

MEMOIRE DE MAGISTER

Option : Structure et Matériaux

EFFET DE LA VARIABILITE SPATIALE DES PROPRIETES DE SOL SUR LA REPONSE SISMIQUE DES BARRAGES POIDS EN BETON REPOSANT SUR UN PROFIL DE SOL VISCOELASTIQUE

Préparé par

Mr. ZOBIRI Youcef

Ingénieur d'état en génie civil
Diplômé de l'Université A. MIRA de BEJAIA

Soutenu le 25/04/2012 devant le Jury composé de :

Président	A.ZERZOUR	Professeur, ENSTP
Rapporteur	M.HADID	Professeur, ENSTP
Co-Rapporteur	A.SEGHIR	Maitre de conférences, U de Bejaia
Examineur	M.BENSAIBI	Professeur, U de Blida
Examineur	N.LAOUAMI	Directeur de Recherche, CGS
Examineur	M.LABLOUBA	Maitre de conférences, ENSTP

Résumé

Le comportement sismique des barrages est l'un des problèmes les plus complexes au quel est confronté l'ingénieur de génie civil. C'est une structure qui est fortement liée à son environnement avec une interaction très prononcée. L'interaction barrage-réservoir et barrage-sol sont les sources principales de la complexité des procédures d'analyse. L'objectif de ce travail consiste à étudier l'effet de la variabilité spatiale des propriétés du sol sur le comportement sismique du barrage en utilisant la méthode probabiliste de simulation indirecte de champs aléatoires non-Gaussien pour la simulation des propriétés de sol. Ainsi, on associe à la variable aléatoire non bornée la loi de distribution lognormale (module de cisaillement), et à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta (coefficient de Poisson, masse volumique). Dans cette optique un modèle numérique basé sur la méthode des éléments finis a été proposé pour introduire l'effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol. Les statistiques sont calculées en utilisant les simulations de Monte Carlo. Les résultats numériques présentés indiquent que l'effet de la variabilité spatiale des propriétés du sol sur la réponse des barrages est important et devrait être considéré dans leur conception parasismique.

SUMMARY

The seismic behavior of dams is one of the most complex problems in which face the civil engineer. . It is a structure that is strongly linked to its environment with a very pronounced interaction. The interaction reservoir -dam and dam- soil are the main sources of the complexity of the analysis procedures. The objective of this work is to study the effect of spatial variability of soil properties on the seismic behavior of the dam using probabilistic method of indirect simulation field random non-Gaussian for simulation of soil properties. Hence, one associates the lognormal distribution to the unbounded random variable (shear modulus), and to the bounded one (Poisson's ratio, density), the beta distribution. With this in mind a numerical model based on the finite element method was proposed to introduce the effect of the spatial variability of soil properties. The statistics are calculated using Monte Carlo simulations. The numerical results presented indicate that the effect of the spatial variability of soil properties on the response of dams is important and should be considered in their seismic design.

Sommaire

	INTRODUCTION GENERALE	01
Chapitre 01	RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	
	Introduction	04
I.1	L'interaction sol-barrage	04
	introduction	04
I.1.2	Les méthodes directes (globales)	05
I.1.3	La méthode de sous structure	06
I.1.4	Troncature de sol	07
I.2	Interaction barrage -fluide	08
I.2.1	Solutions analytiques simplifiées	09
I.3	Les méthodes stochastiques de simulations de la variabilité spatiale du sol	11
	Introduction	11
I.3.1	Synthèse bibliographique sur l'investigation stochastique des milieux hétérogènes	11
	Conclusion	15
Chapitre 02	MODELISATION MATHEMATIQUE DE L'INTERACTION SOL-BARRAGE-FLUIDE	
	Introduction	17
II.1	Formulation mathématique du corps de barrage	17
II.1.1	Equations du mouvement pour la structure	17
II.1.2	Forme variationnelle des équations de mouvement	19
II.1.3	Conditions aux limites	20
II.2	Formulation mathématique du Fluide	22
II.2.1	Modélisation mathématique et numérique du fluide	22
II.2.2	Conditions aux limites	24
II.3	Equations de mouvement du sol - Equations d'ondes	27
	Conclusion	30
Chapitre 03	VARIABILITE SPATIALE DES PROPRIETES DU SOL	
	Introduction	31
III.1	Notions sur la théorie des champs aléatoires	32
III.2	Analyse Spectrale des Processus Stochastiques	36
III.3	Simulation des propriétés du sol	37
III.4	Variabilité spatiale des propriétés du sol non-bornées	41
III.5	Variabilité spatiale des propriétés du sol bornées	44

	Conclusion	49
Chapitre 04	MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS ET VALIDATION DU PROGRAMME	
	Introduction	50
IV.1	Discrétisation du solide en éléments finis	51
IV.2	Discrétisation de fluide en éléments finis	53
IV.3	Interaction sol-barrage-fluide	55
IV.4	Variabilité spatiale des propriétés du sol	56
IV.4.1	Variabilité spatiale du module de cisaillement	56
IV.4.2	Variabilité spatiale du coefficient de Poisson	58
IV.5	Présentation du programme FEVAR	59
IV.6	Validation du programme FEVAR	60
	Conclusion	65
Chapitre 05	Analyse probabiliste de la réponse dynamique du barrage de BANI HAROUN	
	Introduction	66
V.1	Présentation de barrage de BANI Haroun	66
V.2	Données du problème	67
V.3	Etude paramétrique	68
V.4	Effet de la variabilité du module de cisaillement	70
V.4.1	Analyse modale	70
V.4.2	Fonction de transfert moyenne du système sol- barrage	71
V.4.3	Exemple d'analyse temporelle	72
V.5	Effet de la variabilité de la masse volumique	74
V.5.1	Analyse modale	74
V.5.2	Fonction de transfert moyenne du système sol- barrage	75
V.5.3	Exemple d'analyse temporelle	76
V.6	Effet de la variabilité du coefficient de Poisson	77
V.6.1	Analyse modale	77
V.6.2	Fonction de transfert moyenne du système sol- barrage	78
V.6.3	Exemple d'analyse temporelle	79
	Conclusion	80
	Conclusion générale et recommandations	82

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Modélisation de l'ISS par la méthode globale.	06
Figure 1.2	La décomposition du problème de l'ISS en interaction cinématique (IC) et interaction inertielle	07
Figure 2.1	Géométrie d'un barrage et notation des conditions aux limites	22
Figure 2.2	Géométrie du réservoir –notation des bords.	25
Figure 3.1	Densité de probabilité Processus Gaussien (ou normal)	33
Figure 3.2	Densité de probabilité Loi log-normale	34
Figure 3.3	Densité de probabilité Loi bêta	35
Figure 3.4	Réalisations du module de cisaillement pour différentes valeurs de CV_G	42
Figure 3.5	Réalisation typiques des histogrammes du module de cisaillement pour différentes valeurs de CV_G	43
Figure 3.6	Réalisations du coefficient de poisson pour différentes valeurs de CV_v	47
Figure 3.7	Réalisations typique des histogrammes du coefficient de poisson pour différentes valeurs de CV_v	48
Figure 4.1	Réalisation typique des cartes du module élastique	58
Figure 4.2	Réalisation typique des cartes du coefficient de Poisson.	59
Figure 4.3	Schématisation du programme FEVAR.	60
Figure 4.4	Géométries et maillages types utilisés pour la modélisation du barrage de Pine Flat	61
Figure 4.5	Géométries et maillages types utilisés pour la modélisation de l'interaction sol-barrage	62
Figure 4.6	Accélérogramme enregistré en champs libre.	63
Figure 4.7	Accélérogramme calculé en profondeur à 300m.	64
Figure 4.8	Variations du déplacement horizontal relatif en crête du barrage sans et avec ISS.	65
Figure 5.1	section moyenne du corps du barrage de BENI HAROUN	67
Figure 5.2	Géométries et maillages types utilisés pour la modélisation du barrage de BENI HAROUN	68
Figure 5.3	Schématisation des fonctions de transfert du système sol-barrage.	68
Figure 5.4	Accélérations et spectre de Fourier enregistrés à la station rocheuse de Keddara.	70
Figure 5.5.	Fonction de transfert accélération- Déplacement en fonction de la variation de CV_G	71
Figure 5.6	Fonction de transfert accélération-accélération en fonction de la variation de CV_G	72
Figure 5.7	Fonction de transfert accélération-contrainte en fonction de la variation de CV_G	72
Figure 5.8.	Exemple de déplacement en crête en fonction de la variation de CV_G	73
Figure 5.9.	Exemple d'accélération en crête en fonction de la variation de CV_G	73
Figure 5.10	Exemple de contraintes à la base en fonction de la variation de CV_G	74
Figure 5.11	Fonction de transfert Accélération-Déplacement en fonction de la variation de CV_p	75

Figure 5.12	<i>Fonction de transfert Accélération-Accélération en fonction de la variation de CV_ρ</i>	75
Figure 5.13	<i>Fonction de transfert Accélération-Contraintes en fonction de la variation de CV_ρ.</i>	76
Figure 5.14	<i>Exemple de réponse temporelle en fonction de la variation de CV_ρ</i>	77
Figure 5.15	<i>Fonction de transfert Accélération-Déplacement en fonction de la variation de CV_v</i>	78
Figure 5.16	<i>Fonction de transfert Accélération- Accélération en fonction de la variation de CV_v</i>	79
Figure 5.17	<i>Fonction de transfert Accélération-Contrainte en fonction de la variation de CV_v</i>	79
Figure 5.18	<i>Exemple de réponse temporelle en fonction de la variation de CV_v</i>	80

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4.1	<i>Dimensions et propriétés matérielles du barrage de Pine Flat</i>	62
Tableau 4.2	<i>Périodes de vibrations libres (sec) du barrage avec et sans ISS</i>	62
Tableau 5.1	<i>Dimensions et propriétés matérielles du barrage de BANI HAROUN</i>	67
Tableau 5.2	<i>Effet de la variabilité spatiale du module de cisaillement sur les Périodes propres du système sol- barrage.</i>	70
Tableau 5-3	<i>Effet de la variabilité spatiale de la masse volumique sur les périodes propres du système sol- barrage.</i>	74
Tableau 5.4	<i>Effet de la variabilité spatiale du coefficient de Poisson sur les périodes propres du système sol- barrage.</i>	78

Introduction générale

On s'accorde souvent à dire que la maîtrise de l'eau et surtout les eaux de surface est une composante importante dans le développement économique de nos pays, principalement les pays sahéliens et subsahariens. Les structures hydrauliques en général et en particulier les barrages sont des ouvrages techniques dont nos pays doivent se doter. Sur le plan technique, les barrages comme les autres structures de génie civil ne sont pas seulement soumises à des chargements statiques mais aussi à des charges dynamiques. Leur rupture, sous l'effet des séismes, est en général accompagnée par des conséquences dramatiques sur le double plan, humain et matériel. Ce qui a conduit à étudier de manière précise le comportement dynamique des barrages en vue d'évaluer leur performance et leur sécurité sous l'action des séismes.

Le comportement sismique des barrages est l'un des problèmes les plus complexes auquel est confronté l'ingénieur de génie civil. C'est une structure qui est fortement liée à son environnement avec une interaction très prononcée. L'interaction entre le barrage, le réservoir et la roche est la source principale de la complexité des procédures d'analyse.

En conséquence, il a été montré que la flexibilité du sol d'assise modifie le comportement dynamique des barrages. Ce phénomène désigné par interaction sol-structure peut être pris en compte par la modélisation de l'ensemble (sol-structure), le sol est un domaine semi-infini il doit alors être tronqué en utilisant une frontière fictive qui peut introduire des réflexions d'ondes générées par les vibrations de la structure, ondes qui physiquement se propagent au contraire dans le sol infini sans raison d'être réfléchies. La frontière doit donc être capable de laisser propager vers l'infini toutes les ondes et d'empêcher toute réflexion parasite. (A. Seghir, 2010) Ajoutant à la géométrie non bornée du sol ses propriétés sont fondamentalement variables d'un point à un autre de l'espace et cette variabilité spatiale des propriétés est extrêmement irrégulière et complexe, car les dépôts de sols sont caractérisés

souvent par des discontinuités et des anisotropies (Jaksa, 1995). Plusieurs modèles numériques ont été développés pour simuler ces propriétés, Parmi ces techniques, on peut citer l'analyse par régression, la géostatistique ainsi que les techniques basées sur les champs aléatoires. Dans notre travail on s'intéresse à la troisième technique en utilisant la méthode probabiliste de simulation indirecte de champ aléatoire non-Gaussien. Ainsi, on associe à la variable aléatoire non bornée la loi de distribution lognormale (module de cisaillement), et à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta (coefficient Poisson, la masse volumique), on entend par variables non-bornées l'ensemble des paramètres présentent dans la nature des variations spatiales très importantes et par variables bornées, l'ensemble des paramètres ayant des variations faibles et limitées tels que le coefficient de Poisson, la masse volumique, l'angle de frottement et le coefficient d'amortissement.

En plus de l'interaction sol-structure, la présence d'un réservoir en contact avec la structure dans les ouvrages hydrauliques fait intervenir un autre aspect concerne l'interaction fluide-structure. L'importance du phénomène d'interaction sur le comportement dynamique des barrages sous actions sismiques constitue un domaine actif de recherche.

L'objectif de ce travail est de montrer l'effet de la variabilité spatiale du module cisaillement, coefficient de Poisson et la masse volumique sur le comportement sismique des barrages. Dans cette optique une amélioration du programme FEMAT développés par Mr SEGHIR Abdelghani dans le cadre de son doctorat sous le thème « *Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure. Application à l'étude des barrages poids en béton* » a été faite en introduisant l'effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol, Le nouveau programme est nommé **FEVAR**.

Le travail présenté dans ce mémoire est organisé en cinq chapitres comme suit :

Chapitre 01 Recherche bibliographique

Ce chapitre est un exposé de l'état de l'art en matière d'analyse de l'interaction sol-structure et structure-fluide ainsi que les méthodes stochastiques de simulations de la variabilité spatiale du sol.

Chapitre 02 Modélisation mathématique de l'interaction sol-barrage-fluide

Ce chapitre est consacré aux relations mathématiques avec lesquelles le problème de l'interaction sol-barrage-fluide est posé et qui seront par la suite utilisés pour la modélisation numérique de chaque domaine.

Chapitre 03 *Simulation des propriétés du sol*

Dans ce chapitre, on présentera une formulation stochastique pour la simulation des propriétés du sol non bornées (module de cisaillement) et bornées (coefficient de Poisson et masse volumique), appelée méthode probabiliste de simulation indirecte de champs aléatoires non-Gaussien (Nour et al., 2002 et 2003). Ainsi, on associe à la variable aléatoire non bornée la loi de distribution lognormale (module de cisaillement), et à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta (coefficient de Poisson, la masse volumique).

Chapitre 04 *Modélisation par éléments finis et validation du programme*

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation des équations discrètes des deux domaines du système à savoir le domaine fluide et le domaine solide constitué par le corps de barrage et le sol qui est un domaine semi infini qui doit être tronqué en utilisant une frontière fictive qui permet de définir le domaine à modéliser.

A la fin de ce chapitre on présente et on valide le programme d'analyse et de modélisation par éléments finis utilisé dans le cadre de ce travail.

Chapitre 05 *Analyses probabilistes de comportement sismique du barrage de BENI HAROUN*

Ce chapitre est consacré à l'étude de l'influence de la variation des différentes caractéristiques mécaniques du sol sur la réponse dynamique du barrage de BENI HAROUN reposant sur un profil de sol viscoélastique.

Conclusion générale et recommandations

On termine ce mémoire par une conclusion générale qui retrace les grandes lignes du travail effectué et souligne les différents résultats obtenus tant du point de vue formulation et modélisation que du point de vue comportement dynamique et réponse sismique des systèmes couplés sol-barrage-réservoir.

Chapitre 01

Recherche bibliographique

- **L'interaction sol-barrage.**
- **L'interaction barrage fluide.**
- **Les méthodes stochastiques de simulations de la variabilité spatiale du sol.**

R Recherche bibliographique

Introduction :

La réponse d'une structure à un mouvement sismique dépend de la nature de ce mouvement, des propriétés dynamiques de l'ouvrage et celles du sol, il y a donc interaction entre la structure et sol (ISS). Les propriétés des sols sont fondamentalement variables d'un point à un autre de l'espace, cela est dû principalement à des processus variés et complexes qui ont des effets directs sur leur formation. De ce fait, la variabilité spatiale pour les sols est une caractéristique naturelle, elle ouvre plusieurs axes de recherches dans des disciplines variées telles que : la géotechnique de l'ingénieur, la géophysique, le génie minier et récemment le génie parasismique.

Ce chapitre est consacré à un exposé de l'état de l'art en matière d'analyse de l'interaction sol-structure et l'interaction barrage-fluide. Ainsi que les méthodes stochastiques de simulations de la variabilité spatiale du sol.

I.1 L'interaction sol-barrage

Introduction :

En général, dans les études des structures courantes, les propriétés du sol ne sont pas prises en compte. Le modèle le plus utilisé comporte un encastrement parfait à la base à laquelle on impose directement le mouvement. Cela entraîne évidemment une approximation dans le calcul de la réponse. Les erreurs ainsi introduites peuvent être importantes dans le cas d'un sol très déformable. On est par conséquent amené à concevoir des modèles dans lesquels le sol est représenté soit par des ressorts soit par des éléments finis ou par d'autres types de modélisation permettant de reproduire son comportement.

En fonction des aspects et des hypothèses retenues pour les deux milieux sol et structure, les modèles et les méthodes proposés pour la prise en compte de l'interaction sol-structure sont très diverses. Parmi elles, on peut distinguer les méthodes globales, qui résolvent en bloc le problème couplé sans tenir compte de la forme particulière du système matriciel correspondant, et les méthodes par sous-structure qui s'appuient sur une décomposition du

système en deux ou trois parties ou sous systèmes selon que l'on tienne compte ou non de la fondation et du sol proche. Ces méthodes sont orientées vers un traitement numérique par éléments finis ou de frontière.

I.1.2 Les méthodes directe (globales)

Les méthodes directes traitent le problème de l'ISS dans sa globalité : les déplacements dans le sol et dans la structure sont calculés simultanément. (A. Pecker., 1984 et J. Wang, 2005) Les domaines de la structure et du sol sont discrétisés par des éléments finis. Il est alors possible d'incorporer dans le modèle toutes les caractéristiques géométriques du problème, les hétérogénéités matérielles du sol ou de la superstructure et d'introduire les lois de comportement nécessaires pour la description des non linéarités et irréversibilités du système. La procédure de la modélisation met en évidence plusieurs points délicats :

- La définition de la sollicitation sismique à introduire dans le système.
- L'utilisation des éléments spéciaux à la frontière du domaine du sol afin de préserver son caractère non borné.
- Le choix d'une discrétisation du sol assez fine pour la description précise de la propagation d'ondes de haute fréquence.
- L'application d'un schéma performant de résolution dans le domaine temporel.

La problématique de la résolution du problème d'interaction sol-structure par la méthode globale par déconvolution est constituée des deux étapes telles que schématisées sur la *figure1.1* (A. Seghir, 2010):

- 1) Le mouvement sismique de dimensionnement connu et donné à la surface du sol, en champ libre permet d'obtenir l'accélération à la base du modèle numérique. Cette base est choisie à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas le mouvement. Cette étape connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique se ramène au problème de résolution de la propagation d'onde dans le sol, en général dans le domaine fréquentiel. Par ailleurs J. Rajasankar et Al, 2007 proposent une nouvelle méthode de déconvolution dans le domaine temporel.

- 2) Ensuite le mouvement déconvolué est imposé uniformément à la base du système sol-structure et la réponse est calculée par résolution du système d'équations d'écrivant le problème entier.

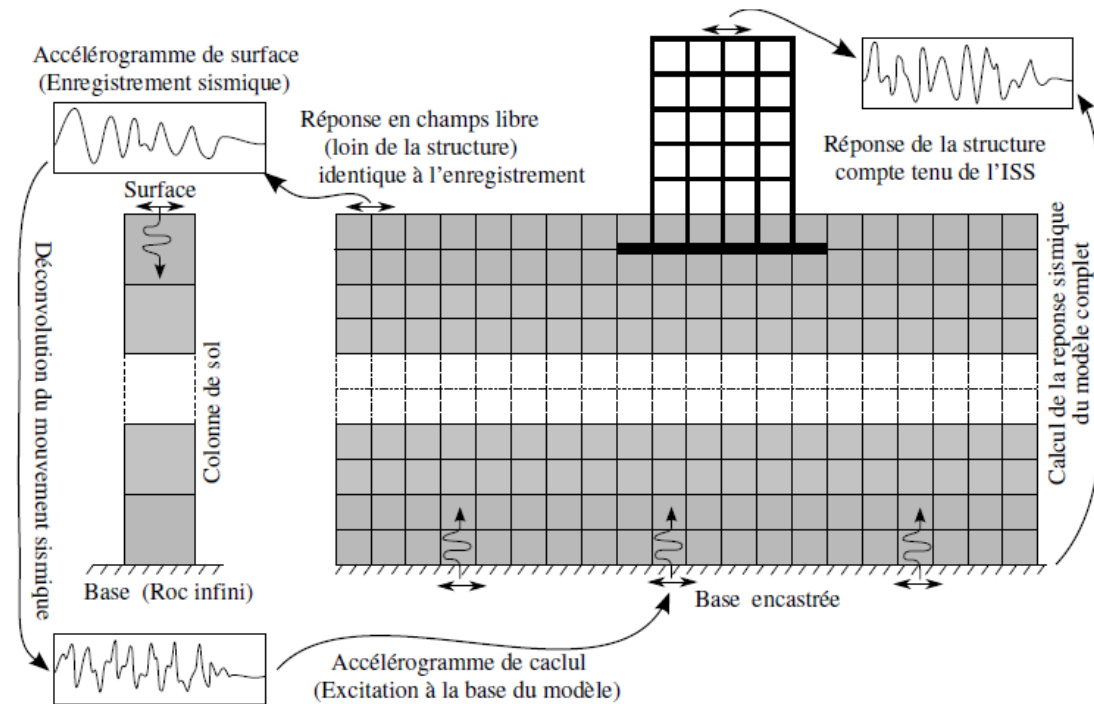


Figure 1.1 : Modélisation de l'ISS par la méthode globale. (A. Seghir, 2010)

I.1.3 Les méthodes de sous-structures

La famille des méthodes de sous-structures est fondée sur le principe de la décomposition du problème en étapes successives dont le traitement est considérablement plus simple et ensuite sur la superposition des solutions. Il est évident que le résultat de la superposition ne correspond à la réponse réelle du système que si toutes les étapes successives sont entièrement linéaires. Un avantage important de l'hypothèse de sous problèmes linéaires est qu'elle permet leur traitement dans le domaine fréquentiel. Les étapes successives, schématisées sur la *Figure1.2*, sont les suivantes :

- 1). Initialement, on considère la sous-structure comportant le profil géotechnique et la fondation sans masse. On suppose que l'interface sol – fondation est infiniment rigide et on applique un mouvement déduit du mouvement au point de contrôle $\ddot{u}_{pc}$ à la base du profil

géotechnique afin de calculer la réponse $\ddot{u}$ du système au niveau de l'interface rigide sol – fondation. La présence de la fondation rigide modifie le mouvement que l'on obtiendrait en champ libre. Cette modification est connue sous le nom d'interaction cinématique (IC).

L'effet de l'interaction cinématique est important surtout dans le cas des fondations profondes massives. Dans le cas d'une fondation superficielle soumise à un champ d'ondes de volume de propagation verticale, l'interaction cinématique est nulle. Dans la plupart des cas, l'interaction cinématique conduit à une réponse $\ddot{u}$ qui est plus petite que la réponse en champ libre mais qui contient une composante de rotation (Mylonakis *et al.* 2006).

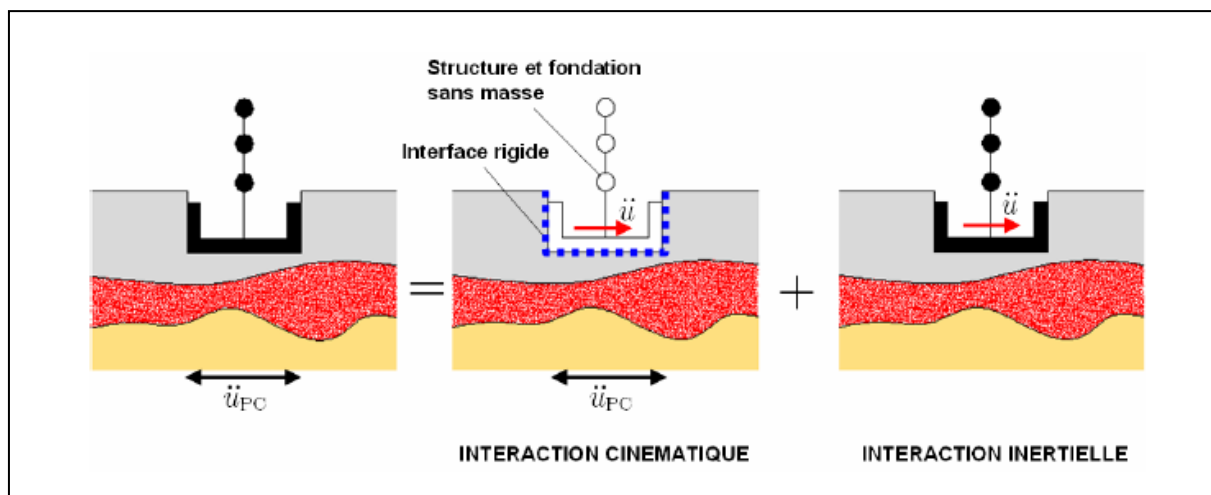


Figure 1.2 : La décomposition du problème de l'ISS en interaction cinématique (IC) et interaction inertielle

2. Dans la deuxième étape, on calcule la réponse du système global (sol + fondation + structure) lorsqu'il est soumis à l'action du champ $\ddot{u}$ calculé à l'étape précédente. La différence entre le champ obtenu, réponse du système global, et le champ $\ddot{u}$ représente l'interaction inertielle et provient de l'action des forces d'inertie (forces de d'Alembert) dans la structure et dans la fondation.

