

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Génie parasismique

Thème

Calcul sismique des structures fondées sur sites
liquéfiables

Présenté par :

BENAOUDA Amal
RAHMANI KOUADRI Radja

Dirigé par :

M^{elle} :SADOUKI Amina
prof :HARICHANE Zamila

Promotion : Juin 2016

DÉDICACES

Je dédie ce mémoire à mes parents. A ma très chère mère qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude. A mon père, que j'espère qu'il soit fier, qu'il trouvé ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans ma vie. Puisse Dieu tout puissant faire en sorte que ce travail porte son fruit.

Je le dédie également à mon frère Ibrahim et mes sœurs, Zoubida, Amina, Rabia et Oum El Khire qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.

Mes dédicaces ne seront achevés sans dédier ce modeste travail à ma bien aimée défunte sœur Fatiha.

Et enfin, je n'oublie pas de le dédier à ma chère petite Alae.

Amal

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail aux êtres les plus chers à mon cœur, à ceux qui m'ont donné la vie, à vous mes très chers parents, sachez que tous les mots du monde ne sauraient exprimer l'immense amour que je vous porte ni la profonde gratitude que je vous témoigne pour les efforts et les sacrifices que vous n'avez cessé de consentir pour mon instruction et mon bien être. C'est à travers vos encouragements, vos critiques que j'y suis enfin arrivée, c'est le début d'une nouvelle vie qui commence. J'espère avoir répondu aux espoirs que vous aviez fondés en moi. Que Dieu vous protège et vous procure santé, bonheur et longue vie.

Je dédie ce travail également à mes chères sœurs Selma et Issra, à mes frères Amin et Redha et à toute ma famille.

Je tiens aussi à le dédier à mes fidèles amis Assia, Fatima Zahra, Nassira , et Mokhetar.

Et enfin, je n'oublie pas de le dédier à ma chère petite Alae.

Radja

REMERCIEMENTS

Tout d'abord nous remercions Dieu, tout puissant, qui nous a accordé santé, volonté et courage durant la réalisation de ce modeste travail.

Puis, nous tenons à exprimer nos sincères et chaleureux remerciements envers notre encadreur, Melle Amina SADOUKI, Maitre-Assistant (A), Madame Zamila HARICHANE, Professeur à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, d'avoir proposé et assuré l'encadrement scientifique de ce travail pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils ainsi que toutes les suggestions et remarques qu'elle a formulé tout au long de ce travail.

Nous remercions aussi le Président et membres de jury de soutenance pour les efforts fournis afin d'examiner notre travail.

Nos remerciements vont également à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à notre formation et en particulier nos enseignants au Département de Génie Civil particulièrement le groupe du Génie parasismique.

ملخص

الهدف الرئيسي من هذا العمل المقترح هو دراسة سلوك الهياكل القائمة على التربة القابلة للتمييع. يحتوي هذا العمل على حل معادلة انتشار الموجات في وسط مزدوج الخواص، في ظل فرضيات مناسبة.

من خلال صيغة هذه الوضعية يتم تحديد الانتقالات، وحساب دالة التنقل. بعد ذلك دراسة تضخيم الحركات الزلزالية في وسط مزدوج الخواص.

لتقييم الاستجابة الزلزالية للتربة، من حيث التسارع وأطياف الاستجابة على سطح التربة، تم نقل حركة صخرية مسجلة خلال زلزال بو مرداس 2003، ذو الشدة 6.9، ثم مقارنته مع تلك التي سجلت على سطح المواقع المختارة. لهذا الغرض تم وضع برنامج بمساعدة

Matlab

يمكن استخدام هذه الاستجابة لإثارة الهيكل لتحليل سلوكه الزلزالي. ومناقشة قابلية التمييع للمواقع المختارة.

الكلمات المفتاح: وسط مزدوج الخواص ، التمييع، الهيكل، طيف ، استجابة زلزالية.

RÉSUMÉ

L'objectif principal du travail proposé est l'étude du comportement des structures fondées sur des sols susceptibles à la liquéfaction. Il enveloppe la résolution de l'équation de propagation d'onde dans un milieu bi-phasique, sous des hypothèses appropriées.

Les déplacements à travers cette formulation sont déterminés et la fonction de transfert calculée. Ensuite, l'amplification des mouvements sismiques dans les milieux poreux saturés est étudiée.

Pour évaluer la réponse sismique d'un dépôt de sol, en termes d'accélération et spectres de réponse en surface du sol, une convolution d'un mouvement au rocher enregistré lors du séisme de Boumerdes 2003, d'une magnitude de 6.9, est réalisée ensuite comparée à celle enregistrée à la surface des sites choisis dans l'investigation numérique. A cet, un programme numérique a été élaboré sous Matlab.

Cette réponse a servi par la suite à exciter une structure afin d'analyser son comportement sismique. La susceptibilité à la liquéfaction des sites investis est discutée.

Mots clés : Milieu bi-phasique, sol liquéfiable, structure, spectre de réponse, réponse sismique.

ABSTRACT

The main objective of the proposed work is the study of the behavior of structures founded on soils susceptible to liquefaction. It will envelop the solution of the wave propagation equation in a biphasic medium, under appropriate assumptions.

From this formulation, displacements are determined and the transfer functions are computed. Then, the amplification of seismic motions in saturated porous media is studied.

To assess the seismic response of a soil deposit, in terms of ground surface accelerations and response spectra, a rock motion recorded during the 6.9 magnitude 2003, Boumerdes earthquake is convoluted at ground surface, and then compared to that recorded at the surface of the selected sites in the numerical investigations. For this, a computer program is developed in Matlab.

This response may be used as excitation of a structure in order to analyze its seismic behavior. The susceptibility of the invested sites to liquefaction is discussed.

Keywords: biphasic media, liquefiable soil, structure, response spectra, seismic response.

Table des Matières

Dédicaces	i
Remerciements	iii
Résumés	v
Table des Matières	vii
Liste des Tableaux	xi
Liste de Figures	xii
Liste des symboles	xvi

Introduction général

1. Introduction	2
2. Problématique et objectifs visé.....	2
3. Organisation du manuscrit.....	3

Chapitre 1 : Etude Bibliographique

1.1 Introduction.....	6
1.2. Phénomène de liquéfaction.....	6
1.3. Dommages induits par liquéfaction.....	8
1.4. Méthode d'estimation du potentiel de liquéfaction.....	12
1.5. Réponse sismique des structures fondées sur sites liquéfiables.....	13
1.5.1. Modes de déformation.....	13
1.5.1.1. Mouvements des corps rigides.....	14
1.5.1.2. Mouvements différentiels.....	15
1.5.1.2.1. Mouvements différentiels.....	16

1.5.1.3. Tassement uniforme.....	18
1.5.2. Méthodologies d'estimation des dommages.....	19
1.6. Facteur influençant la réponse sismique des structures.....	20
1.7. Prise en compte dans la réglementation.....	26
1.8. Réduction du Risque de liquéfaction.....	28
1.9. Conclusion.....	29

Chapitre 2 : Propagation des ondes dans les milieux poreux

2.1. Introduction.....	31
2.2. Notion du milieu poreux.....	32
2.2.1. La phase solide.....	32
2.2.1.1. Modules mécaniques équivalents KD ,GD.....	33
2.2.2. Phase fluide.....	35
2.2.3. Notion de porosité.....	35
2.2.4. Notions de perméabilité.....	36
2.3. Propagation des ondes dans les milieux poreux saturés.....	37
2.3.1. Les ondes volumiques.....	38
2.3.2. Onde de cisaillement.....	38
2.4. Hypothèses de calcul.....	39
2.5. Equations de mouvement.....	40
2.5.1. Potentiel de déformation et contraintes.....	41
2.5.2. Formule de Gassmann et théorie de Biot.....	43
2.6. Propagation des ondes SH.....	46
2.6.1. cas sans dissipation ($b = 0$).....	47
2.6.2. Avec effets dissipatifs ($b \neq 0$).....	49
2.7. Conclusion.....	51

Chapitre 3 : Amplification des mouvements sismiques dans les milieux poreux saturés

3.1. Introduction.....	52
3.2. Déplacements total dû à l'Onde SH.....	52
3.3. Fonctions d'amplification ou de transfert.....	54
3.4. Calcul de la fonction d'amplification.....	55
3.4.1. Cas d'un monocouche.....	55
3.4.1.1. Effet de variation de la porosité.....	58
3.4.2.2. Effets de variation de la perméabilité.....	58
3.4.2. Cas d'un multicouche.....	59
3.5. Transformée de Fourier.....	64
3.5.1. Transformée de Fourier continue.....	64
3.5.2. Transformée de Fourier discrète.....	64
3.5.3. Spectre de Fourier.....	66
3.6. Applications des mouvements sismiques.....	66
3.7. Conclusion.....	76

Chapitre 4: Réponses sismiques de structures fondées sur milieux poreux saturés

4.1. Introduction.....	78
4.2. Identification de la structure.....	78
4.3. Résultats et discussions.....	80
4.3.1. Description et Modélisation avec l'ETAPS 2015.....	80
4.3.1.1. Analyse modale.....	80
4.3.1.2. Analyse modale spectrale.....	82
4.3.2. Calcul de la charge sismique.....	84
4.3.2.1. Spectres de réponse calculés au site étudié.....	85

4.3.2.2. Force sismique à la base de la structure.....	87
4.3.2.3. Déplacements latéraux d'étages.....	89
4.4. Conclusion.....	90
<i>Conclusion général et Recommandations Futures</i>	92
<i>Références bibliographiques</i>	93

Listes des Tableaux

N°	Titre de tableau	Page
Tableau 1.1	Descriptions des dégâts structurels pour des bâtiments en portiques.	20
Tableau 1.2	Démarche d'évaluation de l'aléa de liquéfaction selon le RPA et l'EC8.	26
Tableau 1.3	Types d'interventions pour un site liquéfiable.	29
Tableau 2.1	Masse volumiques réelle de quelques sols et constructions.	33
Tableau 2.2	Caractéristiques mécaniques de quelques fluides classiques.	35
Tableau 2.3	Valeurs indicatives de la porosité totale pour des sols meubles.	36
Tableau 2.4	Perméabilités intrinsèque K_0 et hydraulique K de quelques matériaux.	37
Tableau 3.1	Caractéristiques de la mono couche et du rocher sous-jacent.	55
Tableau 3.2	Propriétés de sol des différents sites.	61
Tableau 4.1	Dimensionnement des éléments structuraux.	79
Tableau 4.2	Périodes propres de vibration et la participation massique en %.	82

Listes des Figures

N°	Titre de Figure	Page
Figure 1.1	Inclinaison des bâtiments d'habitation de Kawagishicho à Niigata au Japon 1964.	9
Figure1.2	(a) Effondrement des tabliers pont de Showa Niigata (1964), (b) déplacement latéral et longitudinal des fondations du pont d'Isser à Boumerdes 2003.	9
Figure1.3	Déplacement latéral de quais :(a) séisme Kobe 1964, (b) séisme Boumerdes 2003.	10
Figure 1.4	Effondrement du parement amont d'un barrage séisme de San Fernando 1971.	10
Figure 1.5	Dommmages dus au glissement de terrain, Séisme de Chi-Chi, Taiwan (1999).	11
Figure 1.6	Soulèvement des réseaux enterrés, Séisme de Northridge 1994.	11
Figure 1.7	Composants d'une estimation de perte d'un séisme d'après FEMA.	13
Figure 1.8	Tassement uniforme en mode de corps rigide des bâtiments à Adapazari après le séisme de Kocaeli 1999.	14
Figure 1.9	Basculement en mode de corps rigide des bâtiments à Adapazari après le séisme de Kocaeli 1999.	15
Figure1.10	Mouvement différentiel des bâtiments durant séisme de Chi-Chi, auTaiwan 1999.	16

Figure 1.11	Tassements différentiels verticaux d'un bâtiment en portiques avec des fondations superficiels.	17
Figure 1.12	Tassement latéral associée d'une composante verticale d'un bâtiment en portiques avec des fondations superficiels.	17
Figure 1.13	Tassement différentiel au centre d'un portique à Adapazari après le séisme de Kocaeli 1999.	18
Figure 1.14	Tassement uniforme des bâtiments à Adapazari après le séisme de Kocaeli 1999.	19
Figure 1.15	Modes de déformations d'un bâtiment en portiques pour différent type de fondation.	21
Figure 1.16	mécanismes de déplacement induits par liquéfaction: (a) Tassements volumétriques en raison de la sédimentation, (b) Tassement en raison de la consolidation (c) Tassement en raison des chargements induites par ISS.	22
Figure 1.17	Modes de tassement des bâtiments robustes et élancées à Adapazari séisme de Kocaeli 1999.	23
Figure 1.18	(a) modèle I liquéfaction partielle intérieure avec une couche non liquéfiée à la surface, (b) modèle II liquéfaction globale près de la surface du sol.	24
Figure 1.19	Distribution spatial des zones liquéfiées sous une structure, (a) poches des sols liquéfiables discontinues, (b) couche liquéfiée continu délimitée à droite par une rive de lacs, (c) couche liquéfiée continu des sols non liquéfié.	25
Figure 2.1	Description d'un milieu poreux saturé.	32

Figure 2.2	Représentation schématique des différentes phases d'un milieu poreux.	38
Figure 2.3	Représenté deux types de compression.	39
Figure 2.4	Onde de cisaillement.	41
Figure 2.5	Schématisation des principes de Terzaghi et de Biot.	53
Figure 3.1	Réflexion et réfraction d'une onde SH dans une couche de sol surmontant un semi espace.	54
Figure 3.2	Profil de sol soumis à la propagation verticale d'une onde de cisaillement SH.	56
Figure 3.3	Amplification géométrique du sol.	57
Figure 3.4	Vitesse des ondes de cisaillement en fonction de la fréquence pour diverses porosités.	58
Figure 3.5	Fonction d'amplification d'une monocouche.	59
Figure 3.6	Effet de variation de la porosité sur la fonction d'amplification.	60
Figure 3.7	Effet de variation de la perméabilité sur la fonction d'amplification.	62
Figure 3.8	Profil de la masse volumique et la vitesse de l'onde de cisaillement des sites.	62
Figure 3.9	La fonction d'amplification de site Hussein-Dey.	63
Figure 3.10	La fonction d'amplification de site kouba.	67
Figure 3.11	La fonction d'amplification de site Boumerdes.	67
Figure 3.12	La fonction d'amplification de site Dar EL Beida.	68

Figure 3.13	Accélérations enregistrés à la station rocheuse de Keddara.	69
Figure 3.14	Spectre de Fourier de l'accélérogramme enregistré à la station rocheuse de Keddara.	70
Figure 3.15	Les accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistré à la station d'Hussein Dey.	71
Figure 3.16	Spectres de Fourier des accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistré à la station d'Hussein Dey.	72
Figure 3.17	Les accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistré à la station de kouba.	73
Figure 3.18	Spectres de Fourier des accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistré à la station de Kouba.	74
Figure 3.19	Les accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistré à la station de Boumerdes.	75
Figure 3.20	Spectres de Fourier des accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistré à la station de Boumerdes.	79
Figure 3.21	Les accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistré à la station de Dar El Beida.	80
Figure 4.1	Vue en 3-D du bâtiment considéré.	87
Figure 4.2	Vue en plan du bâtiment considéré.	88
Figure 4.3	Spectre de réponse des accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistré à la surface du sol pour différentes sites.	90

