erreur « grossière » ne s'est glissée dans les simulations numériques.

Concernant les modèles 2D, les résultats présentés sont issus des données recueillies au niveau de la station de coordonnées (1000,0), soit la station plus éloignée de la digue située en surface de la couche de sol (voir figure 3.27). Par définition, le mouvement en champ libre n'est pas influencé par la présence de la digue, mais uniquement par la couche de sol. Sur les simulations numériques, pour une couche de sol et un niveau de sollicitation donnés, le pourcentage de variation entre les 9 valeurs de PGA_{FF2D} (correspondant aux 9 digues) atteint au maximum 3% de la valeur moyenne (pour le cas $H_c = 300$ m, $\hat{V}_c = 500$ m/s et $\widehat{PGA} = 0.01$ g). La seconde valeur la plus grande prise par pourcentage de variation est de 1.7% de la valeur moyenne pour le cas $H_c = 30$ m, $\hat{V}_c = 250$ m/s et $\widehat{PGA} = 0.01$ g. Pour l'ensemble des autres configurations, la variation est inférieure à 1% de la valeur moyenne de PGA_{FF2D} (pour cette configuration de couche/niveau de sollicitation). La variation de PGA_{FF2D} avec les caractéristiques de la digue diminue globalement avec la valeur de \widehat{PGA} (elle est systématiquement inférieure à 0.5% pour $\widehat{PGA} \geq 0.1$ g) et sa valeur minimale est de 0.0043 pour la configuration $H_c = 100$ m, $\hat{V}_c = 125$ m/s et $\widehat{PGA} = 0.3$ g.

Les accélérations maximales au niveau de la station de coordonnées (1000,0) peuvent donc être calculées pour une digue donnée quelconque (la digue utilisée correspond à $H_d = 4$ m et $V_d = 200$ m/s). Pour chacune des 60 couches de sol considérées (5 valeurs de H_c , 3 valeurs de \hat{V}_c et 4 valeurs de \widehat{PGA}), l'accélération maximale au niveau de ce point est calculée conformément à la démarche présentée dans la sous-partie 3.5.2.1. Il s'agit donc de la moyenne sur les 8 signaux utilisés pour la convolution par la réponse impulsionnelle (présentés dans la sous-partie 3.2.3.2). Pour chaque couche de sol, l'accélération maximale ainsi obtenue est comparée à l'accélération maximale issue du calcul 1D en linéaire équivalent pour la même stratification du sol et le même niveau de sollicitation, soit pour : $H_{d_{loc}} = 0$ m, la même épaisseur de couche, le même profil de vitesse des ondes de cisaillement et le même PGA du signal d'entrée. De la même manière, l'accélération maximale issue du calcul 1D résulte de la moyenne obtenue en $z = 0$ m sur les 8 mêmes signaux d'entrée, conformément à la démarche présentée dans la sous-partie 3.3.5.

La figure 3.34 synthétise les résultats de cette comparaison. Pour chaque couche de sol, les accélérations maximales obtenues sont représentées dans le plan (PGA_{FF1D}, PGA_{FF2D}) , où PGA_{FF1D} et PGA_{FF2D} désignent respectivement l'accélération maximale obtenue avec SHAKE (calcul 1D) et avec SPECFEM 2D. L'indice FF fait référence à « *Free Field* » (champ libre). La droite d'équation $y = x$ (en pointillé sur la figure) représente le cas où les deux accélérations maximales sont égales. Quelque soit le niveau de sollicitation \widehat{PGA} les points s'éloignent peu de cette droite.

Pour quantifier les éventuels écarts entre les accélérations maximales obtenues en

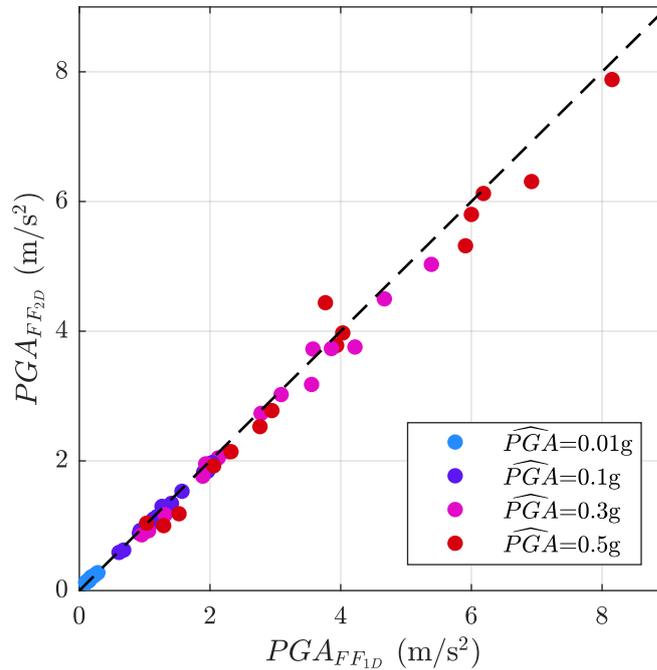


FIGURE 3.34 – Comparaison des accélérations maximales obtenues en champ libre avec les modèles numériques 2D et 1D.

champ libre, le rapport suivant est estimé pour chaque couche de sol :

$$R_{FF2D/1D} = \frac{PGA_{FF2D}}{PGA_{FF1D}}$$

La moyenne géométrique de ce rapport est égale à 0.93, et l'écart type logarithmique (logarithme népérien) est égal à 0.064, correspondant à un facteur multiplicatif de 1.07. L'accélération estimée en champ libre par les modèles numériques 2D est légèrement inférieure à celle calculée sur les colonnes de sol dans SHAKE. Cet écart est probablement lié à l'utilisation de propriétés dégradées des matériaux moyennes quel que soit le signal d'entrée - alors que le niveau de déformation de SHAKE varie avec le signal d'entrée (voir figure 3.20). Cette comparaison est néanmoins jugée globalement satisfaisante. $R_{FF2D/1D}$ prend la valeur minimale de 0.76 pour les cas $H_c = 30$ ou 100 m, $\hat{V}_c = 125$ m/s et $\widehat{PGA} = 0.5$ g. Il s'agit de couches de sol fortement impactées par la non-linéarité. La valeur maximale du rapport est égale à 1.17. Elle est atteinte pour le cas $H_c = 3$ m, $\hat{V}_c = 125$ m/s et $\widehat{PGA} = 0.5$ g. Il s'agit d'une couche de sol subissant de fortes déformations mais sur une épaisseur très faible.

3.6.1.2 Déformations maximales de cisaillement

Il s'agit de vérifier que la déformation maximale de cisaillement atteinte au niveau des différentes stations des modèles numériques 2D est compatible avec les paramètres équivalents d'amortissement et de module de cisaillement au niveau de ces stations. La relation entre la déformation et les paramètres équivalents est en effet donnée par les courbes de dégradation présentées sur la figure 3.17 (courbes rouges). Dans un premier temps, la déformation maximale calculée au niveau de chaque station des modèles 2D selon la démarche présentée dans la sous-partie 3.5.2.3 est comparée à la déformation maximale estimée lors des calculs 1D et ayant conduit aux choix des paramètres équivalents (selon le processus explicité dans la partie 3.3). Un écart important sur les déformations ne conduisant pas nécessairement à un écart significatif sur les paramètres équivalents, les courbes de dégradation présentant notamment peu de variations à faibles déformations, l'écart sur les paramètres équivalents est aussi étudié. Pour cela, pour chaque valeur de déformation 2D, l'amortissement et la dégradation du module correspondants sont estimés via une lecture sur les courbes de dégradation.

Déformations de cisaillement liées au déplacement horizontal par rapport à la direction verticale Le calcul de la déformation de cisaillement uniquement selon la direction verticale est directement comparable à la déformation de cisaillement calculée en 1D, contrairement à la déformation de cisaillement totale dans laquelle intervient la dérivée par rapport à la direction horizontale (ne pouvant être considérée dans les modèles à une dimension). Afin de présenter des résultats synthétiques les grandeurs suivantes sont estimées pour chacun des 540 modèles :

- la dérivée du déplacement horizontal par rapport à la direction verticale « maximale moyenne » dans la digue (moyenne sur les stations de la digue, de la valeur maximale de $\frac{\partial u_x}{\partial z}$ obtenue au niveau de chaque station) issue des calculs 2D $\left(\frac{\partial u_x}{\partial z}\right)_{digue_{2D}}$;
- la dérivée du déplacement horizontal par rapport à la direction verticale « maximale moyenne » dans la couche de sol (moyenne sur les stations de la couche de sol, de la valeur maximale de $\frac{\partial u_x}{\partial z}$ obtenue au niveau de chaque station) issue des calculs 2D $\left(\frac{\partial u_x}{\partial z}\right)_{couche_{2D}}$;
- la déformation « maximale moyenne » dans la digue (moyenne sur les déformations maximales calculées à chaque profondeur inférieure à celle de l'interface digue/couche de sol) issue des calculs 1D $\gamma_{digue_{1D}} = \left(\frac{\partial u_x}{\partial z}\right)_{digue_{1D}}$ – le calcul étant 1D, la déformation de cisaillement correspond directement à la dérivée du déplacement horizontal par rapport à la direction verticale ;
- la déformation « maximale moyenne » dans la couche de sol (moyenne sur les déformations maximales calculées à chaque profondeur supérieure à celle de l'interface digue/couche de sol) issue des calculs 1D $\gamma_{couche_{1D}} = \left(\frac{\partial u_x}{\partial z}\right)_{couche_{1D}}$ – le calcul étant 1D, la déformation de cisaillement correspond directement à la dérivée du déplacement horizontal par rapport à la direction verticale ;

La figure 3.35 présente la comparaison des déformations maximales estimées en 1D et 2D (uniquement le cisaillement par rapport à la direction verticale) dans la digue et la couche

de sol. Sur cette figure, le code couleur permet de représenter le niveau de sollicitation. La couche de sol étant essentiellement 1D, les déformations maximales estimées lors des calculs 1D sont très proches des déformations maximales issues des calculs 2D (voir figure 3.35(b)). Ainsi, quel que soit le niveau de sollicitation et les caractéristiques de la couche de sol, les paramètres équivalents utilisés au sein de celles-ci sont cohérents avec les niveaux de déformation qu'elle expérimente. Dans la digue, la majorité des situations 2D conduisent à des déformations globalement similaires à celles estimées en 1D. Néanmoins, de nombreux points sur la figure 3.35(a) se trouvent au dessus de la droite $y = x$, signifiant alors que les déformations dans la digue sont plus importantes en 2D que dans une estimation 1D. L'analyse des résultats, et notamment de l'influence des paramètres des modèles numériques sur les écarts entre les déformations calculées en 1D et 2D, révèle que ces situations concernent majoritairement les digues petites et raides reposant sur une couche de sol molle. Ces situations correspondent à des faibles niveaux de déformation dans la digue, leur impact sur l'estimation des paramètres équivalents peut donc être potentiellement moins significatif. Les écarts augmentent par ailleurs avec le niveau de sollicitation.

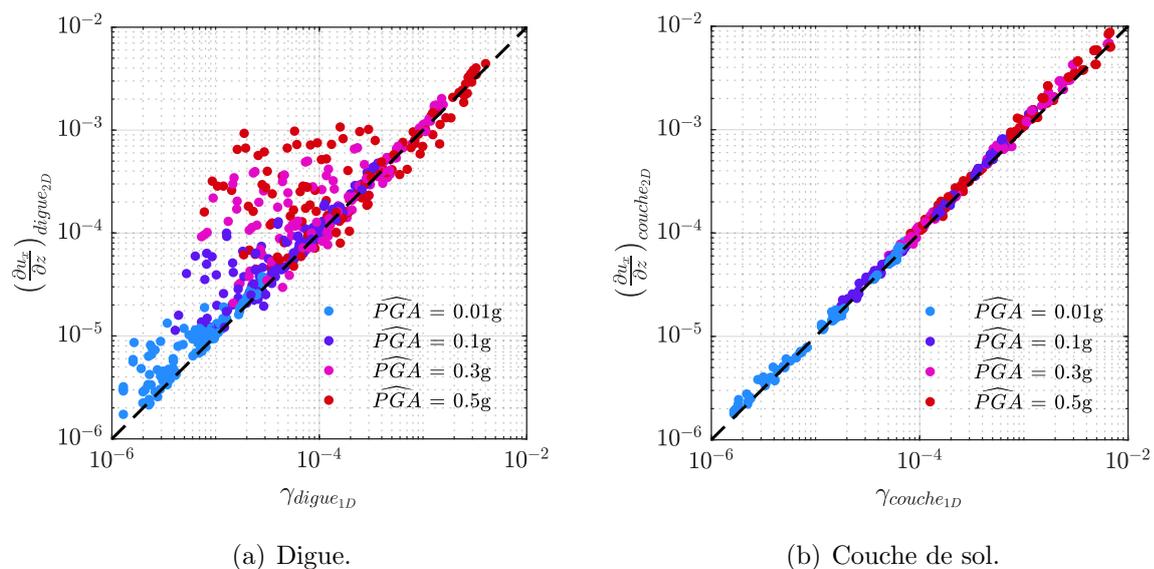


FIGURE 3.35 – Comparaison des déformations de cisaillement maximales estimées en 2D et en 1D (a) dans la digue et (b) dans la couche de sol.

Déformations totales A titre informatif, la figure 3.36 présente la comparaison des déformations totales (en intégrant le cisaillement selon la direction horizontale) en 1D et 2D. Pour que les déformations soient comparables, la déformation 1D est divisée par deux, en effet, en deux dimensions :

$$\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right) \quad (3.13)$$

$$= \frac{1}{2} \frac{\partial u_x}{\partial z} \quad \text{lorsque qu'il y a peu de variations latérales} \quad (3.14)$$

Alors que pour les calculs à une dimension, $\gamma_{1D} = \left(\frac{\partial u_x}{\partial z}\right)_{1D}$.

Les déformations maximales, notamment dans la digue, se révèlent similaires à celles pouvant être déduites des calculs en linéaire équivalent 1D.

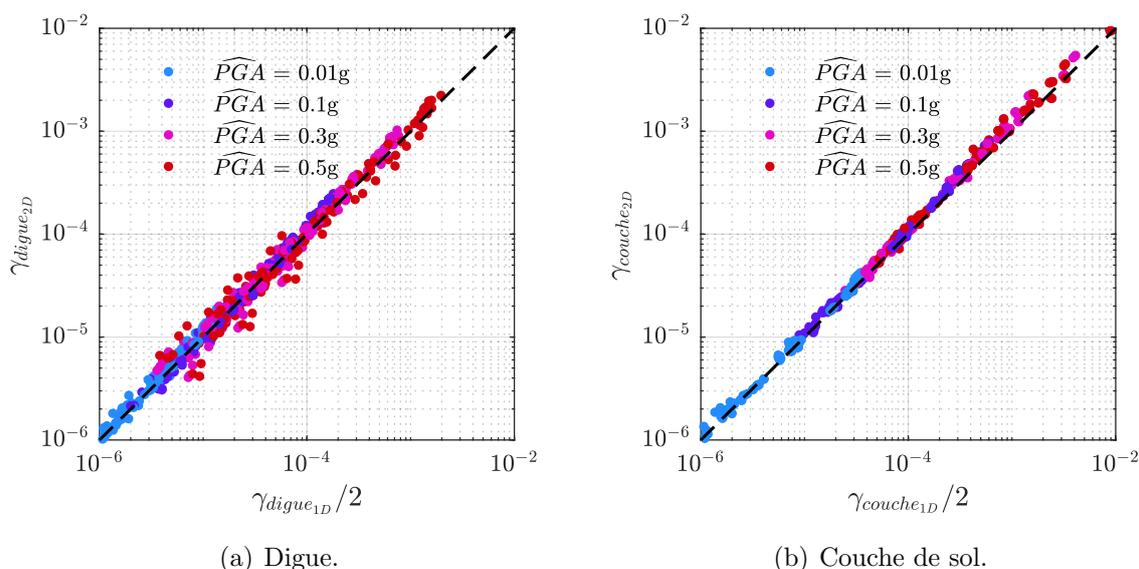


FIGURE 3.36 – Comparaison des déformations de cisailment maximales estimées en 2D (en intégrant les déformations selon la direction horizontale) et en 1D (a) dans la digue et (b) dans la couche de sol.

Paramètres équivalents D'après la forme des courbes de dégradation utilisées (en rouge sur la figure 3.17), une variation du niveau de déformation maximal n'entraîne pas une variation proportionnelle de la réduction du module ou de l'amortissement. Pour des faibles niveaux de déformation (entre 10^{-4} et $10^{-3}\%$), la pente des courbes étant très faibles, les paramètres équivalents estimés sont peu sensibles à la déformation maximale. Dans la gamme de déformations allant de 10^{-2} à 1% , les paramètres équivalents sont beaucoup plus impactés par une variation de la déformation. Ce paragraphe vise ainsi à évaluer l'impact des écarts sur les déformations de cisailment maximales dans la digue (constatées sur la figure 3.35(a)) sur les paramètres équivalents.

A partir des valeurs de $\left(\frac{\partial u_x}{\partial x}\right)_{digue_{2D}}$ et de $\gamma_{digue_{1D}}$, les paramètres équivalents correspondants (amortissements $\zeta_{digue_{2D}}$ et $\zeta_{digue_{1D}}$, modules de cisailment $(G/G_{max})_{digue_{2D}}$ et $(G/G_{max})_{digue_{1D}}$) sont identifiés par lecture sur les courbes de dégradation³. La figure

3. Les valeurs maximales de déformation ont été utilisées, et non les valeurs effectives correspondant à 65% des valeurs maximales.

3.37 présente la comparaison entre ces grandeurs estimées en 2D et en 1D. Les paramètres équivalents correspondants aux déformations maximales 2D et 1D sont similaires pour des niveaux de \widehat{PGA} inférieurs ou égaux à 0.1 g. Pour des sollicitations plus fortes, des écarts sont constatés, correspondant à des situations où les déformations de cisailment calculées en 1D ($\gamma_{digue_{1D}}$) sont relativement petites alors que celles expérimentées en 2D ($((\frac{\partial u_x}{\partial z})_{digue_{2D}})$) sont plus grandes.

Il convient de remarquer que les écarts constatés vont « dans le sens de la sécurité » par une estimation conservatrice de l'accélération maximale en crête de digue. En effet, les valeurs d'amortissement utilisées au sein de la digue, dans les modèles 2D, sont (dans la majorité des situations) inférieures ou égales à celles correspondant aux niveaux de déformations calculés.

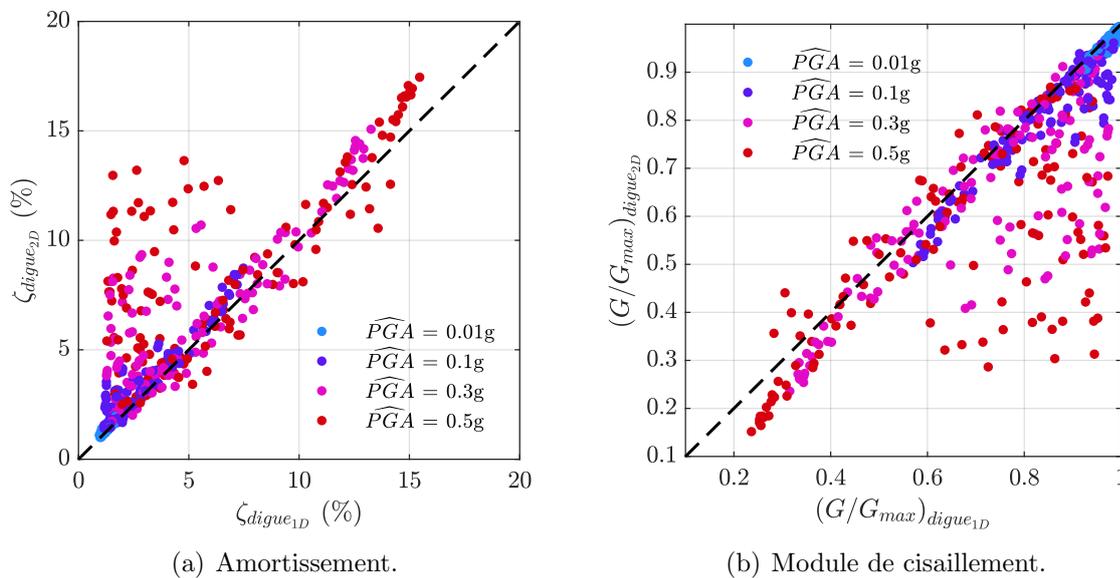


FIGURE 3.37 – Comparaison des paramètres équivalents moyens estimés en 2D et en 1D dans la digue : (a) amortissement et (b) réduction du module.

3.6.2 Phénomènes généraux déterminant la sollicitation dynamique de l'ouvrage

L'analyse des phénomènes physiques déterminant l'accélération maximale en crête de digue et d'un bloc potentiel de glissement est basée sur l'étude de différents rapports d'accélération maximales. Ceux-ci sont évalués pour chaque configuration de digue/couche de sol/niveau de sollicitation et éventuellement de géométrie de bloc potentiel de glissement. Les localisations où les accélérations maximales sont calculées, ainsi que les notations définies sur la figure 3.33 sont à nouveau employées. En particulier, les données obtenues en 1D sont utilisées afin de distinguer l'effet de la stratigraphie des effets

topographiques dans l'amplification du mouvement sismique en crête de digue. L'accélération maximale en « crête de digue 1D », notée $PGA_{< crête >1D}$, est évaluée pour chaque configuration : il s'agit de l'accélération maximale en surface de la colonne de sol 1D pour le cas où $H_{d_{loc}} = H_d$.

Différents rapports sont ainsi estimés afin de caractériser :

- l'amplification/atténuation par la couche de sol, PGA_{FF}/\widehat{PGA} ;
- l'amplification/atténuation par la « digue 1D », liée au contraste de vitesse avec la couche de sol, $PGA_{< crête >1D}/PGA_{FF}$;
- l'amplification/atténuation liée à la géométrie 2D de la digue, $a_{crête_{max}}/PGA_{< crête >1D}$;
- l'amplification/atténuation générale de la digue, $a_{crête_{max}}/PGA_{FF}$;
- l'amplification/atténuation générale du système digue/couche de sol, $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$;
- l'amplification/atténuation de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement par rapport à l'accélération maximale en crête, $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$;
- l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement par rapport au mouvement incident, $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$;

Ces rapports sont calculés pour chaque simulation. Les statistiques générales les concernant - moyenne géométrique, écart-type logarithmique, valeurs minimale et maximale - sont synthétisées dans le tableau 3.8. La répartition de leurs valeurs est présentée sous forme d'histogrammes sur les figures 3.38, 3.39 et 3.40. Les histogrammes ne sont pas tous intégrés à une unique figure car ils ne sont pas tous associés à un même nombre de données. En effet, le rapport PGA_{FF}/\widehat{PGA} ne faisant intervenir que les propriétés de la couche de sol, il ne prend que 60 valeurs (correspondant aux 60 couches de sol considérées). La répartition de ces valeurs est présentée sur la figure 3.38. De même, les rapports $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$ et $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$ variant avec les 5 géométries de blocs ainsi qu'avec les 540 situations digue/couche de sol/niveau de sollicitation, chacun d'entre eux est calculé sur 2700 cas. La répartition des valeurs obtenues est présentée sur la figure 3.39. Finalement, les autres rapports sont calculés sur les 540 simulations numériques et leurs répartitions sur ces 540 cas sont fournies sur la figure 3.40. Les statistiques obtenues pour chacun des rapports sont commentées dans les paragraphes ci-dessous. Il s'agit par ailleurs d'analyser, dans chaque cas, les principaux phénomènes physiques régissant les valeurs obtenues.

3.6.2.1 Amplification/atténuation par la couche de sol

Le premier rapport d'accélération maximale étudié est PGA_{FF}/\widehat{PGA} : il permet de quantifier l'effet de la couche de sol sur l'accélération maximale. Toutes situations confondues, le rapport PGA_{FF}/\widehat{PGA} est en moyenne égal à 1. L'histogramme de répartition de ce rapport, présenté sur la figure 3.38, montre que, plusieurs couches de sol conduisent à une atténuation de l'accélération maximale, c'est-à-dire à des valeurs de PGA_{FF}/\widehat{PGA} inférieures à 1. Il s'agit de l'effet de la non-linéarité. Comme cela avait été remarqué sur

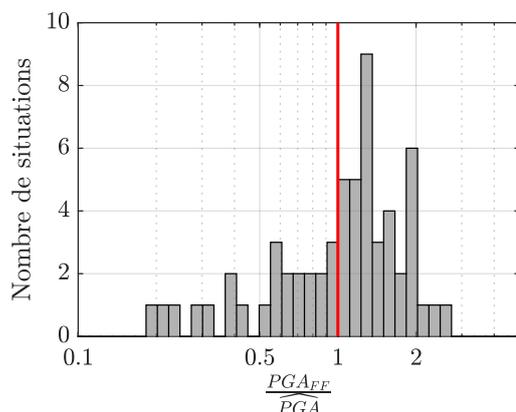


FIGURE 3.38 – Histogramme de répartition de l'atténuation/amplification de l'accélération maximale par la couche de sol.

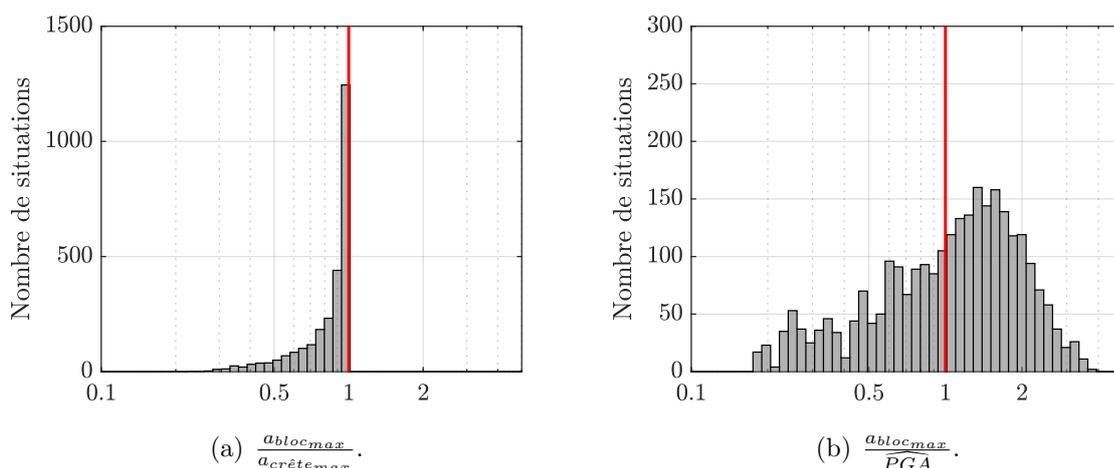


FIGURE 3.39 – Histogrammes de répartition des rapports permettant de caractériser l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement.

la figure 3.23, les effets non-linéaires sont particulièrement significatifs pour les couches de sol épaisses et molles sollicitées à un fort niveau de \widehat{PGA} . La valeur minimale de $\widehat{PGA}_{FF}/\widehat{PGA}$ est atteinte pour le cas $H_c = 300$ m, $\widehat{V}_c = 125$ m/s et $\widehat{PGA} = 0.5$ g.

La couche de sol peut, au contraire, conduire à une amplification de l'accélération maximale (correspondant aux valeurs de $\widehat{PGA}_{FF}/\widehat{PGA}$ supérieures à 1), sous l'effet du piégeage des ondes sismiques. Cette amplification est maximale pour le cas $H_c = 3$ m, $\widehat{V}_c = 125$ m/s et $\widehat{PGA} = 0.01$ g. La faible valeur de \widehat{PGA} permet de rester dans le domaine des petites déformations, où l'amortissement est faible. Il s'agit par ailleurs, de la couche de sol présentant le plus fort contraste avec le rocher (l'interface entre la couche de sol et le rocher étant à seulement 3 m de profondeur, la vitesse des ondes de cisaillement à la base de la couche de sol est très proche de celle en surface, de l'ordre

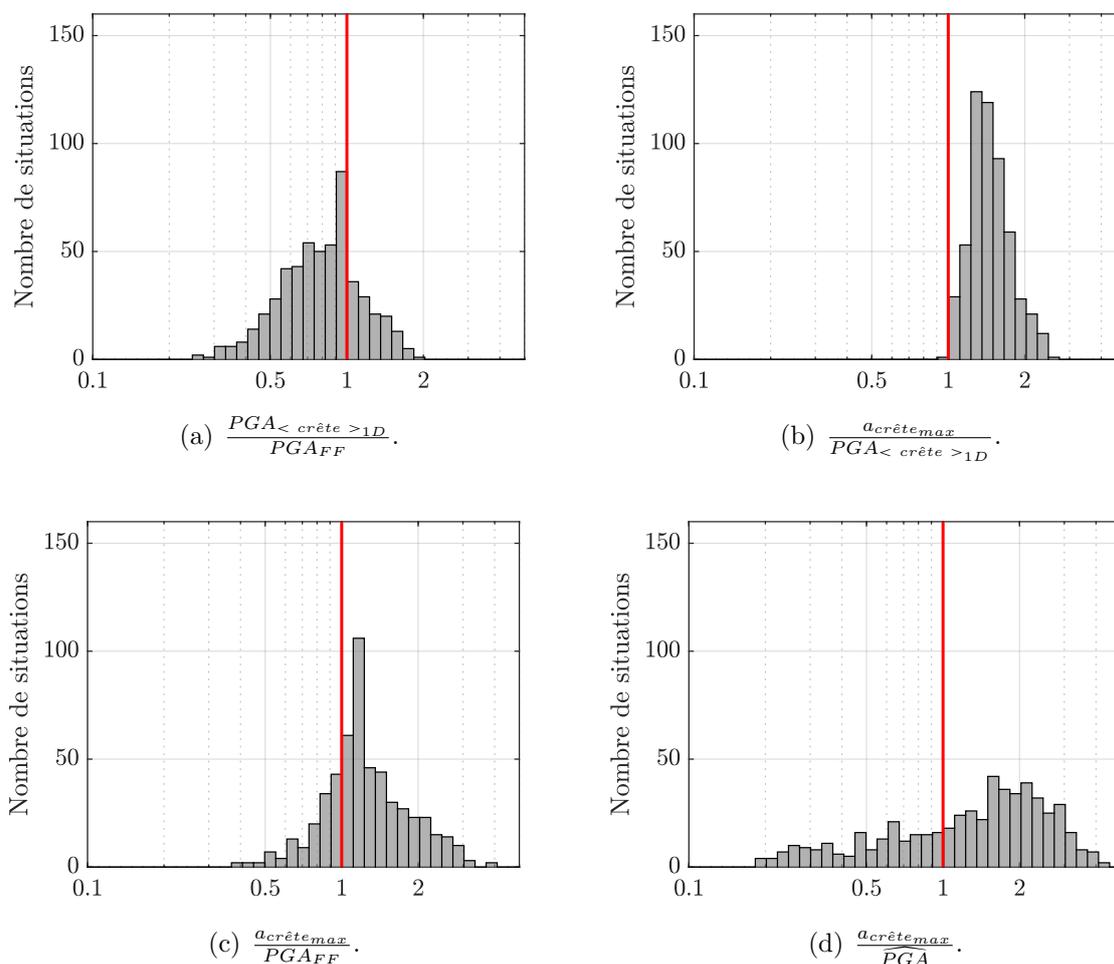


FIGURE 3.40 – Histogrammes de répartition des rapports permettant de caractériser l'accélération maximale en crête de digue.

de 100 m/s) favorisant le piégeage des ondes sismiques au sein de la couche de sol. Cette configuration de sol correspond aussi à une fréquence de résonance fondamentale suffisamment haute (autour de 10 Hz), pour que cela impacte directement l'accélération maximale, paramètre haute fréquence.

Pour se replacer dans un contexte réglementaire, il est intéressant de comparer le rapport PGA_{FF}/\widehat{PGA} obtenu numériquement sur les situations étudiées à l'amplification de l'accélération maximale fournie par la réglementation (Eurocode 8, 2004). Les coefficients d'amplification réglementaires S pour chaque couche de sol ont été fournis dans le tableau 3.3 page 126. Pour chaque situation, un coefficient moyen est calculé pour tenir compte du fait que les deux signaux ayant la forme spectrale $Z4A_n$ doivent conduire à une amplification plus faible (colonne $a_g > 3$ m/s du tableau 3.3) que les 4 signaux associés à la forme spectrale $Z4BCD_n$. La comparaison du coefficient moyen d'amplification réglementaire S aux amplifications obtenues numériquement est présentée sur la figure

3.41. Pour quelques situations, majoritairement dans le domaine linéaire ($\widehat{PGA} = 0.01$ g), la réglementation sous-estime l'amplification de l'accélération maximale de la couche de sol. Cependant, sous l'effet de la non-linéarité, pour les niveaux de sollicitation et les couches de sol considérés dans cette étude, l'amplification par la couche de sol est en moyenne moins importante que celle suggérée par la réglementation.

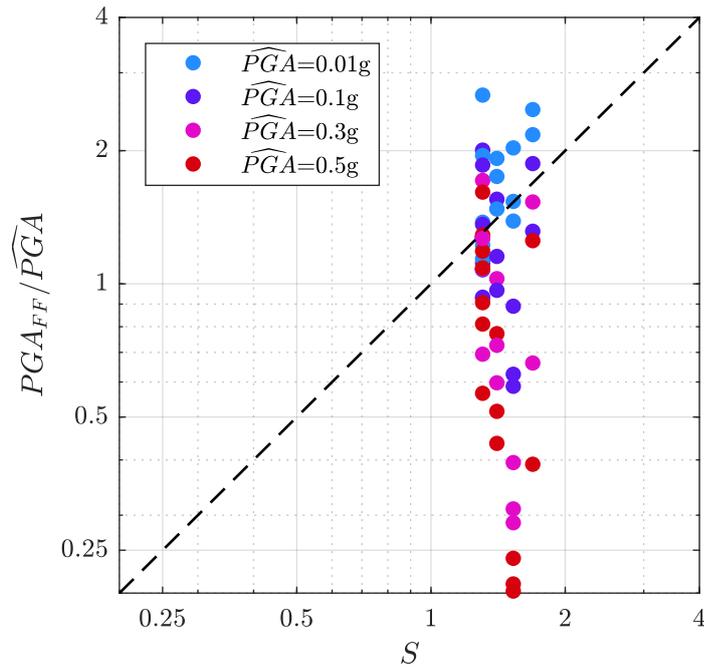


FIGURE 3.41 – Comparaison entre l'amplification en champ libre et l'amplification réglementaire.

3.6.2.2 Amplification/atténuation par la « digue 1D » liée au contraste de vitesse avec la couche de sol

Il s'agit de comparer l'accélération maximale calculée en 1D (par la série de calculs présentée dans la partie 3.3) pour des stratifications correspondant à une colonne de sol au niveau de l'axe de symétrie des situations 2D – soit le cas particulier où $H_{d_{loc}} = H_d$ – à l'accélération maximale en champ libre. Le rapport $PGA_{< crête >1D} / PGA_{FF}$ obtenu permet de caractériser le rôle de la stratigraphie (et en particulier du contraste de vitesse entre la digue et la couche de sol) sur l'amplification/atténuation de l'accélération maximale par la digue. En moyenne le rapport obtenu est inférieur à 1, signifiant que les « digues 1D » considérées ont plutôt tendance à atténuer l'accélération maximale. Ceci s'explique par le fait que dans la majorité des cas, la vitesse des ondes de cisaillement est supérieure dans la partie digue que dans la couche de sol (et en particulier

juste sous la digue). Le sol compacté de la partie digue surplombant une couche de sol moins raide contribue à un « effet couvercle » entraînant une atténuation de l'accélération maximale en surface. Cet effet est d'autant plus significatif que la partie digue de la stratification est raide et épaisse, et que la couche de sol est molle. Ainsi, le rapport $PGA_{< crête >_{1D}}/PGA_{FF}$ atteint une valeur minimale de 0.26 pour le cas particulier $H_d = 20$ m, $V_d = 500$ m/s, $H_c = 3$ m et $\widehat{V}_c = 125$ m/s (la couche fine de sol très mou joue dans ce cas le rôle d'un isolateur parasismique naturel).

Au contraire, dans le cas où la partie digue est moins raide que la couche de sol, les ondes sismiques sont piégées dans la « digue 1D » et le mouvement sismique est amplifié. Cette amplification atteint un facteur 2 dans le cas $H_d = 10$ m, $V_d = 200$ m/s, $H_c = 3$ m, $\widehat{V}_c = 500$ m/s et $\widehat{PGA} = 0.01$ g. Pour des sollicitations fortes, l'amortissement devient plus significatif dans la partie digue et le rapport d'amplification est plus faible.

3.6.2.3 Amplification/atténuation liée à la géométrie 2D de la digue

Il s'agit ici d'identifier l'impact de l'effet topographique lié uniquement à la géométrie 2D de la digue. Pour « éliminer » l'effet de la stratigraphie, l'accélération maximale en crête $a_{crête_{max}}$ (issue des calculs numériques 2D) est comparée à la valeur de $PGA_{< crête >_{1D}}$ obtenue en 1D pour une stratigraphie similaire. L'histogramme de répartition de ce rapport (introduit précédemment, figure 3.40(b)) montre que l'effet topographique conduit de manière quasi-systématique à une amplification de l'accélération maximale : le rapport $a_{crête_{max}}/PGA_{< crête >_{1D}}$ étudié étant pratiquement toujours supérieur à 1.

Comme cela était attendu, l'amplification de l'accélération maximale liée aux effets topographiques est plus significative pour les digues les plus hautes. Il est cependant intéressant de noter qu'une même géométrie de digue conduit à une amplification plus ou moins marquée suivant ses propriétés mécaniques et celles de la couche de sol. En effet, la configuration d'une digue plus molle que la couche de sol sur laquelle elle repose favorise les effets topographiques (Assimaki *et al.*, 2005). Ainsi, la valeur maximale du rapport $a_{crête_{max}}/PGA_{< crête >_{1D}}$ (égale à 2.48) est atteinte pour le cas $H_d = 20$ m, $H_c = 10$ m, $\widehat{V}_c = 500$ m/s, $V_d = 200$ m/s et $\widehat{PGA} = 0.5$ g.

La valeur minimale de ce rapport, égale à 0.95, correspond à la situation d'une petite digue reposant sur une couche de sol très épaisse : $H_d = 4$ m, $H_c = 300$ m, $\widehat{V}_c = 500$ m/s, $V_d = 200$ m/s et $\widehat{PGA} = 0.5$ g. Étant donnée la taille de la digue relativement à celle de la couche de sol, l'essentiel de la réponse dynamique est dans ce cas contrôlé par la couche de sol. Un rapport inférieur à 1 peut s'expliquer par les légères différences entre les accélérations maximales calculées en 1D et en 2D en champ libre (identifiées dans partie 3.6.1.1).

3.6.2.4 Amplification/atténuation générale de la digue

Le rapport $\widehat{a_{crête_{max}}}/PGA_{FF}$ permet de caractériser le rôle joué par la digue sur la valeur de l'accélération maximale en crête. Ce rapport est influencé par les deux effets mentionnés précédemment : l'atténuation/amplification associée à la stratigraphie et l'amplification liée à la topographie. Il peut être vu comme un facteur d'aggravation de l'accélération maximale lié à la présence de la digue. Sur l'ensemble des situations considérées, il prend une valeur moyenne de 1.25.

Afin de mieux identifier les tendances d'évolution de ce rapport, pour un faible niveau de chargement ($\widehat{PGA} = 0.01$ g), avec les paramètres des simulations numériques, la figure 3.42 présente, avec un code couleur, les valeurs prises par le rapport $\widehat{a_{crête_{max}}}/PGA_{FF}$ dans le plan $\left(\frac{V_d}{\widehat{V}_c}, \frac{H_c}{H_d}\right)$ pour le cas $\widehat{PGA} = 0.01$ g). Les teintes bleues signifient que la digue atténue l'accélération maximale tandis que les teintes rouges qu'elle l'amplifie. La digue amplifie au maximum l'accélération maximale en champ libre d'un facteur 4. Dans le domaine linéaire, l'amplification est marquée ($\widehat{PGA} = 0.01$ g) pour des digues relativement hautes (H_c/H_d petit) et un fort contraste d'impédance entre la digue et la couche de sol (V_d/\widehat{V}_c petit). Ces conditions permettent de favoriser l'amplification de l'accélération maximale liés aux deux phénomènes identifiés précédemment : l'effet stratigraphique (partie 3.6.2.2) et l'effet topographique 3.6.2.3. Au contraire, la présence de la digue peut atténuer l'accélération maximale par rapport au champ libre, sous l'action d'un « effet couvercle » lié à la présence d'une digue raide surplombant la couche de sol plus molle (phénomène identifié préalablement dans le paragraphe 3.6.2.2).

Pour identifier l'impact de la non-linéarité sur le rôle de la digue, le même type de graphique est représenté pour le cas d'un fort niveau de sollicitation ($PGA = 0.5$ g) sur la figure 3.42(b). L'augmentation du niveau de sollicitation a pour effet de « lisser » les tendances observées dans le domaine linéaire. Les valeurs prises par $\widehat{a_{crête_{max}}}/PGA_{FF}$ sont généralement plus faibles que dans le domaine linéaire, sous l'effet d'un fort amortissement.

Finalement, il est intéressant de remarquer que les paramètres utilisés sur la figure 3.42 (V_d/\widehat{V}_c et H_c/H_d) permettent de relativement bien « expliquer » la réponse dynamique de la digue, et en particulier le rapport d'accélération $\widehat{a_{crête_{max}}}/PGA_{FF}$. Ces paramètres peuvent être assimilés à ceux mis en évidence par Sarma (1979) (introduits lors de la description de la méthode de Sarma (1979), dans la partie 1.5.4.2) :

$$m = \frac{V_d \rho_d}{V_c \rho_c}, \text{ indicateur du contraste d'impédance entre le barrage et la couche de sol ;}$$

$$q = \frac{V_d H_c}{V_c H_d}, \text{ représentant le contraste des temps de trajet dans le barrage et la couche de sol ;}$$

Les masses volumiques étant les mêmes dans la digue et la couche de sol, le rapport V_d/\widehat{V}_c correspond au paramètre m , et le rapport H_c/H_d à $q \times m$.

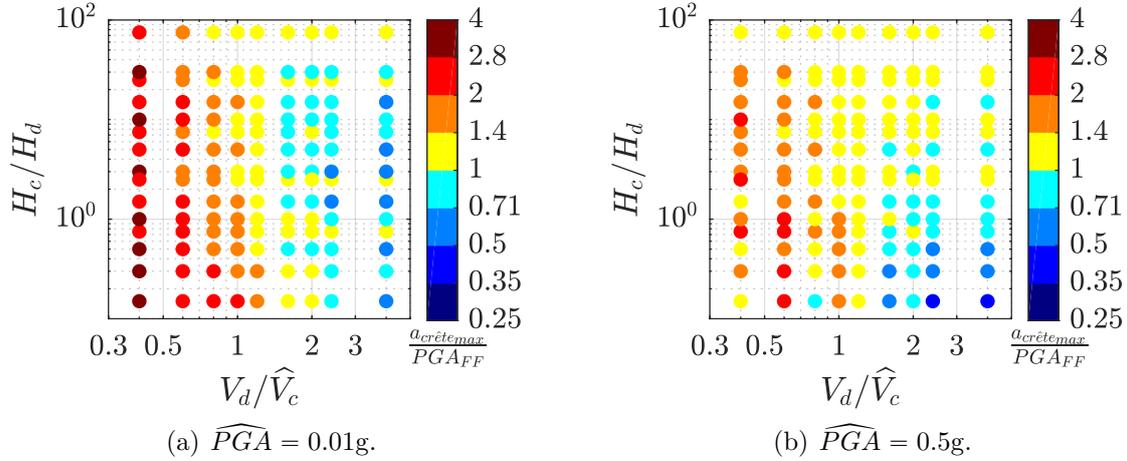


FIGURE 3.42 – Représentation de l’amplitude du rapport $a_{crête_{max}}/PGA_{FF}$ dans le plan formé par V_d/\widehat{V}_c et H_c/H_d dans le cas (a) linéaire (b) fortement non-linéaire.

3.6.2.5 Amplification/atténuation générale du système digue/couche de sol

Le rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ est véritablement (avec l’accélération maximale de blocs potentiels de glissement) ce que la méthode simplifiée développée doit pouvoir permettre de prédire. Il est lié à l’atténuation/amplification par la couche de sol (étudiée préalablement dans le paragraphe 3.6.2.1) et à l’atténuation/amplification par la digue (étudiée préalablement dans le paragraphe 3.6.2.4). La combinaison des phénomènes conduit à augmenter l’écart-type sur la valeur du rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$, celui-ci est égal à 0.74 (soit une variabilité correspondant à un facteur multiplicatif / diviseur de 2.09) pour une moyenne égale à 1.23. L’histogramme de répartition de ce rapport, introduit précédemment sur la figure 3.40(d) est ainsi plus « étalé ».

La valeur minimale prise par le rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$, égale à 0.19, est atteinte pour le cas d’un très fort amortissement ($H_c = 100$ m, $\widehat{V}_c = 125$ m/s et $\widehat{PGA} = 0.5$ g). Tandis que la valeur maximale, égale à 4.2, correspond à un calcul à faible niveau de déformation où l’amplification par la digue est maximale ($H_d = 10$ m, $V_d = 200$ m/s, $\widehat{V}_c = 500$ m/s et $H_c = 3$ m).

La figure 3.43 permet d’analyser les tendances d’évolution du rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ dans le plan formé par les deux paramètres « explicatifs » identifiés précédemment : V_d/\widehat{V}_c et H_c/H_d . Les teintes rouges correspondent à une amplification de l’accélération maximale en crête de digue par rapport à l’accélération maximale au rocher affleurant. Au contraire, les teintes bleues, sont associées à une atténuation de l’accélération maximale par le système digue/couche par rapport au chargement imposé au rocher. La figure 3.43(a) considère tout d’abord le cas linéaire ($\widehat{PGA} = 0.01$ g). Dans ce domaine, l’accélération en crête de digue est majoritairement amplifiée par rapport à l’accélération au

4. pratiquement la même valeur pour $H_c = 300$ m ($a_{crête_{max}}/\widehat{PGA} = 0.20$).

niveau du rocher affleurant. L'amplification est particulièrement forte lorsque l'amplification par la digue est maximale (V_d/\widehat{V}_c et H_c/H_d petits). Dans les situations, identifiées précédemment, où la digue atténue l'accélération maximale par « effet couvercle » (V_d/\widehat{V}_c et H_c/H_d grands), le rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ reste globalement supérieur ou égal à 1 sous l'effet de l'amplification liée à la couche de sol.

Pour analyser l'impact de la non-linéarité, la figure 3.43(b) considère le cas d'un fort niveau de sollicitation ($\widehat{PGA} = 0.5$ g). Dans ce cas, l'amortissement est tel, qu'une majorité de configurations digue/couche de sol conduit à une atténuation du mouvement sismique en crête de digue par rapport au rocher affleurant. L'amortissement est particulièrement fort pour les couches de sol épaisses et molles (V_d/\widehat{V}_c et H_c/H_d grands). En parallèle, la non-linéarité a aussi pour effet de limiter l'amplification par la digue comme l'a montré précédemment la comparaison des figures 3.42(a) (domaine linéaire) ($\widehat{PGA} = 0.01$ g) et 3.42(b) ($\widehat{PGA} = 0.5$ g).

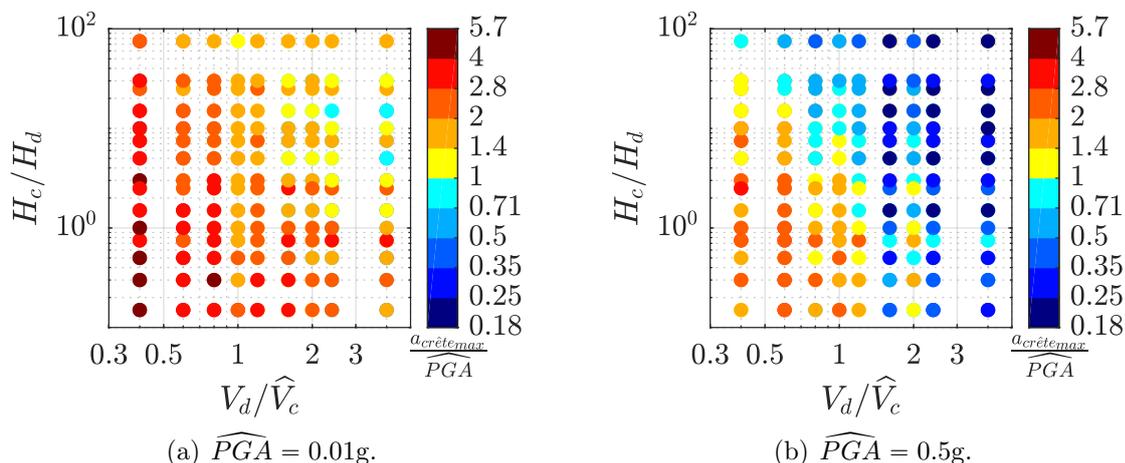


FIGURE 3.43 – Représentation de l'amplitude du rapport $a_{max_{crête}}/\widehat{PGA}$ dans le plan formé par V_d/\widehat{V}_c et H_c/H_d dans le cas (a) linéaire (b) fortement non-linéaire.

3.6.2.6 Amplification/atténuation de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement par rapport à l'accélération maximale en crête

L'histogramme de répartition sur les 2700 situations du rapport $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$, introduit précédemment et présenté sur la figure 3.39(a), montre que dans la grande majorité des cas l'accélération maximale des blocs potentiels de glissement est inférieure à l'accélération maximale en crête. Ce résultat s'explique par la déformabilité de la digue : les déplacements au sein d'un bloc potentiel de glissement peuvent être orientés selon deux directions opposées. « L'effet de moyenne » sur l'ensemble du bloc conduit à une réduction de l'accélération maximale du bloc (par rapport à l'accélération maximale atteinte en un point du bloc – typiquement en crête).

Les fortes déformations dans la digue ainsi que les glissements les plus profonds favorisent la chute du rapport $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$. La valeur minimale, égale à 0.24, est ainsi atteinte pour le cas $H_d = 20$ m, $H_c = 3$ m, $V_d = 200$ m/s, $\widehat{V}_c = 500$ m/s, $\widehat{PGA} = 0.01$ g et $y_b/H_d = 1.15$ (glissement profond).

Comme le montre l’histogramme de répartition du rapport $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$, la majorité des situations étudiées conduisent à un rapport très proche de 1 : « l’effet de moyenne » a très peu d’impact lorsque la digue peut être assimilée à un « bloc rigide » (c’est-à-dire lorsque la digue est plus raide que la couche de sol) et/ou que le cercle de glissement est peu profond (nombreux cas de digues petites, plus raides que le sol sur lequel elle repose).

3.6.2.7 Accélération maximale d’un bloc potentiel de glissement par rapport au mouvement incident

La valeur du rapport $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$ constitue la seconde grandeur que cette thèse vise à estimer par une approche simplifiée. Elle est conditionnée à la fois par les phénomènes physiques déterminant la valeur de $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ (voir sous-partie 3.6.2.5) et par ceux déterminant la valeur de $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$ (voir sous-partie 3.6.2.6). Elle est en moyenne égale à 1.01 avec un écart-type logarithmique de 0.66. Cet écart-type important illustre la complexité et la grande variabilité des phénomènes physiques intervenant sur la valeur de $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$.

Le rapport maximal est égal à 3.7 pour la situation conduisant à maximiser le rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ et pour un cercle de glissement peu profond. Au contraire, il est minimal dans l’une des situations conduisant aux valeurs les plus faibles de $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$. Ainsi, le rapport $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$ est en grande partie déterminé par le mouvement maximal en crête de digue et suit les mêmes tendances. Il est néanmoins en moyenne plus faible que le rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ sous l’effet des phénomènes explicités dans le paragraphe précédent (sous-partie 3.6.2.5).

3.6.3 Analyse du rôle de la résonance de la digue

Certaines approches simplifiées font intervenir la fréquence de résonance de l’ouvrage dans l’estimation du mouvement sismique maximal (Makdisi et Seed, 1978; Papadimitriou *et al.*, 2014; Veylon *et al.*, 2017). Par ailleurs, la dépendance fréquentielle aux phénomènes d’amplification topographique a aussi été mise en évidence et la méthode H/V a été utilisée par quelques auteurs pour repérer les effets de site topographiques (Burjáněk *et al.*, 2014; Panzera *et al.*, 2011). Ces constats ont conduit à essayer de retrouver la fréquence de résonance des digues à partir de mesures géophysiques (voir chapitre 2), et en particulier, à partir de la comparaison des courbes H/V mesurées en crête et pied de digue. L’effet de la digue sur les courbes obtenues s’est révélé variable d’un site à l’autre, quelquefois présent, le plus souvent indétectable. Une hypothèse avancée à la fin du chapitre 2 pour justifier l’absence d’une amplification des courbes H/V en crête de

digue sur la majorité des sites étudiés est le manque de contraste d'impédance suffisamment marqué entre la digue et la couche de sol. Afin d'évaluer le rôle de la résonance de la digue sur l'accélération en crête, et d'expliquer les résultats obtenus sur les sites d'étude, les résultats de l'étude paramétrique numérique sont analysés dans le domaine fréquentiel.

En particulier, afin d'identifier la fréquence de résonance de chaque digue, le rapport spectral suivant est calculé à partir des données obtenues en crête de digue et en champ libre à faible niveau de déformation ($\widehat{PGA} = 0.01g$) :

$$RS_{crête-FF} = \frac{A_{crête}(f)}{A_{FF}(f)}$$

où $A_{crête}$ et A_{FF} sont les amplitudes des spectres de Fourier des accélérogrammes en crête de digue et en champ libre respectivement.

Ce rapport permet de caractériser, dans le domaine fréquentiel, la réponse dynamique d'une digue donnée, et notamment sa fréquence fondamentale de résonance, correspondant au premier pic d'amplification. Cette dernière peut par ailleurs être comparée à l'estimation simplifiée de fréquence fondamentale de résonance de l'ouvrage f_d , utilisée notamment par Makdisi et Seed (1978), donnée par l'équation 1.35 : $f_d = V_d/(2.6H_d)$. Pour évaluer le lien entre la résonance de la digue et le contraste d'impédance entre la digue et la couche de sol, le rapport $RS_{crête-FF}$ est calculé, pour une digue donnée, et pour une couche de sol donnée. L'évolution de ce dernier avec les propriétés de la couche de sol (pour une digue donnée) permet d'identifier le rôle des propriétés de la couche de sol sur la mise en résonance ou non de la digue.

Résonance de la digue de 10 m peu compactée La digue caractérisée par $H_d = 10$ m et $V_d = 200$ m/s est étudiée dans un premier temps. Pour ce cas particulier, la formulation simplifiée permet d'estimer la fréquence fondamentale de résonance de la digue de 7.7 Hz. La figure 3.44 permet d'évaluer la résonance de la digue pour deux valeurs de vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol : vitesse faible (plus faible que celle de la digue, $\widehat{V}_c = 125$ m/s sur la figure 3.44(a)) et vitesse forte (plus forte que celle de la digue, $\widehat{V}_c = 500$ m/s sur la figure 3.44(b)). Dans les deux cas, le rapport $RS_{crête-FF}$ est représenté pour les cinq épaisseurs de couche de sol afin d'évaluer l'impact de H_c sur la résonance de la digue.

Concernant le cas d'une couche de sol raide (figure 3.44(b)), un pic est clairement identifié sur la valeur prise par $RS_{crête-FF}$ au niveau d'une fréquence de 6 Hz. Cette fréquence est cohérente avec la fréquence fondamentale de la digue estimée par l'approche simplifiée, mais est néanmoins inférieure : la formulation simplifiée basée sur l'approche *shear beam* surestime la fréquence fondamentale de résonance (Gazetas, 1987) (hypothèse d'une digue triangulaire et concentration des déplacements sur la direction horizontale conduisant à une « rigidifier » de l'ouvrage), par ailleurs la très légère dégradation des propriétés mécaniques à $\widehat{PGA} = 0.01$ g peut conduire à une petite diminution de la fréquence fondamentale de résonance. Des pics secondaires sont par ailleurs identifiés.

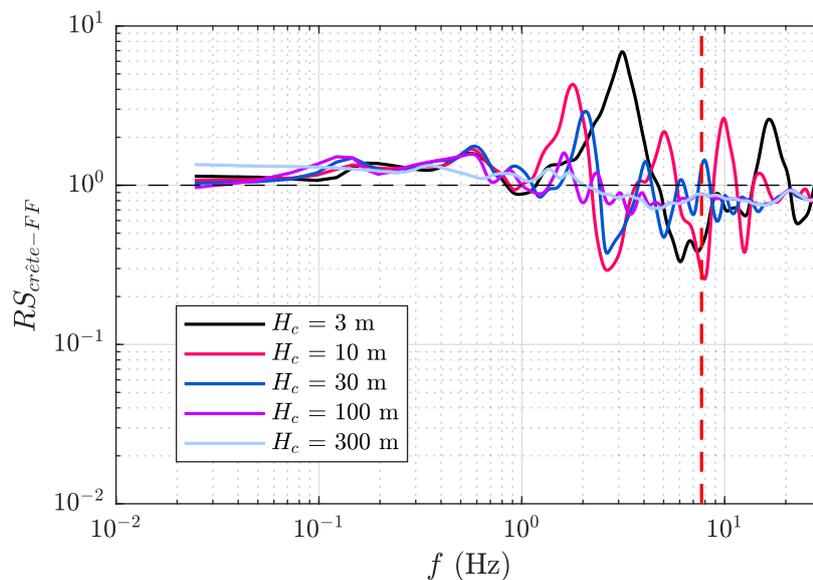
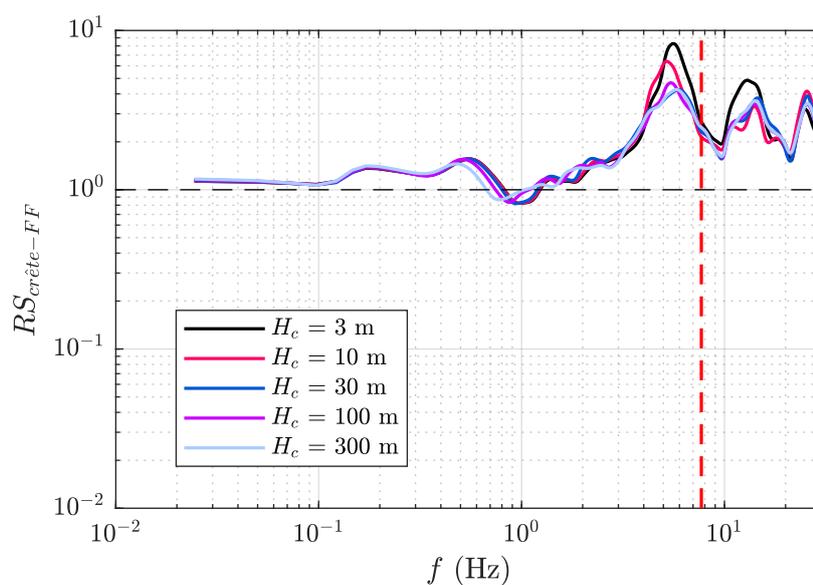
(a) $\hat{V}_c = 125$ m/s.(b) $\hat{V}_c = 500$ m/s.

FIGURE 3.44 – Rapport spectral permettant de caractériser la réponse dynamique de la digue définie par $H_d = 10$ m et $V_d = 200$ m/s dans le domaine linéaire. Le trait pointillé rouge positionne la fréquence théorique de la digue, selon l'équation 1.35

Dans cette configuration, la digue entre donc en résonance et amplifie l'accélération à certaines fréquences privilégiées (fréquences de résonance). L'amplitude des pics observés aux fréquence de résonance (principalement à la fréquence fondamentale) décroît légèrement avec l'épaisseur de la couche de sol : le phénomène de « fuite » de l'énergie de la

digue vers le sol est d'autant plus important que la couche est épaisse, car le substratum plus rigide qui contrôle une partie de cette fuite est plus profond.

Au contraire, lorsque la couche de sol est moins raide que la digue (figure 3.44(a)), aucune résonance « propre » à la digue n'est observée. Le rapport $RS_{crête-FF}$ peut même se retrouver inférieur à 1, notamment à hautes-fréquences, signifiant que la digue conduit à atténuer l'accélération (à ces fréquences) par rapport au terrain naturel (champ libre).

Ces observations sont cohérentes avec les phénomènes de propagation des ondes sismiques identifiés précédemment (en particulier dans la partie 3.4.2) : lorsque la digue est plus raide que la couche de sol, les ondes ne sont pas « piégées » au sein de la digue (ce qui empêche sa mise en résonance) mais au contraire piégées préférentiellement dans la couche de sol plus molle.

Résonance de la digue de 10 m compactée La même figure est réalisée pour le cas de la digue caractérisée par $H_d = 10$ m et $V_d = 500$ m/s (3.45), dont la fréquence de résonance est estimée à 19 Hz (selon l'équation 1.35). Dans ce cas, aucune résonance de la digue n'est identifiée, quelle que soit la valeur de \hat{V}_c dans la couche de sol.

Dans le cas où la couche de sol est molle (figure 3.44(a)), le rapport $RS_{crête-FF}$ devient largement inférieur à 1 à hautes fréquences : la digue atténue l'accélération par rapport au terrain naturel par « effet couvercle » et effet d'isolation de couche molle sous-jacente.

Dans le cas où la couche de sol est raide (figure 3.44(b)), le rapport $RS_{crête-FF}$ reste légèrement supérieur à 1, mais aucune résonance n'est observée, par manque de contraste.

Ces résultats permettent d'établir un lien entre les courbes H/V mesurées sur des sites réels, en crête et pied de digue, et les modélisations numériques : aucun effet de résonance de la digue ne peut être observé en l'absence d'un contraste d'impédance suffisamment marqué entre la digue et le sol sur lequel elle repose. En pratique, du fait de la compaction artificielle des ouvrages, un tel contraste est rarement présent. Bien que l'étude de sites supplémentaires soit nécessaire à assurer la compréhension des courbes H/V mesurées en crête de digue, il semble que l'absence d'une amplification des courbes H/V en crête d'ouvrage à des fréquences privilégiées par rapport au terrain naturel témoigne de l'absence d'une amplification de l'accélération en crête liée à une mise en résonance de la digue sous l'effet d'un séisme, ainsi que de l'absence d'un contraste mécanique fort entre la digue et le sol de fondation.

L'ensemble de ce chapitre se consacre à l'élaboration, la réalisation et une première analyse semi-qualitative semi-quantitative des résultats, d'une étude paramétrique numérique permettant d'estimer la réponse dynamique d'une digue. Cette étude conduit à

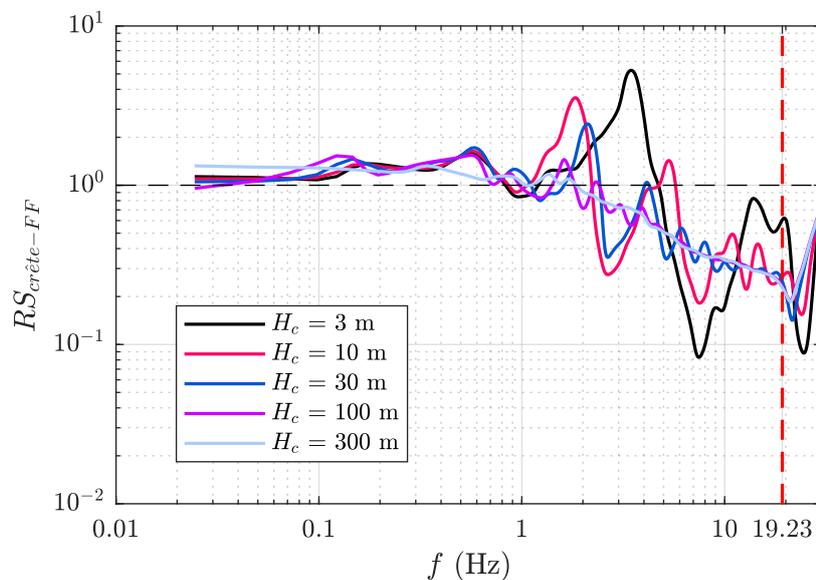
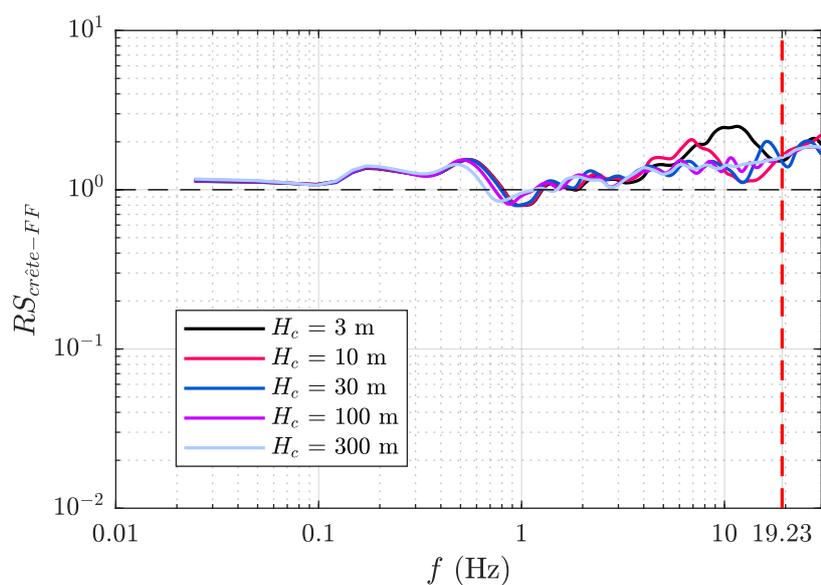
(a) $\hat{V}_c = 125$ m/s.(b) $\hat{V}_c = 500$ m/s.