I.1.4 Troncature de sol

La nature non bornée du sol sous les ouvrages induit de grandes difficultés numériques dans toute modélisation qui se base sur une méthode de sous-domaines telle que la méthode des éléments finis (K.J Bathe,1996 , K.J. Bathe and E. L. Wilson 1983, R.L. Higdom.1994).

Les domaines ouverts s'apprêtent mieux à un traitement par la méthode des éléments de frontière (A.A. Becker,1992. G. Beer 2008. C.A. Brebbia,1998), mais le couplage sol-structure est souvent traité à l'aide de la méthode des éléments finis qui permet de traiter le cas de comportement non linéaire. Dans ce cas, le sol doit alors être tronqué en utilisant une frontière fictive. Pour un chargement statique, le positionnement de cette frontière à une distance suffisamment grande de la structure où l'influence du chargement peut être considérée négligeable permet en principe, du point de vue pratique, de définir correctement le domaine à modéliser. Toutefois, pour un chargement dynamique, la frontière fictive peut introduire des réflexions d'ondes générées par les vibrations de la structure, ondes qui physiquement se propagent au contraire dans le sol infini sans raison d'être réfléchies. La frontière doit donc être capable de laisser propager vers l'infini toutes les ondes et d'empêcher toute réflexion parasite.

Les soucis d'économies de mémoire de stockage et de temps de calcul des ordinateurs, liés essentiellement à la taille du maillage, ont amené au développement de diverses méthodes visant l'élimination ou au moins l'atténuation des réflexions d'ondes parasites. Certaines des méthodes actuellement disponibles conduisent à des termes qui induisent une partie dissipative des équations d'équilibre dynamique du milieu de propagation, d'où la notion de l'amortissement radiatif ou de frontières absorbantes (B. Alpert et Al 2002, S. K. Sharan.1987, O.C. Zienkiewicz et Al 1971). D'autres méthodes se basent sur un couplage entre le domaine tronqué modélisé souvent en éléments finis et le reste du domaine infini qui est représenté par des éléments spéciaux comme les éléments infinis (R.J. Astley,2000. P Bettess,1992. M.N. Viladkar,1991. C.B. Yun,,2000, O. C. Zienkiewicz,2005).

Finalement, on peut donc distinguer deux types d'amortissement dans les problèmes d'interaction sol-structure appliqués aux ouvrages de génie civil : l'amortissement matériel classique, qui peut être visqueux ou hystérétique, à prendre en compte en tout point du domaine et l'amortissement radiatif à appliquer uniquement sur les frontières fictives du sol lorsqu'il y a troncature géométrique. La représentation simultanée de ces deux effets et de celui de la structure donne un amortissement global non proportionnel.

I.2 Interaction barrage -fluide

Il est bien connu que cette interaction peut modifier fortement les caractéristiques dynamiques des structures en contact avec un fluide. Deux aspects clés doivent être pris en compte lors du développement d'un modèle numérique permettant de traiter le problème

d'interaction fluide-structure. Le premier concerne, comme dans le cas du sol, les effets dissipatifs visqueux et radiatifs associés aux propriétés matérielles et aux limites du domaine, respectivement. Le second aspect est, par contre, propre aux fluides, il concerne le choix des variables de base retenues pour la modélisation. Ce choix conditionne les propriétés algébriques du système d'équations discret résultant telles que la perte de symétrie, la présence de composantes nulles en diagonales des matrices, des matrices couplées mal conditionnées ou non définies positives ... etc. En général, les déplacements de la structure et les pressions hydrodynamiques dans le fluide sont utilisés comme variables nodales des modèles d'éléments finis du système couplé fluide-structure.

Dans le cas d'hypothèse de fluide compressible le système algébrique résultant n'est pas symétrique. Afin de rétablir la symétrie, plusieurs techniques de symétrisation ont été développées, mais pratiquement toutes utilisent l'inversion de matrices de taille importante à laquelle s'ajoutent dans certains cas un changement de variables et une condensation statique. En conséquence, les matrices couplées perdent leur structure originale de matrices bandes et creuses. Elles deviennent presque pleines et occupent un espace mémoire plus important (*G.C. Everstine.1997, C. A. Felippa.1990, P. Moussou.2005, J.F. Sigrist and S. Garreau.2007*).

D'autres modèles utilisent deux variables pour décrire le fluide, en plus du champ de pression, une variable, représentant le potentiel des vitesses ou le potentiel des déplacements, est introduite afin de préserver la symétrie des équations couplées et du système final. D'autres formulations se basent sur la description Lagrangienne du fluide, car l'utilisation d'un champ de déplacement pour le fluide facilite énormément le traitement du couplage fluide-structure. Mais dans ces cas aussi, en plus de l'augmentation de la taille des matrices couplées, le conditionnement de la matrice globale du système est affecté et le calcul des modes propres du système complet est erroné car des modes parasites peuvent apparaître. (*G. Altay and M. C. Dökmeci, 2009. N. Bouanani and F. Y. Lu.2009*). Dans le cas des réservoirs de barrage, il existe des solutions analytiques approchées utilisées en ingénierie qui sont applicables sous certaines conditions.

I.2.1 Solutions analytiques simplifiées

Pour le cas des réservoirs de barrages Les méthodes d'analyse simplifiée de la réponse sismique des barrages sont très utiles aux ingénieurs. Ces méthodes sont d'ailleurs reprises dans les recommandations de calcul. Les pressions hydrodynamiques entrant dans les

calculs de barrages sont couramment évaluées en utilisant le concept de masse ajoutée de Westergaard proposé en 1933 (*H. M. Westergaard, 1933*). La solution harmonique de Westergaard est basée sur l'hypothèse de barrage rigide à parement vertical. Elle est limitée à une gamme des fréquences d'excitation déterminée à partir de la fréquence propre du mode fondamentale du réservoir. Chopra en 1967 (*A. K. Chopra, 1967*) a développé une méthode applicable pour toute la gamme des fréquences d'excitation. La restriction de l'hypothèse de barrage rigide a été levée dans une autre solution semi-analytique qui utilise la superposition modale pour inclure les déformations du barrage. D'autres solutions ont par la suite été proposées, apportant chacune une contribution et une amélioration de la solution ou traitant un aspect particulier du problème.

Les solutions de Westergaard et de Chopra fournissent les pressions hydrodynamiques générées par des vibrations harmoniques imposées au niveau du parement amont du barrage. Le parement est supposé vertical et la condition de pression nulle loin de l'interface est respectée en faisant tendre vers l'infini la coordonnée horizontale x . La solution de Humar et Roufaiel (*Humar J. and Roufaiel M, 1983*) permet de considérer le réservoir avec une largeur finie et d'inclure à une distance $x = L$ la condition à la limite de Sommerfield. Par ailleurs, ces auteurs proposent à partir de leur solution une condition de radiation fonction de la fréquence de l'excitation. Les effets d'absorption d'onde par le fond du réservoir sont inclus dans la solution de la référence (*Humar J. and Roufaiel M, 2003*) qui reprend celle de Fenves et Chopra. Elle est obtenue dans le domaine fréquentiel et fournit une expression de la pression comportant 12 termes fonctions de la fréquence. Dans cette solution, le barrage est supposé rigide et le parement amont vertical. L'inclinaison du parement amont est prise en compte dans la solution de Chwang pour laquelle la compressibilité du réservoir a été négligée. Une réponse transitoire à une excitation quelconque incluant les déformations du barrage a été développée par Lee et Tsai en utilisant les transformées de Laplace.

Il est à souligner que dans toutes les solutions analytiques connues, il n'est tenu compte que des effets du barrage sur le réservoir. La modification des propriétés dynamiques de la structure par les pressions n'est pas directement prise en compte. Seule une solution du problème couplé peut rendre compte convenablement des effets d'interaction fluide-structure.

I. 3 Les méthodes stochastiques de simulations de la variabilité spatiale du sol

Introduction

"... la terre dans son état naturel n'est jamais uniforme" (Terzaghi, 1936). Cette hétérogénéité est due principalement à des processus variés et complexes qui ont des effets directs sur la formation des dépôts de sol. Parmi ces effets, on note la sédimentation, les effets climatiques et d'érosion, la topographie, les failles sismiques (déformations tectoniques),...etc. De ce fait la variabilité spatiale pour les sols est une caractéristique naturelle, elle a trouvé un grand intérêt de recherche dans des disciplines telles que : la géotechnique de l'ingénieur, la géophysique, le génie minier et récemment le génie parasismique. La recherche de la fiabilité et de la sécurité des ouvrages stratégiques tels que les centrales nucléaires ou les barrages a montré l'importance des effets induits par l'hétérogénéité des sols sur le comportement de ces ouvrages. La description déterministe de la variabilité spatiale n'est pas faisable à cause du coût prohibitif du prélèvement d'échantillons et des incertitudes induites par les erreurs de mesures, l'utilisation des approches probabilistes permet de modéliser les incertitudes en analysant leur effet de dispersion sur le comportement global de la structure. Parmi ces techniques, on peut citer l'analyse par régression, la géostatistique ainsi que les techniques basées sur les champs aléatoires.

L'application de la théorie des champs aléatoires en géotechnique, a démontré son utilité comme outil très efficace pour caractériser la variabilité spatiale des sols. Plusieurs approches ont été développées, les unes plus performantes que les autres. On peut citer la technique de la moyenne mobile (MA), le modèle auto-régressive (AR), la méthode de la ligne tournante, la technique de la moyenne subdivisée (LAS) et enfin, la technique basée sur la transformée de Fourier et l'analyse spectrale. Soulignons tout de même l'efficacité et l'attractivité des deux dernières techniques pour leur précision et leur domaine d'application large.

I.3.1 synthèse bibliographique sur l'investigation stochastique des milieux hétérogènes

Pendant longtemps, les systèmes dynamiques étaient toujours supposés avoir des propriétés bien définies, ou du moins, les variations de ces propriétés étaient faibles devant les variations

des forces appliquées. Par conséquent, la plupart des travaux introduisaient l'aléa au niveau de l'excitation sismique en considérant la structure et/ou le sol comme homogène.

Le développement récent de la méthode des éléments finis stochastiques, a offert une nouvelle dimension à l'analyse des systèmes complexes incertains en dynamique. En dynamique des sols, on peut citer les travaux utilisant un modèles 1D. Tian et Jie (1992) ont analysé l'influence des caractéristiques mécaniques aléatoires sur la réponse sismique des sites, Zaiguang et Goucheng (1992) ont déterminé la réponse sismique d'un profil de sol multicouche à caractéristiques mécaniques aléatoires, Suzuki et Asano (1992) se sont intéressés à l'évaluation des fonctions de transferts d'un profil de sol à caractéristiques incertaines.

Rahman et Yeh (1999) ont investigué la variabilité de la réponse sismique des profils de sols par une formulation en utilisant la méthode des éléments finis à paramètres stochastiques. Les auteurs dans leur travail ont introduit l'aléa au niveau de l'excitation sismique ainsi qu'au niveau du module de cisaillement. Ils ont utilisé une formulation probabiliste basée sur la méthode des éléments finis déterministes. Le champ aléatoire du module de cisaillement est simulé en le considérant suivre une loi normale (Gaussienne), cela a limité les analyses pour des coefficients de variations ne dépassant pas les 30%. Ainsi, les simulations de Monte Carlo ont été utilisées pour générer le champ aléatoire (1000 réalisations), et analyser des profils de sols à caractéristiques mécaniques non-linéaires.

D'autre part, Wang et Hao (2002), ont investigué l'effet de la variation aléatoire des propriétés du sol sur l'amplification sismique des sites. Les propriétés du sol considérées sont le module de cisaillement, les coefficients de Poisson et d'amortissement, ainsi que le niveau de la nappe phréatique. La méthode de Rosenblueth (1975 ; 1981) a été utilisée pour le calcul de la réponse probabiliste dynamique des sites. Une étude paramétrique a été menée pour étudier l'effet des divers paramètres sur l'amplification des ondes sismiques des sites. Les réponses moyennes et maximales à la surface du sol des sites sont estimées. Les résultats obtenus indiquent que les mouvements estimés à la surface libre diffèrent sensiblement si la variation aléatoire des propriétés du sol et du niveau de la nappe phréatique est prise en compte dans l'analyse.

D'autres auteurs ont mené des analyses avec des modèles 2D/3D ; ainsi, Fenton (1990), Fenton et Vanmarcke (1991 ; 1998) ont étudié la variation spatiale du risque de liquéfaction en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo combinée avec un modèle d'éléments

finis déterministes. Les auteurs ont analysé le risque de liquéfaction en considérant la variabilité spatiale de l'input sismique ainsi que celle des propriétés du sol. De leur côté, Zerva et Harada (1997) ont analysé analytiquement l'effet de la stochasticité des formations géologiques en surface sur la cohérence du mouvement sismique.

Concernant l'interaction sol-structure, Hoshiya et Ishii (1983 ; 1984) ont investigué l'interaction cinématique entre le sol et la structure et cela par l'exploitation des enregistrements en surface libre et sur la structure. Les incertitudes sont introduites au niveau du mouvement en champs libres ignorant toutes incertitudes dans la modélisation du système interactif. Cela est aussi le cas des contributions de Velesztos (1989), Gupta et Trifunac (1990) et Lutes et Sarkani (1995). D'autres analyses ont été menées, où les incertitudes sur les propriétés du sol sont introduites. Dans ce contexte, Harren et Fossum (1991) ont développé une approche probabiliste et ont analysé une structure enterrée. Leur approche utilise la méthode des éléments finis, et s'avère moins intensive du point de vue temps machine que la technique de simulation de Monte Carlo. Le sol est modélisé en déformation plane, tandis que l'aléa est introduit au niveau du chargement (propagation d'ondes) ainsi qu'aux propriétés du sol.

Toubalem (1996) et Toubalem et al. (1999) ont utilisé les simulations de Monte Carlo pour une identification probabiliste des fonctions de transfert des sols présentant une variabilité de rigidité horizontale et verticale. Les auteurs ont présenté un modèle constitué par un continuum de ressorts, et ils ont étudié l'effet de la variabilité du milieu sur les valeurs propres et la fonction de transfert. Ils ont aussi adopté le concept de la fondation de Winkler sur un modèle bidimensionnel constitué par un cylindre rigide reposant sur des ressorts à caractéristiques stochastiques dont le mouvement se caractérise par trois degrés de liberté. Ils ont bien observé que la variabilité de la rigidité du sol fait apparaître des modes propres de vibration qui n'apparaissent pas pour le cas d'un sol homogène ; il s'agit des modes stochastiques de balancement et de soulèvement.

D'autres part, Lutes et Sarkani (1995) ont développé une procédure d'analyse modale non classique utilisée pour investiguer la réponse sismique d'un système d'interaction sol-structure avec des propriétés du sol incertaines. Dans leur analyse, les auteurs ont utilisé le modèle simplifié de l'interaction sol-structure développé par Wolf (1994). Cette méthode est implémentée en utilisant une technique d'intégration de quadrature de Gauss, dont le but est de trouver dans le domaine fréquentiel, la réponse stochastique du système sol-structure.

L'étude paramétrique menée a illustré l'effet principal des incertitudes des propriétés du sol sur le système sol-structure, qui est d'altérer la réponse modale au voisinage des fréquences de résonance.

Koutsourelakis et al. (2002) ont estimé le potentiel de liquéfaction en menant une analyse dynamique, 2D, non-linéaire et stochastique d'un système sol-structure. L'objectif est d'évaluer le dommage causé par la liquéfaction sur le système sol-structure sous l'effet des séismes à différentes intensités. Les simulations de Monte Carlo ont été utilisées combinées avec une procédure d'éléments finis. Les auteurs ont modélisé la variabilité spatiale stochastique des propriétés du sol ainsi que l'input sismique, et ils ont déterminé pour deux types de spectres de réponse sélectionnés, les statistiques du tassement et du devers d'une fondation superficielle.

Une analyse critique de ces contributions montre que dans leur majorité, ils s'intéressent à des milieux faiblement hétérogènes (coefficient de variation ne dépassant pas les 20 %). Cette limitation est due à une représentation peu réaliste du champ aléatoire qui ne peut pas s'appliquer pour le cas des sols, du fait que les propriétés mécaniques du sol non bornées et principalement le module élastique présentent dans la nature des variations spatiales importantes tel que souligné dans beaucoup d'études en géostatistique. Additionnellement, il a été souligné la non prise en compte d'une manière adéquate de la variabilité spatiale des variables bornées. Dans le cas des sols, on entend par variables bornées, l'ensemble des paramètres ayant des variations faibles et limitées tels que le coefficient de Poisson, la porosité, l'angle de frottement et le coefficient d'amortissement. Par ailleurs, les quelques contributions récentes qui considèrent le caractère fortement hétérogène des sols (coefficient de variation des variables non-bornées supérieur à 20%) et qui ont pris en compte aussi la variabilité des propriétés du sol bornées sont l'œuvre de Fenton (1990), et Fenton et Vanmarcke (1998) dans une étude portant sur la liquéfaction des sols. Cependant, si les auteurs ont bien tenu compte de la variation bornée du coefficient de Poisson, l'angle de frottement et la porosité en choisissant un champ aléatoire adéquat, il n'en demeure pas moins que la simulation de ces paramètres obéit plus à un tâtonnement qu'à une contrainte physique comme souligné d'ailleurs par les auteurs.

Nour et al. (2002 et 2003) ont proposé une alternative robuste pour la simulation des champs aléatoires non bornés et surtout bornés, appelée méthode probabiliste de simulation indirecte de champs aléatoires non-Gaussien. Ainsi, on associe à la variable aléatoire non

bornée la loi de distribution lognormale, et à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta.

La technique de simulation proposée est utilisée conjointement avec la méthode de simulation de Monte Carlo combinée avec la méthode des éléments finis déterministes (MEFD). Cette dernière est considérée comme un outil attractif pour la simulation des milieux incertains à large variabilité.

Basée sur la théorie des champs aléatoires, cette approche considère une hypothèse de base qui consiste à décomposer la variable aléatoire en une tendance déterministe, et en une composante aléatoire décrivant la variabilité autour de cette tendance. Dans une telle décomposition, la tendance représente l'effet de phénomènes qui influencent la formation du sol pendant de longues périodes, tandis que la composante aléatoire décrit les fluctuations de courte durée des états de formation du sol. Ainsi, on associe à la variable aléatoire non bornée la loi de distribution lognormale, et à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta. La détermination du champ beta est obtenue en développant une technique de cadrage sur le diagramme de la fonction de distribution de probabilité dont la solution est donnée par la résolution d'une équation non-linéaire. Cette technique permet de calculer analytiquement les paramètres de la distribution beta connaissant les données statistiques à savoir, la moyenne, l'écart type et les valeurs extrêmes, et ensuite sa variabilité spatiale par le processus d'itérations via la technique proposée. Cette technique a été utilisé par Zahafi Amna dans son mémoire de magister intitulé « effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol sur la réponse des fondations filantes reposant sur un profil de sol viscoélastique multicouche » pour le cas 2D et par Charif Mouhaned pour le cas 3D et sera utilisée dans notre travail pour simuler les propriétés de sol sous le barrage.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a vu que la réponse d'une structure à un mouvement sismique dépend de la nature de ce mouvement, des propriétés dynamiques de l'ouvrage et celles du sol en conséquence il a été montré que la modélisation du sol d'assise est indispensable dans l'étude des grands ouvrage, tels que les ponts, les barrages, les centrales nucléaires ou les installations industrielles.

Ajoutant à la géométrie non bornée du sol qui demande l'utilisation d'une surface de troncature et un traitement de la partie tronquée ses propriétés sont fortement variables d'un point à un autre de l'espace et cette variabilité spatiale des propriétés est extrêmement

irrégulière et complexe, Plusieurs modèles numériques ont été développés pour simuler ces propriétés. On a présenté les principaux travaux de recherche portant sur l'investigation stochastique en statique et en dynamique des milieux hétérogènes. D'une façon générale, les auteurs utilisent deux méthodologies, la première est numérique, basée essentiellement sur la méthode des éléments finis, elle est donc la mieux indiquée pour les simulations de Monte Carlo pour le cas des sols ; la deuxième est analytique et elle s'appuie sur la théorie des vibrations aléatoires. Il faut noter l'absence ou la rareté d'approches expérimentales.

Dans notre travail on s'intéresse à la méthode probabiliste de simulation indirecte de champ aléatoire non-Gaussien. Ainsi, on associe à la variable aléatoire non bornée la loi de distribution lognormale (module de cisaillement), et à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta (coefficient Poisson, la masse volumique),

Chapitre: 02

Modélisation mathématique de l'interaction sol-barrage-fluide

- **Formulation mathématique du corps de barrage**
- **Formulation mathématique du Fluide**
- **Equations de mouvement du sol - Equations d'ondes**

Modélisation mathématique de l'interaction sol-barrage-fluide

Introduction

Le système couplé sol-barrage-réservoir est constitué de trois milieux continus à savoir le corps du barrage et le sol qui représente le solide et le réservoir qui représente le fluide et chaque domaine est régi par ses propres équations d'équilibre à ces équations doit être ajoutée des conditions aux limites. Ce chapitre est consacré aux relations mathématiques avec lesquelles le problème est posé et qui seront par la suite utilisés pour la modélisation numérique de chaque domaine.

II.1 Formulation mathématique du corps de barrage

En général, pour les barrages très étendus un calcul bidimensionnel (Déformation plane) est suffisant. Les sollicitations peuvent être admises parallèles aux axes principaux de l'ouvrage.

II.1.1 Equations du mouvement pour la structure

Les équations d'équilibre en termes de champ de déplacement continu u d'une structure flexible, tel qu'un barrage poids, à comportement élastique soumise à un mouvement d'accélération $\ddot{u}$ s'écrivent comme suit :

$$\sigma_{ij,j} + f_i - \rho \ddot{u}_i = 0 \quad (2-1)$$

- **Déplacements**

Chaque point du corps du barrage est supposé avoir deux degrés de liberté

$$U = \begin{Bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \end{Bmatrix} \quad (2-2)$$

u Représente le déplacement suivant l'axe des x et v celui suivant l'axe des y .

▪ Déformations

A partir des déplacements d'un point, ses déformations sont calculées par les relations ci-dessous

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} \quad (2-3)$$

Ou bien en notation matricielle

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad (2-4)$$

$$\varepsilon = SU \quad (2-5)$$

▪ Contraintes

De la loi de Hook reliant les contraintes aux déformations

$$\sigma = DSU \quad (2-6)$$

Avec

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_y \end{bmatrix} \quad (2-7)$$

Alors, la relation contrainte - déplacement devient :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & 0 \\ d_2 & d_1 & 0 \\ 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial/\partial y \\ \partial/2y & \partial/\partial x \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad (2-8)$$

$$\text{Soit } \sigma = DSU \quad (2-9)$$

Où D est la matrice d'élasticité. En déformations planes

$$D = \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & 0 \\ d_2 & d_1 & 0 \\ 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix} \quad (2-10)$$

Avec

$$d_1 = E(1-\nu)/[(1+\nu)(1-2\nu)] \quad ; \quad d_2 = \nu E/[(1+\nu)(1-2\nu)] \quad ; \quad d_3 = E/2(1+\nu) \quad (2-11)$$

II.1.2 Forme variationnelle des équations de mouvement

En appliquant la formulation variationnelle aux équations d'équilibre avec comme fonction poids $\psi = \delta U$; la forme forte est

$$W = \int \delta U (\sigma_{ij,j} + F_i - \rho \gamma) d\Omega = 0 \quad (2-12)$$

Aussi

$$W = \int_{\Omega} \delta U_i \sigma_{ij,j} d\Omega + \int_{\Omega} \delta U_i F_i d\Omega + \int_{\Omega} \delta U_i (-\rho) \gamma_i d\Omega = 0 \quad (2-13)$$

$$W = W_1 + W_2 + W_3 = 0 \quad (2-14)$$

Sachant que

$$\int_{\Omega} (\delta U_i \sigma_{ij})_{,j} d\Omega = \int_{\Omega} \delta U_{i,j} \sigma_{ij} d\Omega + \int_{\Omega} \delta U_i \sigma_{ij,j} d\Omega \quad (2-15)$$

Alors

$$\int_{\Omega} \delta U_{i,j} \sigma_{ij,j} d\Omega = \int_{\Omega} (\delta U_i \sigma_{ij})_{,j} d\Omega - \int_{\Omega} \delta U_{i,j} \sigma_{ij} d\Omega \quad (2-16)$$

Avec

$$\int_{\Omega} (\delta U_i \sigma_{ij})_{,j} d\Omega = \int_{\Gamma} \delta U_i \sigma_{ij} n_j d\Gamma \quad (\text{Théorème de Gauss}) \quad (2-17)$$

D'où

$$W_1 = \int_{\Gamma} \delta U_i \sigma_{ij} n_j d\Gamma - \int_{\Omega} \delta U_{i,j} \sigma_{ij} d\Omega \quad (2-20)$$

$$W_1 = \int_{\Gamma} \delta U_i \sigma_{ij} n_j d\Gamma - \int_{\Omega} \delta \varepsilon_{ij} d\Omega \quad (2-21)$$

Ce qui donne

$$W = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon_{ij} d\Omega + \int_{\Gamma} \delta U \sigma n d\Gamma + \int_{\Omega} \delta U F d\Omega - \int_{\Omega} \delta U \rho \ddot{U} d\Omega = 0 \quad (2-22)$$

Cette expression est celle du principe des travaux virtuels qui traduit l'égalité des travaux effectués par les forces d'inertie, les forces de rigidité et le chargement extérieur, lors d'un déplacement virtuel δU provoquant des déformations $\delta \varepsilon$.

$$W_e = \int_{\Omega} \delta \varepsilon_{ij} d\Omega : \text{travail des contraintes internes} \quad (2-23)$$

$$W_f = \int_{\Gamma} \delta U \sigma n d\Gamma : \text{travail des forces extérieures} \quad (2-24)$$

$$W_v = \int_{\Omega} \delta U F d\Omega : \text{travail des forces de volumes} \quad (2-25)$$

$$W_i = \int_{\Omega} \delta U \rho \ddot{U} d\Omega : \text{travail des forces d'inertie} \quad (2-26)$$

L'intégrale sur Γ est subdivisée en fonction des conditions aux limites appliquées sur le contour du solide.