Liste des symboles

Symbole	Signification du symbole
f	Fréquence
G_s	module de cisaillement
K_s	module d'incompressibilité non drainé
ϕ	porosité
K_0	perméabilité intrinsèque
C_s	paramètre de cimentation des grains
K_D	module d'incompressibilité du milieu drainé
G_D	module de cisaillement du squelette
V_s	volume des grains
V_v	Volume des pores
p_c	pression de confinement
p_f	pression interstitielle dans les pores
K_f	module d'incompressibilité
η	viscosité
ρ_f	masse volumique
∇P_f	gradient de pression
$K(\omega)$	perméabilité dynamique
K	Perméabilités hydraulique
a	tortuosité
P_f	Onde rapide
P_s	Onde lente
U	déplacement moyen de la phase liquide
dQ	débit élémentaire macroscopique

σ_{ij}^{eff}	tenseur des contraintes effectives
p	pression interstitielle
b	coefficient de Biot
V	potentiel interne volumique
ε_{ij}	tenseur de déformation
ζ	Coefficient d'amortissement
σ	Tenseur des contraintes
μ	module de cisaillement classique
λ_f	coefficient de Lamé
ρ_{11}	Masse volumique du milieu solide
ρ_{12}	Masse volumique du milieu poreux
ρ_{22}	Masse volumique du milieu fluid
H	Hauteur
G	Module de cisaillement
V_s	Vitesse de l'onde de cisaillement
ν	Coefficient de poisson
∇^2	Laplacien
δ_{ij}	Symbole du Kronecker
E	Module de Young
i	Nombre complexe ($i^2 = -1$)
w	pulsation
A_j	amplitudes des ondes incidentes
A_j'	amplitudes des ondes réfléchies
u_j	déplacement horizontal
$T_{j,j+1}$	fonction de transfert ou d'amplification
ω_n	pulsations propres du système
$u(z,t)$	Déplacement fonction de la profondeur z et du temps t

$U(z)$	Forme modale (ou amplitude du déplacement)
T	amplification du rocher rigide
T^*	amplification du rocher élastique
ξ	Amortissement
$SF(\omega)$	Spectre de Fourier
f	Fréquence
F	transformation de Fourier

Introduction Générale



1. Introduction

Les conditions locales de sol ont une profonde influence sur la réponse du sol durant les tremblements de terre. Des observations des dommages causés par nombreux tremblements de terre historiques (El Asnam, 1980; Mexico, 1985; Loma Prieta, 1989; Northridge, 1994; Kobe, 1995 ; Boumerdes, 2003) ont montré que les aspects géotechniques peuvent fortement influencer la performance des structures durant un tremblement de terre. La prévision du comportement des structures durant un séisme nécessite la modélisation des composantes géotechniques de système sol-structure. Les propriétés géologiques et mécaniques des sols sous-jacents doivent aussi être évaluées pour le dimensionnement des structures. Ces propriétés varient grandement d'un point du milieu à un autre, ce qui a pour résultat que différents sites répondent différemment à des ondes incidentes pourtant similaires. De ce fait, la connaissance précise et la modélisation des propriétés du sol environnant, est requise pour décrire le comportement dynamique complet vis-à-vis d'une excitation donnée du sol.

2. Problématique et objectifs visé

Le sol peut être alors considéré comme un système hétérogène complexe composé de trois phases: la phase solide matérialisée par les particules du sol, la phase liquide constituée notamment par l'eau et la phase gazeuse représentée essentiellement par l'air. Lorsque la phase gazeuse est absente de la matrice poreuse, le milieu considéré est dit saturé c'est le cas des nappes d'eau souterraines.

Le phénomène de liquéfaction des sols saturés, généralement sableux, sous l'action de sollicitations rapides (séisme, choc, raz de marée, ect.), est à l'origine d'une brusque instabilité de ces derniers qui en s'écoulant sous l'effet de la pesanteur peuvent alors provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et structures situés à proximité.

D'autre part, il est prouvé que le degré de saturation qui est influencé par la teneur en eau au site étudié affecte significativement la propagation des ondes à travers les différentes couches. Alors, l'étude de l'amplification des mouvements sismiques du sol ne serait complète sans la prise compte du caractère bi-phasique du milieu sol. Beaucoup de milieux de subsurface présentent des vides et ces pores sont remplis de fluides variés. La présence de fluides va modifier les caractéristiques mécaniques globales, via le type de fluide (qui a des

caractéristiques mécaniques propres), sa quantité et sa répartition spatiale (dépendants de la porosité) et sa capacité d'écoulement (liée à la perméabilité).

l'objectif fixé par le présent thème de recherche dont l'intitulé est « Calcul sismique des structures fonder sur un site liquéfiable » est la résolution de l'équation de propagation d'onde dans un milieu bi-phasique, sous des hypothèses appropriées, pour évaluer la réponse sismique d'un dépôt de sol, en termes d'accélération et spectres de réponse en surface du sol, qui peuvent être utilisés dans l'analyse sismiques des structures qui y reposent.

3. Organisation du manuscrit

Ce mémoire est constitué de quatre chapitres qui sont organisés de la manière suivante :

Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique sur la liquéfaction du sol. Ce phénomène qui se produit sous sollicitation cycliques et se traduit par la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau, liée à une augmentation de la pression interstitielle. Nous présentons aussi les dommages, les méthodes d'estimation et la réponse sismique des structures fondées sur sites liquéfiés. Enfin les démarches d'évaluation de l'aléa de liquéfaction selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA99-version 2003 et le règlement Européenne, Eurocode8, sont représentées.

Dans le deuxième chapitre, et afin de décrire le phénomène de liquéfaction, on donne une description succincte d'un milieu poreux saturé. Ce milieu est constitué d'une matrice est d'un espace interstitiel saturé par un fluide. La méthode de résolution de l'équation de propagation d'onde dans un milieu bi-phasique utilisée est celle de Biot et se base sur les théories fondamentales de la mécanique des milieux continus.

Le troisième chapitre porte sur l'application de la formulation développées au chapitre 2 pour le calcul de la fonction d'amplification d'un profil de sol a caractère bi-phasique, composé d'un ensemble de couches superposées se prolongeant horizontalement à l'infini (cas monocouche et multi couche) pour quatre sites en utilisant un programme numérique élaboré sous MATLAB. Ayant déterminé la fonction d'amplification d'un milieu biphasique, nous

Introduction général

déterminons par convolution la réponse de ce site à une excitation à sa base (mouvement de référence) sous forme d'un accélérogramme. Pour cela, nous calculons d'abord le spectre de Fourier de l'accélérogramme. Puis, en le multipliant par la fonction de transfert, nous obtenons le spectre de Fourier en surface. Au moyen de la transformée inverse de Fourier, nous obtenons l'accélérogramme en surface de sol.

Le quatrième chapitre est consacré à la définition de l'action sismique à appliquer à la base d'une structure devant être implantée sur différents sites. Dans cette étude nous comparons d'une part les résultats obtenus pour les milieux mono et biphasique à ceux enregistrés durant le séisme de Boumerdes 2003 et d'autre part à ceux obtenus en appliquant les spectres de réponse du Règlement Parasismique Algérien en utilisant le programme ETAS 2015.

A la fin du mémoire, des conclusions générales et des recommandations futures sont données.

Chapitre I



Recherche Bibliographique

1.1. Introduction

La réponse sismique d'un ouvrage est fortement influencée par plusieurs facteurs, et en particulier, la réponse de site, le chargement sismique et les propriétés mécaniques de sol et de la structure elle-même. On y ajoute l'influence de l'interaction entre les différentes composantes du système sol-fondation-structure [1].

Le sol est généralement un matériau hétérogène avec des caractéristiques très variables. Les principaux problèmes liés aux sols de façon générale se manifestent par une capacité portante faible et des déformations (tassement absolu ou différentiel) importants sous charges statiques, ou dynamiques (séisme) surtout pour les sols sableux lâches et saturés [2].

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes en géotechnique et en dynamique des sols. C'est une perte de résistance des sols granulaires lâches à très lâches sous une secousse sismique, qui se comporte alors comme un liquide. Cette rupture en écoulement est attribuée à la forte augmentation de la pression interstitielle causant momentanément la dislocation des particules de sol [3].

La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à de nouvelles constructions. Les conséquences de la liquéfaction pendant de forts séismes sont très sévères: perte totale de la capacité portance du sol, tassement important, éboulement, mouvement latéral,...etc [2].

Les conditions d'apparition du phénomène de liquéfaction sont aujourd'hui relativement bien appréhendées et des méthodes d'évaluation quantitative ont pu être mises au point sur cette base. Il est important de prendre en compte le risque de liquéfaction et ses conséquences dans la conception et le dimensionnement des ouvrages [4].

1.2. Phénomène de liquéfaction

La liquéfaction des sols est un phénomène d'instabilité ou de perte de résistance qui peut avoir lieu sur un milieu généralement granulaire saturé ou partiellement saturé [5]. Elle se manifeste par une augmentation de la pression interstitielle liée au comportement contractant du sol lors de l'application d'un chargement rapide (séisme, chocs, raz de marée, etc.). Le phénomène de liquéfaction est à l'origine d'une brusque instabilité des sols qui en s'écoulant

sous l'effet de la pesanteur et les charges peuvent alors provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et structures situés à proximité [6].

L'augmentation de pression interstitielle provoque alors une diminution des contraintes effectives en accord avec l'expression suivante (initialement proposée par Terzaghi):

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1.1)$$

Où :

σ' : Contrainte inter granulaire ou effective [KPa]

σ : Contrainte totale [KPa]

U : Pression interstitielle [KPa]

La liquéfaction a lieu lorsque les contraintes effectives deviennent nulles (ou très faibles), engendrant des déformations importantes suite à des contraintes de cisaillement appliquées supérieures à la résistance du sol. Le sol se comporte alors comme un fluide ayant la densité du sol saturé[7].

Les observations lors de séismes antérieurs ont fourni beaucoup d'informations sur le sujet de la susceptibilité à la liquéfaction de certains types de sols. Les sols qui sont liquéfiés dans le passé peuvent encore l'être suite à de futurs séismes. L'étude de la susceptibilité est reliée à l'étude des tremblements de terre antérieurs et le type de processus géologique qui a créé un dépôt de sol, sont souvent issues de dépôts sédimentaires [8].

La susceptibilité à la liquéfaction dépend également du type et l'état initial de sol et la forme des particules. Historiquement, les sables ont été considérés comme le seul type de sol susceptible de se liquéfier, mais aussi la liquéfaction a été également observée en gravier et limon. L'état initial d'un sol est défini par sa densité et sa contrainte effective lorsqu'il est soumis à un chargement rapide, les sols lâches sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols denses. Pour une densité donnée, les sols à des contraintes effectives élevées sont généralement moins susceptibles à la liquéfaction que les sols à de faibles contraintes effectives [7].

Une évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction doit être effectuée soit par des essais in situ, soit par des essais en laboratoire.

D'abord la procédure simplifiée proposée par Seed et Idriss (1971) basée sur l'essai in situ de pénétration standard SPT (standard pénétration test), est utilisée pour l'étude des sols liquéfiables [9]. Depuis, divers auteurs ont proposé des méthodes similaires, développées sur la base d'autres essais de reconnaissance, y compris élaboration des méthodes basées sur l'essai de pénétration de cône (CPT), l'essai au dilatomètre de Marchetti (DMT), l'essai de la mesure des vitesses des ondes de cisaillement [3], ainsi que les essais de chargements cycliques triaxiaux au laboratoire, qu'ils soient à chargement axial, à torsion, ou à chargement latéral [5, 10].

1.3. Dommages induits par liquéfaction

Depuis le séisme de Niigata 1964 au Japon, la liquéfaction des sols est classée parmi les phénomènes les plus destructifs et complexes de la dynamique des sols [11]. Les conséquences de la liquéfaction peuvent être très sévères sur des structures et ouvrages souterraines, on cite notamment:

- Des ruptures de fondation de bâtiments à Kawagishi-cho (Fig.1.1) qui sont devenues très connues comme symbole des effets de la liquéfaction des sols [12]. Il y a aussi la perte du support latéral, comme par exemple le cas de pieux qui s'étendent jusqu'à la couche de sol liquéfiée [13].
- Des tassements excessifs, dont l'ordre de grandeur peut atteindre 5% de l'épaisseur de la couche liquéfiée. Les tassements sont parfois uniformes, mais dans la plupart des cas ils sont brusques et non-uniformes (les tassements différentiels des fondations) en provoquant le basculement ou la flottaison de l'ouvrage [14].
- L'épandage latéral du sol a causé aussi des dommages significatifs dans les ouvrages d'art et les structures [15]. Le pont de Showa près de la rivière de Shinano s'est effondré (Fig. 1.2-a), car lorsque la liquéfaction s'est produite, l'épandage latérale du sol a causé le déplacement du sol sous le lit de la rivière ce qui a imposé des pressions sur les pieux de fondation qui ont, par la suite, subi une déflexion et se sont déplacés [13]. Aussi, il a été observé le déplacement latéral et longitudinal des fondations du pont d'Isser à Boumerdes (Fig. 1.2-b) [2].



Figure 1.1-Basculement des bâtiments d'habitation de Kawagishicho à Niigata au Japon 1964 [12].



(a)



(b)

Figure 1.2- (a) Effondrement des tabliers du pont de Showa Niigata (1964) [13], (b) déplacement latéral et longitudinal des fondations du pont d'Isser à Boumerdes 2003 [2].

- Le sol liquéfié exerce également une pression plus élevée sur les murs de soutènement, qui peuvent à leur tour causer le basculement ou le glissement de ces derniers (Fig. 1.3). L'augmentation de la pression interstitielle peut également déclencher des éboulements et causer l'effondrement des barrages (Fig. 1. 4) [13].



Figure 1.3- Déplacement latéral de quais :(a) séisme Kobe 1964, (b) séisme Boumerdes 2003 [16].



Figure 1. 4- Effondrement du parement amont d'un barrage, séisme de San Fernando 1971 [2].

De nombreux glissements de terrain (Fig. 1.5), cités dans la littérature, dans les milieux des sols naturels et dans les structures artificielles ont été attribués à la liquéfaction [15].



Figure 1.5-Dommages dus au glissement de terrain, Séisme de Chi-Chi, Taiwan (1999) [2].

La réponse sismique des ouvrages souterrains, par exemple, les tunnels et métro ont été l'objet de plusieurs recherches au cours des dernières années [13-14]. Durant le séisme de Kobe en 1995, des dommages modestes et graves pour le système de métro de la ville de Kobe ont été observés y compris l'effondrement de la station de métro Daikai [1].

Historiquement, la liquéfaction de sol sous une charge sismique à causer des sévères dommages dans des ouvrages souterrains, la flottaison et soulèvement des réseaux enterrés (Fig. 6) ont été observé [17-18].



Figure 1.6-Soulèvement des réseaux enterrés, Séisme de Northridge 1994 [16].

1.4. Méthode d'estimation du potentiel de liquéfaction

Les méthodologies d'évaluation du potentiel de liquéfaction et la déformation du sol résultant ont fait l'objet de recherches depuis nombreuses années [4] ; dès lors, plusieurs méthodes ont été développées afin d'évaluer la résistance des sols à la liquéfaction. Ces méthodes sont essentiellement déterministes et se reposent sur le calcul d'un facteur de sécurité (rapport de CRR sur CSR) [19]. Après le séisme d'Alaska (1964) et celui de Niigata au Japon (1964), Seed et Idriss (1971) ont développé une procédure simplifiée basée sur les essais in-situ pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Par la suite, cette procédure a subi plusieurs modifications ou améliorations [9].