FIGURE 3.45 – Rapport spectral permettant de caractériser la réponse dynamique de la digue définie par $H_d = 10$ m et $V_d = 500$ m/s dans le domaine linéaire. Le trait pointillé rouge positionne la fréquence théorique de la digue, selon l'équation 1.35

identifier les phénomènes physiques, contraignant l'accélération maximale en crête d'ouvrage et l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement. Le chapitre suivant (chapitre 4) permet de valoriser les résultats de cette étude paramétrique. En effet, les données numériques obtenues sont utilisées comme base pour le développement de nou-

veaux modèles de prédiction de ces deux grandeurs. Par ailleurs, le choix des paramètres d'entrée de la méthode développée, repose sur les phénomènes physiques identifiés grâce à cette analyse préliminaire.

Rapport étudié	Moyenne géométrique	Écart-type logarithmique (Facteur multiplicatif correspondant)	Valeur min (Simulation correspondante)	Valeur max (Simulation correspondante)
$\frac{PGA_{FF}}{\widehat{PGA}}$	0.99	0.61 ($\times 1.84$)	0.21 ($H_c = 300\text{m}$, $\widehat{V}_c = 125\text{m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.5\text{g}$)	2.67 ($H_c = 3\text{m}$, $\widehat{V}_c = 125\text{m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.01\text{g}$)
$\frac{PGA_{< crête > 1D}}{PGA_{FF}}$	0.79	0.37 ($\times 1.44$)	0.26 ($H_d = 20\text{m}$, $H_c = 3\text{m}$, $\widehat{V}_c = 125\text{m/s}$, $V_d = 500\text{m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.3\text{g}$)	1.98 ($H_d = 10\text{m}$, $H_c = 3\text{m}$, $\widehat{V}_c = 500\text{m/s}$, $V_d = 200\text{m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.01\text{g}$)
$\frac{a_{crête_{max}}}{PGA_{< crête > 1D}}$	1.46	0.18 ($\times 1.20$)	0.95 ($H_d = 4\text{m}$, $H_c = 300\text{m}$, $\widehat{V}_c = 500\text{m/s}$, $V_d = 200\text{m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.5\text{g}$)	2.48 ($H_d = 20\text{m}$, $H_c = 10\text{m}$, $\widehat{V}_c = 500\text{m/s}$, $V_d = 200\text{m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.5\text{g}$)
$\frac{a_{crête_{max}}}{PGA_{FF}}$	1.25	0.38 ($\times 1.47$)	0.38 ($H_d = 20\text{m}$, $H_c = 3\text{m}$, $\widehat{V}_c = 125\text{m/s}$, $V_d = 200\text{m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.3\text{g}$)	3.99 ($H_d = 10\text{m}$, $H_c = 3\text{m}$, $\widehat{V}_c = 500\text{m/s}$, $V_d = 200\text{m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.01\text{g}$)
$\frac{a_{crête_{max}}}{\widehat{PGA}}$	1.23	0.74 ($\times 2.09$)	0.19 ($H_d = 20\text{m}$, $H_c = 100\text{m}$, $\widehat{V}_c = 125\text{m/s}$, $V_d = 200\text{m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.5\text{g}$)	4.22 ($H_d = 10\text{m}$, $H_c = 3\text{m}$, $\widehat{V}_c = 500\text{m/s}$, $V_d = 200\text{m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.01\text{g}$)
$\frac{a_{bloc_{max}}}{a_{crête_{max}}}$	0.82	0.26 ($\times 1.30$)	0.24 ($H_d = 20\text{m}$, $H_c = 3\text{m}$, $\widehat{V}_c = 500\text{m/s}$, $V_d = 200\text{m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.01\text{g}$, $y_b/H_d = 1.25$)	1.01 ($H_d = 4\text{m}$, $H_c = 30\text{m}$, $\widehat{V}_c = 125\text{m/s}$, $V_d = 500\text{m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.3\text{g}$, $y_b/H_d = 1$)
$\frac{a_{bloc_{max}}}{\widehat{PGA}}$	1.01	0.66 ($\times 1.94$)	0.18 ($H_d = 20\text{m}$, $H_c = 100\text{m}$, $\widehat{V}_c = 125\text{m/s}$, $V_d = 300\text{m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.5\text{g}$, $y_b/H_d = 1.25$)	3.7 ($H_d = 10\text{m}$, $H_c = 10\text{m}$, $\widehat{V}_c = 500\text{m/s}$, $V_d = 200\text{m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.01\text{g}$, $y_b/H_d = 0.33$)

TABLE 3.8 – Statistiques sur les rapports d'accélérations maximales.

Chapitre 4

Utilisation des réseaux de neurones artificiels pour le développement d'une méthode simplifiée de prédiction de la sollicitation sismique d'une digue

Introduction

Les simulations numériques réalisées dans le chapitre 3 ont permis de considérer l'influence de plusieurs paramètres sur l'accélération maximale en crête de digue $a_{crête_{max}}$ ainsi que sur l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement $a_{bloc_{max}}$. Les résultats obtenus (valeurs de $a_{crête_{max}}$ et $a_{bloc_{max}}$) numériquement sont une fonction complexe des paramètres de l'étude, c'est-à-dire de la hauteur de digue H_d , de la vitesse des ondes de cisaillement dans la digue V_d , de l'épaisseur de la couche de sol H_c , de la vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol caractérisée par \widehat{V}_c et du niveau de sollicitation caractérisé par \widehat{PGA} . Afin de proposer, à partir de ces résultats, une nouvelle méthode simplifiée de prédiction de l'accélération maximale en crête de digue et de l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement, ce chapitre a un triple-objectif :

1. identifier les paramètres (ou une combinaison des paramètres) qui contrôlent le plus les sorties recherchées, i.e. les valeurs de $a_{crête_{max}}$ et $a_{bloc_{max}}$;
2. trouver un « métamodèle » permettant d'approcher la fonction (à cinq paramètres d'entrée) reliant les sorties recherchées aux différents paramètres pertinents identifiés, dont l'estimation est moins coûteuse ;
3. proposer une représentation « simple et visuelle » des sorties du « métamodèle » développé – autrement dit des abaques – adaptée aux besoins de l'ingénierie.

Le premier point constitue une étape clé dans le développement de la méthode simplifiée. Le principal enjeu réside dans l'identification du meilleur compromis entre la pertinence

des paramètres (aptitude à décrire la physique déterminant le plus les valeurs de $a_{crête_{max}}$ et $a_{bloc_{max}}$), leur mesurabilité et leur quantité (afin de limiter la complexité du modèle développé). Dans cet objectif, une démarche itérative, généralisable à la recherche d'un modèle simplifié dans d'autres contextes, est adoptée. Celle-ci consiste à tester l'aptitude d'un jeu de paramètres d'entrée (dont le nombre de paramètres est limité) à prédire les sorties recherchées. Suivant la performance obtenue avec le jeu de paramètres testé, la performance d'autres jeux de paramètres plus ou moins complexes est évaluée. Après plusieurs itérations, cette démarche permet de converger vers un nombre limité de paramètres, facilement mesurables et capables de contraindre les valeurs de $a_{crête_{max}}$ et $a_{bloc_{max}}$.

Plusieurs outils statistiques sont envisagés pour établir les lois de prédictions recherchées à partir de la « banque de données » constituée des résultats des simulations numériques. L'approche la plus accessible et la moins complexe consiste à effectuer une régression linéaire multiparamètres. Il s'agit donc de la méthode privilégiée dans un premier temps. Celle-ci consiste à exprimer les grandeurs de sortie ($a_{crête_{max}}/PGA$ ou $a_{bloc_{max}}/PGA$) comme une combinaison linéaire de paramètres d'entrée bien choisis. La régression conduit à optimiser les poids associés à chaque paramètre d'entrée. Cette méthode s'est révélée trop simple et inadaptée pour représenter les données cibles avec une précision suffisante tout en limitant le nombre de données d'entrée de la loi de prédiction (annexe E).

Devant la nécessité d'utiliser un modèle de prédiction plus complexe, l'apprentissage par réseaux de neurones est utilisé. Le principal intérêt de l'approche neuronale est qu'elle n'est pas associée à une forme fonctionnelle *a priori* - contrairement à la régression linéaire conduisant à un modèle de prédiction dont les sorties sont nécessairement une combinaison linéaire des paramètres d'entrée. La forme fonctionnelle reliant les sorties aux entrées d'un modèle obtenu par une approche neuronale peut par ailleurs permettre de simuler des comportements non-linéaires via les « fonctions d'activation » retenues (Dreyfus, 2005). Cette méthode a été utilisée avec succès en géophysique comme en témoigne le nombre croissant d'études qui y font appel. En particulier Poulton (2001) liste les articles scientifiques, les rapports et les thèses utilisant l'approche neuronale pour des applications en géophysiques entre 1989 et 1998. Le nombre de publications augmente très significativement depuis 1994. De manière plus spécifique les réseaux neuronaux sont utilisés dans plusieurs études des effets de site (Giacinto *et al.*, 1997; Paolucci *et al.*, 2000; Stambouli *et al.*, 2017).

Ce chapitre fournit dans un premier temps une introduction aux réseaux de neurones en décrivant leurs principales propriétés et leur utilisation. Le développement de réseaux de neurones pour la prédiction des deux grandeurs d'intérêt ($a_{crête_{max}}/PGA$ et $a_{bloc_{max}}/PGA$) est présenté dans une seconde partie. Un intérêt particulier est alors porté au choix des jeux de paramètres d'entrée les plus pertinents selon la démarche évoquée précédemment. Par ailleurs, des abaques sont créés à partir des réseaux de neurones développés.

4.1 Les réseaux de neurones artificiels

4.1.1 Description d'un réseau de neurones

L'approche neuronale est une méthode d'apprentissage statistique développée au milieu du XX^e siècle. Celle-ci est inspirée des réseaux de neurones biologiques et en reprend ainsi le vocabulaire. En effet, les réseaux de neurones ont initialement été développés afin de modéliser mathématiquement le traitement de l'information par les neurones biologiques.

Le neurone artificiel Bien qu'un vocabulaire issu de la biologie est utilisé, les neurones formels ne sont pas des cellules vivantes mais des fonctions mathématiques bornées et éventuellement non-linéaires. La première définition d'un neurone formel remonte aux travaux de McCulloch et Pitts (1943). Dans l'approche classique, sans rétroaction, la fonction du neurone j s'écrit de la manière suivante (Dreyfus, 2005) :

$$s_j = \varphi \left(b_j + \sum_{i=1}^{n_E} \omega_{ij} e_i \right) \quad (4.1)$$

Cette relation établit, pour le neurone j , le lien entre :

- les entrées du neurone (e_1, e_2, \dots, e_{n_E} où n_E est le nombre d'entrées) pouvant être des paramètres d'entrée du modèle ou les sorties d'un autre neurone ;
- et la sortie s_j du neurone.

Les termes utilisés dans l'équation 4.1 sont plus clairement décrits grâce à la figure 4.1 qui illustre de manière schématique la fonction associée au neurone j . En particulier, les caractéristiques suivantes sont définies :

- les poids $w_{i,j}$ attribués à chaque variable d'entrée e_i , appelés « poids synaptiques » par analogie à la biologie ;
- le biais ou « seuil d'activation » b_j , correspondant au poids d'une entrée additionnelle e_0 prenant la valeur de 1 ;
- la fonction d'activation φ , pouvant être linéaire ou non linéaire, transformant la combinaison linéaire (symbolisée par \sum) des entrées pondérées en un signal de sortie s .

Réseau multicouches statique Un réseau neuronal est l'association de plusieurs neurones. Pour relier les neurones entre eux, différentes typologies de réseaux peuvent être envisagées. L'une des architectures de réseaux de neurones les plus répandues, appelée architecture multicouche statique ou perceptron multicouche, consiste à organiser les

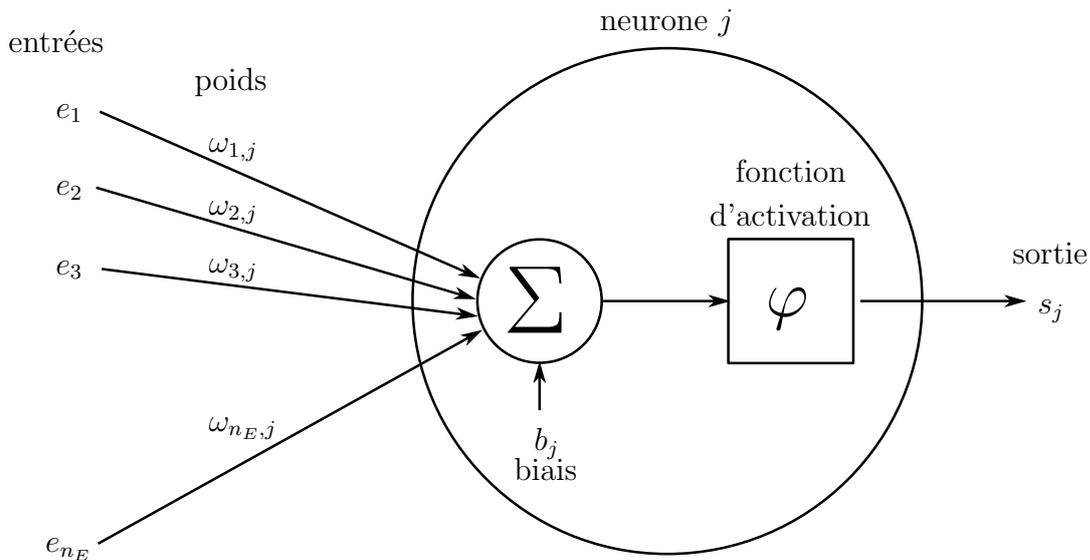


FIGURE 4.1 – Schéma illustrant le fonction associée au neurone j reliant les entrées e_i ($i = 1$ à n_E) à la sortie s_j .

neurones sous forme de couches successives avec une propagation directe (« *feedforward* »). Seule cette typologie est abordée ici.

La capacité de modélisation du réseau de neurone à une seule couche (le perceptron, proposé par le psychologue Rosenblatt (1958)) est limitée, et est à l'origine de plusieurs critiques au début des années 1970. L'utilité du perceptron, et même l'étendue du perceptron à une architecture multi-couche, est notamment remise en cause par Minsky et Papert (1969). Le regain d'intérêt pour les réseaux de neurones est né dans les années 1980 suite aux travaux de Hopfield (1982) et à l'algorithme d'apprentissage de rétro-propagation pour le perceptron multicouches, popularisé par Rumelhart *et al.* (1986).

Pour les structures multicouches les plus simples, trois couches sont considérées, comme illustré sur la figure 4.2. L'architecture présentée se compose :

- **d'une couche d'entrée**, contenant l'ensemble des paramètres d'entrée utilisés pour décrire l'évolution des grandeurs d'intérêt, le nombre de paramètres d'entrée est noté n_I ;
- **d'une couche de sortie**, contenant autant de neurones que de sorties du modèle recherchées, le nombre de neurones sur la couche de sortie est noté n_O , chaque neurone est associé à une fonction d'activation φ_O , un biais b_{O_j} , des poids synaptiques $\omega_{O_i,j}$ où j est le numéro du neurone sur la couche de sortie et i de l'entrée du neurone ;
- **d'une couche cachée**, située entre la couche d'entrée et la couche de sortie permettant de transformer les données d'entrée avant qu'elles n'atteignent la couche de sortie, le nombre de neurones sur la couche cachée est noté n_H et chaque neurone de cette couche est associé à une fonction d'activation φ_H , un biais b_{H_j} et des poids

synaptiques $\omega_{H_i,j}$ où j est l'indice du neurone sur la couche cachée et i l'indice du paramètre d'entrée.

Plusieurs connexions entre ces couches peuvent être envisagées. Le réseau est qualifié de statique lorsque les connexions entre les signaux se propagent entre la couche d'entrée à la couche de sortie (sans connexion quittant la couche de sortie) - il s'agit du cas représenté sur la figure 4.2. Dans le cas contraire, le réseau est dit « récurrent ». Cette étude considère uniquement des réseaux multicouches (constitués de trois couches) statiques, autrement appelés perceptron multicouches.

Plus un réseau compte de poids synaptiques, plus il est complexe et est associé à un grand nombre de degrés de liberté. Le nombre de poids synaptiques N_W dans le cas d'un perceptron multicouche comprenant une seule couche cachée est donné par :

$$N_W = (n_I + n_O) \times n_H \quad (4.2)$$

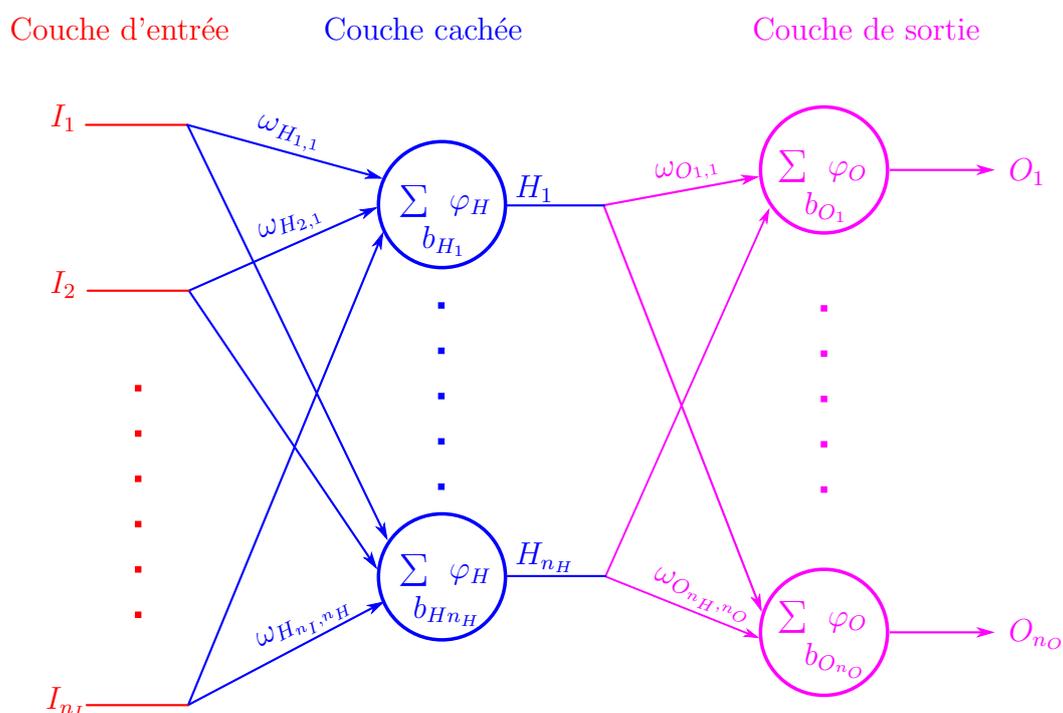


FIGURE 4.2 – Schéma illustrant l'architecture d'un réseau de neurones statique multicouche comprenant trois couches (couche d'entrée contenant n_I paramètres, couche cachée contenant n_H neurones et couche de sortie contenant n_O neurones, correspondant aux différentes grandeurs à prédire par le modèle).

4.1.2 Création d'un réseau de neurones

Plusieurs étapes sont nécessaires à la création d'un perceptron multicouches tel que celui décrit précédemment (figure 4.2). Les choix effectués reposent dans tous les cas sur

une évaluation de la capacité du modèle à prédire les valeurs cibles de la « banque de données » fournie au réseau pour son apprentissage. Les indicateurs permettant d'estimer la performance des modèles sont ainsi présentés dans un premier temps. La seconde partie détaille ensuite l'élaboration d'un réseau basée sur un compromis entre sa performance générale et sa complexité.

4.1.2.1 Indicateurs de performance

Il s'agit principalement de quantifier l'écart entre les sorties du modèle et les valeurs cibles que le modèle doit permettre de prédire : le modèle est très performant si ces écarts sont très faibles. Cette partie définit le vocabulaire et les grandeurs statistiques utilisées.

Les résidus et leur répartition Pour le $k^{\text{ème}}$ jeu de paramètres d'entrée de la banque de données d'apprentissage du réseau, le résidu R_k constitue la différence entre la sortie o_k du réseau et la valeur cible t_k de la banque de données :

$$R_k = o_k - t_k \quad (4.3)$$

La prédiction est parfaite lorsque ce résidu est nul. Il est intéressant d'étudier la distribution des résidus : le comportement du réseau est satisfaisant lorsque leur distribution suit une loi normale avec des valeurs extrêmes relativement faibles.

L'erreur quadratique moyenne L'erreur quadratique moyenne MSE (« *Mean Squared Error* ») caractérise la précision du réseau. Il s'agit de l'indicateur que l'algorithme d'apprentissage cherche à minimiser.

$$MSE = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N (t_k - o_k)^2 \quad (4.4)$$

où N est le nombre d'échantillons dans le jeu d'apprentissage.

Racine carrée de l'erreur quadratique moyenne ou écart-type des résidus La racine carrée de l'erreur quadratique moyenne correspond à l'écart-type des différences entre les valeurs calculées par le réseau et les valeurs cibles sur la base de donnée d'apprentissage.

$$RMSE = \sqrt{MSE} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{k=1}^N (t_k - o_k)^2} \quad (4.5)$$

Le coefficient de corrélation La corrélation entre les sorties du modèle et les valeurs cibles est quantifiée à l'aide du coefficient de corrélation R_c . Lorsque $|R_c|$ est proche de 1, cela signifie que les sorties du modèle et les valeurs cibles sont bien corrélées (voir figure 4.3).

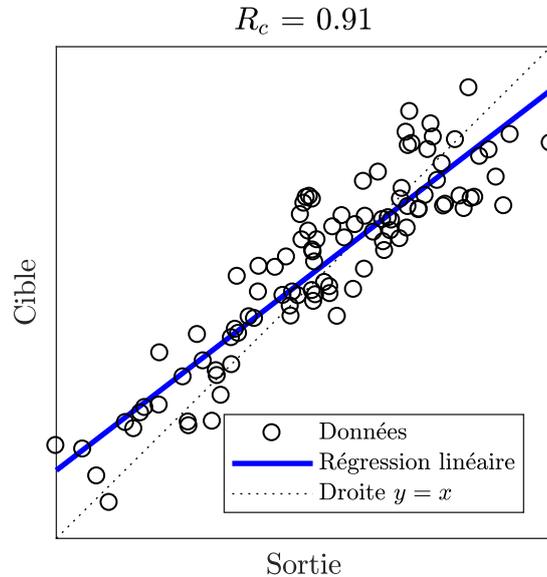


FIGURE 4.3 – Exemple de corrélation entre les données cibles et de sortie.

Le critère d'information d'Akaike Alors que les indicateurs précédents visent à quantifier la fiabilité et la précision avec lesquelles le modèle prédit les valeurs cibles, le critère d'information d'Akaike permet de contrebalancer ces indicateurs par la complexité du modèle. Akaike (1974) propose le critère d'information suivant :

$$AIC = N \ln(MSE) + 2N_W \quad (4.6)$$

Le premier terme est lié à la précision du modèle tandis que le second quantifie sa complexité par l'intermédiaire du nombre de poids synaptiques N_W . Ce critère est en partie utile pour choisir un nombre « raisonnable » de neurones sur la couche cachée. L'ajustement des sorties du modèle aux valeurs cibles ne doit pas s'accompagner d'une trop grande complexité sous peine de faire face à une situation de sur-échantillonnage, le nombre de degrés de liberté étant trop grand par rapport à la taille de la base de données.

4.1.2.2 Élaboration et validation d'un réseau de neurones multicouche statique

Algorithme d'apprentissage Un algorithme d'apprentissage permet d'obtenir les poids et biais attribués à chaque neurone. Ceux-ci sont ajustés de manière à minimiser une fonction coût liée aux écarts entre les sorties du modèle et les valeurs cibles. Il existe deux cadres d'apprentissage : l'apprentissage supervisé et l'apprentissage non supervisé. La majorité des algorithmes d'apprentissage des réseaux de neurones se situent dans le premier cadre. Il s'agit d'algorithmes d'optimisation pour lesquels le réseau apprend à partir d'une base de données constituées des paramètres d'entrée et des grandeurs cibles associées.

L'algorithme le plus utilisé en analyse neuronale, en particulier pour les architectures du type perceptron multicouches, est la rétro-propagation du gradient de l'erreur. Il s'agit d'initialiser les poids et biais avec des valeurs aléatoires, puis de propager directement le signal pour obtenir la sortie associée à ces poids et biais. L'erreur, relativement à chaque poids (ou biais), est rétro-propagée en calculant la dérivée de l'erreur par rapport à la sortie, puis de la sortie par rapport à la sortie intermédiaire, et ainsi de suite.

Dans ce travail, suite à la rétro-propagation de l'erreur, les poids et biais sont mis à jour en utilisant l'algorithme d'optimisation de Levenberg-Marquardt (Levenberg, 1944; Marquardt, 1963), en utilisant la fonction *trainlm* de MATLAB®. Il s'agit de l'algorithme de rétro-propagation proposé par MATLAB® figurant parmi les plus rapides, et recommandé pour un apprentissage supervisé (<https://fr.mathworks.com/help/nnet/ref/trainlm.html>). Cette fonction utilise le Jacobien pour les calculs, en caractérisant la performance par la valeur de l'erreur quadratique. L'algorithme de Levenberg-Marquardt est un intermédiaire entre les méthodes de Gauss-Newton et de descente du gradient. Il est plus robuste que la méthode de Gauss-Newton en convergeant toujours vers une solution (qui peut cependant être un minimum local). L'algorithme converge relativement rapidement en évitant de calculer la matrice hessienne.

Procédure d'arrêt précoce de l'apprentissage Cette procédure vise à limiter le risque de surajustement du réseau (« *overfitting* » en anglais). Ce dernier peut se produire si le réseau est libre d'apprendre « par cœur » la banque de données. Comme l'illustre la figure 4.4, le réseau peut alors très bien prédire les valeurs cibles de la banque de données (donc être associé à une très bonne performance) mais ne pas pouvoir être généralisable à un autre jeu de données.

Afin d'éviter le surajustement du réseau, l'apprentissage n'est effectué que sur une partie des données (généralement 70%). Un sous-groupe plus petit, contenant en principe 15% des données, sert à la validation. Enfin, le reste des données (soit 15%) constitue le sous-groupe de test. La figure 4.5 illustre le principe de l'arrêt précoce utilisé pour éviter les situations de surajustement. A chaque itération visant à converger vers les poids et biais adéquats à partir du sous-groupe d'apprentissage, la performance (valeur de *MSE*) est calculée sur l'ensemble des sous-groupes. Le modèle s'améliorant à chaque itération, l'erreur évolue globalement de manière décroissante avec le nombre d'itérations. Lorsque

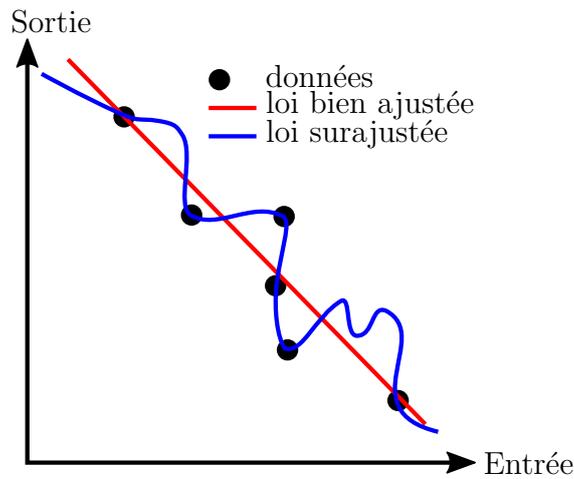
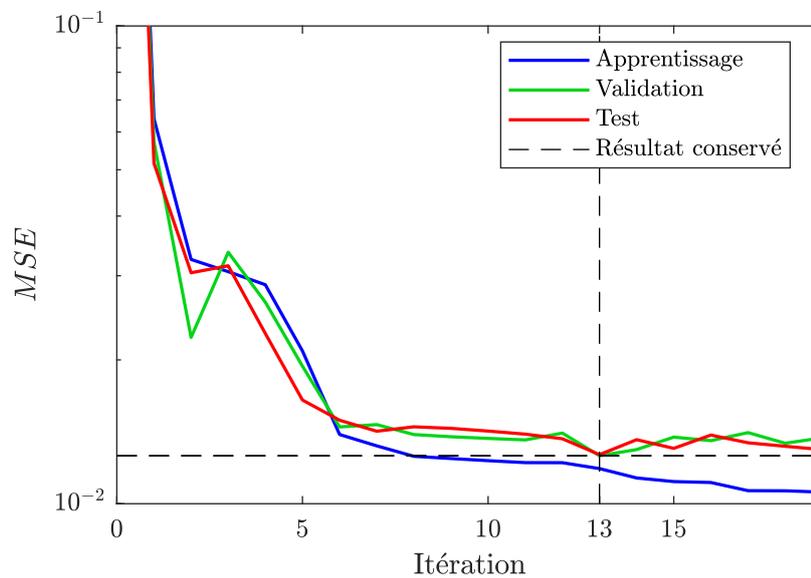


FIGURE 4.4 – Schéma illustrant le principe de surajustement d'un modèle.

l'erreur calculée au sein du sous-groupe de validation augmente entre deux itérations, cela indique une situation de surajustement. Les poids et biais conservés sont donc ceux conduisant à la valeur minimale de MSE calculée au sein du sous-groupe de validation. Le sous-groupe test permet de s'assurer que le modèle se comporte de manière identique et que la répartition en sous-groupes est adaptée.

FIGURE 4.5 – Illustration de l'arrêt précoce de l'apprentissage : le résultat conservé est celui conduisant à la valeur minimale de MSE obtenue sur le sous-groupe de validation (ici à l'itération 13).

Paramètres d'entrée et grandeurs de sortie Alors que les grandeurs de sortie sont généralement connues, il peut être complexe de déterminer les paramètres d'entrée du problème. Il s'agit là encore d'effectuer un compromis entre la performance du réseau et sa fiabilité (éviter le surajustement des données). En effet, en utilisant beaucoup de paramètres d'entrée, de nombreux degrés de liberté sont introduits dans le réseau. Ce dernier peut alors être surajusté (voir exemple présenté en annexe G.2). Les paramètres choisis sont en principe ceux conduisant à la meilleure réduction de l'écart-type $RMSE$, comme effectué par Stambouli *et al.* (2017), tout en s'assurant que le modèle est correctement ajusté.

Normalisation Afin d'augmenter la performance de l'apprentissage du réseau, et pour ne pas biaiser les estimations des influences relatives de chacun des paramètres d'entrée (qui peuvent couvrir des gammes de variations très différentes), les données associées à chaque paramètre d'entrée I_i sont normalisées pour prendre une valeur comprise entre -1 et +1. Le paramètre I_i variant initialement entre $I_{i_{min}}$ et $I_{i_{max}}$, la normalisation s'écrit de la manière suivante :

$$I_{i_n} = 2 \frac{I_i - I_{i_{min}}}{I_{i_{max}} - I_{i_{min}}} - 1 \quad (4.7)$$

où I_{i_n} est la paramètre I_i normalisé.

De la même manière, une grandeur cible T_i pouvant varier initialement entre $T_{i_{min}}$ et $T_{i_{max}}$, est normalisée entre -1 et 1 :

$$T_{i_n} = 2 \frac{T_i - T_{i_{min}}}{T_{i_{max}} - T_{i_{min}}} - 1 \quad (4.8)$$

où T_{i_n} est la grandeur T_i normalisée.

Nombre de neurones sur la couche cachée Un nombre trop élevé de neurones sur la couche cachée - conduisant à de nombreux degrés de libertés - peut conduire à une situation de surajustement du réseau (voir annexe G.2). A l'inverse, si le nombre de neurones sur la couche cachée est insuffisant, il peut arriver que le réseau ne prédise pas les sorties de manière suffisamment précise. Le nombre adéquat de neurones sur la couche cachée est défini à l'aide du critère d'information d'Akaike AIC qu'il s'agit de minimiser (Fogel, 1991; Murata *et al.*, 1994; Panchal *et al.*, 2010). Dans tous les cas il convient de trouver un compromis entre la meilleure précision (minimum de $RMSE$) et une complexité limitée (afin d'éviter les situations de surajustement).

Fonctions d'activation Le tableau 4.1 présente les différentes fonctions d'activation pouvant être utilisées. Une fonction φ_H est choisie pour les neurones de la couche cachée et une fonction φ_O pour les neurones de la couche de sortie. En pratique plusieurs couples de fonctions sont testés et la situation conduisant à la meilleure performance (valeurs

minimale de $RMSE$ et maximale de R_c^2), à nombre constant de neurones sur la couche cachée, est conservée.

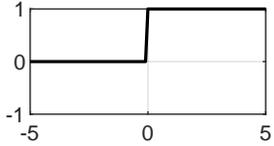
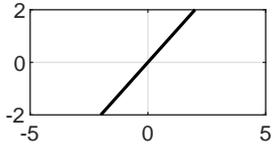
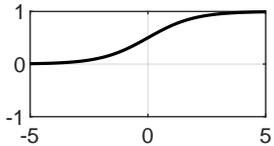
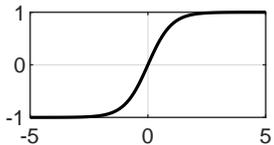
Nom	Équation	Graphique
Seuil unitaire	$f(x) = \begin{cases} 0 & \text{for } x < 0 \\ 1 & \text{for } x \geq 0 \end{cases}$	
Linéaire	$y = x$	
Sigmoïde logistique	$y = \frac{1}{1 + e^{-x}}$	
Sigmoïde tangente hyperbolique	$y = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}}$	

TABLE 4.1 – Fonctions d'activation pouvant être utilisées dans un réseau de neurones (tableau adapté à partir de Derras (2011); Salameh (2016)).

4.1.3 Utilisation d'un réseau de neurones

La fonction première d'un réseau de neurones est de fournir une évaluation des grandeurs de sorties recherchée. Les réseaux neuronaux peuvent aussi être utilisés pour identifier les paramètres clés d'un problème.

4.1.3.1 Obtention des paramètres clés du problème

Réduction de l'écart-type Le modèle sera *a priori* d'autant plus performant que les paramètres d'entrée utilisés seront pertinents pour décrire la physique sous-jacente. Au contraire, si les paramètres utilisés en entrée du réseau sont peu corrélés au phénomène étudié, la réduction de l'écart-type sera faible. Chercher les paramètres conduisant à la plus grande réduction de l'écart-type conduit ainsi à identifier les paramètres clés du phénomène étudié. Cette technique est utilisée par Stambouli *et al.* (2017) pour l'étude des effets de site sédimentaire. Les paramètres d'entrée $V_{S_{30}}$ et f_0 sont associés au meilleur compromis entre performance (réduction de 60% de la variance) et « mesurabilité », pour la prédiction des facteurs d'amplification.

Répartition des poids synaptiques Il est possible de calculer pour chaque paramètre d'entrée I_i du réseau de neurones, la proportion prise par les poids synaptiques liés à ce paramètre par rapport à la somme de l'ensemble des poids synaptiques entre la couche d'entrée et la couche cachée selon l'équation :

$$P_i = \frac{\sum_{k=1}^{n_H} |\omega_{H_i,k}|}{\sum_{j=1}^{n_I} \sum_{k=1}^{n_H} |\omega_{H_j,k}|} (\%) \quad (4.9)$$

où :

- P_i est le pourcentage de poids synaptiques correspondant au paramètre I_i ;
- $\omega_{H_i,j}$ est le poids synaptique attribué au paramètre I_i pour le neurone j de la couche cachée ;
- n_H est le nombre de neurones sur la couche cachée ;
- n_I est le nombre de paramètres sur la couche d'entrée.

Plus la valeur de P_i est élevée, plus le paramètre I_i a une influence sur la grandeur de sortie considérée.

4.1.3.2 Obtention des sorties recherchées

L'objectif de l'élaboration d'un réseau de neurones est de pouvoir évaluer les sorties d'intérêt à partir de paramètres d'entrée connus. Bien que la relation entre les sorties et les entrées d'un réseau de neurones ne s'exprime pas sous une forme fonctionnelle simple, l'obtention des sorties recherchées est relativement simple et peut être implémentée aisément (notamment dans un tableur d'analyse de données numériques). Elle s'effectue en trois étapes détaillées ci-après : normalisation des paramètres d'entrée, utilisation de la relation entre les sorties et entrées normalisées sur réseau et dénormalisation des sorties issues du réseau.

Normalisation des inputs Le lien entre les entrées et les sortie d'un réseau de neurones s'écrit dans le domaine normalisé (entrées et sorties comprises entre -1 et +1). Lorsqu'un utilisateur souhaite obtenir les sorties du réseau pour un jeu de paramètres d'entrée \mathbf{I} (vecteur contenant les paramètres I_i avec i variant de 1 à n_I , n_I étant de le nombre de paramètres d'entrée du réseau), la première étape consiste à normaliser ces paramètres selon l'équation 4.7 pour obtenir le vecteur \mathbf{I}_n (de taille n_I) contenant l'ensemble des entrées normalisées par rapport au jeu de données utilisé pour l'apprentissage du réseau de neurones.

Obtention des sorties dans le domaine normalisé En écrivant l'équation de chaque neurone du réseau, l'équation suivante reliant le vecteur contenant les entrées normalisées \mathbf{I}_n au vecteur regroupant les sorties normalisées \mathbf{O}_n (de taille n_O où n_O est le nombre de sorties du réseau) peut être établie :

$$\mathbf{O}_n = \varphi_O(\mathbf{b}_O + [\boldsymbol{\omega}_O] \times \varphi_H(\mathbf{b}_H + [\boldsymbol{\omega}_H]\mathbf{I}_n)) \quad (4.10)$$

où :

- la matrice $[\boldsymbol{\omega}_O]$, de dimensions $n_O \times n_H$, contient l'ensemble des poids synaptiques de la couche de sortie ;
- le vecteur \mathbf{b}_O contient les biais de la couche de sortie (n_O valeurs) ;
- la matrice $[\boldsymbol{\omega}_H]$, de dimensions $n_I \times n_H$, contient l'ensemble des poids synaptiques de la couche cachée ;
- le vecteur \mathbf{b}_H contient les biais de la couche caché (n_H valeurs) ;
- les fonctions φ_H et φ_O sont les fonctions d'activation utilisées sur la couche de sortie et la couche cachée, respectivement.

Ces notations sont celles utilisées sur la figure 4.2 illustrant de manière schématique le fonctionnement d'un réseau multicouche (une couche cachée) statique.

Dénormalisation des sorties Enfin, les sorties du réseau calculées selon l'équation 4.10 sont normalisées entre -1 et +1. Chaque sortie O_{i_n} peut être dénormalisée selon la relation :

$$O_i = \frac{1}{2}(O_{i_n} + 1)(T_{i_{max}} - T_{i_{min}}) + T_{i_{min}} \quad (4.11)$$

où $T_{i_{min}}$ et $T_{i_{max}}$ sont les *extrema* de la valeur cible concernée au sein du jeu de données utilisé pour l'apprentissage du réseau de neurones, tels que définis dans le paragraphe 4.1.2.2.

4.2 Développement de quatre réseaux de neurones artificiels

A partir de la « banque de données » constituée lors de l'étude paramétrique, ce sont, au total, quatre réseaux de neurones qui sont développés, visant à établir le lien entre différentes données de sorties et d'entrées d'intérêt. Ceux-ci sont générés en suivant globalement la même procédure que Derras (2011) et Salameh (2016) en utilisant l'outil *Neural Network Toolbox*TM proposé par MATLAB®. Comme indiqué précédemment, l'architecture multicouche statique (avec une seule couche cachée) est utilisée. L'apprentissage est effectué selon l'algorithme de Levenberg-Marquardt (Levenberg, 1944; Marquardt, 1963) et la procédure d'arrêt précoce est appliquée en considérant la répartition suivante des données : 75% pour l'apprentissage, 15% pour la validation et 15% pour le test. Cette partie détaille le développement des réseaux de neurones permettant de prédire les sorties recherchées : $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ et $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$ (avec \widehat{PGA} , l'accélération maximale au rocher affleurant).

Il s'agit dans un premier temps d'identifier un nombre limité de paramètres d'entrée des modèles, permettant de contraindre la valeur des sorties. Comme indiqué en introduction de ce chapitre, cette étape de « paramétrisation » de la méthode simplifiée est essentielle. Une fois les paramètres choisis, il s'agit de développer les réseaux de neurones artificiels, constituant des « métamodèles » pour estimer les grandeurs recherchées. En particulier, il convient de fixer le nombre de neurones sur la couche cachée et les fonctions d'activation. Le dernier paragraphe de cette partie (paragraphe 4.2.4) présente une synthèse des quatre réseaux de neurones et de leur performance.

4.2.1 Sorties des réseaux et paramètres d'entrées

Cette partie rappelle le choix des grandeurs de sorties visées puis détaille le choix des paramètres d'entrée des réseaux de neurones permettant de les prédire. Par ailleurs, la distribution des paramètres d'entrée et des sorties au sein de la « banque de données » constituée des simulations numériques est présentée. En effet, pour pouvoir élaborer un réseau de neurones, le valider et l'utiliser, il convient de connaître la répartition des données d'apprentissage (en particulier le nombre de données, les *extrema* et l'écart-type). Finalement, les caractéristiques des grandeurs choisies pour chaque réseau de neurones sont présentées le tableau 4.4.

4.2.1.1 Paramètres de sortie

Comme indiqué précédemment, l'objectif est de prédire la valeur de deux rapports d'amplification de l'accélération maximale :

- $O_1 = \frac{a_{crête_{max}}}{\widehat{PGA}}$ correspondant au rapport entre l'accélération maximale en crête de digue par rapport à celle au niveau du rocher affleurant ;

- $O_2 = \frac{a_{bloc_{max}}}{\widehat{PGA}}$ correspondant au rapport entre l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement par rapport à celle au niveau du rocher affleurant.

La distribution des valeurs prises par ces deux grandeurs au sein de la « banque de données » constituée des simulations numériques a été présentée préalablement sur la figure 3.40(d) page 167 (en ce qui concerne la grandeur $\frac{a_{crête_{max}}}{\widehat{PGA}}$) et sur la figure 3.39(b) page 166 (en ce qui concerne la grandeur $\frac{a_{bloc_{max}}}{\widehat{PGA}}$). Ces grandeurs étant dans rapports, il est préférable de considérer leur logarithme népérien. Par ailleurs, l'apprentissage des réseaux de neurones est par ailleurs plus efficace lorsque les entrées et sorties suivent une loi de distribution normale ou quasi-normale (Bishop, 1995). La distribution de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ et $\ln(a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA})$ est représentée sur la figure 4.6.

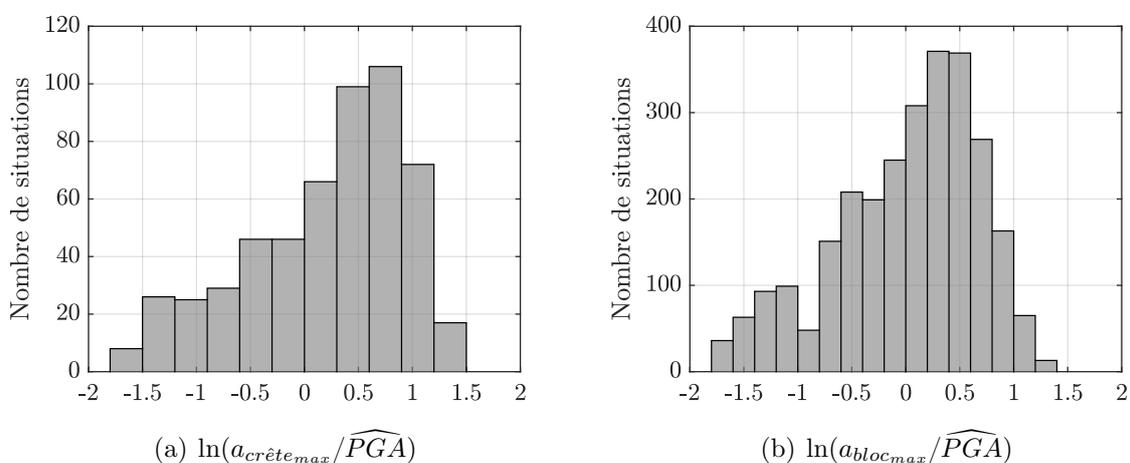


FIGURE 4.6 – Histogrammes de répartition des grandeurs de sortie des réseaux de neurones au sein des simulations numériques.

Contrairement à la sortie O_1 , la sortie O_2 est influencée par la profondeur maximale du bloc potentiel de glissement. Ces deux grandeurs ne faisant pas appel aux mêmes paramètres d'entrée, elles nécessitent la réalisation de deux réseaux de neurones distincts notés par la suite ANN_1 et ANN_2 , chacun à une seule sortie (O_1 et O_2 respectivement).

4.2.1.2 Paramètres d'entrée

Il s'agit d'identifier des paramètres d'entrée « judicieux », selon trois critères principaux :

1. garantir la représentativité des phénomènes physiques, conditionnant les valeurs prises par les sorties O_1 et O_2 , et prédire ces grandeurs de sortie avec une précision suffisante (quantifiée par la valeur de $RMSE$) ;
2. éviter le surajustement des réseaux neuronaux en limitant le nombre de paramètres d'entrées et en s'assurant de leur représentativité ;
3. utiliser des paramètres facilement évaluables par les gestionnaires de digue.

Une démarche itérative, généralisable à d'autres contextes de développement de réseaux de neurones, est utilisée pour identifier les jeux de paramètres d'entrée les plus pertinents. Pour chaque sortie visée ($a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ ou $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$), plusieurs paramètres (ou combinaisons de paramètres) de l'étude paramétrique sont pressentis pour contraindre la valeur de cette sortie. Cette présélection est basée sur la compréhension des principaux phénomènes physiques déterminant la valeur de la sortie considérée (démarche ayant été effectuée dans le chapitre 3, section 3.6.2, page page 164). De nombreux sous-ensembles de ces paramètres sont ensuite testés, en faisant croître progressivement le nombre de paramètres au sein du sous-ensemble d'étude. Il s'agit d'évaluer « l'apport » de chaque paramètre sur la performance du modèle, i.e. sur sa capacité à prédire de manière précise et fiable la sortie étudiée. Un effort est par ailleurs effectué pour choisir des paramètres d'entrée facilement mesurables.

A titre indicatif, quelques uns des jeux de paramètres testés pour chaque sortie, ainsi que la performance associée (valeur de $RMSE$) sont présentés dans les tableaux 4.2 et 4.3 .

Paramètres pour l'ajustement de $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$

Démarche suivie Les tendances observées lors de l'analyse des résultats numériques (section 3.6.2 page 164) sont très utiles pour identifier des paramètres pouvant permettre de représenter les phénomènes physiques déterminant les valeurs des grandeurs de sortie étudiées. Plus particulièrement, pour la prédiction du rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$, la figure 3.43 page 172 a montré que la valeur de $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ est corrélée au contraste de vitesses entre la digue et la couche de sol V_d/\widehat{V}_c , au rapport d' « épaisseurs » entre la couche de sol et la digue H_c/H_d ainsi qu'au niveau de sollicitation \widehat{PGA} (effets non-linéaires).

Sans rentrer, pour l'instant, dans le détail de la performance obtenue, et afin d'illustrer la démarche suivie, le cas du paramètre \widehat{PGA} est considéré. Il s'agit en effet d'un « paramètre candidat » pour quantifier la non-linéarité, il est ainsi utilisé dans les premières paramétrisations testées. L'utilisation d'une paramétrisation basée uniquement sur les trois combinaisons de paramètres identifiées (V_d/\widehat{V}_c , H_c/H_d et \widehat{PGA}) s'est révélée peu satisfaisante. Par ailleurs, physiquement, la non-linéarité est plutôt contrôlée par la déformation, et ses effets, à \widehat{PGA} fixé, dépendent de l'épaisseur et de la rigidité de la couche de sol (comme l'a montré la figure 3.23, page 146). Une autre limitation du paramètre \widehat{PGA} est qu'il ne prend que quatre valeurs dans les simulations numériques (0.01 g, 0.1 g, 0.3 g et 0.5 g) : l'apprentissage par le réseau de la dépendance à \widehat{PGA} est donc difficile. Différents *proxy* pour la déformation peuvent être utilisés, et l'un d'entre eux, proposé par Idriss (2011) est \widehat{PGV}/V_{S30} , où PGV est la vitesse maximale. Ce *proxy* est utilisé notamment par Kim *et al.* (2013); Chandra (2014); Guéguen (2016). La valeur de PGV n'étant pas un paramètre des simulations numériques réalisées, ni une donnée réglementaire facilement accessible, le lien avec la valeur de \widehat{PGA} peut être établi en approximant l'accélération maximale par la vitesse maximale multipliée par la pulsation

prédominante. Cette dernière peut être approximée soit par la fréquence fondamentale de résonance de la couche de sol, soit par $\widehat{V}_c/(4 H_c)$ (selon l'équation 1.29 ayant été présentée dans le chapitre 1) pour faire appel aux paramètres des simulations numériques. En utilisant cette démarche, un *proxy* pour la non-linéarité, faisant appel aux paramètres des simulations numériques, est $\frac{\widehat{PGA} H_c}{\widehat{V}_c^2}$. La corrélation entre le paramètre $\frac{\widehat{PGA} H_c}{\widehat{V}_c^2}$ et la déformation maximale de cisaillement dans la couche de sol sur les résultats des simulations numériques est présentée sur la figure 4.7. La déformation maximale de cisaillement dans la couche de sol obtenue numériquement est globalement sous estimée par la valeur de $\frac{\widehat{PGA} H_c}{\widehat{V}_c^2}$, cependant la « tendance » d'évolution du *proxy* est globalement cohérente avec celle de la déformation maximale dans la couche de sol.

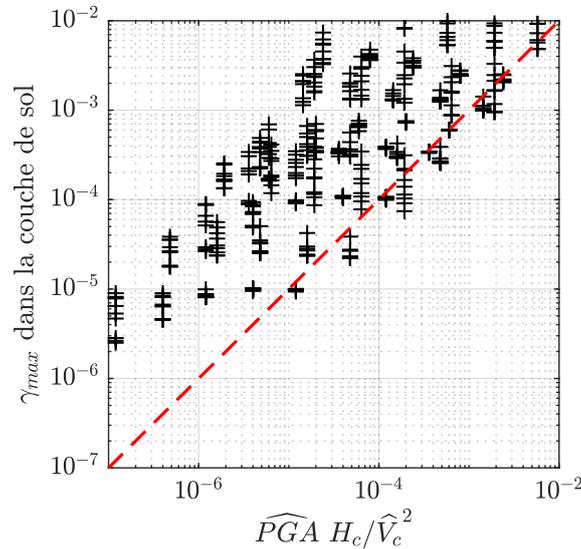


FIGURE 4.7 – Corrélation entre le *proxy* pour la déformation maximale $\frac{\widehat{PGA} H_c}{\widehat{V}_c^2}$ et la déformation maximale obtenue sur les résultats des 540 simulations numériques.

La paramétrisation initiale est ainsi « itérée » en considérant l'utilisation de $\frac{\widehat{PGA} H_c}{\widehat{V}_c^2}$, plutôt que de \widehat{PGA} . A nombre de paramètres d'entrée identique, ce jeu de paramètres conduit à une valeur de *RMSE* deux fois plus faible (tableau 4.2). Le paramètre $\frac{\widehat{PGA} H_c}{\widehat{V}_c^2}$ se révèle ainsi plus pertinent pour contraindre la valeur de $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$, en offrant une meilleure caractérisation des effets non-linéaires.

L'exemple présenté est basé sur un jeu de trois paramètres d'entrée. Afin d'effectuer un compromis entre performance et complexité, des itérations supplémentaires sur la paramétrisation sont effectuées en considérant des modèles à 4 ou 5 paramètres d'entrée. L'apport relatif d'une paramétrisation plus complexe peut ainsi être évalué.

Par ailleurs, à la démarche détaillée ci-dessus, s'ajoute la contrainte d'utiliser des paramètres facilement mesurables. Pour répondre à cette exigence additionnelle, les conclu-

sions des mesures réalisées sur des digues réelles présentées dans le chapitre 2 et les témoignages recueillis auprès de gestionnaires de digues sont utilisés. Selon les conclusions du chapitre 2, il n'est pas toujours aisé d'accéder au profil de vitesse des ondes de cisaillement sur les trente premiers mètres et à la profondeur du substratum sismique. Il paraît ainsi plus adapté de considérer des paramètres tels que la vitesse minimale des ondes de cisaillement dans le sol $V_{c_{min}}$ (ou la vitesse moyenne des ondes de cisaillement sur les dix premiers mètres de sol $V_{S_{10}}$) et la fréquence fondamentale de résonance du sol f_0 . Par ailleurs, lorsque l'épaisseur de la couche de sol intervient dans un paramètre, elle peut éventuellement être remplacée par le rapport $V_{c_{min}}/f_0$. Cependant, selon les gestionnaires de digues, dans certains cas il peut être intéressant de faire appel à l'épaisseur du sol H_c et à \hat{V}_c . Deux jeux de paramètres distincts peuvent ainsi être envisagés pour la prédiction de $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$, le premier faisant intervenir H_c et \hat{V}_c , et le second faisant intervenir $V_{c_{min}}$ et f_0 .

La performance obtenue pour l'ajustement de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ à partir des différents jeux de paramètres testés¹ est présentée dans le tableau 4.2. Celle-ci est quantifiée par la valeur de $RMSE$ sur les sorties normalisées. Cette étude sur la « paramétrisation » des réseaux neuronaux permet de conclure que l'utilisation de quatre paramètres sur la couche d'entrée n'est pas avantageuse (en termes de gain de performance) par rapport à l'utilisation de seulement trois paramètres d'entrée. Les modèles comprenant cinq paramètres d'entrée conduisent à des valeurs de $RMSE$ beaucoup plus faibles, cependant, il s'agit de modèles très complexes (conduisant par ailleurs probablement à un surajustement des réseaux de neurones, voir exemple présenté en annexe G.2).

Paramètres choisis La démarche détaillée ci-dessus motive la sélection de deux jeux de paramètres explicatifs pour la prédiction de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$, conduisant à l'élaboration de deux réseaux de neurones, ANN1-A et ANN1-B :

1. **Paramètres d'entrées pour le réseau ANN1-A** : $\ln(V_d/\hat{V}_c)$, $\ln(H_c/H_d)$ et $\ln(\widehat{PGA} H_c/\hat{V}_c^2)$;
2. **Paramètres d'entrées pour le réseau ANN1-B** : $\ln(V_d/V_{c_{min}})$, $\ln(V_{c_{min}}/(H_d f_0))$ et $\ln(\widehat{PGA}/(V_{c_{min}} f_0))$.

Il est intéressant de remarquer que les paramètres $\ln(V_d/\hat{V}_c)$ et $\ln(H_c/H_d)$ sont similaires aux paramètres m et q mis en évidence par Sarma (1979) (introduits lors de la description de la méthode de Sarma (1979), dans la partie 1.5.4.2, page 63) :

$$m = \frac{V_d \rho_d}{V_c \rho_c}, \text{ indicateur du contraste d'impédance entre le barrage et la couche de sol ;}$$

$$q = \frac{V_d H_c}{V_c H_d}, \text{ représentant le contraste des temps de trajet dans le barrage et la couche de sol ;}$$

1. Lors de cette phase de tests, les fonctions d'activation utilisées sont la fonction sigmoïde tangente hyperbolique sur la couche cachée, et linéaire sur la couche de sortie. Le nombre de neurones sur la couche cachée varie entre 5 et 10 suivant les jeux de paramètres testés.

Les masses volumiques étant les mêmes dans la digue et la couche de sol, le rapport V_d/\widehat{V}_c correspond au paramètre m , et le rapport H_c/H_d à $q \times m$.

Les distributions, au sein de la « banque de données » constituée des simulations numériques, des paramètres explicatifs identifiés sont présentées sur les figures 4.8 et 4.9. Par ailleurs, les *extrema* de ces paramètres, nécessaires à l'utilisation des réseaux de neurones ANN1-A et ANN1-B, sont présentées dans le tableau 4.4.

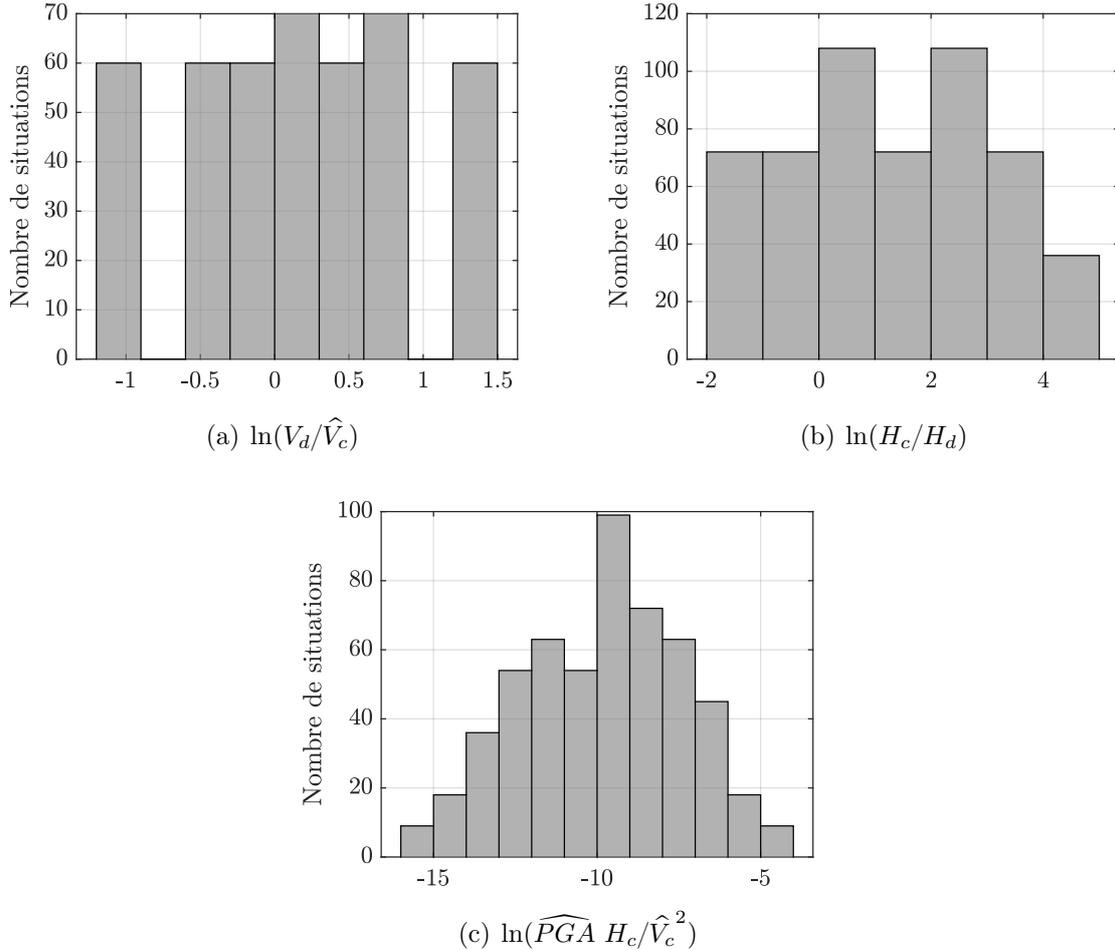


FIGURE 4.8 – Histogrammes de répartition des paramètres $\ln(V_d/\widehat{V}_c)$, $\ln(H_c/H_d)$ et $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$.

Paramètres pour l'ajustement de $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$

Démarche suivie La démarche est la même que pour la recherche des paramètres permettant de déterminer la valeur de $a_{criste_{max}}/\widehat{PGA}$. Selon les conclusions de l'analyse menée dans le chapitre 3, et particulièrement dans les paragraphes 3.6.2.6 et 3.6.2.7 page

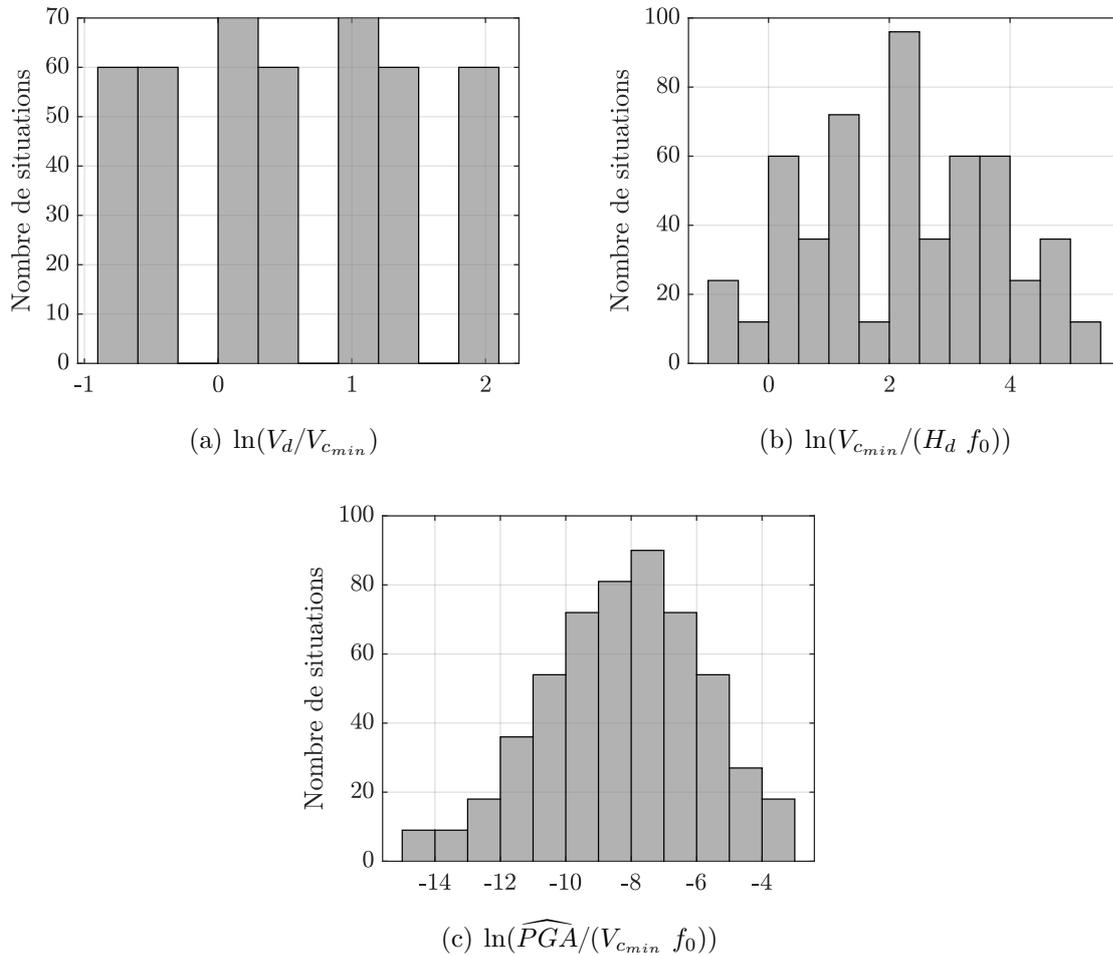


FIGURE 4.9 – Histogrammes de répartition des paramètres $\ln(V_d/V_{c_{min}})$, $\ln(V_{c_{min}}/(H_d f_0))$ et $\ln(\widehat{PGA}/(V_{c_{min}} f_0))$.

172, l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement est liée à l'accélération maximale en crête (et est donc contrainte par les mêmes phénomènes physiques) ainsi qu'à la géométrie du bloc, caractérisée par la profondeur relative du cercle de glissement y_b/H_d . Il s'agit donc d'un paramètre additionnel considéré pour contraindre la valeur de $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$.

De la même manière, il est envisagé de faire appel à deux « types » de jeux de paramètres d'entrée permettant de s'assurer de la mesurabilité des paramètres d'entrée des modèles permettant de prédire $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$. Le premier « type » (type A) fait intervenir l'épaisseur de la couche H_c et la vitesse des ondes de cisaillement \widehat{V}_c , tandis que le second (type B) fait appel à la fréquence fondamentale de résonance de la couche de sol f_0 et à la vitesse minimale dans la couche de sol $V_{c_{min}}$.

Le tableau 4.3 présente les résultats de l'analyse comparative de différents jeux de paramètres d'entrée. Celui-ci montre que seuls trois paramètres d'entrée ne permettent

pas d'expliquer la valeur de $\ln(a_{\text{bloc}_{\text{max}}}/\widehat{PGA})$ de manière aussi satisfaisante que pour $\ln(a_{\text{cra}^{\text{t}e}_{\text{max}}}/\widehat{PGA})$ (grandeur pour laquelle il est possible d'atteindre $RMSE = 0.10$ avec seulement trois paramètres explicatifs). Il est tout de même intéressant de constater que les seuls paramètres expliquant la valeur de $\ln(a_{\text{cra}^{\text{t}e}_{\text{max}}}/\widehat{PGA})$ ($\ln(V_d/\widehat{V}_c)$, $\ln(H_c/H_d)$ et $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$), i.e. sans information sur la géométrie du bloc potentiel de glissement, conduisent à une valeur de $RMSE$ de 0.15. Compléter ce jeu de paramètres par $\ln(y_b/H_d)$ permet de réduire $RMSE$ à la valeur de 0.10.