II.1.3 Conditions aux limites

Dans les modèles de calcul, les contours de domaines solides sont divisés en trois parties, une correspondent au cas de déplacements imposés tel que le blocage au niveau des appuis et les encastremets, la deuxième condition qui correspondent aux cas de contraintes imposées tel que le chargement surfacique. Et une troisième correspondant au cas de surface libre (qui correspond aussi au cas de chargement nul). Dans le cas des structures en contact avec un fluide comme les barrages, les contraintes agissant sur l'interface fluide-structure sont provoquées par les pressions du fluide. Les conditions aux limites s'écrivent, en respectant les notations de la *figure 2.1*, comme suit :

$$\sigma_{ij}n_j = pn_i \quad \text{sur } \Gamma_I \quad (2-27)$$

$$\sigma_{ij}n_j = 0 \quad \text{sur } \Gamma_S \quad (2-28)$$

$$u_i = 0 \quad \text{sur } \Gamma_U \quad (2-29)$$

Où n est le vecteur unitaire normal à la frontière et p est la pression du fluide agissant sur l'interface fluide-structure Γ_I .

L'expression du principe des travaux virtuel (2.22) prend la forme compacte suivante.

$$-\int_{\Omega_S} \delta U D S U d\Omega - \int_{\Omega_S} \delta U \rho \ddot{U} d\Omega + \int_{\Omega_S} \delta U F d\Omega + \int_{\Gamma_I} \delta U p n d\Gamma = 0 \quad (2-30)$$

Où D et S sont respectivement la matrice d'élasticité et l'opérateur des gradients des déplacements. Il est à noter que le terme d'intégration sur Γ_I est fonction de la pression totale agissant sur l'interface fluide-structure. Dans les études sismiques, il est préférable d'isoler la partie hydrodynamique de la partie statique et de les appliquer séparément. L'une, statique, étant connue, et l'autre, hydrodynamique, fait partie du problème couplé fluide-structure et nécessite une formulation complète du fluide.

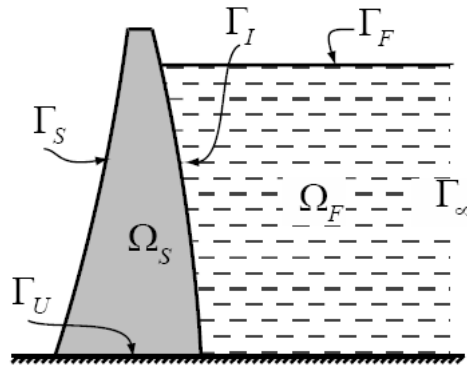


Figure 2.1 : géométrie d'un barrage et notation des conditions aux limites

II.2 Formulation mathématique du Fluide

Les équations sont applicables aux mouvements de vibrations de petites amplitudes sans écoulement. Elles permettent de décrire les ondes de pressions hydrodynamiques générées par une source vibrante à l'intérieur du fluide ou répartie sur son contour. L'objectif visé est la préparation de la modélisation de l'interaction fluide-structure avec une application particulière aux cas des systèmes barrage-réservoir.

II.2.1 Modélisation mathématique et numérique du fluide

Le fluide est modélisé comme étant linéairement compressible, en deux dimensions, et ayant pour hypothèses :

- Initialement au repos
- Subit de petits déplacements
- Non visqueux
- Semi infini

L'équation de la dynamique s'écrit :

$$\rho \frac{\partial V}{\partial t} = -\nabla p \quad (2-31)$$

Où V est la vitesse particulaire et p la pression. Sous hypothèse de fluide linéairement compressible, le changement relatif de volume $\frac{\Delta V}{V}$ est relié, selon la théorie de l'élasticité linéaire, à la pression appliquée p par le coefficient de compressibilité.

$$p = -K \frac{\Delta V}{V} = -K \cdot \text{Tr}(\varepsilon) \quad (2-32)$$

Où K est le module de compressibilité du fluide et ε est le tenseur des déformations dont la trace est la divergence du champ des déplacements u_i des particules du fluide

$$\text{Tr}(\varepsilon) = \nabla \cdot (u_i) \quad (2-33)$$

La dérivée de (2-32) par rapport au temps donne :

$$\frac{\partial p}{\partial t} = -K \nabla V \quad (2-34)$$

Avec :

$$\frac{\partial}{\partial t} \nabla u_i = \nabla \frac{\partial u_i}{\partial t} \quad (2-35)$$

La vitesse v peut être éliminée des équations en prenant la divergence de (2-31) et la dérivée par rapport au temps de (2-34)

$$\Delta p = -\rho \nabla \frac{\partial V}{\partial t} \quad (2-36)$$

$$\frac{\partial^2 p}{\partial^2 t} = -K \frac{\partial}{\partial t} \nabla V \quad (2-37)$$

D'où l'équation de propagation d'ondes de pression :

$$\Delta p - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial^2 t} = 0 \quad (2-38)$$

Le milieu est caractérisé par sa densité et son coefficient de compressibilité dont le rapport est égal au carré de la vitesse de propagation d'onde :

$$c = \sqrt{\frac{K}{\rho}} \quad (2-39)$$

C est la célérité des ondes sonores dans le fluide. Pour l'eau $C \approx 1440$ m/sec.

L'équation (2-39) régit la propagation d'ondes sonores dans un milieu bidimensionnel isotrope avec une célérité C . (équation de Helmholtz). Dans le cas d'un fluide incompressible, le changement de volume $\frac{\Delta V}{V}$ reste quasiment nul quelle que soit la pression appliquée, ce qui donne un coefficient de compressibilité infini et donc une propagation d'onde instantanée ($c = \infty$). L'équation (2-38) se réduit alors à l'équation de Laplace :

$$\Delta p = 0 \quad (2-40)$$

Bien que cette dernière équation ne décrive pas la propagation et l'atténuation des surpressions hydrodynamiques, elle constitue cependant une bonne approximation pour l'estimation des effets du réservoir sur la réponse sismique des barrages.

La réécriture de l'expression (2-38) sous la forme d'une intégrale forte donne

$$W = \int_{\Omega} \psi \left(\nabla^2 p - \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \right) d\Omega = 0 \quad (2-41)$$

En utilisant comme pour le solide la méthode de Galerkin avec cette fois-ci $\psi = \delta P$

La forme intégrale faible de l'équation d'onde de pression (2-41) est :

$$W = - \int_{\Omega} \delta P \nabla^2 P \, d\Omega + \int_{\Gamma} \delta P \nabla P \, d\Gamma - \int_{\Omega} \delta P \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} \, d\Omega = 0 \quad (2-42)$$

II.2.2 Conditions aux limites

En se référant à la *figure (2.2)*, la frontière du réservoir est constituée de la surface libre (Γ_S), du fond (Γ_F), et de l'interface avec le barrage (Γ_I). Dans la direction amont, le réservoir s'étend sur une grande distance supposée ici infinie. Une limite fictive de troncature géométrique.

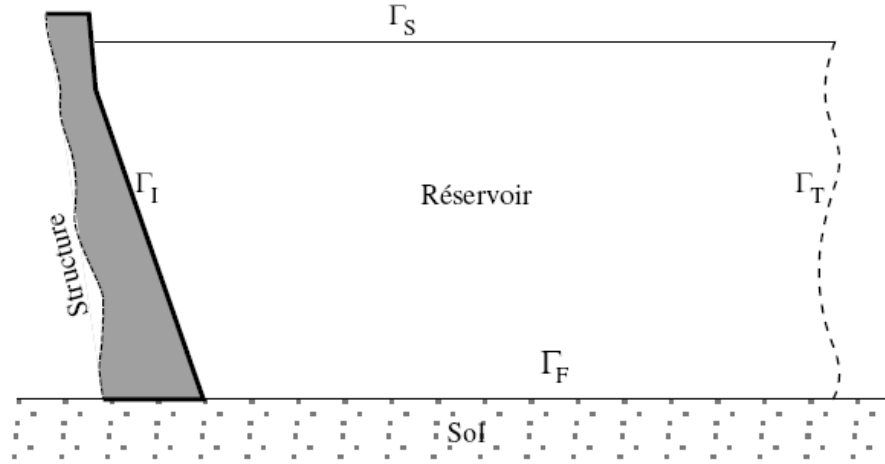


Figure 2.2 : Géométrie du réservoir –notation des bords.

▪ **Sur l'interface :**

Sur l'interface fluide-structure Γ_I , on considère la continuité du champ des vitesses et des efforts (contraintes coté solide et pressions coté fluide). L'application de l'équation d'équilibre dynamique du fluide donne.

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{U}_I \cdot \vec{n} \quad (2-43)$$

Où $\ddot{U}_I$ représente l'accélération des particules solides à l'interface. Dans le cas d'une structure rigide en translation, ces accélérations sont égales à celles du sol $\ddot{U}_g$ qui sont supposées connues. Par contre, dans le cas d'une structure souple elles restent inconnues et font partie du problème couplé. Elles comprennent toujours les accélérations sismiques $\ddot{U}_g$ auxquelles s'ajoutent celles provenant des déformations de la structure $\ddot{U}_s$. Il convient donc de les décomposer en ces deux composantes : $\ddot{U}_I = \ddot{U}_g + \ddot{U}_s$ dont $\ddot{U}_I$ reste inconnu.

▪ **Sur le fond du réservoir :**

Si l'on néglige l'effet d'absorption, et si l'on considère le sol comme non poreux, on retrouve la même condition que celle de l'interface barrage – réservoir.

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{U}_f \cdot \vec{n} \quad (2-44)$$

Si le vecteur normal $\vec{n}$ étant perpendiculaires, la condition se réduit simplement à :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = 0 \quad (2-45)$$

▪ **Sur la surface libre :**

La condition la plus simple serait de prendre $P = 0$, Seulement, ceci ne prend pas en considérer les ondes de surface dues aux variations de pression à l'intérieur du fluide.

▪ **Sur la limite de radiation :**

Cette frontière termine un domaine physiquement infini que l'on est obligé de tronquer pour les besoins de calcul, donc une approximation prenant en compte cet effet s'impose.

La solution de l'équation d'ondes n'est composée à cette limite que de la partie incidente puisqu'il n'existe aucune réflexion à partir du domaine infini.

La solution générale de l'équation de Helmholtz est

$$p = F(x - c \cdot t) + G(x + c \cdot t) \quad (2-46)$$

Loin de la zone d'interaction, le front d'onde est supposé plan et fonction uniquement de la coordonnée horizontale x . En omettant la partie réfléchi $G(x + c \cdot t) = 0$, on peut alors écrire.

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \frac{\partial p}{\partial x} = F' \quad ; \quad \frac{\partial p}{\partial t} = -cF' \quad (2-47)$$

Avec

$$F' = \frac{dF(x - c \cdot t)}{d(x - c \cdot t)} \quad (2-48)$$

D'où :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \frac{-1 \partial p}{c \partial t} \quad \text{Sur } \Gamma_T \quad (2-49)$$

Cette condition, appelée condition de radiation de Sommerfield, a été appliquée pour les problèmes d'interaction fluide-structure par Zienkiewicz. Γ_T

II.3 Equations de mouvement du sol - Equations d'ondes

Soit un site donné dont les caractéristiques (module de cisaillement G la masse volumique ρ le coefficient d'amortissement ξ et l'épaisseur h) sont données pour chaque couche. On suppose que chaque couche est homogène isotrope à comportement viscoélastique linéaire équivalent. On affecte un système d'axes (x, z) pour chaque couche et on suppose que le profil de sol est infini dans le sens X par conséquent, tout les fonctions régissant le profil indépendantes des variables X et Y .

▪ *Champ de déplacements*

Le profil de sol est supposé soumis à la propagation verticale d'onde de cisaillement, par conséquent, le vecteur déplacements en tout point présent une seule composante non nulle selon l'axe X la propagation verticale d'onde de cisaillement ne peut induire qu'une déformation horizontale.

▪ *Tenseur des déformations*

Seule la composante U_x est non nulle indépendante de X et Y , par conséquent, une seule composante du tenseur des déformations est non nulle :

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1}{2} \frac{\partial u_x}{\partial z} \quad (2-50)$$

▪ *Loi de comportement*

Seule la contrainte de cisaillement est non nulle.

$$\sigma_{xz} = G \frac{\partial u_x}{\partial z} \quad (2-51)$$

▪ *Equation d'équilibre, équation de propagation d'onde*

L'équation générale

$$\sigma_{ij;j} + f_i = \rho \gamma_i \quad (2-52)$$

En utilisant l'équation (2-51) et l'équation d'équilibre (2-52), on obtient l'équation de propagation suivante

$$G \frac{\partial^2 u_x}{\partial^2 z} = \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \quad (2-53)$$

L'ensemble des équations précédentes sont valables pour chaque couche. L'équation de propagation pour une couche quelconque i s'écrit :

$$G_i \frac{\partial^2 u_{xi}}{\partial^2 z} = \rho_i \frac{\partial^2 u_{xi}}{\partial t^2} \quad (2-54)$$

L'équation (2-54) peut s'écrire :

$$\frac{\partial^2 u_{xi}}{\partial t^2} - V_i^2 \frac{\partial^2 u_{xi}}{\partial z^2} = 0 \quad (2-55)$$

Où V_i désigne la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement dans la couche i . l'équation (2-55) est une équation aux dérivées partielles du second ordre à coefficients constants. La solution générale de cette équation peut être obtenue par la méthode séparation des variables sous la forme :

$$u_{xi}(z,t) = X_i(z) e^{i\omega t} \quad (2-56)$$

Où $X_i(z)$ est la déformée modale et ω est la fréquence (rad /s) de vibration. En remplaçant (2-56) dans (2-55) on obtient :

$$\frac{d^2 X_i}{dz^2} + \frac{\omega^2}{V_i^2} X_i = 0 \quad (2-57)$$

L'équation (1-57) est une équation différentielle du second ordre à coefficients constant. La solution générale de cette équation s'écrit sous forme :

$$X_i(z) = A_i \cos\left(\frac{\omega}{V_i} Z\right) + B_i \sin\left(\frac{\omega}{V_i} Z\right) \quad (2-58)$$

Dans chaque couche i l'amplitude du déplacement s'écrit sous la forme de l'équation (2-56) les constantes A_i et B_i s'obtiennent à partir des conditions aux limites suivantes :

- Forme modale normalisée à l'unité en surface libre : $\lim_{z \rightarrow 0} X_i(z) = 1$ pour $z \rightarrow 0$
- Contraint de cisaillement nulle en surface libre : $\lim_{z \rightarrow 0} G_i \frac{dX_i}{dz} = 0$ pour $z \rightarrow 0$
- Continuité du déplacement à l'interface entre la couche i et la couche $i+1$:
 $X_i(h_i) = X_{i+1}(0)$
- Continuité de la contrainte de cisaillement à l'interface entre la couche i et la couche $i+1$:
 $\lim_{z \rightarrow h_i} G_i \frac{dX_i}{dz} = \lim_{z \rightarrow 0} G_{i+1} \frac{dX_{i+1}}{dz}$ pour $z \rightarrow 0$
- Déplacement relatif nul au substratum rocheux : $X_o(h_0) = 0$

▪ **Fonction de transfère**

La fonction de transfère entre la couche I et la couche J est le rapport des amplitudes de déplacements dans les deux couches :

$$H_{ij}(\omega) = \frac{X_i(0)}{X_j(0)} \quad (2-59)$$

▪ **Prise en compte de l'amortissement**

La formulation précédente a été faite sans prendre en compte l'effet d'amortissement. Il suffit d'introduire le module de cisaillement complexe sous la forme :

$$G^* = G_i(1 + 2i\xi_i) \quad \text{et} \quad V^* = V_i\sqrt{1 + 2i\xi_i} \quad (2-60)$$

Où ξ désigne le coefficient d'amortissement de la couche i les équations précédentes restent valables à condition de remplacer G par G^* et V par V^* .

Conclusion

Dans le but de donner la formulation mathématique qui sera utilisée par la suite dans la modélisation numérique de l'interaction sol-structure-fluide, on a présenté dans ce chapitre des aspects liés au comportement des solides et du fluide. Un rappel des formulations variationnelles que nous utiliserons par la suite dans la modélisation en éléments finis. Ces formulations sont obtenues à partir des équations de l'élastodynamique formulées en déplacement dans le solide et en pression dans le fluide. Le problème couplé nécessite une formulation complète du solide et du fluide, Dans ce cas, le sol et le fluide doivent alors être tronqués en utilisant une frontière fictive qui doit être capable de laisser propager vers l'infini toutes les ondes et d'empêcher toute réflexion parasite.

Chapitre 03

Variabilité spatiale des propriétés du sol

- **Notions sur la théorie des champs aléatoires.**
- **Analyse Spectrale des Processus Stochastiques.**
- **Simulation des propriétés du sol.**
- **Variabilité spatiale des propriétés du sol non-bornées.**

Variabilité spatiale des propriétés du sol

Introduction :

Il est bien connu que La variabilité spatiale des propriétés du sol est extrêmement irrégulière et complexe. Par conséquent La description déterministe de cette variabilité spatiale n'est pas faisable à cause du coût prohibitif du prélèvement d'échantillons et des incertitudes induites par les erreurs de mesures, l'utilisation des approches probabilistes permet de modéliser les incertitudes en analysant leur effet de dispersion sur le comportement global de la structure. Parmi ces techniques, on peut citer l'analyse par régression, la géostatistique ainsi que les techniques basées sur les champs aléatoires.

La technique d'analyse la plus courante basées sur les champs aléatoires consiste à décomposer les variations observées de chaque propriété en une fonction déterministe des coordonnées du point de mesure dans l'espace, appelée dérive ou tendance, et une composante aléatoire de moyenne nulle (Magnan, 1982 ; Fenton, 1990, Fenton et Vanmarcke, 1998). Dans une telle décomposition, la tendance représente l'effet de phénomènes qui influencent la formation du sol pendant de longues périodes, tandis que la composante aléatoire décrit les fluctuations de courte durée des états de formation du sol.

Pour la simulation des champs aléatoires on utilise la méthode appelée “*méthode probabiliste de simulation indirecte de champs aléatoires non-Gaussien*”. (Nour et al, 2002 et 2003) Ainsi, on associe à la variable aléatoire non bornée la loi de distribution lognormale (module d'élasticité), et à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta (coefficient de Poisson).

III.1 Notions sur la théorie des champs aléatoires

L'analyse déterministe suppose une connaissance complète des propriétés et de l'état initial du système, de même que l'exacte évolution temporelle de l'excitation, par contre, l'analyse probabiliste admet une incertitude dans la connaissance de un ou plusieurs éléments des deux sources principales de comportement aléatoire : Les systèmes et les forces d'excitations. De ce fait, on présente quelques notions importantes en probabilité qui seront utilisées par la suite pour définir le système imparfaitement connu.

▪ **Fonction de probabilité :**

Le moyen le plus simple de décrire une variable aléatoire X est de donner sa fonction de probabilité qui définit la probabilité que le variable aléatoire prenne ses différentes valeurs x_i

$$p_x(x_i) = \Pr(X = x_i) \quad (3.1)$$

▪ **La moyenne :**

Si X est une variable aléatoire discrète avec une fonction de probabilité $p_x(x_i)$, sa valeur moyenne notée $E(x)$ est définie comme

$$\mu_x = E(X) = \sum_{x_i} x_i p_x(x_i) \quad (3.2)$$

▪ **Variance et Ecart type :**

La deuxième importante quantité d'une variable aléatoire après la moyenne est la mesure de sa variabilité. Cette quantité nous offre une mesure sur la dispersion des valeurs aléatoires autour de la valeur centrale.

$$\text{var}(X) = \sum_{x_i} (x_i - \mu_x)^2 p_x(x_i) \quad (3.3)$$

Pour un souci dimensionnel, il est préférable de mesurer la dispersion à travers l'Ecart type

$$\sigma_x = \sqrt{\text{var}(X)} \quad (3.4)$$

▪ **loi normale gaussienne:**

Une variable aléatoire X est dite Gaussienne (ou normale), si sa densité de probabilité est définie par :

$$P_x(x) = \frac{1}{(2\pi)^{1/2} \sigma} \exp \left\{ -1/2 \left(\frac{x-m}{\sigma} \right)^2 \right\}, -\infty < x < +\infty \quad (3.5)$$

Où m et σ représentent respectivement la moyenne et l'écart type de la variable aléatoire X . La caractéristique de la V.A Gaussienne est complètement définie par sa moyenne et sa variance.

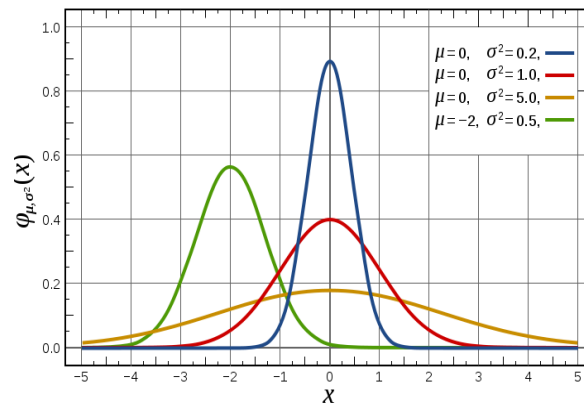


Figure 3.1 : Densité de probabilité Processus Gaussien (ou normal)

▪ **Loi log-normale :** une variable aléatoire X est dite suivre une loi log-normale de paramètres μ et σ si la variable $Y = \ln(X)$ suit une loi normale de paramètres μ et σ . La caractéristique de la Loi log-normale est qu'elle permet d'analyser une grande variabilité dans les valeurs positives.

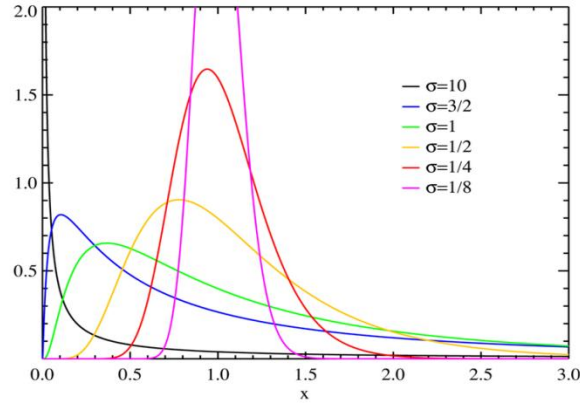


Figure 3.2 : Densité de probabilité Loi log-normale

- **loi bêta :** est une famille de lois de probabilités continues, définies sur $[0,1]$, paramétrée par deux paramètres de forme, typiquement notés α et β . C'est un cas spécial de la loi de Dirichlet, avec seulement deux paramètres. La densité de probabilité de la loi bêta est:

$$f(x; \alpha, \beta) = \frac{x^{\alpha-1}(1-x)^{\beta-1}}{\int_0^1 u^{\alpha-1}(1-u)^{\beta-1} du} \quad (3.6)$$

$$= \frac{\Gamma(\alpha + \beta)}{\Gamma(\alpha)\Gamma(\beta)} x^{\alpha-1}(1-x)^{\beta-1} \quad (3.7)$$

$$= \frac{1}{B(\alpha, \beta)} x^{\alpha-1}(1-x)^{\beta-1} \quad (3.8)$$

Où Γ est la fonction gamma.

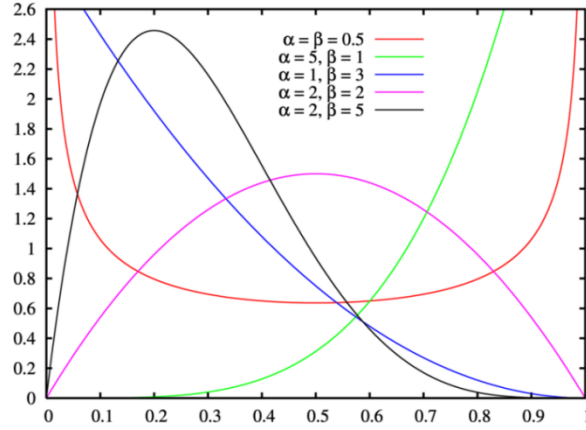


Figure 3.3 : Densité de probabilité Loi bêta

▪ **Processus Stochastiques Stationnaires:**

un processus aléatoire est dit stationnaire ou strictement stationnaire, si les distributions de probabilités obtenues pour l'ensemble ne dépendent que des temps relatifs et non absolus (t_i) ou encore, si sa structure de probabilité est invariante vis-à-vis d'un changement de l'origine des temps.