La plus part des méthodes d'évaluation utilisées reposent largement sur des données empiriques à cause de la difficulté d'obtenir des propriétés du sol mesurées in situ et la variabilité spatiale de ces propriétés. En plus, les techniques géotechniques ne permettent pas d'analyser les différents mécanismes de déformation des sols [4]. En l'absence d'hypothèses simplificatrices particulières, il est nécessaire de recourir à des schémas numériques de type éléments finis ou volumes finis pour traiter le problème d'écoulement d'un massif de sol liquéfié [20].

Plusieurs codes de calculs et plusieurs modèles numériques pour la modélisation de la masse de sol avec un potentiel de liquéfaction ont été développés [19]. Huabei et al [1] ont proposé l'utilisation de la méthode des éléments finis pour la modélisation d'une station d'un tunnel de métro.

Ces modèles numériques sont particulièrement sensibles aux faibles variations dans les paramètres d'entrées qui causent généralement la divergence des résultats [13]. Donc des processus empiriques, fondés sur des paramètres faciles à obtenir, ou au moins des paramètres qui peuvent être estimés à l'aide des essais et des analyses d'observation sont plutôt utilisés [1].

Des approches probabilistes pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction ont été aussi développées par d'autres chercheurs [21]. Par exemple, Bird et al.[4] ont proposé l'utilisation d'une méthode probabiliste HAZUS, pour l'estimation des dommages et les déformations des fondations superficielles des bâtiments fondés sur des sols liquéfiables.

1.5. Réponse sismique des structures fondées sur sites liquéfiables

L'évaluation des dommages des structures induits par déformations du sol liquéfiable nécessite la définition de la capacité et la vulnérabilité des structures ainsi que les niveaux de dommages pour décrire l'état de l'immeuble endommagé. D'après le FEMA [4]), l'estimation des pertes sismique est une technique utilisée pour quantifier les potentiels de pertes dans une région donnée ou à des structures particulières, dus à d'éventuels séismes. La figure 1.7 ontre les composants principales d'une estimation de perte d'un séisme [4].

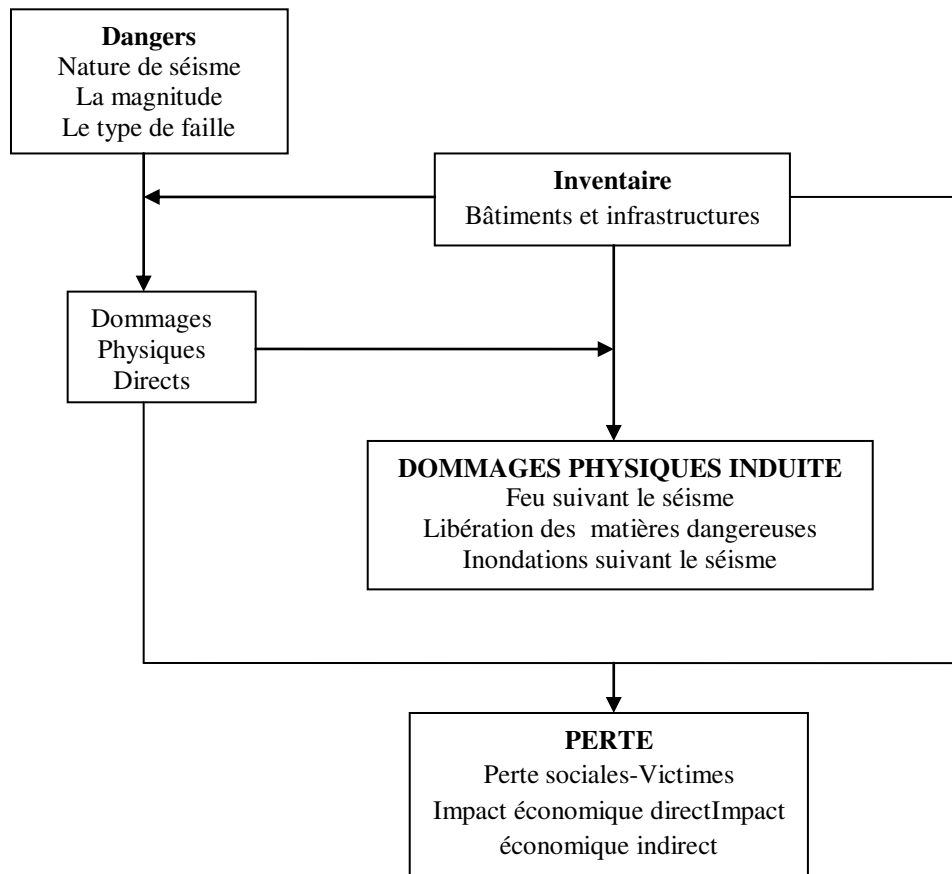


Figure 1.7- Composants d'une estimation de perte d'un séisme d'après FEMA [4].

1.5.1. Modes de déformation

Il existe plusieurs modes de déformation des structures fondées sur des sols liquéfiables. Ces modes peuvent être divisés en deux grandes catégories: les mouvements du corps rigide, dans lequel la structure se déplace sans déformation interne, et des mouvements différentiels.

1.5.1.1. Mouvements des corps rigides

Il y a beaucoup de facteurs qui influent le niveau de dommage du corps rigide qui sont à la fois difficiles à définir et à quantifier. Une synthèse des rapports des séismes récents a montré des endommagements des bâtiments aux corps rigide plutôt que des dommages structurels et particulièrement sur les fondations flexibles [19].

Lorsque la réponse des structures est sous le mode de déformation des corps rigides (Figure 1.8 et Figure 1.9), le facteur important pour déterminer l'état des dommages est l'acceptabilité de la performance du système. L'état de dommages ne peut pas être facilement classifié en fonction de la déformation des éléments de la structure, donc il n'y a pas une solution analytique apparente dans ce cas, et la solution empirique est nécessaire [4].

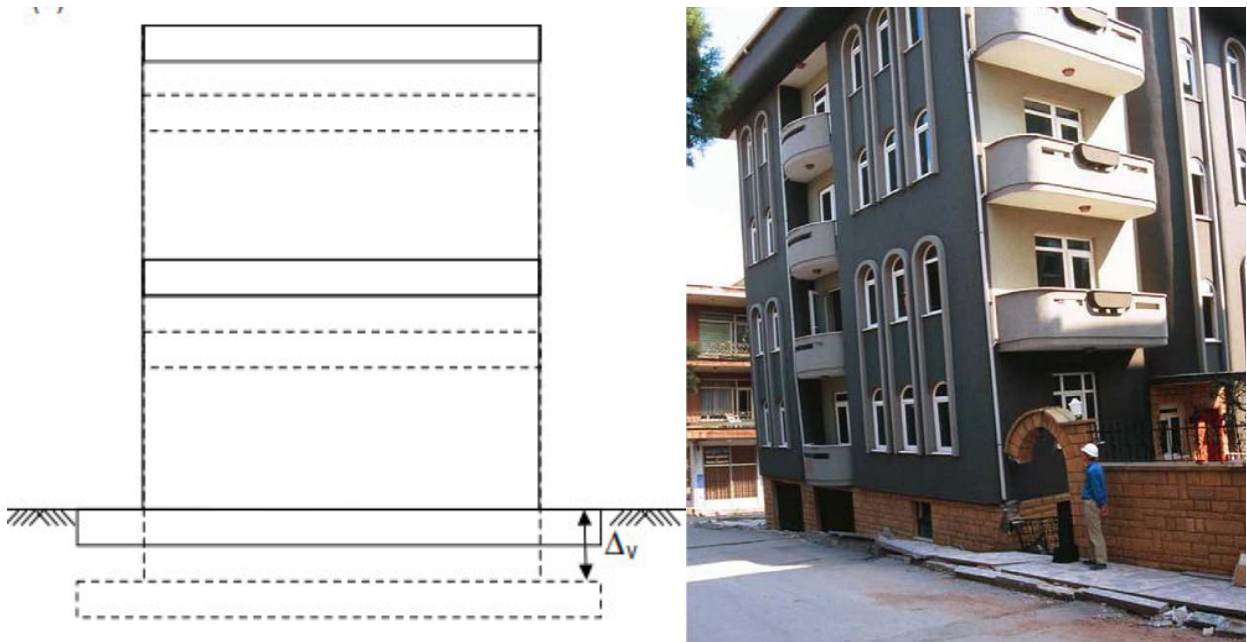


Figure 1.8-Tassement uniforme en mode de corps rigide des bâtiments à Adapazari après le séisme de Kocaeli 1999[4].

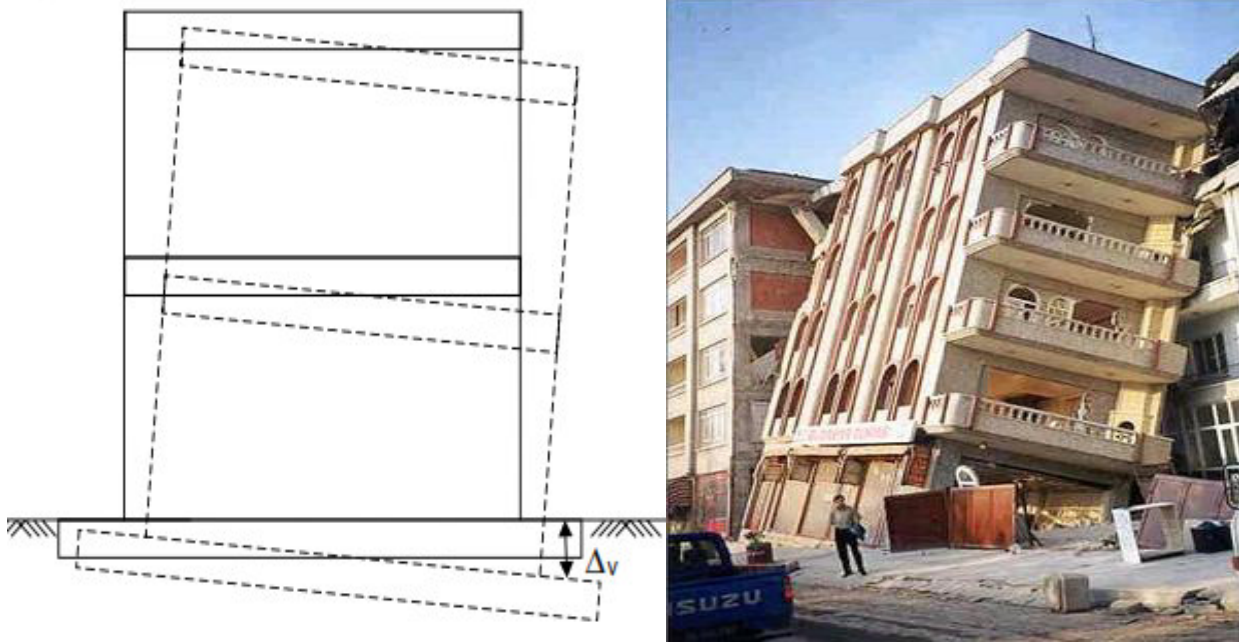


Figure 1.9-Basculement en mode de corps rigide des bâtiments à Adapazari après le séisme de Kocaeli 1999 [4].

1.5.1.2. Mouvements différentiels

L'évaluation des dommages des structures est particulièrement basée sur la détermination des tassements différentiels ou des mouvements différentiels latéraux [21]. A cause de l'hétérogénéité de la rigidité du sol et de la variabilité spatiale, les tassements se produisent rarement de façon uniforme, même dans les petites zones, les tassements différentiels deviennent la principale cause des dommages observés (Figure 1.10) [22].

Papathanassiou et al [10] notent que les dommages des fondations les plus courants sont bien la rupture des fondations causée par des tassements irréguliers en raison de l'écoulement latérale, en provoquant le basculement ou la flottaison des structures.

L'estimation des mouvements différentiels a une incertitude encore plus grande que l'estimation des mouvements uniformes, est principalement en raison du manque des données géotechniques suffisantes [22].

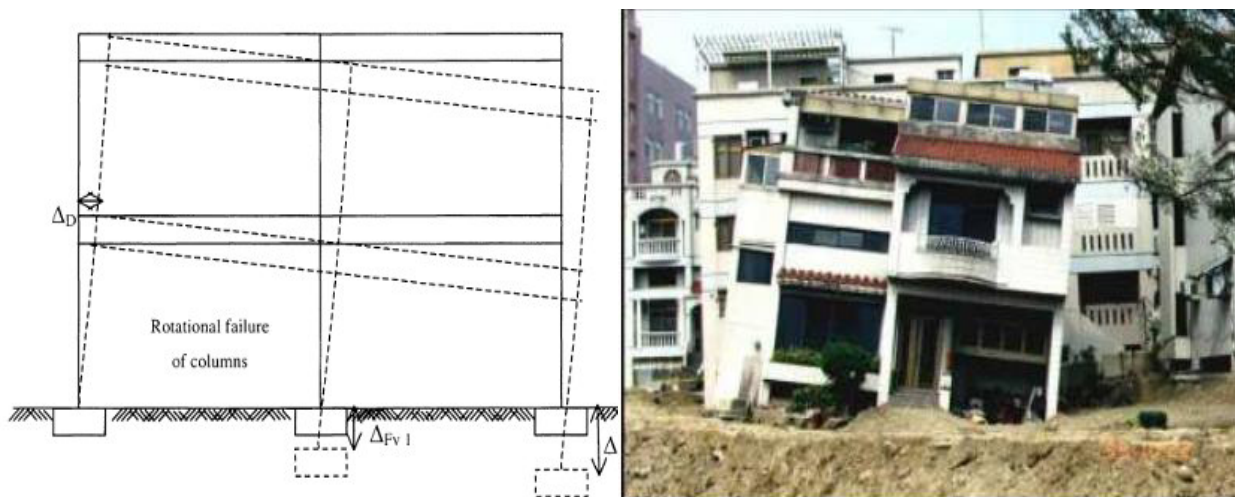


Figure 1.10- Mouvement différentiel des bâtiments durant le séisme de Chi-Chi, au Taiwan 1999[2].

1.5.1.2.1 Dommages structurels

Lorsque il y a une flexibilité suffisante dans les fondations, les murs et les poteaux peuvent être déplacés de façon indépendante et donc différemment (Figure 1.10). La réponse est dénommée «dommage structurel», parce que le dommage se produit dans les éléments de structure et qui est liée à la déformation induite dedans. Des solutions analytiques sont possibles dans ce cas. Les Figures 1.10 à 1.12 montrent que le déplacement vertical est concentré dans les poteaux du rez de chaussée, tandis que la Figure 1.13 montre un déplacement des poutres dans tous les étages [22].

Dans le cas des déplacements verticaux, cela se produit par la rotation latérale des poteaux et donc se comporte comme une console en flexion simple avec articulation à la base du bâtiment qui est le mécanisme le plus simple de rupture (Figure 1.10 et 1.11). Il résulte de la déformation verticale des poutres, à savoir répéter le modèle au niveau du sol dans les étages supérieurs. Toutefois, lorsqu'il n'y a pas des contraintes pour maintenir les poteaux verticalement (Figure 1.13), à cause de la rigidité en flexion des poutres ils ne se déforment pas mais se déplacent latéralement. Les poutres devraient être exagérément flexibles avant le mécanisme de ruine une flexion des poutres se produirait [22].