Paramètres choisis Les résultats de l'exploration de différents paramètres explicatifs potentiels conduisent à sélectionner deux jeux de paramètres d'entrée pour la prédiction de $\ln(a_{\text{bloc}_{\text{max}}}/\widehat{PGA})$, conduisant à l'élaboration de deux réseaux de neurones, ANN2-A et ANN2-B :

1. **Paramètres d'entrées pour le réseau ANN2-A** : $\ln(V_d/\widehat{V}_c)$, $\ln(H_c/H_d)$, $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$ et $\ln(y_b/H_d)$;
2. **Paramètres d'entrées pour le réseau ANN1-B** : $\ln(V_d/V_{c_{\text{min}}})$, $\ln(V_{c_{\text{min}}}/(H_d f_0))$, $\ln(\widehat{PGA}/(V_{c_{\text{min}}} f_0))$ et $\ln(y_b/H_d)$.

Seul le paramètre $\ln(y_b/H_d)$, est un paramètre explicatif supplémentaire, nécessaire à l'ajustement de la grandeur $\ln(a_{\text{bloc}_{\text{max}}}/\widehat{PGA})$. La distribution de ce paramètre au sein de la « banque de données » constituées des simulations numériques est présentée sur la figure 4.10.

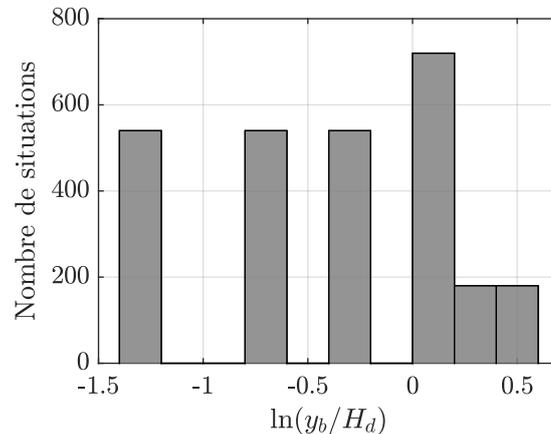


FIGURE 4.10 – Histogrammes de répartition du paramètre $\ln(y_b/H_d)$.

Synthèse Quatre réseaux de neurones (nommés ANN1-A, ANN1-B, ANN2-A et ANN2-B) sont développés pour prédire, avec deux « types » de jeux de paramètres d'entrée distincts (faisant intervenir soit H_c et \widehat{V}_c (type A) soit f_0 et $V_{c_{\text{min}}}$ (type B)), les deux grandeurs de sortie O_1 et O_2 . En guise de synthèse, les caractéristiques des données à

Utilisation des réseaux de neurones artificiels pour le développement d'une méthode simplifiée de prédiction de la sollicitation sismique d'une digue

ajuster et des paramètres explicatifs utilisés pour chaque réseau neuronal sont présentées dans le tableau 4.4.

4.2 Développement de quatre réseaux de neurones artificiels

Jeu de paramètres	<i>RMSE</i>
$\ln(V_d/\widehat{V}_c)$ $\ln(H_c/H_d)$ $\ln(\widehat{PGA})$	0.20
$\ln(V_d/\widehat{V}_c)$ $\ln(H_c/H_d)$ $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$	0.10
$\ln(V_d/V_{c_{min}})$ $\ln(V_{c_{min}}/(H_d f_0))$ $\ln(\widehat{PGA}/(V_{c_{min}} f_0))$	0.10
$\ln(V_d/\widehat{V}_c)$ $\ln(H_d)$ $\ln(H_c)$ $\ln(\widehat{PGA})$	0.17
$\ln(V_d/\widehat{V}_c)$ $\ln(H_d/H_c)$ $\ln(\widehat{V}_c)$ $\ln(\widehat{PGA})$	0.13
$\ln(V_d/\widehat{V}_c)$ $\ln(H_d/H_c)$ $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$ $\ln(\widehat{PGA} H_d/V_d^2)$	0.11
$\ln(m)$ $\ln(q)$ $\ln(\widehat{V}_c)$ $\ln(\widehat{PGA})$	0.13
$\ln(m)$ $\ln(q)$ $\ln(H_c)$ $\ln(\widehat{PGA})$	0.16
$\ln(H_d)$ $\ln(H_c)$ $\ln(V_d)$ $\ln(\widehat{V}_c)$ $\ln(\widehat{PGA})$	0.03
$\ln(V_d/\widehat{V}_c)$ $\ln(H_d/H_c)$ $\ln(H_c)$ $\ln(\widehat{V}_c)$ $\ln(\widehat{PGA})$	0.03
$\ln(H_d)$ $\ln(f_0)$ $\ln(V_d)$ $\ln(V_{S_{30}})$ $\ln(\widehat{PGA})$	0.08

TABLE 4.2 – Quelques jeux de paramètres testés pour prédire $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ et performance associée (caractérisée par valeur de *RMSE* sur l’ajustement de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ à partir d’un réseau de neurones faisant appel au jeu de paramètres testé sur sa couche d’entrée).

Jeu de paramètres	<i>RMSE</i>
$\ln(V_d/\widehat{V}_c)$ $\ln(H_c/H_d)$ $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$	0.15
$\ln(V_d/\widehat{V}_c)$ $\ln(H_c/H_d)$ $\ln(y_b/H_d)$	0.33
$\ln(V_d/\widehat{V}_c)$ $\ln(H_c/H_d)$ $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$ $\ln(y_b/H_d)$	0.10
$\ln(V_d/V_{cmin})$ $\ln(V_{cmin}/(H_d f_0))$ $\ln(\widehat{PGA}/(V_{cmin} f_0))$ $\ln(y_b/H_d)$	0.10
$\ln(V_{cmin})$ $\ln(f_0)$ $\ln(\widehat{PGA})$ $\ln(y_b/H_d)$	0.13
$\ln(V_d/\widehat{V}_c)$ $\ln(H_d/H_c)$ $\ln(H_d)$ $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$ $\ln(y_b/H_d)$	0.07
$\ln(V_d/V_{cmin})$ $\ln(H_d f_0/V_{cmin})$ $\ln(f_0)$ $\ln(\widehat{PGA}/(V_{cmin} f_0))$ $\ln(y_b/H_d)$	0.07
$\ln(H_d)$ $\ln(H_c)$ $\ln(V_d)$ $\ln(\widehat{V}_c)$ $\ln(\widehat{PGA})$ $\ln(y_b/H_d)$	0.04
$\ln(H_d)$ $\ln(f_0)$ $\ln(V_d)$ $\ln(V_{cmin})$ $\ln(\widehat{PGA})$ $\ln(y_b/H_d)$	0.05

TABLE 4.3 – Quelques jeux de paramètres testés pour prédire $\ln(a_{blocmax}/\widehat{PGA})$ et performance associée (caractérisée par valeur de *RMSE* sur l'ajustement de $\ln(a_{blocmax}/\widehat{PGA})$ à partir d'un réseau de neurones faisant appel au jeu de paramètres testé sur sa couche d'entrée).

Nom	Sortie					Entrées				
	Grandeur	Nombre de données	min, max	Écart-type	Écart-type sur la sortie normalisée	Grandeurs	min	max	Nombre de valeurs distinctes	
ANN1-A	$\ln\left(\frac{a_{crête,max}}{PGA}\right)$	540	-1.6495, 1.4407	0.7377	0.4774	$\ln(V_d/\hat{V}_c)$	-0.9163	1.3863	9	
						$\ln(H_c/H_d)$	-1.8971	4.3175	15	
ANN1-B						$\ln(PGA H_c/\hat{V}_c^2)$	-13.652	-2.3626	46	
						$\ln(V_d/V_{cmin})$	-0.8329	1.8326	9	
						$\ln(V_{cmin}/(H_d f_0))$	-0.6539	5.4628	45	
ANN2-A						$\ln(\overline{PGA}/(V_{cmin} f_0))$	-11.960	-1.1203	59	
						$\ln(V_d/\hat{V}_c)$	-0.9163	1.3863	9	
						$\ln(H_c/H_d)$	-1.8971	4.3175	45	
						$\ln(PGA H_c/\hat{V}_c^2)$	-13.652	-2.3626	59	
ANN2-B	$\ln\left(\frac{a_{bloc,max}}{PGA}\right)$	2700	-1.7295, 1.3084	0.6642	0.4373	$\ln(y_b/H_d)$	-1.3863	0.5596	7	
						$\ln(V_d/V_{cmin})$	-0.8329	1.8326	9	
						$\ln(V_{cmin}/(H_d f_0))$	-0.6539	5.4628	45	
						$\ln(PGA/(V_{cmin} f_0))$	-11.960	-1.1203	59	
						$\ln(y_b/H_d)$	-1.3863	0.5596	7	

TABLE 4.4 – Paramètres d'entrée et de sortie choisis pour les quatre réseaux de neurones développés. Caractérisation de la « banque de données » relativement à ces paramètres.

4.2.2 Nombre de neurones sur la couche cachée

Pour chaque réseau de neurones développé, le nombre de neurones sur la couche cachée est choisi en minimisant le critère d'information d'Akaike AIC et l'écart-type $RMSE$. La figure 4.11 présente, pour chaque réseau, l'évolution de la précision $RMSE$ avec laquelle les valeurs cibles sont ajustées et le critère d'information AIC avec le nombre de neurones sur la couche cachée. Pour effectuer ce test sur la valeur de n_H , des fonctions d'activation tangente hyperbolique et purement linéaire sont utilisées sur la couche cachée et la couche de sortie respectivement.

Concernant les deux réseaux permettant la prédiction de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ (ANN1-A et ANN1-B), un nombre de neurones sur la couche cachée égal à 10 permet d'obtenir le meilleur compromis entre performance et complexité. La valeur minimale de AIC est atteinte lorsque $n_H = 15$ pour le réseau ANN2-A. Concernant le réseau ANN2-B, les meilleures valeurs de $RMSE$ et AIC correspondent au cas où un nombre très important de neurones sur la couche cachée ($n_H = 25$) est considéré. Il n'est pas raisonnable de développer un réseau aussi complexe et la performance du réseau ANN2-B pour $n_H = 10$ est par ailleurs satisfaisante. Pour résumer, à l'exception du réseau ANN2-A, l'ensemble des réseaux de neurones développés comptent 10 neurones sur la couche cachée. Le réseau ANN2-A en compte 15.

Il convient de signaler que les courbes présentées sur la figure 4.11 sont très sensibles à la répartition aléatoire des données au sein des trois sous-groupes d'apprentissage, de validation et de test. L'apprentissage des réseaux a été effectué plusieurs fois pour les obtenir, chaque itération ne conduisant pas à la même valeur optimale de n_H .

4.2.3 Fonctions d'activation

Les différentes fonctions d'activation pouvant être utilisées ont été présentées dans le tableau 4.1. Le choix des fonctions d'activation pour les réseaux développés est basé sur la performance du réseau en termes d'erreur quadratique moyenne et de coefficient de corrélation. Pour chaque réseau, plusieurs tests sont effectués en considérant différentes combinaisons de fonctions d'activation sur la couche cachée et de sortie. Les valeurs de MSE et R_c^2 obtenues sur les sous-groupes de validation et de test sont conservées et comparées entre elles. Ces valeurs sont présentées dans le tableau 4.5 pour le cas du réseau ANN1-A. L'utilisation de la fonction sigmoïde tangente hyperbolique sur la couche cachée et d'une fonction de transfert purement linéaire sur la couche de sortie permet de minimiser MSE et maximiser R_c^2 . Les mêmes observations sont effectuées pour les autres réseaux. Ces deux fonctions sont donc utilisées pour chacun des réseaux de neurones artificiels développés.

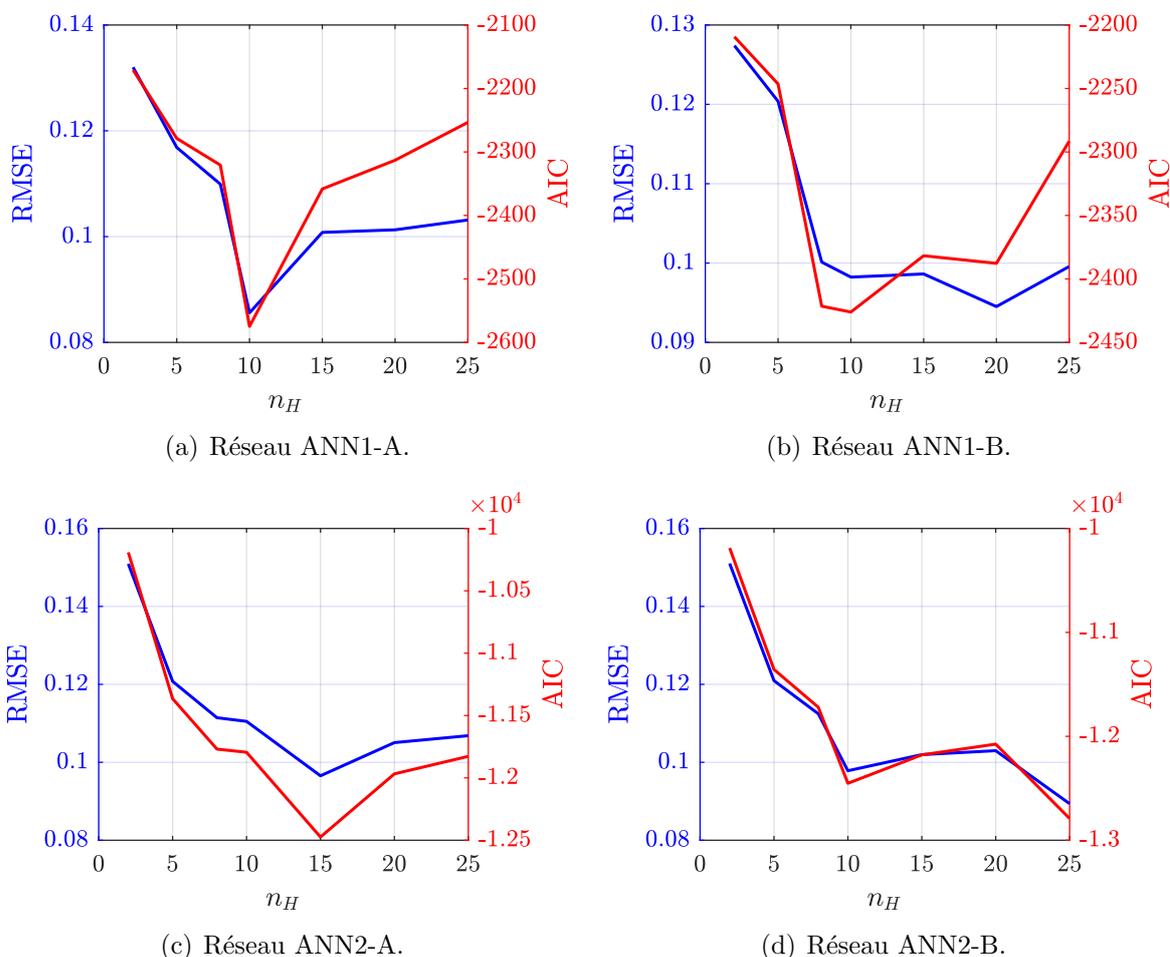


FIGURE 4.11 – Evolution de AIC et $RMSE$ avec le nombre de neurones sur la couche cachée pour les différents réseaux développés : (a) ANN1-A, (b) ANN1-B, (c) ANN2-A et (d) ANN2-B.

4.2.4 Synthèse : quatre réseaux développés

4.2.4.1 Ajustement de l'accélération maximale en crête

Deux réseaux sont développés pour fournir une estimation du rapport $\ln\left(\frac{a_{crêtemax}}{PGA}\right)$ soit à partir des paramètres $\ln(V_d/\widehat{V}_c)$, $\ln(H_c/H_d)$ et $\ln(PGA H_c/\widehat{V}_c^2)$ (réseau ANN1-A) ou soit à partir des paramètres $\ln(V_d/V_{cmin})$, $V_{cmin}/(H_d f_0)$ et $\ln(PGA/(f_0 V_{cmin}))$ (réseau ANN2-A). La figure 4.12 synthétise les principales caractéristiques de ces réseaux. Les *extrema* des données d'entrées et des valeurs cibles de sortie sont rappelées sur cette figure. Pour l'apprentissage (et donc pour l'utilisation) des réseaux de neurones, la valeur de l'accélération maximale au rocher affleurant \widehat{PGA} s'exprime en m/s^2 .

Utilisation des réseaux de neurones artificiels pour le développement d'une méthode simplifiée de prédiction de la sollicitation sismique d'une digue

Fonctions d'activation		Validation		Test	
Couche cachée	Couche d'entrée	MSE	R_c^2	MSE	R_c^2
Sigmoïde logistique	Sigmoïde logistique	0.0678	0.6710	0.0865	0.5969
Sigmoïde logistique	Purement linéaire	0.0146	0.9413	0.0108	0.9491
Sigmoïde tangente hyperbolique	Sigmoïde tangente hyperbolique	0.0113	0.9490	0.0137	0.9427
Sigmoïde tangente hyperbolique	Purement linéaire	0.0099	0.9603	0.0103	0.9527

TABLE 4.5 – Performance (MSE et R_c^2) du réseau ANN1-A pour différentes combinaisons de fonctions d'activation sur la couche cachée et la couche de sortie.

4.2.4.2 Ajustement de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement

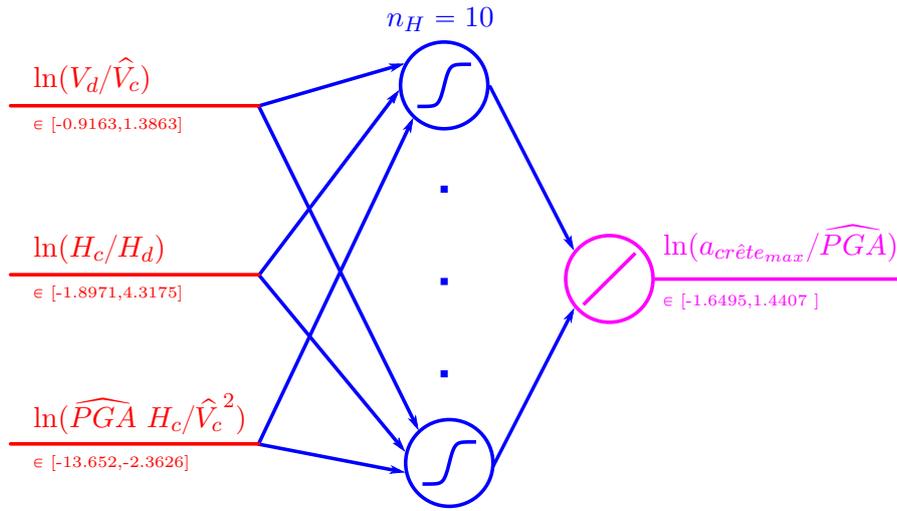
De manière similaire à la prédiction de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement, deux réseaux de neurones artificiels sont développés pour estimer le rapport $\ln\left(\frac{a_{blocmax}}{PGA}\right)$. Ceux-ci font appel aux mêmes paramètres d'entrée que pour l'estimation de $\ln\left(\frac{a_{crêtemax}}{PGA}\right)$ en ajoutant une caractérisation de l'ampleur du glissement via la valeur de $\ln(y_b/H_d)$. La figure 4.13 synthétise les principales caractéristiques de ces deux réseaux. Pour l'apprentissage (et donc pour l'utilisation) des réseaux de neurones, la valeur de l'accélération maximale au rocher affleurant \widehat{PGA} s'exprime en m/s^2 .

4.3 Évaluation de la performance des réseaux développés

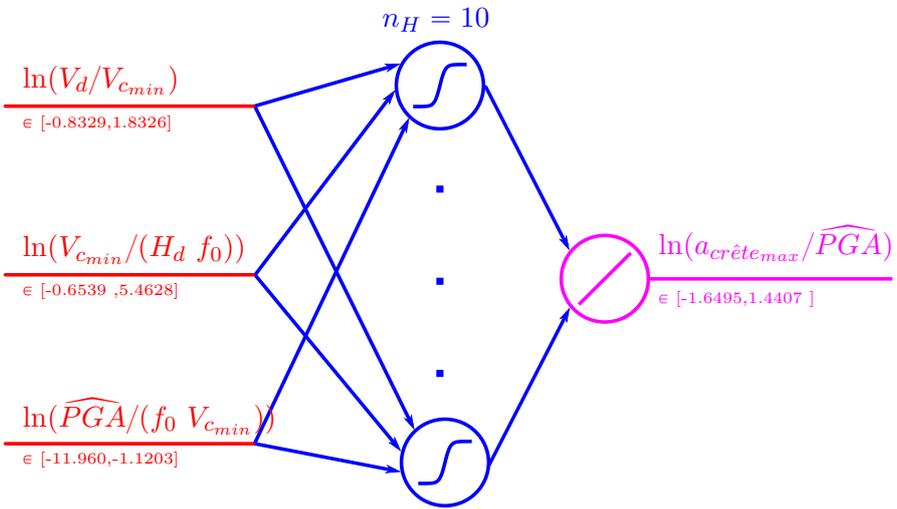
L'algorithme d'apprentissage permet d'obtenir les matrices de poids et biais pour les quatre réseaux de neurones artificiels décrits dans la section précédente. Cette partie vise à valider les réseaux développés à l'aide de différents indicateurs de performance. Les sorties normalisées du réseau sont comparées aux valeurs cibles issues des simulations numériques pour fournir en particulier la valeur de $RMSE$ et de R_c . Ces deux grandeurs, définies dans la partie 4.1.2.1, peuvent être calculées sur les trois sous-groupes de la « banque de données » (apprentissage, validation et test) ou sur la totalité de celle-ci. Dans l'ensemble de cette section, les indicateurs présentés sont évalués dans le domaine normalisé (valeurs cibles et sorties du réseau comprises entre -1 et 1).

4.3.1 Réduction de l'écart-type normalisé

La valeur de $RMSE$ (racine carrée de l'erreur quadratique moyenne) est calculée sur la totalité de la « banque de données » pour chaque réseau. Celle-ci peut être directement



(a) Réseau ANN1-A.



(b) Réseau ANN1-B.

FIGURE 4.12 – Réseaux développés pour prédire l'accélération maximale en crête (a) en faisant appel à H_c et \widehat{V}_c (réseau ANN1-1) et (b) en faisant appel à f_0 et $V_{c_{min}}$ (réseau ANN1-B).

mise en relation avec l'écart-type sur les valeurs cibles pour évaluer la performance du réseau. Ces résultats sont présentés dans le tableau 4.6. Globalement, la précision avec laquelle les valeurs cibles sont prédites est similaire quelque soit le réseau. La réduction de l'écart-type est de l'ordre de 75% dans tous les cas.

A titre indicatif, la performance obtenue avec le réseau ANN1-A, peut être comparée à celle fournie par une régression linéaire faisant appel aux mêmes paramètres explicatifs pour prédire la valeur de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ (voir annexe E). La meilleure valeur de $RMSE$ obtenue avec une régression linéaire est de 0.17, soit une erreur deux fois plus grande qu'avec le réseau ANN1-A. Cette remarque permet de justifier *a posteriori* la nécessité de faire appel à des modèles plus complexes qu'une régression linéaire multipa-

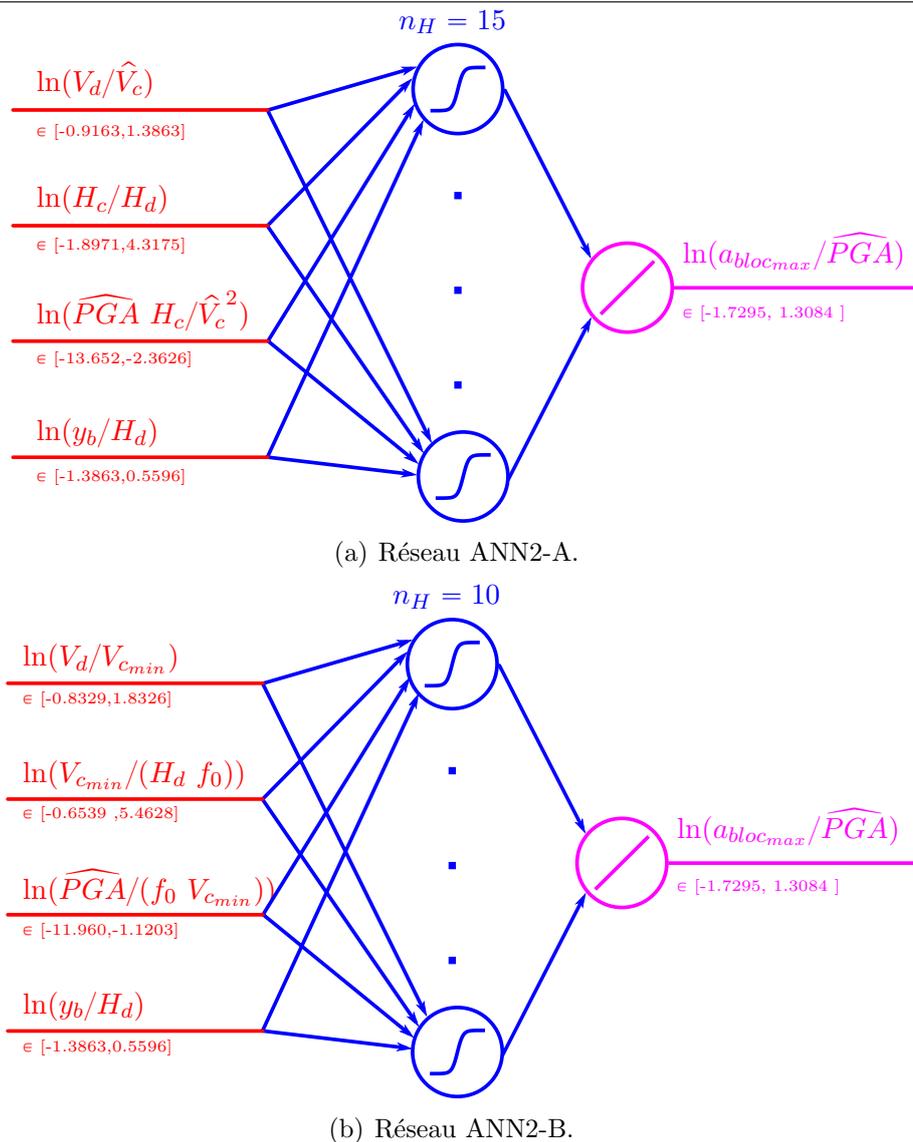


FIGURE 4.13 – Réseaux développés pour prédire l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement (a) en faisant appel à H_c et \widehat{V}_c (réseau ANN2-1) et (b) en faisant appel à f_0 et $V_{c_{min}}$ (réseau ANN2-B).

ramètres pour ajuster les résultats des simulations numériques.

4.3.2 Corrélation entre les sorties et les valeurs cibles normalisées

Les coefficients de corrélation obtenus sont présentés dans la tableau 4.7 pour chaque réseau et chaque sous-groupe de la « banque de données ». Ceux-ci sont satisfaisants et conduisent à la validation des réseaux de neurones développés. Comme pour la valeur de $RMSE$, les résultats sont assez similaires entre les quatre réseaux de neurones. Pour

Réseau	<i>RMSE</i> sur l'ensemble des données	Écart-type sur les valeurs cibles (résultats des simulations numériques)	Pourcentage de réduction de l'écart-type	Pourcentage de réduction de la variance
ANN1-A	0.0856	0.4774	82%	97%
ANN1-B	0.0982	0.4774	79%	96%
ANN2-A	0.0965	0.4373	78%	95%
ANN2-B	0.0978	0.4373	78%	95%

TABLE 4.6 – Performance de chaque réseau développé. Comparaison entre *RMSE* et l'écart-type initial sur les valeurs cibles dans le domaine normalisé.

illustrer cette bonne corrélation entre les sorties des réseaux et les valeurs cibles, les données et les droites de régression sont représentées sur la figure 4.14 pour le cas particulier du réseau ANN1-B. Il est possible de constater sur cette figure le bon alignement de la droite de régression à la droite d'équation $y = x$.

Réseau	R_c			
	ensemble des données	sous-groupe d'apprentissage	sous-groupe de validation	sous-groupe de test
ANN1-A	0.98377	0.98298	0.98692	0.98273
ANN1-B	0.97859	0.97916	0.98006	0.97438
ANN2-A	0.97532	0.97589	0.97344	0.97461
ANN2-B	0.97464	0.97453	0.97610	0.97365

TABLE 4.7 – Coefficients de corrélation obtenus entre les sorties de chaque réseau de neurones et les valeurs cibles.

4.3.3 Répartition des résidus

Pour visualiser plus clairement l'erreur effectuée par chaque réseau sur la prédiction de la valeur cible, la répartition des résidus est représentée sur la figure 4.15 pour chaque réseau. La distribution des résidus suit globalement une loi normale, ce qui est satisfaisant. Les valeurs minimale et maximale des résidus sont mentionnées pour chaque réseau. Ces valeurs sont à comparer avec la gamme de variation des valeurs (normalisées) de sortie du modèles, à savoir $[-1, +1]$.

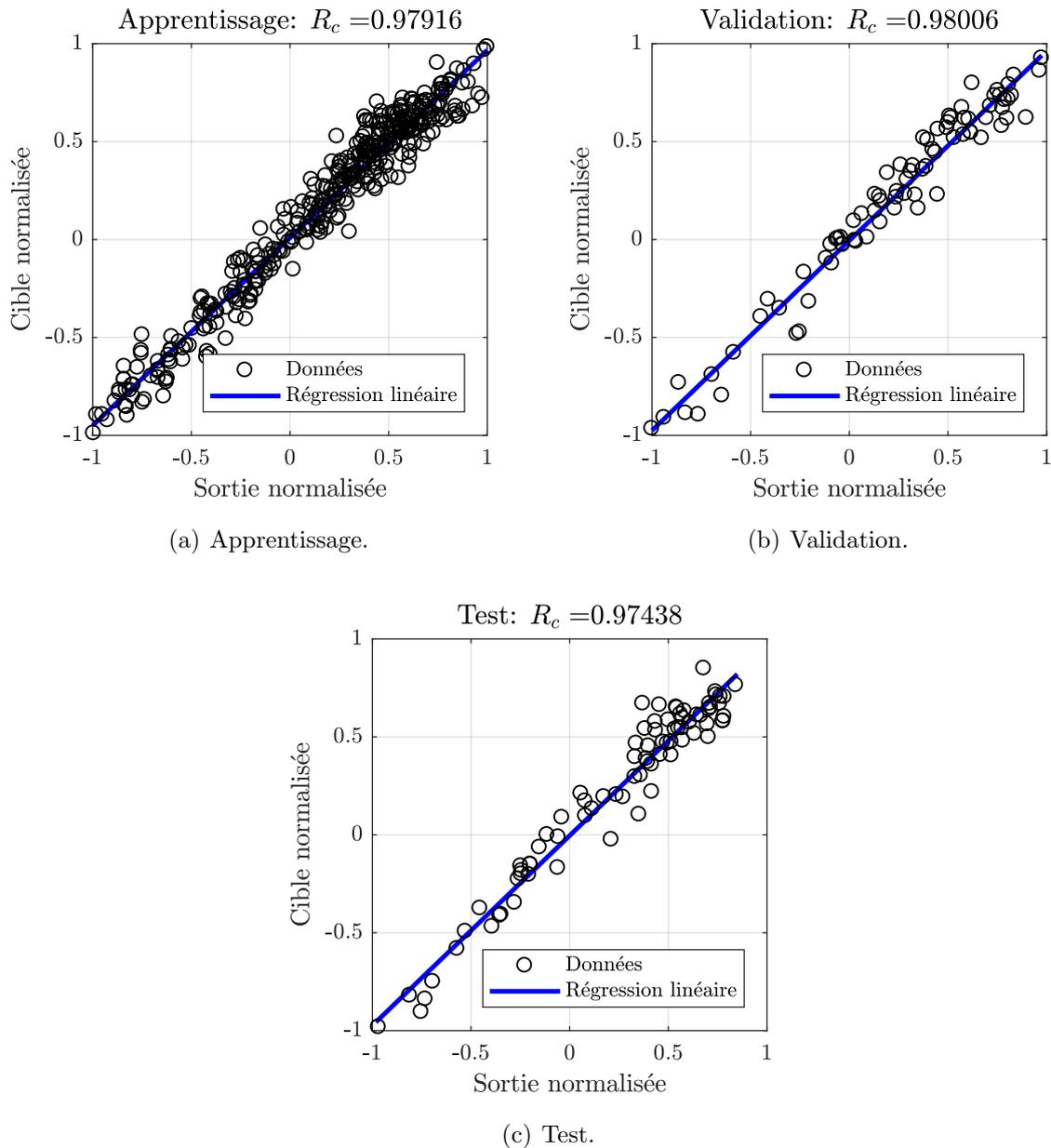


FIGURE 4.14 – Corrélations obtenues entre les sorties du réseau de neurones ANN1-B et les valeurs cibles sur les sous-groupes (a) d'apprentissage, (b) de validation et (c) de test.

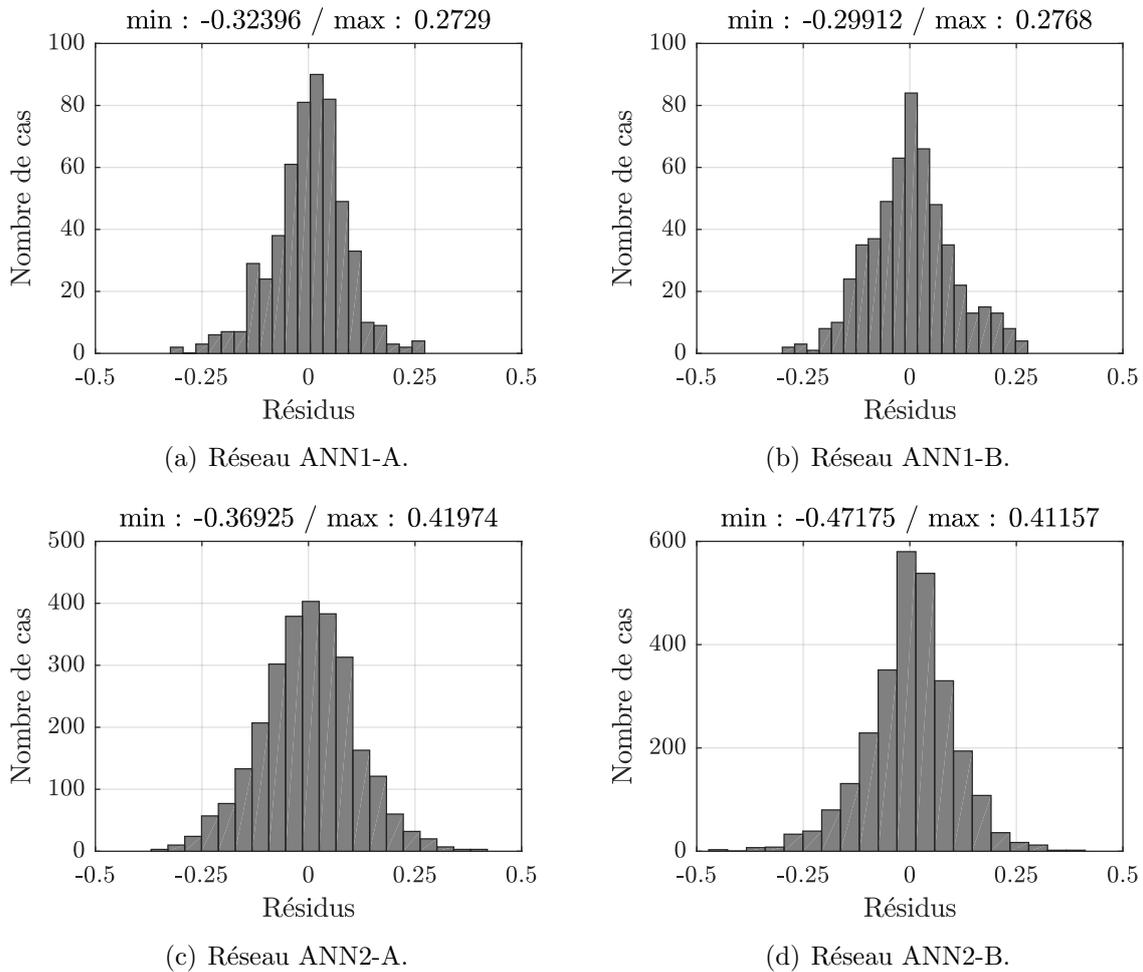


FIGURE 4.15 – Histogrammes représentant la répartition des résidus associés à chaque réseau de neurones développé : (a) Réseau ANN1-A, (b) Réseau ANN1-B, (c) Réseau ANN2-A et (d) Réseau ANN2-B.

4.4 Utilisation des réseaux développés

4.4.1 Obtention des sorties recherchées

La performance des quatre réseaux développés étant satisfaisante, ceux-ci peuvent être utilisés pour évaluer l'accélération maximale en crête de digue ou d'un bloc potentiel de glissement. La démarche permettant d'obtenir la sortie recherchée pour un jeu de paramètres d'entrée connu a été détaillée dans la section 4.1.3.2, elle se décompose principalement en trois étapes :

- normalisation des paramètres d'entrée ;
- obtention de la sortie normalisée à l'aide de l'équation du réseau et de la connais-

sance des matrices contenant les poids et biais au niveau de chaque couche ;

- dénormalisation de la sortie.

Plusieurs informations sont ainsi nécessaires :

1. Dans un premier temps, pour pouvoir normaliser les paramètres d'entrée, l'utilisateur du réseau de neurones a besoin des *extrema* associés à chaque paramètre dans le jeu de données d'apprentissage (selon l'équation 4.7). Ceux-ci sont fournis dans le tableau 4.4 ainsi que sur les figures de synthèse décrivant chaque réseau (figures 4.12 et 4.13).
2. Ensuite, l'équation reliant les entrées aux sorties normalisées du réseau (équation 4.10) fait intervenir les fonctions d'activation utilisées sur les différentes couches de neurones, les matrices de poids et biais issues de l'apprentissage du réseau ainsi que l'écart-type sur les sorties normalisées. Dans le cas présent, la fonction ϕ_H utilisée sur la couche cachée est la sigmoïde tangente hyperbolique et la fonction ϕ_O au niveau de la couche de sortie est purement linéaire. Les matrices de poids et biais $[\omega_H]$, \mathbf{b}_H , $[\omega_O]$ et \mathbf{b}_O sont fournies pour chaque réseau en annexe F. Il convient par ailleurs de tenir compte de l'écart-type *RMSE* sur les résidus des sorties normalisées relatif à chaque réseau de neurones (indiqué dans le tableau 4.6).
3. Enfin, les sorties obtenues peuvent être dénormalisées (selon l'équation 4.11) en fonction des *extrema* fournis dans le tableau 4.4 et rappelés sur les figures de synthèse décrivant chaque réseau (figures 4.12 et 4.13).

4.4.2 Répartition des poids synaptiques

La répartition des poids synaptiques attribués à chaque paramètre d'entrée au niveau de la couche cachée donne une indication sur l'influence relative de ceux-ci sur la sortie du réseau. Le pourcentage de poids synaptique de chaque paramètre est ainsi représenté sur la figure 4.16 pour chaque réseau. Le contraste de vitesses entre la digue et la couche de sol et le paramètre quantifiant la non-linéarité sont de manière quasi-systématique associés au plus grand pourcentage de poids synaptiques. Il s'agit des paramètres les plus déterminants. Il convient tout de même de garder en mémoire qu'il ne s'agit que d'indications sur des tendances, d'autant plus que les poids sont plutôt bien répartis. Par ailleurs, lorsque l'apprentissage d'un réseau est effectué plusieurs fois, il est possible de constater une forte sensibilité de la répartition des poids synaptiques à l'initialisation aléatoire poids et biais du réseau et de la répartition aléatoire des données en sous-groupes d'apprentissage, de validation et de test pour des performances (*RMSE*) similaires. Il serait souhaitable de trouver des indicateurs plus robustes de l'influence effective de chacun des paramètres d'entrée.

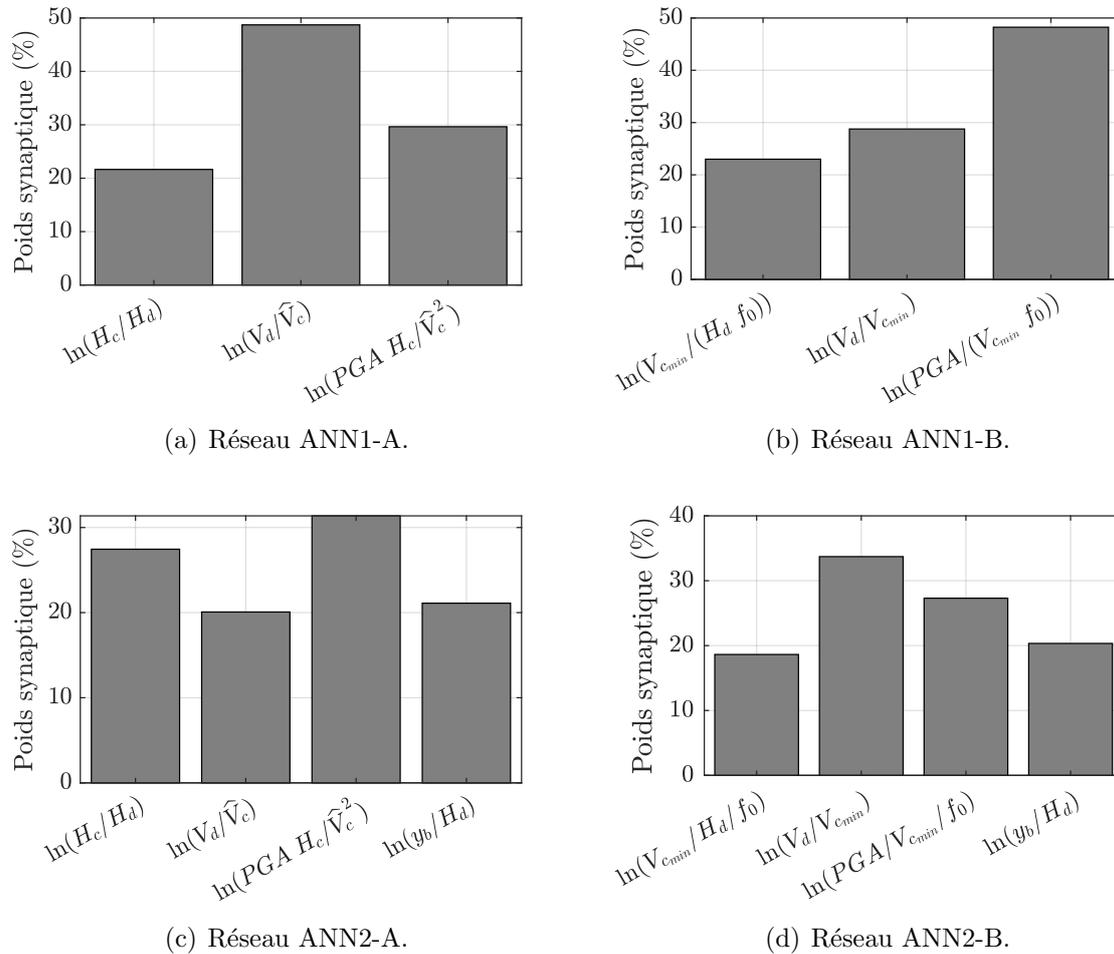


FIGURE 4.16 – Diagrammes en bâtons représentant la répartition des poids synaptiques associés à chaque paramètre d’entrée pour chaque réseau de neurones développé : (a) Réseau ANN1-A, (b) Réseau ANN1-B, (c) Réseau ANN2-A et (d) Réseau ANN2-B.

4.4.3 Développement d’abaques

L’utilisation des réseaux de neurones pouvant paraître un peu « obscure », il est pertinent de représenter les sorties qu’ils fournissent afin de proposer à l’ingénierie un visuel complémentaire et une alternative à leur utilisation purement « mathématique ». Une représentation adéquate des sorties d’un réseau de neurones présente d’autres intérêts. Elle permet de vérifier que celles-ci suivent les mêmes tendances que les données cibles issues des simulations numériques et d’identifier les situations de surajustement. Par ailleurs, les paramètres d’entrée étant généralement associés à une certaine incertitude (typiquement sur la valeur des vitesses des ondes de cisaillement mesurées), l’impact d’une erreur sur la valeur de ceux-ci est plus clairement identifiable lorsqu’une figure montre directement la sensibilité des sorties aux paramètres d’entrée.

Il est donc proposé dans cette partie de représenter les sorties des réseaux de neurones développés. La première section est consacrée à la prédiction de l'accélération maximale en crête tandis que la seconde partie vise à estimer l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement.

4.4.3.1 Abaques pour la prédiction de l'accélération maximale en crête

Deux réseaux de neurones permettent de fournir le rapport $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$:

- le réseau ANN1-A faisant intervenir les paramètres d'entrée $\ln(V_d/\widehat{V}_c)$, $\ln(H_c/H_d)$ et $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$;
- le réseau ANN1-B faisant intervenir les paramètres d'entrée $\ln(V_d/V_{c_{min}})$, $\ln(V_{c_{min}}/(H_d f_0))$ et $\ln(\widehat{PGA}/(V_{c_{min}} f_0))$.

L'analyse de la répartition des poids synaptiques dans la partie 4.4.2 a pu montrer que dans les deux cas, les paramètres relatifs au contraste de vitesses entre la digue et la couche de sol ($\ln(V_d/\widehat{V}_c)$ ou $\ln(V_d/V_{c_{min}})$) et à la non-linéarité ($\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$ ou $\ln(\widehat{PGA}/(V_{c_{min}} f_0))$) sont prédominants dans la détermination de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$. Les sorties des réseaux de neurones peuvent donc être représentées (par une échelle de couleur) dans le plan formé par ces deux paramètres, en fixant la valeur du troisième paramètre ($\ln(H_c/H_d)$ ou $\ln(V_{c_{min}}/(H_d f_0))$). Trois valeurs sont choisies pour ce dernier, correspondant aux fractiles 25%, 50% (médiane) et 75% de la « banque de données » constituée des simulations numériques.

Pour compléter les figures obtenues, il est intéressant de rajouter les points correspondant aux résultats des simulations numériques, en utilisant le même code couleur. En effet, la répartition des points permet de distinguer les zones où il y a peu de données et donc où les sorties du réseau de neurones sont moins fiables. Par ailleurs, la valeur de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ obtenue sur les données « cibles » issues des calculs numériques peut être comparée à celle fournie par les réseaux de neurones afin de vérifier que les tendances sont respectées.

Deux séries de graphiques sont ainsi réalisées : la figure 4.17 présente les abaques obtenus avec le réseau ANN1-A tandis que la figure 4.18 fournit le même type d'abaques pour le réseau ANN1-B. Outre les remarques évoquées ci-dessus, plusieurs choix de représentation ont été effectués dans l'élaboration de ces figures :

- dans la mesure du possible, les sorties des réseaux de neurones sont représentées uniquement pour des paramètres d'entrée compatibles avec la « banque de données » d'apprentissage (l'espace des paramètres où sont représentées les sorties est volontairement limité) ;
- pour plus de lisibilité, les valeurs sur les axes correspondent à l'exponentielle des paramètres d'entrée ;
- de la même manière, les valeurs sur l'échelle de couleur sont associée à l'exponentielle de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$, soit à $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$;

- néanmoins, des rapports étant utilisés à la fois pour les entrées et pour la sortie des réseaux, les axes et l'échelle de couleur suivent une loi logarithmique ;
- une échelle de couleurs ne comprenant que 10 nuances est utilisée pour une vision plus claire des différentes tendances, cette échelle est centrée sur une amplification nulle en crête $a_{crête_{max}}/PGA = 1$; une échelle de couleur plus lisse est utilisée pour présenter le même type de figure en annexe G, cette dernière est utile pour repérer les situations de surajustement ;
- les données des simulations sont représentées par des ronds \circ dont la couleur varie avec la valeur de $a_{crête_{max}}/PGA$ selon la même échelle que les sorties des réseaux neuronaux ;
- pour chaque abaque correspondant à une valeur fixe de $\ln(H_c/H_d)$ (ou $\ln(V_{c_{min}}/(H_d f_0))$ suivant le réseau), les données des simulations sélectionnées correspondent à plus ou moins 15% de cette valeur.

Réseau ANN1-A Ce paragraphe concerne l'analyse de la série d'abaques obtenue en utilisant le réseau ANN1-A (figure 4.17).

Validation du réseau Sans rentrer dans le détail des abaques, la première remarque venant à l'esprit en observant cette figure est la cohérence entre les résultats issus du réseau de neurones et celles correspondant directement aux données des calculs numériques (valeurs ponctuelles représentées par des ronds \circ). Globalement, les couleurs associées aux données numériques (i.e. la valeur de $a_{crête_{max}}/PGA$) correspondent à celles obtenues avec le réseau de neurones pour les mêmes paramètres d'entrée. Le réseau fournit néanmoins des résultats plus lissés et les sorties du réseau ANN1-A ne correspondent pas toujours exactement aux valeurs cibles constituées par les données numériques. Les éventuels écarts observés sont cohérents avec la valeur de $RMSE$ obtenue sur le réseau ainsi qu'avec la répartition des résidus.

Cette figure permet de visualiser la répartition des données issues des simulations numériques (position des ronds \circ). Lors de l'utilisation du réseau de neurones ANN1-A, il est important de positionner les paramètres d'entrées utilisés sur les abaques afin de vérifier s'ils se situent dans une zone pauvre ou riche en données. La validité du réseau n'est absolument pas garantie pour des jeux de paramètres d'entrée éloignés de ceux utilisés lors de son apprentissage.

Quel que soit le graphique concerné (valeur de fractile H_c/H_d) sur la figure 4.17, les résultats fournis par le réseau de neurones varient peu entre les données issues des simulations. Les tendances d'évolution du rapport $a_{crête_{max}}/PGA$ prédites par le réseau sont par ailleurs plutôt lisses. Ces éléments permettent de conclure que le réseau n'est *a priori* pas surajusté. L'impression visuelle pouvant être fortement impactée par l'échelle de couleur choisie pour représenter les sorties du réseau de neurones, cette analyse est menée pour une échelle plus continue en annexe G. Cette dernière conclut au bon ajustement du réseau.

Interprétation des tendances d'évolution Les remarques précédentes concernent l'impression visuelle dégagée par les abaques développés, les points suivants se consacrent plus particulièrement à expliquer les tendances d'évolution de la prédiction du réseau ANN1-A avec les différents paramètres d'entrée. Les trois abaques présentés sur la figure 4.17 correspondent à trois valeurs distinctes du rapport des « épaisseurs » entre la couche de sol et la digue H_c/H_d . Ce dernier est égal à :

- 0.75 sur l'abaque le plus à gauche, ce qui correspond à une épaisseur de la couche de sol égale à 75% de la hauteur de la digue ;
- 3 sur l'abaque présenté au centre, il s'agit de la valeur médiane prise par H_c/H_d lors des simulations numériques, l'épaisseur de la couche de sol est alors égale à trois fois la hauteur de la digue ;
- 15 sur l'abaque le plus à droite, l'épaisseur de la couche est alors très importante par rapport à la hauteur de la digue (elle est égale à 15 fois la valeur de cette dernière).

Pour chacun de ces graphiques, l'axe horizontal représente le contraste de vitesses entre la digue et la couche de sol V_d/\hat{V}_c . Plus ce dernier est grand, plus la digue est raide par rapport à la couche de sol. L'axe vertical permet de quantifier la non-linéarité : plus la valeur prise par $PGA H_c/\hat{V}_c^2$ est grande, plus la dissipation d'énergie au sein de la couche de sol est importante. Sur les graphiques, l'augmentation de $PGA H_c/\hat{V}_c^2$ se traduit ainsi par une diminution de l'amplification en crête, et plus généralement des mouvements de vibration d'ensemble de toute la digue.

L'augmentation du rapport H_c/H_d entre les trois abaques (de gauche à droite) autorise une dissipation d'énergie plus importante au sein de la couche de sol. En effet, lorsque H_c/H_d est égal à 0.75 (abaque de gauche), l'épaisseur de la couche de sol H_c est limitée à 15 m étant donné que la hauteur maximale de la digue est de 20 m. Cette faible valeur ne permet pas de dissiper beaucoup d'énergie. Au contraire, lorsque H_c/H_d est égal à 15, l'épaisseur de la couche de sol est de minimum 60 m car la hauteur minimale de la digue est de 4 m. Pour une telle épaisseur, une part significative de l'énergie peut être dissipée lors de la traversée de la couche de sol, surtout lorsque la couche est molle et donc sujette à des fortes déformations.

Concernant l'influence du contraste de vitesses entre la digue et la couche de sol, il est intéressant de constater une « discontinuité » des sorties du réseau pour un rapport de V_d/\hat{V}_c proche de 1 quelle que soit la valeur des autres paramètres. Ce dernier est cohérent avec les données des simulations numériques. L'utilisateur du réseau de neurones devra garder en mémoire que la valeur de $a_{crête_{max}}/PGA$ est très sensible à celle de V_d/\hat{V}_c au voisinage de 1 (situation qui est à prévoir lorsque la digue est construite avec les mêmes matériaux que la couche de sol). Globalement, l'amplification en crête de digue est plus importante lorsque la digue est moins raide que la couche de sol ($V_d/\hat{V}_c < 1$) que dans le cas contraire, tout autre paramètre fixé par ailleurs. Dans le cas contraire ($V_d/\hat{V}_c > 1$), l'amplification du mouvement sismique est principalement dû à la résonance de la couche de sol. Celle-ci est d'autant plus significative que la dissipation d'énergie au sein de la

couche de sol est faible, en particulier pour des faibles valeurs de H_c (graphique de gauche) et à faible niveau de déformation (petite valeur de $\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2$).

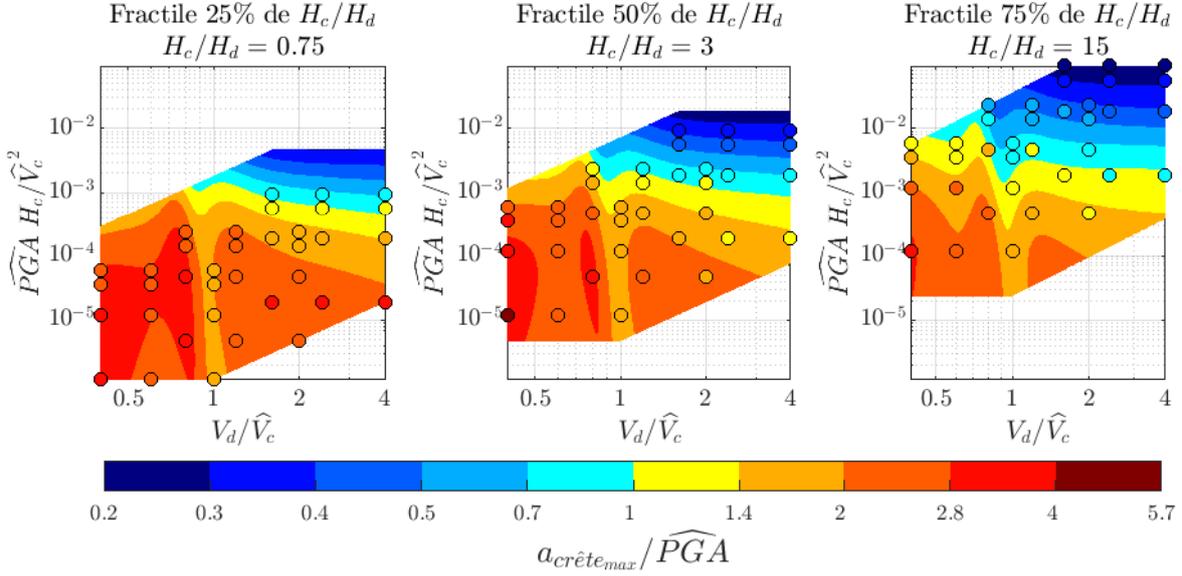


FIGURE 4.17 – Abaques développés pour l’estimation de l’amplification de l’accélération maximale en crête par rapport au champ libre ($a_{crête_{max}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN1-A représentées dans le plan formé par V_d/\widehat{V}_c et $\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2$ pour trois fractiles de H_c/H_d : 25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPEC-FEM.

Commentaires sur les valeurs d’amplification en crête Les valeurs prises par le rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ sur les abaques développés (sorties sur réseau de neurone ANN1-A), varient entre 0.2 et 4. Globalement, un rapport d’amplification supérieur à 2 est atteint lorsque le *proxy* pour la déformation $\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2$ est inférieur à 10^{-4} (à l’exception de la « discontinuité » pour $V_d/\widehat{V}_c = 1$, où l’amplification est plus faible). Pour un rapport de V_d/\widehat{V}_c inférieur à 1, l’amplification en crête est supérieure à 2 pour une valeur de $\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2$ approchant 10^{-3} .

L’amplification en crête atteint des valeurs supérieures à 2.8 pour des valeurs faibles de H_c/H_d (principalement pour $H_c/H_d = 0.75$), lorsque la digue est moins raide que la couche de sol ($V_d/\widehat{V}_c < 1$). Lorsque le rapport H_c/H_d est égal à 3, les situations conduisant à une amplification en crête supérieure à 2.8 sont principalement celles où la digue est très molle par rapport à la couche de sol et pour une valeur de $\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2$ inférieure à 10^{-4} .

La « déamplification » en crête ($a_{crête_{max}}/\widehat{PGA} < 1$) est liée au fort impact de la non-linéarité. En particulier, un rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ inférieur à 1 est obtenu lorsque la

valeur de $\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2$ est supérieure à 10^{-3} pour des valeurs faibles à intermédiaires de H_c/H_d ($H_c/H_d = 0.75$ ou 3). Pour une valeur plus grande de H_c/H_d ($H_c/H_d = 15$), la « frontière » marquant un rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ inférieur à 1, se situe plutôt à $\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2 \approx 5.10^{-3}$ et V_d/\widehat{V}_c supérieur à 1.

Réseau ANN1-B Ce paragraphe concerne l'analyse de la deuxième série d'abaques (figure 4.18).

Validation du réseau De la même manière que pour le réseau ANN1-A, les abaques obtenus avec le réseau ANN1-B sont visuellement satisfaisants. En effet, les sorties du réseau sont cohérentes avec la majorité des données issues des simulations numériques. Les écarts semblent néanmoins plus significatifs au voisinage d'un rapport $V_d/V_{c_{min}}$ proche de 1. Pour un tel contraste entre la digue et la couche de sol, l'amplification en crête de digue semble varier brutalement d'après les résultats des simulations numériques. Elle n'est pas entièrement contrainte par les paramètres d'entrée choisis, puisque deux amplifications distinctes peuvent être obtenues à partir d'un jeu de paramètres quasiment similaire.

Lorsqu'un utilisateur souhaite appliquer ces abaques, ou directement le réseau de neurones ANN1-B, il doit impérativement situer les paramètres d'entrée qu'il veut utiliser par rapport aux résultats des données des simulations numériques. Les données se font notamment plus rares sur l'abaque de droite, correspondant à une valeur importante du rapport $V_{c_{min}}/(H_d f_0)$.

Ces abaques sont représentés avec une palette de couleurs continue en annexe G.

Interprétation des tendances d'évolution Les tendances d'évolution de l'amplification de l'accélération maximale en crête sont similaires à celles observées avec le réseau ANN1-A. Bien que les paramètres d'entrées sont différents, ils représentent le même type de grandeurs :

- l'axe horizontal, correspondant à la valeur de $V_d/V_{c_{min}}$, est un équivalent du contraste d'impédance entre la digue et la couche de sol ;
- l'axe vertical, défini par la valeur de $PGA/(V_{c_{min}} f_0)$, est un *proxy* pour la déformation maximale de cisaillement, il permet donc de quantifier la non-linéarité ;
- les trois abaques présentés correspondent à trois valeurs distinctes du rapport $V_{c_{min}}/(H_d f_0)$ permettant de caractériser l'épaisseur de la couche de sol relativement à la hauteur de la digue ; l'abaque de gauche correspond à des couches relativement fines tandis que celles-ci sont plus épaisses sur l'abaque de droite.

Mise à part l'absence d'une discontinuité notable au voisinage d'un rapport $V_d/V_{c_{min}}$ égal à 1, le rapport $a_{crête_{max}}/PGA$ évolue de manière similaire avec $V_d/V_{c_{min}}$ (tout autre paramètre fixé) que sur la figure 4.17 avec V_d/\widehat{V}_c . Globalement, l'amplification en crête de digue est plus importante lorsque la digue est moins raide que la couche de sol. Toujours

de manière similaire au cas du réseau ANN1-A, l'amplification en crête de digue décroît lorsque que le *proxy* pour la déformation augmente.

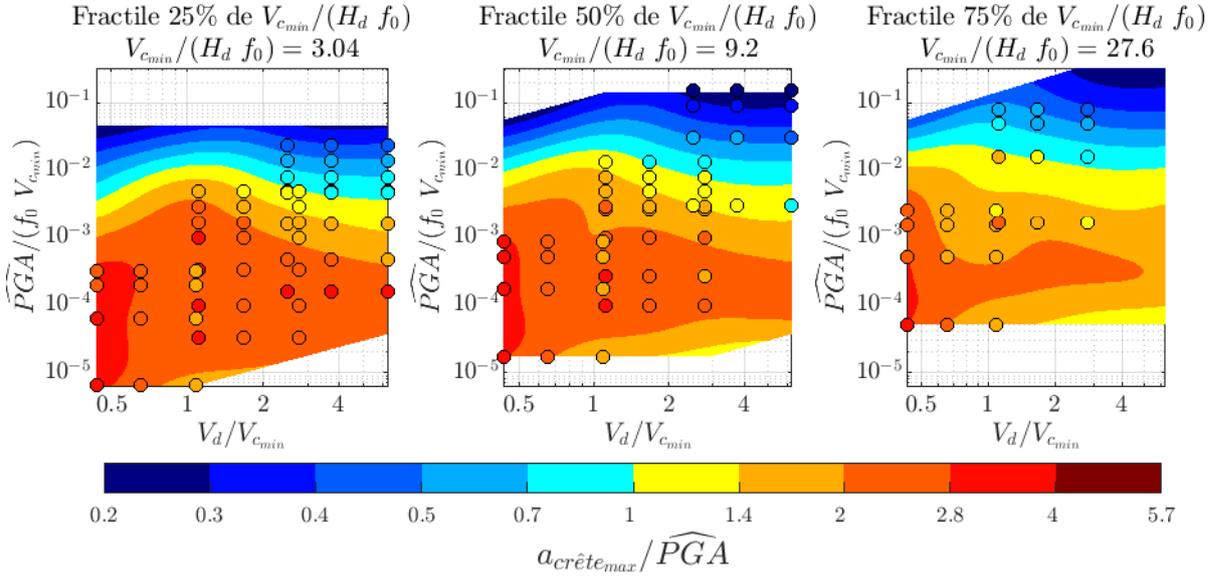


FIGURE 4.18 – Abaques développés pour l'estimation de l'accélération maximale en crête par rapport au champ libre ($a_{crête_{max}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN1-B représentées dans le plan formé par $V_d/V_{c_{min}}$ et $\widehat{PGA}/(V_{c_{min}} f_0)$ pour trois fractiles de $V_{c_{min}}/(H_d f_0)$: 25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPEC-FEM.

4.4.3.2 Abaques pour la prédiction de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement

Deux réseaux de neurones permettent de prédire la valeur de $\ln(a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA})$:

- le réseau ANN2-A, faisant appel aux mêmes paramètres que le réseau ANN1-A ($\ln(V_d/\widehat{V}_c)$, $\ln(H_c/H_d)$ et $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$) complétés d'une information sur la profondeur du glissement apportée par la valeur de $\ln(y_b/H_d)$;
- et le réseau ANN2-B, faisant appel aux mêmes paramètres d'entrée que le réseau ANN1-B ($\ln(V_d/V_{c_{min}})$, $\ln(V_{c_{min}}/(H_d f_0))$ et $\ln(\widehat{PGA}/(V_{c_{min}} f_0))$) complétés par la même information sur la profondeur du glissement, $\ln(y_b/H_d)$.

Des séries d'abaques similaires à celles présentées dans la section précédente sont développées à partir de chacun de ces deux réseaux. Ceux-ci nécessitant la connaissance de quatre paramètres d'entrée, deux d'entre eux sont fixés et les résultats sont représentés dans le plan formé par les deux autres. Par souci de cohérence avec les abaques développés pour l'estimation de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$, l'axe horizontal correspond au contraste

de rigidité entre la digue et la couche de sol ($\ln(V_d/\widehat{V}_c)$ ou $\ln(V_d/V_{c_{min}})$) et l'axe vertical au *proxy* de la déformation maximale ($\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$ ou $\ln(\widehat{PGA}/(V_{c_{min}} f_0))$) sur l'ensemble des abaques. Trois valeurs sont choisies pour fixer le paramètre indicatif du rapport d'épaisseurs entre la digue et la couche de sol ($\ln(H_c/H_d)$ ou $\ln(V_{c_{min}}/(H_d f_0))$) et l'ampleur du glissement $\ln(y_b/H_d)$ correspondant aux fractiles 25%, 50% et 75%. Pour chaque réseau de neurones, neuf abaques sont ainsi déduits.

Les données des simulations numériques, représentées par des ronds \circ , sont sélectionnées en appliquant les critères suivants :

- valeur de $\ln(H_c/H_d)$ (ou $\ln(V_{c_{min}}/(H_d f_0))$) égale à celle considérée pour calculer les sorties du réseau (fractile 25%, 50%, ou 75% suivant les abaques) plus ou moins 15% ;
- valeur de $\ln(y_b/H_d)$ exactement égale à celle utilisée en entrée du réseau (soit y_b/H_d égal à 0.5, 0.75 ou 1 suivant les abaques).