▪ **Fonction d'Auto-Corrélation :**

Etudier la corrélation entre deux variables aléatoires, c'est étudier l'intensité de la liaison qui peut exister entre ces deux variables. Une mesure de cette corrélation est obtenue par le calcul de La fonction d'auto-corrélation, pour un processus aléatoire $X(t)$, Fonction d'Auto-Corrélation est définie comme la valeur moyenne du produit des V.A $X(t_1)$ et $X(t_2)$ du processus.

$$R_{XX}(t_1, t_2) = E[X(t_1) \cdot X(t_2)] \quad (3.9)$$

Pour un processus aléatoire stationnaire, l'équation (3.9) dépend simplement de la différence des arguments (séparation des instants).

$$R_{XX}(t_1, t_2) = R_{XX}(\tau), \quad \tau = t_2 - t_1 \quad (3.10)$$

Pour un processus aléatoire stationnaire, la fonction d'auto-corrélation est symétrique $R_{XX}(\tau) = R_{XX}(-\tau)$ et sa valeur maximale est atteinte à son origine ($\tau = 0$).

III.2 Analyse Spectrale des Processus Stochastiques

Il est d'une importance capitale pour un ingénieur de faire une analyse spectrale (décomposition fréquentielle), d'un processus aléatoire. La fonction d'une réalisation $x(t)$ peut être représentée par les séries de Fourier, si la fonction est périodique ou par l'intégrale de Fourier ou la transformée de Fourier inverse, si la fonction n'est pas périodique. Les processus stochastiques (faiblement) stationnaires ne possèdent pas de transformée de Fourier puisqu'un échantillon d'un processus stationnaire ne s'annule pas à l'infini, il n'est pas absolument intégrable. En conséquence, l'analyse spectrale de Fourier se fera non pas sur un échantillon du processus, mais sur sa fonction d'auto-corrélation $R_{xx}(\tau)$ (Newland, D.E., 1984; Preumont, A., 1990). Celle-ci étant la Fonction de Densité Spectrale de Puissance.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{xx}(\omega) = (1/2\pi) \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) \exp(-i\omega\tau) d\tau \end{array} \right. \quad (3.11)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{xx}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_{xx}(\omega) \exp(i\omega\tau) d\omega \end{array} \right. \quad (3.12)$$

Les relations (3.11) et (3.12) sont connues sous le nom de **Relations de Wiener-Khintchine**. La fonction de densité spectrale de puissance est une mesure de la distribution, dans le domaine des fréquences, de la moyenne de la valeur au carré $E[X^2(t)]$, ou encore, elle décrit la répartition de l'énergie moyenne du processus. $S_{xx}(\omega)$ est liée aussi, d'une façon directe, à $\bar{X}(\omega)$ (Preumont, A., 1990) qui est la décomposition fréquentielle du signal.

$$S_{xx}(\omega) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{2\pi}{T} E[|\bar{X}(\omega, T)|^2] \quad (3.13)$$

$S_{xx}(\omega)$ est une fonction réelle, paire et positive (≥ 0)

Les signaux, ayant une densité spectrale de puissance constante, sont appelés Bruit blanc.

$$S_{xx}(\omega) = S_0 \quad (3.14)$$

Un tel processus n'est pas physiquement réalisable puisque sa variance n'est pas bornée. Il constitue cependant une idéalisation très importante dans l'étude de la réponse des systèmes linéaires.

Un signal peut être caractérisé par une frange de fréquences large ou étroite. Un processus dont la densité spectrale couvre une grande plage de fréquences est un processus à **Bande large (Wide band)**, tandis que celui dont la densité spectrale couvre une plage réduite, est un processus à **Bande étroite (Narrow band)**.

III.3 Simulation des propriétés du sol

La méthode probabiliste de simulation indirecte de champs aléatoires non-gaussien est basée sur la théorie des champs aléatoires, cette approche utilise une hypothèse de base qui consiste à décomposer la variable aléatoire en une tendance déterministe, et en une composante aléatoire décrivant la variabilité autour de cette tendance (Fenton, 1990 ; Fenton et Vanmarcke, 1998 cité dans Nour 2003). Dans une telle décomposition, la tendance représente l'effet de phénomènes qui influencent la formation du sol pendant de longues périodes, tandis que la composante aléatoire décrit les fluctuations de courte durée des états de formation du sol.

Soit la variable aléatoire $f_p(z)$ décrivant une propriété du sol définie par la fonction déterministe $f_{0p}(z)$ décrivant la tendance dans le sens vertical, elle est prise dans la pratique comme étant la moyenne des valeurs mesurées, et également en fonction du champ aléatoire Gaussien à moyenne nulle et à variance unité $\Delta f_p(z)$ décrivant les fluctuations autour de la tendance. On peut écrire (Fenton, 1990).

$$f_p(z) = \Re[f_{0p}(z) + \sigma_p \Delta f_p(z)] \quad (3.15)$$

$\Re$ est une transformation du processus Gaussien $\Delta f_p(z)$ vers une distribution appropriée pour $f_p(z)$ et σ_p représente l'écart type.

L'application de la théorie du champ aléatoire sera beaucoup simplifiée si les données sont stationnaires, c.-à-d. que la distribution de probabilité qui gouverne la série des données est

indépendante de la position des échantillons. Mais la plupart des propriétés du sol mesurées présentent un caractère non-stationnaire (Jaksa, 1995) [8], la représentation des champs aléatoires par l'équation (4.15) se justifie comme un outil de décomposition des données en composante déterministe supposée la source de la non-stationnarité et en une composante aléatoire fluctuant autour de cette dernière supposée stationnaire. Dans la suite, on s'intéresse principalement à la technique permettant d'évaluer la composante aléatoire $\Delta f_p(z)$.

$$\Delta f_p(z) = \sum_{n=1}^{N_p} \Delta g_{pn}(z) \quad (3.16)$$

$$\text{mean}(\Delta f_p(z)) = 0 \quad p = 1, 2, \dots, N_p \quad (3.17)$$

Avec N_p est le nombre de propriétés du sol à simuler. Le champ aléatoire Gaussien à N_p variables, unidimensionnel, à moyenne nulle et à variance unité $\Delta g_{pn}(z)$ peut être simulé comme suit (Shinozuka, 1987 ; Yamazaki et Shinozuka, 1988).

$$\Delta g_{pn}(z) = \sqrt{2} \sum_{l=0}^N A_{l,pn} \cos(K_l z + \Omega_{l,pn}) \quad (3.18)$$

Avec

$$A_{l,pn} = H_{pn}(K_l) \sqrt{2\Delta k} \quad (3.19)$$

L'équation (3.18) assure également la corrélation inter-propriété, $\Omega_{l,pn}$ sont des phases aléatoires distribuées uniformément dans l'intervalle $[0 \ 2\pi]$. Les coefficients H_{pn} sont obtenus à partir de la matrice inter densité spectrale dans le domaine du nombre d'onde k , cette dernière est une matrice réelle, symétrique, et définie positive. Les éléments de la matrice H sont obtenus à partir de la décomposition de Cholesky de la matrice symétrique S qui est définie par

$$S(k) = \begin{bmatrix} s_{11}(k) & s_{12}(k) & \dots & s_{1N_p}(k) \\ s_{21}(k) & s_{22}(k) & \dots & s_{2N_p}(k) \\ \dots & \dots & s_{p_i p_j}(k) & \dots \\ s_{N_p 1}(k) & s_{N_p 2}(k) & \dots & s_{N_p N_p}(k) \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

La matrice H est supposée être triangulaire inférieure

$$H(k) = \begin{bmatrix} H_{11}(k) & 0 & \dots & 0 \\ H_{21}(k) & H_{22}(k) & \dots & 0 \\ \dots & \dots & H_{p_i p_j}(k) & \dots \\ H_{N_p 1}(k) & H_{N_p 2}(k) & \dots & H_{N_p N_p}(k) \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

Avec $\mathcal{K}$ est le nombre d'onde qui vérifie

$$\begin{cases} k_l = l \cdot \Delta k \\ k_u = N \cdot \Delta k \end{cases} \quad (3.22)$$

Le pas en nombre d'onde $\Delta \mathcal{K}$ est évalué à partir de la représentation de $S(k)$ et du nombre d'onde de coupure k_u pour N incréments, k_u est défini par (Nour, 2004)

$$k_u = \frac{1}{a} \sqrt{\ln\left(\frac{1}{\lambda^4}\right)} \quad \lambda = 0.001 \quad (3.23)$$

On suppose dans l'équation (3.20), la symétrie du quadrant de chaque élément de la matrice $S(k)$ par rapport à l'origine. Les éléments inter corrélés de la matrice densité spectrale de puissance S sont donnés par

$$S_{p_i p_j} = \sqrt{S_{p_i p_i} \cdot S_{p_j p_j} \cdot T_{p_i p_j}} \quad (3.24)$$

Où $S_{p_i p_j}$ désigne la densité inter spectrale $S_{p_i p_i}$ et $S_{p_j p_j}$ les densités auto-spectrales et

$T_{p_i p_j}$ Représente le coefficient d'inter corrélation déterminé par l'expression suivante

$$T_{p_i p_j} = \frac{\text{mean}(p_i \cdot p_j) - \text{mean}(p_i) \cdot \text{mean}(p_j)}{\sigma_{p_i} \cdot \sigma_{p_j}} \quad (3.25)$$

Dans cette étude la forme Gaussienne, exponentiellement décroissante avec variance unité, est utilisée pour définir la fonction de densité spectrale de puissance (Nour, 2004)

$$S(k) = \frac{\sigma^2|_{\sigma=1} a}{2\sqrt{\pi}} \exp\left[-\left(\frac{ka}{2}\right)^2\right] \quad (3.26)$$

Avec a est la longueur de corrélation, qui est obtenue à partir d'une régression non -linéaire des données expérimentales.

Dans le but de réduire considérablement le temps de calcul, la génération numérique d'échantillons de fonctions de l'équation (3.18) est aisément calculée à l'aide de la transformée rapide de Fourier (FFT), développée par Yamazaki et Shinozuka (1988) et modifiée par Zerva (1992). Les nombres d'ondes discrets sont donnés par

$$\begin{cases} k_l = (l + \frac{1}{2}) \cdot \Delta k \\ l = 1, \dots, N \end{cases} \quad (3.27)$$

L'équation (3.18) peut être réécrite comme suit

$$\Delta g_{pn}(z) = \sqrt{2} \text{Re} \left[\exp\left(i \frac{\Delta k z}{2}\right) \sum_{l=0}^M A_{l,pn} \exp(i \Omega_{l,pn}) \exp(i l \Delta k z) \right] \quad (3.28)$$

Avec

$$\begin{cases} z = r \cdot \Delta \xi \\ r = 1, \dots, M-1 \end{cases} \quad (3.29)$$

Où N et M doivent être positifs, et ayant des puissances en nombre entier de deux. Afin d'éviter l'effet d'Aliasing, on doit respecter les conditions suivantes

$$\Delta \xi = \frac{2\pi}{\Delta k M} = \frac{2\pi N}{k_u M}; \quad M \geq 2N \quad (3.30)$$

L'application de la FFT (Fast Fourier Transform) dans l'équation (3.28) fournit des valeurs pour la simulation sur la moitié de la longueur d'ondes, c'est à dire sur $\frac{L}{2} = \frac{2\pi}{\Delta k}$, par conséquent, la simulation devrait être prolongée pour la longueur d'ondes entière, et peut être également facilement prolongée pour des distances plus longues que la longueur d'ondes L .

III.4 Variabilité spatiale des propriétés du sol non-bornées

Les propriétés du sol non bornées telles que le module de cisaillement G , la perméabilité k , etc., sont supposées être distribuées d'une manière lognormale. Ce choix est motivé par le fait que ces propriétés sont des paramètres positifs, et que la distribution lognormale permet d'analyser leur grande variabilité. L'expression du module de cisaillement par exemple est donnée par (Nour et al. 2002)

$$G(z) = \exp[G_{0,\ln G}(z) + \sigma_{\ln G} \Delta f_G(z)] \quad (3.31)$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\ln G}^2 = \ln(1 + \frac{\sigma_G^2}{G_0^2}) \\ G_{0,\ln G} = \ln(G_0) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln G}^2 \end{array} \right. \quad \text{où} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\ln G}^2 = \ln(1 + CV_G^2) \\ G_{0,\ln G} = \ln(G_0) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln G}^2 \end{array} \right. \quad (3.32)$$

Où G_0 et σ_G désignent respectivement la moyenne et l'écart type du module de cisaillement

$CV_G = \frac{\sigma_G}{G_0}$ désigne le coefficient de variation. Dans l'équation (3.31), la relation $\Re$ définie

par l'équation (3.15) est exponentielle. Cette transformation a permis de simuler d'une manière indirecte le champ aléatoire non-Gaussien (non-borné) du module de cisaillement. Ainsi, toute autre propriété du sol non-bornée peut être exprimée de la même manière par l'équation (3.31). Il est montré dans les figures (3.4) et (3.5) respectivement des réalisations du

module de cisaillement et des réalisations typiques des histogrammes du module de cisaillement pour différentes valeurs de CV_G .

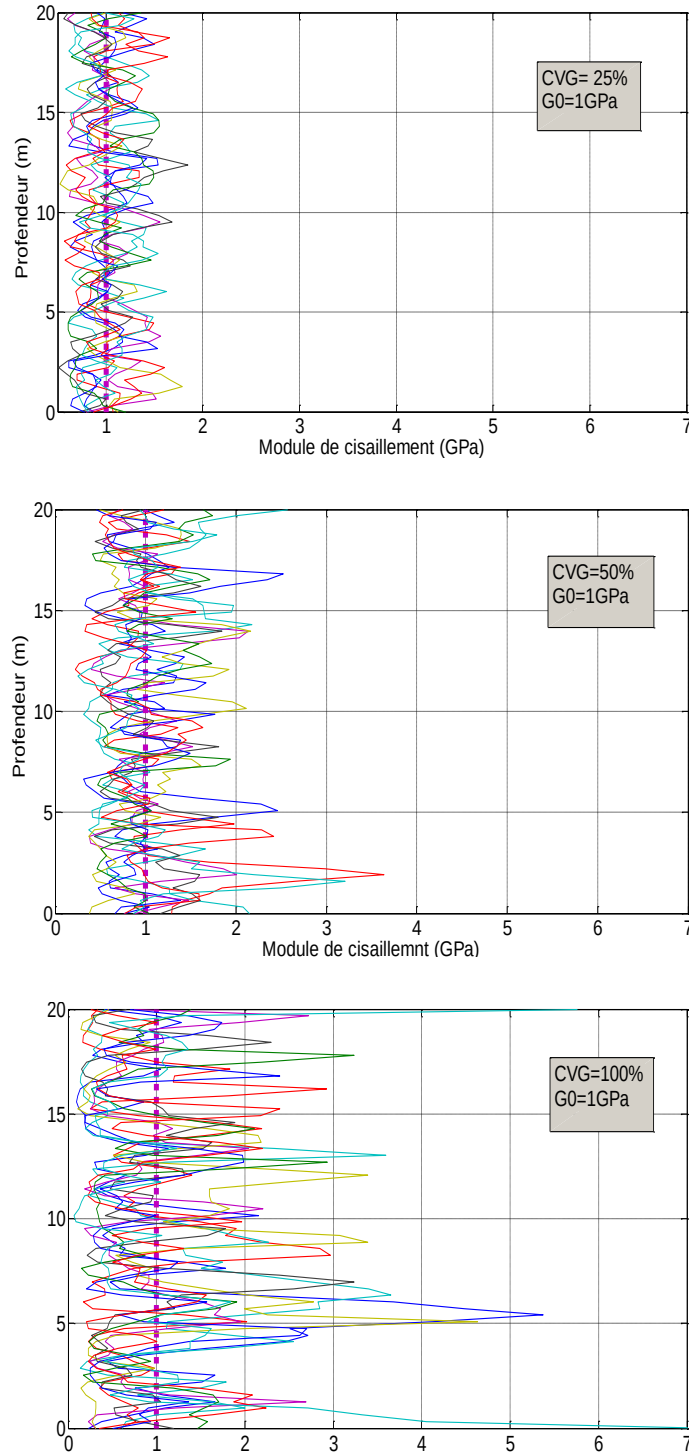


Figure 3.4 : Réalisations du module de cisaillement pour différentes valeurs de CV_G

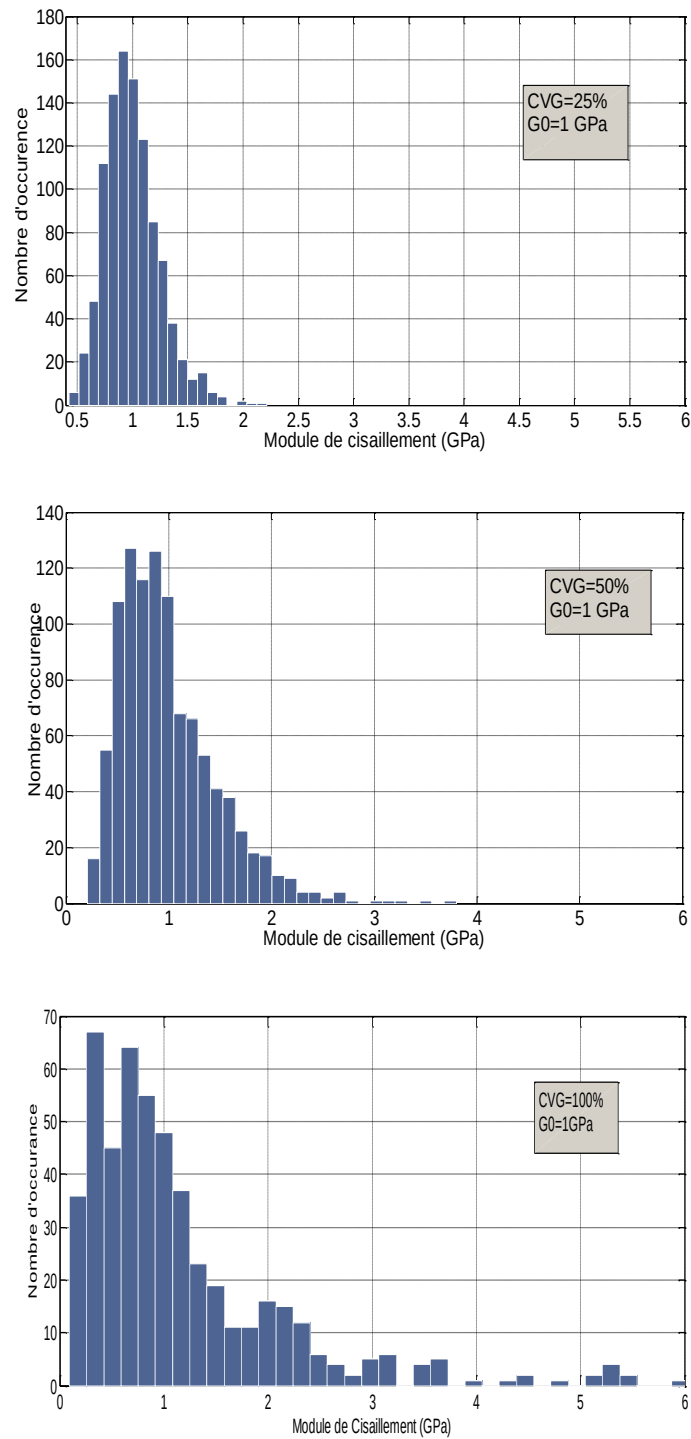


Figure 3.5 : Réalisation typiques des histogrammes du module de cisaillement pour différentes valeurs de CV_G

III.5 Variabilité spatiale des propriétés du sol bornées

Il est bien connu que le coefficient de Poisson ν , le coefficient d'amortissement β , la densité ρ , l'angle de frottement interne ϕ et la porosité η pour les sols sont bornés dans la pratique entre deux valeurs extrêmes. Pour décrire et simuler les champs bornés des propriétés du sol, on adopte la méthode probabiliste de simulation indirecte des champs aléatoires non gaussiens (borné) dont la formulation est la suivante (Nour, 2004).

La distribution de probabilité appropriée pour une variable aléatoire dont les valeurs sont bornées, est la distribution beta. Dans ce qui suit, la méthodologie est bien développée pour le coefficient de Poisson $\nu \in [\nu_{\min}, \nu_{\max}]$ mais la démarche est la même pour les autres propriétés du sol bornées.

Soit $\nu(z)$ un champ beta, l'équation exprimant la variabilité spatiale du coefficient de Poisson est donnée par (Fenton, 1990 ; Ang et Tang, 1975).

$$\nu(z) = \nu_{\min} + (\nu_{\max} - \nu_{\min})V(z) \quad (3.33)$$

Le champ, $V \in [0, 1]$ est la solution de l'équation intégrale de la fonction de distribution cumulative beta avec les paramètres q et r qui permet de déterminer la fonction appropriée de probabilité $P_{\bar{V}}$, c.-à-d.

$$\beta(V|q, r) = \frac{B_V(q, r)}{B(q, r)} = P_{\bar{V}} \quad q, r > 0 \quad (3.34)$$

Le champ simulé $\bar{V}(z)$ est transformé en un champ beta $\nu(z)$ en le cadrant sur le diagramme de la fonction de distribution de probabilité. L'opération de cadrage conserve la moyenne et l'écart type du coefficient de Poisson employés pour évaluer q , r et $\bar{V}$. Ce genre de transformation a été adapté pour la simulation numérique des champs non Gaussiens par Yamazaki et Shinozuka (1988), et trouve son origine dans le papier de Rosenblatt (1952). Notons que les paramètres q et r doivent être tous les deux positifs et $P_{\bar{V}}$ doit se trouver sur l'intervalle $[0, 1]$.

L'équation (3.34) est non linéaire, ainsi, V est obtenu à partir d'un algorithme itératif en utilisant la méthode de Newton avec des modifications pour contraindre les incréments d'itérations à être dans la gamme permise pour V [0 1].

$B_V(q, r)$ est la fonction beta incomplète, son expression est donnée par (Ang et Tang, 1975)

$$B_V(q, r) = \int_0^V y^{q-1} (1-y)^{r-1} dy \quad q, r > 0 \quad (3.35)$$

L'expression de la fonction beta est donnée par :

$$B(q, r) = \frac{\Gamma(q)\Gamma(r)}{\Gamma(q+r)} \quad (3.36)$$

$V(z)$ est obtenu en supposant que la fonction de distribution cumulative beta est égale à une fonction appropriée de probabilité $P_{\bar{V}}$. Puisque le coefficient de Poisson du sol est un paramètre positif, on préfère cadrer la fonction de distribution cumulative beta avec la fonction de distribution cumulative lognormale, exprimée au moyen de la fonction cumulative normale standard comme suit

$$P_{\bar{V}}(q, r) = \int_{-\infty}^{\bar{y}} \frac{1}{2\pi} \exp\left(-\frac{1}{2} y^2\right) dy = \Phi_0(\bar{y}) \text{ avec } \bar{y} = \frac{1}{\sigma_{\ln v}} \ln \bar{V} - \ln\left(v_{0,v} \exp\left(-\frac{1}{2} \sigma_{\ln v}^2\right)\right) \quad (3.37)$$

où Φ_0 est la fonction de distribution cumulative normale standard, pour laquelle $\bar{V}$ représente le cadrage de $\bar{V} \in [0, \infty]$ dans $P_{\bar{V}} \in [0, 1]$. L'expression de $\bar{V}$ est donnée par

$$\bar{V} = \exp[v_{0, \ln v} + \sigma_{\ln v}(\Delta f_v(z))] \quad (3.38)$$

Avec

$$\begin{cases} \sigma_{\ln v}^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma_v^2}{v_{0,v}^2}\right) \\ v_{0, \ln v} = \ln(v_{0,v}) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln v}^2 \end{cases} \quad (3.39)$$

La moyenne et la variance de la distribution beta sont données par (Ang et Tang, 1975)

$$v_0 = v_{\min} + \frac{q}{q+r}(v_{\max} - v_{\min}) \quad (3.40)$$

$$\sigma_v^2 = \frac{qr}{(q+r)^2(q+r+1)}(v_{\max} - v_{\min})^2 \quad (3.41)$$

Ainsi, on peut dériver les expressions de q et r comme suit

$$q = \frac{(v_0 - v_{\min})}{[(v_{\max} - v_{\min})\sigma_v^2]} [(v_0 - v_{\min})(v_{\max} - v_0) - \sigma_v^2] \quad (3.42)$$

$q, r \text{ et } \sigma_v > 0$

$$r = \frac{(v_{\max} - v_0)}{[(v_{\max} - v_{\min})\sigma_v^2]} [(v_0 - v_{\min})(v_{\max} - v_0) - \sigma_v^2]$$

q et r doivent être toujours positifs, ainsi il existe un écart type critique à ne pas dépasser qui est donné par (Nour et al. 2002)

$$\sigma_v \leq \sigma_{v,cr} = \sqrt{(v_0 - v_{\min})(v_{\max} - v_0)} \quad (3.43)$$

La stratégie de la simulation du coefficient de Poisson consiste à calculer par le biais de l'équation (3.42), les paramètres q et r à partir des données du sol σ_0 , $\sigma_{\min}$, $\sigma_{\max}$ et σ_v . Après la simulation du champ aléatoire $\bar{V}(z)$, $P_{\bar{V}}$ est obtenu et utilisé pour cadrer la fonction de distribution cumulative beta, et calculer $V(z)$ à l'aide d'un processus itératif. La dernière étape consiste à calculer la variabilité spatiale du coefficient de Poisson. Il est montré dans les figures 3.6 et 3.7 respectivement des réalisations du coefficient de poisson et des réalisations typiques des histogrammes du coefficient de poisson pour différentes valeurs de cv.