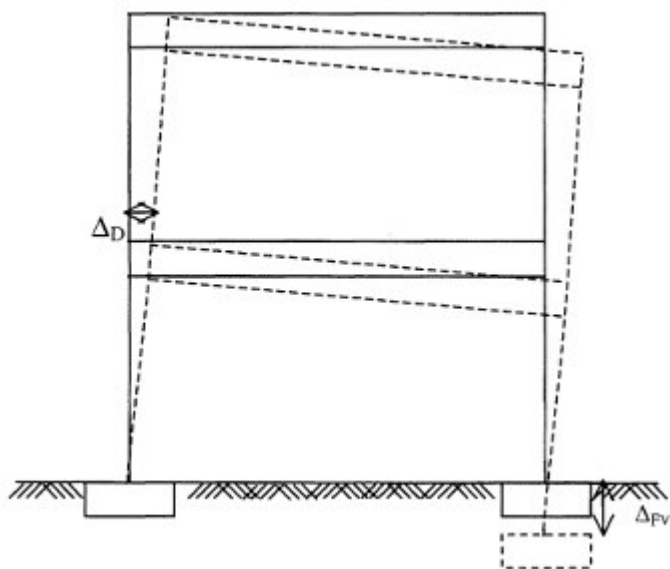


Figure 1.11-Tassements différentiels verticaux d'un bâtiment en portiques avec des fondations superficielles [4].

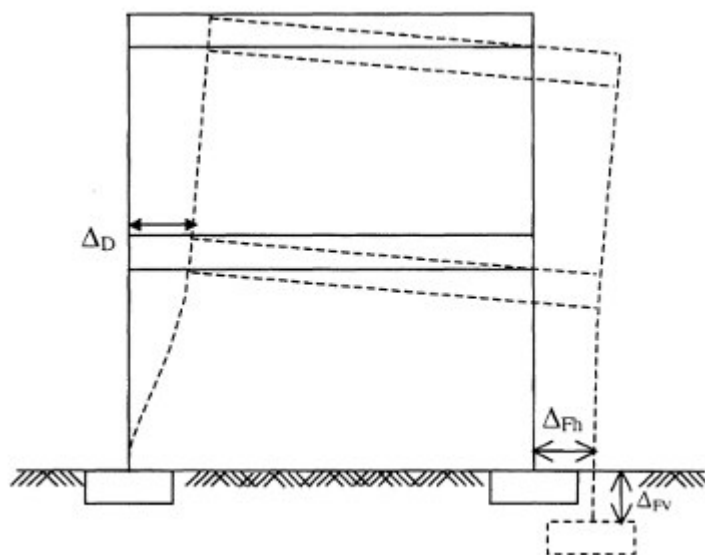


Figure 1. 12-Tassement latéral associée d'une composante verticale d'un bâtiment en portiques avec des fondations superficielles [22].

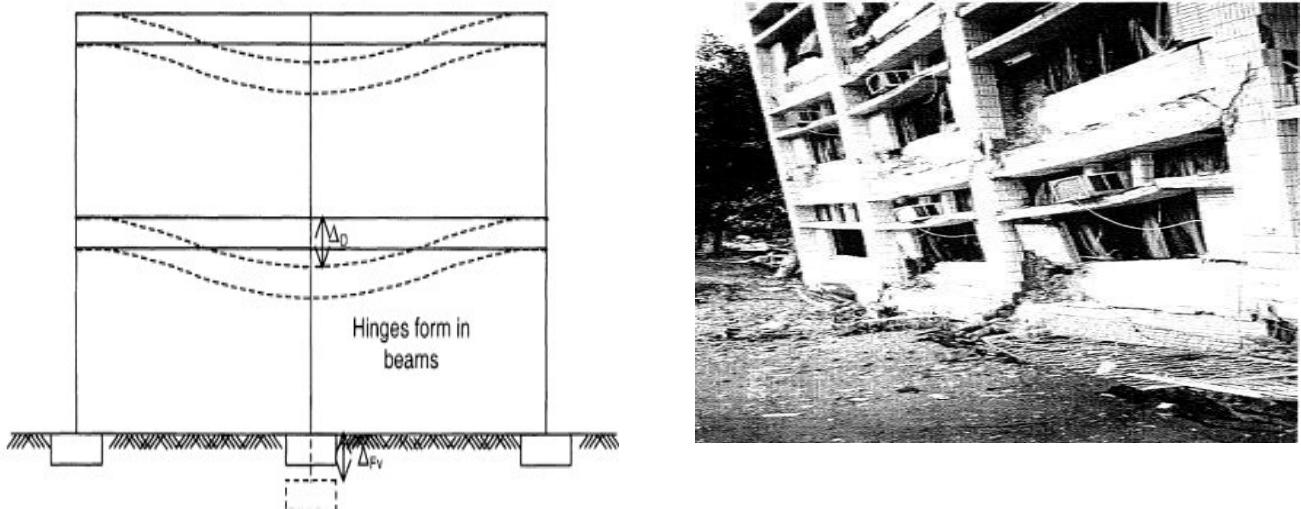


Figure 1.13- Tassement différentiel au centre d'un portique à Adapazari après le séisme de Kocaeli 1999 [22].

Dans le cas des déplacements horizontaux, le mécanisme de rupture est à nouveau concentré dans les poteaux du rez-de-chaussée (Figure 1.12), puisque la rigidité axiale des poutres beaucoup plus élevée que la rigidité en flexion des poteaux.

Des études paramétriques ont montré qu'un seul faible déplacement vertical est nécessaire pour provoquer le mode de déformation représenté à la Figure 1.12 [22].

Le nombre de rapports limités sur les dommages structurels dus à des mouvements différentiels des fondations est dû au fait que dans plusieurs cas, même les fondations flexibles ont une rigidité relativement suffisante, par rapport aux rigidités des sols sous-jacents, et donc les structures se comportent comme des corps rigides [4].

Lorsque la réponse sismique des structures fondées sur des sols liquéfiables comprend des dommages structurels, les états de dommages peuvent être classifiés en utilisant la même classification utilisés dans le Tableau 1.1. Cette classification est basée généralement sur l'analyse des observations durant les séismes antérieures [4].

1.5.1.3. Tassement uniforme

La figure 1.14 illustre un autre type de tassement, qui provoque des dommages à la dalle du RDC; cela n'influence pas la transmission des charges dynamiques aux sols, mais il représente un affaiblissement de la structure due à la perte de l'action du diaphragme, et donc diminue la résistance de la structure.

Le tassement uniforme des bâtiments provoque des dommages à la dalle du RDC (Figure 1.14), et des dommages dus ou flottation des bâtiments, problèmes de fonctionnement liés au changement de niveaux de portes et entrées [4].

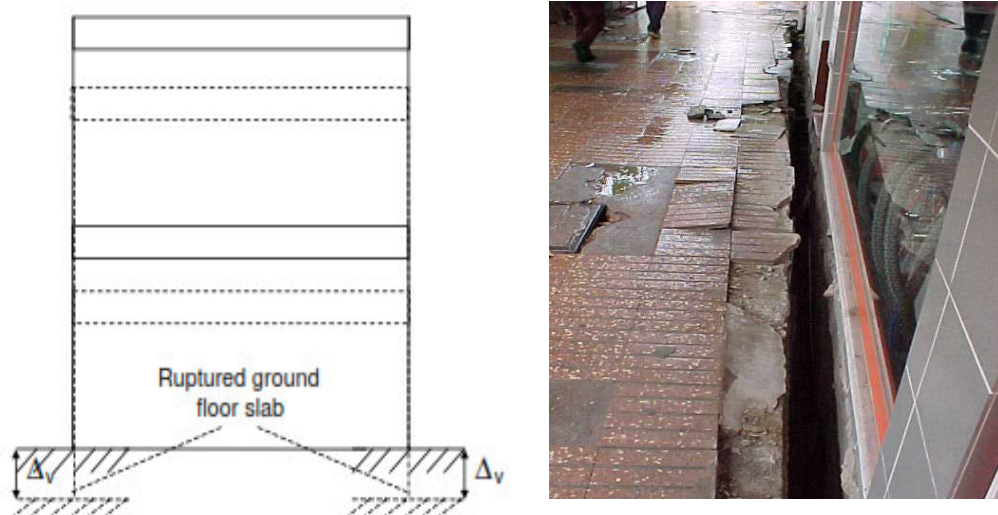


Figure 1. 14-Tassement uniforme des bâtiments à Adapazari après le séisme de Kocaeli 1999 [4].

Le niveau de dommages est en fonction du degré de tassement et la facilité de réparation. Un tassement ou basculement inacceptable peuvent nécessiter des travaux de drainage, ou par injection des coulis. Dans les pires cas, les coûts de réparation peuvent être exagérés et les bâtiments seront démolis.

1.5.2. Méthodologies d'estimation des dommages

Les méthodologies d'estimation des dommages classent généralement les bâtiments existants selon le système structurel, les matériaux de construction, la hauteur et les techniques de construction ou méthodes de calcul parasismique (fonction de l'âge, et la fiabilité des règlements parasismiques) [22-23].

Les dommages des bâtiments et infrastructures peuvent être quantifiés sur une échelle continue de zéro (Aucun dommage) à l'unité (effondrement) où les valeurs se rapportent au rapport des coûts de réparation des dommages ou la reconstruction totale des ouvrages [22].

Les niveaux de dommages sont regroupés selon l'état de dommages dans les intervalles suivants: Léger, modéré, extensif et complet (Tableau 1.1) [4]:

Tableau 1.1-Descriptions des dégâts structurels pour des bâtiments en portiques [4].

Niveau des dégâts	Les dégâts structurels	Description supplémentaire	Tassement (Δ)	Rotation (θ)
léger	Des fissures seulement	Les réparations peuvent être nécessaires pour des raisons esthétiques	$\Delta \leq 0.1 m$	$\theta \leq 0.6^\circ 1/100$
Modéré	Certaines fissures dans les éléments porteurs	dommages réparables, la maintenabilité et / ou fonctionnalité affectée	$0.1 m \leq \Delta \leq 0.3 m$	$0.6^\circ < \theta \leq 2.3^\circ 1/100 - 1/25$
extensif	De larges fissures et flambage des poteaux	Inhabitables, mais réparables	$0.3 m \leq \Delta \leq 1 m$	$2.3^\circ < \theta \leq 4.6^\circ 1/25 - 1/12.5$
Complet	Réparation impossible	Démolition moins chère que la réparation Intégrité structurelle affectée, l'instabilité possible	$\Delta \geq 1 m$	$\theta \geq 4.6^\circ \geq 1/12.5$

Par conséquent en plus du niveau des dommages structurels, les deux limites de rotation et de tassement doivent également être liées au rapport des coûts de réparation, bien que la détermination du coût de réparation des fondations soit significativement plus complexe que les réparations structurelles [4].

1.6. Facteur influençant la réponse sismique des structures

L'évaluation de la vulnérabilité des structures aux déformations du sol induits par liquéfaction est très difficile, à cause de la réponse variable des structures, qui nécessite l'utilisation des approches différents, le choix du système de fondation est également important.

Le type de réponse dépendra principalement du type de fondation. La Figure 1.15 résume les modes de déformations d'un bâtiment en portiques pour différents types de fondation. Pour

les fondations superficielles la distinction sera de savoir si ceux sont rigides (Figure 1.8 et 1.9) ou flexible (Figure 1.10 à 1.12) [4].

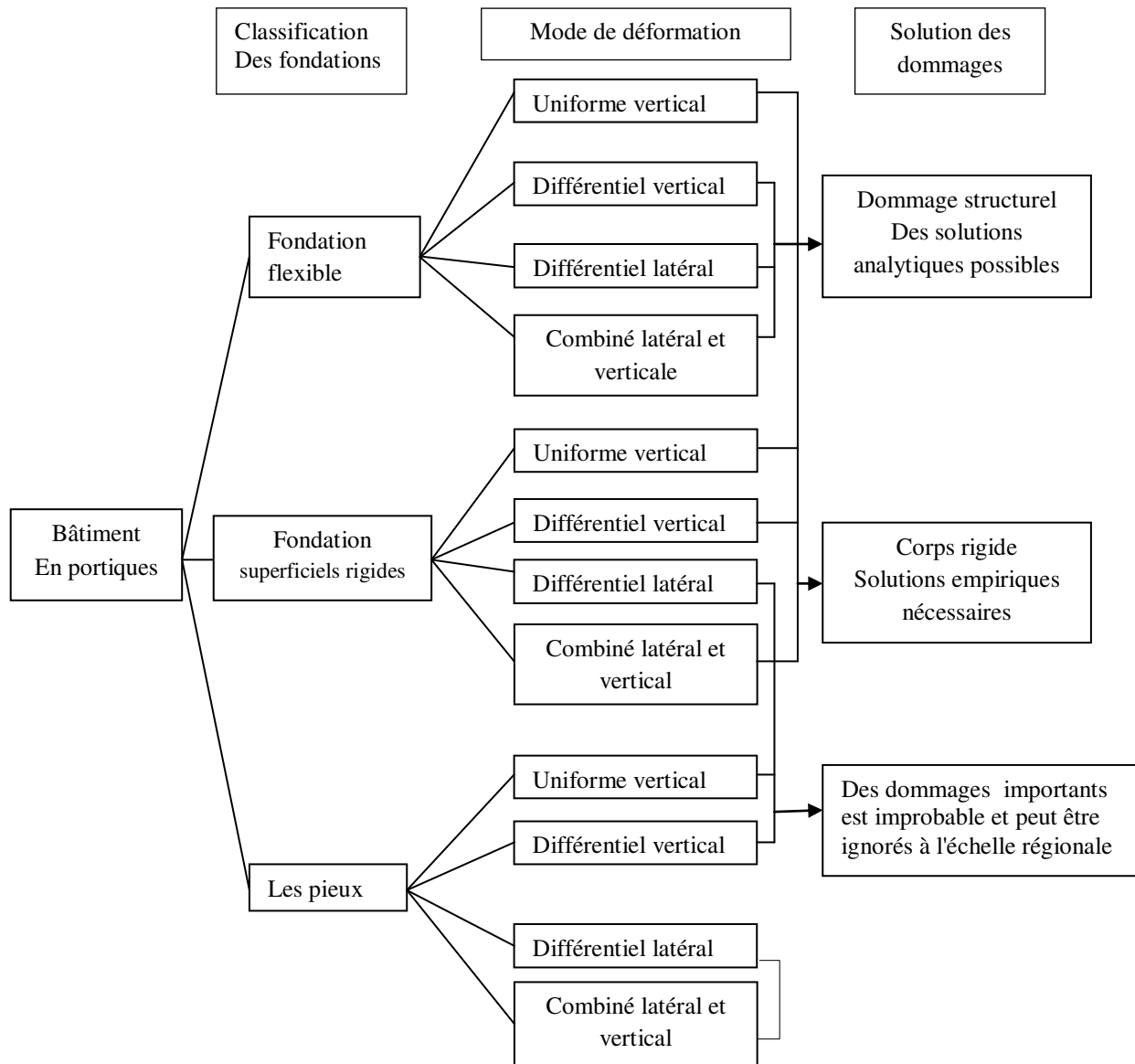


Figure 1. 15- Modes de déformations d’un bâtiment en portiques pour différents types de fondation [4].