Réseau ANN2-A La figure 4.19 présente les neuf abaques développés à partir du réseau ANN2-A. Chacun d'entre eux correspond à une valeur donnée des paramètres $\ln(H_c/H_d)$ et $\ln(y_b/H_d)$. Ce paragraphe concerne l'analyse de cette figure.

Validation du réseau La comparaison des sorties du réseau de neurones ANN2-B aux données issues des simulations numériques est globalement satisfaisante : celles-ci restent néanmoins cohérentes avec le jeu de données. Il convient dans tous les cas d'utiliser ce réseau uniquement dans l'espace des paramètres où les données sont disponibles.

Interprétation des tendances d'évolution Les abaques sont représentés sur trois colonnes et trois lignes. Chaque ligne correspond à une valeur donnée de y_b/H_d – 0.5, 0.75 et 1 – correspondant à des glissements de plus en plus profondes relativement à la hauteur de digue. Ces trois valeurs correspondent aux fractiles 25%, 50% et 75% de y_b/H_d au sein de la « banque de données ». Chaque colonne est associée à une valeur donnée de H_c/H_d correspondant de la même manière aux fractiles 25%, 50% et 75% de ce paramètre.

Les tendances observées sur les abaques de la première ligne – correspondant à un glissement sur la moitié de la hauteur de la digue – sont similaires à celles observées sur la figure 4.17 pour l'accélération maximale en crête. L'amplification de l'accélération maximale au niveau du bloc potentiel de glissement est néanmoins légèrement moins grande qu'en crête, en particulier lorsque la digue est relativement molle par rapport à la couche de sol ($V_d/V_c < 1$). La discontinuité au niveau d'un contraste proche de 1 est moins marquée.

Avec l'augmentation de la valeur de y_b/H_d , l'amplification du bloc potentiel de glissement se fait de moins en moins importante, notamment pour un contraste entre la digue et la couche de sol inférieur à 1. Cette observation est conforme à ce qui est attendu : la prise en compte de la réponse dynamique de l'ouvrage permet de réduire le niveau de

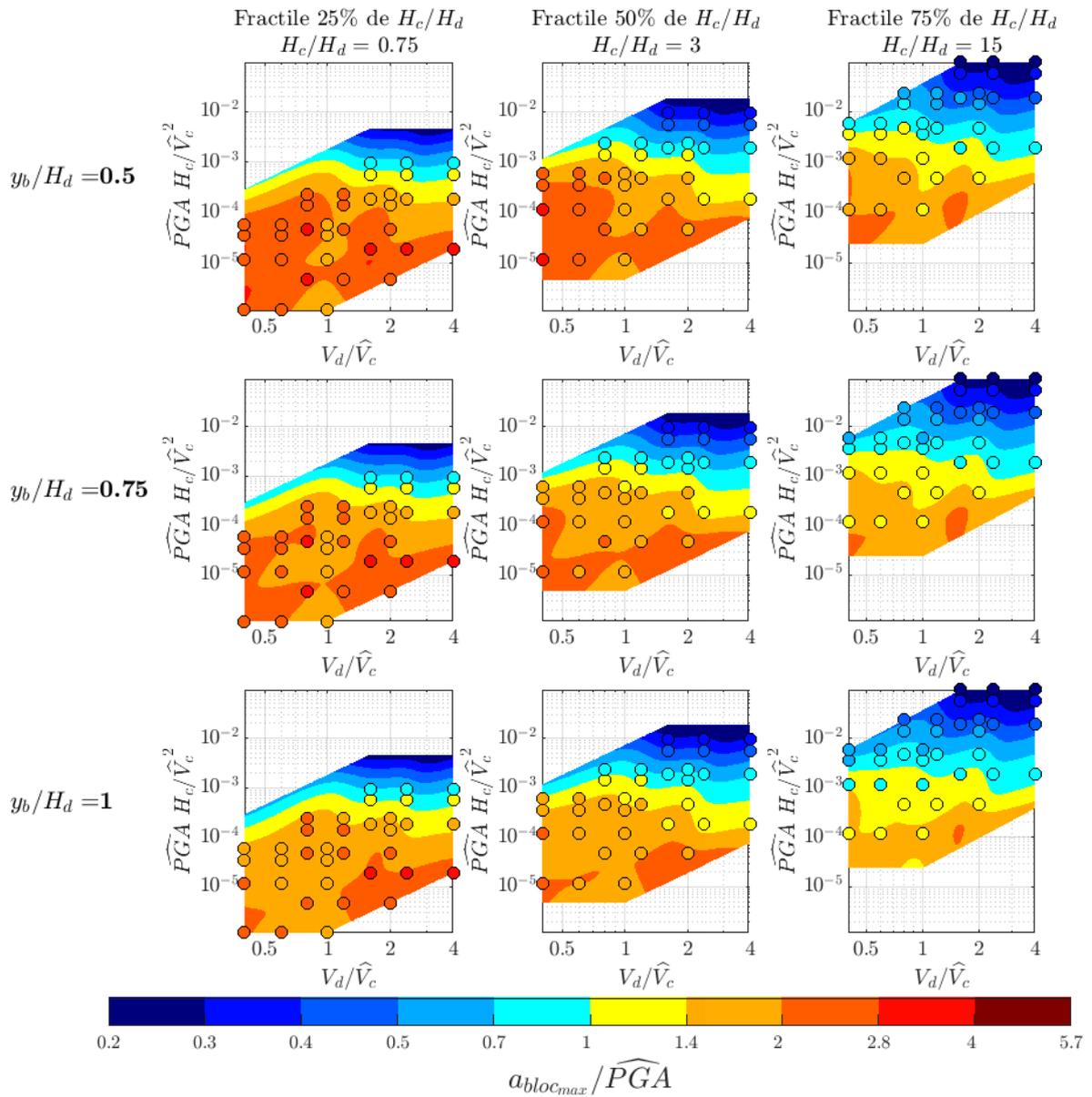


FIGURE 4.19 – Abaques développés pour l’estimation de l’amplification de l’accélération maximale d’un bloc potentiel de glissement par rapport au champ libre ($a_{bloc_{max}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN2-A représentées dans le plan formé par V_d/\hat{V}_c et $PGA H_c/\hat{V}_c^2$ pour trois fractiles de H_c/H_d (25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite)). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPECFEM.

sollicitation maximal considéré au niveau d’un bloc potentiel de glissement (par « effet de moyenne »).

Réseau ANN2-B La figure 4.20 fournit les neuf abaques ayant pu être développés à partir du réseau ANN2-B analysés dans ce paragraphe.

Validation du réseau La comparaison entre les résultats des simulations numériques et les sorties du réseau de neurones ANN2-B est globalement satisfaisante. Une discontinuité est clairement visible au niveau d'un rapport entre V_d et $V_{c_{min}}$ proche de 1. Cette dernière est cohérente avec les données. Elle n'avait cependant pas été « saisie » par le réseau ANN1-B. Il convient de garder en mémoire lors de l'utilisation de ce réseau que les résultats sont très sensibles à la valeur de $V_d/V_{c_{min}}$ au voisinage de 1.

Interprétation des tendances d'évolution Les abaques se présentent d'une manière similaire au cas précédent avec une valeur donnée de y_b/H_d par ligne. Les trois colonnes correspondent aux fractiles 25%, 50% et 75% de la valeur prise par $V_{c_{min}}/(H_d f_0)$ au sein de la « banque de données » constituée par les simulations numériques.

Les tendances d'évolution de la valeur de $a_{bloc_{max}}/PGA$ observées sur la figure 4.20 sont globalement les mêmes que celles mentionnées à propos de l'évolution de la valeur de $a_{crête_{max}}/PGA$ à partir de la figure 4.18. Les principales différences constatées sont :

- la présence d'une discontinuité plus nette autour de $V_d/V_{c_{min}} = 1$;
- une valeur généralement plus faible de $a_{bloc_{max}}/PGA$ par rapport à $a_{crête_{max}}/PGA$, et ce d'autant plus que le glissement est profond. Cette atténuation est justifiée par les données, notamment lorsque $V_d/V_{c_{min}}$ est inférieur à 1.

Elles confirment que la prise en compte de la réponse dynamique du bloc potentiel de glissement, plutôt que de considérer un bloc rigide ayant une accélération uniforme égale à $a_{crête_{max}}$, permet globalement de diminuer la sollicitation maximale.

4.5 Discussion

Autour de la « discontinuité » pour une rapport de rigidités entre la digue et de la couche proche de 1.

Le cas de l'estimation du rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ à partir des paramètres V_d/\widehat{V}_c , H_c/H_d et $\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2$ (réseau ANN1-A) est considéré dans un premier temps. Sur l'abaque développé à partir de ce réseau (présenté précédemment sur la figure 4.17), il est possible de constater une diminution du rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$, au niveau de $V_d/\widehat{V}_c = 1$, les autres paramètres d'entrée étant fixés par ailleurs. La représentation des résultats des simulations numériques en superposition des abaques présentés sur la figure 4.17 (par des « ronds » dont la couleur varie avec la valeur prise par le rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$), montre que cette diminution de l'amplification en crête pour une valeur de V_d/\widehat{V}_c égale à 1 est présente aussi sur les données d'apprentissage. Elle est particulièrement visible pour le cas où $H_c/H_d = 0.75 \pm 15\%$ (correspondant à $H_c = 3$ m et $H_d = 4$ m sur les

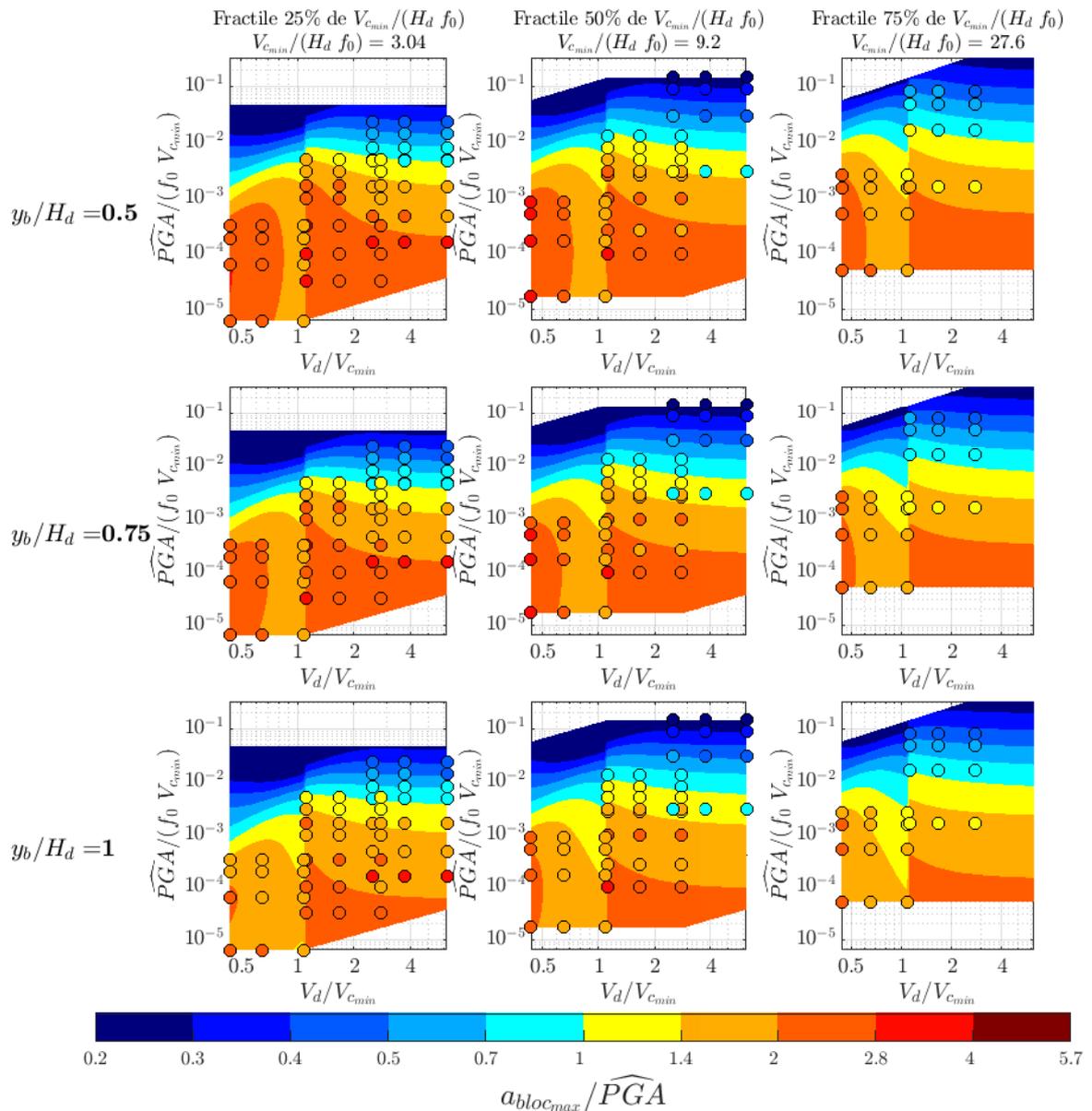


FIGURE 4.20 – Abaqués développés pour l’estimation de l’amplification de l’accélération maximale d’un bloc potentiel de glissement par rapport au champ libre ($a_{\text{bloc}_{\text{max}}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN2-B représentées dans le plan formé par $V_d/V_{c_{\text{min}}}$ et $PGA/(V_{c_{\text{min}}} f_0)$ pour trois fractiles de $V_{c_{\text{min}}}/(H_d f_0)$: 25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPECTFEM.

simulations numériques), mais moins marquée (sur les résultats des simulations) dans le cas où $H_c/H_d = 15 \pm 15\%$ (correspondant à $H_c = 300$ m et $H_d = 20$ m sur les simulations numériques).

Pour mieux comprendre l'évolution des résultats avec la valeur de V_d/\widehat{V}_c , le tableau 4.8 reporte les configurations de digues et couches de sol correspondant aux différentes valeurs prises par le rapport V_d/\widehat{V}_c dans les simulations numériques. Le rapport $V_d/\widehat{V}_c = 1$ correspond au cas d'une couche de sol et d'une digue très raides ($V_d = \widehat{V}_c = 500$ m/s). Dans cette configuration, il y a peu d'amplification liée à la stratigraphie (en l'absence d'un contraste significatif à l'interface couche de sol/rocher et à l'interface digue/couche de sol). Cette configuration ne favorise pas non plus les effets de site topographiques (plus marqués, pour une digue donnée, en présence d'un contraste entre la digue et la couche de sol).

V_d/\widehat{V}_c	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.6	2.0	2.4	4.0
V_d (m/s)	200	300	200	500	300	200	500	300	500
\widehat{V}_c (m/s)	500	500	250	500	250	125	250	125	125

TABLE 4.8 – Configurations associées aux différentes valeurs prises par le rapport V_d/\widehat{V}_c dans les simulations numériques.

Dans les simulations numériques, les configurations « voisines » d'un rapport $V_d/\widehat{V}_c = 1$ sont :

- $V_d = 200$ m/s et $\widehat{V}_c = 250$ m/s (conduisant à $V_d/\widehat{V}_c = 0.8$) ;
- $V_d = 300$ m/s et $\widehat{V}_c = 250$ m/s (conduisant à $V_d/\widehat{V}_c = 1.2$).

Dans les deux cas, la couche de sol de rigidité intermédiaire, permet une amplification de l'accélération plus significative que la couche raide associée au cas $V_d/\widehat{V}_c = 1$. Dans le cas où $V_d = 200$ m/s ($V_d/\widehat{V}_c = 0.8$), l'amplification est plus marquée sous l'effet de l'amplification par la digue.

La diminution de l'amplification pour $V_d/\widehat{V}_c = 1$ est donc liée aux configurations choisies pour les simulations numériques. Il est probable qu'elle n'existerait pas pour un rapport $V_d/\widehat{V}_c = 1$ avec $V_d = \widehat{V}_c = 250$ m/s. Cette remarque montre qu'il serait nécessaire de disposer de plus de résultats numériques pour :

- soit valider le choix des paramètres explicatifs (si ceux-ci permettaient toujours une réduction satisfaisante de l'écart-type pour une « banque de données » numériques plus complète) ;
- soit considérer un ou plusieurs paramètres explicatifs additionnels permettant d'ajuster la valeur prise par $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ (comme la valeur de \widehat{V}_c).

Concernant le cas de l'estimation du rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ à partir des paramètres $V_d/V_{c_{min}}$, $V_{c_{min}}/(H_d f_0)$ et $\widehat{PGA}/(H_d f_0)$ (réseau ANN1-B), la discontinuité n'est pas « marquée » sur les sorties du réseau (abaques présentés précédemment sur la figure 4.18). Il est néanmoins possible de constater sur les résultats des simulations numériques, superposés aux abaques (par les « ronds » dont la couleur du remplissage correspond à la valeur prise par $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$), une variabilité significative sur la valeur prise par

$a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ au voisinage de $V_d/V_{c_{min}} = 1$, les autres paramètres étant fixés par ailleurs. Cette variabilité est aussi visible sur la valeur de $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$ (comme l'ont montrés les abaques associés au réseau ANN2-B présentés sur la figure 4.20). Elle conduit à une forte discontinuité des sorties du réseau ANN2-B au niveau d'un rapport $V_d/V_{c_{min}}$ proche de 1. Afin d'expliquer ces observations, les configurations des simulations numériques associées aux différentes valeurs prises par le rapport $V_d/V_{c_{min}}$, sont reportées dans le tableau 4.9. Ce tableau montre que deux situations conduisent à des rapports $V_d/V_{c_{min}}$ très proches (et proches de 1) :

- le cas $V_d = 500$ m/s et $\widehat{V}_c = 500$ m/s (conduisant à $V_d/V_{c_{min}} = 1.09$) ;
- et le cas $V_d = 200$ m/s et $\widehat{V}_c = 250$ m/s (conduisant à $V_d/V_{c_{min}} = 1.11$).

Pour les raisons expliquées précédemment, la situation $V_d = 200$ m/s et $\widehat{V}_c = 250$ m/s entraîne une amplification beaucoup plus significative de l'accélération que dans le cas où la couche et la digue sont très raides. Les rapports $V_d/V_{c_{min}}$ associés à ces configurations étant très proches, la discontinuité sur les résultats des simulations numériques est plus marquée que dans le cas où le paramètre explicatif est V_d/\widehat{V}_c .

Cette discontinuité présente sur les données d'apprentissage, entraîne, sur les réseaux de neurones développés, soit un « moyennage » sur les sorties du réseau (cas du réseau ANN1-B qui fournit une valeur de $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ « intermédiaire »), soit une très forte discontinuité sur les sorties du réseau (cas du réseau ANN2-B).

$V_d/V_{c_{min}}$	0.43	0.65	1.09	1.11	1.67	2.50	2.78	3.75	6.25
V_d (m/s)	200	300	500	200	300	200	500	300	500
\widehat{V}_c (m/s)	500	500	500	250	250	125	250	125	125
$V_{c_{min}}$ (m/s)	460	460	460	180	180	80	180	80	80

TABLE 4.9 – Configurations associées aux différentes valeurs prises par le rapport $V_d/V_{c_{min}}$ dans les simulations numériques.

Autour du rapport $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$.

Les réseaux de neurones développés permettent d'estimer les valeurs de $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ (réseaux ANN1-A et ANN1-B) et de $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$ (réseaux ANN2-A et ANN2-B). Il est intéressant de regarder si l'utilisation de ces réseaux permet de représenter de manière satisfaisante l'évolution de $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$ avec la profondeur du glissement y_b/H_d .

Sur toutes les simulations numériques confondues, le rapport $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$ moyen (moyenne géométrique) est égal à 0.82. L'utilisation combinée des réseaux ANN1-A et ANN2-A conduit à un rapport moyen de 0.83, tout comme l'utilisation combinée des réseaux ANN1-B et ANN2-B.

Le rapport $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$ moyen (moyenne géométrique et écart-type logarithmique) pour chaque valeur prise par y_b/H_d est calculé :

- à partir des résultats des simulations numériques ;
- à partir des sorties des réseaux ANN1-A et ANN2-A (en divisant la sortie de ANN2-A par celle de ANN1-A) sur les données d'apprentissage ;
- à partir des sorties des réseaux ANN1-B et ANN2-B (en divisant la sortie de ANN2-B par celle de ANN1-B) sur les données d'apprentissage.

La figure 4.21 représente l'évolution de la valeur moyenne de $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$ (associée à une barre d'erreur correspondant à l'écart-type) avec la valeur de y_b/H_d , pour les différentes estimations. L'abscisse « **ALL** » correspond à la moyenne et à l'écart-type pour toutes les situations confondues (et toutes les valeurs de y_b/H_d). Cette figure montre que globalement, les réseaux neuronaux permettent de bien « capturer » l'évolution du rapport $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$ avec la valeur de y_b/H_d . Ils « lissent » tout de même les tendances, ainsi le point d'inflexion observable sur les résultats des simulations numériques pour $y_b/H_d = 1.15$ est moins marqué. L'écart-type pour un cercle peu profond ($y_b/H_d = 0.25$) est par ailleurs plus grand sur les sorties des réseaux neuronaux, que sur les résultats des simulations numériques.

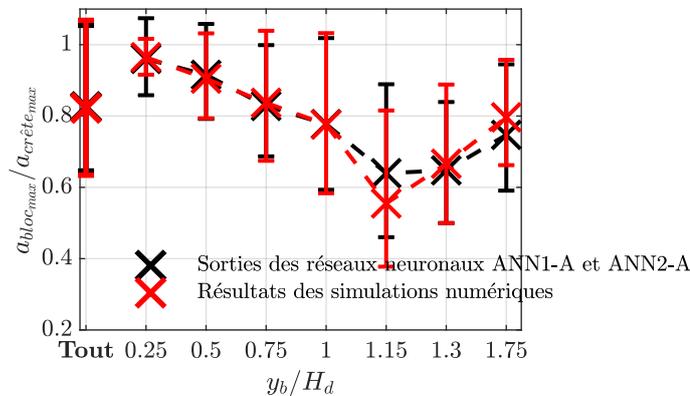


FIGURE 4.21 – Évolution du rapport $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$ (moyenne et écart-type) avec la valeur de y_b/H_d . Comparaison entre l'estimation à partir des réseaux ANN1-A et ANN2-A et les résultats des simulations numériques.

Pour les cercles de glissement se limitant à la digue ($y_b/H_d \leq 1$), le rapport moyen $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$ décroît globalement avec l'augmentation de la profondeur maximale du glissement (relativement à la hauteur de la digue). Il est possible cependant de remarquer que cette décroissance s'accompagne d'une augmentation de l'écart-type : elle est plus ou moins significative en fonction des configurations de digues et couches de sol (ce qui s'accompagne d'une augmentation de la variabilité). Pour les cercles de glissement emportant une partie non négligeable de la couche de sol, le rapport moyen $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$

augmente à nouveau. Ce phénomène s'explique principalement par le fait que, sur les géométries de blocs définies dans le cadre de cette étude, lorsque le cercle de glissement passe par la couche de sol ($y_b/H_d > 1$), la valeur de y_b/H_d est liée à la hauteur de la digue. En effet, la profondeur maximale du cercle de glissement est dans ce cas systématiquement (quelque soit la hauteur de digue) égale à -3 m : le rapport y_b/H_d est ainsi égal à 1.15 lorsque $H_d = 20$ m, 1.3 lorsque $H_d = 10$ m et 1.75 lorsque $H_d = 4$ m. Les digues les plus hautes permettent conduisent à une « hauteur totale du glissement » plus grande et donc à un « effet de moyenne » plus significatif, se traduisant par une diminution plus forte de $a_{bloc_{max}}$ par rapport à $a_{crête_{max}}$ que dans le cas des petits ouvrages.

Conclusions et perspectives

Conclusions

Il s'est agi tout au long de cette thèse de développer une méthode d'estimation de la réponse dynamique des digues, fiable et simple d'utilisation, faisant appel à des données facilement mesurables, adaptées aux besoins de l'ingénierie, en particulier au contexte réglementaire (tout en gardant à l'esprit que ce dernier peut évoluer notamment les paramètres de site, et les formes spectrales réglementaires). Cette méthode peut être utilisée dans le cadre de l'estimation des éventuels dommages (déplacements irréversibles) sur un ouvrage, consécutifs à un séisme, générés par un glissement (en l'absence de liquéfaction).

L'élaboration de la méthode a été basée sur l'analyse de l'état de l'art – et en particulier sur l'identification des lacunes des méthodes existantes – en vue d'améliorer la pratique actuelle. Cette analyse a aussi permis de mettre en avant des méthodes géophysiques « classiques » dont l'aptitude à fournir les caractéristiques d'un site de digue a été testée sur différents ouvrages. Des paramètres géométriques et mécaniques, permettant de caractériser les propriétés de la digue et du sol sur lequel elle repose, facilement mesurables ont ainsi pu être mis en évidence. Ceux-ci ont été alors privilégiés comme paramètres d'entrée de la méthode simplifiée développée, afin de proposer un outil accessible. Une étude paramétrique numérique, dont les hypothèses ont été choisies de manière à effectuer un compromis entre simplicité et représentativité des modèles, a été mise en œuvre grâce à des calculs numériques 2D aux éléments spectraux. Les résultats obtenus ont permis d'étudier les différents phénomènes déterminant la réponse dynamique d'une digue. Ils ont par ailleurs servis à la constitution d'une « banque de données » pour le développement d'une nouvelle méthode simplifiée. Une analyse à l'aide de réseaux de neurones artificiels a été utilisée pour identifier les jeux de paramètres les plus pertinents permettant d'expliquer la valeur des grandeurs recherchées (accélérations maximales en crête et d'un bloc potentiel de glissement) sur l'ensemble des résultats des simulations

numériques. Les quatre réseaux ayant été retenus suite à cette démarche « d'optimisation des paramètres d'entrée » permettent de prédire les grandeurs recherchées. Ils ont par ailleurs été utilisés pour le développement d'abaques, constituant un outil plus « visuel ».

Les parties ci-dessous permettent de rappeler les principaux éléments de cette démarche ainsi que les principaux résultats et conclusions à retenir.

Lacunes des méthodes simplifiées existantes

Les méthodes simplifiées existantes d'estimation de la réponse sismique ont, pour la plupart, été développées pour étudier les barrages et se révèlent inadaptées au contexte des digues. En particulier, **les géométries ne sont pas représentatives** des digues et **les ouvrages sont – généralement – supposés être directement fondés au rocher.** Alors que les digues sont généralement construites dans des vallées sédimentaires, seule deux méthodes intègrent la prise en compte de l'interaction entre l'ouvrage et son sol d'assise (Sarma, 1979; Papadimitriou *et al.*, 2014). La méthode de (Sarma, 1979) repose cependant sur des hypothèses très fortes (parmi lesquelles la présence d'un rocher rigide sous la couche de sol et l'utilisation d'un amortissement uniforme dans l'ensemble des modèles – et par ailleurs très élevé pour le développement des abaques existants) et sur une résolution de type *shear beam* pouvant conduire à une surestimation de l'accélération maximale en crête (Durand *et al.*, 2017). Tandis que l'approche de (Papadimitriou *et al.*, 2014) est limitée à des ouvrages d'une hauteur minimale de 20 m et fait appel à des paramètres d'entrée difficiles à estimer (comme la période prédominante d'excitation et la période de résonance de l'ouvrage).

Recherche de caractéristiques des sites facilement mesurable et de l'apport des méthodes géophysiques dans leur estimation

Pour développer une méthode adaptée à l'analyse d'un grand linéaire de digues, la première étape a consisté à identifier les caractéristiques d'un site de digue influençant sa réponse dynamique les plus facilement mesurables. Il s'est agi par ailleurs d'évaluer l'apport de méthodes de mesures géophysiques « classiques » en sismologie pour l'analyse du comportement dynamique des sites de digue. La particularité de ces derniers étant d'être des sites en deux dimensions. Les ouvrages étant généralement compactés, il est par ailleurs fréquent de rencontrer des situations d'inversion de vitesses, pour lesquelles le sol en place est moins raide que la digue.

Plusieurs méthodes géophysiques ont été utilisées sur quatre sites de digue, en particulier (et en fonction des sites) :

- la méthode H/V ;
- l'analyse de la propagation des ondes de surface MASW ;
- la sismique réfraction en ondes P et S (aller-retour et tomographie) ;
- les essais downhole et crosshole.

Un intérêt particulier a été porté à la méthode H/V dans l'objectif initial d'obtenir la fréquence fondamentale de résonance de la digue – paramètre paraissant essentiel dans le comportement dynamique de l'ouvrage selon les différentes méthodes simplifiées existantes. **L'interprétation des courbes H/V mesurées en crête d'ouvrage s'est révélée plus complexe qu'espéré. Sur les quatre sites étudiés, la méthode H/V n'a pas permis, à elle seule, une caractérisation complète du site et l'obtention de la fréquence fondamentale de résonance de la digue ou du système digue/sol naturel.** Ce constat s'explique par l'absence d'un contraste d'impédance suffisamment fort entre la digue et la couche de sol. Ce résultat, *a priori* décevant, au vu de ceux obtenus sur au moins un ouvrage à fort contraste, s'est finalement révélé cohérent avec les résultats des simulations numériques. **Ces derniers ont en effet montré qu'aucune amplification en crête de digue par rapport au terrain naturel n'est observée au niveau de la fréquence fondamentale de la digue lorsque celle-ci est plus raide que le sol sur lequel elle repose (ou de rigidité équivalente).** Ce paramètre, qui semblait pertinent à première vue (pour des ouvrages fondés au rocher), ne l'est plus du tout dans un contexte où les ouvrages sont compactés artificiellement et ainsi souvent plus raides ou de rigidité équivalente au sol sur lequel ils reposent.

L'acquisition des vibrations ambiantes en crête et pied de digue reste cependant pertinente. En effet, outre son avantage considérable lié à sa facilité et rapidité de mise en œuvre, elle peut donner une indication sur la sensibilité d'un site aux effets topographiques. Les tendances d'amplification/atténuation de la courbe H/V mesurée entre la crête et le terrain naturel sont cohérentes avec les observations numériques. Elles peuvent renseigner sur la présence d'un contraste entre la digue et la couche de sol ainsi que contraindre l'obtention des vitesses de cisaillement dans la digue et dans le sol d'assise.

Pour caractériser un site en vue de l'évaluation de son comportement sismique, quatre paramètres se sont finalement révélés les plus facilement me-

surables et pertinents :

- la hauteur de la digue ;
- la vitesse des ondes de cisaillement dans la digue ;
- la fréquence fondamentale de résonance de la couche de sol ;
- la vitesse minimale des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel (généralement en surface – mais pas toujours).

Ces caractéristiques peuvent être estimées en combinant les connaissances préalables (données géotechniques et topographiques) à l'utilisation (en crête et au niveau du terrain naturel) de la méthode H/V, à l'étude de la propagation des ondes de surface (MASW) complétée d'une analyse en sismique réfraction aller-retour.

Analyse du comportement sismique des digues et constitution d'une « banque de données numériques » via une analyse paramétrique

Afin d'étudier le comportement sismique des digues et, dans un second temps de développer une nouvelle méthode simplifiée, une étude paramétrique numérique a été effectuée. Il s'est agi d'évaluer la fonction de transfert correspondant à la propagation verticale d'une onde plane. La résolution des équations de la visco-élasticité linéaire à deux-dimensions a été effectuée par la méthode aux éléments spectraux (utilisation du code SPECFEM2D (Martin *et al.*, 2008)). La réponse impulsionnelle est calculée jusqu'à 25 Hz. Les données obtenues sont ensuite convoluées avec plusieurs accélérogrammes réels, modifiés pour que leur spectre de réponse soit compatible avec la forme spectrale réglementaire.

Les modèles à deux dimensions développés ont été choisis de manière à garantir à la fois leur pertinence mais aussi leur relative simplicité. **Les principales avancées par rapport aux méthodes existantes sont :**

- la considération de géométries compatibles avec celles des digues réelles (notamment en termes de hauteur, de largeur en crête et à la base) ;
- la prise en compte des effets de site sédimentaires avec une interaction possible entre la digue et le sol sur lequel elle repose ;
- une meilleure modélisation de la dissipation de l'énergie au sein des modèles.

Plus précisément, les hypothèses générales ayant été choisies pour le développement des modèles sont :

- la représentation de la digue en deux dimensions (digue infiniment longue) par une section symétrique et trapézoïdale ;
- la présence d'une couche de sol horizontale sous la digue puis d'un substratum rocheux ;
- l'homogénéité de la digue ;
- la prise en compte du niveau de confinement pour l'évaluation des propriétés de la couche de sol (gradient de vitesses avec la profondeur et effet de confinement sous l'ouvrage) ;
- la dépendance entre les propriétés dégradées des matériaux et le niveau de déformation (via le modèle de Darendeli (2001)) ;
- l'élasticité du rocher (non infiniment rigide).

Par ailleurs, la paramétrisation des modèles a été basée sur des valeurs réalistes de hauteurs de digue, d'épaisseurs de couche de sol et propriétés mécaniques des matériaux dans la digue et la couche de sol. Plusieurs niveaux de sollicitation, caractérisés par la valeur de l'accélération maximale au rocher affleurant, ont été considérés. Au total, 540 configurations de digue/couche de sol/niveau de sollicitation imposé ont été considérées.

Une approche originale a été utilisée pour ajuster les propriétés des matériaux (modules et amortissement sécants) au niveau de déformation. Une série de calculs en linéaire équivalent 1D a en effet permis de contraindre ces propriétés au sein des modèles 2D. Les valeurs utilisées, correspondant aux modules et amortissements sécants obtenus en linéaire équivalent, se sont en effet révélées globalement cohérentes avec les niveaux de déformation expérimentés avec les modèles 2D.

Les résultats obtenus permettent de quantifier l'accélération maximale en crête de digue et l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement par rapport au mouvement incident, via l'estimation, pour chaque configuration étudiée, des rapports $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ et $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$ (où $a_{crête_{max}}$ est l'accélération maximale en crête d'ouvrage, $a_{bloc_{max}}$ est l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement et \widehat{PGA} est l'accélération maximale au rocher affleurant). **Les simulations numériques permettent de montrer le rôle significatif joué par la couche de sol, sur le mouvement sismique de la digue. En effet, sa présence intervient principalement sur trois phénomènes :**

1. **la capacité de « piégeage » des ondes sismiques au sein d’une digue et donc sa sensibilité aux effets topographiques et sa mise en résonance.** En particulier, il a été observé que, lorsque la couche de sol est plus raide que la digue, la digue amplifie significativement le mouvement sismique. Dans le cas contraire, les résultats ont pu montrer que la digue peut atténuer le mouvement sismique par « effet couvercle ».
2. **le piégeage des ondes sismiques au sein de la couche de sol elle-même et donc sur les effets de site sédimentaires.**
3. **la dissipation de l’énergie pour des niveaux de sollicitation intermédiaires à forts via l’amortissement au sein de la couche de sol. Elle peut conduire à une atténuation significative du mouvement sismique dans l’ouvrage.**

Utilisation des réseaux de neurones pour le développement d’une méthode de prédiction

Les résultats des simulations numériques ont servi de « base d’apprentissage » pour le développement d’une nouvelle méthode simplifiée. La prise en compte des effets liés à la présence de la couche et à la dégradation des propriétés mécaniques avec le niveau de déformation, jusqu’alors négligés ou estimés de manière grossière, conduit à une plus grande complexité des phénomènes mis en jeu. **Offrir une prédiction simple, à partir de paramètres facilement mesurables, de la sollicitation maximale de la digue alors qu’elle même est régie par des mécanismes complexes a été l’un des enjeux principaux de ce travail.** Deux grandeurs ont été considérées en particulier : l’accélération maximale en crête de digue et le maximum de l’accélération moyenne d’un bloc potentiel de glissement.

Les réseaux de neurones artificiels se sont révélés utiles à l’identification des paramètres explicatifs à la fois physiques et facilement accessibles, permettant un compromis optimal pour l’estimation de la sollicitation maximale de la digue. La démarche ayant été utilisée a consisté à tester la performance (capacité à reproduire la banque de données) de réseaux basés sur des jeux de paramètres d’entrée distincts. Un processus itératif a permis de retenir deux jeux de paramètres (nommés A et B) pour la prédiction de l’accélération maximale en crête. Ceux-ci contiennent :

- une information sur le contraste entre la digue et la couche de sol (A : $\ln(V_d/\widehat{V}_c)$ et B : $\ln(V_d/V_{c_{min}})$, avec V_d la vitesse des ondes de cisaillement dans la digue, \widehat{V}_c caractérisant le gradient de vitesse des ondes de cisaillement dans la couche de sol et $V_{c_{min}}$ la vitesse minimale des ondes de cisaillement dans la couche de sol) ;
- une information sur les « épaisseurs » relatives de la digue et la couche de sol (A : $\ln(H_c/H_d)$ et B : $\ln(V_{c_{min}}/H_d/f_0)$, avec H_c l'épaisseur de la couche de sol, H_d la hauteur de la digue et f_0 la fréquence de résonance de la couche de sol) ;
- une information sur la non-linéarité, à partir de *proxy* de la déformation maximale en cisaillement (A : $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$ et B : $\ln(\widehat{PGA}/f_0/V_{c_{min}})$, avec \widehat{PGA} l'accélération maximale au rocher affleurant).

La prédiction de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement est effectuée à partir des mêmes trois informations auxquelles s'ajoute une indication sur la profondeur du cercle de glissement relativement à la hauteur de la digue ($\ln(y_b/H_d)$, où y_b est la profondeur maximale du cercle de glissement, repérée depuis la crête de digue).

Les réseaux ayant été retenus offrent une prédiction satisfaisante de l'accélération maximale en crête et de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement (prédiction de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ et $\ln(a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA})$ à moins de 15% près). Deux réseaux permettent d'estimer l'accélération maximale en crête (à partir des jeux de paramètres A et B) et deux autres réseaux conduisent à une évaluation de l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement (à partir des jeux de paramètres A et B complétés du paramètre $\ln(y_b/H_d)$).

Finalement, pour fournir des outils plus visuels, des abaques ont été développés à partir des réseaux de neurones artificiels. Ceux-ci ont permis de valider les quatre réseaux retenus par comparaison des résultats qu'ils fournissent aux données cibles issues des simulations numériques. Les abaques ayant été proposés ont aussi permis d'illustrer la difficulté à élaborer un « métamodèle » – réduit à peu de paramètres (qui plus est facilement mesurables) – conduisant à la prédiction du modèle multi-paramètres que constitue la banque de données numériques.

Sur les abaques développés, l'amplification/atténuation de l'accélération maximale en crête par rapport au rocher affleurant, quantifiée par le rapport $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$, varie entre 0.2 et 4. Les amplifications sont fortes (supérieures à 2) lorsque le *proxy* pour la déformation ($\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2$ ou $\widehat{PGA}/f_0/V_{c_{min}}$) est relativement faible (typiquement $\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2 \leq 10^{-4}$). Les forts contrastes de vitesses entre la digue et la couche de

sol (correspondant à des valeurs faibles de V_d/\widehat{V}_c ou $V_d/V_{c_{min}}$ inférieures à 1) et des couches de sol relativement fines ($H_c/H_d \leq 3$) favorisent les fortes amplifications. Au contraire, les valeurs minimales de $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ sont associées à un impact fort de la non-linéarité, typiquement lorsque $\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2$ est supérieur à 10^{-2} , pour des couches de sol relativement épaisses et une valeur de V_d/\widehat{V}_c supérieure à 1.5 (ou $V_d/V_{c_{min}} \geq 2$).

Concernant l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement $a_{bloc_{max}}$, elle est de manière systématique inférieure à l'accélération maximale en crête de digue. Sur l'ensemble des simulations numériques, la valeur moyenne du rapport $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$ est égale à 0.8. Globalement, la valeur de $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$ décroît avec l'augmentation de la profondeur maximale du glissement. Cette décroissance s'accompagne cependant d'une augmentation de l'écart-type. La valeur moyenne de $a_{bloc_{max}}/a_{crête_{max}}$, calculée sur l'ensemble des simulations numériques, pour un cercle de glissement peu profond (limité au quart supérieur de la digue), est très proche de 1, et l'écart-type sur les résultats des simulations est relativement faible (correspondant à un facteur multiplicatif / diviseur égal à 1.05). Le même rapport, calculé sur l'ensemble des simulations numériques, pour un cercle de glissement profond atteignant la base de la digue, est égal à 0.8, avec un écart-type plus grand (correspondant à un facteur multiplicatif / diviseur égal à 1.33).

Perspectives

Les résultats obtenus dans le cadre de cette thèse ouvrent de nombreuses perspectives. **Tout d'abord, la méthode simplifiée proposée repose sur les résultats de simulations numériques associées à plusieurs hypothèses, nécessaires au développement d'une approche simplifiée. Il serait néanmoins intéressant de quantifier l'influence de ces dernières sur les grandeurs étudiées (accélération maximale en crête et accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement).** En particulier, concernant la prise en compte de la dissipation d'énergie au sein des modèles, de nombreuses autres lois de dégradations que celles de Darendeli (2001) auraient pu être utilisées pour l'estimation des paramètres sécants (notamment en considérant par exemple des sols cohésifs à fort indice de plasticité, pour lesquels la non-linéarité peut être moins forte que celle prise en compte dans ce travail). La validité de l'approche utilisée, consistant à faire appel à des calculs linéaire équivalents, pourrait être confirmée par la comparaison sur quelques cas avec les résultats fournis par des calculs entièrement non-linéaires. Par ailleurs, les modèles reposent sur l'hypothèse d'une couche de sol horizontale, les effets 2D liés à la forme des vallées sont ainsi négligés. La

sensibilité des résultats obtenus au positionnement dans une vallée et à la géométrie de cette dernière pourrait être évaluée : il est probable que l'interaction entre une digue et la géométrie du sous-sol est plus prononcée lorsque leurs dimensions sont comparables, c'est à dire plutôt en bord de vallée. Enfin, les résultats numériques ont été obtenus en assimilant la sollicitation imposée à une onde plane à incidence verticale. Alors que les effets topographiques se sont révélés être sensibles à l'angle l'incidence des ondes sismiques (Bard, 1999b), il apparaît pertinent de quantifier la sensibilité des résultats à ce dernier.

Par ailleurs, **l'instrumentation de sites de digues et l'acquisition des séismes réels sur ces ouvrages conduiraient à une évaluation de la pertinence et de la représentativité des modèles élaborés.**

Des mesures géophysiques ont été effectuées sur seulement quatre ouvrages. **L'utilisation de ces méthodes sur d'autres ouvrages, et en particulier la mise en œuvre systématique d'une mesure H/V en crête et pied de digue, pourrait permettre d'alimenter une banque de données plus complète.** Les résultats fournis par ces méthodes, et en particulier la confrontation des courbes H/V en crête et pied de digue, pourraient être ainsi mieux compris et interprétés.

De la même manière, **l'obtention et la conservation de la sollicitation maximale calculée numériquement sur d'autres modèles de digues conduiraient à compléter la banque de données établie dans le cadre de cette thèse.** Une collection plus fournie de résultats numériques pourrait permettre de mieux valider (ou ajuster) les réseaux de neurones artificiels élaborés et d'identifier des paramètres explicatifs additionnels permettant d'améliorer la prédiction de l'accélération maximale en crête et de l'accélération maximale de blocs potentiels de glissement. D'autres architectures de réseaux de neurones (ou d'autres outils d'intelligence artificielle) pourraient également être testés, avec d'autres algorithmes d'apprentissage.

Finalement, il serait très intéressant de **bénéficier du retour d'expérience des utilisateurs des abaques développés.** En effet, ceux-ci sont basés sur des choix de représentation (échelle de couleur, grandeurs correspondant aux axes horizontaux et verticaux, paramètres fixes) dont l'ergonomie ne peut être testée et améliorée qu'avec le retour des utilisateurs.

Bibliographie

- ABOUSEEDA, H. et DAKOULAS, P. (1998). Non-linear dynamic earth dam-foundation interaction using a BE-FE method. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(9):917–936.
- AGUIRRE, J. et IRIKURA, K. (1997). Nonlinearity, liquefaction, and velocity variation of soft soil layers in Port Island, Kobe, during the Hyogo-ken Nanbu earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 87(5):1244–1258.
- AKAIKE, H. (1974). A new look at the statistical model identification. *IEEE Transactions on Automatic Control*, 19(6):716–723.
- AKI, K. (1957). Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors. *Bulletin of the Earthquake Research Institute*, 35:415–456.
- AKKAR, S. *et al.* (2014). Reference database for seismic ground-motion in europe (RESORCE). *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(1):311–339.
- ALBARELLO, D. et GARGANI, G. (2010). Providing NEHRP soil classification from the direct interpretation of effective rayleigh-wave dispersion curves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 100(6):3284–3294.
- ALBARELLO, D. et LUNEDI, E. (2010). Alternative interpretations of horizontal to vertical spectral ratios of ambient vibrations : new insights from theoretical modeling. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(3):519–534.
- AMBRASEYS, N. N. (1960). On the shear response of a two-dimensional truncated wedge subjected to an arbitrary disturbance. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 50(1):45–56.
- AMBRASEYS, N. N. et MENU, J. (1988). Earthquake-induced ground displacements. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 16(7):985–1006.

BIBLIOGRAPHIE

- AMBRASEYS, N. N. et SARMA, S. K. (1967). The response of earth dams to strong earthquakes. *Geotechnique*, 17(2):181–213.
- ANDERSON, J. G., BODIN, P., BRUNE, J. N., PRINCE, J., SINGH, S., QUAAS, R. et ONATE, M. (1986). Strong ground motion from the Michoacan Mexico earthquake. *Science*, 233(4768):1043–1049.
- ARAI, H. et TOKIMATSU, K. (2004). S-Wave Velocity Profiling by Inversion of Microtremor H / V Spectrum. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 94(1):53–63.
- ARAYA, R. et SARAGONI, G. (1984). Earthquake accelerogram destructiveness potential factor. In *Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco USA.*, volume 7, pages 835–843.
- ARIAS, A. (1970). A measure of earthquake intensity. In *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, pages 438–483.
- ASSIMAKI, D., GAZETAS, G. et KAUSEL, E. (2005). Effects of local soil conditions on the topographic aggravation of seismic motion : parametric investigation and recorded field evidence from the 1999 Athens earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(3):1059–1089.
- ASSOCIATION FRANCE DIGUES (2018). La gestion des digues en france. <http://www.france-digues.fr/les-digues/>. Accessed : 2018-04-19.
- ASTM, S. (2004). *D4428/D4428M-07, Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing*. ASTM International.
- ASTM, S. (2011). *D5777-00, Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation*. ASTM International.
- ASTM, S. (2014). *D7400, Standard test methods for downhole seismic testing*. ASTM International.
- BARD, P.-Y. (1999a). Local effects on strong ground motion : physical basis and estimation methods in view of microzoning studies. In *Advanced Study Course “Seismotectonic and Microzonation Techniques in Earthquake Engineering,”*, pages 127–218, Kefallinia, Greece.

- BARD, P.-Y. (1999b). Microtremor measurements : a tool for site effect estimation ? *In The Effects of Surface Geology on Seismic Motion, Irikura, Kudo, Okada & Sasatani*, pages 1251–1279, Japan.
- BARD, P.-Y. et BOUCHON, M. (1980a). The seismic response of sediment-filled valleys. Part 1. The case of incident SH waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 70(4):1263–1286.
- BARD, P.-Y. et BOUCHON, M. (1980b). The seismic response of sediment-filled valleys. Part 2. The case of incident P and SV waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 70(5):1921–1941.
- BARD, P.-Y. et BOUCHON, M. (1985). The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75(2):519–541.
- BARD, P.-Y. et RIEPL-THOMAS, J. (1999). Wave propagation in complex geological structures and their effects on strong ground motion. *Wave motion in earthquake engineering, chapitre 2*, pages 37–95.
- BERESNEV, I. A. et WEN, K.-L. (1996). Nonlinear Soil Response-A Reality ? *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86(6):1964–1978.
- BETTIG, B., BARD, P.-Y., SCHERBAUM, F., RIEPL, J., COTTON, F., CORNOU, C. et HATZFELD, D. (2001). Analysis of dense array noise measurements using the modified spatial auto-correlation method (SPAC) : application to the Grenoble area. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*, 42(3-4):281–304.
- BISHOP, A. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Géotechnique*, 5(1):7–17.
- BISHOP, C. M. (1995). *Neural networks for pattern recognition*. Oxford university press.
- BOLT, B. A. (1969). Duration of strong ground motion. *In 4th World Conference on Earthquake Engineering*, volume 1, pages 1304–1315.
- BONILLA, L. F., TSUDA, K., PULIDO, N., RÉGNIER, J. et LAURENDEAU, A. (2011). Nonlinear site response evidence of K-NET and KiK-net records from the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake. *Earth, Planets and Space*, 63(7):785–789.
- BONNEFOY-CLAUDET, S. (2004). *Nature du bruit de fond sismique : implications pour les études des effets de site*. Thèse de doctorat, Université Joseph-Fourier-Grenoble I.

- BORCHERDT, R. D. (1970). Effects of local geology on ground motion near San Francisco Bay. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 60(1):29–61.
- BOUCKOVALAS, G. D. et PAPADIMITRIOU, A. G. (2003). Multi-variable relations for soil effects on seismic ground motion. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 32(12):1867–1896.
- BRAY, J. D. et RATHJE, E. M. (1998). Earthquake-induced displacements of solid-waste fills. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 124(March):242–253.
- BRAY, J. D. et TRAVASAROU, T. (2007). Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(4):381–392.
- BURJÁNEK, J., EDWARDS, B. et FÄH, D. (2014). Empirical evidence of local seismic effects at sites with pronounced topography : a systematic approach. *Geophysical Journal International*, 197(1):608–619.
- BYCROFT, G. N. et MORK, P. N. (1988). Seismic response of dam with soil-structure interaction. *Journal of Engineering Mechanics*, 113(9):1420–1428.
- CADET, H., BARD, P.-Y., DUVAL, A.-M. et BERTRAND, E. (2012). *Site effect assessment using KiK-net data : part 2—site amplification prediction equation based on f_0 and V_{sz}* , volume 10.
- CADET, H. et SAVVAIDIS, A. (2011). Comparative application of dispersion curve inversion strategies. Case study of noise arrays in the Euroseistest site, Greece. *Near Surface Geophysics*, 9(6):571–584.
- CAPON, J. (1969). High-resolution frequency-wavenumber spectrum analysis. *Proceedings of the IEEE*, 57(8):1408–1418.
- CASTELLARO, S. et MULARGIA, F. (2009). VS30 estimates using constrained H/V measurements. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(2 A):761–773.
- CASTELLARO, S., MULARGIA, F. et BIANCONI, L. (2005). Passive seismic stratigraphy : A new efficient , fast and economic technique. *Geologia tecnica e ambientale*, 3:76–102.
- CAUSSE, M., LAURENDEAU, A., PERRAULT, M., DOUGLAS, J., BONILLA, L. F. et GUÉGUEN, P. (2014). Eurocode 8-compatible synthetic time-series as input to dynamic analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(2):755–768.

- CHALJUB, E., MAUFROY, E., MOCZO, P., KRISTEK, J., HOLLENDER, F., BARD, P.-Y., PRIOLO, E., KLIN, P., DE MARTIN, F., ZHANG, Z., ZHANG, W. et CHEN, X. (2015). 3-D numerical simulations of earthquake ground motion in sedimentary basins : Testing accuracy through stringent models. *Geophysical Journal International*, 201(1):90–111.
- CHALJUB, E., MOCZO, P., TSUNO, S., BARD, P.-Y., KRISTEK, J., KÄSER, M., STUPAZZINI, M. et KRISTEKOVA, M. (2010). Quantitative comparison of four numerical predictions of 3D ground motion in the Grenoble Valley, France. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 100(4):1427–1455.
- CHANDRA, J. (2014). *Analyses expérimentales de la réponse sismique non-linéaire du système sol-structure*. Thèse de doctorat.
- CHÁVEZ-GARCÍA, F. J., CASTILLO, J. et STEPHENSON, W. R. (2002). 3D site effects : a thorough analysis of a high-quality dataset. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92(5):1941–1951.
- CHÁVEZ-GARCÍA, F. J. et FACCIOLI, E. (2000). Complex site effects and building codes : making the leap. *Journal of seismology*, 4(1):23–40.
- CHÁVEZ-GARCÍA, F. J., STEPHENSON, W. R. et RODRÍGUEZ, M. (1999). Lateral propagation effects observed at Parkway, New Zealand. A case history to compare 1D versus 2D site effects. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 89(3):718–732.
- CHOPRA, A. (1966). *Earthquake effects on dams*. Thèse de doctorat, University of California, Berkeley.
- CIGB (2001). Bulletin 120, design features of dams to resist seismic ground motion, guidelines and case histories. Rapport technique, CIGB-ICOLD.
- CORNOU, C., OHRNBERGER, M., BOORE, D. M., KUDO, K. et BARD, P.-Y. (2009). Derivation of structural models from ambient vibration array recordings : results from an international blind test. Numéro September, pages 1127–1219.
- DAKOULAS, P. (1985). *Contributions to seismic analysis of earth dams*. Thèse de doctorat, Rensselaer Polytechnic Institute.
- DAKOULAS, P. et GAZETAS, G. (1985). A class of inhomogeneous shear models for seismic response of dams and embankments. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 4(4):166–182.

BIBLIOGRAPHIE

- DAKOULAS, P. et GAZETAS, G. (1986). Seismic shear strains and seismic coefficients in dams and embankments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5(2):75–83.
- DARENDELI, M. B. (2001). *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*. Thèse de doctorat, The University of Texas at Austin.
- DE MARTIN, F. (2012). Effets topographiques 2D en sismologie – Vérification des coefficients simplifiés Eurocode 8 par éléments spectraux. Rapport technique, BRGM.
- DERRAS, B. (2011). *Contribution des données accélérométriques de KiK-Net à la prédiction du mouvement sismique par l'approche neuronale avec la prise en compte des effets de site*. Thèse de doctorat, Université de Tlemcen.
- DOBRY, R. et VUCETIC, M. (1987). Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits. *In the International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, pages 51–87, Mexico City.
- DREYFUS, G. (2005). *Neural networks : methodology and applications*. Springer Science & Business Media.
- DROUET, S., CHEVROT, S., COTTON, F. et SOURIAU, A. (2008). Simultaneous inversion of source spectra, attenuation parameters, and site responses : application to the data of the French accelerometric network. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 98(1):198–219.
- DUNCAN, J. M. (1996). State of the art : Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(7):577–596.
- DURAND, C., CHALJUB, E., BARD, P.-Y., BAILLET, L., FRY, J.-J., GRANJON, R. et RENALIER, F. (2017). Revisiting Sarma's method for seismic response of embankments : first results. *In 16th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chili.
- EUROCODE 8 (2004). 1998-1, EN : Design of structures for earthquake resistance - Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings.
- FÄH, D., KIND, F. et GIARDINI, D. (2001). A theoretical investigation of average H/V ratios. *Geophysical Journal International*, 145(2):535–549.
- FÄH, D., RÜTTENER, E., NOACK, T. et KRUSPAN, P. (1997). Microzonation of the city of Basel. *Journal of Seismology*, 1(1):87–102.

- FELLENIUS, W. (1927). Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion und unter annahme kreiszylindrischer gleitflaechen [Statistical analysis of earth slopes and retaining walls considering both friction and cohesion and assuming cylindrical sliding surfaces]. *W Ernst und Sohn, Berlin (in German)*.
- FIELD, E. H., JOHNSON, P. A., BERESNEV, I. A. et ZENG, Y. (1997). Nonlinear ground-motion amplification by sediments during the 1994 Northridge earthquake. *Nature*, 390(6660):599–602.
- FINN, W. et KHANNA, J. (1966). Dynamic response of earth dams. *In 3rd Symposium Earthquake Engineering*, University of Roorkee, India.
- FINN, W. et REIMER, R. (1970). Effect of soil structures interaction on seismic response. *In Earthquake Analysis of Structures*, Jassy, Romania.
- FLAMANT, A. (1892). Sur la répartition des pressions dans un solide rectangulaire chargé transversalement. *Comptes rendus de l'Académie des Sciences de Paris*, 114:1465–1468.
- FOGEL, D. B. (1991). An information criterion for optimal neural network selection. *IEEE Trans. on Neural Networks*, 2(5):490–7.
- FOSTER, M., FELL, R. et SPANNAGLE, M. (2000). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5):1000–1024.
- FOTI, S. et al. (2017). *Guidelines for the good practice of surface wave analysis : a product of the InterPACIFIC project*.
- FOTI, S., LAI, C. G., RIX, G. J. et STROBBIA, C. (2014). *Surface wave methods for near-surface site characterization*. CRC Press.
- FRANKEL, A. D., CARVER, D. L. et WILLIAMS, R. A. (2002). Nonlinear and linear site response and basin effects in Seattle for the M 6.8 Nisqually, Washington, earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92(6):2090–2109.
- FRANKLIN, A. et CHANG, F. (1977). Permanent displacement of earth embankments by Newmark sliding block analysis.
- GALLIPOLI, M.-R. et MUCCIARELLI, M. (2009). Comparison of site classification from VS30, VS10, and HVSR in Italy. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(1):340–351.

- GARCÍA-JEREZ, A., PIÑA-FLORES, J., SÁNCHEZ-SESMA, F. J., LUZÓN, F. et PERTON, M. (2016). A computer code for forward calculation and inversion of the H/V spectral ratio under the diffuse field assumption. *Computers and Geosciences*, 97:67–78.
- GAROFALO, F. *et al.* (2016a). InterPACIFIC project : comparison of invasive and non-invasive methods for seismic site characterization. Part I : Intra-comparison of surface wave methods. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 82:222–240.
- GAROFALO, F. *et al.* (2016b). InterPACIFIC project : comparison of invasive and non-invasive methods for seismic site characterization. Part II : Inter-comparison between surface-wave and borehole methods. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 82: 241–254.
- GATTI, F. (2017). *Analyse physics-based de scénarios sismiques « de la faille au site » : prédiction de mouvement sismique fort pour l'étude de vulnérabilité sismique de structures critiques*. Thèse de doctorat.
- GAZETAS, G. (1987). Seismic response of earth dams : some recent developments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 6(1):2–47.
- GAZETAS, G., DEBCHAUDHURY, A. et GASPARINI, D. (1982). Stochastic estimation of the nonlinear response of earth dams to strong earthquakes. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1(1):39–46.
- GAZETAS, G., GARINI, E., BERRILL, J. B. et APOSTOLOU, M. (2012). Sliding and overturning potential of Christchurch 2011 earthquake records. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.
- GELI, L., BARD, P.-Y. et JULLIEN, B. (1988). The effect of topography on earthquake ground motion : a review and new results. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 78(1):42–63.
- GIACINTO, G., PAOLUCCI, R. et ROLI, F. (1997). Application of neural networks and statistical pattern recognition algorithms to earthquake risk evaluation. *Pattern Recognition Letters*, 18(11-13):1353–1362.
- GUÉGUEN, P. (2016). Predicting nonlinear site response using spectral acceleration vs PGV/VS30 : a case history using the Volvi-test site. *Pure and Applied Geophysics*, 173(6):2047–2063.

- GUILLIER, B., CORNOU, C., KRISTEK, J., MOCZO, P., BONNEFOY-CLAUDET, S., BARD, P.-Y. et FÄH, D. (2006). Simulation of seismic ambient vibrations : does the H/V provide quantitative information in 2D – 3D structure. *In Third International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion*, Grenoble.
- HARDER, L. F., KELSON, K. I., KISHIDA, T. et KAYEN, R. (2011). Preliminary observations of the Fujinuma Dam failure following the March 11, 2011 Tohoku Offshore Earthquake, Japan. *Geotechnical Extreme Events Reconnaissance (GEER)*, pages 1–29.
- HARDIN, B. O. et DRNEVICH, V. P. (1972a). Shear modulus and damping in soils : design equations and curves. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 98(sm7).
- HARDIN, B. O. et DRNEVICH, V. P. (1972b). Shear modulus and damping in soils : measurement and parameter effects. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 98(sm6).
- HASKELL, N. A. (1953). The dispersion of surface waves on multilayered media. *Bulletin of the seismological Society of America*, 43(1):17–34.
- HATANAKA, M. (1955). Fundamental considerations on the earthquake resistant properties of the earth dam. Rapport technique.
- HEISEY, J., STOKOE II, K. et MEYER, A. (1982). Moduli of pavement systems from Spectral Analysis of Surface Waves. *Transportation Research Record*, 852:22–31.
- HOBIGER, M. *et al.* (2013). Ground structure imaging by inversions of Rayleigh wave ellipticity : Sensitivity analysis and application to European strong-motion sites. *Geophysical Journal International*, 192(1):207–229.
- HOPFIELD, J. J. (1982). Neural networks and physical systems with emergent collective computational abilities. *Proceedings of the national academy of sciences*, 79(8):2554–2558.
- HOUSNER, G. W. (1959). Behavior of structures during earthquakes. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 85(4):109–130.
- HYNES-GRIFFIN, M. et FRANKLIN, A. (1984). Rationalizing the seismic coefficient method. Rapport technique, US Army Engineer Waterways Experiment Station.

BIBLIOGRAPHIE

- IDRISS, I. (2011). Use of Vs30 to represent local site conditions. *In Proceedings of the 4th IASPEI/IAEE international symposium. Effects of source geology on seismic motion, California, USA.*
- IDRISS, I. M., MATHUR, J. M. et SEED, H. B. (1974). Earth dam foundation interaction during earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2(4):313–323.
- IDRISS, I. M. et SUN, J. I. (1992). User’s manual for SHAKE91. Rapport technique.
- ISHIBASHI, I. et ZHANG, X. (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 33(1):182–191.
- IWASAKI, T., TATSUOKA, F. et TAKAGI, Y. (1978). Shear moduli of sand under cyclic torsional shear loading. *Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 18(1):39–56.
- JIBSON, R. W. (2007). Regression models for estimating coseismic landslide displacement. *Engineering Geology*, 91:209–218.
- KAWASE, H. (1996). The cause of the damage belt in Kobe : “The basin-edge effect”, constructive interference of the direct S-wave with the basin-induced diffracted/Rayleigh waves. *Seismological Research Letters*, 67(5):25–34.
- KIM, B., HASHASH, Y. M. A., KOTTKE, A. R., ASSIMAKI, D., LI, W., RATHJE, E. M., CAMPBELL, K. W., SILVA, W. J. et STEWART, J. P. (2013). A predictive model for the relative differences between nonlinear and equivalent-linear site response analyses. *In 22nd Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, pages 18–23.
- KOKUSHO, T. (1980). Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. *Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 20(2):45–60.
- KRAMER, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*, volume 6.
- KRAMER, S. L. et SMITH, W. (1997). Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, pages 635–644.
- LACOSS, R. T. et KELLY, E. J. (1969). Estimation of seismic noise structure using arrays. *Geophysics*, 34(1):21–38.

- LE ROUX, O., CORNOU, C., JONGMANS, D. et SCHWARTZ, S. (2012). 1D and 2D resonances in an Alpine valley identified from ambient noise measurements and 3D modelling. *Geophysical Journal International*, pages 579–590.
- LEBRUN, B., HATZFELD, D. et BARD, P.-Y. (2001). Site effect study in urban area : experimental Results in Grenoble (France). *Pure and Applied Geophysics*, 158:2543–2557.
- LEVENBERG, K. (1944). A method for the solution of certain problems in least squares. *In Quart. Appl. Math.*, volume 2, pages 164—168.
- LINER, C. (2012). *Elements of Seismic Dispersion : A Somewhat Practical Guide to Frequency-Dependent Phenomena*. SEG Books.
- LOUIE, J. N. (2001). Faster, better : Shear-wave velocity to 100 meters depth from refraction microtremor arrays. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 91(2): 347–364.
- MAKDISI, F. et SEED, H. (1978). Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(7):849–867.
- MAKDISI, F. I. et SEED, H. B. (1977). A simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments. Rapport technique, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- MALLET, T., ROYET, P. et CAULT, J.-B. (2004). Reconstruction de la digue d’Aramon après la crue de septembre 2002. *In Colloque technique CFGB/MEDD : Sécurité des digues fluviales et de navigation*.
- MARCUSON, W. F. I. (1981). Moderator’s report for session on “Earth dams and stability of slopes under dynamic loads”. *In International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St Louis, USA.
- MARCUSON, W. F. I., BALLARD JR, R. F. et LEDBETTER, R. H. (1979). Liquefaction failure of tailings dams resulting from the Near Izu Oshima earthquake, 14 and 15 January 1978. *In 6th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lima, Peru*, pages 69–80.