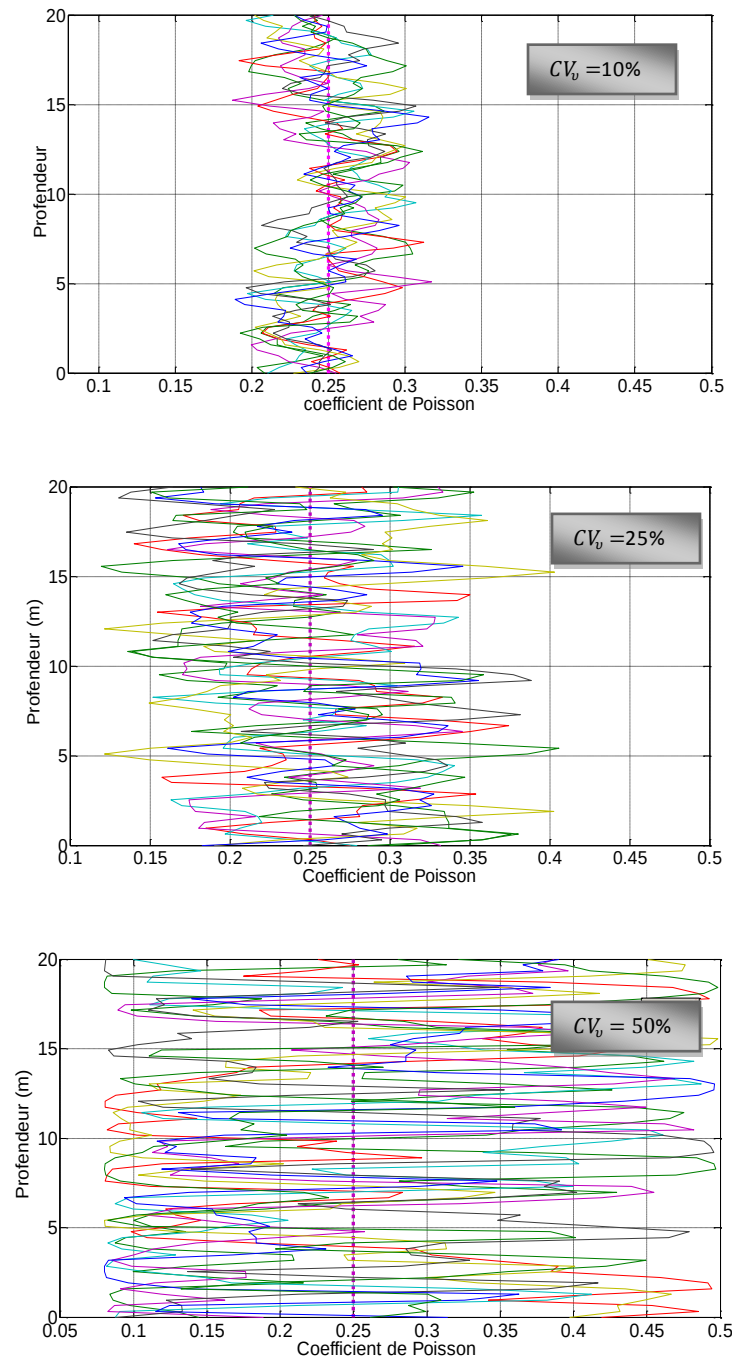


Figure 3.6 : Réalisations du coefficient de poisson pour différentes valeurs de CV_v

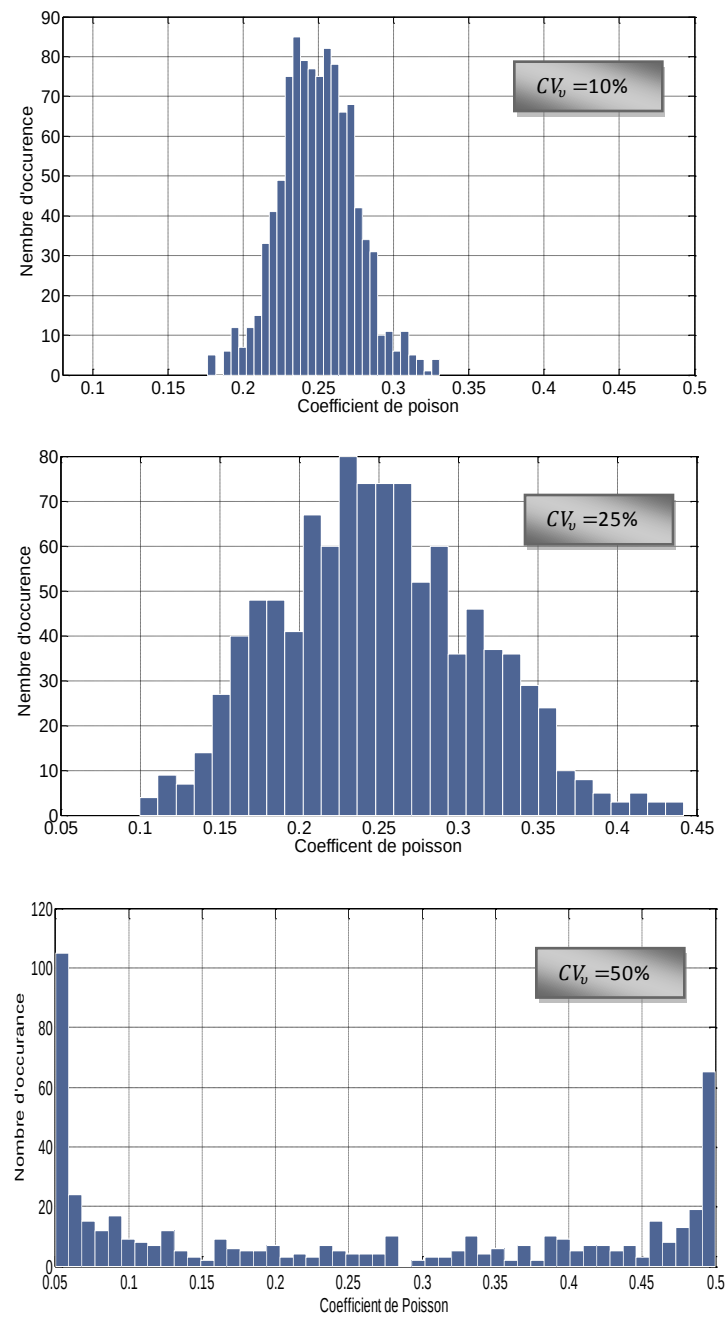


Figure 3.7 : Réalisations typique des histogrammes du coefficient de poisson pour différentes valeurs de CV_v

Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté une formulation stochastique pour la simulation des propriétés du sol bornées et non bornées, appelée méthode probabiliste de simulation indirecte de champs aléatoires non-Gaussien. Cette approche, développée par Nour dans le cadre de sa thèse de doctorat (Nour, 2004). Considère une hypothèse de base qui consiste à décomposer la variable aléatoire en une tendance déterministe, et en une composante aléatoire décrivant la variabilité autour de cette tendance. Ainsi, on associe à la variable aléatoire non bornée la loi de distribution lognormale, et à la variable aléatoire bornée la loi de distribution beta.

La technique de simulation présentée dans ce chapitre sera introduite dans un modèle numérique d'analyse probabiliste de comportement dynamique des barrages reposant sur des sols hétérogènes.

Chapitre 04

Modélisation par éléments finis et validation du programme

- **Modélisation en éléments finis.**
- **Interaction sol-barrage-fluide.**
- **Variabilité spatiale des propriétés du sol.**
- **Présentation du programme FEVAR et validation**

M odélisation par éléments finis et validation du programme

Introduction

Tous les systèmes soumis à un chargement dynamique ont un nombre de degrés de liberté infini. L'objectif est de trouver un modèle numérique avec un nombre de degrés de liberté fini qui peut représenter correctement le comportement physique de ce système. L'une des méthodes les plus utilisées est la méthode des éléments finis, elle est basée sur une discrétisation du système étudiée en plusieurs éléments liés entre eux par des nœuds. Chaque nœud possède un nombre d'inconnus qui seront calculés à l'aide d'une Discrétisation des équations de mouvement.

Le système couplé sol-barrage-réservoir est constitué de deux milieux continus à savoir le corps du barrage et le sol qui représente le solide et le réservoir qui représente le fluide et que chaque domaine est régi par ses propres équations de mouvement. La forme discrète de ces équations est déterminée à l'aide d'une discrétisation des deux domaines par des éléments finis isoparamétriques à quatre nœuds. Pour le milieu solide on a deux degrés de liberté par nœud (déplacement horizontal et vertical) et pour le fluide on a un seul degré de liberté pour chaque nœud (la pression).

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation des équations discrètes des deux domaines du système à savoir le domaine fluide et le domaine solide constitué par le corps de barrage et le sol qui est un milieu hétérogène. La méthode probabiliste de simulation indirecte de champs aléatoires non-Gaussien est retenue pour modéliser cette hétérogénéité et d'analyser leur effet sur le comportement global du barrage.

A la fin de ce chapitre on présente et on valide le programme d'analyse et de modélisation par éléments finis utilisé dans le cadre de ce travail.

IV.1 Discrétisation du solide en éléments finis

Dans cette partie nous nous sommes intéressés à la discrétisation des équations de mouvement du corps de barrage mais il est à souligner que ces équations restent valables dans le cas où les matrices correspondant aux solides comprennent celles de la structure et celles du sol. L'écriture des équations du système sol-structure reste valable aussi pour le système sol-structure-fluide et seule la matrice d'interaction doit changer en fonction du changement de l'interface fluide-solide.

Le domaine barrage est discrétisé en éléments finis quadrilatéraux avec pour chaque nœuds Deux degrés de liberté. La forme discrète de l'équation (2.30) s'obtient par l'approximation du vecteur U avec l'interpolation nodale suivante

$$U = N_u U_n \quad (4-1)$$

$$N_u = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} (1-\xi)(1-\eta) & 0 & (1+\xi)(1-\eta) & 0 & (1+\xi)(1+\eta) & 0 & (1-\xi)(1+\eta) & 0 \\ 0 & (1-\xi)(1-\eta) & 0 & (1+\xi)(1-\eta) & 0 & (1+\xi)(1+\eta) & 0 & (1-\xi)(1+\eta) \end{bmatrix} \quad (4-2)$$

Où U_n est le vecteur des déplacements nodaux et N_u est la fonction de forme de l'élément utilisé pour la discrétisation. La géométrie du solide est subdivisée en un ensemble éléments de forme géométrique simple.

En substituant (4.1) dans (2.30), on obtient le système algébrique discret suivant :

$$M_s \ddot{U}_n + K_s U - QP = F \quad (4-3)$$

Dans lequel M_s et K_s sont les matrices classiques assemblées de masse et de rigidité de la solide. Leurs expressions explicites sont :

$$M_s = \sum_{e=1}^{N_{\Omega_s^{(e)}}} \int_{\Omega_s^{(e)}} N_u^T \rho N_u d\Omega \quad (4-4)$$

$$K_s = \sum_{e=1}^{N_{\Omega_s^{(e)}}} \int_{\Omega_s^{(e)}} [S N_U]^T D [S N_U] d\Omega \quad (4-5)$$

L'exposant (e) fait référence à l'élément fini de surface élémentaire $\Omega_s^{(e)}$ et le signe

somme $\sum$ s'interprète comme l'opération d'assemblage sur l'ensemble des éléments constituant le maillage de la structure. Le vecteur F contient les forces de volume extérieures telles que les forces transmises par le sol à la base de la structure.

Il est à noter que la matrice de masse cohérente telle que donnée en (4.4) est souvent remplacée par sa forme condensée (4-6) telle qu'introduite dans (I. Chowdhury and S. P. Dasgupta. 2009) donnant la matrice diagonale suivante :

$$M_S = \sum_{e=1}^{N_{\Omega_S^{(e)}}} \int_{\Omega_S^{(e)}} N_u^T \rho Id \Omega \quad (4-6)$$

L'introduction de la matrice de masse condensée affecte peu le comportement dynamique de la structure (lorsque le spectre de Fourier de l'excitation ne comporte pas de fréquences trop élevées) et comporte des avantages reconnus sur le plan numérique.

La matrice d'interaction Q qui apparaît dans l'équation (4.7) s'obtient en discrétisant la condition aux limites (2.27). Elle est donnée par l'expression suivante :

$$Q = \sum_{e=1}^{N_{\Omega_S^{(e)}}} \int_{\Gamma_S^{(e)}} N_u^T n N_p d\Gamma \quad (4-7)$$

Comme il a été souligné, les équations restent valables dans le cas où les matrices correspondant aux solides comprennent celles de la structure et celles du sol et que seule la matrice d'interaction doit changer en fonction du changement de l'interface fluide-solide.

Dans le cas où le sol est pris en compte dans le modèle la matrice d'interaction devient :

$$Q = \sum_{\Gamma_I^{(e)} \Gamma_I^{(e)}} \int_{\Gamma_I^{(e)}} N_p^T \rho N_u \cdot n d\Gamma + \sum_{\Gamma_F^{(e)} \Gamma_F^{(e)}} \int_{\Gamma_F^{(e)}} N_p^T \rho N_u \cdot n d\Gamma \quad (4-8)$$

Une partie de l'énergie transportée se dissipe dans le milieu par divers mécanismes complexes tels que ceux dus aux glissements et frottements entre grains conduisant à la transformation d'une partie de l'énergie élastique en chaleur (D.J. Dowrick. 2003, et T. K. Sen. 2009). Cette dissipation s'accompagne d'une atténuation dans le temps et dans l'espace des amplitudes des vibrations induites par la propagation.

En introduisant un amortissement de type "visqueux" dans le système (4.3), l'équation d'équilibre dynamique de la structure devient :

$$M_s \ddot{U}_n + C_s \dot{U}_n + K_s U_n - QP = F \quad (4-9)$$

L'amortissement visqueux est caractérisé par le fait que les "forces dissipatives" induites par l'amortissement en un point sont proportionnelles à la vitesse en ce point.

$$F_d(t) = c\dot{u}(t) \quad (4-10)$$

$$C = \int_{\Omega} N_u^T \mu N_u d\Omega \quad (4-11)$$

μ Est la viscosité dynamique du matériau.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4-12)$$

α et β sont des coefficients déterminés expérimentalement ou à partir de l'analyse modale de la structure. Ce type d'amortissement est dit de Rayleigh.

Dans le cas d'une excitation sismique $\ddot{u}_g(t)$ le vecteur force est donné par la formule (4-13)

$$F = -M_s I \ddot{u}_g(t) \quad (4-13)$$

IV.2 Discrétisation de fluide en éléments finis

Le domaine réservoir est discrétisé en éléments finis quadrilatéraux avec pour chaque nœuds un seul degré de liberté. L'approximation de la pression se fait avec l'interpolation nodale suivante.

$$P = N_p P_n \quad (4-14)$$

$$N_p = \frac{1}{4} [(1-\xi)(1-\eta) \quad (1+\xi)(1-\eta) \quad (1+\xi)(1+\eta) \quad (1-\xi)(1+\eta)] \quad (4-15)$$

La forme intégrale faible de l'équation d'onde de pression (2-38) est :

$$-\int_{\Omega_F} \nabla \delta p \cdot \nabla p d\Omega - \int_{\Omega_F} \delta p \frac{1}{c^2} \ddot{p} d\Omega + \int_{\partial\Omega_F} \delta p \frac{\partial p}{\partial n} d\Gamma = 0 \quad (4-16)$$

Le contour $\partial\Omega_F$ est constitué des quatre parties décrites dans la section II.2.2. L'intégrale de contour est par conséquent subdivisée en quatre intégrales prenant en compte chacune des conditions citées.

$$\int_{\Gamma} \delta P \nabla P d\Gamma = \int_{\Gamma_I} \delta P (-\rho(\ddot{u}_s + \ddot{u}_g) \vec{n}) d\Gamma + \int_{\Gamma_T} \delta P \left(-\frac{1}{C} \dot{P} \right) d\Gamma + \int_{\Gamma_F} \delta P (\rho \ddot{U}_g \vec{n}) d\Gamma \quad (4-17)$$

Ainsi donc, l'expression totale de (4-16) devient

$$W = \int_{\Omega} \delta P \nabla P d\Omega + \int_{\Gamma_I} \delta P (-\rho(\ddot{u}_s + \ddot{u}_g) \vec{n}) d\Gamma + \int_{\Gamma_T} \delta P \left(-\frac{1}{C} \dot{P} \right) d\Gamma + \int_{\Gamma_F} \delta P (\rho \ddot{U}_g \vec{n}) d\Gamma + \int_{\Omega} \delta P \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} d\Omega = 0 \quad (4-18)$$

Il est à rappeler que dans le modèle d'interaction complet contenant le sol de fondation, le calcul de l'intégrale sur Γ_F n'est pas nécessaire. De même, le dernier terme qui prend en compte les effets de troncature par la condition de radiation de Sommerfeld peut changer d'expression en fonction du choix de la condition de radiation. Il peut aussi être remplacé par d'autres termes découlant de l'utilisation d'éléments de frontière, d'éléments infinis ou d'autre techniques de prise en compte de la troncature géométrique.

En utilisant les approximations (4-14), la forme intégrale faible ci-dessus conduit au système d'équations algébriques suivant :

$$M_F \ddot{P}_n + C_F \dot{P}_n + K_F P_n = F_p \quad (4-19)$$

Dont les matrices sont appelées, par analogie aux matrices découlant de la discrétisation des solides, "matrice masse fluide M_F matrice amortissement C_F et matrice rigidité K_F . Le vecteur F_p d'excitation.

La matrice M_F tient compte des effets d'inertie du volume entier.

$$M_F = \sum_{\Omega_F^{(e)}} \int_{\Omega_F^{(e)}} \frac{1}{C^2} N_p^T N_p d\Omega \quad (4-20)$$

La matrice C_F représente la dissipation d'onde : par radiation au niveau de la limite de troncature.

$$C_F = \sum_{\Gamma_I^{(e)}} \int_{\Gamma_I^{(e)}} N_p^T \frac{1}{C} N_p d\Gamma \quad (4-21)$$

La matrice K_F est usuelle. Elle vient de la discrétisation de l'opérateur Laplacien

$$K_F = \sum_{\Gamma_I^{(e)}} \int_{\Gamma_I^{(e)}} \nabla N_p^T \nabla N_p d\Omega \quad (4-22)$$

Le vecteur du chargement F_p est une concentration des forces de surface induites par les accélérations des points aux interfaces Γ_I .

$$F_p = \sum_{\Gamma_I^{(e)}} \int_{\Gamma_I^{(e)}} N_p^T \rho \ddot{u}_s \cdot n d\Gamma + \sum_{\Gamma_I^{(e)}} \int_{\Gamma_I^{(e)}} N_p^T \rho \ddot{u}_g \cdot n d\Gamma + \sum_{\Gamma_F^{(e)}} \int_{\Gamma_F^{(e)}} N_p^T \rho \ddot{u}_g \cdot n d\Gamma \quad (4-23)$$

Dans le cas où le barrage est considéré comme flexible, les accélérations de l'interface Γ_I sont inconnues et le vecteur $\ddot{U}_s$ doit être remplacé par sa forme discrétisée $\ddot{U}_s = N_u \ddot{U}$. Le premier terme de (4.23) disparaît du vecteur F_p mais donne naissance à la matrice d'interaction Q :

$$Q = \sum_{\Gamma_I^{(e)}} \int_{\Gamma_I^{(e)}} N_p^T N_u \cdot n d\Gamma \quad (4-24)$$

La fonction (4-19)

$$M_F \ddot{P}_n + C_F \dot{P}_n + K_F P_n + Q \ddot{U} = F_p \quad (4-25)$$

IV.3 Interaction sol-barrage-fluide

La modélisation du barrage est subdivisée en deux domaines fluide et solide, chaque domaine est discrétisé en utilisant les éléments finis, le couplage entre ces deux domaines se fait par couplage des deux systèmes d'équation.

$$\begin{bmatrix} M_S & 0 \\ \rho Q^T & M_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_S & 0 \\ 0 & C_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_S & -Q \\ 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_S \\ F_P \end{Bmatrix} \quad (4-26)$$

Les matrices portant l'indice S se rapportent au solide, c'est à dire aussi bien au barrage seul qu'à l'ensemble sol-barrage. La matrice Q change en fonction de la surface de contact fluide-solide.

Dans le cas d'un mouvement sismique imposé à la base du modèle sous forme d'un accélérogramme $\ddot{u}_g(t)$, les deux vecteurs forces se mettent sous la forme suivante :

$$F_S = -M_S I \ddot{u}_g(t) \quad F_P = \sum_{\Gamma_I^{(e)}} \int_{\Gamma_I^{(e)}} N_p^T \rho \ddot{u}_g \cdot n d\Gamma \quad (4-27)$$

Où $\Gamma_I^{(e)}$ désigne l'interface fluide-solide de normale $\mathbf{n}$.

IV .4 Variabilité spatiale des propriétés du sol

La variabilité spatiale des propriétés du sol (module cisaillement et coefficient de poisson) est considérée uniquement suivant la direction z. Les variables aléatoires choisies sont définies par leurs moments d'ordre 1 et 2, qui sont respectivement la moyenne et l'écart type, pour la corrélation entre ces deux propriétés il n'y a aucune information disponible sur la valeur du coefficient d'inter corrélation T_{Gv} et comme il est mentionné par (Fenton et Vanmarcke, 1998 ; Bauer et Pula, 2000), il vaudrait mieux supposer l'indépendance stochastique du module de cisaillement et du coefficient de Poisson, que de supposer une corrélation infondée. $T_{Gv} = 0$ correspond à une corrélation nulle entre les deux propriétés, et donc leur indépendance stochastique.

Dans notre travail la variation de Chaque propriété sera étudiée séparément.

IV.4.1 Variabilité spatiale du module de cisaillement

$$G(z) = \exp[G_{0,\ln G}(z) + \sigma_{\ln G} \Delta f_G(z)] \quad (4.28)$$

$$\Delta f_G(z) = \Delta g_G(z) \quad (4.29)$$

$$\Delta g_G(z) = \sqrt{2} \sum_{l=0}^N A_{l,GG} \cos(K_l z + \Omega_{l,pn}) \quad (4.30)$$

$$A_{l,GG} = H_{GG}(K_l) \sqrt{2\Delta k} \quad (4.31)$$

$$\begin{cases} k_l = (l + \frac{1}{2}) \cdot \Delta k \\ l = 1, \dots, N \end{cases} \quad (4.32)$$

$$H_{GG}(k) = \sqrt{S(k)} \quad (4.33)$$

$$S(k) = S_{GG}(k) \quad (4.34)$$

$$S_{GG}(k) = \frac{\sigma^2|_{\sigma=1} a}{2\sqrt{\pi}} \exp\left[-\left(\frac{ka}{2}\right)^2\right] \quad (4.35)$$

a est la longueur de corrélation égale 1.5 m

Avec

$$\sigma_{\ln G}^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma_G^2}{G_0^2}\right) \quad \text{et} \quad G_{0,\ln G} = \ln(G_0) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln G}^2 \quad (4.36)$$

Avec G_0 et σ_G désignent respectivement la moyenne et l'écart type du module de cisaillement.

Il est montré dans la Figure 4.1 une réalisation typique des cartes du module de cisaillement. Sachant qu'une autre réalisation probabiliste peut donner des images tout à fait différentes

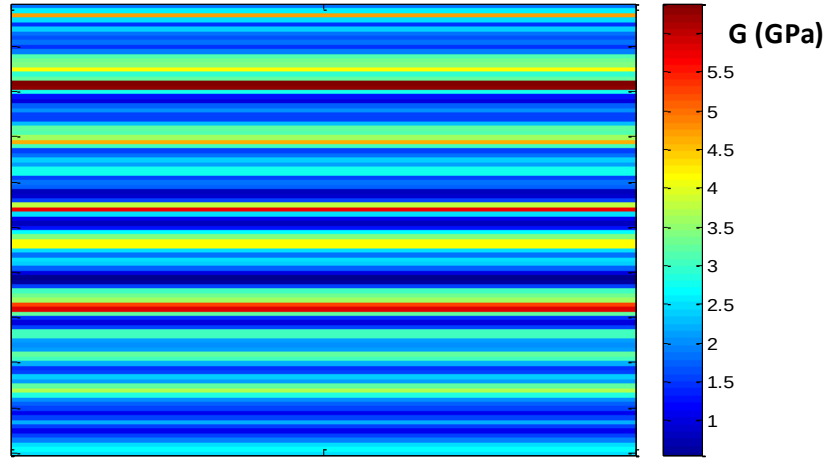


Figure 4.1 : Réalisation typique des cartes du module cisaillement

IV.4.2 Variabilité spatiale du coefficient de Poisson

Il est bien connu que le coefficient de Poisson ν des sols est borné dans la pratique entre deux valeurs extrêmes, c.-à-d. $\nu \in [\nu_{\min}, \nu_{\max}]$. De ce fait, on lui associe la distribution de probabilité appropriée pour une variable aléatoire dont les valeurs sont bornées, la distribution beta. Pour décrire et simuler le champ borné du coefficient de Poisson, on adopte la démarche développée dans le chapitre 03, qui exprime le coefficient de Poisson $\nu(z)$ comme suit :

$$\nu(z) = \nu_{\min} + (\nu_{\max} - \nu_{\min})V_{\nu}(z) \quad (4.37)$$

L'écart type critique

$$\sigma_{\nu} \prec \sigma_{\nu,cr} = \sqrt{(\nu_0 - \nu_{\min})(\nu_{\max} - \nu_0)} \quad (4.38)$$

$$CV_{\nu,cr} = \frac{\sigma_{\nu,cr}}{\nu_0} \quad (4.39)$$

Le CV_{ν} ne déplace en aucun cas la valeur critique, dans notre cas

$$\nu_0 = 0.3 \quad \nu \in [0.1, 0.5]$$

$$\sigma_{\nu,cr} = \sqrt{(0.3 - 0.1)(0.5 - 0.3)} = 0.2 \Rightarrow CV_{cr} = \frac{\sigma_{\nu,cr}}{\nu_0} = \frac{0.2}{0.3} = 0.66$$

Il est montré dans la Figure 4.2 une réalisation typique des cartes du coefficient de Poisson. Sachant qu'une autre réalisation probabiliste peut donner des images tout à fait différentes.