Selon Dashti et al. [19] les mouvements volumétriques des structures ou bien en corps rigides sont principalement induits par des tassements en raison de la sédimentation (Figure 1.16-a) ou bien des tassements en raison de la consolidation (Figure 1.16-b). Les mouvements différentiels dépendent des contraintes de cisaillement statiques provoquées par les charges de

fondation et les charges cycliques induites par l'interaction sol-structure (ISS), ainsi que les propriétés du sol (Figure 1.16-c).

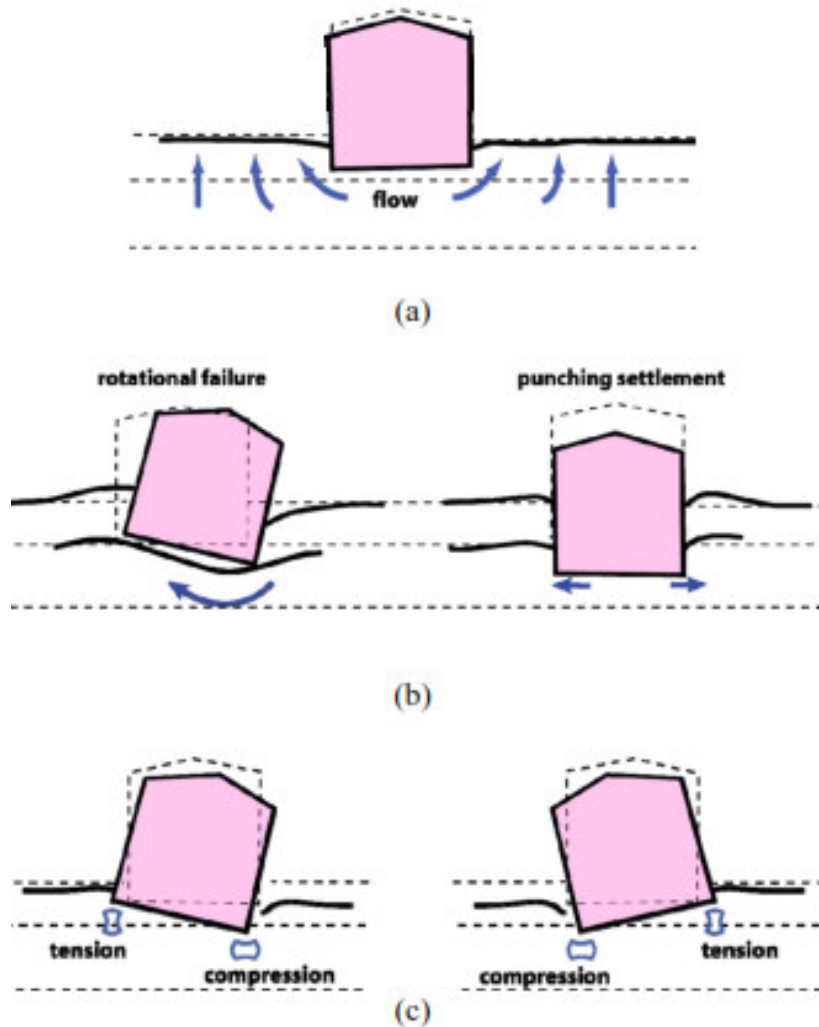
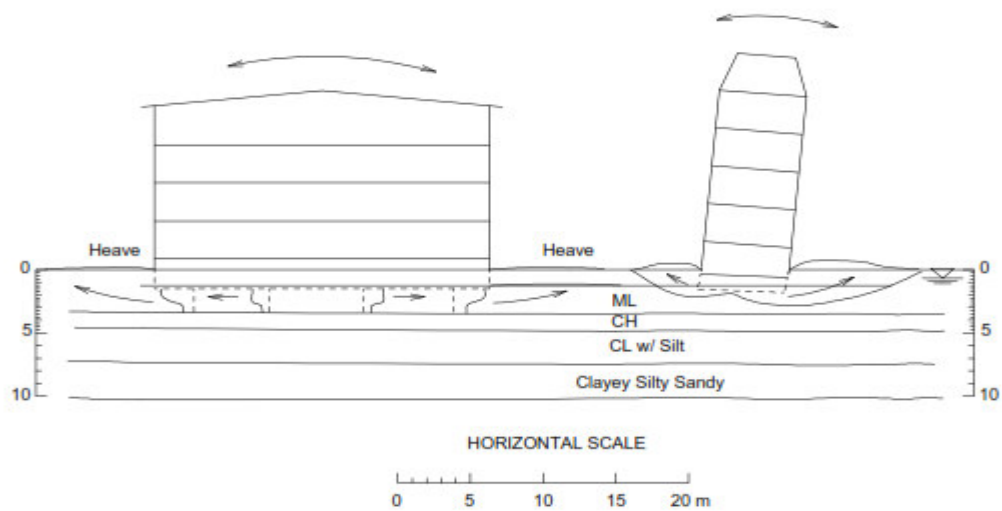


Figure 1.16- Mécanismes de déplacements induits par liquéfaction: (a) Tassements volumétriques en raison de la sédimentation, (b) Tassement en raison de la consolidation (c) Tassement en raison des chargements induites par ISS.

Bray et al. [24] ont montré que la réponse des structures fondées sur des sols liquéfiables est fortement influencée par le rapport hauteur/largeur (H/B). Le déplacement vertical du bâtiment est inversement proportionnel au rapport (H/B). Des bâtiments plus hauts et plus

lourds ont subis des tassements verticaux importants que des bâtiments plus petits et plus légers.

La figure 1.17 représente deux modes de tassement observés dans Adapazari après le séisme de Kocaeli 1999, en Turquie. Un bâtiment robuste avec une fondation en radier général, où sa hauteur est beaucoup supérieure à l'épaisseur du dépôt de sol liquéfiable, et un bâtiment mince avec une fondation de faible hauteur.



(a)



(b)

Figure 1.17-(a) Schéma de Tassement, (b) Modes de tassement des bâtiments robustes et élancés à Adapazari séisme de Kocaeli 1999 [24].

Des études empiriques ont montré aussi que les déplacements verticaux des fondations sur des sols granulaires sont liés à la hauteur de la fondation et l'épaisseur de la couche de sol liquéfiée [25].

Le tassement des fondations induits par liquéfaction est inversement proportionnel à la hauteur de ces fondations. Si la hauteur de la fondation est suffisamment plus grande que l'épaisseur de la couche liquéfiable, le tassement de la structure est à peu près égal à celui de la surface libre. Contrairement, si le rapport de la hauteur de la fondation et l'épaisseur de la couche liquéfiée est inférieure à 3, le tassement est plus grand que celle observées à la surface libre [24].

Dans le cas des radiers généraux, si l'épaisseur du radier est faible, l'effet de la charge excentrée est plus grand, car il provoque des contraintes concentrées sur le radier. Lorsque ces contraintes approchent ou dépassent la capacité portante du sol, le bâtiment commence à basculer [24].

Kojima et al. [25] ont considéré deux modèles de liquéfaction : modèle I, liquéfaction partielle intérieure avec une couche non liquéfiée à la surface (Figure 1.18-a) et modèle II, liquéfaction globale près de la surface du sol (Figure 1.18-b). Le modèle I provoque des moments de flexion plus grands que le modèle II. Cela résulte de l'effet de l'action de la couche de sol liquéfiée à proximité de la surface du sol sur le pieu. La faible rigidité du sol près de la surface du sol semble affaiblir l'action sur le pieu en réduisant l'effet dynamique du sol liquéfié dans le modèle II.

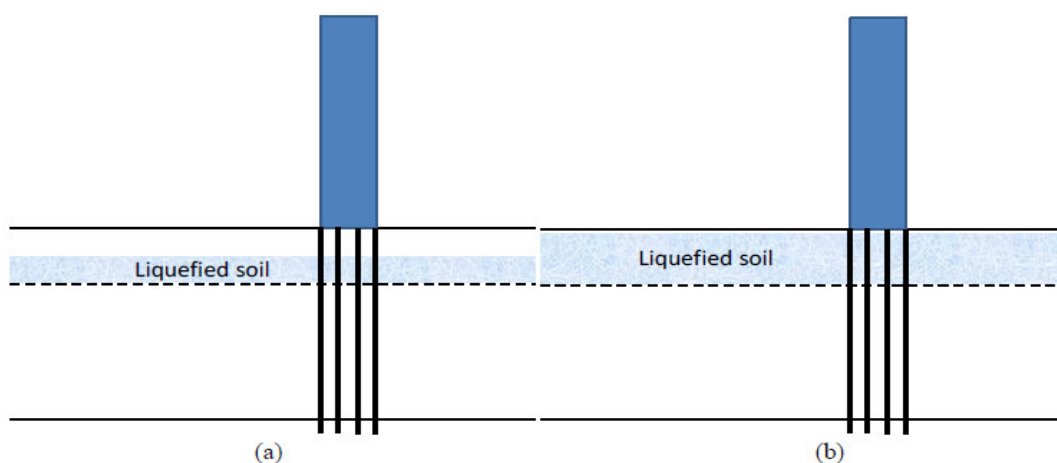


Figure 1.18- (a) Modèle I liquéfaction partielle intérieure avec une couche non liquéfiée à la surface, (b) Modèle II liquéfaction globale près de la surface du sol [25].

Les tassements différentiels peuvent également se produire en raison des charges asymétriques des fondations, ou la perte de résistance locale due aux volcans du sable. Un exemple des tassements différentiels importants enregistrés aux niveaux des structures situées sur la frontière entre sols liquéfiable et non liquéfiable est donné en référence [23].

À des sites en pente, ou à proximité de la surface libre, des mouvements différentiels latéraux seraient également causés par la variabilité des conditions géologiques locales. La figure 19-a représente un bâtiment avec des semelles filantes reposant sur un dépôt de sol liquéfiable dans des poches discontinues dispersées. Dans ce cas, le site serait plus résistant au déplacement latéral parce que le sol liquéfié est retenu par des sols non liquéfiés environnants, tandis que les semelles isolées peuvent encore éprouver des tassements verticaux importants. La Figure 19-b montre le même bâtiment, mais avec une couche liquéfiée continue sur l'ensemble de la base du bâtiment.

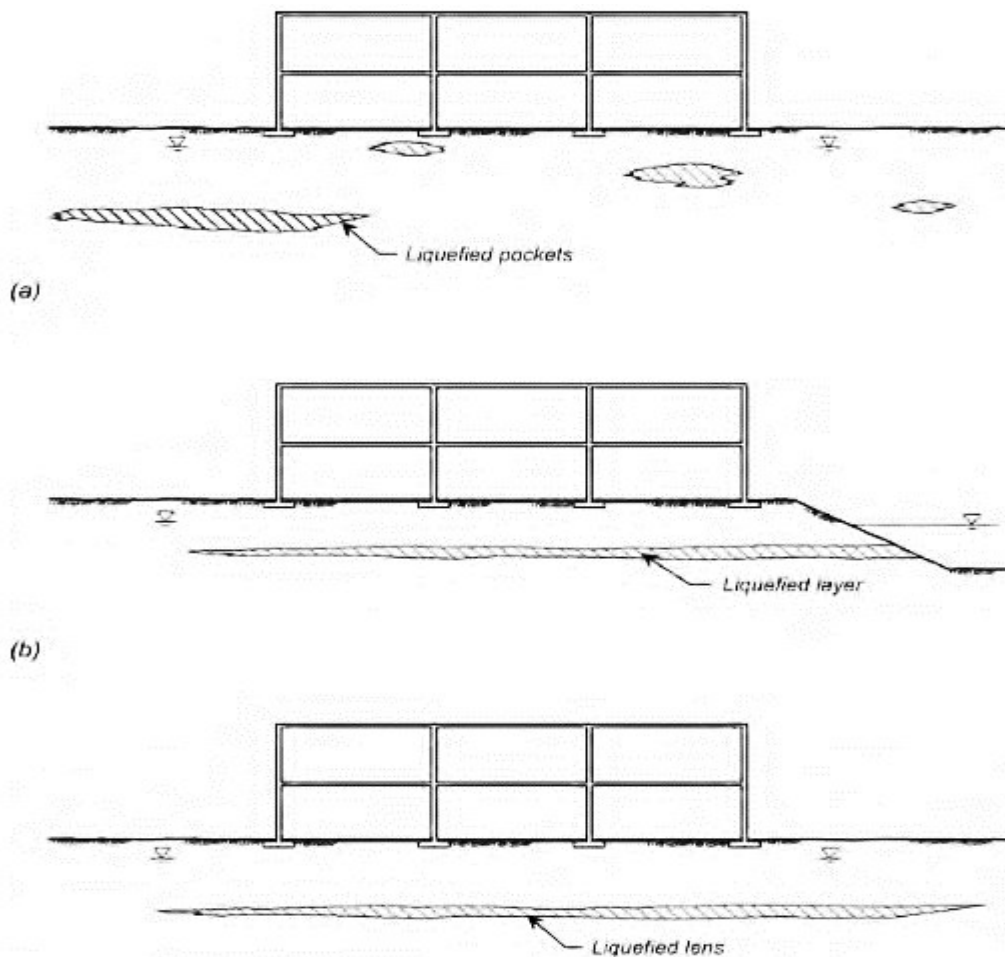


Figure 1.19- Distribution spatiale des zones liquéfiées sous une structure, (a) poches de sols liquéfiables discontinues, (b) couche liquéfiée continue délimitée à droite par une rive de lacs, (c) couche liquéfiée continue sur des sols non liquéfiés [26].

Le volume des sables liquéfiés mesuré dans les figures 1.19-a et 1.19-b peut être d'environ le même, mais le fait que dans la figure 1.19-b il y a une couche continue signifie que le sol est plus sensible à l'instabilité ou l'épandage latéral vers une rive de lacs située sur la droite. L'exemple de la figure 1.19-c est similaire à celui de la figure 1.19-b, sauf que la couche de sol liquéfiée est délimitée à droite par des sols non liquéfiés plutôt que par une rive de lacs ouverte, Dans ce cas l'amplitude du déplacement latéral est moins importante.

Le tassement vertical des semelles de la structure serait plus uniforme pour la figure 1.19-c que pour la figure 1.19-a, par ce que les sols liquéfiés sont plus profonds et sont recouverts par une couche non liquéfiée plus épaisse [26].

1.7. Prise en compte dans la réglementation

Méthodologiquement, pour estimer l'occurrence du phénomène de liquéfaction, il convient d'examiner successivement le contexte hydrogéologique, la susceptibilité qualitative, la susceptibilité quantitative, l'opportunité ou la sollicitation, le coefficient ou facteur de sécurité à la liquéfaction, les potentialités de liquéfaction, et l'intensité de liquéfaction[28].

Cependant, selon les Règles Parasismiques Algériennes [28] et l'EC8 [29], la démarche d'évaluation de l'aléa de liquéfaction peut être menée selon les points suivant (tableau 1.2):

Tableau 1. 2-Démarche d'évaluation de l'aléa de liquéfaction selon le RPA et l'EC8.