- MARQUARDT, D. W. (1963). An algorithm for least-squares estimation of nonlinear parameters. *Journal of the Society for Industrial and Applied Mathematics*, 11(2):431–441.
- MARTIN, A. J. et DIEHL, J. G. (2004). Practical experience using a simplified procedure to measure average shear-wave velocity to a depth of 30 meters (VS30). *In 13th World Conf. on Earthquake Engineering*. International Association for Earthquake Engineering Tokyo.
- MARTIN, G. (1965). *The response of earth dams to earthquakes*. Thèse de doctorat, University of California, Berkeley.
- MARTIN, R., KOMATITSCH, D., BLITZ, C. et LE GOFF, N. (2008). Simulation of seismic wave propagation in an asteroid based upon an unstructured MPI spectral-element method : Blocking and non-blocking communication strategies. *In Lecture Notes in Computer Science (including subseries Lecture Notes in Artificial Intelligence and Lecture Notes in Bioinformatics)*, volume 5336 LNCS, pages 350–363.
- MATSUMOTO, N. (2010). The recent earthquake and dam safety in Japan. *In 8th IECS Innsbruck*, pages 571–576.
- MATSUSHIMA, S., HIROKAWA, T., DE MARTIN, F., KAWASE, H. et SÁNCHEZ-SESMA, F. J. (2014). The effect of lateral heterogeneity on horizontal-to-vertical spectral ratio of microtremors inferred from observation and synthetics. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(1):381–393.
- MAUFROY, E. *et al.* (2018). Towards rapid prediction of topographic amplification at small scales : contribution of the FSC proxy and pleiades terrain models for the 2016 Amatrice earthquake (Italy, MW 6.0). *In 16th European Conference on Earthquake Engineering*, Thessaloniki.
- MAUFROY, E., CHALJUB, E., HOLLENDER, F., KRISTEK, J., MOCZO, P., KLIN, P., PRIOLO, E., IWAKI, A., IWATA, T., ETIENNE, V., DE MARTIN, F., THEODOULIDIS, N. P., MANAKOU, M., GUYONNET-BENAIZE, C., PITILAKIS, K. et BARD, P. Y. (2015a). Earthquake ground motion in the Mygdonian Basin, Greece : The E2VP verification and validation of 3D numerical simulation up to 4 Hz. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 105(3):1398–1418.

- MAUFROY, E., CRUZ-ATIENZA, V. M., COTTON, F. et GAFFET, S. (2015b). Frequency-scaled curvature as a proxy for topographic site-effect amplification and ground-motion variability. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 105(1):354–367.
- MAYNE, P., SCHNEIDER, J. et MARTIN, G. (1999). Small-and large-strain soil properties from seismic flat dilatometer tests. In *Proc. 2nd 1 Int. Symp. on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino*, volume 1, pages 419–427.
- MCCULLOCH, W. S. et PITTS, W. (1943). A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity. *The bulletin of mathematical biophysics*, 5(4):115–133.
- MEEHAN, C. L. et VAHEDIFARD, F. (2013). Evaluation of simplified methods for predicting earthquake-induced slope displacements in earth dams and embankments. *Engineering Geology*, 152(1):180–193.
- MIKAMI, A. (2014). Application of microtremor measurement for estimate of overall stiffness of levees. *Int. J. of Geomate*, 7(1):961–968.
- MINSKY, M. et PAPERT, S. (1969). Perceptrons : an Introduction to computational geometry.
- MONONOBE, N., TAKATA, A. et MATUMURA, M. (1936). Seismic stability of the earth dam. In *Proc. 2nd Congress on Large Dams*.
- MURATA, N., YOSHIZAWA, S. et AMARI, S.-i. (1994). Network information criterion — Determining the number of hidden units for an artificial neural network model. *IEEE Trans. on Neural Networks*, 5(6):865–872.
- NAKAGAWA, K. et SOGA, K. (1995). Nonlinear cyclic stress-strain relations of soils. In *Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, pages 57–60, St Louis, USA.
- NAKAMURA, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Quarterly Report of the Railway Technical Research Institute*, 30:25–33.
- NAZARIAN, S., STOKOE II, K. H. et HUDSON, W. R. (1983). Use of Spectral Analysis of Surface Waves Method for Determination of Moduli and Thicknesses of Pavement Systems. *Transportation Research Record*, pages 38–45.

BIBLIOGRAPHIE

- NEWMARK, N. M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Géotechnique*, 15(2):139–160.
- NIGBOR, R. et IMAI, T. (1994). The suspension PS velocity logging method. *In Proc. XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pages 5–10.
- NOGOSHI, M. et IGARASHI, T. (1971). On the propagation characteristics of microtremor (part2). *J. Seismol. Soc. Japan*, 24(1):26–40.
- OHYA, S., OGURA, K. et IMAI, T. (1984). The suspension PS velocity logging system. *In Offshore Technology Conference*. Offshore Technology Conference.
- O’NEILL, A. (2003). *Full-waveform reflectivity for modelling, inversion and appraisal of seismic surface wave dispersion in shallow site investigations*. Thèse de doctorat, The University of Western Australia School.
- PANCHAL, G., GANATRA, A., KOSTA, Y. et PANCHAL, D. (2010). Searching most efficient neural network architecture using Akaike’s Information Criterion (AIC). *International Journal of Computer Applications*, 1(5):54–57.
- PANZERA, F., LOMBARDO, G. et RIGANO, R. (2011). Evidence of topographic effects through the analysis of ambient noise measurements. *Seismological Research Letters*, 82(3):413–419.
- PAOLUCCI, R. (2002). Amplification of earthquake ground motion by steep topographic irregularities. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(10):1831–1853.
- PAOLUCCI, R., COLLI, P. et GIACINTO, G. (2000). Assessment of seismic site effects in 2-D alluvial valleys using neural networks.
- PAPADIMITRIOU, A. G. (2010). Improved methodology for estimating seismic coefficients for the pseudo-static stability analysis of earth dams. *In Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, numéro 4, pages 1–11, San Diego, California.
- PAPADIMITRIOU, A. G., BOUCKOVALAS, G. D. et ANDRIANOPOULOS, K. I. (2014). Methodology for estimating seismic coefficients for performance-based design of earthdams and tall embankments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 56(January):57–73.

- PARK, C., MILLER, R. D. et XIA, J. (1999). Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics*, 64(3):800–808.
- PECKER, A. (2011). Ground Response Analysis-Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Plant-Unit. Rapport technique, Géodynamique et Structures.
- PICOZZI, M., PAROLAI, S. et RICHWALSKI, S. M. (2005). Joint inversion of H/V ratios and dispersion curves from seismic noise : estimating the S-wave velocity of bedrock. *Geophysical Research Letters*, 32(11):1–4.
- PITARKA, A., IRIKURA, K., IWATA, T. et SEKIGUCHI, H. (1998). Three-dimensional simulation of the near-fault ground motion for the 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japan, earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 88(2):428–440.
- POGGI, V., FÄH, D., BURJANEK, J. et GIARDINI, D. (2012). The use of Rayleigh-wave ellipticity for site-specific hazard assessment and microzonation : application to the city of Lucerne, Switzerland. *Geophysical Journal International*, 188(3):1154–1172.
- POULTON, M. M. (2001). *Computational neural networks for geophysical data processing*, volume 30. Pergamon Press.
- PRADEL, D., WARTMAN, J. et TIWARI, B. (2013). Failure of the fujinuma dams during the 2011 tohoku earthquake. *In Geo-Congress 2013 : Stability and Performance of Slopes and Embankments III*, pages 1559–1573.
- RAMBERG, W. et OSGOOD, W. R. (1943). Description of stress-strain curves by three parameters. Rapport technique, National Advisory Committee for Aeronautics.
- RÉGNIER, J. *et al.* (2016). International benchmark on numerical simulations for 1D, nonlinear site response (PRENOLIN) : verification phase based on canonical cases. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 106(5):2112–2135.
- RÉGNIER, J., BONILLA, L.-F., BARD, P.-Y., BERTRAND, E., HOLLENDER, F., KAWASE, H., SICILIA, D., ARDUINO, P., AMOROSI, A., ASIMAKI, D. *et al.* (2018). PRENOLIN : international benchmark on 1D nonlinear site-response analysis—validation phase exercise. *Bulletin of the Seismological Society of America*.
- RÉGNIER, J., CADET, H. et BARD, P.-Y. (2017). Impact of Non-Linear Soil Behavior on Site Response Amplitude. *In 16th World Conference on Earthquake Engineering*, pages 1–10, Santiago,Chili.

BIBLIOGRAPHIE

- RÉGNIER, J., CADET, H., BONILLA, L. F., BERTRAND, E. et SEMBLAT, J.-F. (2013). Assessing nonlinear behavior of soils in seismic site response : statistical analysis on KiK-net strong-motion data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103(3): 1750–1770.
- REGNIER, M., MORIS, S., SHAPIRA, A., MALITZKY, A. et SHORTEN, G. (2000). Microzonation of the Expected Seismic Site Effect across Port Vila, Vanuatu. 4(2):215–231.
- RICHARDS, J. R. et ELMS, D. G. (1979). Seismic behavior of gravity retaining walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 105(ASCE 14496).
- ROBERTSON, P., CAMPANELLA, R. et RICE, A. (1985). Seismic CPT to measure in situ shear wave velocity. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(8):791–803.
- ROSENBLATT, F. (1958). The perceptron : a probabilistic model for information storage and organization in the brain. *Psychological review*, 65(6):386.
- RSSOH (2014). Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques. Rapport technique, Rapport rédigé à la demande du MEDDE – DGPR Version définitive - octobre 2014.
- RUBINSTEIN, J. L. (2011). Nonlinear site response in medium magnitude earthquakes near Parkfield, California. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 101(1):275–286.
- RUMELHART, D. E., HINTON, G. E. et WILLIAMS, R. J. (1986). Learning representations by back-propagating errors. *Nature*, 323(6088):533.
- SALAMEH, C. (2016). *Ambient vibrations , spectral content and seismic damages : new approach adapted to the urban scale. Application on Beirut*. Thèse de doctorat, Université Grenoble Alpes.
- SALLOUM, N. (2015). *Evaluation de la variabilité spatiale des paramètres géotechnique du sol à partir de mesures géophysiques : application à la plaine alluviale de Nahr-Beyrouth (Liban)*. Thèse de doctorat, Université Grenoble Alpes.
- SÁNCHEZ-SESMA, F. J., RODRÍGUEZ, M., ITURRARÁN-VIVEROS, U., LUZÓN, F., CAMPILLO, M., MARGERIN, L., GARCÍA-JEREZ, A., SUAREZ, M., SANTOYO, M. A. et RODRÍGUEZ-CASTELLANOS, A. (2011). A theory for microtremor H/V spectral ratio : application for a layered medium. *Geophysical Journal International*, 186(1):221–225.

- SARMA, S. (1979). Response and stability of earth dams during strong earthquakes. Rapport technique, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station Geotechnical Laboratory.
- SARMA, S. K. (1975). Seismic stability of earth dams and embankments. *Géotechnique*, 25(4):743–761.
- SAYGILI, G. et RATHJE, E. M. (2008). Empirical predictive models for earthquake-induced sliding displacements of slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134:790–803.
- SCHNABEL, P. B., LYSMER, J. et SEED, H. B. (1972). SHAKE : a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Rapport technique.
- SEED, H. et IDRISSE, I. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. Rapport technique EERC-70-10, Earthquake Engineering Research Center.
- SEED, H. et MARTIN, G. (1966). The seismic coefficient in earth dam design. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*, 92.
- SEED, H. B., LEE, K. L. et IDRISSE, I. M. (1969). Analysis of Sheffield Dam failure. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*, 95(6):1453–1490.
- SEED, H. B., MAKDISI, F. I., IDRISSE, I. M. et LEE, K. L. (1975). The slides in the San Fernando Dams during the earthquake of February 9, 1971. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(7):651–688.
- SEMBLAT, J. F. (1997). Rheological interpretation of Rayleigh damping. *Journal of Sound and Vibration*, 206(5):741–744.
- SEMBLAT, J. F., KHAM, M., PARARA, E., BARD, P. Y., PITILAKIS, K., MAKRA, K. et RAPTAKIS, D. (2005). Seismic wave amplification : basin geometry vs soil layering. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7-10):529–538.
- SESAME EUROPEAN RESEARCH PROJECT (2004). Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations. Rapport technique Deliverable D23.12.
- STAMBOULI, A., BARD, P.-Y., CHALJUB, E., MOCZO, P., KRISTEK, J., STRIPAJOVA, S., DURAND, C., ZENDAGUI, J. et DERRAS, B. (2018). 2d/1d aggravation factors : from

BIBLIOGRAPHIE

- a comprehensive parameter study to simple estimates with a neural network model. *In 16th European Conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki.*
- STAMBOULI, A. B., ZENDAGUI, D., BARD, P.-Y. et DERRAS, B. (2017). Deriving amplification factors from simple site parameters using generalized regression neural networks : Implications for relevant site proxies. *Earth, Planets and Space*, 69(1).
- STOKOE II, K. H., WRIGHT, S. G., BAY, J. A. et ROESSET, J. M. (1994). *Characterization of geotechnical sites by SASW method.* Oxford Publishers.
- SUN, J. I., GOLESORKHI, R. et SEED, H. B. (1988). *Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils.* Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley.
- TALHAOUI, A., BRAHIM, A. I., ABERKAN, M. H., KASMI, M. et MOURAOUAH, A. E. (2004). Seismic microzonation and site effects at Al Hoceima City, Morocco. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(4):585–596.
- TERZAGHI, K. (1950). Mechanisms of landslides. *Application of Geology to Engineering Practice (Berkey Volume).* New York : Geological Society of America, pages 83–123.
- THOMSON, W. T. (1950). Transmission of elastic waves through a stratified solid medium. *Journal of applied Physics*, 21(2):89–93.
- TRIFUNAC, M. et BRADY, A. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3):581–626.
- TSIATAS, G. et GAZETAS, G. (1982). Plane-strain and shear-beam free vibration of earth dams. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1(4):150–160.
- TSUNO, S., CHALJUB, E., BARD, P.-Y., CORNOU, C., COTTON, F. et GUÉGUEN, P. (2009). Grenoble simulation benchmark : comparison of results and learnings. *In Third International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion*, volume 2. LCPC.
- UEBAYASHI, H. (2003). Extrapolation of irregular subsurface structures using the horizontal-to-vertical spectral ratio of long-period microtremors. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93(2):570–582.

- UEBAYASHI, H., KAWABE, H. et KAMAE, K. (2012). Reproduction of microseism H/V spectral features using a three-dimensional complex topographical model of the sediment-bedrock interface in the Osaka sedimentary basin. *Geophysical Journal International*, 189(2):1060–1074.
- VEYLON, G., LUU, L.-H., MERCKLÉ, S., BARD, P.-Y., DELVALLÉE, A., CARVAJAL, C. et FRIGO, B. (2017). A simplified method for estimating newmark displacements of mountain reservoirs. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 100:518–528.
- VUCETIC, M. et DOBRY, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of geotechnical engineering*, 117(1):89–107.
- WATHELET, M. (2008). An improved neighborhood algorithm : parameter conditions and dynamic scaling. *Geophysical Research Letters*, 35(9).
- WATSON-LAMPREY, J. et ABRAHAMSON, N. (2006). Selection of ground motion time series and limits on scaling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26:477–482.
- WHITMAN, R. V. et LIAO, S. (1985). Seismic design of gravity retaining walls. Rapport technique, U.S. Army Waterways Experiment Station.
- YEGIAN, M., MARCIANO, E. et V.G., G. (1991). Earthquake-induced permanent deformations : probabilistic approach. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117:35–50.
- ZEN, K., UMEHARA, Y. et HAMADA, K. (1978). Laboratory tests and in situ seismic survey on vibratory shear modulus of clayey soils with various plasticities. In *Proceedings of the 5th Japanese Earthquake Engineering Symposium*, pages 721–728.
- ZOR, E., ÖZALAYBEY, S., KARAASLAN, A., TAPIRDAMAZ, M. C., ÖZALAYBEY, S. Ç., TARANCIOĞLU, A. et ERKAN, B. (2010). Shear wave velocity structure of the Izmit Bay area (Turkey) estimated from active-passive array surface wave and single-station microtremor methods. *Geophysical Journal International*, 182(3):1603–1618.

Annexe A

Compléments sur l'étude d'ouvrages réels

A.1 Digue A

La digue A n'a pas été étudiée dans le cadre de cette thèse, mais les résultats d'une étude commandée par un maître d'ouvrage (à un laboratoire) nous ont été communiqués, et sont présentés dans cette annexe. Ceux-ci sont particulièrement intéressants car un effet de la digue sur les courbes H/V mesurées (notamment en crête) est identifiable. Ces résultats encourageants ayant été obtenus avant le début de la thèse, ils ont conduit à orienter les investigations géophysiques, effectuées dans le cadre de la thèse, principalement sur l'utilisation de la méthode H/V pour la caractérisation des digues.

A.1.1 Principales caractéristiques de la digue

Il s'agit d'une digue en terre de 13 m de hauteur environ créant un lac artificiel. La partie rectiligne de l'ouvrage mesure environ 250 m de longueur. Le fruit aval varie entre 1,5 et 3 du fait des différentes recharges ayant été construites au cours de la vie de l'ouvrage. L'ouvrage est situé au niveau d'une zone de formations glacio-lacustres et glacio-fluvio-lacustres. Un affleurement rocheux (Dévonien : pélites et grès indifférenciés) peut être identifié à proximité du site.

La coupe transversale de la digue au niveau du profil principal étudié est présentée sur la A.1. L'ouvrage est constitué de terre corroyée, il repose sur une couche de sol de 16.5 m d'épaisseur environ (jusqu'au substratum rocheux) constituée d'argiles noires et grises

sur les premiers 12.5 m puis d'alluvions grossières. Le substratum rocheux est constitué de schistes.

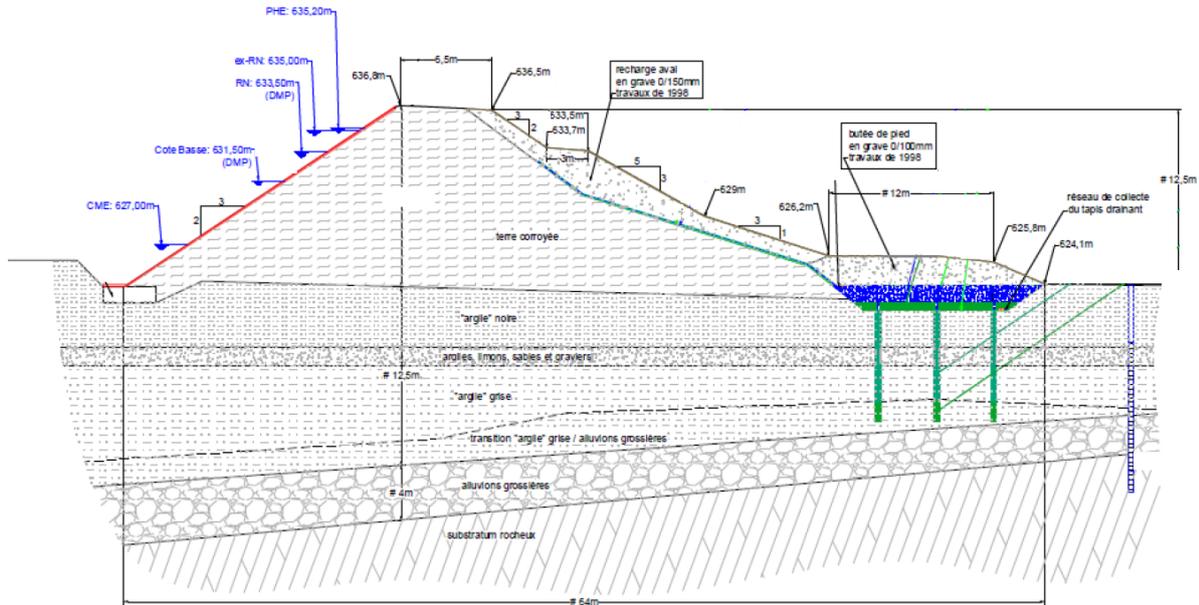


FIGURE A.1 – Digue A : coupe géotechnique.

Des mesures par essai crosshole ont été réalisées dans trois forages, espacés de 3 m environ, au niveau du profil principal, jusque dans le rocher (profondeur de 30 m). Ces mesures ont conduit à la proposition de profils d'évolution des vitesses des ondes de compression et de cisaillement par couches (présentés sur la figure A.2). La surface de la nappe d'eau peut être mise en évidence à une profondeur de 14 m depuis la crête sur cette figure ($V_P = 1500$ m/s).

A.1.2 Mesures ponctuelles des vibrations ambiantes

Des mesures ponctuelles des vibrations ambiantes ont été réalisées en plusieurs emplacements du site, notamment le long d'un profil transversal à la digue (profil principal d'étude). Les acquisitions sont réalisées en plusieurs points du talus aval (du côté sec) de la digue ainsi qu' quelques points plus éloignés de la base de l'ouvrage (terrain naturel : champ voisin), selon le même axe perpendiculaire à la digue. Le schéma général de positionnement des points de mesure, ainsi que les notations utilisées pour numérotter les points, le long du talus est présenté sur la figure A.3. Sur cette figure ne sont pas

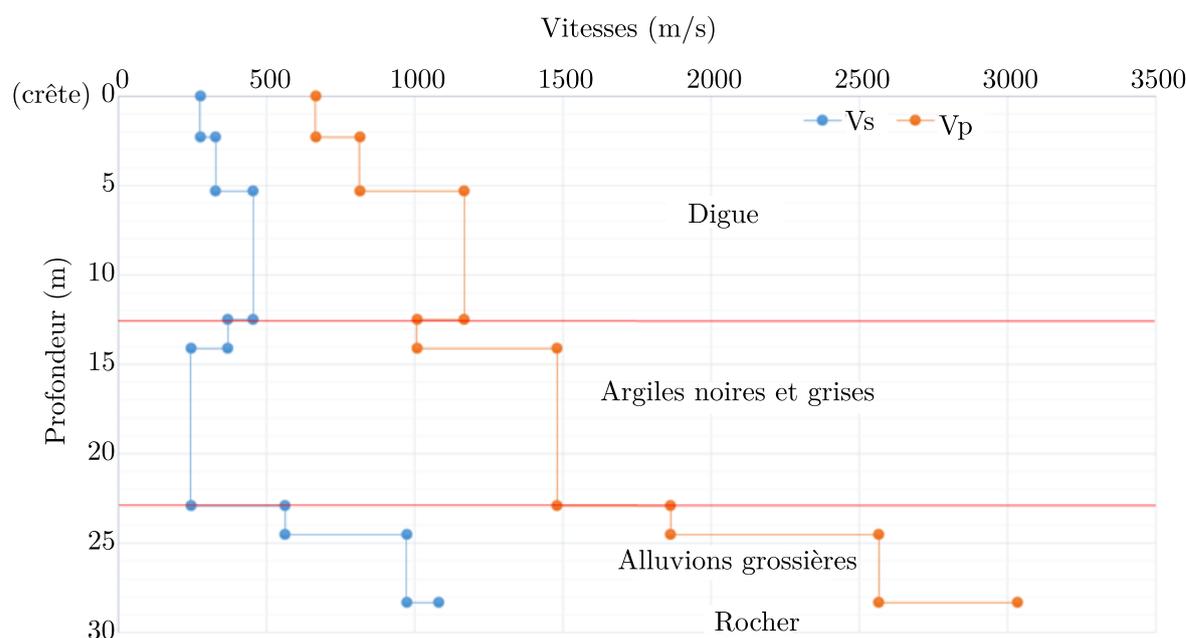


FIGURE A.2 – Digue A : profils de vitesse mesurés par essai crosshole depuis la crête.

représentés les points de mesure situés au niveau du terrain naturel : les points P_{16} (situé à 13.15 m de P_{15}), P_{38} (à 21.45 m de P_{15}) et P_{39} (à 31.55 m de P_{15}).

Les rapports spectraux H/V ont été calculés automatiquement avec le logiciel Grilla® qui accompagne les instruments de mesure Trominos®. La transformée de Fourier a été appliquée sur les 3 composantes des enregistrements, sur des segments non chevauchés de 20 secondes. Un lissage de 10% par fenêtres triangulaires ou de Bartlett à l'aide de fenêtres temporelles a été appliqué sur chaque segment (paramètres par défaut du logiciel Grilla®). Les courbes H/V moyennes ainsi obtenues au différents points du profil sont présentées sur la figure A.4. La comparaison des courbes H/V mesurées en crête et au niveau du terrain naturel (incluant les écart-types) est présentée plus spécialement sur la figure A.5.

Un pic à la fréquence de 3 Hz est obtenu sur la courbe H/V en crête. Ce pic est interprété comme étant lié à l'effet du barrage : il est présent tout le long des points de mesure sur le talus, avec une amplitude décroissante en s'éloignant de la crête et n'est pas présent sur les courbes mesurées au niveau du terrain naturel. Au niveau du terrain naturel, la fréquence de résonance identifiée est de 6.25 Hz. Un effet de la présence de la digue sur les courbes H/V est ainsi clairement visible. Cependant, son origine n'est pas expressément expliquée (à quoi correspond la fréquence de 3 Hz ? est-ce la fréquence de résonance de

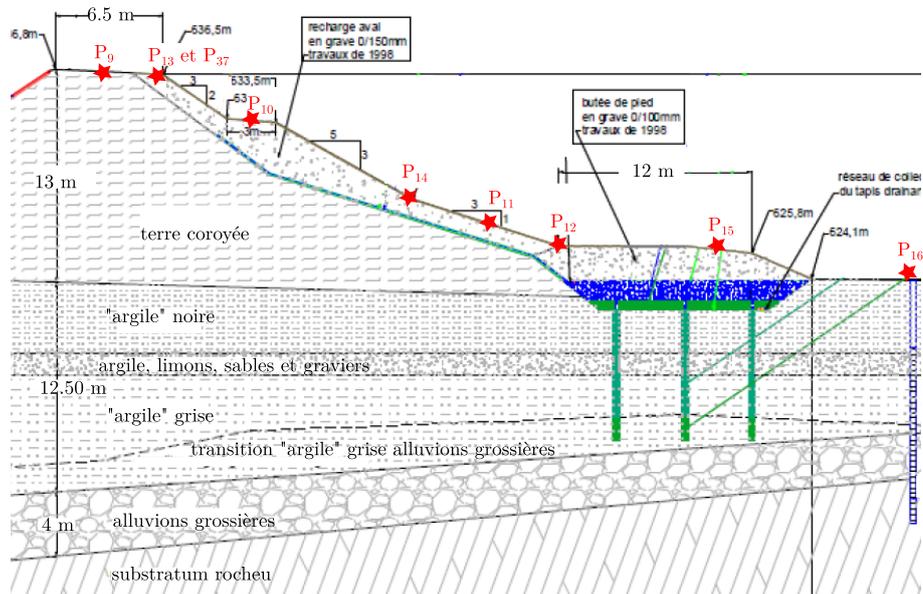


FIGURE A.3 – Digue A : localisation des mesures ponctuelles de vibrations ambiantes le long du talus aval de la digue.

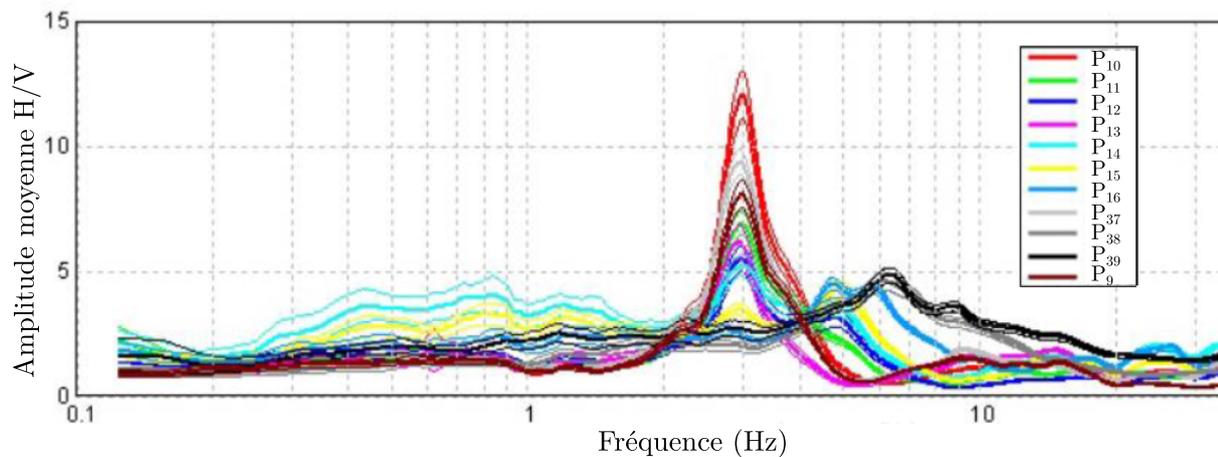


FIGURE A.4 – Digue A : courbes H/V moyennes obtenues aux différents points de mesure définis sur la figure A.3, à l'exception des points P_{38} et P_{39} situés au niveau du terrain naturel, à distance du pied de digue.

la digue ?).

Une gamme de fréquences pour laquelle le rapport H/V est inférieur à 1 est identifiée sur les courbes H/V mesurées sur la digue, elle est interprétée, par l'auteur du rapport de me-

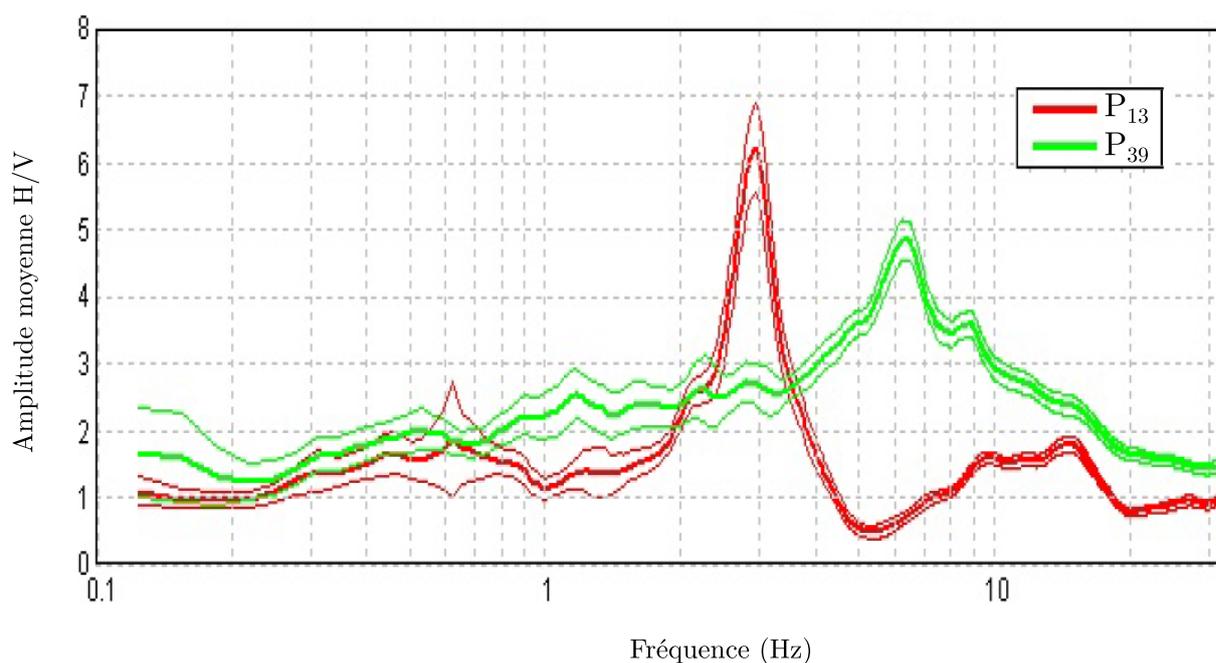


FIGURE A.5 – Digue A : comparaison des courbes H/V obtenues en crête (rouge) et pied de digue (vert). Les traits épais correspondent aux valeurs moyennes du rapport H/V et les traits plus fins représentent la valeur moyenne du rapport plus ou moins l'écart-type.

sures, comme indiquant la présence d'une inversion des vitesses dans le sous-sol (présence d'une couche avec des vitesses plus faibles que dans la ou les couches supérieures).

Les formulations simplifiées peuvent être utilisées pour évaluer l'ordre de grandeur des fréquences théoriques de résonance de la digue (équation 1.35 : $f_d = V_d / (2.6H_d)$ avec f_d la fréquence fondamentale de résonance de la digue, V_d la vitesse des ondes de cisaillement dans la digue et H_d sa hauteur) et de l'ensemble digue/sol d'assise (selon la méthode simplifiée de Sarma (1979)). La fréquence fondamentale de résonance de la digue est estimée à une dizaine de hertz (10.7 Hz en considérant $V_d = 350$ m/s et $H_d = 12.5$ m) – donc ne correspond pas à la fréquence de 3 Hz identifiée sur les courbes H/V mesurées sur la digue. En appliquant les équations de Sarma (1979), la fréquence fondamentale de résonance du système formé par la digue et son sol d'assise est estimée à 4 Hz environ – ordre de grandeur plus proche de la fréquence de 3 Hz identifiée sur la digue.

Finalement, le rapport des mesures présente la polarisation de la courbe H/V en crête, celle-ci est présentée sur la figure A.6. L'amplitude du rapport H/V, notamment au niveau d'une fréquence de 3 Hz, ne variant pas avec l'azimut, aucun effet de polarisation n'est mis en évidence.

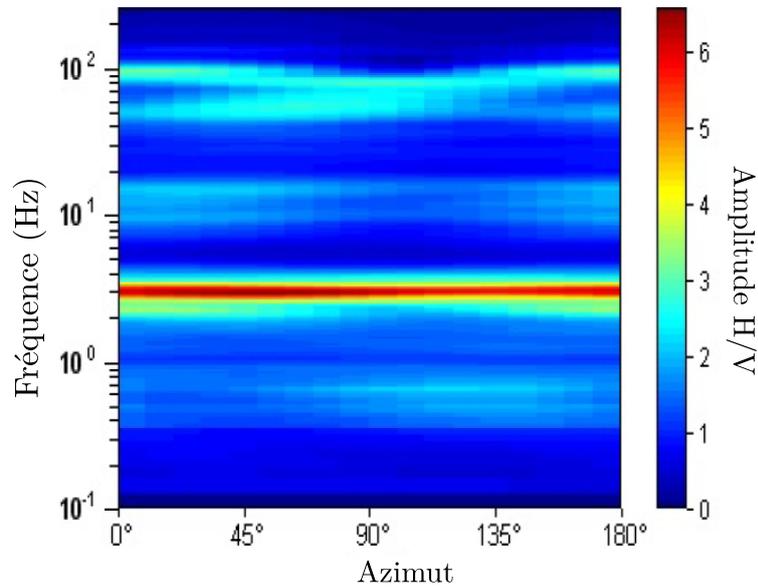


FIGURE A.6 – Digue A : polarisation de la courbe H/V au niveau du point P_{13} (en crête de barrage). La direction transversale à l'axe de la digue correspond à un azimut de 0° .

A.2 Digue B

A.2.1 Données géotechniques

La figure A.7 fournit le log du sondage carotté réalisé depuis la crête de digue au niveau de la section d'étude ainsi que les photos des carottes.

A.2.2 Courbes de dispersion

Les graphiques de dispersion des ondes de Rayleigh et Love obtenus au niveau du terrain naturel par mesure MASW (tirs d'offset 0 m) sont présentés sur la figure A.8. Les courbes de dispersion moyennes (sur tous les offsets) associées à leur écart-type utilisées pour l'inversion des profils de vitesse au niveau du terrain naturel sont présentées sur la figure A.2.2.

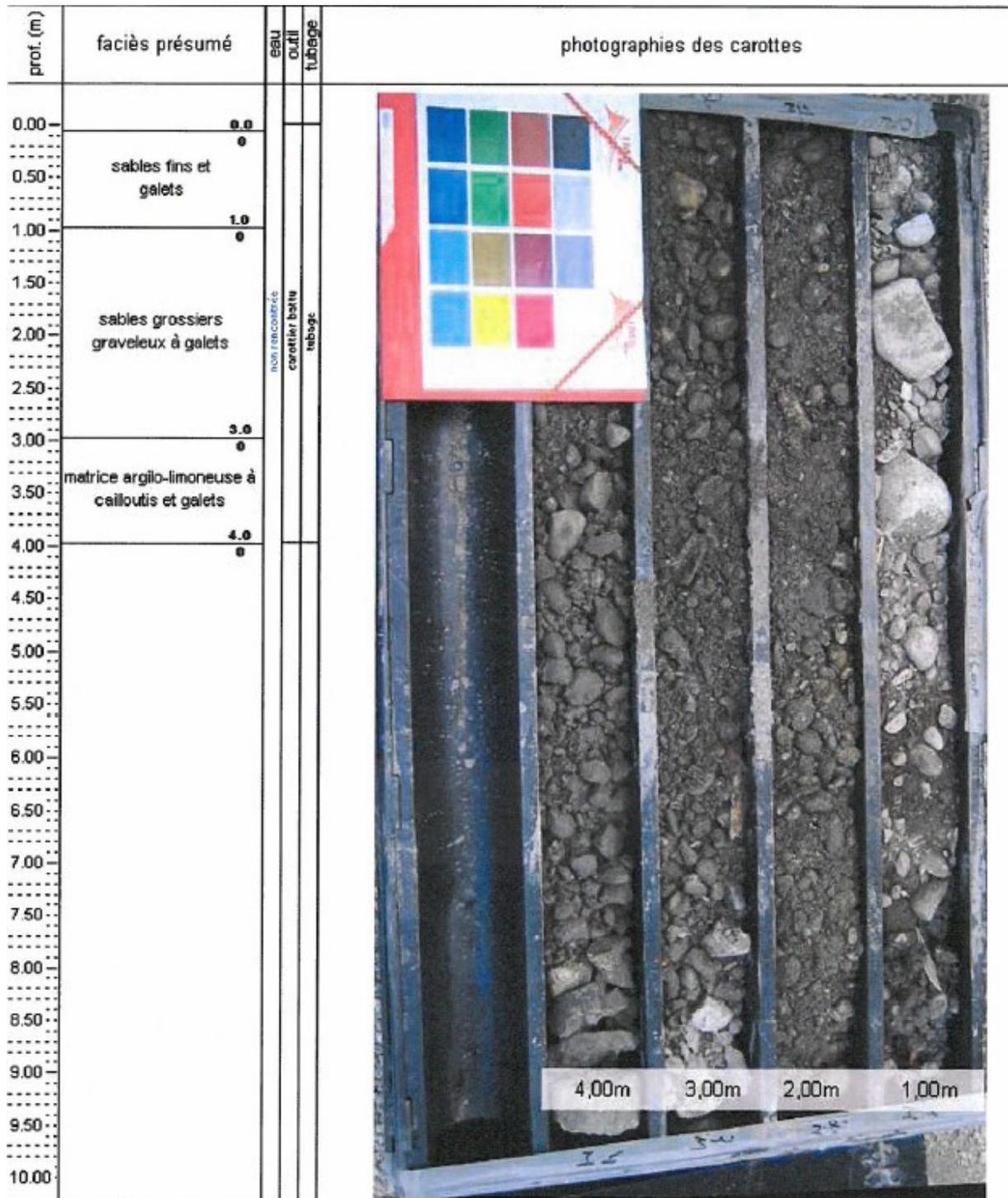


FIGURE A.7 – Digue B : log du sondage carotté réalisé depuis la crête de digue.

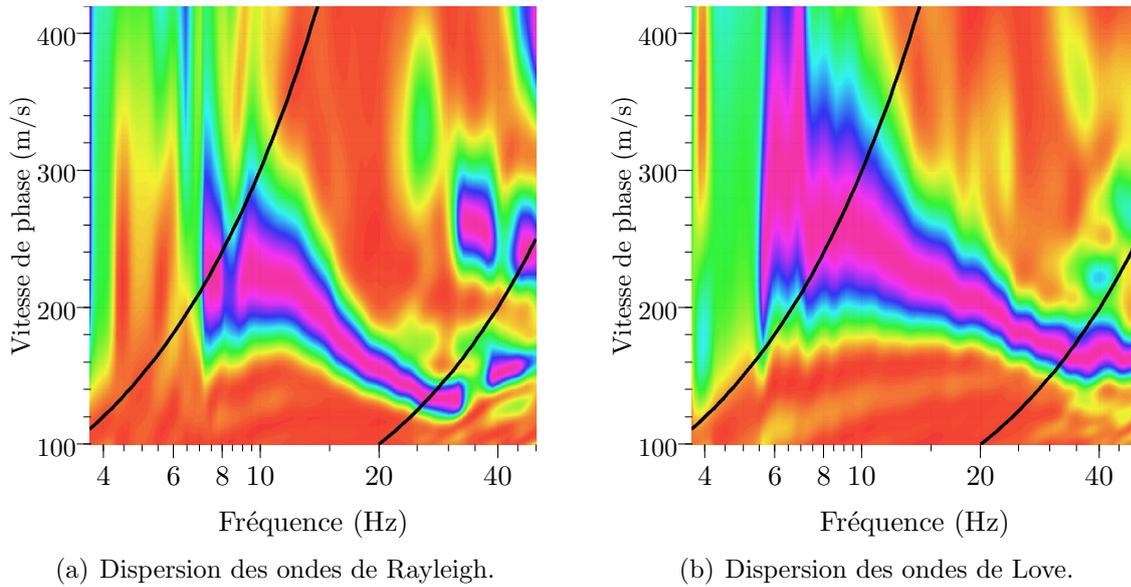


FIGURE A.8 – Digue B : graphiques de dispersion ((a) : Rayleigh et (b) : Love) obtenus au niveau du terrain naturel (pour les tirs d'offset 0 m).

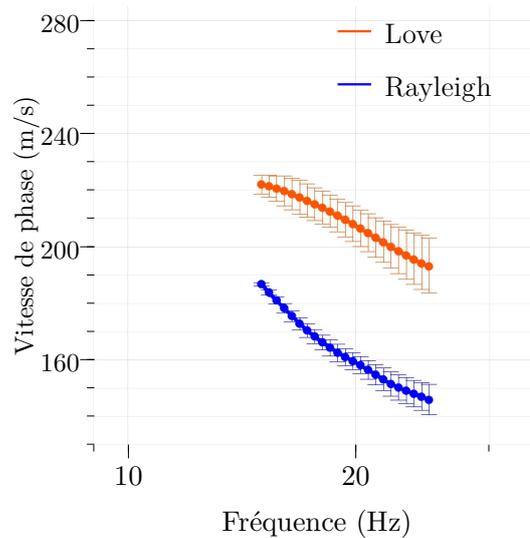


FIGURE A.9 – Digue B : courbes de dispersion moyenne des ondes de Love et Rayleigh utilisées pour l'inversion du profil de V_S au niveau du terrain naturel.

A.2.3 Mesures ponctuelles de vibrations ambiantes : compléments

Ce paragraphe permet de présenter quelques compléments relatifs aux vibrations ambiantes mesurées sur le site B. Tout d'abord, la figure A.10 fournit les spectres de Fourier

moyens des trois composantes des vibrations ambiantes acquises en crête et pied de digue. Ces spectres sont utiles à la validation des courbes H/V obtenues. En particulier, ils permettent de détecter un pic industriel (amplification du spectre « étroite » sur les trois composantes, particulièrement visible au niveau du terrain naturel) pour une fréquence de résonance proche de 4.5 Hz. L'allure des spectres des trois composantes des vibrations ambiantes à basse fréquences permet de valider la fréquence fondamentale de résonance obtenue à 0.3 Hz.

Par ailleurs, la figure A.11 permet d'évaluer la polarisation des vibrations ambiantes : les courbes H/V sont calculées en considérant comme composante horizontale soit uniquement la composante transverse, soit uniquement la composante longitudinale à l'axe de la digue. Une amplitude plus forte de la courbe H/V au niveau du pic lorsque la composante transversale est utilisée peut être le signe de la présence d'effets topographiques. Dans le cas du site B, les courbes sont identiques (pas de polarisation privilégiée des vibrations ambiantes) et aucun effet topographique n'est mis en évidence.

A.3 Digue C

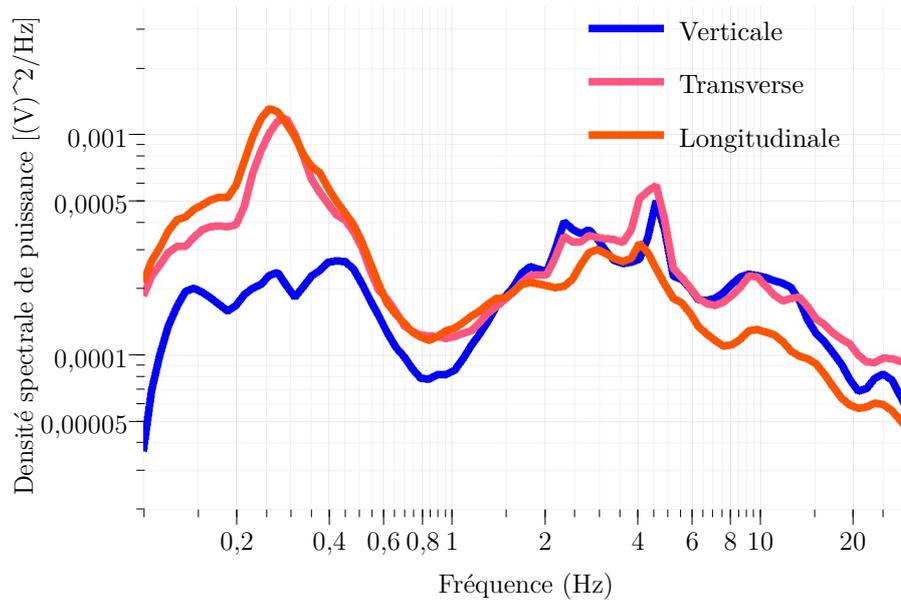
A.3.1 Données géotechniques

Cette section fournit les données géotechniques disponibles sur le site C avec :

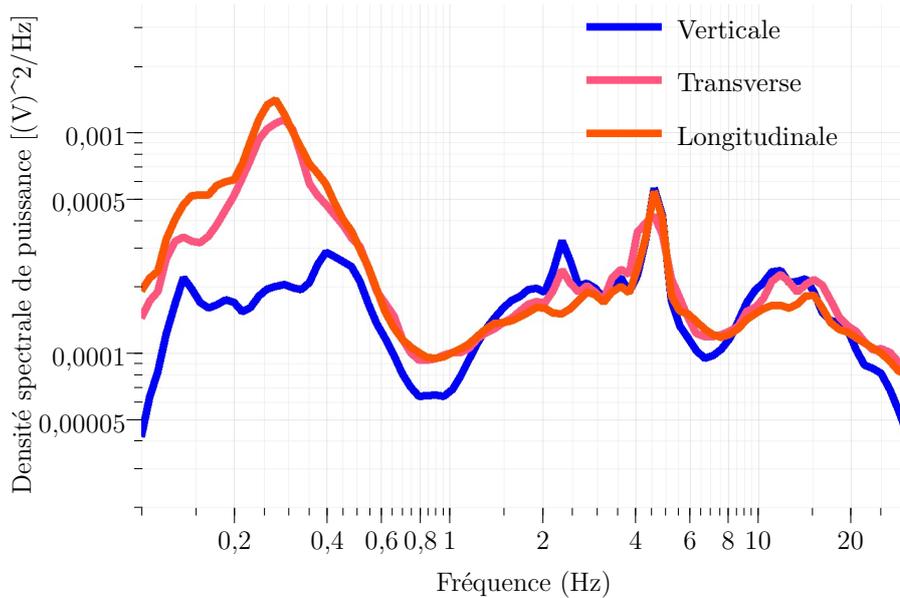
- les résultats du test SPT réalisé depuis la crête de digue, sur la figure A.12;
- les résultats du test SPT en pied de digue, sur la figure A.13;
- le log d'un sondage carotté fourni sur la base de donnée Infoterre, réalisé au niveau du terrain naturel, sur la figure A.14.

A.3.2 Courbes de dispersion

Courbes de dispersion en crête Les graphiques de dispersion des ondes de Rayleigh et Love obtenus en crête de digue par mesure MASW (tirs d'offset 57.5 m) sont présentés sur la figure A.15. Les courbes de dispersion moyennes (sur tous les offsets) associées à leur écart-type utilisées pour l'inversion du profil de vitesse en crête de digue sont présentées sur la figure A.16(a).



(a) Crête.



(b) Terrain naturel.

FIGURE A.10 – Digue B : spectres moyens des trois composantes des vibrations ambiantes mesurées (a) en crête de digue et (b) au niveau du terrain naturel. (Présence d'un pic industriel vers 4.5 Hz).

Courbes de dispersion au niveau du terrain naturel Les graphiques de dispersion des ondes de Rayleigh et Love obtenus au niveau du terrain naturel par mesure MASW (tirs d'offset 56 m) sont présentés sur la figure A.17. Les courbes de dispersion moyennes (sur tous les offsets) associées à leur écart-type utilisées pour l'inversion du profil de

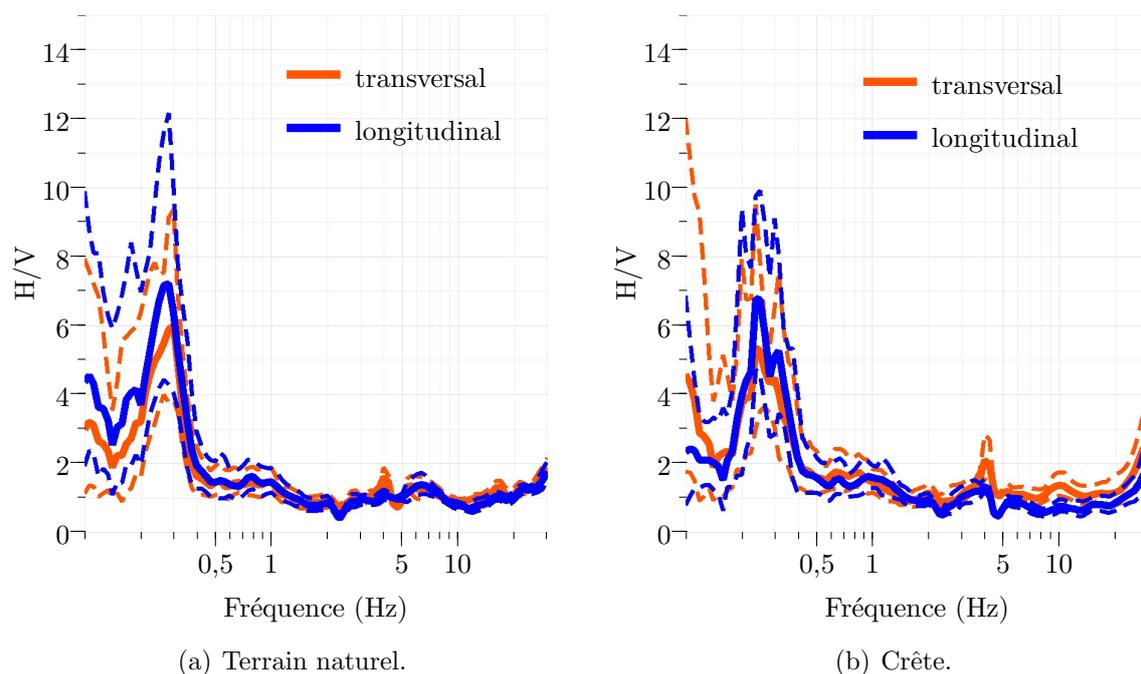


FIGURE A.11 – Digue I : polarisation des courbes H/V (a) au niveau du terrain naturel et (b) en crête. — : rapport moyen entre la composante horizontale et la composante verticale et - - : écart-type sur ce rapport.

vitesse au niveau du terrain naturel sont présentées sur la figure A.16(b).

A.3.3 Mesures ponctuelles de vibrations ambiantes : compléments

Les spectres de Fourier des trois composantes des vibrations ambiantes mesurées en crête et au niveau du terrain naturel sur le site C sont présentés sur la figure A.18. La figure A.19 permet d'identifier la polarisation du champ d'onde au niveau de la digue C, en montrant les courbes H/V obtenues (au niveau du terrain naturel et en crête) en considérant pour le mouvement horizontale soit uniquement la composante transverse, soit uniquement la composante longitudinale. Au niveau du terrain naturel, les deux courbes H/V (transverse et longitudinale) sont identiques : aucune polarisation privilégiée n'est mise en évidence. Au contraire, un effet de polarisation est mis en évidence en crête de digue, l'amplitude selon la composante transverse étant beaucoup plus grande que selon la composante longitudinale. Cette polarisation localisée du champ d'onde selon la direction transverse peut indiquer la présence d'effets topographiques.

La figure A.20 permet d'illustrer la variation de l'amplitude du plateau observé sur

Compléments sur l'étude d'ouvrages réels

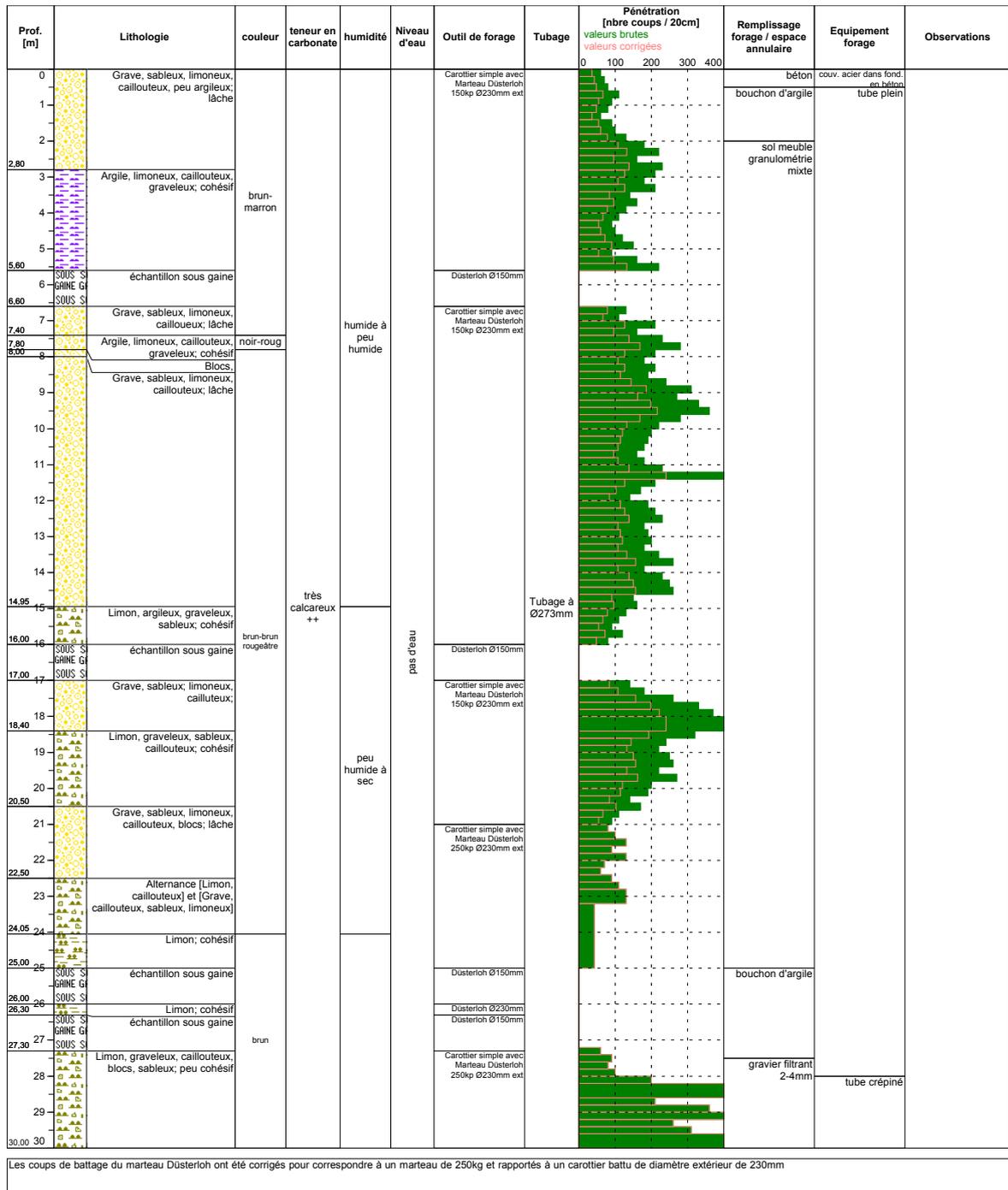


FIGURE A.12 – Digue C : données SPT en crête de digue.

la courbe H/V entre 1 Hz et 6 Hz avec la position des points de mesure le long du talus de la digue. L'amplitude du plateau diminue d'un facteur 2 entre la crête de digue et le

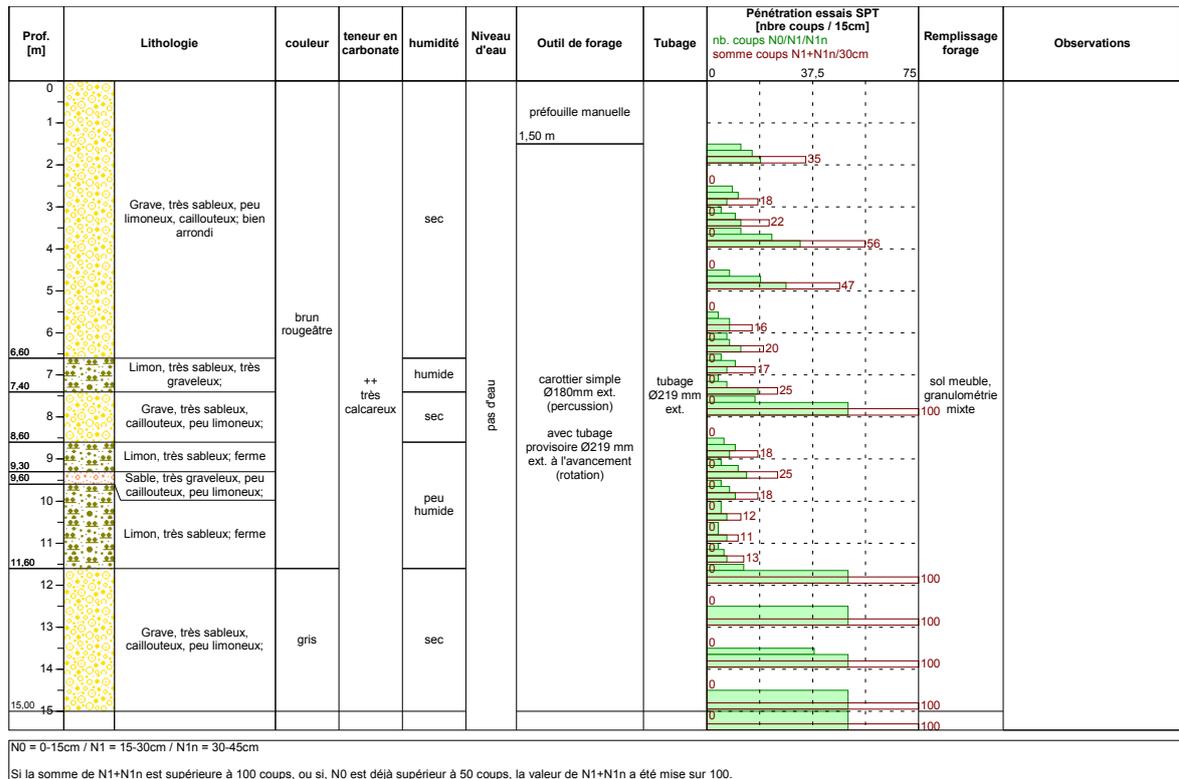


FIGURE A.13 – Digue C : données SPT en pied de digue.

« point 2 » (voir localisation sur la figure A.20(a)) situé en partie supérieure du talus. L'évolution des spectres de Fourier des trois composantes des vibrations ambiantes avec la position des points de mesure est présentée, avec le même code couleur que celui utilisé sur la figure A.20, sur la figure A.21.

A.4 Digue D

A.4.1 Données géotechniques

La figure A.22 présente les données de résistance de pointe mesurées depuis la crête de digue jusqu'au toit de la tourbe (soit sur une profondeur de 10 m).

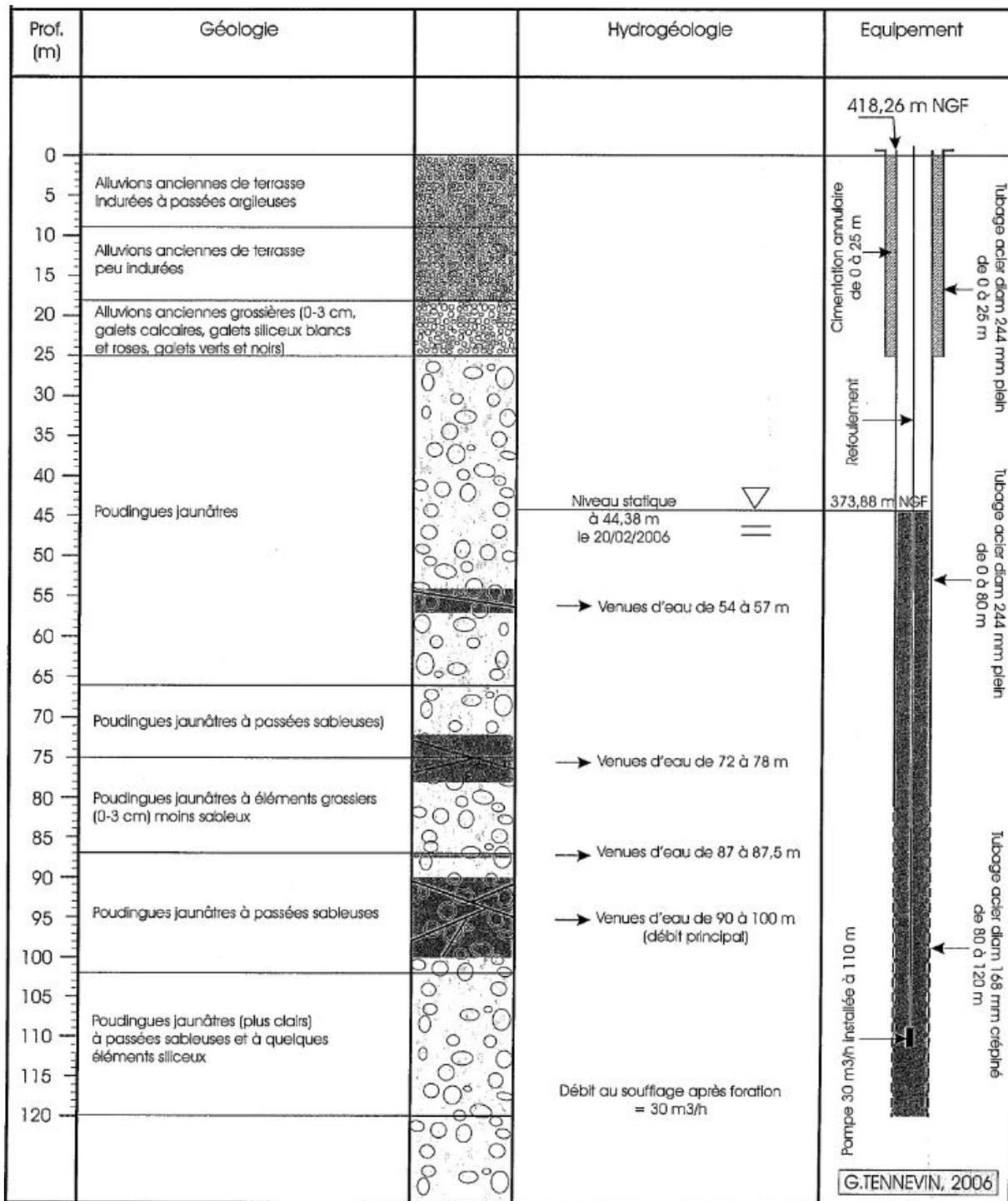


FIGURE A.14 – Digue C : log de sondage carotté disponible à proximité du pied de digue.

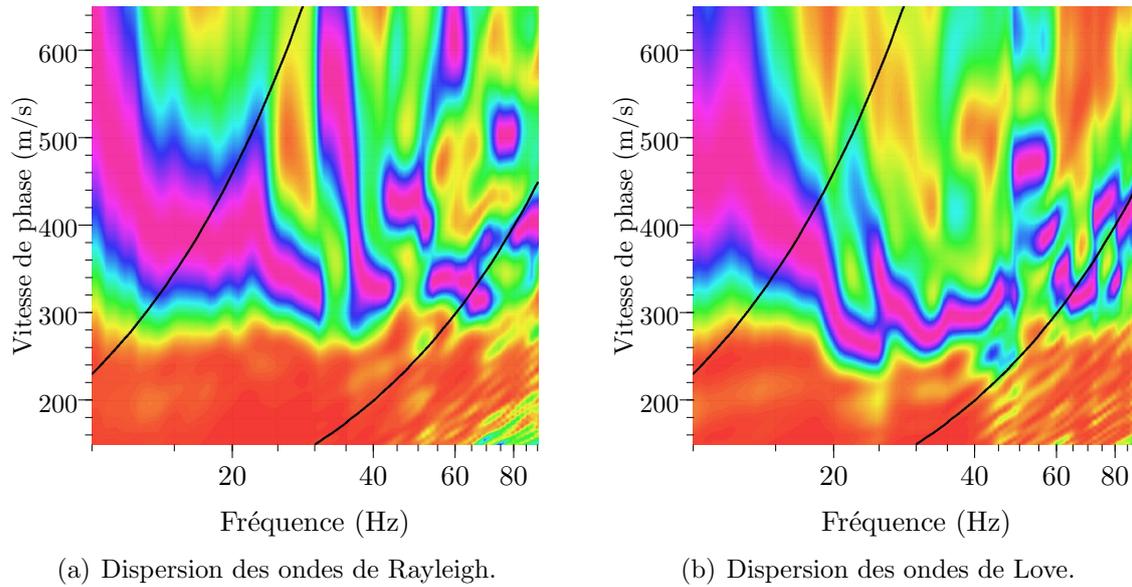


FIGURE A.15 – Digue C : graphiques de dispersion ((a) : Rayleigh et (b) : Love) obtenus en crête de digue (pour les tirs d'offset 57.5 m).