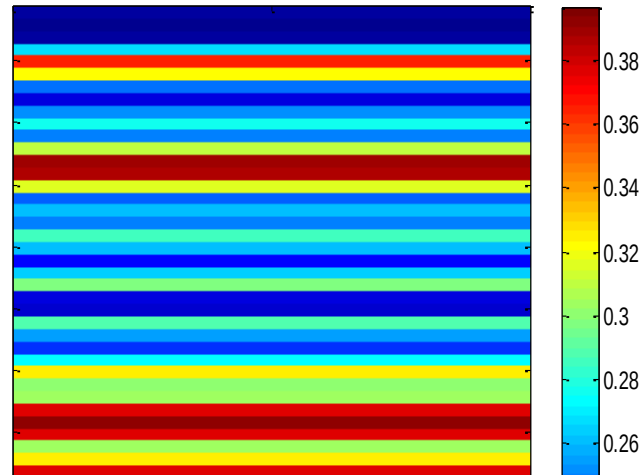


Figure 4.2: Réalisation typique des cartes du coefficient de Poisson.

IV.5 Présentation du programme FEVAR

Dans le cadre de ce travail une amélioration du programme FEMAT développés par Abdelghani SEGHIR dans le cadre de l'obtention de son doctorat sous le thème « *Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure. Application à l'étude des barrages poids en béton* » a été faite en introduisant l'effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol. Le nouveau programme est nommé **FEVAR**, Le programme est un ensemble de scripts MATLAB écrits dans un esprit de programmation orientée objet. Les objets sont définis, suivant la nature de la méthode des éléments finis, en les regroupant en quatre groupes. Le premier constitue la base de la méthode, il concerne la définition des éléments, leurs propriétés. Le second concerne la géométrie et donc le maillage. Toutes les fonctions concernant la création du maillage et sa manipulation sont imbriquées en un seul objet appelé maillage. Le troisième type d'objets concerne les matériaux constituant les solides définis par une géométrie. Enfin un objet qui regroupe toutes les méthodes permettant la création des

matrices, leur manipulation et les méthodes de résolution matricielles. Le schéma du programme est montré dans la **Figure.4.3**

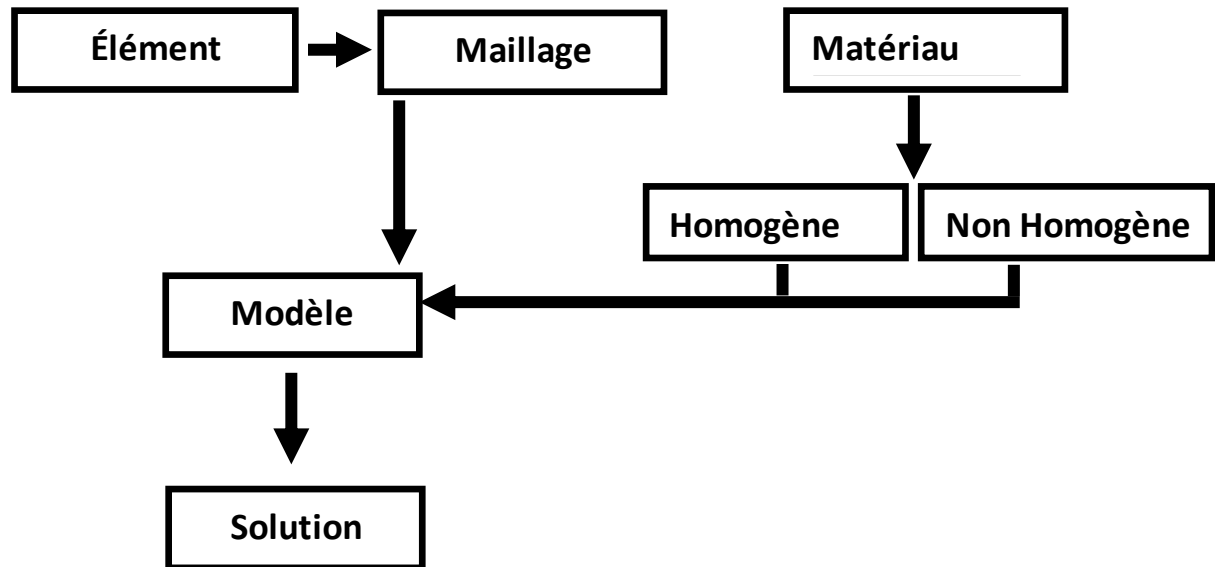


Figure 4.3 : Schématisation du programme FEVAR.

IV.6 Validation du programme FEVAR

Pour terminer ce chapitre, on présente une application traitant le problème d'interaction sol-structure dans le cas du barrage de Pine Flat. Les modèles d'éléments finis utilisés ainsi que la géométrie du système sol-barrage sont représentés sur la figure.4.4 et figure.4.5. Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure du barrage sont données dans le tableau 4.1. Ce barrage a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche. On utilisera pour la comparaison des résultats le modèle de Seghir A tel que décrit au chapitre 02 de son thèse de doctorat. Pour pouvoir comparer les résultats et valider le programme tous les coefficients de variation des propriétés de sol sont supposées nulles.

Dans ces applications le sol est supposé encastré à une profondeur $H_s = 300\text{m}$ tronqué à une largeur de $L_s = 700\text{ m}$ qui est largement plus grande que $4HB$, souvent considérée comme suffisamment grande pour pouvoir négliger les effets de troncature géométrique (J.P. Wolf. 1985). Il est discrétisé en utilisant des éléments finis isoparamétriques à quatre noeuds, où la matrice de rigidité élémentaire est

numériquement intégrée en utilisant la méthode d'intégration de Gauss. La simulation est effectuée directement au centre de gravité C de l'élément fini, pour lequel, dans le repère paramétrique de coordonnées (ξ, η) , le module de cisaillement et le coefficient de Poisson sont pris constants dans l'élément, c.-à-d $E(\xi, \eta) = E_c$ et $\nu(\xi, \eta) = \nu_c$. Cependant, l'algorithme FFT utilisé pour générer les fonctions d'échantillons de l'équation (4.29), produit les valeurs simulées Δg aux coordonnées de l'espace (x, y) , qui généralement ne coïncident pas avec les coordonnées désirées du centre de gravité de la maille de l'élément fini. Ainsi, les valeurs désirées aux coordonnées (x_c, y_c) sont obtenues en utilisant la technique d'interpolation linéaire.

Il est important de noter que les statistiques de la réponse du profil de sol ou du barrage sont évaluées avec la méthode de Monte Carlo en considérant 100 échantillons. Après l'achèvement de 100 réalisations, 100 valeurs sont calculées et on calcul la moyen de ces valeurs.

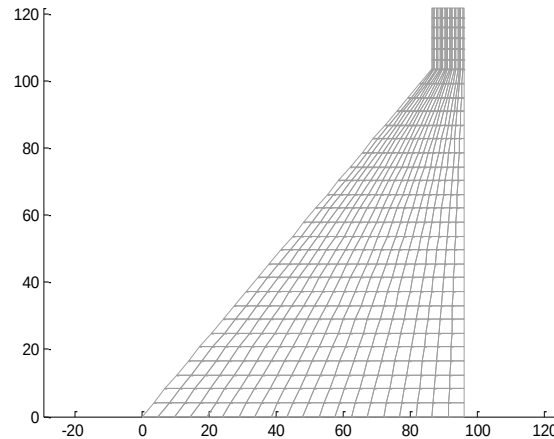


Figure 4.4 : Géométries et maillages types utilisés pour la modélisation du barrage de Pine Flat

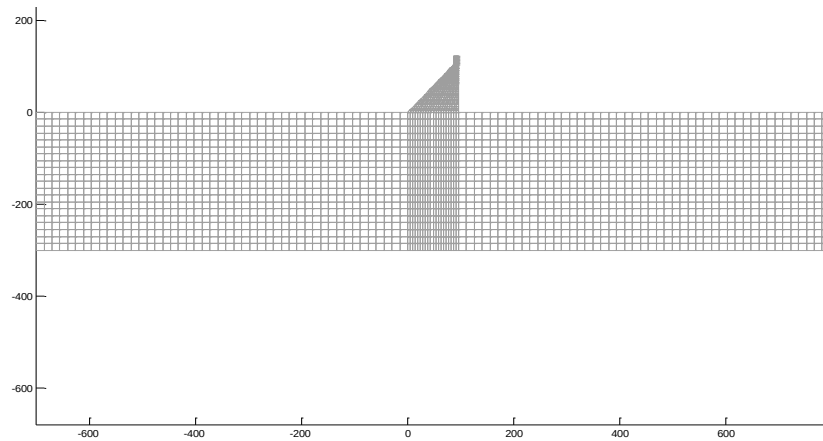


Figure 4.5 : Géométries et maillages types utilisés pour la modélisation de l'interaction sol-barrage

Tableau 4.1 : Dimensions et propriétés matérielles du barrage de Pine Flat

Dimensions (m)				Propriétés matérielles		
H_b	H_c	L_b	L_c	$E(\text{GPa})$	ν	$\rho (\text{Kg/m}^3)$
122.0	18.5	96.0	9.75	34.47	0.2	2483.0

Dans une première analyse, on vérifie les programmes FEVAR à travers le calcul des modes propres du barrage encastré et du système sol - barrage. Les résultats, comparés à ceux obtenus en utilisant CASTEM et FEMAT, sont rapportés dans le tableau 4.2. Les effets du réservoir sont pris en compte en utilisant le concept de masses ajoutées de Westergaard.

Tableau 4.2 : périodes de vibrations libres (sec) du barrage avec et sans ISS

Sans ISS				Avec ISS		
Mode	FEVAR	FEMAT	CASTEM	FEVAR	FEMAT	CASTEM
1	0.329	0.329	0.335	0.474	0.474	0.455
2	0.157	0.157	0.158	0.384	0.384	0.371

Dans une seconde étude, on s'intéresse à la réponse temporelle du barrage. Les déplacements nodaux ont été déterminés par résolution de l'équation dynamique de la

structure seule ou du système complet, c'est à dire avec ou sans prise en compte de l'ISS. L'excitation sismique utilisée dans cette application est l'enregistrement des 10 premières secondes du séisme de Loma Prieta à la station San Francisco Bay Area. On l'utilise ici afin de pouvoir comparer les résultats donnés par FEVAR et ceux donnés par FEMAT. Dans tous les calculs, le taux d'amortissement critique est fixé à 5% aussi bien pour la structure du barrage que pour le sol.

La figure 4.6 et la figure 4.7 montrent l'accélérogramme enregistré en surface et celui calculé en profondeur à l'aide de la déconvolution. La couche de sol de hauteur $H_s = 300\text{m}$ est considérée comme hétérogène et reposant sur un substratum infiniment rigide. L'accélérogramme de surface est d'abord appliqué à la base. La solution de l'équation de la dynamique pour la colonne de sol permet d'évaluer l'accélérogramme amplifié par la couche. Le rapport des transformées de Fourier des deux accélérogrammes donne la fonction de transfert entre la base du maillage et la surface du sol. Ensuite en divisant par cette fonction la transformée de l'accélérogramme enregistré, on obtient l'accélérogramme au rocher. La transformée inverse donne alors l'accélérogramme recherché en profondeur. Ce procédé de déconvolution s'applique aussi pour une multi-couche et à d'autres accélérogrammes. Il permet d'éviter, d'un coté, la résolution de l'équation d'onde lorsqu'on ne dispose pas d'un outil de calcul approprié, et d'un autre coté, il constitue un bon moyen de validation des programmes développés.

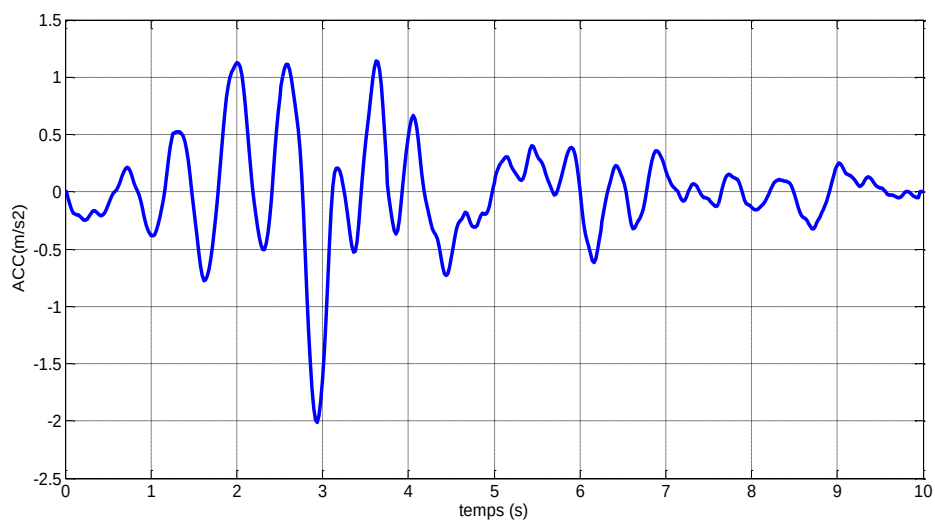


Figure 4.6 : Accélérogramme enregistré en champs libre.

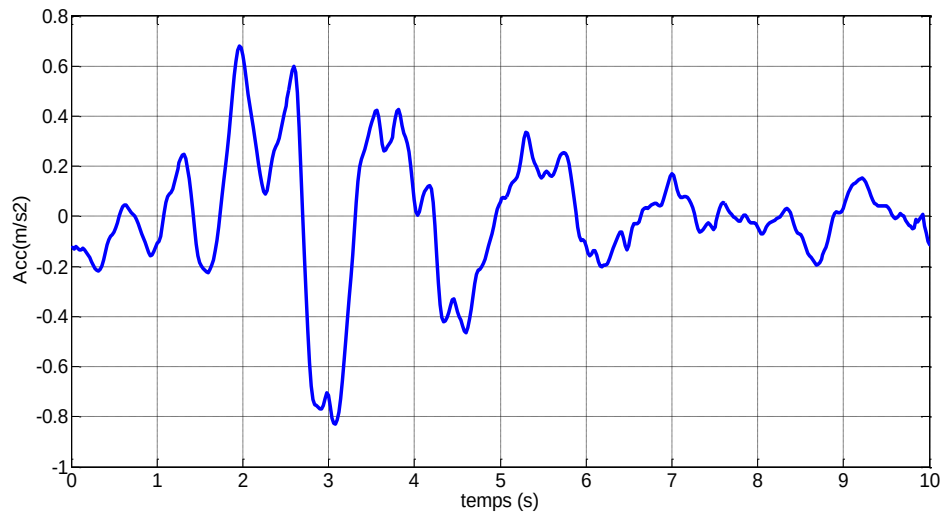
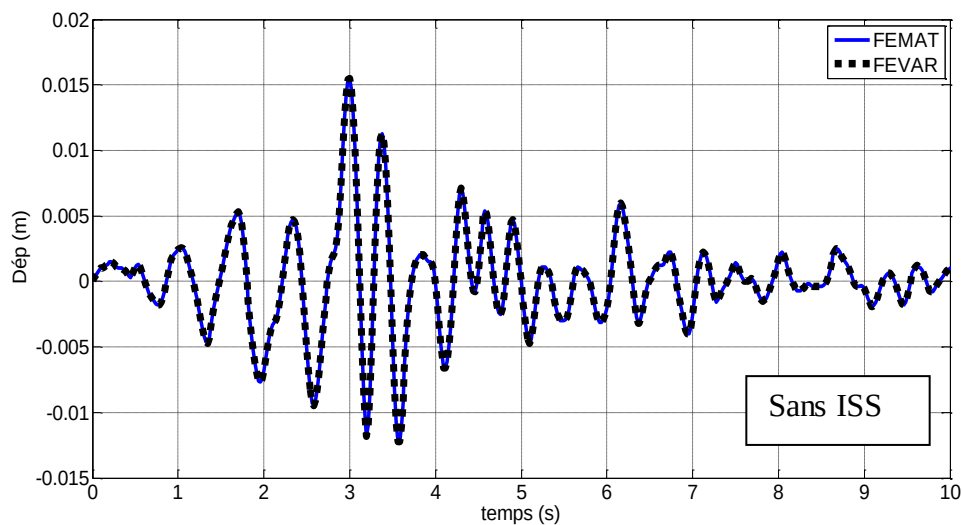


Figure 4.7 : Accélérogramme calculé en profondeur à 300m.

Une fois la déconvolution faite, on dispose de deux accélérogrammes, l'un calculé en profondeur et l'autre enregistré à la surface. On utilisera le premier pour l'excitation du système globale (barrage+sol) et le second pour l'excitation du barrage seul. La comparaison des déplacements relatifs entre la base et la crête donner par les deux programmes FEAMT et FEVAR montre à quel point les résultats sont proches et permet de donner une autre validation du programme FEVAR.



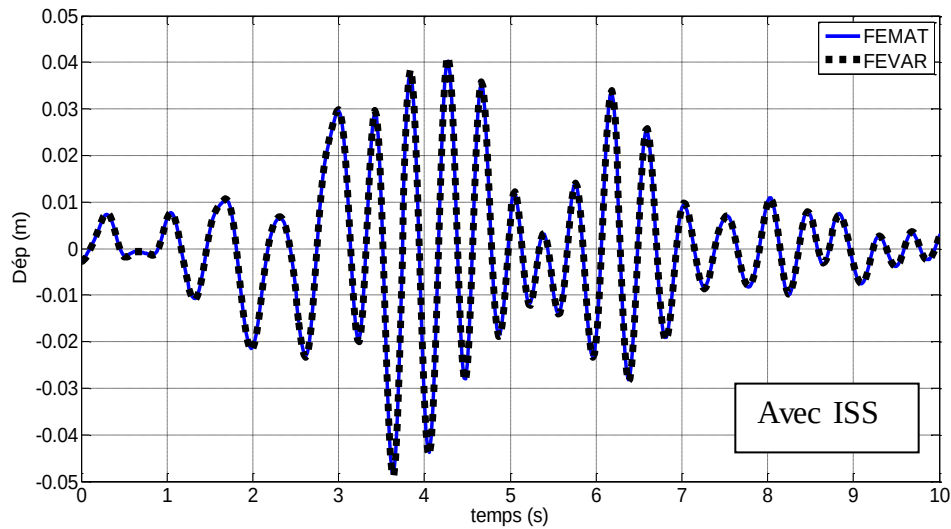


Figure 4.8 : Variations du déplacement horizontal relatif en crête du barrage sans et avec ISS.

Conclusion

Les études des phénomènes d'interaction sismique sol-structure sont fondées sur une hypothèse simplificatrice qu'est l'homogénéité du sol sous la fondation, par contre Pour des grands ouvrages reposant sur des fondations étendus, ces hypothèses ne sont plus valides. Dans ce travail sont développés des outils de modélisation et d'analyse numérique permettant de tenir compte de la variabilité des caractéristiques mécaniques du sol et d'analyser leur effet sur le comportement global du barrage. la technique retenue pour la simulation des champs aléatoires des propriétés de sol est appelée “*méthode probabiliste de simulation indirecte de champs aléatoires non-Gaussien*”. (Nour et al, 2002 et 2003).

La version améliorée du programme FEMAT développé par Seghir dans le cadre de l'obtention de son doctorat sous le thème « *Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure. Application à l'étude des barrages poids en béton* » a été validé dans ce chapitre et sera utilisée au chapitre 05 pour étudier l'effet de la variabilité spatiale des caractéristique de sol sur le comportement sismique du barrage de BENI HAROUN.

Chapitre 05

Analyse probabiliste de la réponse dynamique du barrage de BENI HAROUN

- **Présentation de barrage de BENI Haroun**
- **Données du problème**
- **Etude paramétrique**
- **Effet de la variabilité du module de cisaillement**
- **Effet de la variabilité de la masse volumique**
- **Effet de la variabilité du coefficient de Poisson**

Analyse probabiliste de la réponse dynamique du barrage de BENI HAROUN

Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude du comportement sismique du barrage de **BENI HAROUN** reposant sur un profil de sol hétérogène. Les propriétés variables du sol sont le module de cisaillement, le coefficient de Poisson et la masse volumique. Ces propriétés seront modélisées par des champs aléatoires. Le module de cisaillement est obtenu en adoptant la distribution lognormale, qui permet d'analyser sa grande variabilité. Le coefficient de Poisson et la masse volumique sont bornés dans la pratique entre deux valeurs extrêmes, leur champ aléatoire est obtenu en utilisant la distribution beta. La prédiction des statistiques est faite en utilisant les simulations de Monte Carlo combinées avec la méthode des éléments finis. La méthode de simulation employée est trop intensive du point de vue calcul (temps machine), mais elle est simple, directe et tout à fait puissante.

V.1 Présentation de barrage de BENI Haroun

Ce barrage, dont la mise en eau a débuté en août 2003, a été conçu pour une capacité nominale de 963 hectomètres cubes soit l'équivalent de près d'un milliard de mètres cubes. Il est destiné à l'alimentation en eau potable de six wilayas de l'est algérien: Mila, Constantine, Oum El Bouaghi, Khenchela et Batna auxquelles sera adjointe la ville d'El Milia dans la wilaya de Jijel après le transfert des eaux du barrage de Bousbia au barrage de Beni Haroun, dans une étape ultérieure.

Construit sur le confluent Oued El Kebir- Oued Rhumel, le barrage de Beni Haroun est la plus grande œuvre hydraulique jamais réalisée en Algérie. D'un volume annuel régulier de 435 hectomètres cubes, sa digue de 120 m de hauteur et de 700m de

longueur a été réalisée avec du béton compact roulé (BCR) pour un volume de 1.800.000 m³. Pour les besoins de cette étude, une section moyenne du corps du barrage a été utilisée *Figure .5.1*. Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure du barrage sont données dans le *tableau 5.1*.

Tableau 5.1 : Dimensions et propriétés matérielles du barrage de BENI HAROUN

Dimensions (m)				Propriétés du Béton		
H _B	H _c	L _B	L _c	E(GPa)	ν	P (Kg/m ³)
92.00	20.00	72.64	11.00	28.00	0.25	2050

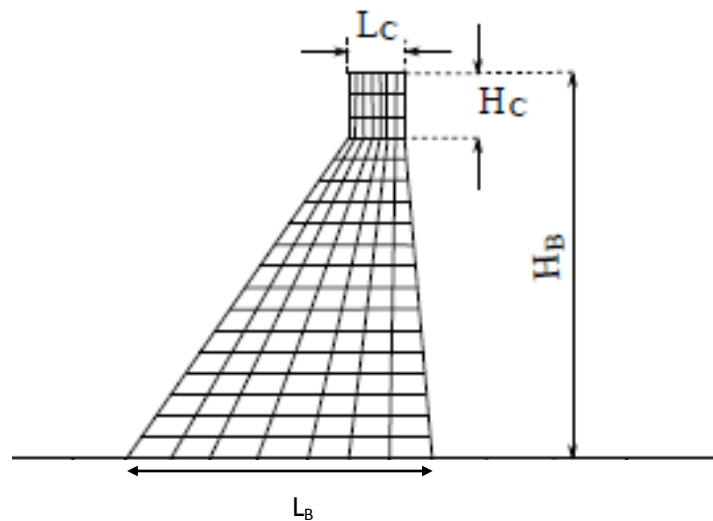


Figure 5.1 : Section moyenne du corps du barrage de BENI HAROUN

V.2 Données du problème

Les données suivantes sont utilisées :

- Hauteur de sol $H_s=20\text{m}$.
- Longueur de sol $L_s=700\text{m}$.
- Valeur moyenne du module de cisaillement du sol $G_0= 2 \text{ GPa}$.
- Valeur moyenne de la masse volumique du sol $\rho_0 = 2200 \text{ kg/m}^3$.
- Valeur moyenne du coefficient de Poisson du sol $\nu_0 = 0.30$.
- Valeur du coefficient d'amortissement $\beta_0 = 5\%$.
- Valeurs extrêmes du coefficient de Poisson $\nu_{\min} = 0.1$ et $\nu_{\max} = 0.5$.
- Valeurs extrêmes de la masse volumique $\rho_{\min}=1700 \text{ kg/m}^3$ et $\rho_{\max}=2600 \text{ kg/m}^3$
- Longueur de corrélation $a = 1.5 \text{ m}$.

- Coefficient de variation du module de cisaillement $CV_G = 0.0 ; 0.25 ; 0.5 ; 1.0$.
- Coefficient de variation du coefficient de Poisson $CV_\nu = 0.0 ; 0.1 ; 0.2 ; 0.3$.
- Coefficient de variation de la masse volumique $CV_\rho = 0.0 ; 0.1 ; 0.2 ; 0.3$.