RPA	EC8
<p>1. Les sols susceptibles de se liquéfier sont en général des sables propres ou limoneux situés dans les vingt (20) premiers mètres de profondeur, saturés d'eau et présentant une granulométrie relativement uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité C_u inférieur à 15 ($C_u = D_{60} / D_{10} < 15$) et un diamètre à 50% ($D_{50}$) compris entre 0.05 mm et 1.5 mm. Dans ces expressions D_{60}, D_{10}</p>	<p>1. Une évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction doit être effectuée lorsque le sol de fondation comprend des couches ou des lentilles épaisses de sable lâche, avec ou sans fines silteuses ou argileuses, au-dessous du niveau de la nappe phréatique, et lorsque ce niveau est proche de la surface du sol. Cette évaluation doit être effectuée pour les conditions de site en champ libre (niveau de la surface du sol,</p>

<p>Et D_{50} représentent les diamètres des tamis correspondant aux passants de 60%, 10% et 50% respectivement des échantillons de sols considérés.</p> <p>2. Lorsque ces conditions minimales sont réunies sur un site, il y a lieu de procéder à des investigations complémentaires pour l'évaluation de la résistance à la liquéfaction. Ces investigations seront essentiellement basées sur des essais SPT et/ou des essais au pénétromètre statique. Les résultats des essais SPT et leur interprétation sont très sensibles à toutes modifications de la procédure standard d'exécution de l'essai; Aussi il faudra veiller à suivre scrupuleusement le mode opératoire de l'essai.</p> <p>3. L'évaluation du potentiel de liquéfaction devra être envisagée dans le cas des ouvrages du groupe 1A en zones sismiques II et III et du groupe 1B en zone sismique III et ceci, moyennant les données sismiques complémentaires suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Accélérations maximales au sol prises égales à la valeur du coefficient de zone A (%) (tableau 4.1) - Magnitude d'ondes de surface M_s égale à 6.5 et 7.0, respectivement en zones sismiques II et III. <p>4. Les sols sont réputés liquéfiables lorsque le rapport de la résistance à la liquéfaction sur la contrainte de cisaillement engendrée par le séisme est inférieur à 1,25.</p>	<p>niveau de la nappe phréatique), prédominantes durant la vie de la structure.</p> <p>2. Les reconnaissances exigées à cette fin doivent comporter au minimum la réalisation in situ soit d'essais de pénétration standard (SPT) soit d'essais de pénétration au cône (CPT), ainsi que la détermination des courbes granulométriques en laboratoire.</p> <p>3. Pour l'essai SPT, les valeurs mesurées de l'indice de pénétration N_{SPT}, exprimé en coups/30 cm, doivent être normalisées à une pression effective de référence de 100 kPa et à un rapport de l'énergie d'impact à l'énergie théorique de chute libre égal à 0,6. Pour des profondeurs inférieures à 3 m, il convient de réduire de 25 % les valeurs N_{SPT} mesurées.</p> <p>4. La normalisation relative aux effets de la surcharge due au terrain peut être effectuée en multipliant la valeur mesurée de N_{SPT} par le facteur $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$, où σ'_{vo} (kPa) est la contrainte effective des terres agissant à la profondeur à laquelle la mesure SPT a été réalisée, cela au moment de sa réalisation. Le coefficient de normalisation $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$ doit être compris entre 0,5 et 2.</p> <p>5. La normalisation vis-à-vis de l'énergie exige la multiplication de la valeur de l'indice de pénétration obtenu en (5) de ce sous-paragraphe par le facteur $ER/60$, où ER est égal à 100 fois le rapport d'énergie, spécifique de l'équipement.</p>
--	---

<p>La contrainte effective verticale σ'_v à prendre dans les calculs est celle régnant dans le sol après la réalisation du projet.</p>	<p>6. Pour les bâtiments sur fondations superficielles, l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction peut être omise lorsque les sols sableux saturés sont situés à des profondeurs supérieures à 15 m de la surface du sol.</p> <p>7. Il est aussi permis de négliger le risque de liquéfaction lorsque $\alpha \cdot S < 0,15$ et lorsque, en même temps, une des conditions suivantes au moins est remplie :</p> <ul style="list-style-type: none"> • les sables contiennent de l'argile en proportion supérieure à 20 %, avec un indice de plasticité $PI > 10$; • les sables contiennent des silts en proportion supérieure à 35 % et, simultanément le nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie, $N_1(60) > 20$; • les sables sont propres, avec la valeur du nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie $N_1(60) > 30$.
--	--

1.8. Réduction du Risque de liquéfaction

Il existe quatre types d'interventions possibles pour l'ingénieur afin d'assurer le fonctionnement adéquat d'une structure située sur un site liquéfiable. Ces types d'interventions sont présentés au tableau 1.3 [30].

Tableau 1. 3-Types d'interventions pour un site liquéfiable [30].

Type	Description	Interventions possibles
1	Changements fonctionnels	<ul style="list-style-type: none"> • acceptation du risque • mise en garde des usagers • relocalisation du projet
2	Traitement du sol liquéfiable	<ul style="list-style-type: none"> • excavation et remplacement du sol liquéfiable • densification • remaniement du sol liquéfiable • stabilisation chimique
3	Changements structuraux	<ul style="list-style-type: none"> • fonction du type de structures et de fondations
4	Contrôle des pressions interstitielles	<ul style="list-style-type: none"> • colonnes de gravier • systèmes de pompage • injection d'air • système de drainage • contrôle de la nappe phréatique

1.9. Conclusion

Ce chapitre a consisté en une description sur le phénomène de liquéfaction et leur évaluation et les dommages induit par ce dernier sur les structures.

Les différentes méthodes d'estimation de la liquéfaction et la réponse des structures fondées sur un site liquéfiable et leur mode de déformation ont été présentées, ainsi que les facteurs influençant la réponse sismique de ce dernier et sa prise en compte dans la réglementation et les types d'interventions pour limiter le risque de liquéfaction.

Chapitre II

Propagation des ondes dans les milieux poreux

2.1. Introduction

Divers types de modèles de comportement ont été développés de façon spécifique pour l'étude de la liquéfaction. Ces modèles permettent de suivre l'évolution des pressions interstitielles au cours du chargement. On peut les diviser en trois groupes principaux, à savoir [38]:

- des modèles empiriques construits en contraintes effectives visant à traduire les mécanismes fondamentaux .
- des modèles classiques généralisés ou étendus (approches de type Biot de la théorie de poroélasticité, ...)
- des modèles contenant quelques nouvelles idées qui ne s'appuient pas sur les descriptions classiques (par exemple : des éléments discrets, ...).

Classiquement, la propagation des ondes dans les milieux naturels (terrestres) est étudiée en considérant l'approximation de l'élastodynamique linéaire [31]. A partir des équations des ondes élastiques [32, 33] ont déterminé les équations dynamiques en milieux poreux (figure 2.1). La théorie de Biot classique est basée sur l'hypothèse de relations élastiques linéaires entre les contraintes effectives et les déformations dans le squelette du sol.

Dans le présent chapitre une description physique complète des milieux biphasiques (figure 2.1) sera exposée ainsi que la théorie de la propagation des ondes sismiques de Biot [33].

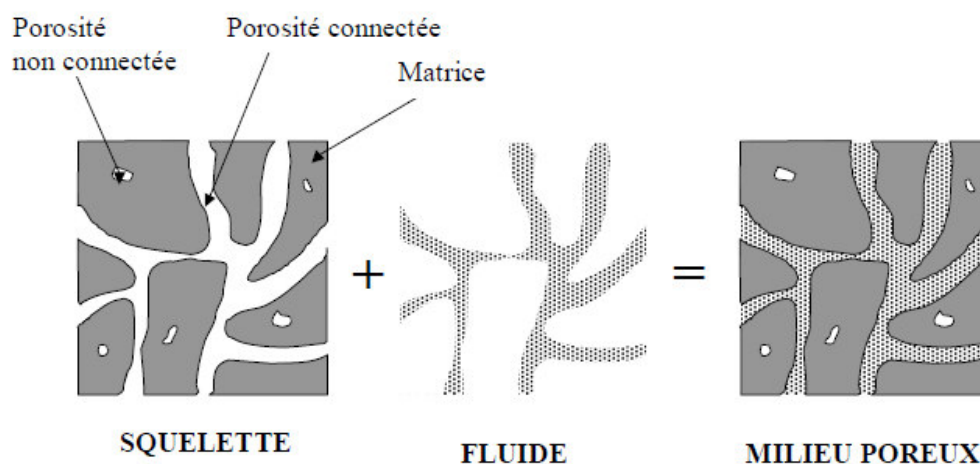


Figure 2.1- Description d'un milieu poreux saturé [34].

2.2. Notion du milieu poreux

Des paramètres mécaniques définissent le processus d'homogénéisation des phases fluides et solides pour construire un milieu équivalent. Ce processus d'homogénéisation est résumé dans un cas simple par la figure 2.2. On distingue deux cas extrêmes qui permettent de déterminer l'interaction entre la phase fluide et le squelette :

1. Le cas drainé : le milieu est un système ouvert qui permet l'échange de matière avec l'extérieur et donc la dissipation des surpressions interstitielles.
2. le cas non drainé : le milieu est un système fermé qui ne permet pas l'échange de matière avec l'extérieur.

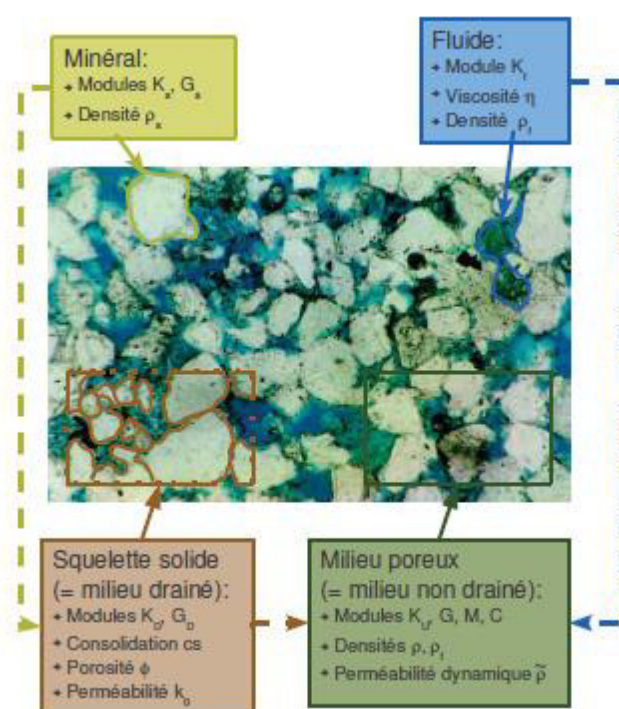


Figure 2.2-Représentation schématique des différentes phases d'un milieu poreux [35].

La Prise en compte des caractéristiques des constituants du milieu poreux sont introduites suivant l'hypothèse d'une matrice élastique linéaire isotrope. Le comportement du fluide est, par nature, isotrope. Dès lors, les différents modules d'incompressibilité qui interviennent dans la théorie des milieux poreux sont les suivants [34] :

2.2.1. La phase solide

On combine les grains de la phase solide ou des minéraux constitutifs pour former une matrice des paramètres relatifs à la phase solide que ce soient ceux des grains ou ceux du squelette.

Ceux mesurés en laboratoire (essais triaxiaux drainés ou non pour les modules d'incompressibilité, essais de cisaillement pour les modules de cisaillement, essais œdométriques pour les paramètres de consolidation du squelette...) sont définis physiquement par trois paramètres: une masse volumique ρ_s , un module d'incompressibilité non drainé K_s et un module de cisaillement G_s . Le tableau 2.1 représente la masse volumiques réelle de quelques sols et constructions

Le squelette solide ainsi construit correspond à un milieu drainé qui a pour caractéristiques des paramètres associés à l'arrangement des grains, leur géométrie et leur état de cimentation: la porosité ϕ , la perméabilité intrinsèque K_0 (qui est également reliée à l'écoulement des fluides) et le paramètre de cimentation des grains C_s et des modules mécaniques équivalents : le module d'incompressibilité du milieu drainé K_D et le module de cisaillement du squelette G_D [35].

Tableau 2.1- Masse volumiques réelle de quelques sols et constructions [36].

Matériaux	ρ_s (kg/m^3)
Sols minéraux	2600-2700
Matière organique	1200-1500
Sols organique ($MO > 30\%$)	1400-2000
Sols tourbeux	200-1000
Sol silteux ou argileux structurés	1000-1500
Sols sableux	1400-1700
Eau ($40^{\circ}C$)	$\cong 1000$
Air	1-1.5

2.2.1.1. Modules mécaniques équivalents K_D, G_D

Il existe deux modules mécaniques équivalents calculés par l'homogénéisation des grains pour construire le squelette. Ces modules définissent les caractéristiques mécaniques du squelette. On définit le module d'incompressibilité drainé K_D comme la variation de volume en fonction de la pression sous la condition que la pression du fluide interne ne change pas; ce module est donc indépendant du contenu en fluide. Cela s'exprime de la façon suivante :

$$K_D = - \left(\frac{\delta P_c}{\delta V / V_0} \right)_{\delta P_f = 0} \quad (2.1)$$

Ce module est mesuré classiquement en laboratoire par un essai triaxial drainé. Les essais de laboratoire ne sont pas toujours disponibles dans tout les cas et surtout proviennent d'un

échantillonnage du milieu très ponctuel qui n'est pas forcément représentatif des paramètres globaux. Le module K_D est alors calculé par un milieu effectif à partir des caractéristiques et de l'agencement des grains, même si les théories d'homogénéisation sont dépendantes de chaque cas. On distingue deux classes principales de comportement : les sols non consolidés et les roches consolidées.

- **Matériaux consolidés**

Dans les milieux consolidés, les grains de minéraux variés sont cimentés entre eux. L'analyse faite précédemment qui considère les contacts entre grains pour les matériaux non consolidés n'a plus lieu d'être ; le squelette se comportant comme un solide unique avec des vides. Le module d'incompressibilité du milieu sec (ou drainé) s'exprime d'une manière exacte, sans incidence de la géométrie ou de la concentration des pores, de la façon suivante (en fonction du module d'incompressibilité moyenne des minéraux K_s , du volume des grains V_s , du volume des pores V_v , de la pression de confinement p_c et de la pression interstitielle dans les pores p_f) :

$$\frac{1}{K_D} = \frac{1}{K_s} + \frac{1}{V_s} \left. \frac{\partial V_v}{\partial P_c} \right|_{p_f} \quad (2.2)$$

En tenant compte de la géométrie et de la concentration des pores via la porosité, on obtient l'équation suivante :

$$\frac{1}{K_D} = \frac{1}{1-\phi} \left(\frac{1}{K_s} + \frac{\partial \phi}{\partial p_c} \right) \quad (2.3)$$

On considère toujours le contexte de l'élasticité linéaire avec des déplacements faibles et des contraintes et déformations croissantes.

Les fonctions reliant ces paramètres sont non linéaires et il existe en général un couplage entre les expressions de K_D et G_D .

$$K_D = \frac{1}{1-\phi} \left(\frac{1}{K_s} + \frac{\partial \phi}{\partial P_c} \right) \quad (2.4)$$

Le paramètre C_s appelé (parametre de consolidatio) caractérise le degré de consolidation du squelette qui dépend de la forme des pores et du rapport $\frac{G_s}{K_s}$. Ces relations simplifiées sont non utilisables pour les matériaux consolidés (grés, par exemple) avec un parametre de consolidation

C_s , compris entre 2 (très consolidé) et 20 (peu consolidé). Ces équations sont exactes en faisant les hypothèses suivantes:

- le milieu est supposé isotrope, linéaire, poreux et élastique,
- la température est supposée constante, seule la pression varie,
- les effets anélastiques, telle que la friction et la viscosité sont négligés.