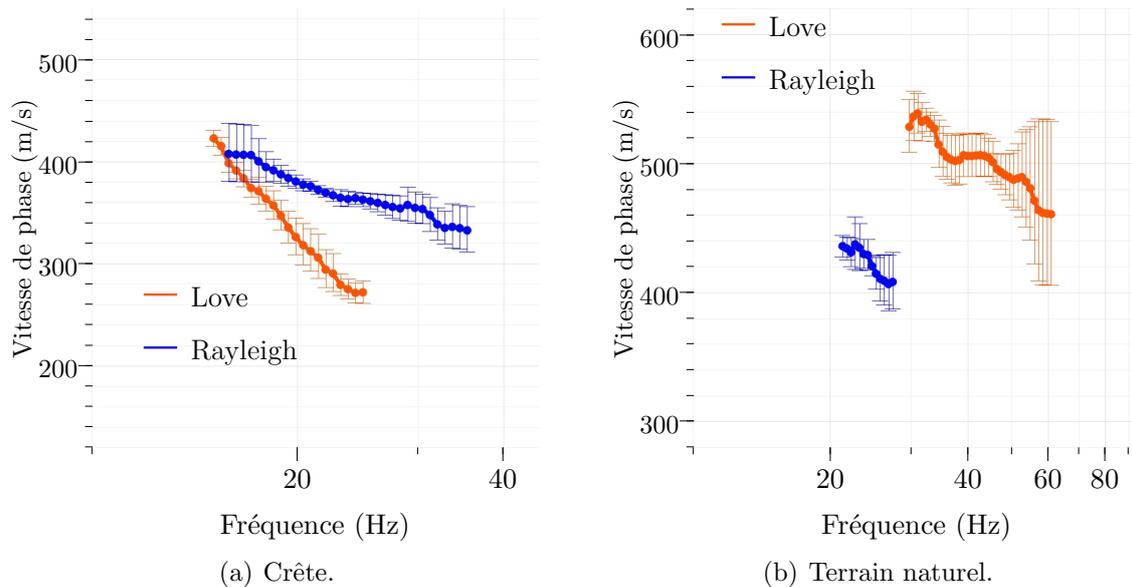


FIGURE A.16 – Digue C : courbes de dispersion moyennes (et écart-type) des ondes de Love et Rayleigh utilisées pour l'inversion des profils de V_S depuis (a) la crête de digue et (b) le terrain naturel.

A.4.2 Courbes de dispersion

Courbes de dispersion en crête Les graphiques de dispersion des ondes de Rayleigh et Love obtenus en crête de digue par mesure MASW (tirs d'offset -10 m) sont présentés

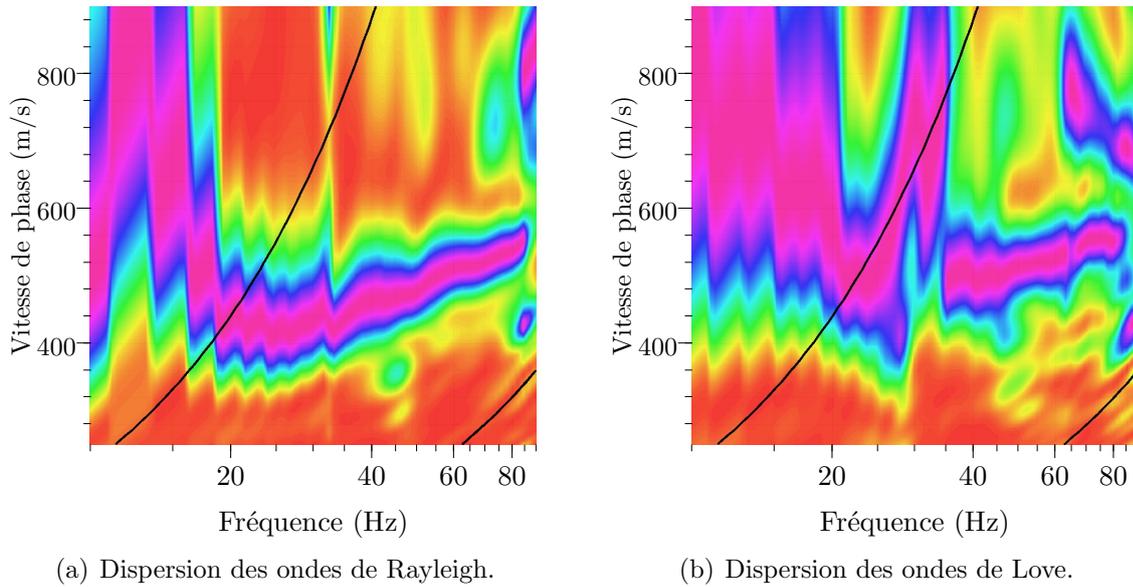


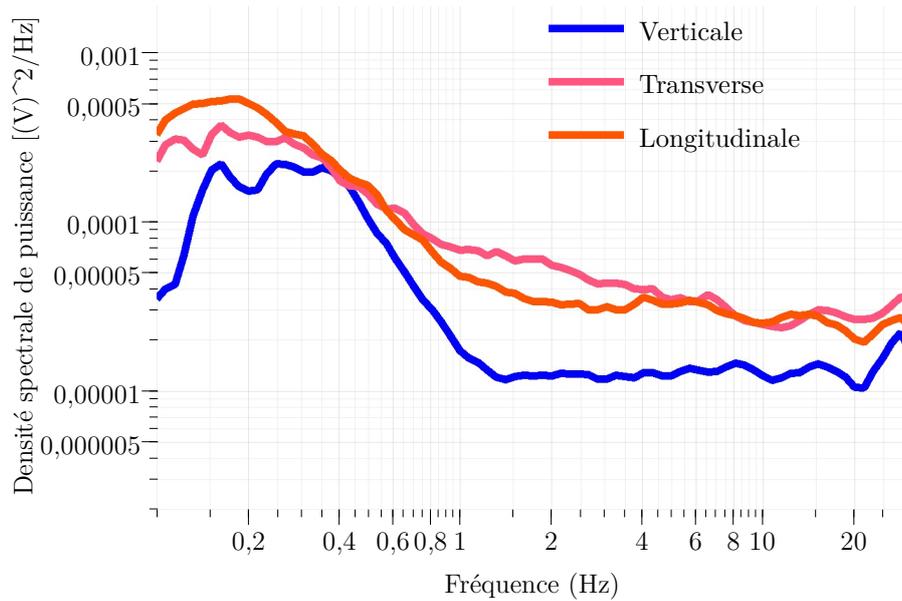
FIGURE A.17 – Digue C : graphiques de dispersion ((a) : Rayleigh et (b) : Love) obtenus au niveau du terrain naturel (pour les tirs d'offset 56 m).

sur la figure A.23. Les courbes de dispersion moyennes (sur tous les offsets) associées à leur écart-type utilisées pour l'inversion des profils de vitesse sous la crête sont présentées sur la figure A.24(a).

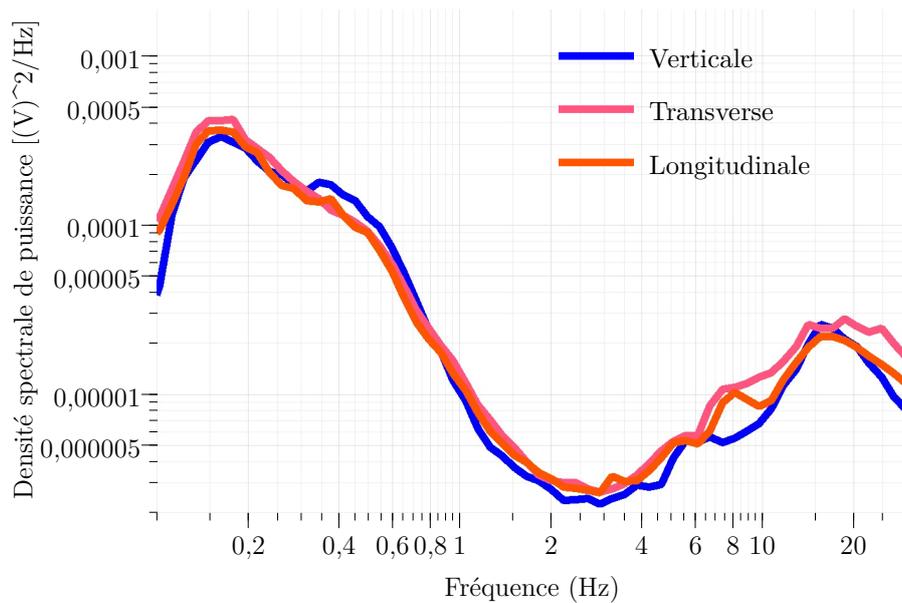
Courbes de dispersion au niveau du terrain naturel Les graphiques de dispersion des ondes de Rayleigh et Love obtenus au niveau du terrain naturel par mesure MASW (tirs d'offset -10 m) sont présentés sur la figure A.25. Les courbes de dispersion moyennes (sur tous les offsets) associées à leur écart-type utilisées pour l'inversion des profils de vitesse au niveau du terrain naturel sont présentées sur la figure A.24(b).

A.4.3 Mesures ponctuelles de vibrations ambiantes : compléments

Pour permettre l'interprétation des pics sur les différentes courbes H/V, les spectres moyens des vibrations ambiantes selon chaque composante sont calculés et représentés sur la figure A.26. Comme précédemment, les courbes H/V en crête et pied de digue sont calculées selon les deux directions horizontales (longitudinale et transversale) et sont présentées sur la figure A.27. Les résultats obtenus en crête et au niveau du terrain naturel sont similaires.



(a) Crête.



(b) Terrain naturel.

FIGURE A.18 – Digue C : spectres moyens des trois composantes des vibrations ambiantes mesurées (a) en crête de digue et (b) au niveau du terrain naturel. (Présence d'un pic industriel vers 4.5 Hz).

La figure A.28 montre l'évolution des courbes H/V moyennes obtenues le long du profil de mesure transversal à la digue depuis la crête jusqu'au terrain naturel. Il est possible de constater sur ces courbes la diminution progressive de l'amplitude du second pic (vers 1.5 Hz) lorsque les points de mesure se rapprochent de la crête de digue. Cette

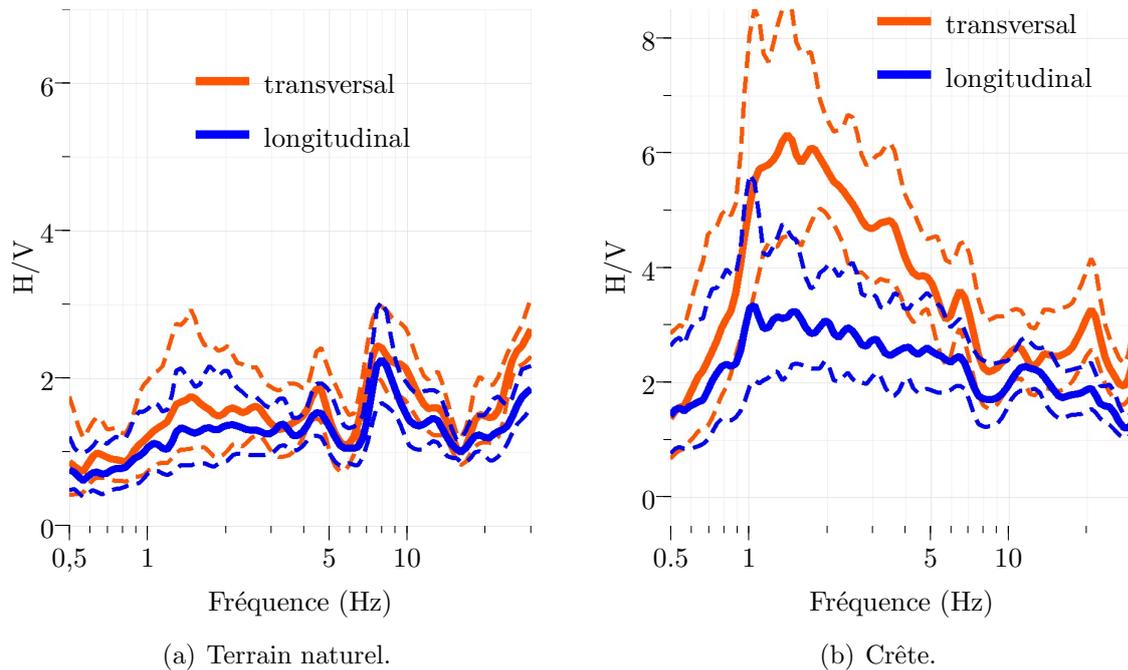


FIGURE A.19 – Digue C : polarisation des courbes H/V (a) au niveau du terrain naturel et (b) en crête. — : rapport moyen entre la composante horizontale et la composante verticale et - - : écart-type sur ce rapport.

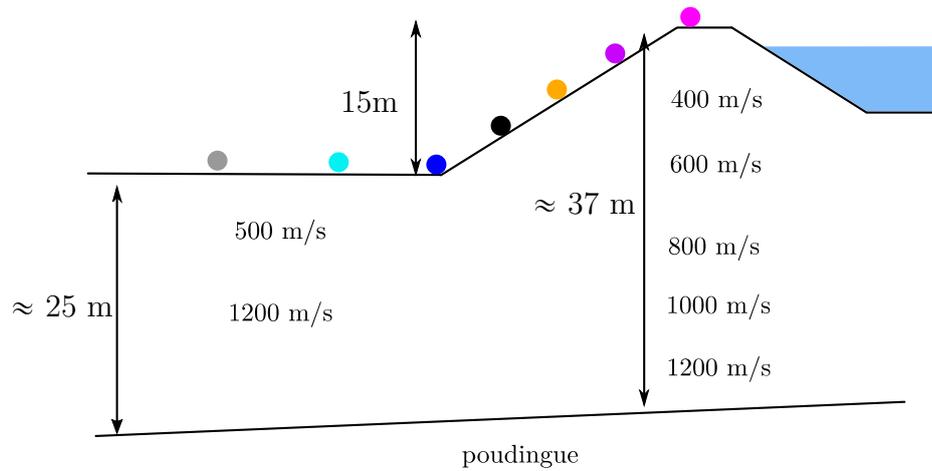
observation est justifiée ci-après à l'aide de l'utilisation de profils de V_S synthétiques.

A.4.4 Analyses complémentaires à partir de profils synthétiques

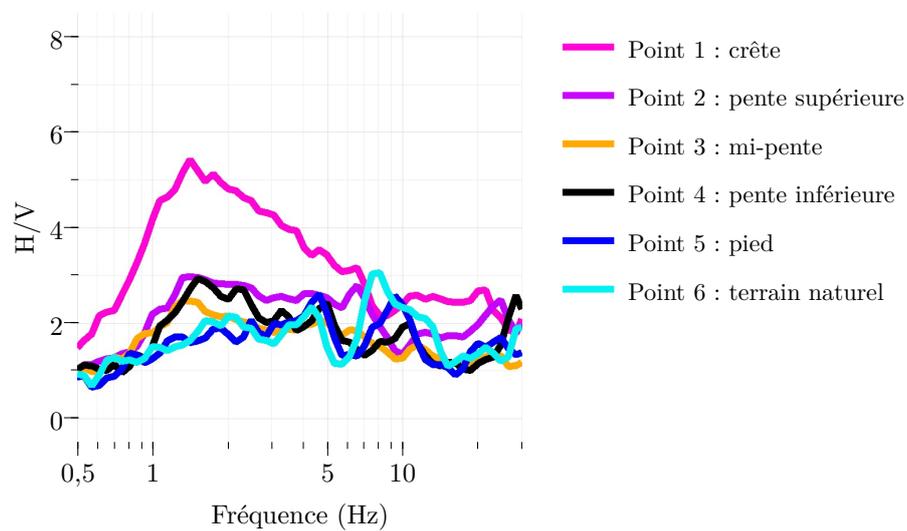
Les mesures complémentaires en réseau dont les résultats sont présentés sur la figure 2.18 apportent un éclairage sur les caractéristiques du site étudié. Les profils inversés au niveau du terrain naturel concordent avec les courbes H/V et les courbes de dispersion des ondes de Love et de Rayleigh. En combinant l'un de ces profils, appelé profil de référence, à des profils synthétiques, il est possible de justifier les courbes H/V obtenues sur la digue ainsi que l'incapacité des analyses MASW à fournir des résultats probants.

Pour simplifier l'analyse, un seul profil de vitesse, appelé profil de référence, est retenu au niveau du terrain naturel. Celui-ci est représenté en noir sur la figure 2.18. Il se compose de 4 couches sur un demi-espace :

- Couche 1 : entre 0 m et 5 m de profondeur, limons, vitesse des ondes de cisaillement de 120m/s ;
- Couche 2 : entre 5 m et 9 m de profondeur, tourbe, vitesse des ondes de cisaillement de 70 m/s ;



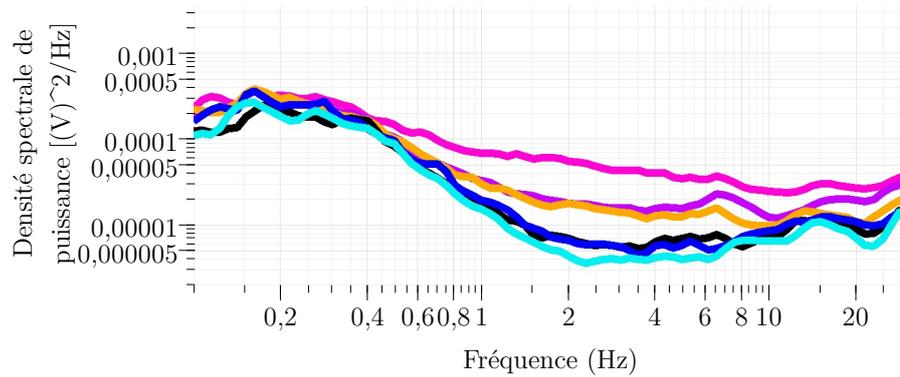
(a) Localisation des points de mesure ponctuelle des vibrations ambiantes.



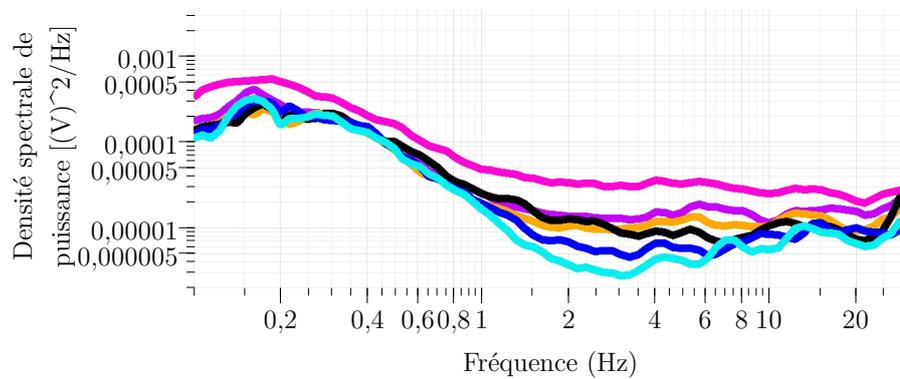
(b) Courbes H/V moyennes correspondantes.

FIGURE A.20 – Digue C : courbes H/V obtenues le long du profil en travers de la digue : (a) localisation des points de mesure et (b) courbes H/V moyennes correspondantes.

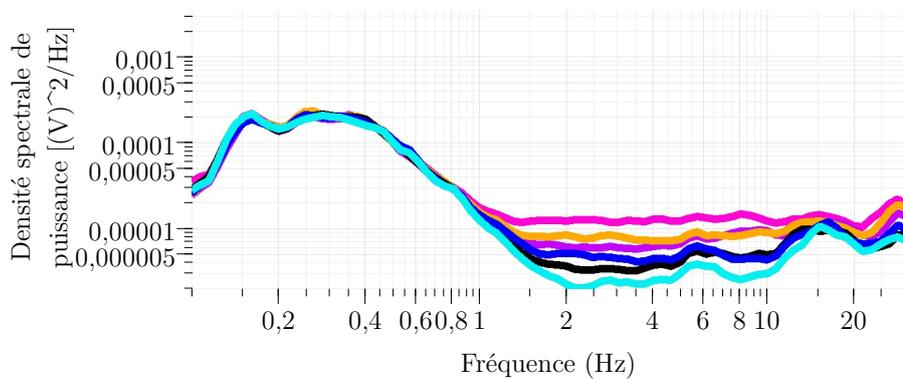
- Couche 3 : entre 9 m et 12 m de profondeur, limons, vitesse des ondes de cisaillement de 110m/s
- Couche 4 : entre 12 m et 82 m de profondeur, graves, vitesse des ondes de cisaillement de 300 m/s
- Substratum : au-delà de 82 m de profondeur, vitesse des ondes de cisaillement de 1500 m/s.



(a) Composante transversale.



(b) Composante longitudinale.



(c) Composante verticale.

FIGURE A.21 – Digue C : évolution des spectres moyens des trois composantes des vibrations ambiantes ((a) : transversale, (b) longitudinale et (c) verticale) le long du profil de mesure transversal à la digue. Les couleurs sont associées à la localisation des points de mesure (voir figure A.20).

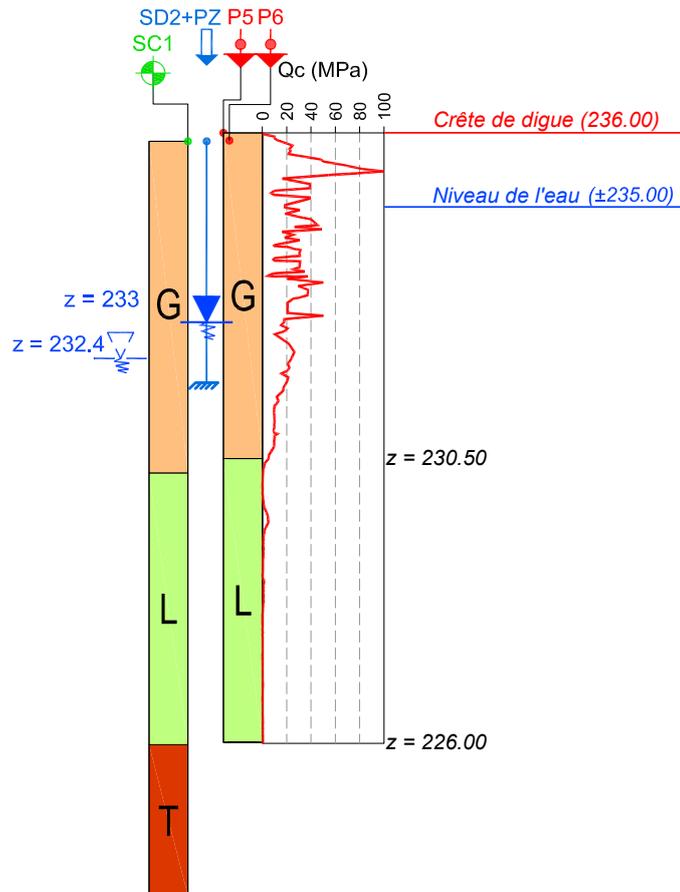


FIGURE A.22 – Digue D : données de résistance de pointe depuis la crête de digue.

A.4.4.1 Analyse de la cohérence des courbes H/V

La fonction de transfert SH et la courbe d'ellipticité des ondes de Rayleigh sont calculées à partir du profil de référence issu des reconnaissances complémentaires et sont présentées sur les figures A.29(a) et A.29(a) respectivement. Celles-ci expliquent les courbes H/V obtenues aux différents points du réseau. En effet, un pic à une fréquence de l'ordre de 0.8 Hz et un second pic à une fréquence d'environ 2 Hz sont retrouvés sur ces courbes.

Influence du contraste en profondeur Le profil de référence présente un contraste vers 80 m de profondeur. Comme l'illustre la figure A.30, ce contraste en profondeur est à l'origine de la fréquence de résonance vers 0.8 Hz. Lorsque celui-ci est supprimé (profil synthétique en pointillés vert sur la figure A.30(a)), le pic n'apparaît plus sur la fonction de transfert SH correspondante (en pointillés vert sur la figure A.30(b)). Le second pic

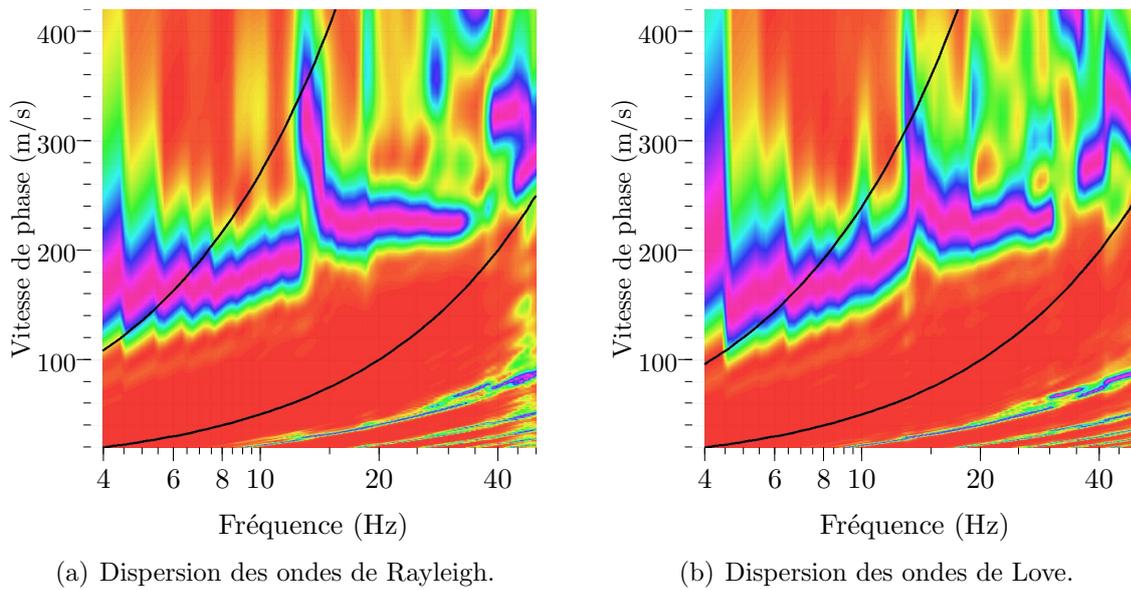


FIGURE A.23 – Digue D : graphiques de dispersion ((a) : Rayleigh et (b) : Love) obtenus en crête de digue (pour les tirs d'offset -10 m).

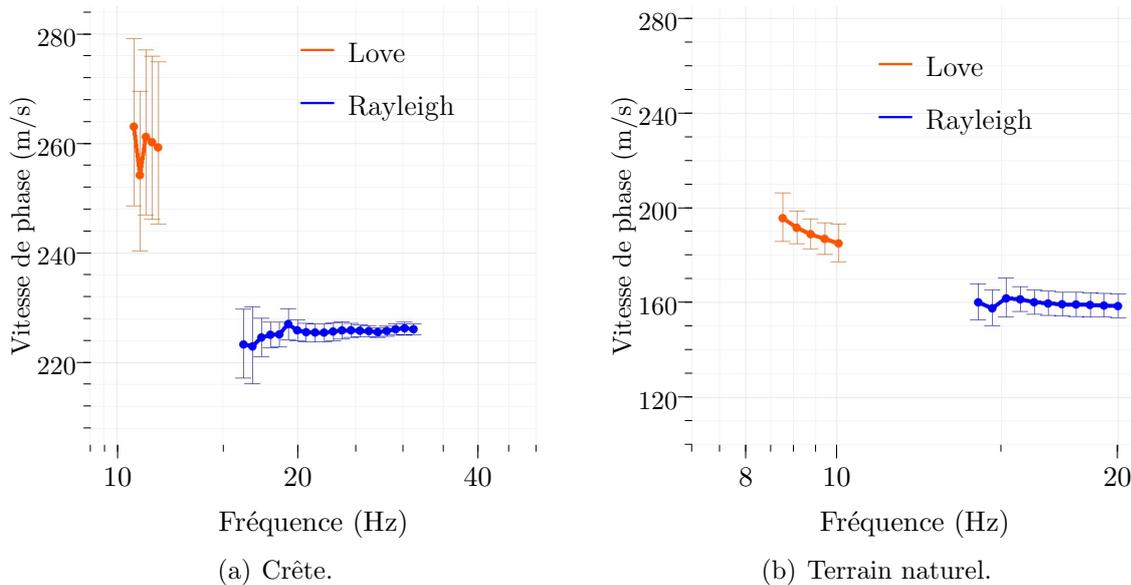


FIGURE A.24 – Digue D : courbes de dispersion moyennes (plus ou moins l'écart-type) des ondes de Love et Rayleigh utilisées pour l'inversion des profils de V_S depuis (a) la crête de digue et (b) le terrain naturel.

est par contre conservé, avec une amplitude diminuée.

Comme l'illustrera la figure A.34, la méthode MASW telle qu'appliquée lors de la campagne initiale, ne peut pas permettre de retrouver le profil de vitesse des ondes de ci-

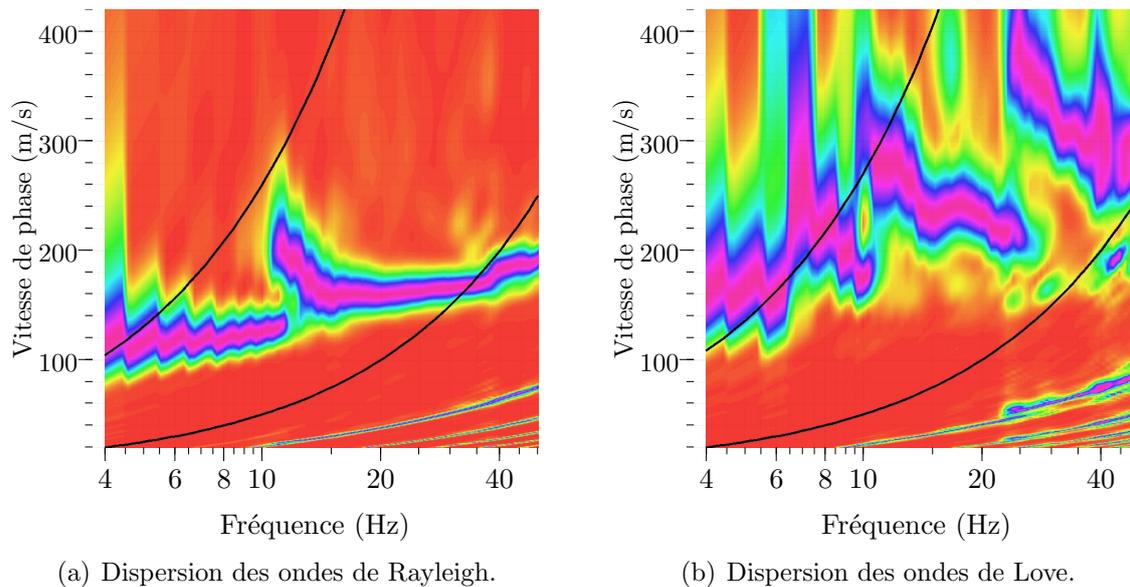
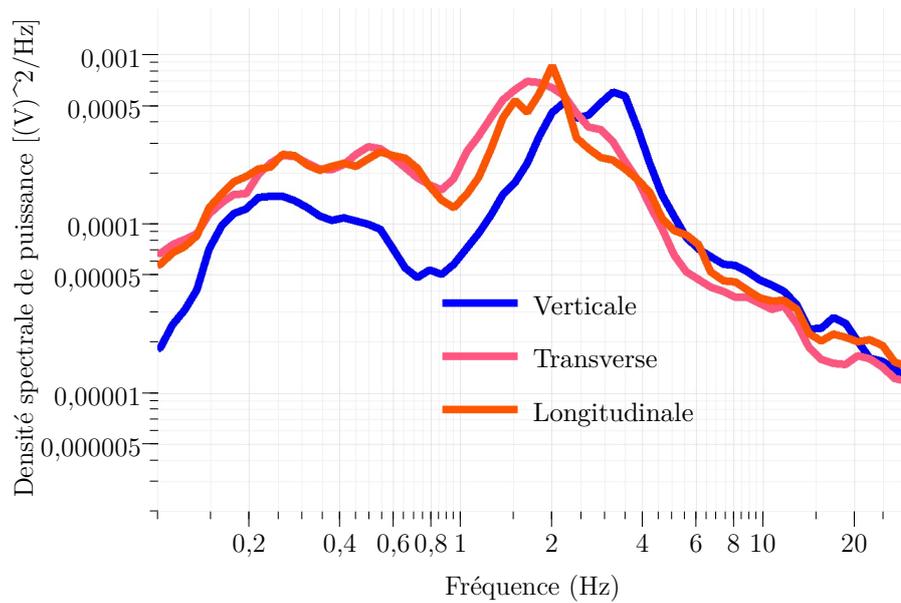


FIGURE A.25 – Digue D : graphiques de dispersion ((a) : Rayleigh et (b) : Love) obtenus au niveau du terrain naturel (pour les tirs d’offset -10 m).

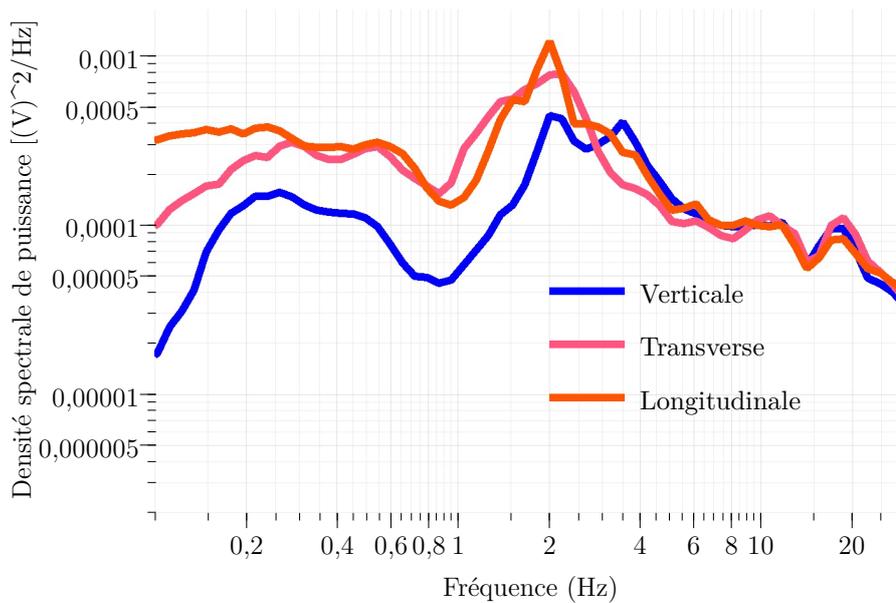
saillement jusqu’à une telle profondeur. Sans l’information en profondeur, il n’est pas possible de justifier le pic observé à basse fréquence.

Influence de la vitesse des ondes de cisaillement dans la tourbe La vitesse dans la tourbe est de 70 m/s sur le profil de référence (couche 2 m de 4 m d’épaisseur). Pour étudier l’influence de cette valeur sur la fonction de transfert SH, les quatre vitesses suivantes sont utilisées sur des profils synthétiques décrits sur la figure A.31(a) : $V_t = 30$ m/s (cyan) ; $V_t = 50$ m/s (bleu) ; $V_t = 90$ m/s (jaune) ; $V_t = 110$ m/s (rouge). Sur cette figure, le profil de référence est en noir. Les fonctions de transfert correspondantes, présentées sur la figure A.31(b) montrent que la vitesse dans la tourbe influence l’amplitude du pic à 0.8 Hz mais relativement peu la fréquence de ce pic. Celle-ci reste dominée par le contraste en profondeur. La fréquence du second pic varie par contre de manière plus importante. L’amplitude est aussi modifiée. Ce pic, vers 2 Hz, est ainsi lié à la couche molle en surface, et est très sensible à la vitesse dans les 4 mètres de tourbe.

Influence de l’épaisseur de la tourbe Une épaisseur plus faible ou plus importante de tourbe influence aussi la fréquence de résonance du second pic comme l’illustre la figure A.32. L’impact est néanmoins plus limité. Deux profils synthétiques sont considérés en plus du profil de référence, ils sont présentés sur la figure A.32(a). L’épaisseur de tourbe,



(a) Crête.



(b) Terrain naturel.

FIGURE A.26 – Digue D : spectres moyens des trois composantes des vibrations ambiantes mesurées (a) en crête de digue et (b) au niveau du terrain naturel.

notée H_t , est égale à 2 m sur le profil cyan, 4 m sur le profil noir (référence) et 6 m sur le profil magenta.

Les propriétés de la tourbe ont une forte influence sur la fréquence de résonance du second pic. Ceci explique en partie la forte variabilité au niveau de ce pic observée sur les

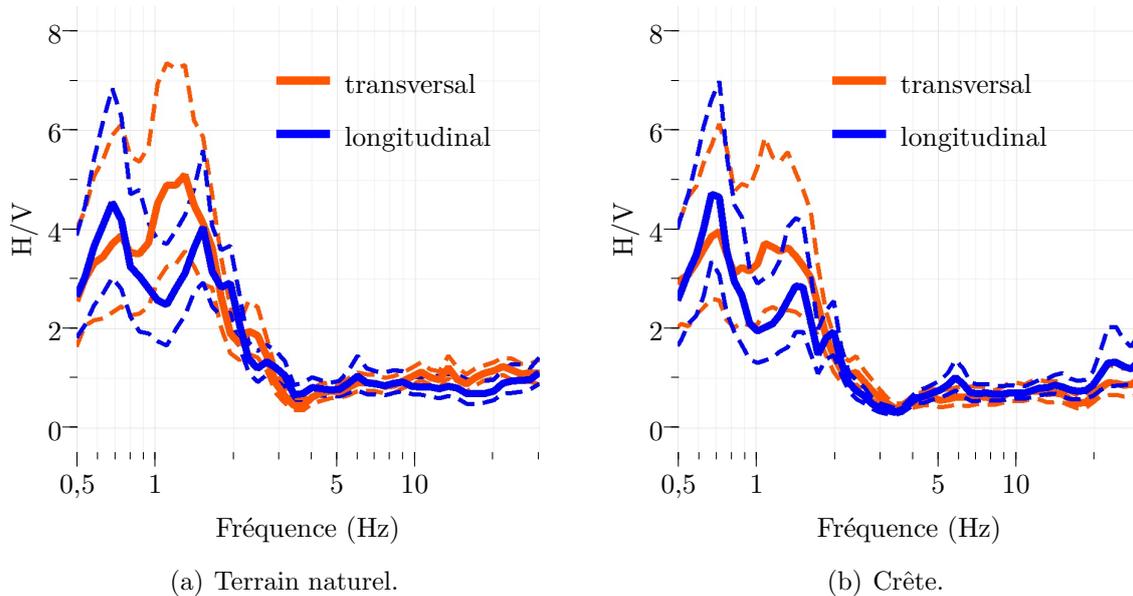


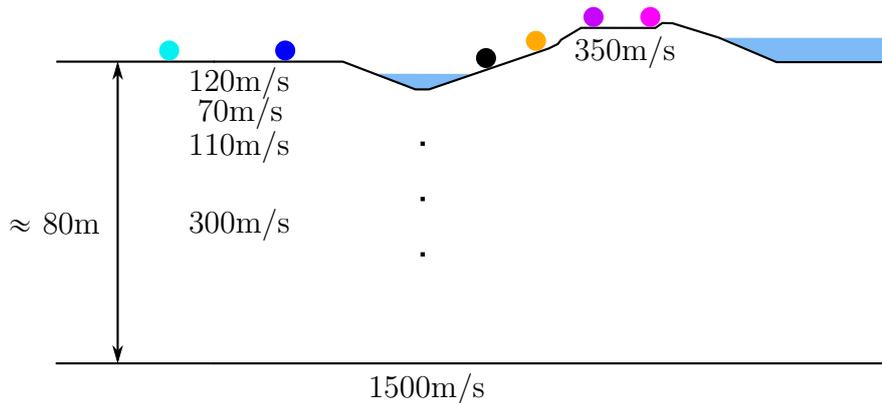
FIGURE A.27 – Digue D : polarisation des courbes H/V (a) au niveau du terrain naturel et (b) en crête. — : rapport moyen entre la composante horizontale et la composante verticale et - - : écart-type sur ce rapport.

courbes H/V avec les différentes stations du réseau. L'évolution de la fréquence de résonance de ce pic entre différents points peut donner une indication sur les caractéristiques du sol mou.

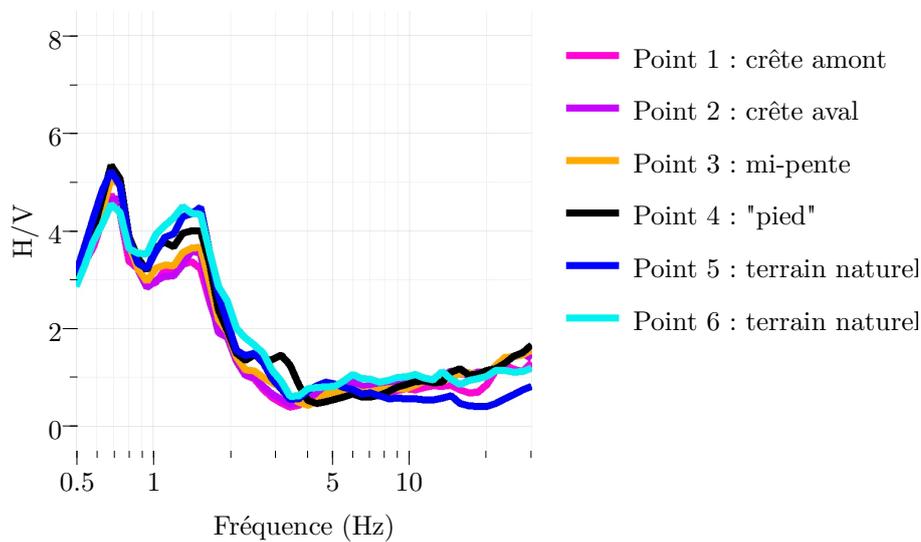
A.4.4.2 Courbes de dispersion synthétiques

A partir du profil vitesse de référence, les cinq premiers modes de dispersion des ondes de Rayleigh sont calculés et représentés sur la figure A.33. Il est possible de constater sur cette figure une superposition de modes (entourée en rouge). Les maxima d'énergie sur un graphique de dispersion risquent de se situer le long de cette superposition de modes plutôt que sur les courbes de dispersion. La courbe pointée ne peut alors être inversée convenablement. Ce phénomène de superposition de modes est observé sur tous les graphiques de dispersion issus des mesures MASW. Dans le cas présent, la superposition de modes est liée à la présence d'une couche à moindre vitesse dans le sol. La comparaison des courbes de dispersion pointées lors de la campagne de reconnaissance complémentaire aux courbes de dispersion théoriques des ondes de Love et Rayleigh révèle que la partie haute-fréquence des courbes (globalement au-delà de 8 Hz) se situe de manière systématique à cheval sur plusieurs modes de dispersion.

Les courbes de dispersion pointées au-delà de 10 Hz suite aux mesures MASW au



(a) Localisation des points de mesure ponctuelle des vibrations ambiantes.



(b) Courbes H/V moyennes correspondantes.

FIGURE A.28 – Digue D : courbes H/V obtenues le long du profil en travers de la digue : (a) localisation des points de mesure et (b) courbes H/V moyennes correspondantes.

niveau du terrain naturel ne peuvent contenir l'information sur le premier contraste en vitesse vers 12 m de profondeur, comme l'illustre la figure A.34. Cette figure présente les profils synthétiques considérés pour arriver à cette conclusion (voir figure A.34(a)). Le profil noir correspond au profil de référence; le profil en pointillés vert est identique au profil de référence jusqu'à 80 m de profondeur, mais ne présente pas d'augmentation de vitesse au-delà; le profil rouge est identique au profil de référence jusqu'au premier contraste (à une profondeur de -12 m). Les figures A.34(b) et A.34(c) montrent les courbes de dispersion théoriques des ondes de Rayleigh et Love (respectivement) associées à ces profils. Celles-ci révèlent que l'information sur les différents contrastes est contenu dans la partie plus basse fréquences (fréquences inférieures à 10 Hz) des courbes de dispersion

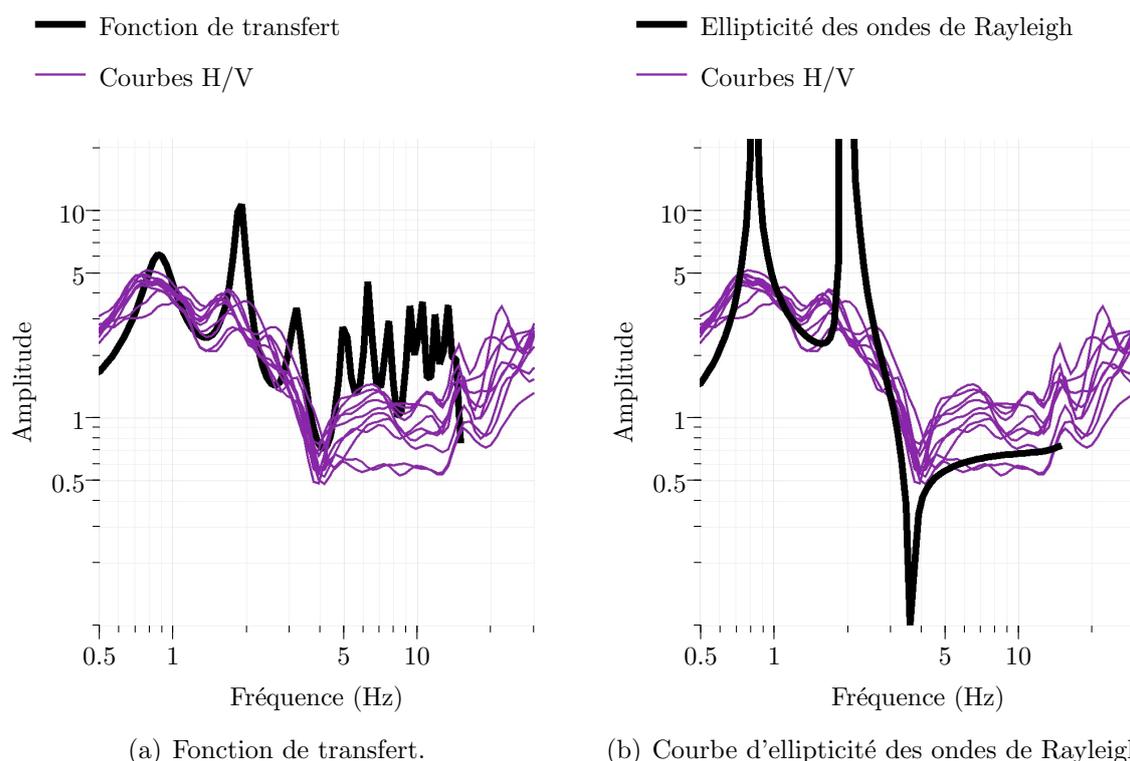


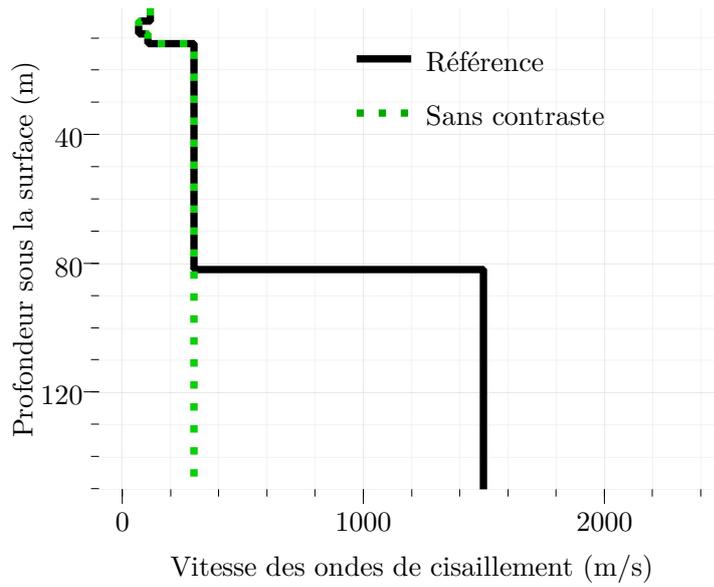
FIGURE A.29 – Comparaison des courbes H/V mesurées au niveau du terrain naturel à (a) la fonction de transfert et (b) la courbe d'ellipticité des ondes de Rayleigh associées au profil de vitesse de référence au niveau du terrain naturel.

notamment en ce qui concerne le mode fondamental.

A.5 Digue E

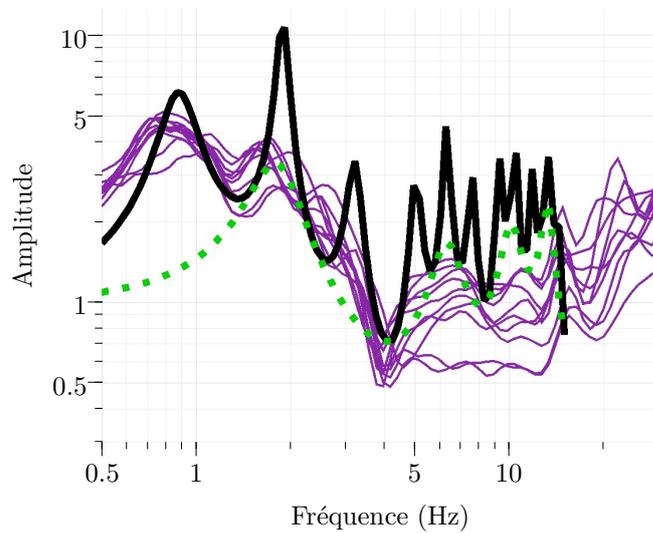
A.5.1 Données géotechniques et géophysiques

Des essais pénétrométriques ont été réalisés depuis la crête de digue, la figure A.35 montre le profil de résistance de pointe obtenu depuis la crête de digue au niveau de la section d'étude. La résistance diminue globalement avec la profondeur, et de manière particulièrement marquée vers 6 m de profondeur sous la crête de digue. Une campagne de mesures géophysiques a aussi été réalisée par un bureau d'étude, comprenant la réalisation de mesures en MASW tout au long de la crête de digue sur un grand linéaire. Les vitesses obtenues, sur environ 300 m de linéaire centrés sur la section d'étude, sont fournis sur la figure A.36. Un sol plus lâche est identifié entre 6 m et 11 m environ sous



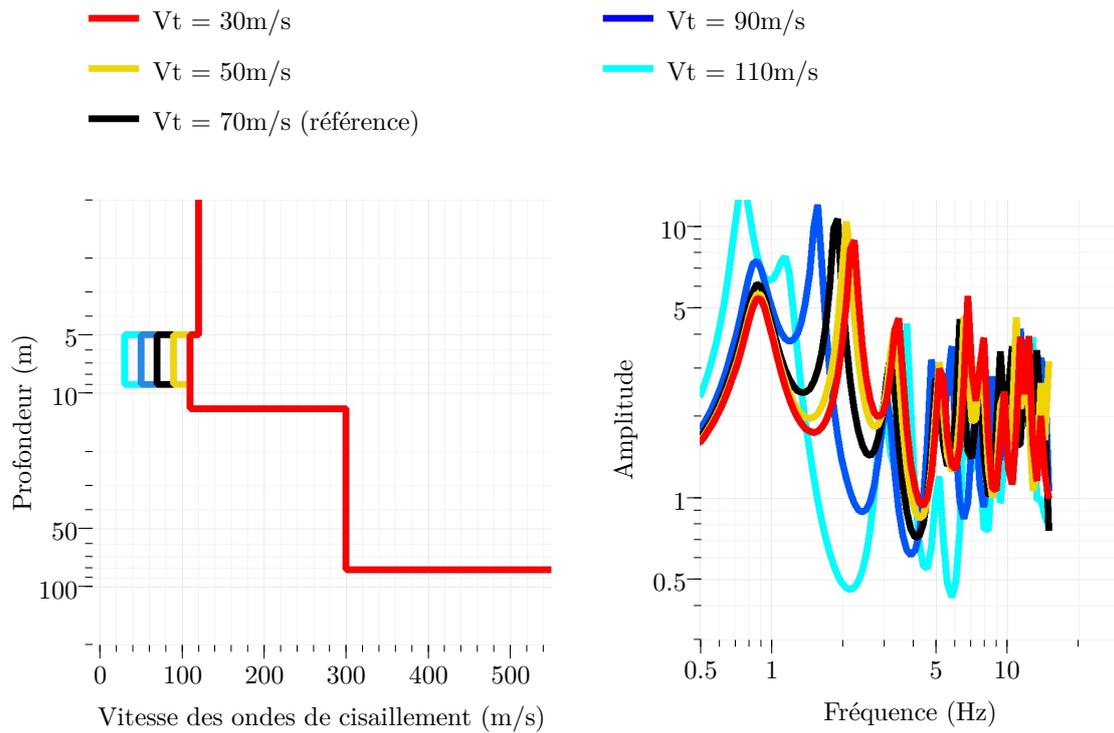
(a) Profils de vitesse.

- Fonction de transfert du profil de référence
- - - Fonction de transfert du profil sans contraste
- Courbes H/V aux différents points du réseau



(b) Fonctions de transfert 1D correspondantes.

FIGURE A.30 – Illustration du lien entre le contraste en profondeur (vers 80 m) et le pic observé à 0.7 Hz sur les courbes H/V à l'aide de (a) profils de vitesse synthétiques et de (b) leurs fonctions de transfert.



(a) Profils de vitesse.

(b) Fonctions de transfert 1D correspondantes.

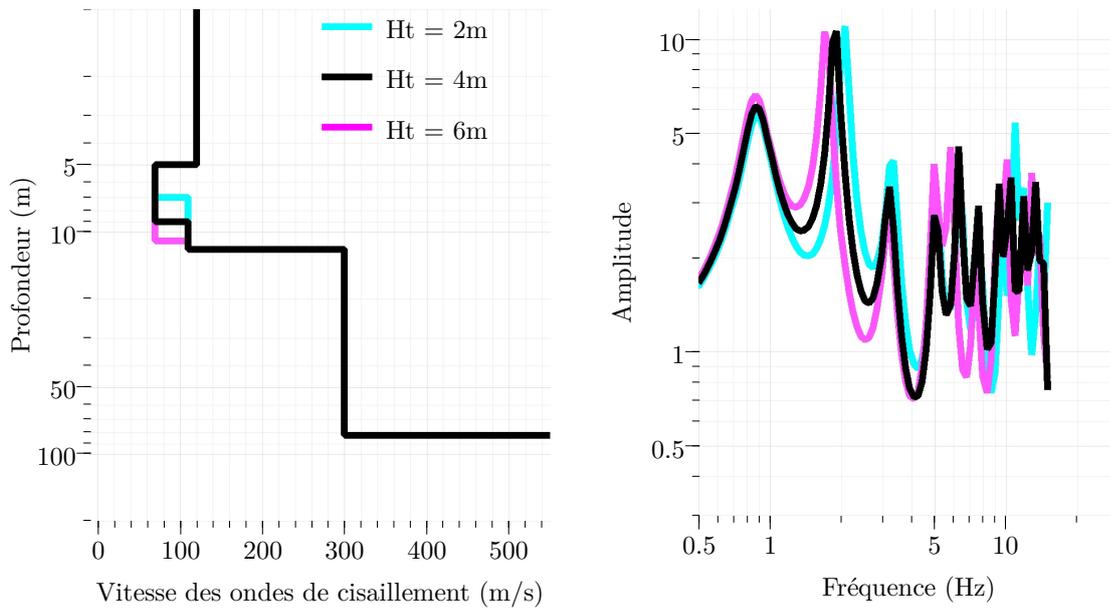
FIGURE A.31 – Illustration de l’impact de l’épaisseur de tourbe sur mes courbes H/V à l’aide de (a) profils de vitesse synthétiques et de (b) leurs fonctions de transfert.

la crête de digue (concordant avec la diminution significative de la résistance de pionte à 6 m de profondeur).

A.5.2 Courbes de dispersion

Courbes de dispersion en crête Les graphiques de dispersion des ondes de Rayleigh et Love obtenus en crête de digue par mesure MASW (tirs d’offset 57.5 m) sont présentés sur la figure A.39. Les courbes de dispersion moyennes (sur tous les offsets) associées à leur écart-type utilisées pour l’inversion des profils de vitesse des ondes de cisaillement sous la crête de digue sont présentées sur la figure A.38(a).

Courbes de dispersion au niveau du terrain naturel Les graphiques de dispersion des ondes de Rayleigh et Love obtenus au niveau du terrain naturel par mesure MASW (tirs d’offset -10 m) sont présentés sur la figure A.39(a). Les courbes de dispersion



(a) Profils de vitesse.

(b) Fonctions de transfert 1D correspondantes.

FIGURE A.32 – Illustration de l'impact de l'épaisseur de tourbe sur mes courbes H/V à l'aide de (a) profils de vitesse synthétiques et de (b) leurs fonctions de transfert.

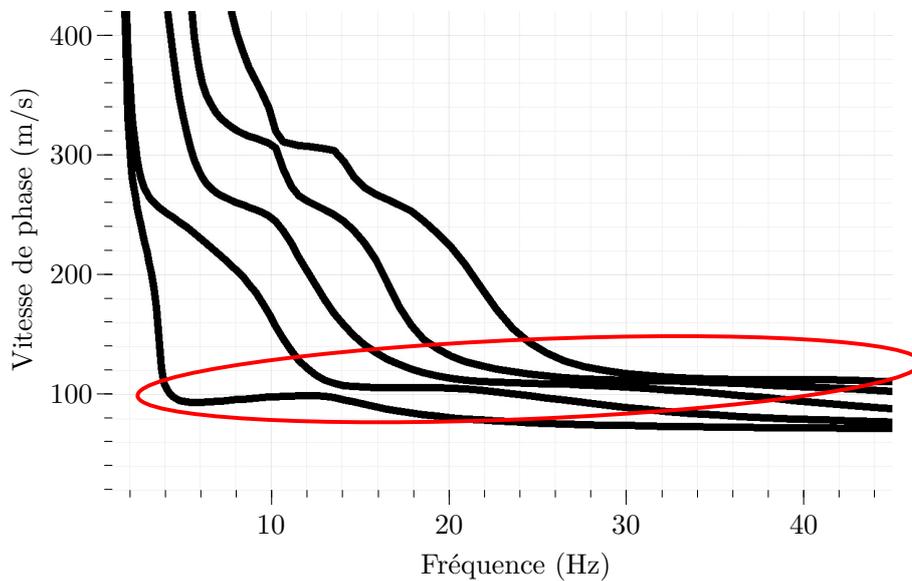
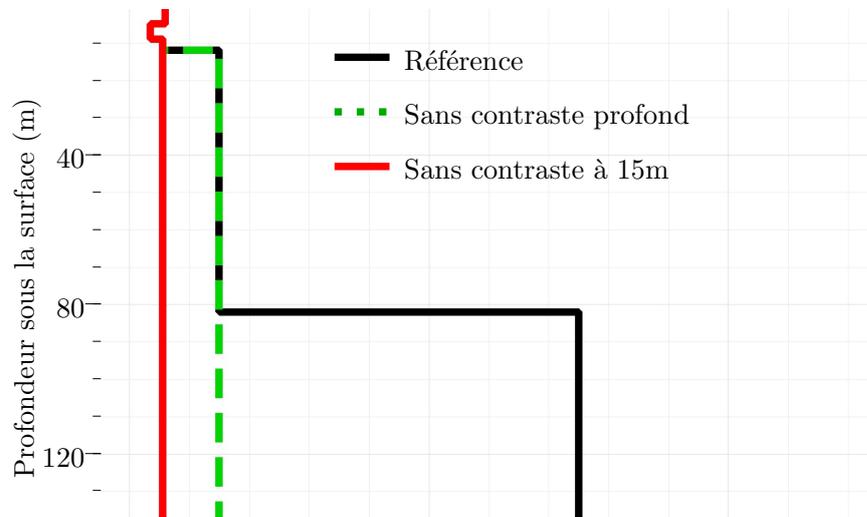
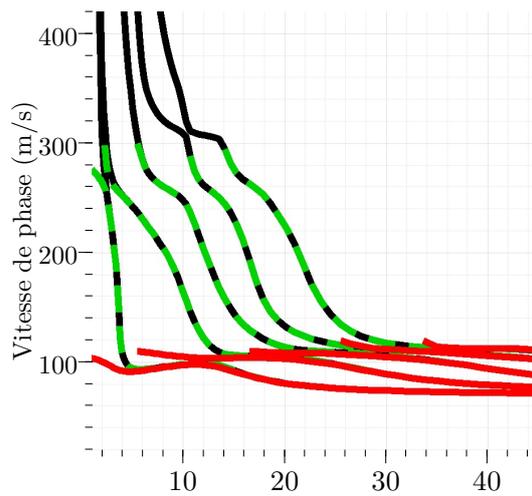


FIGURE A.33 – Site B : illustration de la superposition des modes de dispersion des ondes de Rayleigh à partir des courbes de dispersion théoriques associées au profil de vitesse de référence au niveau du terrain naturel.

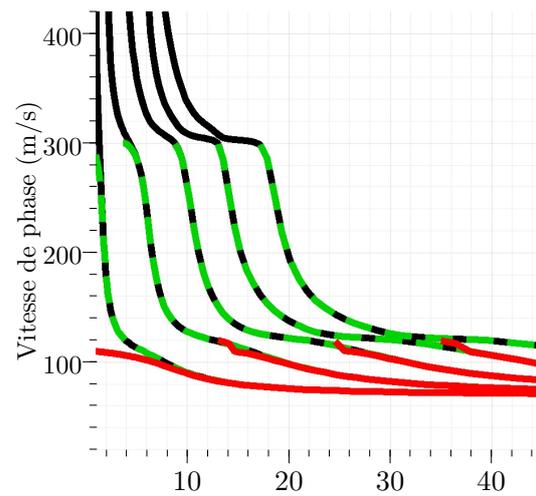
moyennes (sur tous les offsets) associées à leur écart-type utilisées pour l'inversion des profils de vitesse des ondes de cisaillement au niveau du terrain naturel sont présentées



(a) Profils de vitesse.



(b) Courbes de dispersion des ondes de Rayleigh correspondantes.



(c) Courbes de dispersion des ondes de Love correspondantes.

FIGURE A.34 – Influence des différents contrastes de vitesse présents sur (a) les profils synthétiques sur les courbes de dispersion théoriques des ondes de (b) Rayleigh et (c) Love correspondantes.

sur la figure A.38(b).

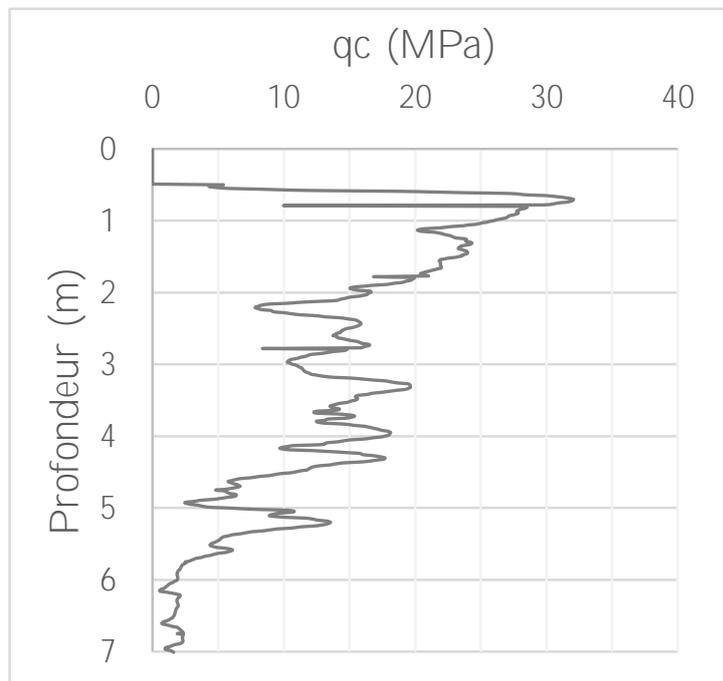


FIGURE A.35 – Digue E : données de résistance de pointe depuis la crête de digue.

A.5.3 Mesures ponctuelles de vibrations ambiantes : compléments

Les spectres moyens des trois composantes des vibrations ambiantes mesurées en crête de digue et au niveau du terrain naturel sont présentés sur la figure A.40. Ils permettent de valider la présence d'un pic vers une fréquence de 4 Hz. La figure A.41 permet d'évaluer la polarisation du champ d'onde en crête et pied de digue, en calculant les courbes H/V avec soit la composante transverse, soit la composante longitudinale. Aucun effet de polarisation du champ d'onde n'est mis en évidence en crête ou pied de digue : les courbes obtenues en utilisant la composante transversale sont identiques à celles faisant appel à la composante longitudinale.