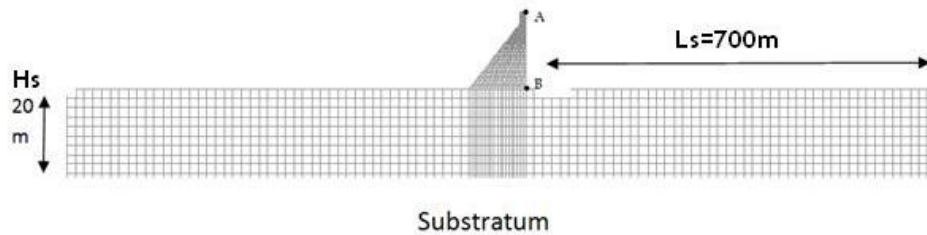


Figure 5.2 : Géométries et maillages types utilisés pour la modélisation du barrage de BENI HAROUN

V.3 Etude paramétrique

Une fonction de transfert est une représentation mathématique de la relation entre l'entrée (input) et la sortie (output) d'un système, Elle est utilisée dans l'analyse des systèmes continus qui transforment une fonction du temps en une autre. Pour notre étude l'input c'est l'accélérogramme à la base, le système c'est le barrage+sol+eau et l'output c'est les déplacements et accélérations en crête (point A) et les contraintes à la base du barrage (point B) Figure 5.2.

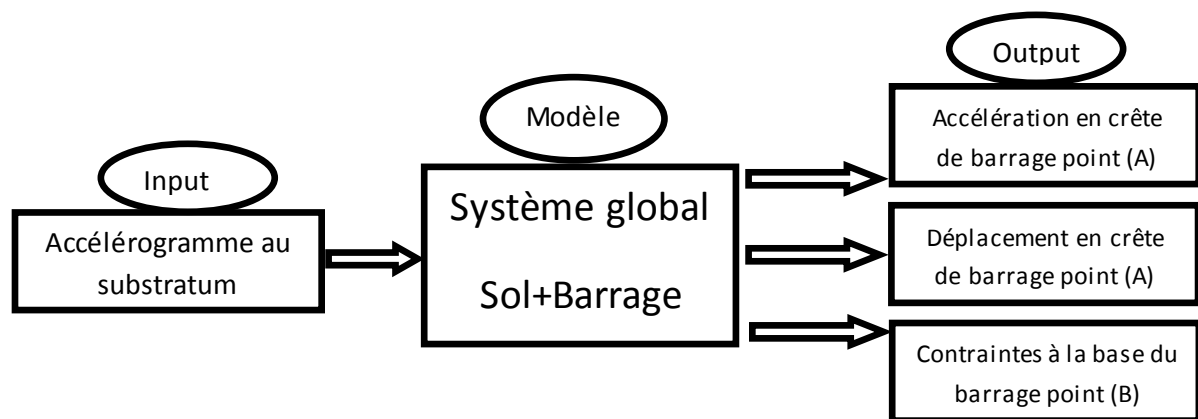


Figure 5.3 : Schématisation des fonctions de transfert du système sol_barrage.

Dans cette partie, on va étudier l'influence de la variabilité du module de cisaillement, de la masse volumique et du coefficient de Poisson sur les statistiques des périodes fondamentales et des fonctions de transfert du système globale (sol+barrage) surmontant un substratum rocheux. La réponse du système est exprimée en termes de déplacement et d'accélérations en crête de barrage (point A) et

contraintes à la base du barrage (point B). La détermination des fonctions de transfert se fait par l'application d'un accélérogramme à la base. La solution des équations de la dynamique permet d'évaluer les accélérations et les déplacements en crête et les contraintes à la base du barrage. Le rapport des transformées de Fourier de l'accélérogramme appliqué à la base et les déplacements, accélérations et contraintes calculés donne les fonctions de transfert du système globale.

- Fonction de transfert Accélération-Accélération $= \text{FFT}(\text{Acc}_{\text{poin}(A)}) / \text{FFT}(\text{Acc}_{\text{base}})$.
- Fonction de transfert Accélération-Déplacement $= \text{FFT}(\text{Dép}_{\text{poin}(A)}) / \text{FFT}(\text{Acc}_{\text{base}})$.
- Fonction de transfert Accélération-Contraintes $= \text{FFT}(\text{Con}_{\text{poin}(B)}) / \text{FFT}(\text{Acc}_{\text{base}})$.

Pour mettre en œuvre cette procédure, nous avons excité le système global à sa base par l'accélérogramme qui a été enregistré à la station rocheuse de Keddara lors du tremblement de terre du 20 Mai 2003 qui a secoué la région Alger-Boumerdes. La figure 5.2 montre l'accélérogramme et le spectre de Fourier qui représentent les accélérations enregistrées à la station rocheuse du site de Keddara.

Il est important de noter que les statistiques sont évaluées en utilisant les simulations de Monte Carlo considérant 100 échantillons.

Ce procédé s'applique aussi pour d'autres accélérogrammes et d'autre barrage. Il permet d'éviter le recalcul de la réponse de barrage pour d'autres accélérogrammes.

Il suffit de multiplier la transformée de Fourier de l'accélérogramme enregistré à la base par les fonctions de transfert et on obtient le spectre de Fourier de l'accélération, déplacement et contrainte. La transformée inverse donne alors l'accélération et le déplacement en crête et les contraintes à la base du barrage.

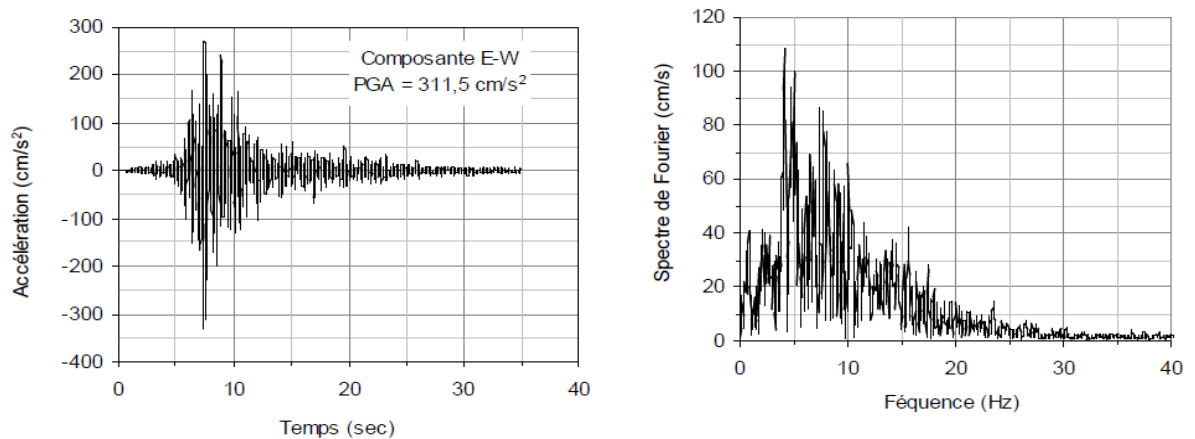


Figure 5.4 : Accélérations et spectre de Fourier enregistrés à la station rocheuse de Keddara.

V.4 Effet de la variabilité du module de cisaillement

V.4.1 Analyse modale

L'analyse des vibrations libres du barrage seul et du système barrage-sol constitue l'objet de la première étape de cette étude. On s'intéresse à l'extraction des périodes propres. Le *Tableau 5.2* répertorie les valeurs des périodes obtenues pour les cinq premiers modes de vibration pour le barrage seul et le système barrage-sol pour les quatre cas de coefficient de variation.

Tableau 5.2 effet de la variabilité spatiale du module de cisaillement sur les périodes propres du système sol- barrage.

		Mode1 (s)	Mode 2 (s)	Mode 3(s)	Mode 4 (s)	Mode 5 (s)
Sans ISS		0.2675	0.1243	0.0738	0.0676	0.0471
Avec ISS	$CV_G = 0$	0.3876	0.1807	0.1313	0.1061	0.0848
	$CV_G = 0.25$	0.400	0.1841	0.1373	0.1088	0.0917
	$CV_G = 0.5$	0.4113	0.1889	0.1425	0.1116	0.0981
	$CV_G = 1$	0.4619	0.2101	0.1625	0.1259	0.1161

Les périodes propres du système barrage sol calculées avec prise en compte de l'interaction sol structure montrent que les périodes du système complet sol-barrage dépendent fortement du coefficient de variation du module de cisaillement. Il est relevé que les valeurs des périodes propres sont d'autant plus grandes lorsque le coefficient de variation de G augmente la variation du premier mode peut arriver à 18%. Cela indique que la rigidité de système diminue avec l'augmentation de CV_G (sol simulé devient de plus en plus mou).

V.4.2 Fonction de transfert moyenne du système sol-barrage

Les figures 5.5, 5.6 et 5.7 montrent les fonctions de transfert en déplacements, accélérations et contrainte, respectivement. Ces fonctions sont évaluées avec les modèles numériques pour des différentes valeurs de CV_G . D'après les courbes tracées, on observe que l'augmentation de CV_G induit une diminution de l'amplification (amplitudes des fonctions de transfert) et on observe aussi le décalage des pics vers les basses fréquences. Ce phénomène a également été observé par d'autres chercheurs (Safak E. 2001 et Badaoui M. 2008) et interprété par les diffractions aléatoires des ondes sismiques. En conséquence, les milieux élastiques aléatoires peuvent changer les mouvements du sol d'une manière semblable à celle des milieux non linéaires.

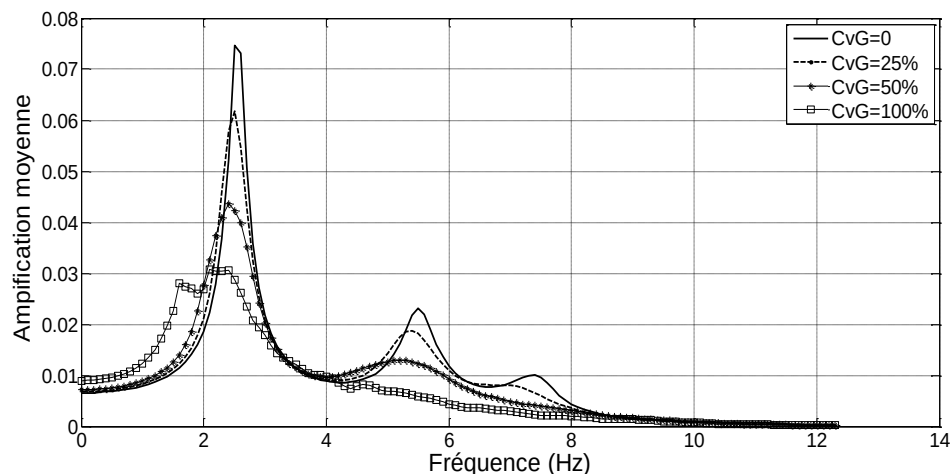


Figure 5.5. Fonction de transfert accélération_ Déplacement en fonction de la variation de CV_G

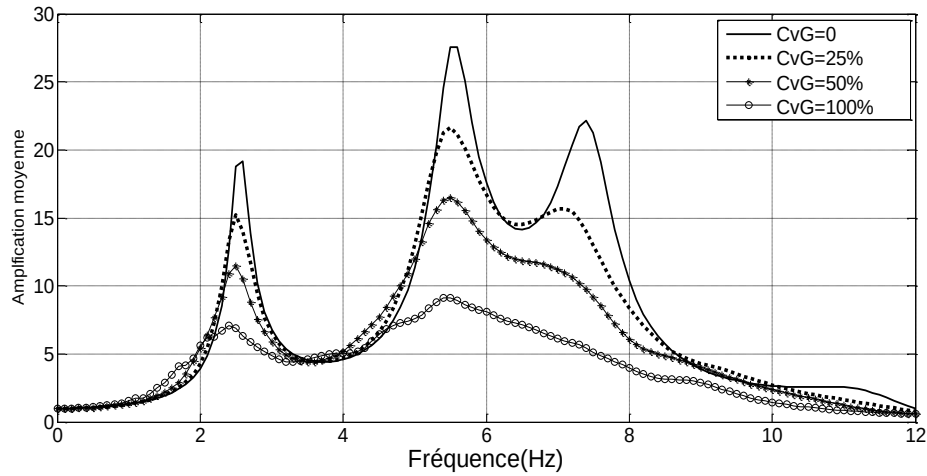


Figure 5.6 Fonction de transfert accélération-accélération en fonction de la variation de CV_G

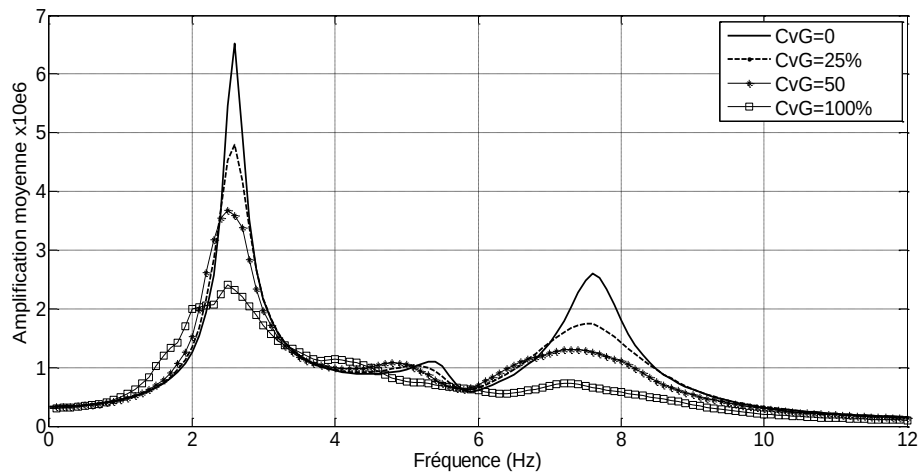


Figure 5.7. Fonction de transfert accélération-contrainte en fonction de la variation de CV_G

V.4.3 Exemple d'analyse temporelle

Dans une seconde étude, on s'intéresse à la réponse temporelle du barrage déterminés par résolution de l'équation dynamique du système complet pour les déferant valeur de CV_G .

Les courbes tracées dans les figures 5.8, 5.9 et 5.10 Montrent un exemple de la variation de l'écart entre deux réponses en fonction de la variation de CV_G . On observe que plus CV_G augmente, plus l'écart entre les deux réponses augmente aussi.

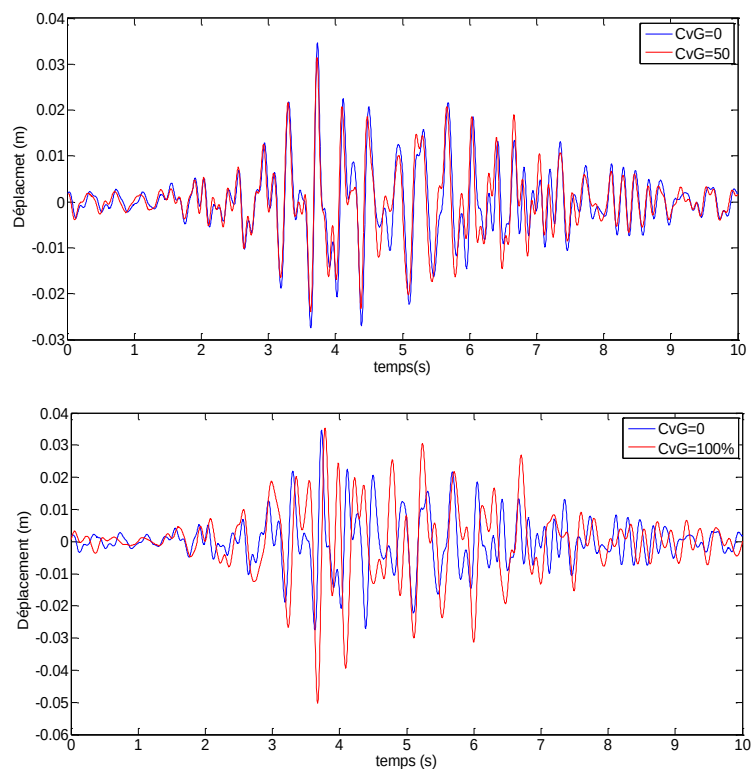


Figure 5.8. Exemple de déplacement en crête en fonction de la variation de CV_G

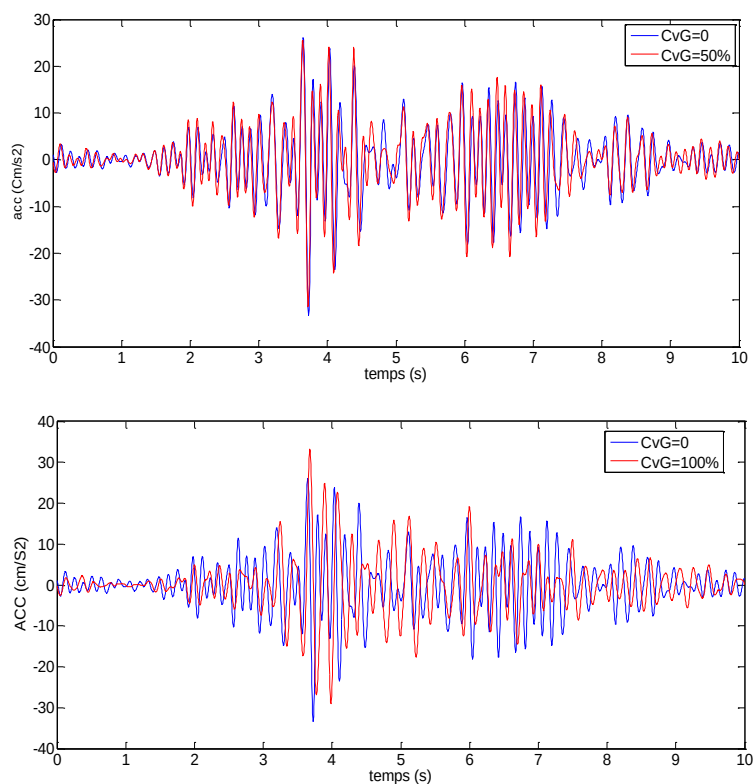


Figure 5.9. Exemple d'accélération en crête en fonction de la variation de CV_G

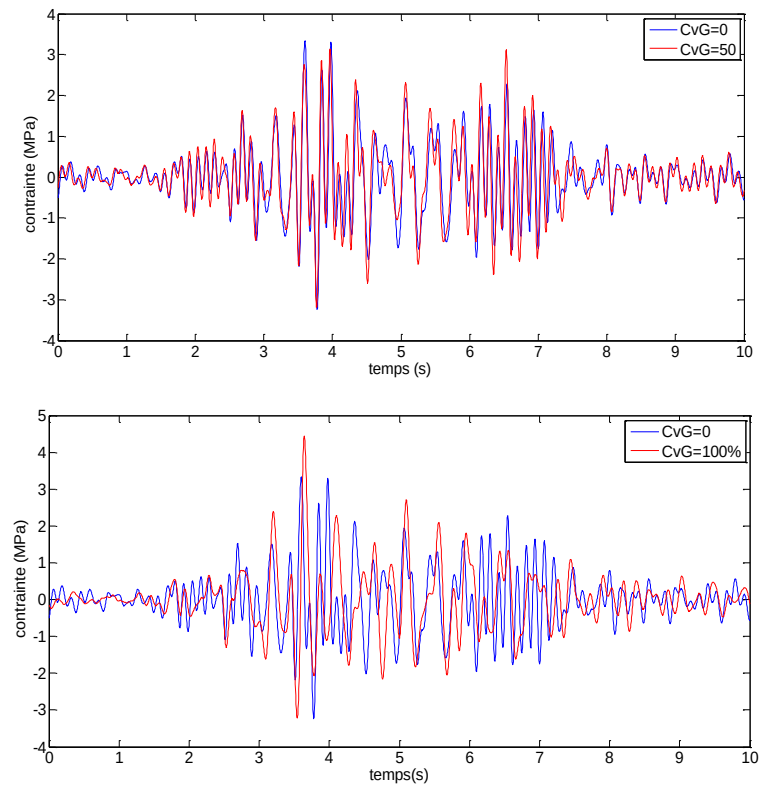


Figure 5.10. Exemple de contraintes à la base en fonction de la variation de CV_G

V.5 Effet de la variabilité de la masse volumique

V.5.1 Analyse modale

Le **Tableau 5.3** montre que les périodes du système complet sol-barrage ne dépendent pas de la variabilité spatiale de la masse volumique de sol.

Tableau 5-3 effet de la variabilité spatiale de la masse volumique sur les périodes propres du système sol- barrage.

	Mode1 (s)	Mode 2 (s)	Mode 3 (s)	Mode 4 (s)	Mode 5 (s)
$CV_\rho = 0$	0.387	0.180	0.131	0.106	0.084
$CV_\rho = 0.1$	0.387	0.180	0.131	0.106	0.085
$CV_\rho = 0.2$	0.387	0.181	0.131	0.106	0.085
$CV_\rho = 0.3$	0.387	0.181	0.131	0.106	0.086

V.5.2 Fonction de transfert moyenne du système sol-barrage

Les Figures. 5.11, 5.12 et 5.13 montrent les fonctions de transfert moyennes du système global en fonction de la variabilité de la masse volumique. On observe que Les fonctions de transfert ne dépendent pas de la variation de la masse volumique.

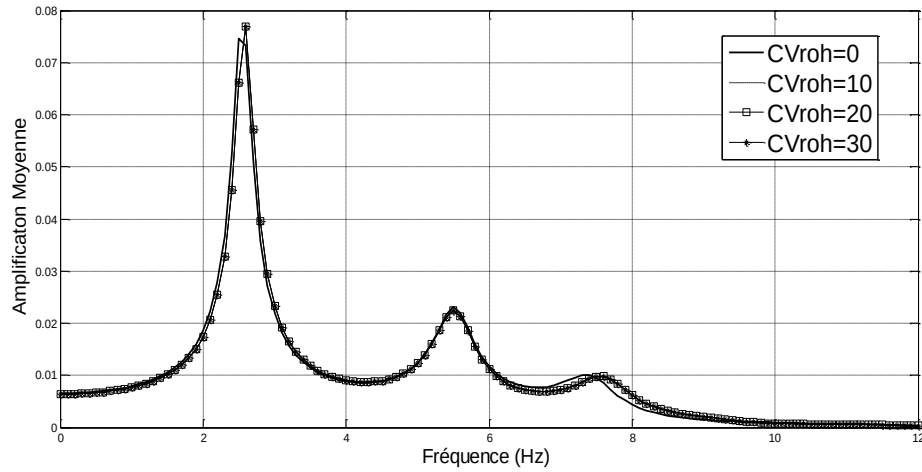


Figure 5.11. Fonction de transfert Accélération-Déplacement en fonction de la variation de CV_{ρ}

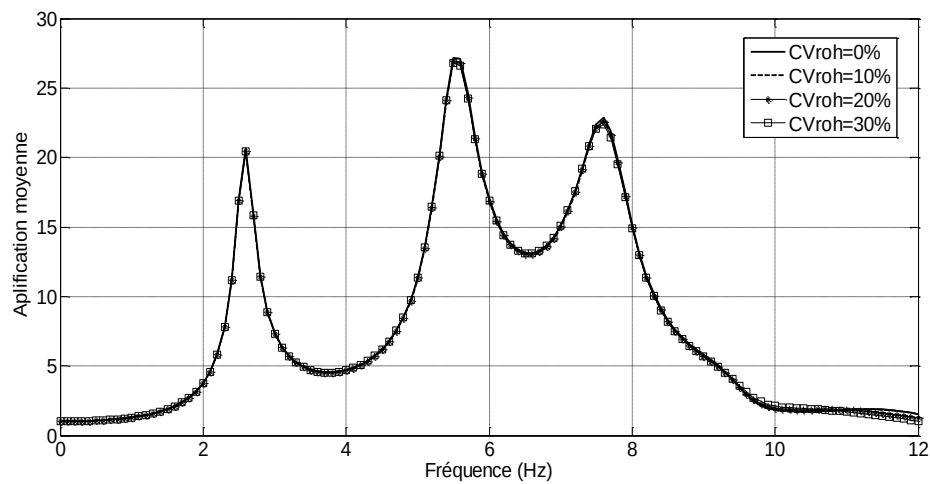


Figure 5.12. Fonction de transfert Accélération-Accélération en fonction de la variation de CV_{ρ}

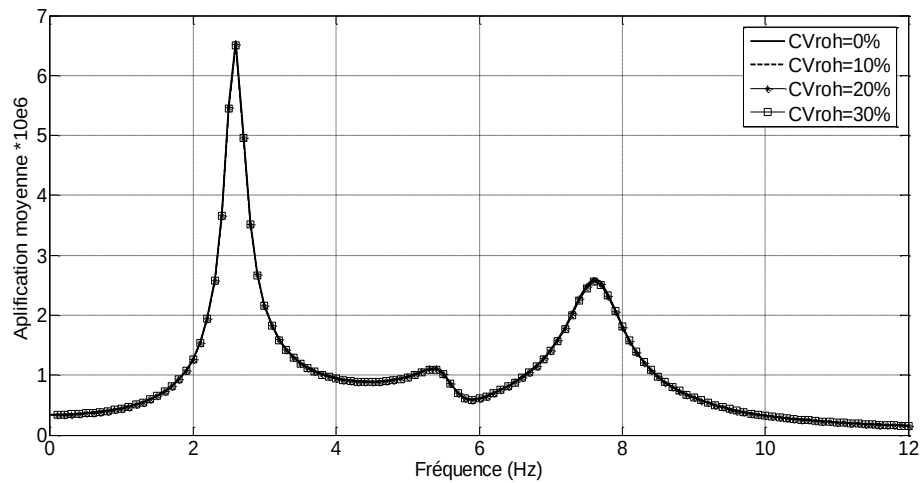


Figure 5.13. *Fonction de transfert accélération -contraintes en fonction de la variation de CV_ρ .*

V.5.3 Exemple d'analyse temporelle

Les courbes montrées dans la *figure 5.14* sont identiques et l'écart entre les réponses est nul.