2.2.2. Phase fluide

Les paramètres physiques d'une phase fluide dépendent de la nature des fluides, les valeurs caractéristiques de quelques fluides classiques, du module d'incompressibilité K_f , de la viscosité η et de la masse volumique ρ_f et sont illustrés dans le tableau suivant [35] :

Tableau 2.2- Caractéristiques mécaniques de quelques fluides classiques [35].

Fluide	K_f (GPa)	η (10^{-3} Pa.s)	ρ_f (kg/m^3)
Eau	2.27	1	1000
Eau de mer	2.6	1.04	1020
Huile	2.16	455	890
Air	1.5×10^{-4}	0.018	1.2
Méthane	0.022	0.015	100

2.2.3. Notion de porosité

La porosité dans un milieu poreux saturé représente la fraction totale des vides contenus dans un matériau sans tenir compte de la localisation et de la connectivité de ces vides:

$$\phi = \frac{\text{Volume des vides connectés}}{\text{Volume total}} \quad (2.5)$$

Il existe deux types de porosité, la porosité non connectée ou occluse s'insère dans la Phase matricielle et non dans la phase poreuse saturée. La porosité occluse (fissures intramatricielles, inclusions,...) entre dans sa constitution et va alors influencer son comportement mécanique. Elle est négligée dans les matériaux naturels car elle est faible (à part quelques cas significatifs comme certaines roches volcaniques) et prise en compte dans la description des grains eux-mêmes (tableau 2.3) [34].

Tableau 2.3- Valeurs indicatives de la porosité totale [36].

Matériaux	(%)
Sols argileux et silteux	40-60
Sables fins	40-50
Sables moyens	35-40
Sables grossiers	25-35
Graviers	20-30
Sols tourbeux	80-85

2.2.3. Notions de perméabilité

La perméabilité intrinsèque K_0 est définie à partir de la loi de Darcy qui postule que la vitesse de filtration d'un fluide $\frac{\partial \vec{w}}{\partial t}$ est proportionnelle au gradient de pression ∇P_f (η étant la viscosité dynamique) suivant l'expression :

$$\frac{\partial \vec{w}}{\partial t} = -\frac{k_0}{\eta} \nabla P_f \quad (2.6)$$

Cette loi de comportement décrivant quand l'écoulement des fluides est limitée par les effets visqueux de cisaillement du fluide sur le solide. Les effets inertiels prennent le pas sur ces frottements visqueux lorsque les fréquences d'écoulement augmentent. Des ordres de grandeurs de la perméabilité intrinsèque K_0 pour des matériaux courants sont donnés par le tableau 2.4.

Afin de modéliser précisément les interactions visqueuses du fluide avec le squelette solide, Auriault et al. (1985) et Johnson et al. (1987) ont généralisé la loi de Darcy et défini une perméabilité dynamique $K(\omega)$, complexe et dépendante de la fréquence, décrite par la loi de dispersion suivante [35]:

$$k(\omega) = \frac{k_0}{\sqrt{1 - i \frac{4}{n_j} \frac{\omega}{\omega_0} - i \frac{\omega}{\omega_0}}} \quad (2.7)$$

Tableau 2.4 - Perméabilités intrinsèque K_0 et hydraulique K de quelques matériaux [34]

Sédiments granulaires	Graves		Sables ou graves sableuses		Sables fins, limons, loess								
Sédiments fins					Tourbes			Argiles stratifiées		Argiles saines, massives			
Matériaux consolidés	Roches très fracturées				Roches très poreuses			Grés		Calcaires		Granites	
$k_0(m^2)$	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}	10^{-12}	10^{-13}	10^{-14}	10^{-15}	10^{-16}	10^{-17}	10^{-18}	10^{-19}
$K(m/s)$	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}	10^{-12}

La tortuosité est un paramètre géométrique décrivant l'aspect sinueux des pores et le couplage inertiel entre fluide et la structure du matériau en régime haute fréquence. La tortuosité prend sa plus faible valeur ($a = 1$) dans le cas de matériaux poreux ayant des pores droits et de grandes valeurs ($a = 1,5 ; 2$) pour les matériau les plus résistifs [35, 37].

2.3. Propagation des ondes dans les milieux poreux saturés

L'étude de la propagation d'ondes en milieux poreux est un sujet d'importance dans de nombreux domaines en mécanique. Les premières approches théoriques traitant de la propagation d'ondes en poroélasticité d'un point de vue macroscopique ont été développées par Biot. Ce dernier présente des enjeux nombreux, tant sur le plan environnemental (risques naturels, géotechnique, pollutions de nappes...) que pour les réservoirs (aquifères, hydrocarbures, stockages de CO2...) [35].

Biot est le premier qui a développé la théorie 3D de la propagation des ondes dans les milieux poro-élastiques saturés et établi les équations qui régissent l'interaction des milieux solides et liquides. La théorie de Biot classique est basée sur l'hypothèse des relations élastiques linéaires entre les contraintes effectives et les déformations dans le squelette du sol. Une hypothèse supplémentaire est la loi de Darcy. Ces relations ainsi que les principes généraux de la mécanique des milieux continus ont conduit à des équations de consolidation de Biot bien connus[38].

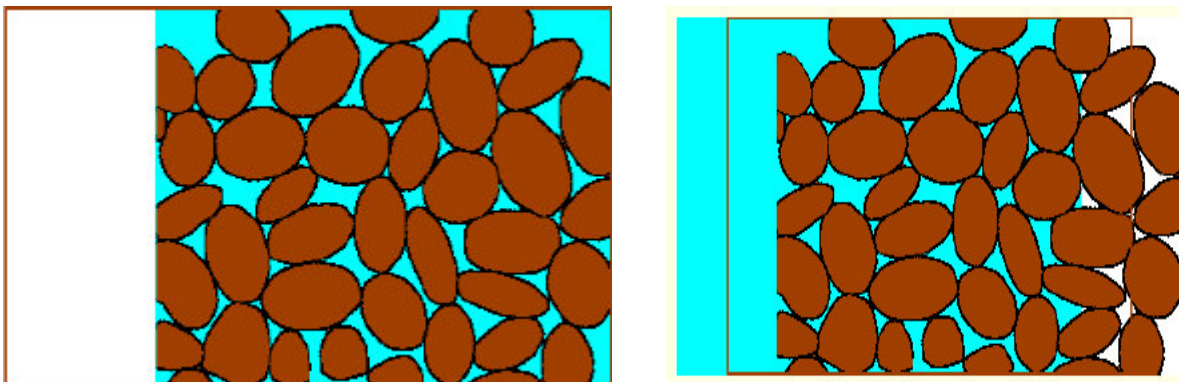
Les problèmes de propagation d'ondes dans les milieux poreux continus bi-phasiques font intervenir des ondes volumiques qui sont des ondes surfaciques si le milieu présente une surface libre [39].

2.3.1. Les ondes volumiques

Il existe dans un massif infini trois ondes volumiques qui se propagent de manière sphérique à partir de l'excitation. Deux de ces trois ondes sont des ondes primaires et le troisième est une onde secondaire.

Les ondes primaires P_f et P_s : Ce sont des ondes de compression encore appelées ondes de dilatation ou ondes irrotationnelles. La déformation générée est longitudinale, elle a lieu dans la même direction que la direction de propagation de l'onde.

La première onde de compression P_f , encore appelée onde de première espèce, est fréquemment dite "rapide" et peu atténuée alors que la seconde onde P_s , ou onde de seconde espèce, est dite "lente" et fortement atténuée. Les deux ondes de compression P_f existent dans les deux phases solide et fluide : penser que l'onde existe uniquement dans la phase solide et que l'onde P_s est liée à la phase fluide est une erreur [39].



(a)-Onde de compression rapide

(b)- Onde de compression lente

Figure 2.3 – Les deux types des ondes de compression [40].

2.3.2. Onde de cisaillement

L'onde secondaire S : il s'agit d'une onde de cisaillement encore appelée onde transversale ou onde equivolumique. La déformation générée est transversale, elle a lieu perpendiculairement à la direction de propagation [39].

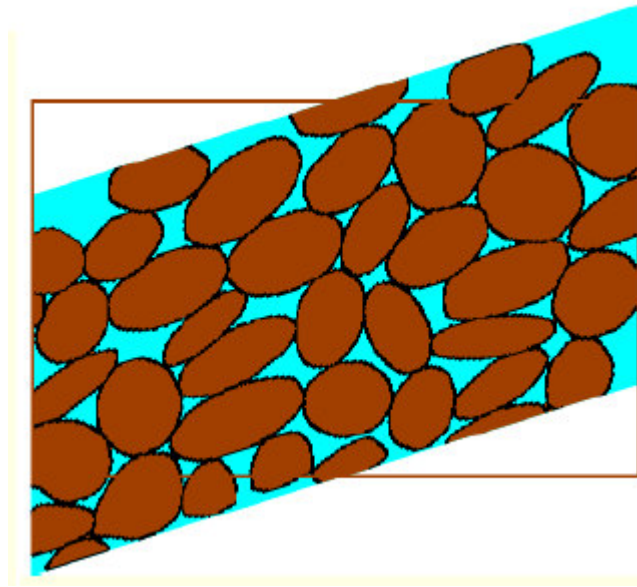


Figure 2.4 - Onde de cisaillement [40].

2.3. Hypothèses de calcul

La première hypothèse suppose que la longueur d'onde est grande devant les dimensions du volume élémentaire macroscopique. Cette hypothèse, généralement toujours vérifiée dans les applications de type géophysique, est nécessaire pour effectuer une description des phénomènes étudiés par la mécanique des milieux continus. La longueur d'onde est ainsi grande devant la dimension des canaux élémentaires où s'effectue l'écoulement microscopique. On peut alors montrer que la viscosité joue un rôle majeur dans l'écoulement.

La seconde hypothèse est celle des petits déplacements tant pour la phase fluide que solide. Cette hypothèse est entièrement justifiée, les déformations en sismique classique (laboratoire et terrain) étant inférieures à 10^{-6} . Ainsi, si u_i est la $i^{\text{ème}}$ composante du déplacement moyen macroscopique, les composantes du tenseur de déformation macroscopique peuvent s'écrire au second ordre près :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (2.8)$$

La troisième hypothèse considère la phase liquide continue. La matrice est donc considérée sera celle des canaux où s'effectue l'écoulement. Par rapport à cette porosité, que nous supposons isotrope et uniforme et que nous noterons ϕ , le milieu est supposé saturé.

Soit U le déplacement moyen de la phase liquide continue contenue dans l'élément macroscopique. Le débit élémentaire macroscopique dQ sortant à travers une surface dS de normale n et par unité de temps est donné par :

$$dQ = \dot{w}.ndS \quad (2.9)$$

$$\dot{w} = \phi(\dot{U} - \dot{u}) \quad (2.10)$$

Où la notation pointée indique la dérivée par rapport au temps. Le vecteur \dot{w} est le vecteur vitesse de filtration. Remarquons que pour tout volume macroscopique Ω de frontière S on a :

$$\int_s w.ndS = \int_{\Omega} divw d\Omega \quad (2.11)$$

L'augmentation locale de teneur en fluide ζ est ainsi donnée par :

$$\zeta = -divw \quad (2.12)$$

La quatrième hypothèse concerne la matrice que l'on supposera élastique et isotrope, étant entendu qu'il est évidemment possible d'étendre la théorie au cas élastique anisotrope. Ainsi, tous les phénomènes d'origine visqueuse liés à la matrice (par exemple dus à la présence de fluide dans les pores occlus) ne seront pas abordés.

La dernière hypothèse concerne l'absence de tout couplage et, en particulier, l'absence de couplage thermomécanique. Notons toutefois que ce couplage a été abordé par Biot 1977 [41].

2.5. Equations de mouvement

En 1923, Terzaghi a introduit la notion de contrainte effective dans le cas des sols (milieux sans cohésion), et noté que la pression interstitielle jouait un rôle important dans la déformabilité d'un milieu poreux (squelette) (figure 2.5) en aboutissant à la relation suivante :

$$\sigma_{ij}^{eff} = \sigma_{ij} + p\delta_{ij} \quad (2.13)$$

Où σ_{ij}^{eff} est le tenseur des contraintes effectives et p la pression interstitielle.

Cette relation permet d'exprimer la déformabilité d'un milieu poreux mais sous certaines conditions uniquement, En effet, les hypothèses qui sont faites consistent à dire que le squelette du milieu poreux se déforme mais que les grains solides (la matrice) ne se déforment pas. En 1941, Biot [Biot 1941] a développé la théorie des milieux poreux en considérant que la matrice solide subissait également des déformations. Ces considérations sont adaptées aux milieux cohérents comme les roches. L'interaction entre la déformabilité des différents constituants d'un milieu poreux a causé un réajustement de la formulation des contraintes effectives :

$$\sigma_{ij}^{eff} = \sigma_{ij} + bp\delta_{ij} \quad (2.14)$$

Où b est le coefficient de Biot.[34]

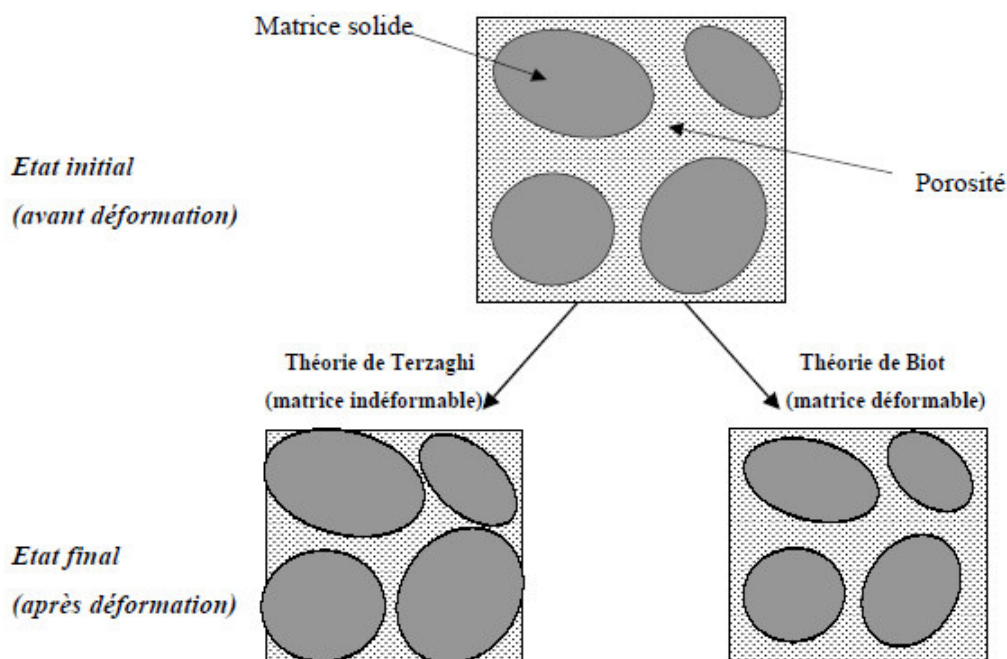


Figure 2.5 -Schématisation des principes de Terzaghi et de Biot [39].