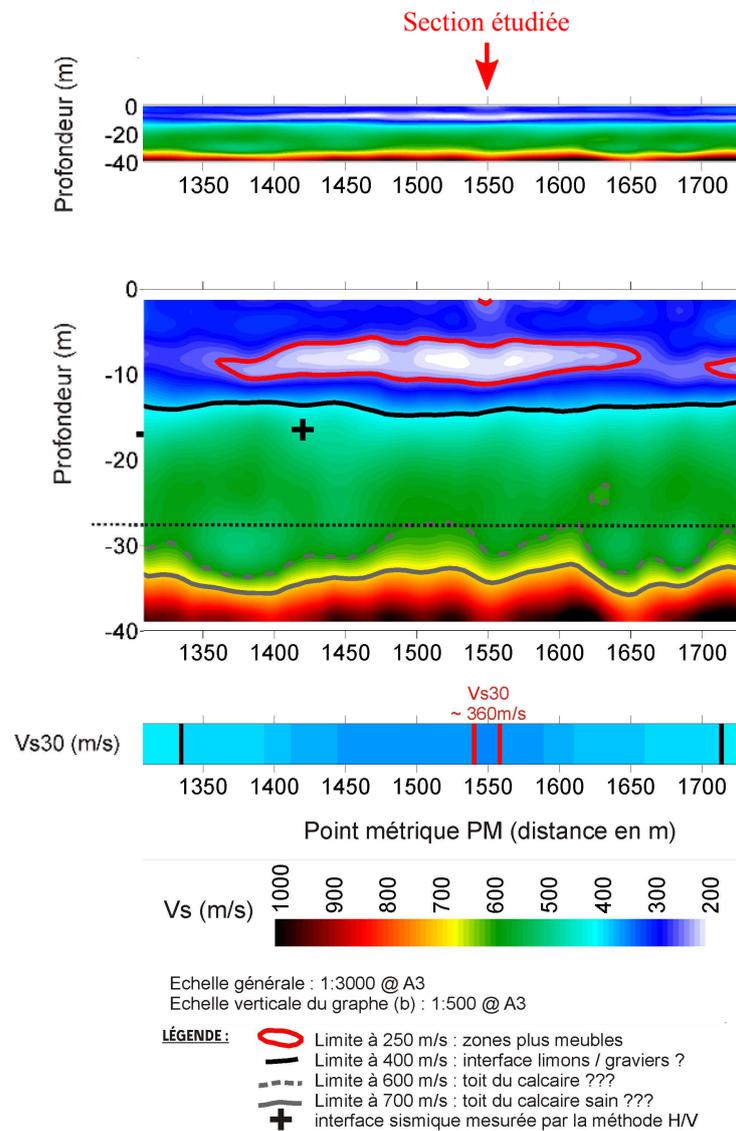


FIGURE A.36 – Digue E : image en deux dimensions des vitesses des ondes S obtenues mesurées en MASW depuis la crête de digue par un bureau d'étude. La section de la digue considérée dans cette thèse est matérialisée sur la figure par une flèche rouge.

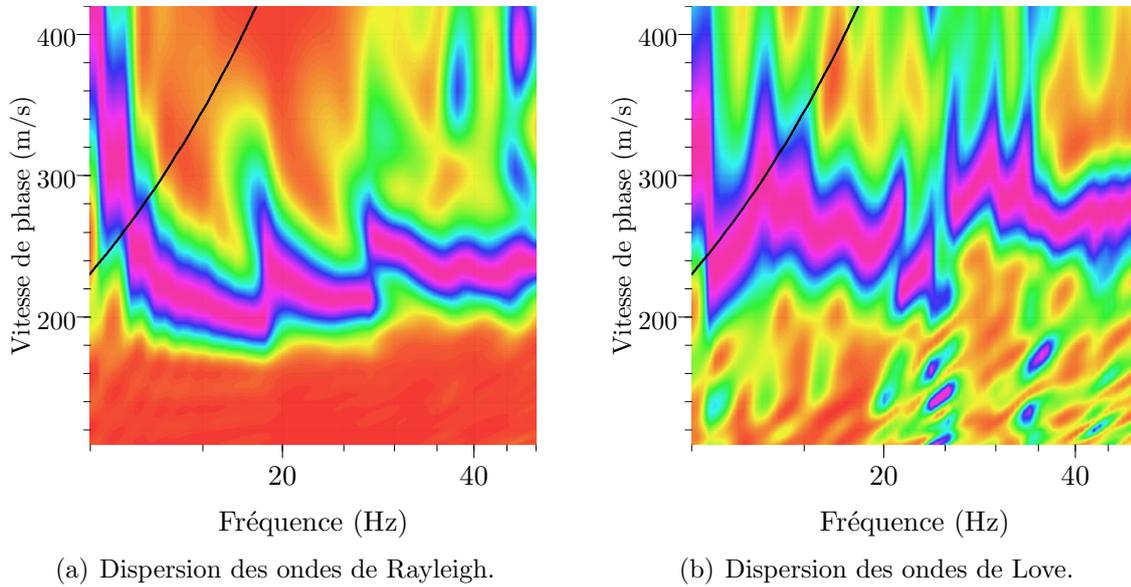


FIGURE A.37 – Digue E : graphiques de dispersion ((a) : Rayleigh et (b) : Love) obtenus en crête de digue (pour les tirs d'offset 57.5 m).

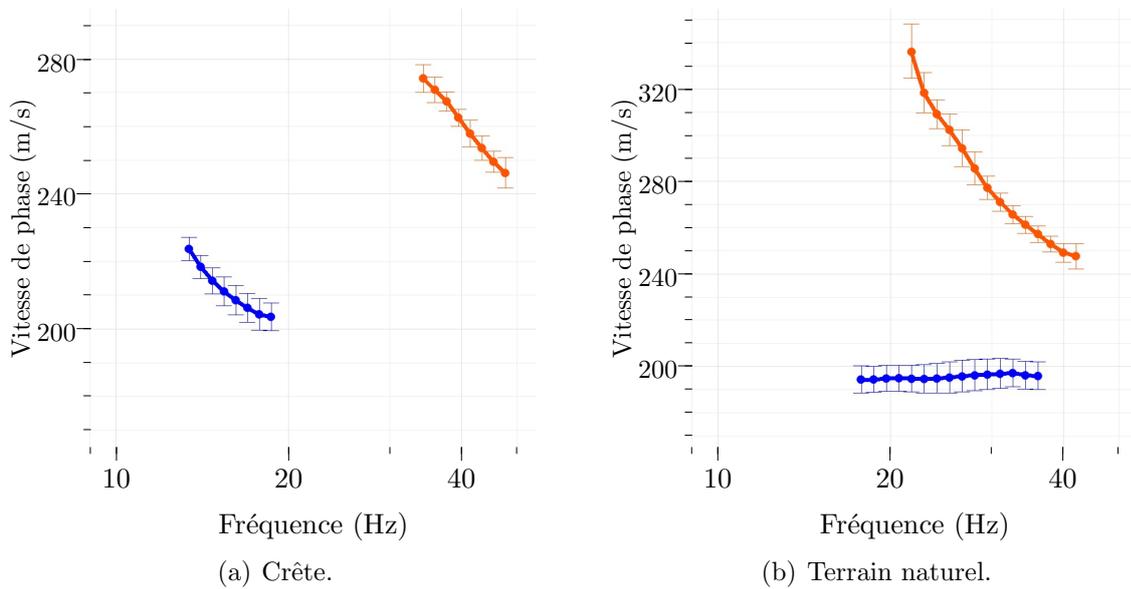


FIGURE A.38 – Digue E : courbes de dispersion moyennes (et écart-type) des ondes de Love et Rayleigh utilisées pour l'inversion des profils de V_S depuis (a) la crête de digue et (b) le terrain naturel.

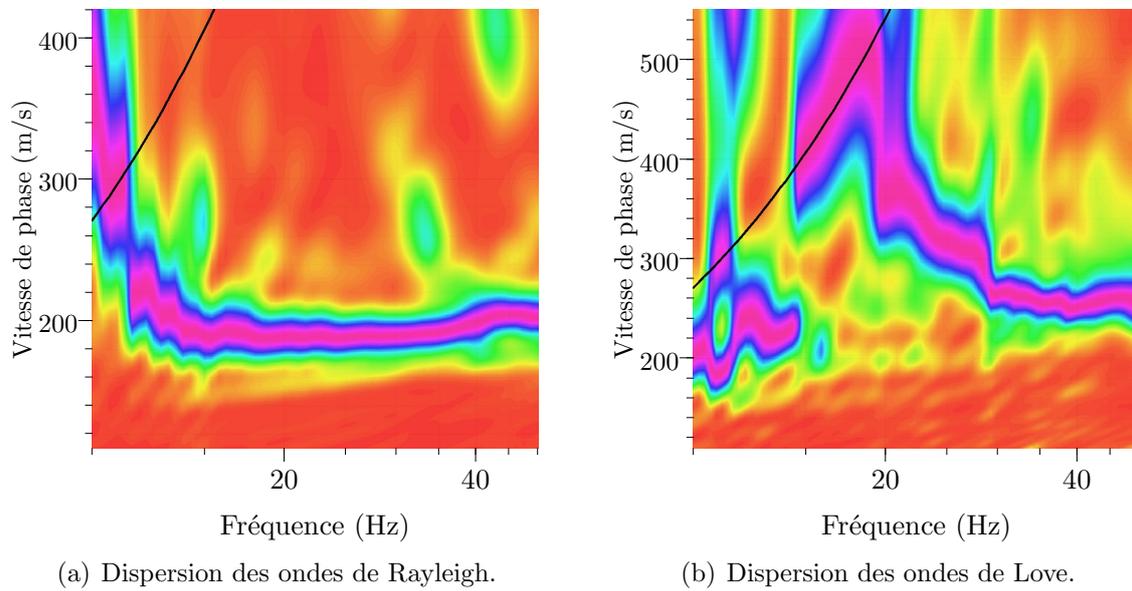
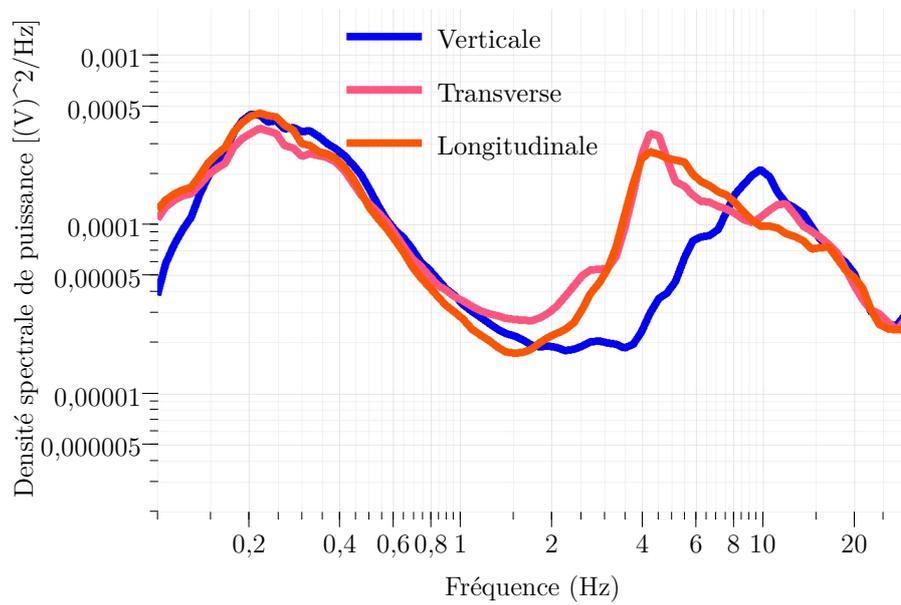
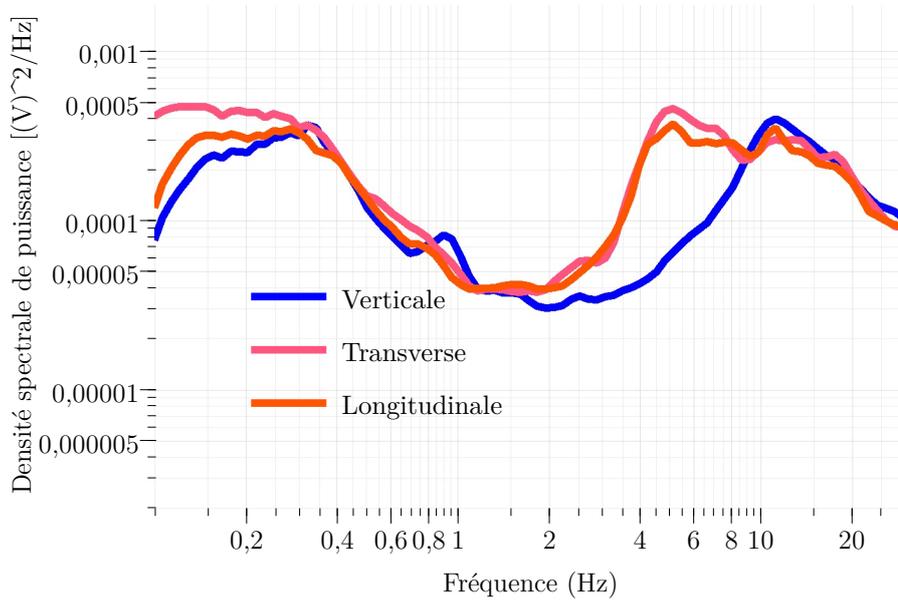


FIGURE A.39 – Digue E : graphiques de dispersion ((a) : Rayleigh et (b) : Love) obtenus en crête de digue (pour les tirs d'offset -10 m).



(a) Crête.



(b) Terrain naturel.

FIGURE A.40 – Digue E : spectres moyens des trois composantes des vibrations ambiantes mesurées (a) en crête de digue et (b) au niveau du terrain naturel.

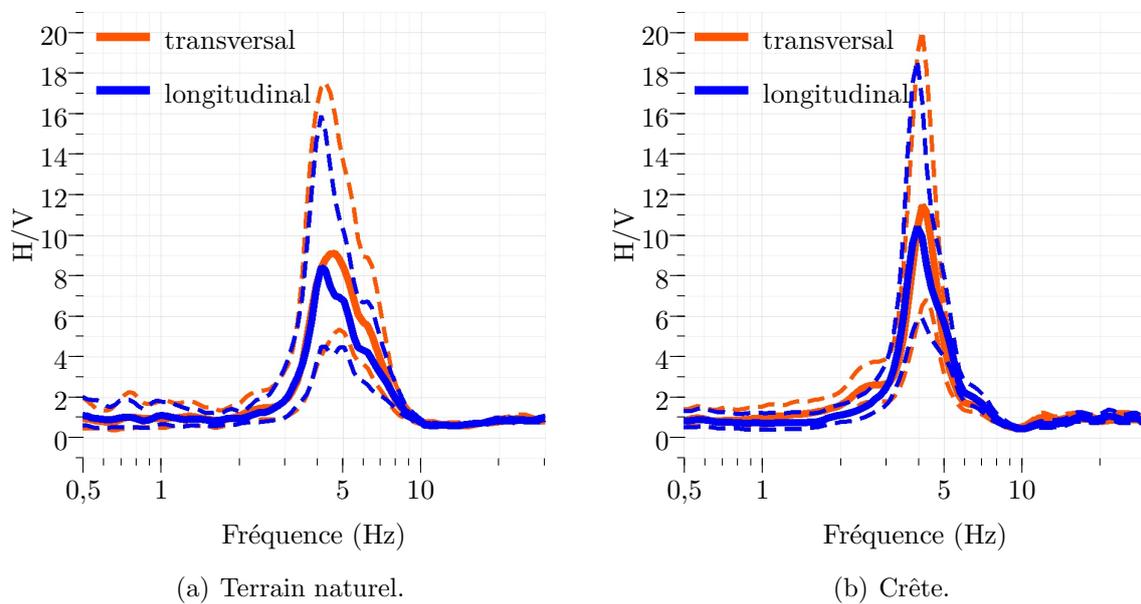


FIGURE A.41 – Digue E : polarisation des courbes H/V (a) au niveau du terrain naturel et (b) en crête. — : rapport moyen entre la composante horizontale et la composante verticale et - - : écart-type sur ce rapport.

Annexe B

Étude préliminaire de la réponse dynamique d'une digue

Cette annexe présente les résultats de l'étude préliminaire réalisée dans le processus de mise en place de l'étude paramétrique complète présentée dans le chapitre 3. Les résultats numériques obtenus sont situés par rapport à ceux fournis par l'approche de Sarma (1979), afin de quantifier l'impact des hypothèses fortes de cette dernière. Cette étude préliminaire a fait l'objet d'un article de conférence, directement reporté ci-dessous.



REVISITING SARMA'S METHOD FOR SEISMIC RESPONSE OF EMBANKMENTS: FIRST RESULTS

C. Durand⁽¹⁾, E. Chaljub⁽²⁾, P.-Y. Bard⁽³⁾, L. Baillet⁽⁴⁾, J.-J. Fry⁽⁵⁾, R. Granjon⁽⁶⁾, F. Renalier⁽⁷⁾

⁽¹⁾ PhD student, *geophyConsult, France, capucine.durand@univ-grenoble-aples.fr*

⁽²⁾ Researcher, *University Grenoble Alpes, ISTerre/CNAP, France, emmanuel.chaljub@univ-grenoble-aples.fr*

⁽³⁾ Researcher, *University Grenoble Alpes, ISTerre / IFSTTAR, France, pierre-yves.bard@univ-grenoble-aples.fr*

⁽⁴⁾ Researcher, *University Grenoble Alpes, ISTerre, France, laurent.baillet@univ-grenoble-aples.fr*

⁽⁵⁾ Expert engineer, *Electricité de France, Centre d'Ingénierie Hydraulique, France, jean-jacques.fry@edf.fr*

⁽⁶⁾ Engineer, *Compagnie Nationale du Rhône, France, r.granjon@cnr.tm.fr*

⁽⁷⁾ Engineer, *geophyConsult, France, florence.renalier@geophyconsult.com*

Abstract

Given the very large length of embankments along rivers and channels, there is a need for a reliable, simple and affordable method to assess the stability of these structures in case of earthquake. However, most of the existing simplified methods have been developed considering earth dams. They are usually not representative in terms of height and frequency range of the particular case of a river embankment. Moreover, the river embankments do not lie directly on the rigid bedrock but on a (soft or stiff) soil foundation. For this last reason, and because it provides an analytical formulation, the Sarma's method is considered as the first simplified method to apply for assessing the dynamic response of a river embankment. However, it is based on several assumptions that have never been qualified. Therefore, in order to assess the reliability of this method, it is applied on 18 configurations of embankments and soil foundation loaded by 26 accelerograms. The results are compared with those obtained by direct numerical simulation with the spectral element method for the same configurations. The comparisons show that Sarma's simplified method generally leads to an overestimation of the peak response of the embankment. The discrepancies are mostly explained by the less accurate predictions of higher modes with Sarma's method and by the assumption of a rigid bedrock under the foundation layer. Moreover, an analysis of the strain distribution indicates that Sarma's (1979) assumption of a uniform damping in the embankment and the foundation layer is far from being always justified, especially for equivalent linear computations. Finally, the main perspectives of this work is to provide an affordable methodology to estimate the peak response of an embankment taking into account the interaction with the underlying soil, which may be more complex than a simple horizontal layer.

Keywords: embankment, dyke, levee, seismic response, simplified method, site effect.



1. Introduction

Given the very large length of existing embankments along rivers and channels, simplified methods to assess their seismic stability are necessary to save money and time. Lots of methods have already been developed for studying earth dams [1-5], but they usually appear not to be transposable to small dykes. Apart from the difference in terms of range of resonance frequencies, one of the main distinction lies in the fact that embankments are almost never overlying directly on a bedrock. For this last reason, Sarma's simplified method [2] appears to be the first method to apply on the particular case of dykes. This model takes into account the interaction between the dam and its foundation, which consists in a layer of soil underlain by the bedrock. Besides, because it is based on an analytical formulation, it can give directly the response of the system in time-domain without the additional approximations of abacus. However, Sarma's simplified method relies on several assumptions that never been qualified. The present study aims at comparing the results given by Sarma's approach with those obtained by numerical analysis in order to better constrain the possible error introduced by the assumptions. For this purpose, 18 configurations of embankments and foundations are considered. Their peak response to a set of 26 accelerograms (fitted on design spectra) calculated numerically with a two-dimensional spectral element method are compared with the one given by Sarma's equations [2].

2. Sarma's method (1979)

S.K. Sarma developed the well-known design curves for the assessment of the dynamic stability of the slopes of a dam [2]. These curves, frequently applied by geotechnical engineers, are based on the analytical resolution of the problem. The equations obtained in this way were then used by Sarma (1979) for different standard cases in order to develop the design curves. The different steps used by Sarma (1979) to solve analytically the problem consist in the estimation of:

- the inertia forces generated in the dam during the earthquake;
- the resistance of the dam against these forces;
- the consequences (irreversible displacement) when the resistance is not sufficient.

From the first point is deduced, in particular, an abacus that gives the seismic coefficient for different geometries of sliding wedges. The revisiting on Sarma's method presented in this paper concerns only the estimation of inertia forces. Moreover it is not based on the design curves deduced by Sarma (1979) but on the analytical resolution itself. This analytical resolution of the dynamic response of a dam resting on a layer is based on several assumptions listed hereinafter. The other subsection deals with the equations obtained by Sarma (1979) after the resolution of the system.

2.1 Assumptions

Sarma (1979) made the following assumptions to translate the problem into a system of equations and solve it:

- the dam is assimilated to a triangular wedge, symmetrical with respect to the vertical axis, with a length much greater than its height (so it can be studied only in two-dimensions);
- the dam is supposed to be homogeneous;
- the foundation is modeled as a horizontal layer, without any lateral variations, in only one dimension;
- the foundation layer is supposed to be homogenous, with characteristics that can be different from the properties of the dam;
- the foundation layer is resting on a semi-infinite and rigid bedrock where the horizontal input motion is applied;
- the behavior of the materials in the dam and the layer of soil stays in the linear viscoelastic domain, the only source of energy dissipation comes from the viscous damping (no radiation of energy in the rigid bedrock);



- the viscous damping is constant, does not depend on the frequency and is the same in the dam and in the layer;
- a shear beam approach is considered, thus, only horizontal displacements and simple shearing deformations are supposed to take place, moreover strains are assumed to be uniformly distributed along horizontal planes for a given depth.

The real problem is therefore simplified to a one-dimensional study.

These hypotheses can lead to several interrogations. First of all, Ambraseys (1960) shows that when the length of the crest of the dam is less than 10% of its total width, its section can be assimilated to an untruncated triangle [6]. However, it is not often the case, especially for the particular case of embankments. Moreover, in reality, lateral variations of the materials can be expected in the embankment and the foundation. Vertical variations are also possible, especially in a layer with a significant depth. Besides, the radiation damping is not taken into account because of the rigid bedrock. This can lead to an overestimation of the surface motion. Finally, concerning the shear beam solution, it has been shown that neglecting the vertical motion of a dam could give rise to a spurious overestimation of its stiffness, more particularly at high frequencies [7].

2.2 Equations giving the dynamic response

The dynamic response is assessed by adding the contributions of all the modes of the system. The n^{th} resonance pulsation ω_{0n} is given by equation (1). In this equation, \bar{a}_n is the n^{th} root of equation (2), V_{s1} is the shear wave velocity in the embankment and h_1 is its height. In equation (2), J_0 and J_1 are the Bessel's functions of order 0 and 1, respectively, q is the contrast in propagation time in the dam and in the layer (equation (3)) and m is the impedance contrast between the dam and the layer (equation (4)). In equations (3) and (4), V_{s2} is the shear wave velocity in the layer, h_2 is its thickness, ρ_1 and ρ_2 are respectively the mass density in the embankment and in the foundation.

$$\omega_{0n} = \frac{\bar{a}_n V_{s1}}{h} ; \frac{J_0(\bar{a}_n)}{J_1(\bar{a}_n)} = m \tan(q \bar{a}_n) \quad (1) ; (2)$$

$$q = \frac{V_{s1} h_2}{V_{s2} h_1} ; m = \frac{V_{s1} \rho_1}{V_{s2} \rho_2} \quad (3) ; (4)$$

The corresponding modal shape are given by equations (5) and (6). In these equations, Φ_n and Ψ_n are the modal shapes of the embankment and of the foundation, respectively, y is the depth from the crest, P_0 and M_0 are given by equations (7) and (8).

$$\Phi_n(y) = \frac{2J_0\left(\frac{\bar{a}_n y}{h}\right)}{\bar{a}_n P_0(q,m,n)} ; \Psi_n(y) = \frac{2M_0(y)}{\bar{a}_n P_0(q,m,n)} \quad (5) ; (6)$$

$$P_0(q,m,n) = \frac{J_1(\bar{a}_n)}{\cos(q\bar{a}_n)} (\cos^2(q\bar{a}_n) + mq + m^2 \sin^2(q\bar{a}_n)) - \frac{m}{\bar{a}_n} \sin(q\bar{a}_n) \cos(q\bar{a}_n) \quad (7)$$

$$M_0(q,m,n,y) = \frac{m J_1(\bar{a}_n)}{\cos(q\bar{a}_n)} \sin\left(q\bar{a}_n \frac{(h_1+h_2)-y}{h_2}\right) \quad (8)$$

Finally, the absolute accelerations in the embankment $\ddot{u}_1(y,t)$ and in the layer $\ddot{u}_2(y,t)$ are given by equations (9) and (10). In these equations, n in the n^{th} mode, N is the number of modes taken into account [Sarma (1979) proposes to consider N as the total number of modes below 20Hz], t is the time, $\ddot{g}(t)$ is the input acceleration and $S_{an}(t)$ is the absolute acceleration of a single degree of freedom oscillator of pulsation ω_{0n} and viscous damping λ submitted to the accelerogram $\ddot{g}(t)$ (equation (11)). In equation (11), ω_n is the damped circular frequency and S_{dn} is the Duhamel's integral, that gives the relative displacement response of the same oscillator.



$$\ddot{u}_1(y,t) = \sum_{n=1}^N \Phi_n(y) S_{an}(t) + \ddot{g}(t) \left(1 - \sum_{n=1}^N \Phi_n(y) \right) \quad (9)$$

$$\ddot{u}_2(y,t) = \sum_{n=1}^N \Psi_n(y) S_{an}(t) + \ddot{g}(t) \left(1 - \sum_{n=1}^N \Phi_n(y) \right) \quad (10)$$

$$S_{an}(t) = \frac{d^2 S_{dn}}{dt^2} = -(\omega_n^2 - \lambda^2 \omega_{0n}^2) S_{dn} + 2\lambda \omega_{0n} \int_0^t \ddot{g}(t-\tau) \cos(\omega_n(t-\tau)) d\tau \quad (11)$$

3. Methodology

This study is based on the comparison between the predictions of the peak response of an embankment with Sarma's formulation and with a 2D viscoelastic numerical model. The numerical model is considered as the reference one – even if it is still an approximation of the reality. Several configurations, all based on the same standard model, of an embankment resting on a soil layer are taken into account for the comparison, they are described in the paragraph below. Apart from the extra hypotheses imposed by the Sarma's method, the Sarma's equations are applied on the same configurations as the numerical ones.

3.1 Considered embankment/soil layer configurations

Some simplifying approximations are made to define a standard model from which the characteristic parameters can vary from one configuration to another. First of all, the behavior of the embankment and its foundation are considered viscoelastic and the substratum purely elastic. The chosen standard model consists in a symmetrical, trapezoidal embankment resting on a one-dimensional horizontal layer of soil; the substratum is reached below this layer (see Fig. 1). Therefore, the geometric parameters of a standard model are:

- h_1 , the height of the embankment;
- L , the width at crest of the embankment,
- $f=H:V$, the slope batter of the embankment,
- h_2 , the thickness of the foundation layer.

The embankment is considered as homogeneous, with a uniform elastic shear wave velocity designated as V_{s1} , a density ρ_1 , a viscous damping ζ_1 and a Poisson's ratio called ν_1 . As the compaction of the soil in the foundation usually increases with depth, the following gradient of shear wave velocity is taken into account in the layer:

$$V_{s2}(z) = V_{sa} + (V_{sb} - V_{sa}) \sqrt{\frac{z - z_a}{z_b - z_a}} \quad (12)$$

In equation (12),

- V_{s2} is the elastic shear wave velocity in the layer of foundation;
- V_{sa} and V_{sb} are the shear wave velocities at depths z_a and z_b respectively;
- z is the elevation ($z = 0m$ corresponds to the top of the layer);
- $z_a = 0m$ and $z_b = -1000m$.

The Poisson's ratio ν_2 , the viscous damping ζ_2 and the density ρ_2 in the layer of soil are considered constant.

For this first study, only one embankment made of alluvium is considered, with a height of 10m, a crest width of 6m and a slope ratio of 2.2H:1V. The elastic shear wave velocity in the embankment is fixed at 300 m/s with a Poisson's ratio equal to 0.25 (i.e., $V_p = 520$ m/s) and a mass density of 2200 kg/m³. In total, 18 case studies of

foundation layers are taken into account, corresponding to 6 different thicknesses – 3m, 10m, 30m, 100m, 300 and 900m – and 3 different profiles of elastic shear wave velocity. These profiles, defined from equation (12), are chosen in order to get three values of the mean shear wave velocity in the first 30m (V_{S30}) – 125 m/s, 250 m/s and 500 m/s –, defined by equation (13) :

$$V_{S30} = \frac{30}{\int_0^{30} \frac{dZ}{V_{S_2}(Z)}} \quad (13)$$

The characteristics of the velocity profiles in the layer are given in Table 1 and the velocity gradients are shown in Fig. 1. The Poisson’s ratio in the layer is always equal to 0.25 and the mass density is kept equal to 2200 kg/m³ for all the models. A constant (in space and frequency) viscous damping of 2.5% is considered in the layer and the embankment for all the models. Finally, in the substratum, the elastic shear wave velocity is fixed at 800 m/s with a Poisson’s ratio of 0.25 and a density of 2500 kg/m³. The geometry and the chosen parameters are summarized in Fig. 1.

Fig. 1 also shows the three possible sliding blocks considered for the study. All the blocks start from the middle of the crest, the height of block 1 is equal to half the height of the embankment, the height of block 2 is equal to the height of the embankment, and block 3 goes through the layer of foundation (at a depth corresponding to 20% of the height of the embankment, i.e., 2 m), with a maximum lateral extension of 36.4m (about 1.45 times the half width of the base of the embankment).

Table 1. Characteristics of the 3 velocity gradients considered in the layer of soil. For the two first cases, the S-wave velocity in the topmost part of the layer is lower than that of the embankment.

V_{S30} (m/s)	125	250	500
V_{S_a} (m/s) at $z=0$ m	80	160	434
V_{S_b} (m/s) at $z=-1000$ m	480	950	1000

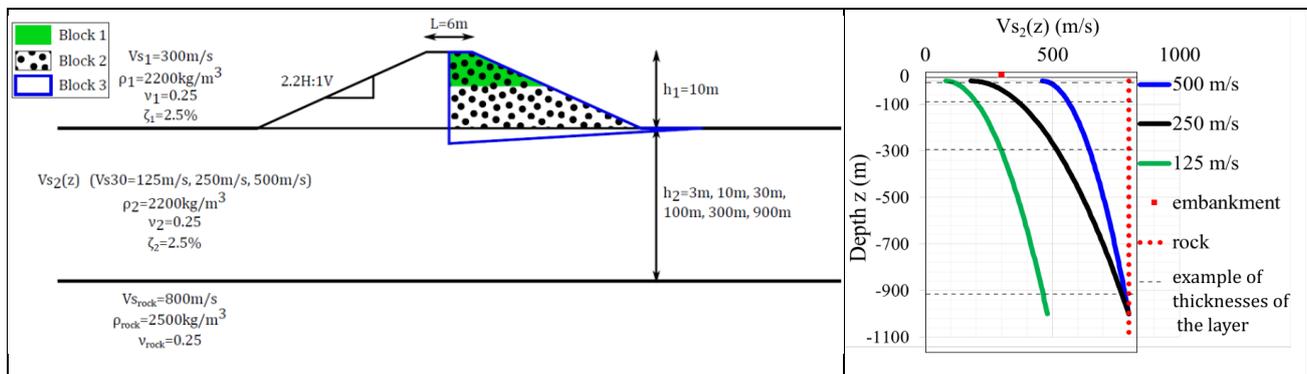


Fig. 1 – Geometry, parameters and velocity gradients.

3.2 Input accelerograms

Horizontal accelerograms fitted on French design spectra (based on Eurocode 8) are imposed as input in the numerical models and Sarma’s equations in order to consider different levels of loading. Four design spectra are used Z4A to Z4D (see Fig. 2), and, for each of them, six or seven real accelerograms are selected and adjusted to represent them. They correspond to earthquakes with magnitude ranging from 4 to 6.5, depending on the spectra. In total, each embankment-soil configuration is loaded with 26 different accelerograms.

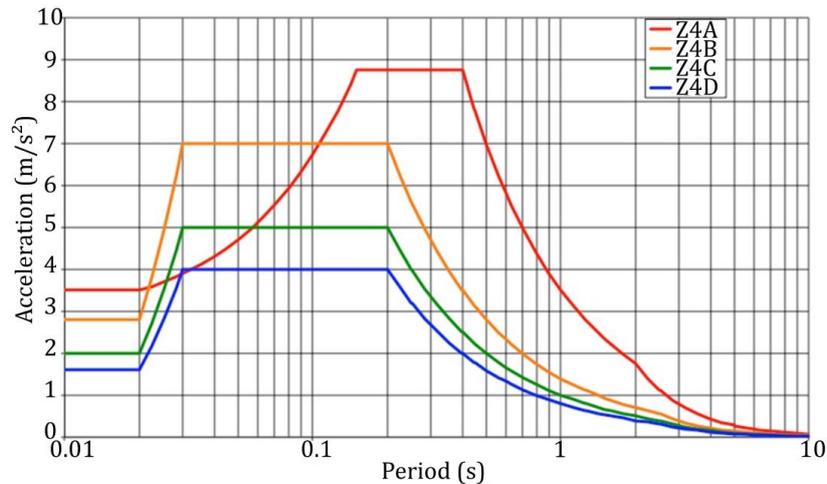


Fig. 2 – Design spectra considered for the study

3.3 Numerical analysis

The 2D spectral-element solver SPECFEM2D [8] is used for the direct numerical computation of the seismic response of the embankment. The code implements the spectral element method in space, with a polynomial order $N=4$, and a second order explicit finite-difference method in time. The total width of the computational domain is 2000m, with the embankment in the middle, and it extends to an elevation of -1500m (an elevation of 0m corresponds to the top of the soil foundation layer). The spectral element mesh is made of quadrangles. The mesh resolution in the layer of soil is adapted to the value of V_{s30} in order to ensure that the results can be acceptable until 30Hz, that leads to the size of the elements to be smaller than the minimum seismic wavelength. In all models, the input motion is introduced as a plane wave with vertical incidence, imposed at the elevation -1200m. The polarization of the imposed motion coincides with the horizontal in-plane direction (SV wave). The impulse response of the 18 models is computed up to a frequency of 30Hz, and then convolved with the 26 accelerograms.

Numerous points, called receivers, are defined in the model to extract the impulse response. There are:

- a receiver every 1m on the symmetry axis, from the top of the embankment down to the rock;
- a line of receivers every 1m in depth inside the embankment (the first line on the crest and the last one at the base), with, for each line, 14 receivers distributed from the symmetry axis to the limit of the slope;
- a line of receivers every 1m in depth within the topmost part of the foundation (the first line at $z=0$ m and the last one at $z=-15$ m), with for each line, 21 receivers distributed every 2m (horizontal distance between two consecutive receivers).

At each receiver, the following results are extracted:

- horizontal and vertical velocities,
- the four spatial derivatives of displacements: $\frac{\partial u_x}{\partial x}(x_i, z_i, t)$; $\frac{\partial u_z}{\partial z}(x_i, z_i, t)$; $\frac{\partial u_x}{\partial z}(x_i, z_i, t)$ and $\frac{\partial u_z}{\partial x}(x_i, z_i, t)$; where x_i, z_i are the horizontal and vertical coordinates of the receiver number i , u_x and u_z are respectively the horizontal and vertical displacements, x and z are respectively the horizontal and vertical directions.

The accelerations and the horizontal shear strains are deduced from these output data.

The computations are convolved at each of these points with the chosen accelerograms (these reference accelerograms correspond to outcropping bedrock and are divided by two to account for the free surface effect for the vertically incident plane wave), in order to obtain the response of the system to these input solicitations.

3.4 Details on the application of Sarma's equations

For each of the defined models, equations (1) to (11) found by Sarma (1979) are used to assess the acceleration at each depth in time domain. These equations cannot take into account the gradient of shear wave velocity in the layer of soil. Therefore, the V_{s30} values are used in this case. The 26 accelerograms at outcropping bedrock are directly used as input accelerograms for all of the 18 configurations. As, with the Sarma's method, there is no lateral variations of the results, the accelerations in time domain are deduced every 1m (vertical distance between two calculation points).

4. Results

4.1 Horizontal shear strains obtained with numerical models

The shear strains at each receiver of the numerical models are deduced from the output data for all the accelerograms. For each receiver, the maximum value reached during the whole dynamic response of the system is calculated (the maxima are not necessarily synchronous at all the receivers). For a given spectra, the mean of the maximum shear strains on the six or seven corresponding accelerograms are determined for each receiver. The results are interpolated between receivers in order to get images of the peak shear strains such as in Fig.3.

Fig.3(a) and Fig.3(b) map the peak shear strains for the same geometry and the same input solicitation, the only difference resides in the properties of the layer: in Fig.3(a), the layer is softer ($V_{s30} = 125$ m/s) than in the second case ($V_{s30} = 500$ m/s). There is a factor of 10 in the peak shear strain between the two cases. The differences can be better seen in Fig.3(c) which represents the profile of peak shear strains on the symmetry axis for the same two cases. One can see that the localization of the maxima are not the same in the two situations:

- when the layer is softer than the embankment, all the deformations are concentrated inside it, and the embankment only follows the motion of its foundation with a quasi-uniform deformation;
- on the contrary, when the layer is stiffer than the embankment, the peak deformation is rather located in the heart of the embankment, and more especially near its bottom part close to the velocity contrast with the foundation soil.

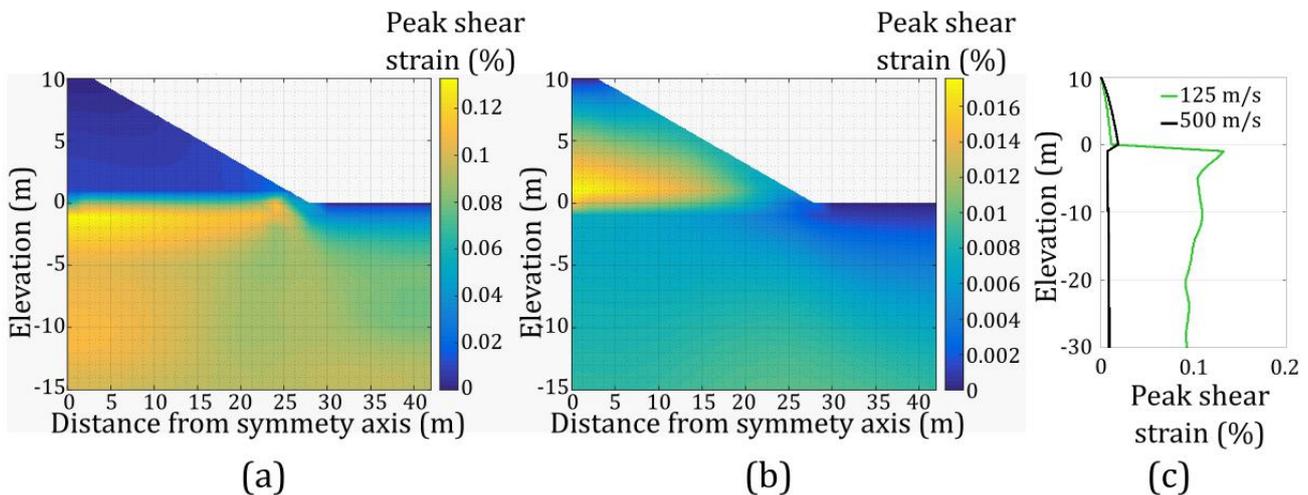


Fig.3– (a) and (b): Peak shear strains (%) reached in the case of a layer of 30m, with a V_{s30} equal to 125 m/s (a) and 500 m/s (b), and a PGA of the input accelerogram equal to 2.8 m/s^2 (spectrum Z4B on Fig. 2).

(c) : Comparison of the peak shear strains reached on the symmetry axis for these two cases.

One can notice that the maximum values of strains reached inside the embankment are globally at the same values in the two cases. This might mean that, for a given loading level, the deformation is controlled by the value of the shear modulus, which stays the same in the embankment for all the models used in this study. As damping is strongly related to shear deformation in all non-linear constitutive models, for strong loading, the assumption of Sarma (1979) that the viscous damping is the same in the layer and the embankment in any case does not seem

realistic. To the advantage of the shear beam approach, the shear strains seem to remain generally the same for a given depth.

4.2 Horizontal accelerations obtained with numerical models and the equations of Sarma (1979)

The horizontal accelerations are derived from the velocities at each receiver of the numerical models, in particular along the symmetry axis. As for the shear deformation, the maximum value is deduced at each point, and the mean of the response to the six or seven accelerograms of a given design spectra is calculated. The Sarma's equations are used to derive the time-acceleration at each depth. In the same manner, the maximum reached at each depth (not necessarily synchronously) is deduced, and the mean is made on the accelerograms of a given design spectra. The figures Fig.4 presents the evolution of these maxima for different models.

Looking at the numerical results in Fig.4(a), one can see that a very thin (3m), soft layer ($V_{S30}=125$ m/s) amplifies significantly the input. On the top of this thin and soft layer, the embankment seems to follow the motion of its foundation without amplifying it so much. When the layer is harder ($V_{S30}=500$ m/s, in blue) than the embankment ($V_I=300$ m/s), the layer does not amplify any more the input solicitation, whereas the embankment increases it by a factor 2.7. These observations are also visible on the results obtained with the Sarma's method. However, the dynamic response given by Sarma's method are, in this case, globally overestimated:

- when the layer is softer than the embankment, the amplification of the motion by the layer is overestimated whereas the amplification by the embankment is globally the same as the one obtained with Specfem;
- when the layer is harder than the embankment, the amplification of the motion by the layer is well predicted whereas the amplification by the embankment is overestimated.

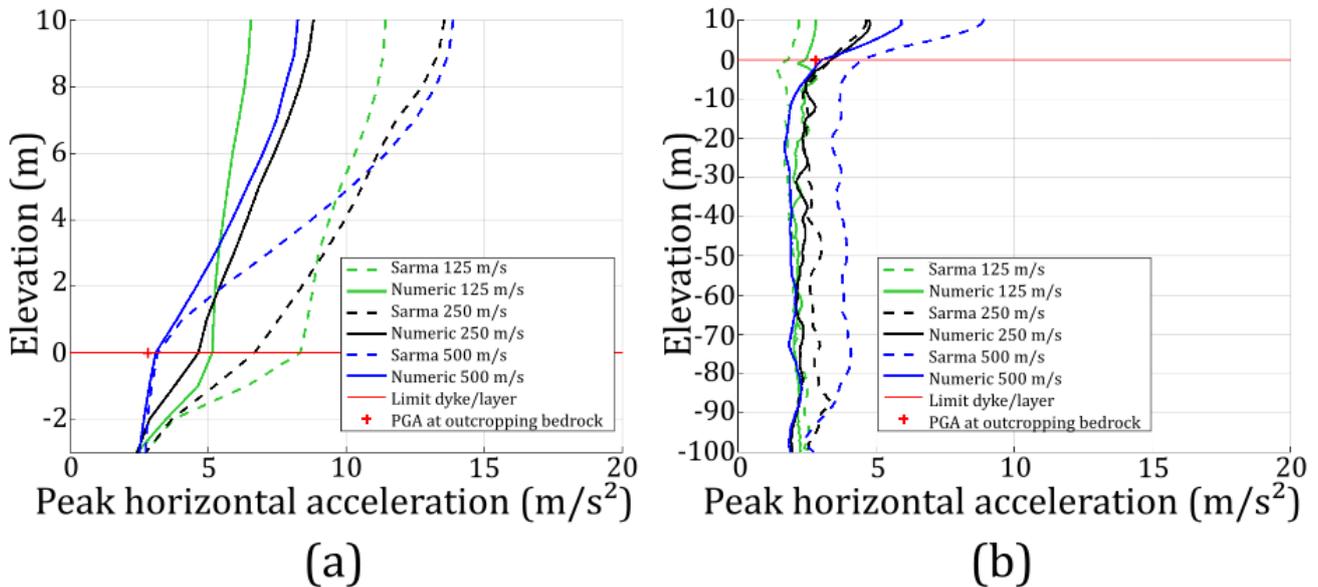


Fig.4 – Evolution with depth of the peak horizontal acceleration reached with Specfem model (on the symmetry axis) and with the formulation of Sarma (1979) for a PGA of the input solicitation equal to 2.8 m/s² (spectrum Z4B on Fig. 2) and a thickness of the layer equal to 3m (a) and 100m (b).

The first point may be explained by the assumption of an infinite impedance contrast at the interface between the layer and the bedrock. The second point is in agreement with the conclusion of Gazetas (1987), who compared the results obtained with a two dimensional finite element analysis to those obtained with a shear beam approach. One of the conclusions from this study is that the shear beam approach leads to an overestimation of the acceleration at crest [7]. According to Gazetas (1987), this discrepancy can be explained by the greater importance given to high frequency content of the motion, which is the consequence of neglecting its vertical component. Sarma's



method is less accurate for the prediction of higher modes because they affect more the vertical motion. This phenomenon is not visible for a soft layer that filters out the high frequencies.

Fig.4(b) represents the case of a deeper layer (100m); the observations are not exactly the same. Having a look at the numerical results, the common point with the case of a thin layer is that the harder the foundation the higher the amplification by the embankment and the crest motion. When the mean velocity in the first 30m is equal to 250 m/s or 500 m/s, there is no amplification inside the layer because it is relatively stiff. However, in the case of a soft layer ($V_{S30}=125\text{m/s}$), one can observe that the layer attenuates the input motion. This is caused by the relatively high viscous damping in the model (2,5%) combined with the lower wavelength. Like in Fig.4a, the results obtained with Sarma's equations catch relatively well the same phenomenon. Regarding the response of the embankment, the same remark can be done: when the layer is softer than the embankment, the amplification of the motion by the embankment is well predicted. Nevertheless, the attenuation by a soft layer and the amplification by a stiff layer are overestimated in this case. The main differences between the case of a thin and a thick layer that might explain the modification of the predicted response of the layer with Sarma's equations are the greater importance of the viscous damping and of the velocity gradient with a thicker layer. A phenomenon which is more visible in Fig.4(b) than in Fig.4(a) is the differences in peak accelerations at the basis of the layer between Sarma and Specfem. This comes from the different ways of introducing the input motion and from the assumption of a rigid bedrock in Sarma (no radiation of energy through the bedrock).

4.3 Quantification of the error introduced by Sarma's resolution on the maximum acceleration at crest

In order to study the inaccuracy introduced by the shear beam approach for the estimation of maximum acceleration at crest, the following ratio is calculated for all the situations:

$$R_{A_{\text{crest}}} = \frac{A_{\text{max}_{\text{crest}}^{\text{SARMA}}}}{A_{\text{max}_{\text{crest}}^{\text{SPECFEM}}}} \quad (14)$$

In equation (3), $A_{\text{max}_{\text{crest}}^{\text{SARMA}}}$ and $A_{\text{max}_{\text{crest}}^{\text{SPECFEM}}}$ are the peak horizontal accelerations at the crest of the embankment, on the symmetry axis, with Sarma's formulation and numerical calculation respectively.

The mean value of this ratio, calculated on the 18 models and the 26 input motions, is equal to 1.33 with a logarithmic (with a base 10) standard deviation equal to 0.37. In order to study the relative impact of the different parameters the mean ratio is calculated for a given design spectra, a given thickness of the layer and, finally, for a given V_{S30} of the layer (Fig.5). In this figure the mean and the logarithmic standard deviation obtained in each case are represented. The reference (in red) is the results considering all cases (mean of 1.33 with a logarithmic standard deviation equal to 0.37).

As one can see in Fig.5(a), the overestimation of acceleration at crest is of the same order (between 35% and 40%) for design spectra Z4B, Z4C and Z4D that have globally the same frequency content (but different peak ground acceleration). The overestimation is twice less important when the input motion is fitted on the design spectra Z4A, which has more energy at low frequency. This also tends to confirm that Sarma's equations do not lead to a satisfying prediction of the motion at higher frequencies.

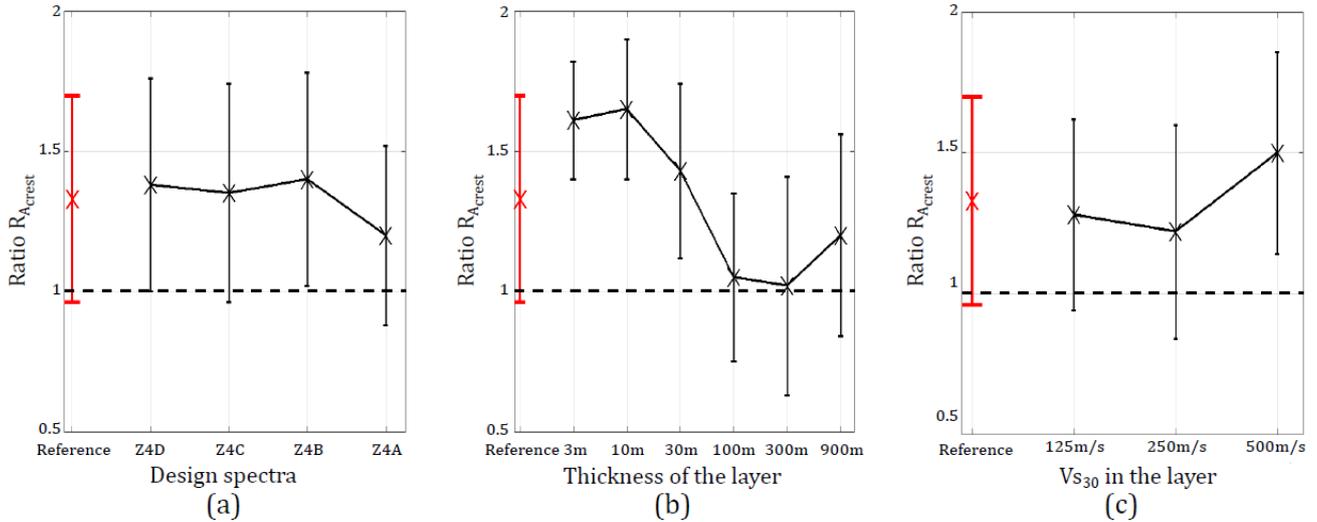


Fig.5 – Mean and standard deviation of ratio of peak acceleration at crest, and their variations with respect to design spectra (a), thickness of the layer (b) and V_{s30} in the layer (c).

Fig.5(b) shows the evolution of the ratio $R_{A_{crest}}$ with respect to the thickness of the layer of foundation. The results are a generalization of what has been observed in paragraph 4.2 for the specific cases of a layer of 3m and 100m, with larger overestimations (up to 60%) for thin layers. Because of viscoelasticity, a large thickness of the layer tends to attenuate the high frequency content of the motion, and therefore to reduce the overestimation amplification at crest with Sarma’s method. However, it is not the case for the extreme case of a 900 meters thick layer, maybe because of the bigger importance of the velocity gradient for such a big thickness.

Finally, as seen in paragraph 4.2, the ratio $R_{A_{crest}}$ is of the same order of magnitude (20 to 30 % of overestimation) when the layer is softer than the embankment whereas, for a V_{s30} value equal to 500 m/s in the foundation, the acceleration at crest is generally overestimated by 50% (Fig.5(c)). This is consistent with results mentioned in Gazetas (1987), who compared the shear beam formulation with a two-dimensional finite element analysis: he found, for the shear beam approach, a mean overestimation about 50% of the peak acceleration at crest of a dam resting on an elastic bedrock (impedance contrast between the dam and the bedrock equal to 0.2).

4.4 Quantification of the error introduced by Sarma’s resolution on the peak acceleration of potential sliding blocks.

The peak acceleration at crest is not the best indicator of the possible damage that can be generated on the embankment: irreversible displacements occur when the resistance mobilized along a sliding surface is not sufficient (smaller than the inertia forces endured by the block) to prevent the sliding. Therefore the ability of Sarma’s method to estimate the peak acceleration on three possible sliding blocks (defined in Fig. 1) is studied by comparison with the values obtained with Specfem. Considering the numerical results, the acceleration endured by each block B_k ($k = 1,3$) is derived in time domain from the acceleration at each receiver (synchronous mean on the whole area of the block at each time step t) for each situation (model and accelerogram). The peak value is called $A_{max_{Bk_{SPECFEM}}}$. About Sarma’s method, the acceleration of a possible sliding block is derived from the acceleration at each depth, considering that it is uniform for a given depth (synchronous mean on the delimited block, in time-domain). The peak value is called $A_{max_{Bk_{SARMA}}$. For each block B_k and each situation (model and design spectra), the following ratio is considered:

$$R_{A_{Bk}} = \frac{A_{max_{Bk_{SARMA}}}}{A_{max_{Bk_{SPECFEM}}} \tag{15}$$

The mean value of this ratio, considering all the models and all the accelerograms, is equal to 1.40 for block 1, 1.44 for block 2 and 1.49 for block 3 with logarithmic (base 10) standard deviation respectively equal to 0.39, 0.38 and 0.39. These values are generally the same for the three blocks, however it slightly increases with block number,

probably because the lateral extent of the block also increases, giving more impact to the assumption of a uniform acceleration at a given depth. As for the peak acceleration at crest, the evolutions of the ratio $R_{A_{block b}}$ with respect to the design spectra, the thickness of the layer and the V_{S30} in the layer are given on

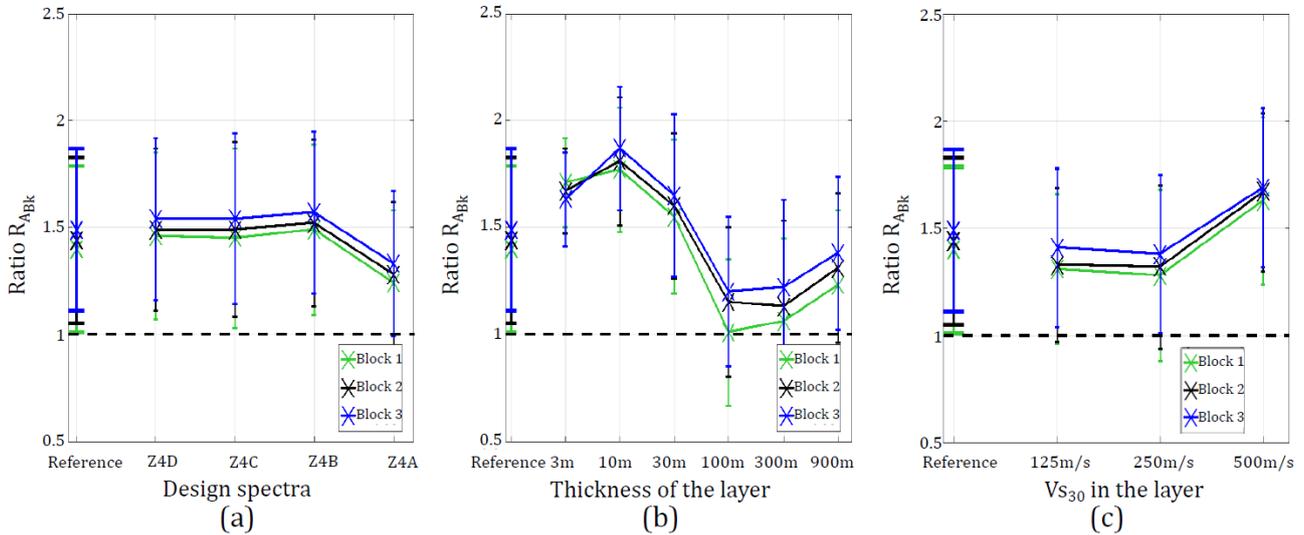


Fig. 6. On this figure, the references on left are the aforementioned mean and standard deviation values for each block.

The conclusions are the same as for peak acceleration at crest. However, one can notice that the Sarma’s method generally leads to an even bigger overestimation when considering the peak acceleration of possible sliding blocks. Applying this method may lead, in several cases, to overestimate the inertia forces and therefore the resulting damages on the embankment.

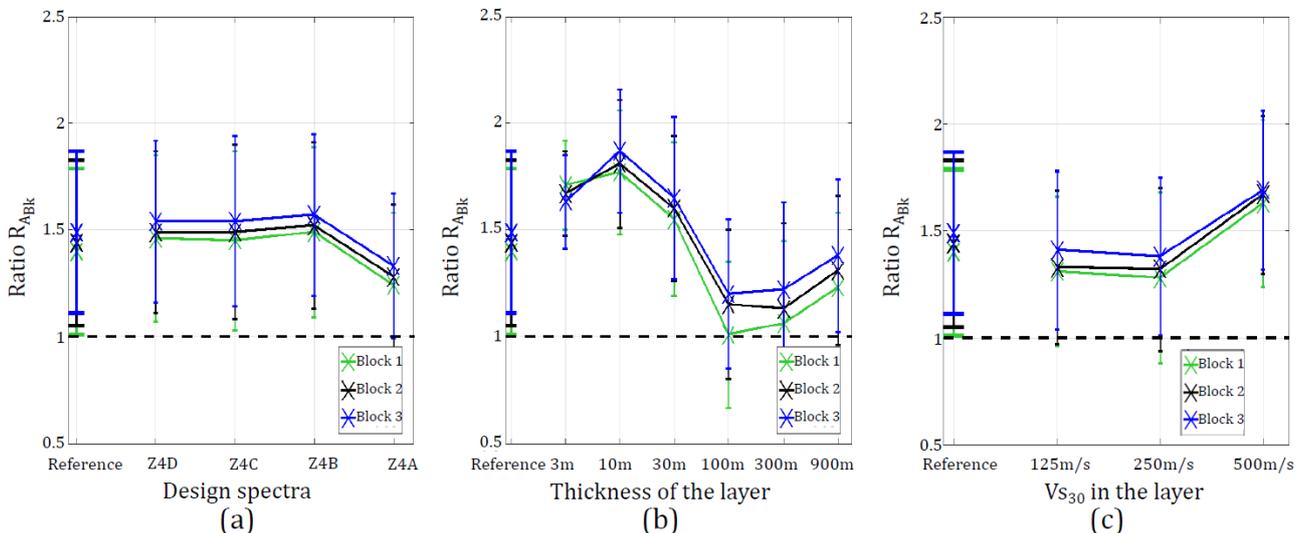


Fig. 6 – Mean and standard deviation of ratio of peak acceleration of the three blocks defined in Fig. 1, with respect to design spectra (a), thickness of the layer (b) and V_{S30} in the layer (c).

5. Conclusions and perspectives

This study is based on the comparison of Sarma’s method to a 2D finite element numerical method. The results show that Sarma’s method generally tends to overestimate the maximum response of the embankment resting on its foundation. On average, the inertia forces on potential sliding blocks are overestimated by 45%: that would necessarily lead to an overestimation of the resulting irreversible displacements. This is probably mainly



due to the bad representation of the behavior of higher modes and to the assumption of a rigid bedrock. The discrepancies are also explained by the assumption of a homogeneous layer of soil that is not valid for deep soil layer. Consequently, Sarma's equations may be adapted in order to take into account a velocity gradient in the soil layer.

However, the numerical method also relies on several assumptions about the features of the embankment, the foundation and the bedrock:

- the geometry of the embankment is simplified (two-dimensional, trapezoidal section, symmetric) as well as its materials (homogeneous, viscoelastic, non-saturated);
- the geometry of the foundation is also simplified (one-dimensional, horizontal) as well as its materials (no lateral variations, viscoelastic, not-saturated);
- the viscous damping is considered to be constant and to be the same in the soil layer and the embankment;
- the input motion is on horizontal direction only.

The main problem remains the representation of the damping – which has a major effect on the results. Sarma (1979) developed design curves by using a uniform value of 20% for the viscous damping inside both the embankment and the soil layer in order to represent all sources of dissipation of energy in case of strong earthquake in a simple way. Having a look at the deformation in this study, it is not realistic to choose the same value of damping in the embankment and in the layer. Besides, such a great value is not justified considering the peak shear strains obtained here for relatively moderate motion. Another issue that needs to be investigated deals with the relevancy of the linear-equivalent approach: up to which loading level is this acceptable?

This study will be completed by taking into account more geometries of embankments, additional values of shear wave velocities in the embankment and different viscous damping in the embankment and the soil layer. In the long term, it would be also interesting to study the impact of a two dimensional valley.

6. References

- [1] Makdisi FI and Seed HB (1978): Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, **104** (GT7), 849-867.
- [2] Sarma AK (1979): Response and stability of earth dams during strong earthquakes. *Misc. Paper GL-79-13, Geot. Lab., US Army Engineers Waterways Experiment Receiver*, Vicksburg, USA.
- [3] Ambraseys NN and Menu JM (1988): Earthquake-induced ground displacements. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **16**, 985-1006.
- [4] Bray JD and Travassaro T (2007): Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **133** (4), 381-392.
- [5] Papadimitriou AG, Bouckovalas GD, Andrianopoulos KI (2014): Methodology for estimating seismic coefficients for performance-based design of earthdams and tall embankments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **56**, 57-73.
- [6] Ambraseys NN (1960): On the shear response of a two-dimensional truncated wedge subjected to an arbitrary disturbance. *Bulletin of Seismological Society of America*, **50** (1), 45-56.
- [7] Gazetas G (1987): Seismic response of earth dams: some recent developments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **6** (1), 2-47.
- [8] Martin R, Komatitsch D, Blitz C, Le Goff N (2008): Simulation of seismic wave propagation in an asteroid based upon an unstructured MPI spectral-element method: blocking and non-blocking communication strategies. *High Performance Computing for Computational Science-VECPAR 2008* (pp. 350-363). Springer Berlin Heidelberg.

Annexe C

Formulations associées aux familles de courbes de dégradation

C.1 (Ishibashi et Zhang, 1993)

Ishibashi et Zhang (1993) proposent une formulation de l'évolution de la réduction du module et de l'amortissement avec la déformation en considérant l'effet de la pression de confinement totale σ_0 et de l'indice de plasticité IP .

Les courbes de réduction du module sont données par :

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma_c, IP) \sigma_0^{m(\gamma_c, IP) - m_0} \quad (C.1)$$

avec :

$$m(\gamma_c, IP) - m_0 = 0.272 \left[1 - \tanh \left(\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma_c} \right)^{0.4} \right) \right] e^{-0.0145 IP^{1.3}} \quad (C.2)$$

$$K(\gamma_c, IP) = 0.5 \left[1 + \tanh \left(\ln \left(\frac{0.000102 + n(IP)}{\gamma_c} \right)^{0.492} \right) \right] \quad (C.3)$$

$$n(IP) = \begin{cases} 0 & \text{si } IP = 0 \\ 3.37 \cdot 10^{-6} IP^{1.404} & \text{si } 0 < IP \leq 15 \\ 7 \cdot 10^{-7} IP^{1.976} & \text{si } 15 < IP \leq 70 \\ 2.7 \cdot 10^{-5} IP^{1.115} & \text{si } IP > 70 \end{cases} \quad (C.4)$$

Concernant l'évolution de l'amortissement avec la déformation, celle ci est donnée par :

$$\zeta = \frac{0.333 (1 + e^{-0.0145 IP^{1.3}})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (C.5)$$

C.2 (Darendeli, 2001)

Les courbes développées par (Darendeli, 2001) permettent de considérer l'influence de plusieurs paramètres. Ces courbes sont basées sur des résultats empiriques issus de tests sous chargement dynamique de nombreux échantillons. Une approche statistique est utilisée pour déduire les équations fournissant la réduction du module $\frac{G}{G_{max}}$ et l'amortissement ζ en fonction de la déformation γ_c , de la pression de confinement effective σ'_0 , de l'indice de plasticité IP , du degré de surconsolidation OCR , du nombre de cycles de chargement N_c et de la fréquence de chargement f_c .

La réduction du module est donnée par :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma_c}{\gamma_r} \right)^{a_d}} \quad (C.6)$$

où :

$$\gamma_r = (\Phi_1 + \Phi_2 IP OCR^{\Phi_3}) \sigma_0'^{\Phi_4} \quad (C.7)$$

$$a_d = 0.92 \quad (C.8)$$

$$\Phi_1 = 0.0352 \quad (C.9)$$

$$\Phi_2 = 0.0020 \quad (C.10)$$

$$\Phi_3 = 0.3246 \quad (C.11)$$

$$\Phi_4 = 0.3483 \quad (C.12)$$

Dans l'ensemble des équations ci-dessus, la déformation γ_c et l'indice de plasticité IP s'expriment en %. La pression de confinement effective σ'_0 est en atm.