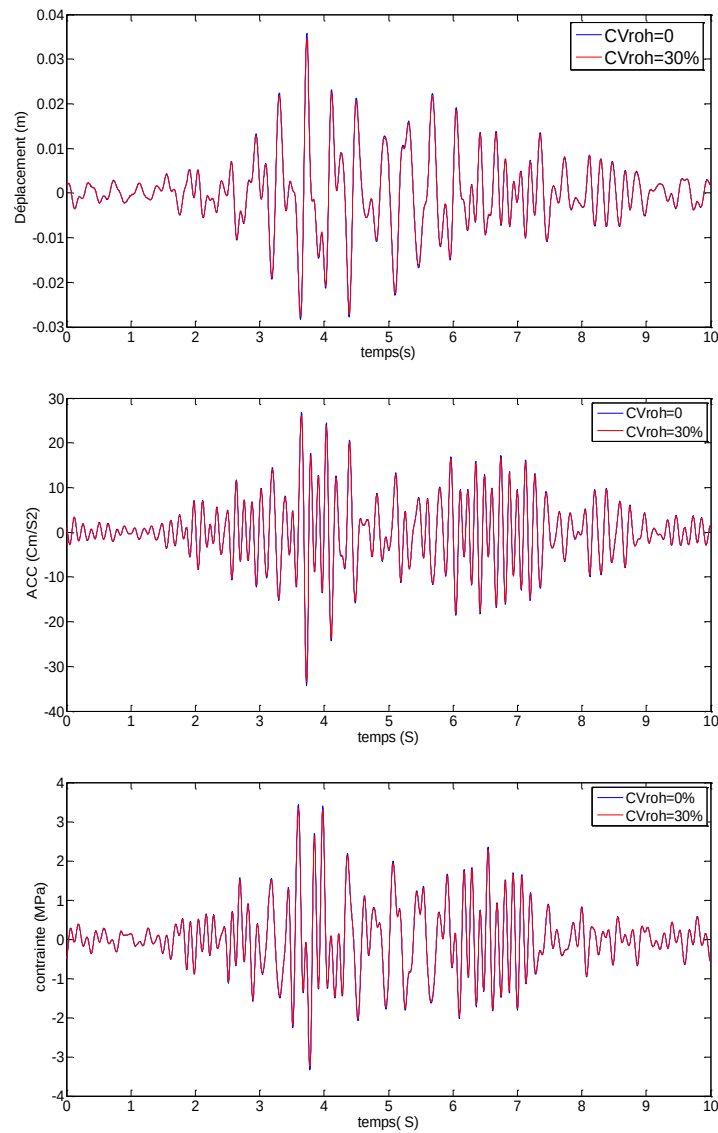


Figure 5.14. Exemple de réponse temporelle en fonction de la variation de CV_ρ

Il ressort des résultats obtenus que la variabilité de la masse volumique du sol ne produit aucune influence sur le comportement sismique des barrages. Par conséquent, on peut ne pas prendre en considération cette variabilité dans le calcul sismique des barrages.

V.6 Effet de la variabilité du coefficient de Poisson

V.6.1 Analyse modale

Le **Tableau 5.5** montre que les périodes du système complet sol-barrage ne dépendent pas de la variabilité spatiale du coefficient de Poisson du sol.

Tableau 5.4 effet de la variabilité spatiale du coefficient de Poisson sur les périodes propres du système sol- barrage.

	Mode1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5
$CV_\nu = 0$	0.387	0.180	0.131	0.106	0.084
$CV_\nu = 0.1$	0.387	0.180	0.130	0.106	0.083
$CV_\nu = 0.2$	0.387	0.181	0.130	0.106	0.083
$CV_\nu = 0.3$	0.388	0.183	0.130	0.105	0.082

V.6.2 Fonction de transfert moyenne du système sol-barrage

Les figures 5.15, 5.16 et 5.17 présentent les fonctions de transfert moyenne du système global en fonction de la variabilité du coefficient de Poisson ν . Il ressort que la variabilité du coefficient de Poisson n'a pas d'influence sur les fonctions de transfert.

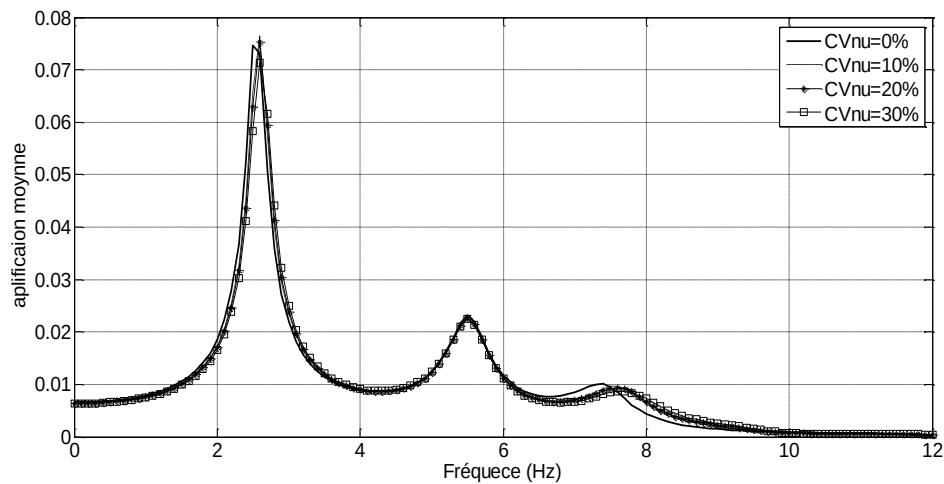


Figure 5.15. Fonction de transfert Accélération-Déplacement en fonction de la variation de CV_ν

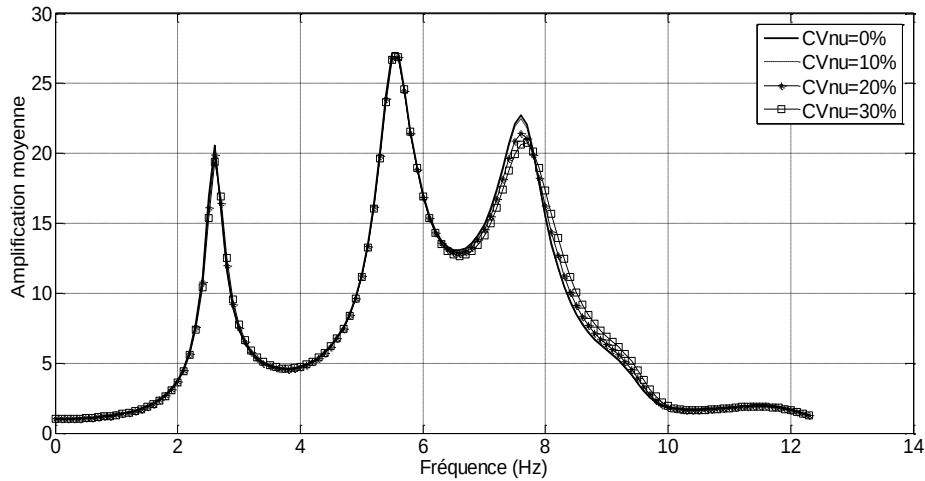


Figure 5.16. Fonction de transfert accélération _accélération en fonction de la variation de CV_ν

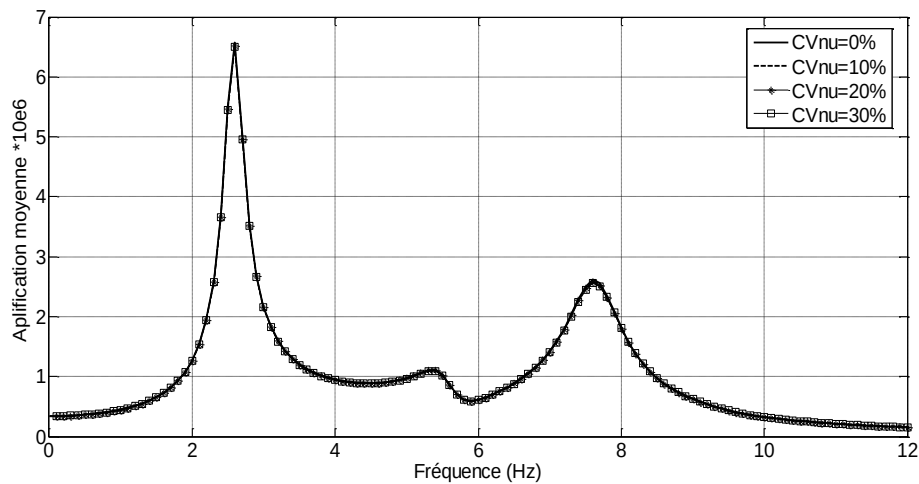


Figure 5.17. Fonction de transfert Accélération-Contrainte en fonction de la variation de CV_ν

V.6.3 Exemple d'analyse temporelle

La figure 5.18 montre un exemple de la réponse temporelle du système global pour déférant valeur de CV_ν . Les courbes confirment que la variation du coefficient de Poisson n'a pas d'influence sur le comportement sismique du barrage.

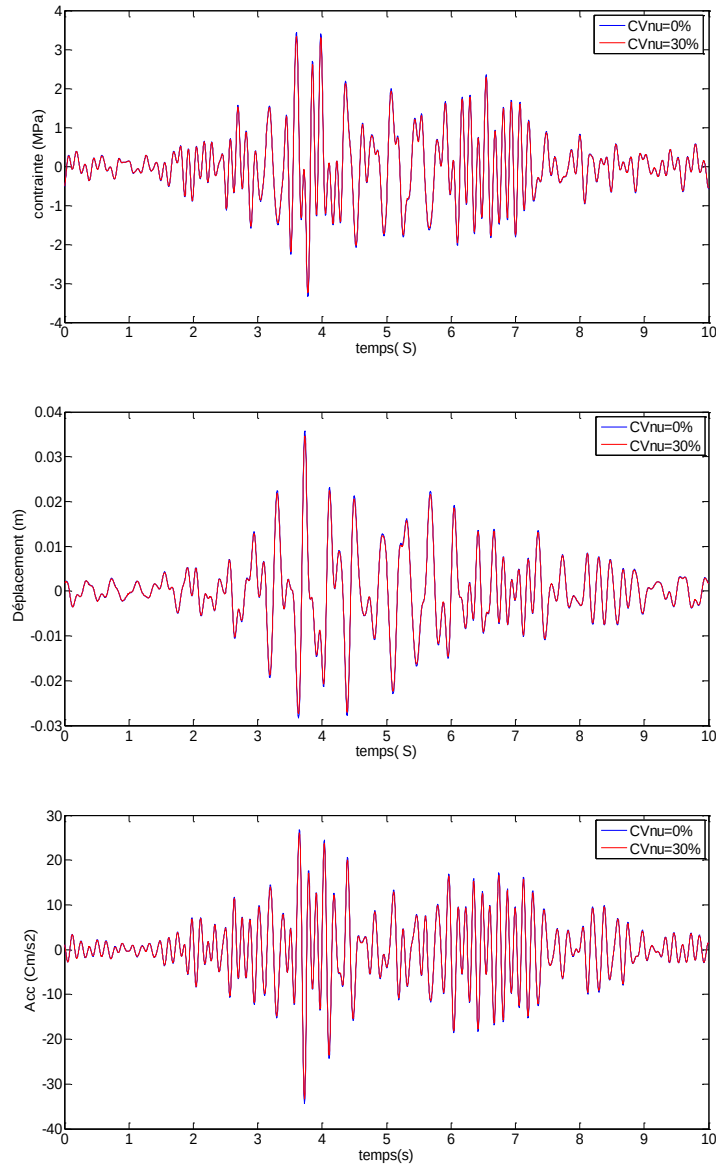


Figure 5.18. Exemple de réponse temporelle en fonction de la variation de CV_ν

Conclusion

Dans ce chapitre il a été montré à travers les applications traitant le cas de barrage de BENI HAROUN l'effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol sur le comportement dynamique des barrages. Les propriétés aléatoires du sol considérées sont le module de cisaillement, la masse volumique et le coefficient de Poisson, modélisées par des champs spatiaux aléatoires, en considérant une corrélation nulle. Le champ aléatoire pour le module de cisaillement est obtenu en adoptant la distribution lognormale, qui permet d'analyser sa grande variabilité. Pour le

coefficient de Poisson qui est un paramètre borné dans la pratique entre deux valeurs extrêmes, leur champ aléatoire est obtenu en utilisant la distribution beta. La prédiction des statistiques est effectuée en utilisant les simulations de Monte Carlo combinées avec la méthode des éléments finis (MEF). La méthode de simulation employée, est trop intensive du point de vue calcul (temps machine), est simple, directe et tout à fait puissante.

Il ressort des résultats obtenus que l'augmentation du coefficient de variation du module de cisaillement provoque un effet de filtrage qui fait glisser les fréquences fondamentales du système sol-barrage vers les basses fréquences, et provoque l'atténuation des fréquences élevées. Dans ce cas, le sol simulé devient plus mou comparé au sol homogène ($CV_G = 0$). Par ailleurs, on observe que l'augmentation de CV_G induit aussi une diminution de l'amplification. Ceci est interprété par les multiples réflexion-réfraction du mouvement causé par le caractère non homogène du sol.

Dans ces applications on a montré aussi que l'influence de la variation de la masse volumique et du coefficient de Poisson sur le comportement sismique du barrage peut être négligée.

Conclusions générales

Le but de l'étude que nous avons menée dans le cadre de ce mémoire de magister intitulée '*effet de la variabilité spatiale des propriétés de sol sur la réponse sismique des barrages poids en béton reposant sur un profil de sol viscoélastique*' est d'apporter une contribution à l'étude des effets d'interaction sol structure sur la réponse sismique des barrages poids en béton reposant sur un profil de sol viscoélastique, et ce en tenant compte de la variabilité spatiale des propriétés du sol. La méthode probabiliste de simulation indirecte du champ aléatoire non-Gaussien a été utilisée pour la simulation de la variabilité spatiale des propriétés du sol. Ainsi, on associe à la variable aléatoire non bornée (module de cisaillement) la loi de distribution lognormale, et à la variable aléatoire bornée (coefficient de Poisson, masse volumique) la loi de distribution beta.

Le système couplé sol-barrage-réservoir est constitué de deux milieux continus à savoir le corps du barrage et le sol qui représente le solide et le réservoir qui représente le fluide et chaque domaine est régi par ses propres équations de mouvement. La forme discrète de ces équations est déterminée à l'aide d'une discrétisation des deux domaines par des éléments finis. Pour le milieu solide on a deux degré de liberté par nœud (déplacement horizontale et verticale) et pour le fluide on a un seul degré de liberté pour chaque nœud (la pression).

Une étude paramétrique est effectuée sur l'influence des coefficients de variation des trois propriétés du sol (module de cisaillement, coefficient de Poisson, masse volumique) sur le comportement sismique du barrage. Le calcul prédictif des grandeurs statistiques est fait en utilisant l'approche des simulations de Monte Carlo.

Il ressort des résultats obtenus, que le paramètre le plus influents sur la réponse du système global (sol+barrage) est le module de cisaillement et que la variabilité de la masse volumique et le coefficient de Poisson peuvent être négligées. Il a été remarquer que l'augmentation du coefficient de variation du module de cisaillement induit une

diminution dans les fonctions de transferts du système global. Par ailleurs, on observe que l'augmentation du coefficient de variation du module de cisaillement provoque aussi un effet de filtrage qui fait glisser la fréquence fondamentale du système vers les basses fréquences, et provoque l'atténuation des fréquences élevées. Dans ce cas, le sol simulé devient plus mou comparé au sol homogène ($CV_G = 0$). Par ailleurs, on observe que l'augmentation de CV_G induit aussi une diminution de l'amplification ce qui représente un facteur favorable. Ceci est interprété par les multiples réflexion-réfraction du mouvement causé par le caractère non homogène du sol.

Ces résultats mettent en évidence la nécessité de prendre en considération l'effet de l'interaction sol-structure ainsi que l'effet de la variabilité spatiale du module de cisaillement du sol dans la conception parasismique des barrages.

Recommandations

Evidement, ce mémoire de magister représente une petite contribution par rapport à un thème de recherche aussi vaste. En effet, on se pose plus de questions à la fin de notre travail qu'à son début. Parmi ces questions, certaines peuvent être des recommandations qui peuvent constituer une suite à ce travail, ou des thèmes pour des recherches futures.

- Etendre en statique et en dynamique, l'aspect 2D à l'aspect 3D du problème.
- Etendre en statique et en dynamique, l'aspect linéaire à l'aspect non linéaire.
- Utilisation des conditions de radiations pour la géométrie non bornée du sol.

Références bibliographiques

Alpert . B, Greengard. L, Hagstrom. T, (2002). *Nonreflecting boundary conditions for the time dependent wave equation.* J. Comput. Phys, 180:270_296,

Altay . G and Dökmeci. M. C, (2009). *Fluid-fluid and -solid interaction problems: Variational principles revisited.* International Journal of Engineering Science, 47 :83_102.

Astley .R.J, (2000). *Infinite elements for wave problems : a review of current formulations and an assessment of accuracy.* Int. J. Numer. Meth. Engng, 49 :951_976.

Bathe. K.J, (1996). *Finite Element Procedures.* Prentice Hall Inc., N.J.

Bathe. K.J and Wilson. E. L, (1983). *Numerical Methods in Finite Element Analysis.* Prentice Hall Inc.

Becker. A.A, (1992). *The Boundary Element Method in Engineering.* A complete course. McGraw-Hill, UK.

Beer. G, Smith. I, and Duenser. S, (2008). *The Boundary Element Method With Programming for Engineers and Scientists.* Springer-Verlag/Wien, Germany.

Bettess. P, (1992). *Infinite elements.* Penshaw Press.

Bouanani. N and Lu. F. Y, (2009). *Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam-reservoir systems.* Computers and Structures, 87 :206_224.

Brebbia. C.A and Domínguez. J, (1998). *Boundary elements : An introductory course.* Computational Mechanics Publications, Southampton.

Chopra A. K, (1967). *Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes.* J. Eng. Mechanics Division, ASCE, 93(EM6) :205_223, 1967.

Everstine. G.C, (1997). *Finite element formulations of structural acoustics problems.* Computers and Structures, 65(3) :307_321.

Felippa. C. A and Ohayon. R, (1990). *Mixed variational formulation of finite element analysis of acoustoelastic/ slosh fluid-structure interaction.* J. Fluids and Structures, 4.

Fenton, GA., (1990) *Simulation and Analysis of Random Fields.* Ph.D. thesis, Princeton University.

Fenton, GA., Vanmarcke, EH., (1991). *Spatial Variation in Liquefaction Risk Assessment.* Proc. Of Geotechnical Engrg. Congress, ASCE, Geotech. Div., Boulder, Colorado, 1991: 594 - 607.

Fenton, GA. and Vanmarcke, EH., (1998). *Spatial variation in liquefaction risk.* Géotechnique. 48(6): 819-831.

Gupta, ID., Trifunac, MD., (1990). *Probabilistic spectrum superposition for response analysis including the effects of soil-structure interaction.* Journal of Probabilistic Engineering Mechanics; 5(1):9-18.

Harren, SV., Fossum, AF., (1991). *Probabilistic analysis of impulsively loaded deep-buried structure.* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics; 15:513-526.

[66] Higdom. R.L, (1994). *Radiation boundary condition for dispersive waves.* SIAM. J Numer. Anal., 31 :64_ 100.

Hoshiya, M., Ishii K., (1983). *Evaluation of kinematic interaction of soil-foundation systems by a stochastic model.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2(3):128-134.

Hoshiya, M., Ishii, K., (1984). *Deconvolution method between kinematic interaction and dynamic interaction of soil-foundation systems based on observed data.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 3(3):157-164.

Humar J. and Roufaiel M, (1983). *Finite element analysis of reservoir vibration.* ASCE Journal of Engineering Mechanics, 109(1) :215_229.

Jaksa, M. B., (1995). *The influence of spatial variability on the geotechnical design properties of a stiff, over consolidated clay.* Ph.D. Thesis, The University of Adelaide, Faculty of Engineering.

Koutsourelakis, S., Prévost, J. H., Deodatis, G., (2002). *Risk assessment of an interacting structure-soil system due to liquefaction.* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31:851-879.

Lutes, L. D., Sarkani S., (1995). *Structural damping for soil-structure interaction studies.* Journal of Structural Engineering and Mechanics, 3(2):107-120.

[92] P. Moussou, (2005). *A kinematic method for the computation of the natural modes of fluid-structure interaction systems.* J. Fluids and Structures, 20 :643_658.

Nour, A., Slimani, A., Laouami, N., (2002). *Foundation settlement statistics via finite element analysis.* Journal Computers and Geotechnics, 29(8): 641-672.

Nour, A., Slimani, A., Laouami, N., Afra, H., (2003). *Finite element model for the probabilistic seismic response of heterogeneous soil profile.* Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23(5): 331-348.

Pecker, A, (1984). *Dynamique des sols.* Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Pecker, A, (2004). *Dynamique des ouvrages, dynamique des structures.* Polycopié des cours, ENPC, website : <http://www.enpc.fr/fr/formations/école.vite/cours/pecker>.

Rahman, M. S., Yeh, C. H., (1999). *Variability of seismic response of soils using stochastic finite element method.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 18: 229-245.

Rajasankar .J, Iyer. N. R, Swamy. B.Y, Gopalakrishnan. N, and Chellapandi. P, (2007). *SSI analysis of a massive concrete structure based on a novel convolution /deconvolution technique.* Sādhanā, 32, Part 3 :215_234.

Rosenblueth. E, (1975). *Point estimates for probability moments.* Proc. Natl. Acad. Sci. 72: 3812-3814.

Rosenblueth. E, (1981). *Two-point estimates in probability.* Appl. Math. Model.5:329-335.

Seghir .A, (2010). *Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure Application à l'étude des barrages poids en béton.* Thèse de Doctorat, université de Bejaia.

Sharan. S. K, (1987). *A non-reflecting boundary in fluid-structure interaction.* Computers and Structures, 26(5) :841_846.

Sigrist. J.F and Garreau. S, (2007). *Dynamic analysis of fluid-structure interaction problems with modal methods using pressure-based fluid finite element.* Finite Elem. Anal. Des., 15 :687_300.

Suzuki, S., Asano, K., (1992). *Dynamic amplification functions of the surface layer considering the variation of soil parameters.* Tenth World conference on earthquake engineering, Balkema Rotterdam 1992, 19-24 July Madrid, Spain: 1193-1198.

Tian, L., Jie L., (1992). *Influence of random mechanical parameters on earthquakes response analysis of site.* Tenth World conference on earthquake engineering, Balkema Rotterdam 1992, 19-24 July Madrid, Spain: 1181-1185.

Toubalem, F., (1996). *Interaction sol-structure en milieu stochastique.* Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lyon.

Toubalem, F., Zeldin, B., Thouverez, F., Labbe, P., (1999). *Vertical excitation of stochastic soil-structure interaction systems.* Journal of Geotechnical Engineering ASCE; 125:349-356.

Chwang A. T, (1978). *Hydrodynamic pressures on sloping dams during earthquakes.* J. Fluid Mech., 165 :131_145.

Veletsos, A. S., Prasad, A. M., (1989). *Seismic interaction of structures and soils: Stochastic approach.* Journal of Structural Engineering, ASCE, 114:935-1056.

Viladkar. M.N, Godbole. P.N, and Noorzaei .J, (1991). *Soil-structure interaction in plane frames using coupled finite-infinite elements.* Computers and Structures, 39(5) :535_546.

Wang. J, (2005). *Influence of different boundary conditions on analysis of SSI.* In 18th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 18), pages 3157_3164, Beijing, China.

Wang, S., Hao, H., (2002). *Effect of random variations of soil properties on site amplification of seismic ground motions.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22: 551-564.

[128] Westergaard. H.M,(1933). *Water pressures on dams during earthquakes.* Transactions of ASCE, 98 :1303_1318.

Wolf JP., (1994). *Foundation vibration analysis using simple physical models.* Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.

Yun .C.B, Kim. D.K, and Kim .J.M, (2000). *Analytical frequency-dependent infinite elements for soil structure interaction analysis in two-dimensional medium.* Engineering Structures, 22 :258_271.

ZAHAFI A, (2010). *Effet de la variabilité spatiale des propriétés de Sol sur la réponse des fondations filantes Reposant sur un profil de sol viscoélastique Multicouche.* Mémoire de magister ENSTP.

Zaiguang, W., Goucheng, H., (1992). *Stochastic seismic response analysis for soil layers with random dynamic parameters.* Tenth World conference on earthquake engineering, Balkema Rotterdam1992, 19-24 July Madrid, Spain: 1187-1192.

Zerva, A., Harada, T., (1997). *Effect of surface layer stochastically on seismic ground motion coherence and strain estimates.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 16:445-457.

Zienkiewicz. O. C, Taylor. R. L, and Zhu. J. Z, (2005). *Finite Element Method - Its Basis and Fundamentals.* Elsevier.

Zienkiewicz. O.C, Kelly. D.W, and Bettess. P, (1971). *The Sommerfeld (radiation) condition on infinite domains and its modeling in numerical procedures.* In Computing Methods in Applied Sciences and Engineering I, pages 169_203. Springer Berlin / Heidelberg, Palo Alto, CA. 187