L'évolution de l'amortissement (en %) avec la déformation (en %) s'obtient en plusieurs étapes. La première consiste à obtenir un amortissement de Masing approché pour le cas

$a_d = 1$.

$$\zeta_{Masing,a_d=1} = \frac{100}{\pi} \left(4 \frac{\gamma_c - \gamma_r \ln \left(\frac{\gamma_c + \gamma_r}{\gamma_r} \right)}{\frac{\gamma_c^2}{\gamma_c + \gamma_r}} - 2 \right) \quad (C.13)$$

Pour d'autres valeurs de a_d :

$$\zeta_{Masing,a_d} = c_1(\zeta_{Masing,a_d=1}) + c_2(\zeta_{Masing,a_d=1})^2 + c_3(\zeta_{Masing,a_d=1})^3 \quad (C.14)$$

où :

$$c_1 = 0.2523 + 1.8618a_d - 1.1143a_d^2 \quad (C.15)$$

$$c_2 = -0.0095 - 0.0710a_d + 0.0805a_d^2 \quad (C.16)$$

$$c_3 = 0.0003 + 0.0002a_d - 0.0005a_d^2 \quad (C.17)$$

Finalement, l'évolution de l'amortissement avec la déformation est fournie par l'équation :

$$\zeta = \zeta_{min} + b_d \zeta_{Masing,a-d}(\gamma_c) \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^{0.1} \quad (C.18)$$

où :

$$\zeta_{min} = (\Phi_6 + \Phi_7 IP OCR^{\Phi_8}) \sigma_0'^{\Phi_9} (1 + \Phi_{10} \ln(f_c)) \quad (C.19)$$

$$b_d = \Phi_{11} + \Phi_{12} \ln(N_c) \quad (C.20)$$

$$\Phi_6 = 0.8005 \quad (C.21)$$

$$\Phi_7 = 0.0129 \quad (C.22)$$

$$\Phi_8 = -0.1069 \quad (C.23)$$

$$\Phi_9 = -0.2889 \quad (C.24)$$

$$\Phi_{10} = 0.2919 \quad (C.25)$$

$$\Phi_{11} = 0.6329 \quad (C.26)$$

$$\Phi_{12} = -0.0057 \quad (C.27)$$

C.3 « Modèle ECP »

Il s'agit d'un modèle de courbes utilisé notamment par (Régnier *et al.*, 2018; Gatti, 2017). Les courbes caractérisant la dégradation du sol à une pression de confinement donnée, p_{ref} , sont adaptées en fonction de la contrainte verticale effective σ'_{v0} . La courbe de référence peut être issue d'essais en laboratoire ou choisies parmi la littérature. Typiquement les courbes (Seed et Idriss, 1970) et (Vucetic et Dobry, 1991) peuvent respectivement être utilisées pour représenter le comportement d'un sol sableux ($IP = 0$) et d'un sol argileux. Concernant la dégradation du module de cisaillement, la démarche proposée consiste à :

1. interpoler entre les points de la courbe de référence en appliquant la formulation proposée par (Nakagawa et Soga, 1995), et en particulier obtenir les paramètres α_{NS} et β_{NS} régissant l'équation C.28 ;
2. corriger les courbes d'un facteur $\sqrt{p_{ref}/\sigma'_{v0}}$ selon (Pecker, 2011).

Plus précisément, l'interpolation permet de décrire l'évolution du module de cisaillement à la pression de référence sous la forme :

$$\left(\frac{G}{G_{max}} \right)_{p_{ref}} = \frac{1}{1 + \alpha_{NS} (\gamma_c)^{\beta_{NS}}} \quad (C.28)$$

Lorsque le « modèle » est utilisé dans cette thèse pour le cas d'un sol pulvérulent, les paramètres $\alpha_{NS} = 300$ et $\beta_{NS} = 0.75$ sont obtenus par interpolation de la courbes Seed et Idriss (1970).

Finalement, la correction introduite par le confinement permet d'exprimer la dégradation du module de cisaillement à chaque valeur de σ'_{v0} selon l'expression :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \alpha_{NS} \left(\gamma_c \sqrt{\frac{p_{ref}}{\sigma'_{v0}}} \right)^{\beta_{NS}}} \quad (C.29)$$

La dépendance de l'amortissement au niveau de déformation est pris en compte par la relation :

$$\zeta = \zeta_{min} + \zeta_{max} \left(1 - \frac{G}{G_{max}} \right) \quad (C.30)$$

où G/G_{max} est donné par la relation C.29 et intègre donc la prise en compte du confinement, ζ_{min} et ζ_{max} représentent respectivement le ratio d'amortissement à faibles et

grandes déformations.

Le cas échéant, pour utiliser le « modèle ECP » dans le cadre de cette thèse, l'amortissement à faibles déformations ζ_{min} est choisi égal à $5/V_{S_{max}}$, où $V_{S_{max}}$ est la vitesse des ondes de cisaillement à petites déformation – correspondant au module de cisaillement G_{max} . Il s'agit du *proxy* pour l'amortissement dans le domaine linéaire, couramment utilisé par faute de l'existence d'une mesure fiable de l'amortissement. L'amortissement maximale ζ_{max} , à très grandes déformations, est considéré égal à 22% (valeur maximale observée sur les courbes de Darendeli (2001)).

C.4 Lien entre profondeur et contrainte de confinement

Suivant la famille de courbes de dégradation, l'effet du confinement dépend de la pression en contraintes totales σ_0 (Ishibashi et Zhang, 1993), de la pression effective σ'_0 (Darendeli, 2001) ou encore de la contrainte effective verticale σ'_{v_0} (« modèle ECP »). Connaissant la masse volumique des matériaux et le niveau de la nappe d'eau, ces dernières peuvent être estimées à chaque profondeur. Pour les calculs en contraintes effectives, l'ensemble de la couche de sol est supposée saturée. Par ailleurs le coefficient de poussée des terres K_0 est considéré égal à 0.7. En un point de profondeur z_0 , l'ensemble de l'épaisseur de sol présent au dessus de ce point, donnée par $H_{d_{loc}} - z_0$, participe au calcul de la contrainte de confinement. Si le point se situe dans la digue ($z_0 \geq 0$), les contraintes effectives sont égales aux contraintes totales car il n'y a pas de sous-pressions, ainsi :

$$\sigma'_{v_0} = \sigma_{v_0} = \rho dg(H_{d_{loc}} - z_0) \quad (C.31)$$

$$\sigma'_{h_0} = \sigma_{h_0} = K_0 \sigma'_{v_0} \quad (C.32)$$

$$\sigma'_0 = \sigma_0 = \frac{2\sigma'_{h_0} + \sigma'_{v_0}}{3} \quad (C.33)$$

où σ'_{h_0} et σ_{h_0} sont respectivement les contraintes horizontales effective et totale, σ_{v_0} est la contrainte verticale totale.

Par ailleurs, lorsque le point se situe dans la couche de sol ($z_0 < 0$), les contraintes

s'écrivent :

$$\sigma'_{v_0} = \rho_d g H_d - (\rho_c - 1000) g z_0 \quad (\text{C.34})$$

$$\sigma_{v_0} = \rho_d g H_d - \rho_c g z_0 \quad (\text{C.35})$$

$$\sigma'_{h_0} = K_0 \sigma'_{v_0} \quad (\text{C.36})$$

$$\sigma_{h_0} = K_0 \sigma_{v_0} \quad (\text{C.37})$$

$$\sigma'_0 = \frac{2\sigma'_{h_0} + \sigma'_{v_0}}{3} \quad (\text{C.38})$$

$$\sigma_0 = \frac{2\sigma_{h_0} + \sigma_{v_0}}{3} \quad (\text{C.39})$$

où $(\rho_c - 1000)$ représente la masse volumique déjaugée.

Lors de l'application des différentes formulations, la pression atmosphérique p_a (égale à 1 bar ou 10^5 Pa) est ajoutée à la valeur du confinement de manière à obtenir en surface la courbe de référence à une pression de 1 bar.

Annexe D

Validation du code de calcul SPECFEM2D

Comme indiqué dans le paragraphe 1.3.2.2, il est recommandé de systématiquement comparer deux codes de calculs distincts par deux opérateurs différents pour s'assurer d'un minimum de confiance dans les résultats de simulations numériques. Les codes SPECFEM2D et COMSOL® ont ainsi été utilisés pour modéliser la propagation des ondes sismiques sur une configuration de site de digue relativement simple. Cette annexe vise à présenter la comparaison effectuée ainsi que les résultats obtenus. Cette étape a permis de repérer des erreurs diverses (incompréhension sur la géométrie, erreur de localisation des récepteurs,...) avant de converger vers des simulations conduisant à des résultats satisfaisants.

D.1 Codes de calcul

Les deux codes présentent des caractéristiques distinctes. SPECFEM2D implémente une méthode de résolution aux éléments spectraux en espace, avec un polynôme d'ordre 4, et un schéma explicite d'ordre 2 en différences finies en temps. Lors de son utilisation, le maillage est généré par l'outil CUBIT. Les éléments du maillage présentent une forme de quadrilatères. Au contraire COMSOL® est basé sur une résolution aux éléments finis et un maillage tétraédrique. Ces deux outils se distinguent aussi dans la manière d'implémenter le ratio d'amortissement visqueux. Ce dernier peut être renseigné de différentes manières dans COMSOL®. Dans le cas présent, il est exprimé sous la forme d'un amortissement de Rayleigh. Autrement dit, la matrice d'amortissement \mathbf{C} est liée

aux matrices de masse \mathbf{M} et de raideur \mathbf{K} par la relation : $\mathbf{C} = \alpha_R \mathbf{M} + \beta_R \mathbf{K}$. α_R et β_R sont appelés respectivement coefficients inertiel (en s) et élastique (en s^{-1}). Cette définition de l'amortissement implique une variation de ce dernier avec la pulsation selon la relation (Semblat, 1997) :

$$\zeta(\omega) = \frac{\alpha}{2\omega} + \frac{\beta\omega}{2} \quad (\text{D.1})$$

Lorsqu'une valeur d'amortissement dans les modèles est fixée à la valeur de ζ_{cible} , celle-ci n'est réellement atteinte qu'à deux valeurs pulsations ω_a et ω_b . Dans cette étude, les coefficients α et β sont calculés de manière à ce que $\omega_a = 31.4$ rad/s et $\omega_b = 94.2$ rad/s (correspondant respectivement aux fréquences 5 et 15Hz). Les paramètres α et β sont alors donnés par :

$$\alpha = \frac{2\zeta_{cible}\omega_a\omega_b}{\omega_a + \omega_b} \quad (\text{D.2})$$

$$\beta = \frac{2\zeta_{cible}}{\omega_a + \omega_b} \quad (\text{D.3})$$

Dans SPEC-FEM2D, le facteur de qualité (donc l'amortissement) est maintenu constant avec la fréquence. Cette propriété induit nécessaire de la dispersion dans les modèles : les vitesses élastiques varient légèrement avec la fréquence. Les valeurs visées sont ainsi définies à une fréquence donnée (10 Hz). Pour un amortissement cible de 3%, l'évolution de l'amortissement avec la fréquence implémenté dans COMSOL® et SPEC-FEM2D est illustrée sur la figure D.1.

D.2 Modèles considérés

La situation de base considérée pour la comparaison est présentée sur la figure D.2. Il s'agit d'une section de digue trapézoïdale symétrique, d'une hauteur de 7m, une largeur en crête de 6m et un fruit des pentes de 2.2. Celle-ci repose sur une couche de sol horizontale et homogène d'épaisseur 14m. La vitesse des ondes de cisaillement dans la digue est homogène, égale à 300m/s. La couche de sol est aussi considérée homogène, avec une vitesse élastique des ondes de cisaillement égale à 500m/s. Enfin, la vitesse élastique des ondes de cisaillement dans le rocher est considérée égale à 800m/s. Dans ces trois milieux, la vitesse élastique des ondes de compression est supposée égale à $\sqrt{3}V_{S_{max}}$. La masse volumique est de 2200kg/m³ dans la digue et la couche de sol et de 2500kg/m³

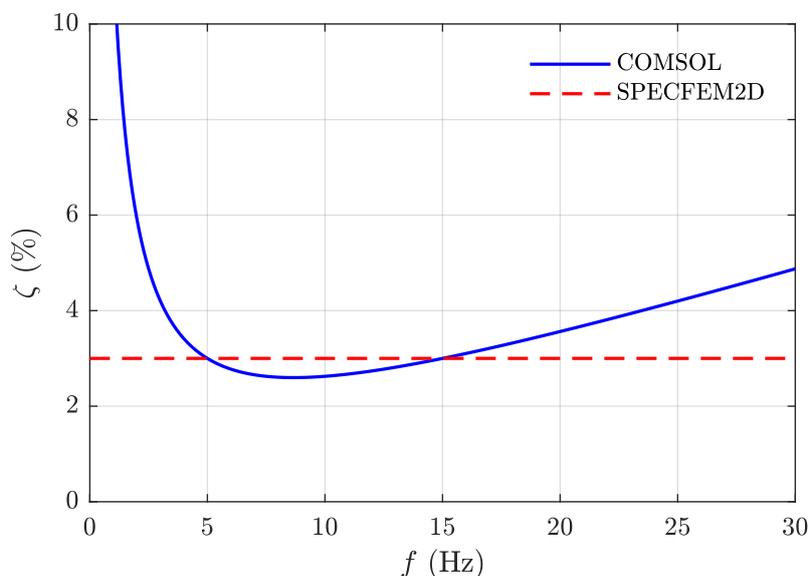


FIGURE D.1 – Comparaison entre l'évolution de l'amortissement avec la fréquence (dans la gamme de fréquences d'intérêt) dans les modèles COMSOL® et SPECFEM2D, pour une valeur cible de l'amortissement $\zeta_{cible} = 3\%$.

dans le rocher. La comparaison des résultats est dans un premier temps effectuée en considérant des milieux purement élastiques. Dans un second temps, l'amortissement dans la couche de sol et dans la digue est supposé égal à 3% puis à 20%.

Les modèles réalisés sont similaires au schéma présenté dans le chapitre 3, sur la figure 3.24 (page 148). La largeur totale des modèles est de 2000m, avec la digue située au centre et la hauteur totale est de 500m. Des conditions frontières absorbantes sont placées sur les bords latéraux et à la base des deux modèles. La sollicitation sismique est imposée à une profondeur de -193m (soit 200m sous la crête de digue) sous la forme d'une onde plane à incidence verticale. La polarisation du mouvement coïncide avec la direction horizontale dans le plan (onde SV). Le déplacement imposé est présenté sur la figure 3.25. Il s'agit d'un Dirac permettant d'exciter toutes les fréquences jusqu'à 25Hz environ. La taille des éléments dans les modèles est choisie de manière à garantir la validité des résultats jusqu'à une fréquence minimale de 25Hz. La figure D.3 illustre le maillage généré dans COMSOL®. Le type de maillage pouvant être créé avec l'outil CUBIT pour une utilisation dans SPECFEM2D est illustré sur la figure 3.26.

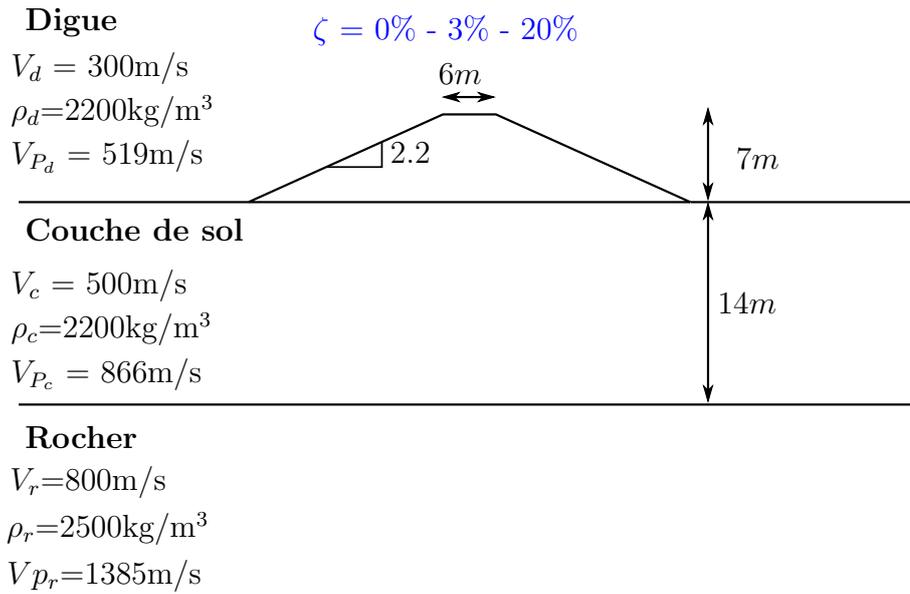


FIGURE D.2 – Configuration considérée pour la validation des outils de calcul.

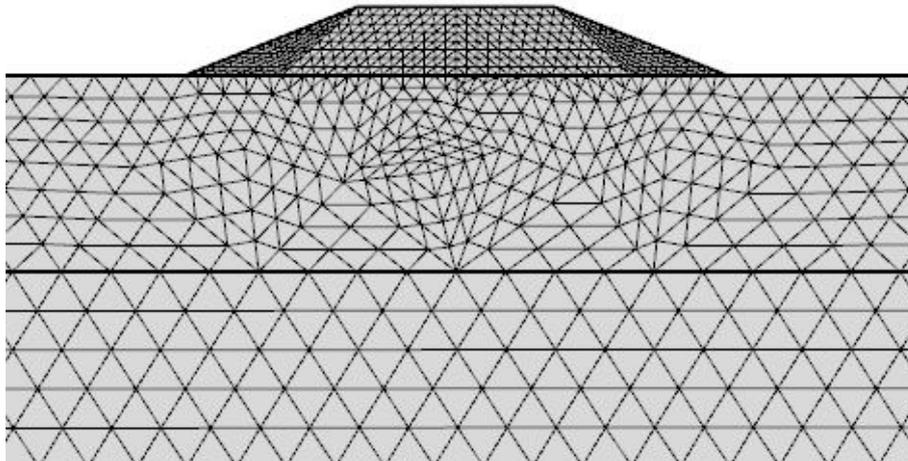


FIGURE D.3 – Exemple de maillage utilisé (zoom autour de la digue) dans COMSOL® pour la validation des codes de calcul.

D.3 Comparaison des résultats

La réponse impulsionnelle est conservée en plusieurs points des modèles numériques, et notamment au milieu de la crête de digue (point 1) et en surface de la couche de sol à 400m du pied de digue (point 2). La comparaison entre les deux codes de calculs présentée ci-dessous est basée sur les vitesses verticale et horizontale obtenues au niveau

de ces deux points.

D.3.1 Cas purement élastique

Dans le cas où l'amortissement est nul dans l'ensemble du modèle, les vitesses horizontales au niveau des points 1 et 2 sont présentées sur la figure D.4. Les deux codes de calcul conduisent globalement aux mêmes traces de vitesses dans le domaine temporel. Les transformées de Fourier de ces données sont présentées sur la figure D.5. Celles-ci sont là encore très similaires. Sur ces figures, l'axe vertical est volontairement laissé sans valeurs numériques. En effet, étant donné que le pulse utilisé (présenté dans le chapitre 3 sur la figure 3.25), celles-ci ne prennent un sens qu'après convolution avec un signal sismique plus réaliste. Concernant la vitesse verticale, celle-ci est quasi-nulle (comparée à la vitesse horizontale) au milieu de la crête de digue pour les deux modèles. Au niveau du point 2, la trace dans le domaine de la vitesse verticale obtenue avec les deux codes et sa transformée de Fourier sont présentées sur la figure D.6.

Cette comparaison est satisfaisante est conduit à valider l'utilisation de SPECFEM2D pour la modélisation de la propagation des ondes sismiques dans le sol et l'ouvrage dans le cas purement élastique.

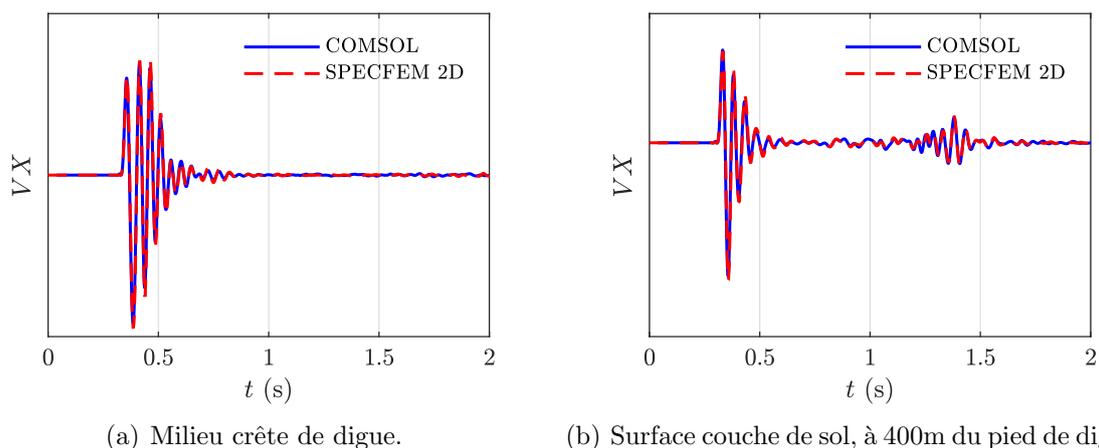


FIGURE D.4 – Comparaison des vitesses horizontales issues des deux codes de calcul au (a) milieu de la crête de digue (point 1) et (b) à la surface de la couche de sol à 400m du pied de digue (point 2). Cas purement élastique.

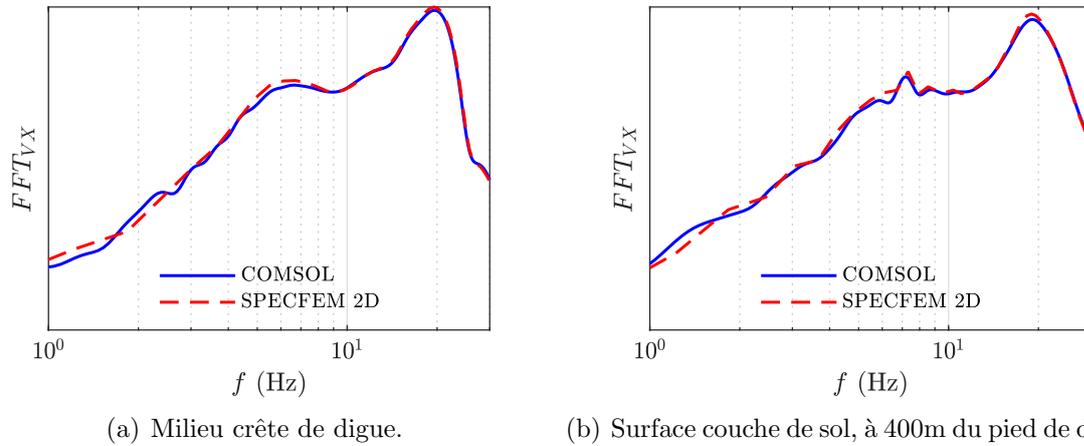


FIGURE D.5 – Comparaison des vitesses horizontales issues des deux codes de calcul dans le domaine fréquentiel au (a) milieu de la crête de digue (point 1) et (b) à la surface de la couche de sol à 400m du pied de digue (point 2).

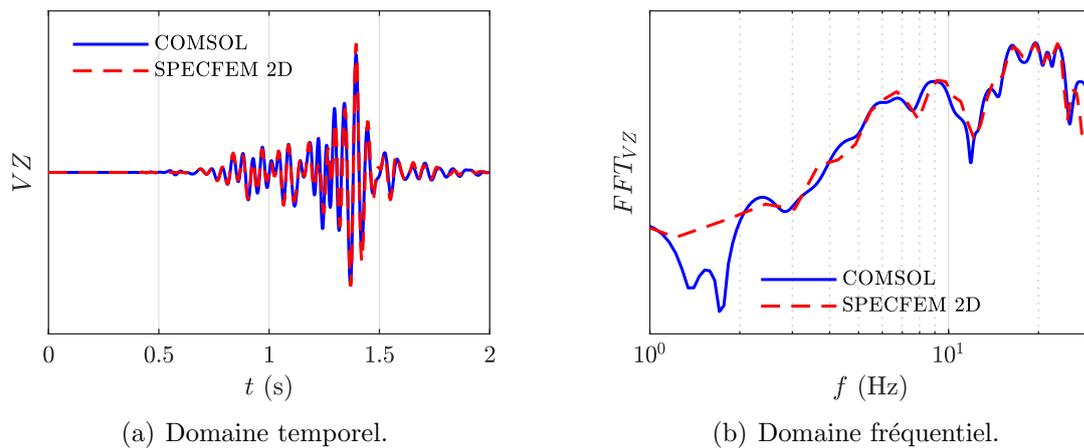


FIGURE D.6 – Vitesses en surface de la couche de sol à 400m du pied de digue (point 2) dans le cas purement élastique (a) dans le domaine temporel et (b) dans le domaine fréquentiel.

D.3.2 Cas d'un amortissement de 3%

Les modèles réalisés dans le cadre de l'étude paramétrique n'étant pas purement élastiques, les codes de calcul sont aussi comparés lorsque l'amortissement visqueux est non nul, et en particulier ici fixé dans la digue et la couche de sol à 3%. Les vitesses horizontales obtenues en milieu de crête de digue sont présentées sur la figure D.7. Cette comparaison est satisfaisante.

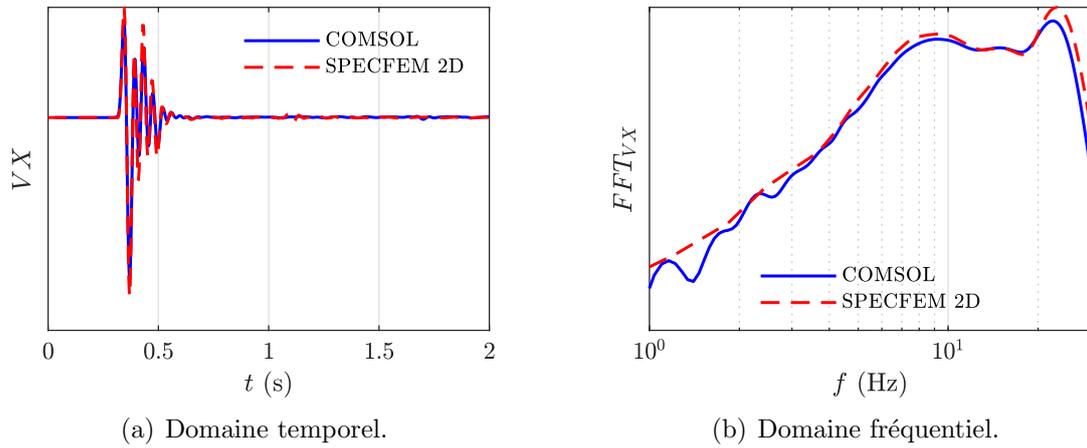


FIGURE D.7 – Vitesses en milieu de crête de digue (point 1) pour un amortissement de 3% (a) dans le domaine temporel et (b) dans le domaine fréquentiel.

Annexe E

Utilisation de la régression linéaire pour fournir une loi de prédiction de l'accélération maximale en crête de digue

Les résultats des simulations numériques fournissent une banque de données à partir de laquelle des lois de prédiction des grandeurs d'intérêt peuvent être développées en faisant appel à des outils statistiques. En particulier, cette annexe est dédiée à l'élaboration d'une loi de régression linéaire permettant d'estimer l'accélération maximale en crête de digue. Dans un premier temps une régression linéaire multiple sans interaction entre les différents facteurs prédictifs est effectuée. Devant l'échec de cette dernière à prédire de manière suffisamment précise la grandeur recherchée, une régression linéaire multiple avec interaction entre les facteurs prédictifs est appliquée.

Le principe de la régression linéaire (sans interaction) est d'exprimer une grandeur expliquée O sous la forme d'une combinaison linéaire de grandeurs explicatives I :

$$O = b + \sum_{i=1}^{n_I} \omega_i I_i \quad (\text{E.1})$$

où n_I est le nombre de facteurs explicatifs, le vecteur ω contient les poids attribués à chaque paramètre explicatif et b est une constante à déterminer.

Lorsqu'une interaction entre les paramètres explicatifs est prise en compte, la grandeur

expliquée O s'exprime de la manière suivante (présence de termes croisés) :

$$O = b + \sum_{i=1}^{n_I} \omega_i I_i + \sum_{i=1}^{n_I} \sum_{j>i}^{n_I} w_{i,j} I_i I_j \quad (\text{E.2})$$

où $w_{i,j}$ correspond au poids attribué au terme croisé $I_i I_j$.

Plusieurs méthodes permettent d'obtenir les constantes recherchées, la plus classique étant la méthode des moindres carrés.

Pour pouvoir directement comparer la performance de la régression linéaire à celle des réseaux neuronaux, les grandeurs explicatives et expliquées utilisées sont les paramètres d'entrée et les sorties des réseaux neuronaux. Pour ne pas multiplier les cas d'étude, l'exemple de réseaux de neurones ANN1-A est considéré ici, celui-ci est associé aux paramètres d'entrée $\ln(V_d/\widehat{V}_c)$, $\ln(H_c/H_d)$, $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$ et permet de prédire la sortie $\ln(a_{\text{crête}_{\text{max}}}/\widehat{PGA})$. Enfin, comme pour les réseaux de neurones, les grandeurs sont normalisées entre -1 et 1 afin que les indicateurs de performance soit directement comparables à ceux présentés dans le chapitre 4 lors de la validation du réseau ANN1-A (les indicateurs sont calculés dans le domaine normalisé).

E.1 Régression linéaire multiple sans interaction

Cette première régression linéaire multiple sans interaction entre les grandeurs explicatives conduit à obtenir les coefficients présentés dans le tableau E.1 permettant de relier les grandeurs normalisées $\ln(V_d/\widehat{V}_c)$, $\ln(H_c/H_d)$, $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$ à la valeur normalisée de $\ln(a_{\text{crête}_{\text{max}}}/\widehat{PGA})$. Le poids le plus grand est attribué au *proxy* pour la déformation maximale (quantification de la non-linéarité).

Constante (à l'origine)		0.2713
Poids	$\ln(V_d/\widehat{V}_c)$	-0.2305
	$\ln(H_c/H_d)$	0.1385
	$\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$	-0.8831

TABLE E.1 – Coefficients obtenus à l'issue de la régression linéaire multiple sans interaction.

L'erreur quadratique moyenne sur la prédiction de la sortie $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ normalisée MSE est égale à 0.0449 et sa racine carrée $RMSE$ à 0.2120. Cette valeur est nettement inférieure à celle obtenue avec le réseau ANN1-A ($RMSE$ dans le domaine normalisé égal à 0.0994, voir tableau 4.6). L'écart-type initial de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ étant de 0.4774 (dans le domaine normalisé), cette régression linéaire permet une réduction d'environ 50% de l'écart-type.

Par ailleurs, la figure E.1 montre la répartition des résidus à l'issue de cette régression linéaire. Les résidus ne suivent pas une distribution normale centrée sur zéro. Par ailleurs, le résidu minimal atteint -0.76809, ce qui correspond à une sous-estimation significative de l'accélération maximale en crête.

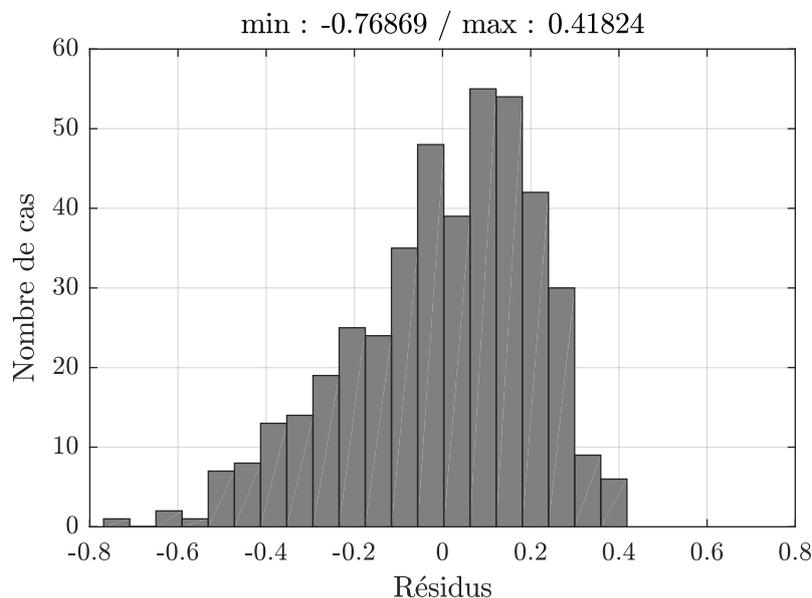


FIGURE E.1 – Répartition des résidus à l'issue de la régression linéaire multiple sans interaction.

Cette régression linéaire n'est donc pas satisfaisante.

E.2 Régression linéaire multiple avec interactions

En autorisant les interactions entre les différentes valeurs explicatives, la régression linéaire conduit aux coefficients présentés dans le tableau E.2. La relation liant la grandeur $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ aux différents paramètres explicatifs est alors légèrement plus complexe.

Utilisation de la régression linéaire pour fournir une loi de prédiction de l'accélération maximale en crête de digue

Constante (à l'origine)		0.35695
Poids	$\ln(V_d/\widehat{V}_c)$	-0.1777
	$\ln(H_c/H_d)$	0.15842
	$\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$	-0.89795
	$\ln(V_d/\widehat{V}_c) \ln(H_c/H_d)$	0.33059
	$\ln(V_d/\widehat{V}_c) \ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$	-0.57678
	$\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2) \ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$	-0.16761

TABLE E.2 – Coefficients obtenus à l'issue de la régression linéaire multiple avec interactions.

La racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (*RMSE*) sur la prédiction de la valeur normalisée de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ est égale à 0.1783. Cette valeur est légèrement inférieure à celle obtenue sans prise en compte de l'interaction entre les facteurs explicatifs, mais reste nettement inférieure à celle obtenue à l'aide du réseau ANN1-A.

La répartition des résidus est présentée sur la figure E.2. Là encore, cette répartition est peu satisfaisante car la distribution n'est pas identifiable à une loi normale centrée sur zéro. La valeur normalisée de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ peut être considérablement sous-estimée, la valeur minimale des des résidus étant de -0.68.

Ces résultats confirment la nécessité d'utiliser une relation non-linéaire pour évaluer la réponse dynamique maximale de la digue.

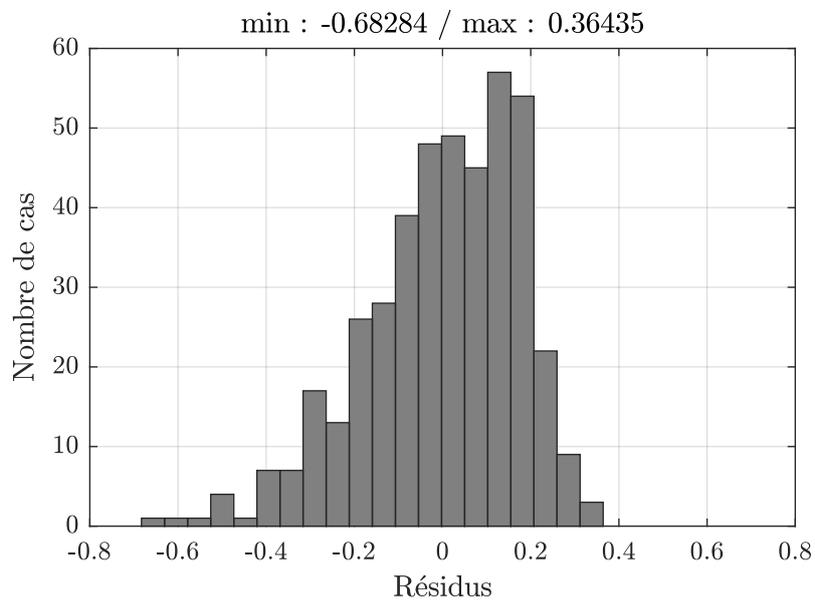


FIGURE E.2 – Répartition des résidus à l'issue de la régression linéaire multiple avec interactions.

Utilisation de la régression linéaire pour fournir une loi de prédiction de l'accélération maximale en crête de digue

Annexe F

Matrices de poids et biais des réseaux neuronaux

F.1 Réseau ANN1-A

$$\mathbf{b}_H = \begin{pmatrix} -2.508 \\ 5.831 \\ 3.58 \\ -0.3939 \\ 0.6178 \\ 1.672 \\ 0.8047 \\ -1.989 \\ -1.676 \\ 1.926 \end{pmatrix} \quad (\text{F.1})$$

$$[\mathbf{w}_H] = \begin{pmatrix} 2.364 & -3.572 & -0.4602 \\ 0.5503 & 0.2287 & -0.1923 \\ 0.346 & -1.147 & -1.17 \\ 1.298 & 0.5866 & 0.9385 \\ 10.1 & 1.146 & 3.323 \\ 4.946 & 0.3431 & 0.675 \\ -2.813 & 0.6257 & 1.517 \\ -1.895 & 1.145 & 2.24 \\ 0.1473 & 0.6195 & -2.341 \\ 3.078 & 1.113 & -1.422 \end{pmatrix} \quad (\text{F.2})$$

$$\mathbf{b}_O = -1.517 \quad (\text{F.3})$$

$$[\mathbf{w}_O] = \begin{pmatrix} 0.0805 & 0.5754 & -0.8588 & -0.1756 & -0.3809 & \dots \\ \dots & 1.346 & 0.3443 & -0.3946 & 0.3108 & 0.9818 \end{pmatrix} \quad (\text{F.4})$$

F.2 Réseau ANN1-B

$$\mathbf{b}_H = \begin{pmatrix} 2.992 \\ 1.932 \\ 2.691 \\ 0.5717 \\ -1.49 \\ -0.5497 \\ -0.3376 \\ 1.762 \\ 1.713 \\ -2.076 \end{pmatrix} \quad (\text{F.5})$$

$$[\mathbf{w}_H] = \begin{pmatrix} -2.048 & 0.4794 & -1.193 \\ -0.4073 & 1.298 & 0.4029 \\ -0.3564 & 1.891 & -0.6463 \\ -1.966 & -0.2995 & -0.2474 \\ 1.143 & 1.347 & 1.287 \\ 1.397 & 2.04 & 2.535 \\ 1.994 & -1.082 & 3.751 \\ -3.087 & 2.448 & 0.6791 \\ -0.8131 & 3.457 & -0.1102 \\ -2.527 & 3.357 & 2.191 \end{pmatrix} \quad (\text{F.6})$$

$$\mathbf{b}_O = -0.595 \quad (\text{F.7})$$

$$[\mathbf{w}_O] = \begin{pmatrix} 0.6811 & 0.6239 & -0.6346 & 0.6201 & 0.1793 & \dots \\ \dots & -0.2555 & -0.1834 & -0.3299 & -0.2055 & -0.6272 \end{pmatrix} \quad (\text{F.8})$$

F.3 Réseau ANN2-A

$$\mathbf{b}_H = \begin{pmatrix} -1.052 \\ -5.359 \\ -1.779 \\ -7.518 \\ -6.115 \\ -1.099 \\ 0.286 \\ -1.047 \\ -0.3617 \\ 0.5493 \\ 0.4911 \\ 2.201 \\ -1.359 \\ -3.451 \\ -1.233 \end{pmatrix} \quad (\text{F.9})$$

$$[\mathbf{w}_H] = \begin{pmatrix} -0.04106 & -0.008439 & -0.7829 & -0.2732 \\ 10.27 & 0.2678 & 17.5 & -1.128 \\ 0.6758 & -0.3192 & 0.7339 & 3.188 \\ -1.338 & 1.211 & -0.8181 & -0.3981 \\ -0.1316 & 0.3672 & -0.0783 & 3.851 \\ -0.422 & 1.41 & -5.28 & 0.8902 \\ 1.447 & 0.4978 & 3.472 & -0.6308 \\ 7.961 & -1.36 & 2.193 & -0.008836 \\ 2.343 & 0.7995 & -18.9 & 2.164 \\ 1.936 & 1.853 & 1.671 & 0.7844 \\ -1.842 & -4.469 & 1.427 & -2.653 \\ 1.022 & -0.07965 & 9.229 & 2.165 \\ 12.27 & -0.1961 & -0.1112 & -0.2806 \\ 0.1537 & -0.06019 & 0.06986 & 4.007 \\ -0.4327 & 0.1414 & -0.284 & -0.1671 \end{pmatrix} \quad (\text{F.10})$$

$$\mathbf{b}_O = -1.01 \quad (\text{F.11})$$

$$[\mathbf{w}_O] = \begin{pmatrix} -2.553 & -0.5387 & 0.08077 & 0.4575 & 0.09741 & \dots \\ \dots & 1.771 & -0.03682 & 0.208 & -0.2205 & 0.6473 & \dots \\ \dots & \dots & -0.03172 & -0.1321 & -1.484 & -0.168 & 0.7509 \end{pmatrix} \quad (\text{F.12})$$

F.4 Réseau ANN2-B

$$\mathbf{b}_H = \begin{pmatrix} -10.35 \\ 27.67 \\ 0.8592 \\ 37.37 \\ -0.4195 \\ -3.952 \\ 0.8477 \\ 4.715 \\ 1.266 \\ -3.171 \end{pmatrix} \quad (\text{F.13})$$

$$[\mathbf{w}_H] = \begin{pmatrix} 7.314 & 1.868 & 0.84 & -0.3881 \\ 0.2258 & -5.032 & 0.919 & 3.219 \\ 0.8305 & -3.055 & -1.041 & 0.6682 \\ 0.02701 & 122.1 & 0.1817 & -0.139 \\ 0.03914 & 3.922 & 1.723 & -1.1 \\ 4.809 & 4.167 & -2.306 & 0.6283 \\ 2.216 & 5.001 & -2.412 & -4.611 \\ -0.6429 & -0.09761 & -0.4222 & -53.79 \\ 0.1062 & 0.3829 & 5.497 & 0.3362 \\ 0.1123 & -0.4443 & 0.3626 & 0.6981 \end{pmatrix} \quad (\text{F.14})$$

$$\mathbf{b}_O = -0.9788 \quad (\text{F.15})$$

$$[\mathbf{w}_o] = \begin{pmatrix} -0.2089 & 0.04683 & 6.74 & 0.1436 & -0.04206 & \dots \\ \dots & -0.08494 & -5.826 & 0.3966 & -0.3464 & -0.2063 \end{pmatrix} \quad (\text{F.16})$$

Annexe G

Abaques avec une échelle de couleurs continue

Alors qu'une échelle de couleurs discrète est utilisée dans le chapitre 4 pour la réalisation d'abaques permettant l'estimation de $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ et de $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$, cette annexe fait appel à une échelle de couleurs continue pour représenter les sorties des réseaux ANN1-A, ANN1-B, ANN2-A et ANN2-B et les comparer aux résultats des simulations numériques (dans la section G.1). L'utilisation d'une échelle de couleurs continue modifie « l'impression visuelle » dégagée par les abaques. Elle permet de détecter plus aisément les éventuelles « variations » des sorties des réseaux de neurones entre les données utilisées pour leur apprentissage, indiquant un probable surajustement du réseau. Cette situation est illustrée dans la section G.2.

G.1 Abaques réalisés à partir des réseaux de neurones développés

Les réseaux de neurones ANN1-A, ANN1-B, ANN2-A et ANN2-B développés dans le chapitre 4 permettent de d'obtenir les abaques suivants (figures G.1 à G.4) pour l'estimation des rapports $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ et $a_{bloc_{max}}/\widehat{PGA}$.

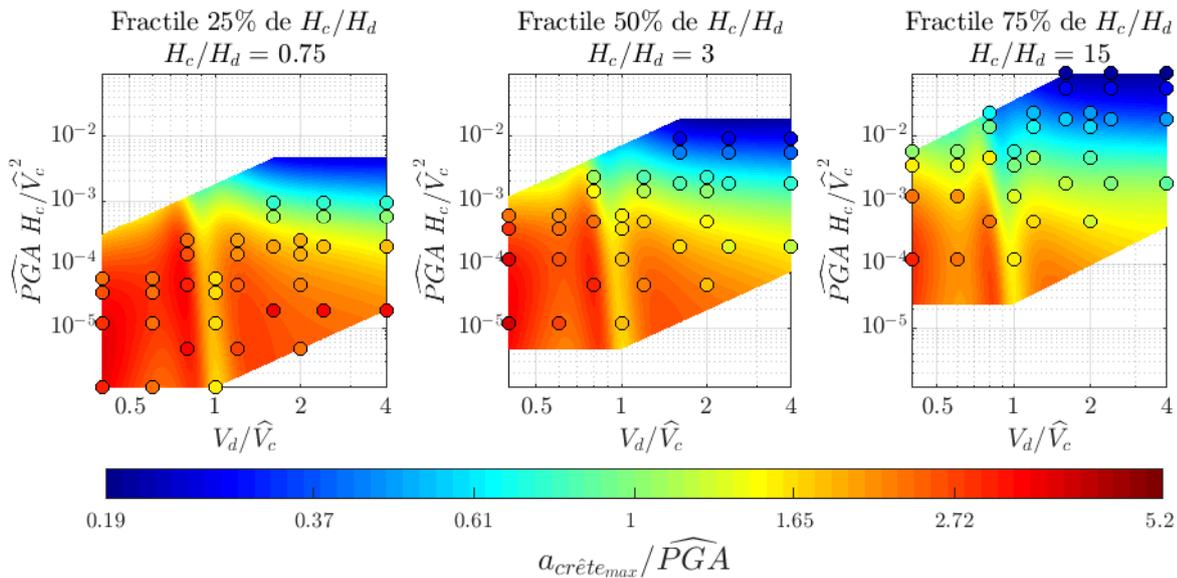


FIGURE G.1 – Abaques développés pour l’estimation de l’amplification de l’accélération maximale en crête par rapport au champ libre ($a_{crête_{max}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN1-A représentées dans le plan formé par V_d/\widehat{V}_c et $\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2$ pour trois fractiles de H_c/H_d : 25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPECFEM2D. Utilisation d’une palette de couleurs continue.

G.2 Exemple d’un réseau de neurones surajusté

Afin de montrer l’importance de considérer des réseaux neuronaux peu complexes, i.e. avec un nombre réduit de poids synaptiques et biais à ajuster, deux exemples de réseaux surajustés pour la prédiction de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ sont considérés.

G.2.1 Réseau à 5 paramètres d’entrée

Le premier exemple concerne un réseau de neurones permettant d’ajuster la valeur de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ à partir de 5 paramètres d’entrée : $\ln(\widehat{PGA})$, $\ln(H_d)$, $\ln(V_d)$, $\ln(V_{S_{30}})$ et $\ln(f_0)$. Ce réseau est très performant et permet un écart-type sur les résidus des valeurs cibles normalisées $RMSE$ égal à 0.05. Cependant, le réseau a « sur-appris » les données et est trop libre de varier entre celles-ci. En effet, la figure G.5 représente avec un code couleur les sorties du réseau dans le plan des paramètres $V_{S_{30}}$ et f_0 en fixant les trois autres à la valeur médiane prise par les simulations numériques. Pour une valeur de $V_{S_{30}}$

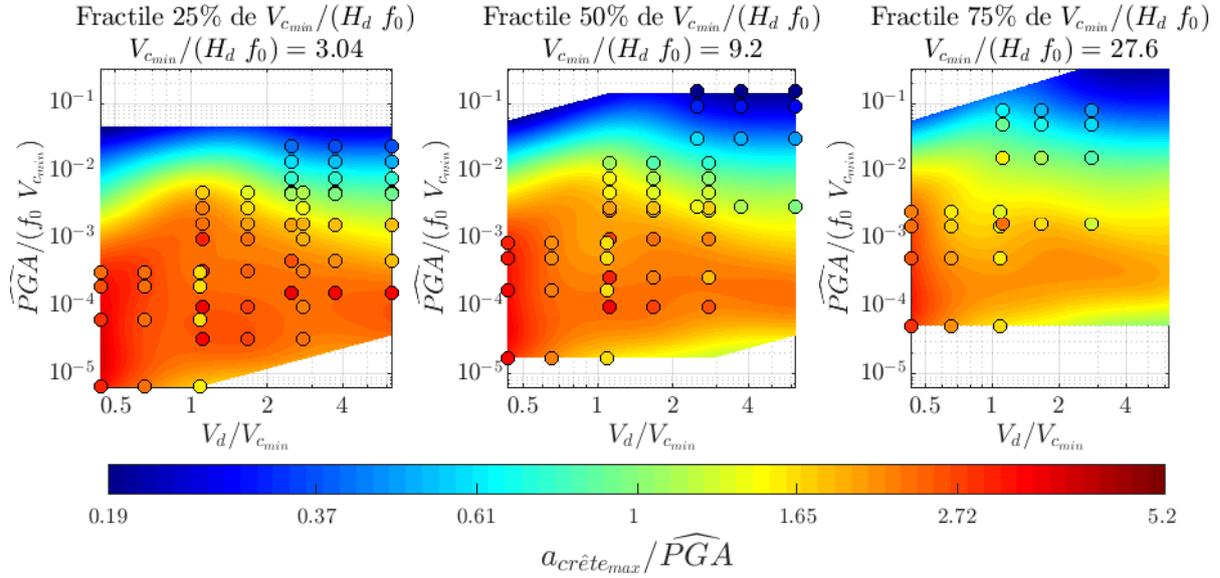


FIGURE G.2 – Abaqués développés pour l'estimation de l'amplification de l'accélération maximale en crête par rapport au champ libre ($a_{crête_{max}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN1-B représentées dans le plan formé par $V_d/V_{c_{min}}$ et $PGA/(V_{c_{min}} f_0)$ pour trois fractiles de $V_{c_{min}}/(H_d f_0)$: 25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPEC2D. Utilisation d'une palette de couleurs continue.

de l'ordre de 350 m/s, le réseau prédit une valeur de $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$ égale à 20, soit une amplification de l'accélération maximale en crête de 10^8 ! Sur la figure G.5, les ronds représentent les données des simulations numériques. Celles-ci sont bien prédites par le réseau ($RMSE = 0.05$), cependant aucune donnée n'est disponible autour de $V_{S_{30}} = 350$ m/s : la trop grande liberté du réseau l'autorise alors à varier brutalement pour $V_{S_{30}}$ de l'ordre de 350 m/s.

G.2.2 Nombre de neurones sur la couche cachée

Cette partie considère l'exemple de réseaux basés sur les mêmes couches d'entrée et de sortie que le réseau ANN1-A : soit trois paramètres sur la couche d'entrée ($\ln(V_d/\widehat{V}_c)$, $\ln(H_c/H_d)$ et $\ln(\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2)$) et une grandeur de sortie $\ln(a_{crête_{max}}/\widehat{PGA})$. Quatre valeurs de n_H (nombre de neurones sur la couche cachée, $n_H = 5, 10, 20$ et 25) sont considérées pour illustrer le risque de surajustement du réseau en présence d'un nombre trop important de neurones sur la couche cachée. L'apprentissage de ces quatre réseaux

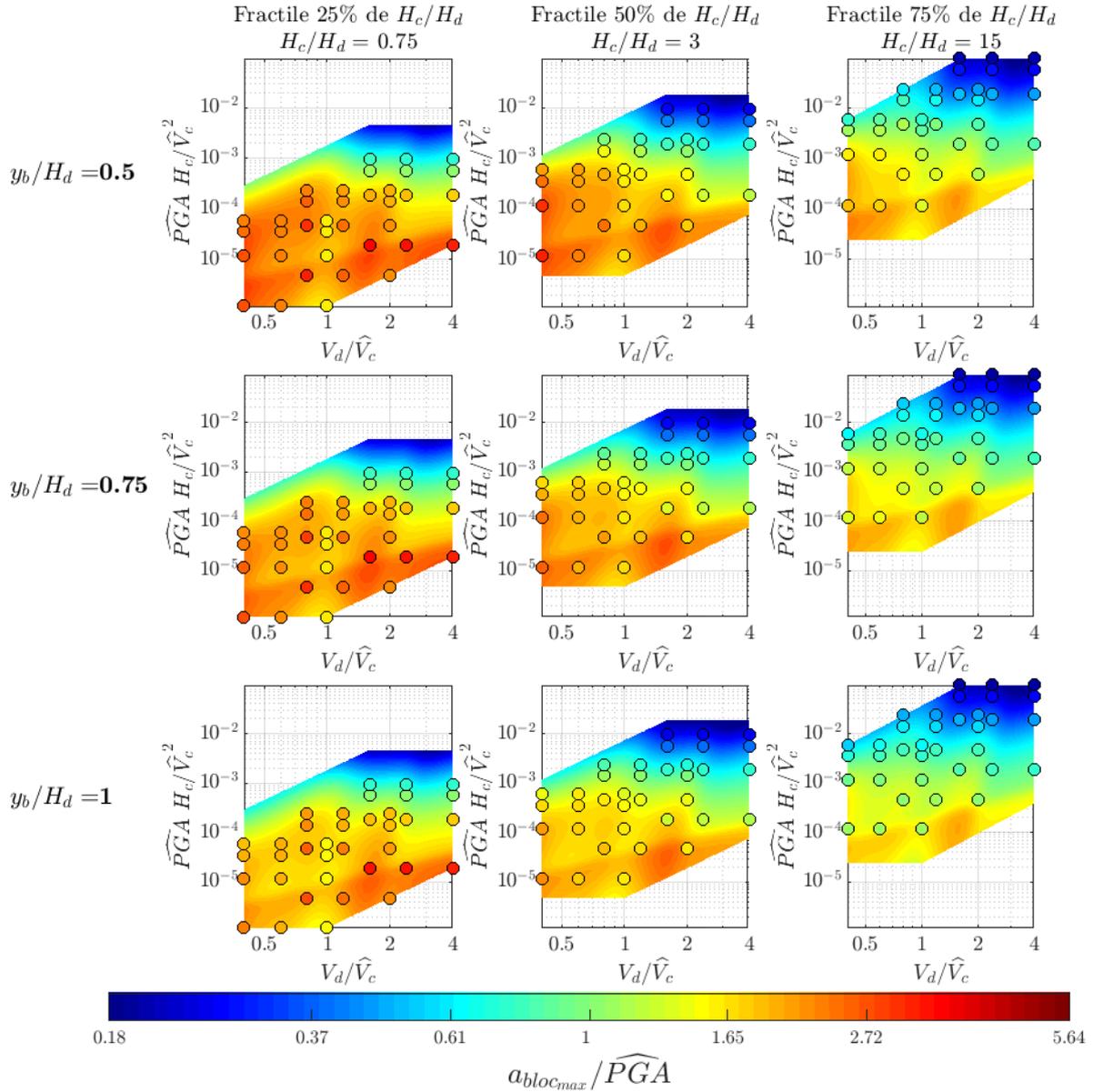


FIGURE G.3 – Abaques développés pour l’estimation de l’amplification de l’accélération maximale d’un bloc potentiel de glissement par rapport au champ libre ($a_{bloc_{max}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN2-A représentées dans le plan formé par V_d/\widehat{V}_c et $\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2$ pour trois fractiles de H_c/H_d (25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite)). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPEC2FEM2D. Utilisation d’une palette de couleurs continue.

est effectué plusieurs fois jusqu’à obtenir la situation recherchée. La figure G.2.2 montre l’évolution des valeurs de $RMSE$ et de AIC obtenues en fonction de nombre de neu-

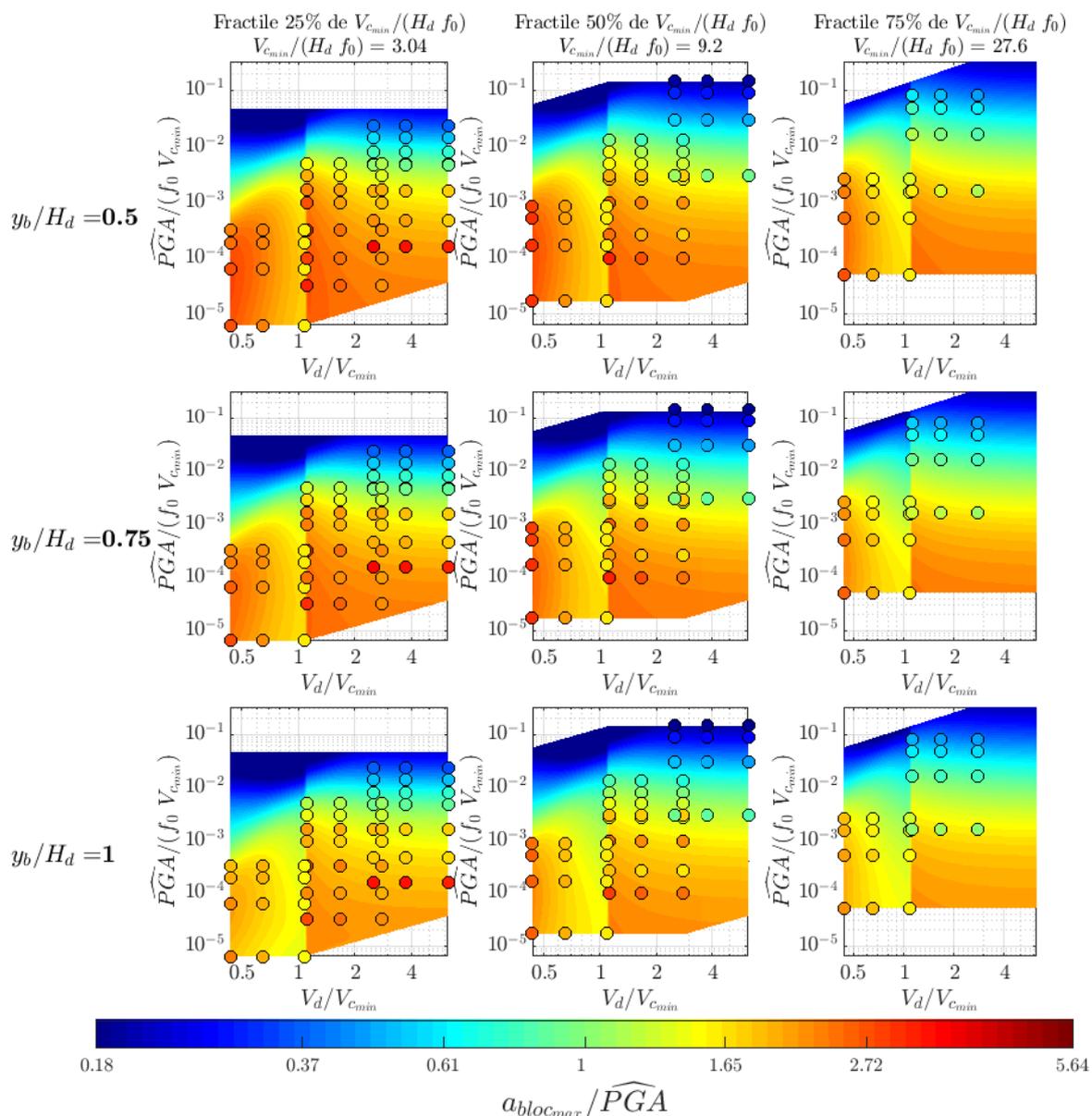


FIGURE G.4 – Abaqués développés pour l'estimation de l'amplification de l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement par rapport au champ libre ($a_{\text{bloc}_{\text{max}}}/PGA$). Sorties du réseau de neurones ANN2-B représentées dans le plan formé par $V_d/V_{c_{\text{min}}}$ et $PGA/(V_{c_{\text{min}}} f_0)$ pour trois fractiles de $V_{c_{\text{min}}}/(H_d f_0)$: 25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite). Les ronds \circ suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPEC2FEM2D. Utilisation d'une palette de couleurs continue.

rones sur la couche cachée. L'utilisation de 25 neurones sur la couche cachée, conduit au meilleur ajustement des données cibles, et permet d'obtenir une valeur de $RMSE$

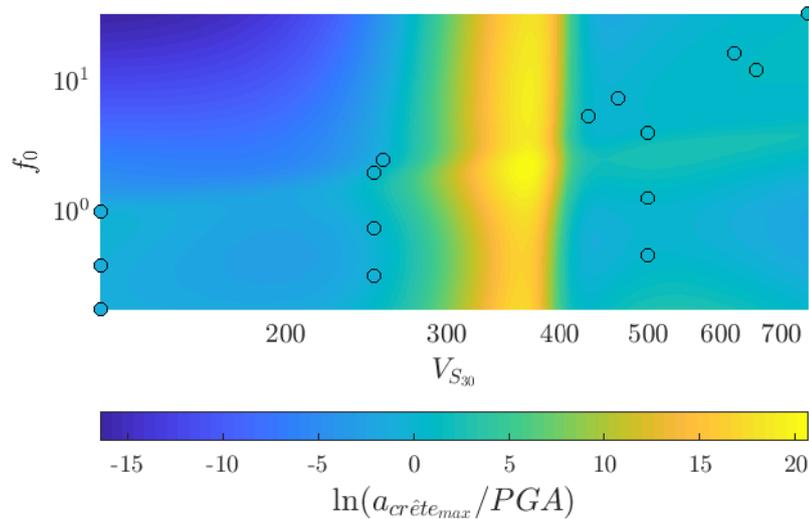


FIGURE G.5 – Illustration d’un réseau complexe (5 paramètres d’entrée) surajusté. Représentation des sorties du réseau dans le plan formé par deux des paramètres d’entrée, les autres étant fixés à la valeur médiane. Les ronds \circ correspondent aux données des simulations numériques et sont colorés suivant la même palette de couleurs que les sorties du réseau.

inférieure à 0.08. La figure G.7 représente (avec un code couleur), les sorties de chaque réseau, pour une valeur fixée de H_c/H_d , dans le plan formé par V_d/\widehat{V}_c et $\widehat{PGA} H_c/\widehat{V}_c^2$. Les ronds \circ correspondent aux résultats des simulations numériques pour les mêmes paramètres. Il est possible de constater sur cette figure, l’augmentation progressive de la complexité du « motif » des abaques avec l’augmentation de n_H . Cette complexité n’est pas nécessairement justifiée par les données : typiquement, pour le cas $n_H = 25$ (figure G.7(d)), la forte diminution de la valeur de $a_{crête_{max}}/\widehat{PGA}$ prédite par le réseau entre $V_d/\widehat{V}_c = 2$ et $V_d/\widehat{V}_c = 4$ ne se justifie pas par les résultats des simulations numériques.

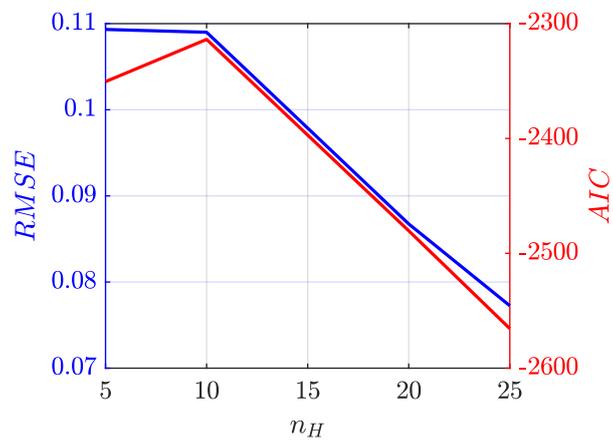


FIGURE G.6 – Évolution des valeurs de $RMSE$ et de AIC obtenues en fonction de nombre de neurones sur la couche cachée, pour un exemple.

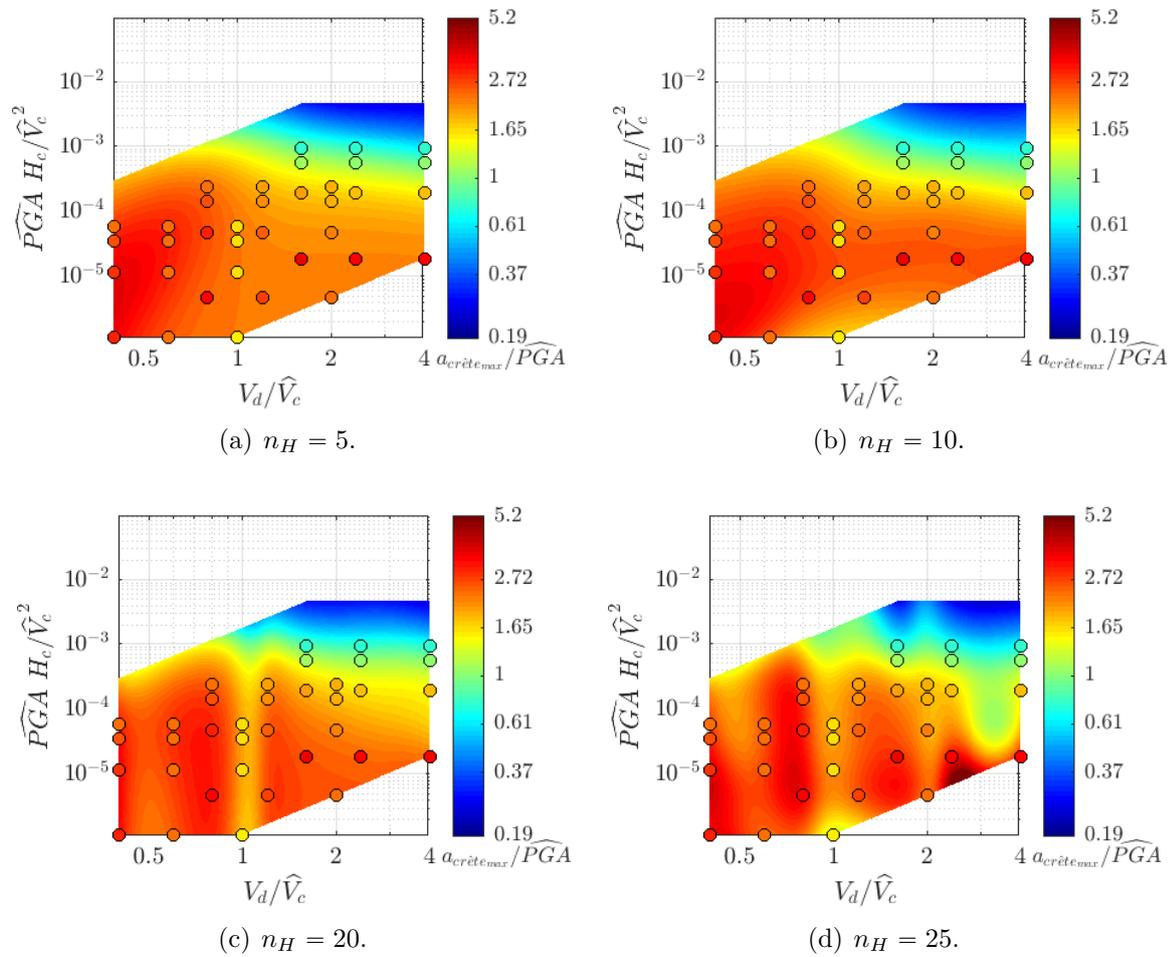


FIGURE G.7 – Illustration de l’impact éventuel du nombre de neurones sur la couche cachée sur un surajustement du réseau développé. Représentation des sorties d’un réseau de neurones obtenue pour quatre valeurs différentes du nombre de neurones sur la couche cachée n_H .