2.5.1. Potentiel de déformation et contraintes

Le passage d'une onde étant rapide, le phénomène est adiabatique et, à partir des concepts généraux de la mécanique des milieux continus, il est raisonnable de supposer l'existence d'un potentiel interne volumique V , tel que sa différentielle représente le travail de déformation dans une transformation infinitésimale macroscopique. Des hypothèses précédentes découlent le fait que le potentiel ne peut dépendre que des composantes du tenseur de déformation ε_{ij} et de l'augmentation du tenseur en fluide ζ . Ces variables sont des variables normales et l'on a pour toute transformation infinitésimale définie par des incréments $d\varepsilon_{ij}, d\zeta$:

$$dV = \frac{\partial V}{\partial \varepsilon_{ij}} d\varepsilon_{ij} + \frac{\partial V}{\partial \zeta} d\zeta \quad (2.15)$$

où la sommation par la suite, est sous-entendue sur les indices répétés.

Le second membre de l'équation (2.16) correspond pour le premier terme au travail élémentaire de déformation à teneur en fluide constante et, pour le second terme, au travail lié à l'augmentation de la teneur en fluide dans une transformation à déformation macroscopique constante. Il est ainsi légitime de définir un tenseur de contraintes macroscopiques σ et une pression moyenne dans le fluide p par [41]:

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial V}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad (2.16)$$

$$p = \frac{\partial V}{\partial \zeta} \quad (2.17)$$

Sous l'hypothèse des petits déplacements, le développement de V sera limité aux termes quadratiques. L'hypothèse d'isotropie implique que ce développement ne fait intervenir que les deux premiers invariants du tenseur de déformation $I_1 = \text{tr} \varepsilon$ et $I_2 = 2(\text{tr}(\varepsilon^2) - I_1^2)$, ainsi que la variation de teneur en fluide ζ . On peut alors écrire :

$$2V = (\lambda_f + 2\mu)I_1^2 + \mu I_2 - 2\beta M I_1 \zeta + M \zeta^2 \quad (2.18)$$

Pour $\beta = \zeta = 0$, on retrouve le cas monophasique. La justification de la forme choisie pour les différents coefficients apparaîtra par la suite.

Le caractère « définie positive » de la forme quadratique associée à V , fonction de ε_{ij} et ζ , implique en outre [39]:

$$\mu > 0 \quad M > 0 \quad \lambda_f - \beta^2 M + \frac{2}{3} \mu > 0 \quad (2.19)$$

Des équations (2.17) et (2.18), on déduit alors :

$$\sigma_{ij} = \lambda_f \text{tr} \varepsilon \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} - \beta M \zeta \delta_{ij} \quad (2.20)$$

$$p = M(-\beta \text{tr} \varepsilon + \zeta) \quad (2.21)$$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 0 & \text{si } i \neq j \\ 1 & \text{si } i = j \end{cases} \quad (2.22)$$

Qui se mettent alternativement sous la forme :

$$\sigma_{ij} = \lambda_0 \text{tr} \varepsilon \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} - \beta p \delta_{ij} \quad (2.23)$$

$$\zeta = \frac{1}{M} p + \beta \text{tr} \varepsilon \quad (2.24)$$

Ou $\lambda_0 = \lambda_f - \beta^2 M$. L'interprétation des différents coefficients est alors immédiate.

Le coefficient μ est le module de cisaillement classique. Le fluide ne reprenant pas les cisaillements, il correspond à une expérience de cisaillement pur, système ouvert ou fermé.

Le coefficient λ_f est l'autre coefficient de Lamé dans le cas où le système est fermé, c'est-à-dire à teneur en eau constante ($\zeta = 0$ dans (2.21) et (2.22)). Il est donc relié aux constantes élastiques de la matrice ainsi qu'à la compressibilité du fluide. Le coefficient λ_0 est son homologue dans le cas d'un système ouvert ($p = 0$ dans (2.24) et (2.25)).

Le coefficient M est la pression à exercer sur le fluide pour augmenter la teneur en fluide d'une valeur unitaire à déformation macroscopique isovolumique ($tr\varepsilon = 0$ dans (2.21) et (2.22)). Il est donc relié non seulement à la porosité mais à la géométrie des canaux où s'effectue l'écoulement. La détermination expérimentale de ces coefficients a été discutée par Biot et Willis en 1957 [41].

2.5.2. Formule de Gassmann et théorie de Biot

Introductions des modules d'incompressibilité fermé ou saturé K_f et ouvert ou sec K_0 en fonction des paramètres de Lamé déjà définis :

$$K_f = \lambda_f + \frac{2}{3}\mu \quad (2.25)$$

$$K_0 = \lambda_0 + \frac{2}{3}\mu \quad (2.26)$$

Il est intéressant de relier les quatre paramètres β , M , K_0 et K_f , non indépendants ($K_0 = K_f - \beta^2 M$), et les modules d'incompressibilité du fluide K_f , et du squelette solide K_s .

Considérons d'abord une expérience à pression nulle dans le fluide, soit $p = 0$, et à pression macroscopique imposée sur l'échantillon, soit $-\frac{tr\sigma}{3} = \bar{\sigma}$. De l'équation (2.24) et (2.25), et des considérations précédentes, on déduit alors que la déformation réelle est :

$$tr\varepsilon - \zeta = (1 - \beta)tr\varepsilon = -(1 - \beta)\frac{\bar{\sigma}}{K_0} \quad (2.27)$$

Cette déformation n'est en définitive que de la déformation du solide et donc égale à $-\frac{\bar{\sigma}}{K_s}$. On obtient :

$$K_0 = K_s(1 - \beta) \quad (2.28)$$

Soit une seconde expérience dans laquelle la pression hydrostatique macroscopique moyenne, $-\frac{tr\sigma}{3} = p$, est aussi celle régnant dans le fluide, p . Des équations (2.23), (2.24) et (2.8) on déduit :

$$-p = K_s tr\varepsilon \quad (2.29)$$

Se rappelant que ζ vaut (équation (2.16)):

$$\zeta = -\phi div(U - u) = -\phi div U + \phi tr\varepsilon \quad (2.30)$$

Et utilisant les équations (2.23) et (2.24), on obtient :

$$\frac{P}{M} = -\phi div U - (\beta - \phi) tr\varepsilon \quad (2.31)$$

On sait, de plus, que par définition de K_f , en petits déplacements on a :

$$-p = K_f div U \quad (2.32)$$

Remplaçant dans l'équation (2.31), $div U$ et $tr\varepsilon$ par leur valeurs en fonction de p (équation (2.32) et (2.29)), on trouve :

$$\frac{1}{M} = \frac{\beta - \phi}{K_s} + \frac{\phi}{K_f} \quad (2.33)$$

Les équations (2.28), (2.32) et la relation :

$$K_0 = K_f - \beta^2 M \quad (2.34)$$

On obtient K_f en fonction de K_0, K_s et K_f :

$$K_f = \frac{\phi \left[\frac{1}{K_s} - \frac{1}{K_f} \right] + \frac{1}{K_s} - \frac{1}{K_0}}{\frac{\phi}{K_0} \left[\frac{1}{K_s} - \frac{1}{K_f} \right] + \frac{1}{K_s} \left[\frac{1}{K_s} - \frac{1}{K_0} \right]} \quad (2.35)$$

Cette relation n'est autre que la relation due à Gassmann (1951). Cette dernière est déduite directement par des considérations d'élasticité élémentaire sans passer par l'intermédiaire de β et de M . Soulignons, cependant, qu'implicitement il est entendu que la porosité est uniforme sur tout l'échantillon.

Notons que les expressions (2.28), (2.33) et (2.35) sont bien compatibles avec les cas limites : pour un milieu solide correspondant à

$\beta = \phi = 0$, on obtient les valeurs attendues $K_f = K_s = K_0$ et $M \rightarrow \infty$. Pour un milieu fluide correspondant à $\beta = \phi = 1$, on obtient $K_0 = 0, K_f = K_\beta = M$.

Nous avons dit qu'un milieu fluide correspond à $\beta = 1$ et $K_f = K_\beta = M = \lambda_f$ car ($\mu = 0$). Ces égalités peuvent faire comprendre plus précisément la signification des déplacements U et u . Pour qu'un milieu soit un fluide il faut que les contraintes macroscopiques données par (2.20) et (2.21) s'identifient à $-p\delta_{ij}$, soit :

$$(\lambda_f - \beta M) \text{tr} \varepsilon = M \zeta (\beta - 1) \quad (2.36)$$

Ceci devant être vérifié quelle que soit l'augmentation locale de teneur en fluide ζ et quelle que soit la dilation volumique macroscopique apparente $\text{tr} \varepsilon$, on obtient les égalités précitées, $\beta = 1$ et $\lambda_f = M$. La valeur de $\beta = 1$ reportée dans (2.20) et (2.21), conjointement à (2.9), (2.10) et (2.12) ou $\phi = 1$ et $\text{tr} \varepsilon = \text{div} u$, conduit alors à :

$$-p = M \text{div} U \quad (2.37)$$

Qui correspond bien à l'équation de comportement des fluides parfaits, en petits déplacements, M étant alors le module d'incompressibilité du fluide. Ceci permet alors de comprendre que U , déplacement moyen du fluide, ne s'identifie pas au déplacement macroscopique u , alors que le milieu est totalement fluide. En effet, si U égalait u , l'augmentation de teneur en eau vaudrait $\zeta = 0$ et (2.36) ne conduirait qu'à $\lambda_f = \beta M$. Ainsi β ne serait pas nécessairement égal à 1 et l'on ne pourrait obtenir (2.37). En fait, u est la moyenne macroscopique due élément

géométrique de référence considéré, tandis que U est une moyenne du déplacement du fluide contenu dans cet élément et du fluide qui en est sorti ou rentré.

Parallèlement, dans le cas général, u n'est pas la moyenne du déplacement du squelette mais la moyenne, sur l'élément géométrique de référence, du déplacement de la partie fluide et de la partie squelette.

2.6. Propagation des ondes SH

Reportons les expressions des contraintes en fonction des déplacements u et U dans les équations :

$$\sigma_{ij,j} = \rho \ddot{u}_i + \rho_{uw} \ddot{w}_i \quad (2.38)$$

$$-p_{,i} = \rho_{uw} \ddot{u}_i + \rho_w \ddot{w}_i + \frac{1}{\chi} \dot{w}_i \quad (2.39)$$

On obtient les équations du mouvement sous la forme :

$$(\lambda + 2\mu) \underline{\text{grad div}} \underline{u} + y \underline{\text{grad div}} \underline{U} - \mu \underline{\text{rot rot}} \underline{u} \quad (2.40)$$

$$y \underline{\text{grad div}} \underline{u} + R \underline{\text{grad div}} \underline{U} = \rho_{12} \ddot{\underline{U}} + \rho_{22} \ddot{\underline{U}} - b(\dot{\underline{u}} - \dot{\underline{U}}) \quad (2.41)$$

où l'on a posé :

$$\lambda = \lambda_f + M\phi(\phi - 2\beta) = \lambda_0 + M(\beta - \phi)^2 \quad (2.42)$$

$$y = M = M\phi(\beta - \phi) \quad (2.43)$$

$$R = M\phi^2 \quad (2.44)$$

Avec les coefficients massique :

$$\rho_{11} = \rho + \phi \rho_f (a - 2) \quad (2.45)$$

$$\rho_{12} = \phi(1 - a)\rho_f \quad (2.46)$$

$$\rho_{22} = a\phi\rho_f \quad (2.47)$$

Et la turtusité

$$a = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{\phi} \right) \quad (2.48)$$

2.6.1. cas sans dissipation ($b = 0$)

Pour les ondes S, examinons tout d'abord le cas sans dissipation ($b = 0$) et considérons des ondes telles que la décomposition de Heim Holtz donne le vecteur de déplacement suivant :

$$\begin{cases} \underline{u} \\ \underline{U} \end{cases} = \begin{cases} \text{rot } \psi \\ \text{rot } \phi \end{cases} \quad (2.49)$$

Qui sont des ondes isovolumétriques ; c.-à-d. $\text{div } \underline{u} = \text{div } \underline{U} = 0$

En substituons l'équation (2.47) dans (2.38):

$$\begin{aligned} (\lambda + 2\mu)\underline{\text{grad}}\text{div}(\underline{\text{rot}} \ u) + \gamma\underline{\text{grad}}\text{div}(\underline{\text{rot}} \ \phi) - \mu\underline{\text{rot}} \ \underline{\text{rot}} \ (\underline{\text{rot}}\psi) \\ = \rho_{11} \ \underline{\text{rot}}\ddot{u} + \rho_{12} \ \underline{\text{rot}}\ddot{\phi} \end{aligned} \quad (2.50)$$

D'après les relations de mécanique des milieux continus

$$\underline{\text{rot}} \ (\underline{\text{rot}} \ \psi) = \underline{\text{grad}} \ (\text{div } \psi) - \nabla^2 \psi \quad (2.51)$$

$$\underline{\text{rot}} \ \underline{\text{rot}} \ (\underline{\text{rot}} \ \psi) = \underline{\text{rot}} [\underline{\text{grad}} \ (\text{div } \psi) - \nabla^2 \psi] \quad (2.52)$$

$$\underline{\text{rot}} \ \underline{\text{rot}} \ (\underline{\text{rot}} \ \psi) = 0 - \underline{\text{rot}} \ (\nabla^2 \psi) \quad (2.53)$$

On obtient :

$$-\mu \underline{\text{rot}} \ \underline{\text{rot}} \ (\underline{\text{rot}} \ \psi) = \rho_{11} \underline{\text{rot}} \ddot{\psi} + \rho_{12} \underline{\text{rot}} \ \ddot{\phi} \quad (2.54)$$

L' équation (2.53) reportée dans (2.54) conduisent aux équations:

$$-\mu [-\underline{\text{rot}} \ (\nabla^2 \psi)] = \rho_{11} \underline{\text{rot}} \ \ddot{\psi} + \rho_{12} \underline{\text{rot}} \ \ddot{\phi} \quad (2.55)$$

$$\underline{\text{rot}}(\nabla^2 \psi) = \underline{\text{rot}}(\rho_{11}\ddot{\psi}) + \underline{\text{rot}}(\rho_{12}\ddot{\phi}) \quad (2.56)$$

$$\underline{\text{rot}}[\mu\nabla^2 \psi - \rho_{11}\ddot{\psi} - \rho_{12}\ddot{\phi}] = 0 \quad (2.57)$$

Donc :

$$\mu \nabla^2 \psi - \rho_{11} \ddot{\psi} - \rho_{12} \ddot{\phi} = 0 \quad (2.58)$$

Sachant que :

$$\operatorname{div} \underline{u} = \operatorname{div} (\operatorname{rot} \underline{\psi}) = \operatorname{div} (\operatorname{rot} \psi) = 0 \quad (2.59)$$

Et

$$\operatorname{div} \underline{U} = \operatorname{div} (\operatorname{rot} \phi) = 0 \quad (2.60)$$

Alors l'équation (2.39) s'écrit donc :

$$0 = \rho_{12} \operatorname{rot} \ddot{\psi} + \rho_{22} \ddot{\phi} \quad (2.61)$$

Nous avons :

$$\rho_{12} \ddot{\psi} = -\rho_{22} \ddot{\phi} \quad (2.62)$$

$$\ddot{\phi} = -\frac{\rho_{12}}{\rho_{22}} \ddot{\psi} \quad (2.63)$$

D'après les équations (2.62) et (2.63) on a déduire :

$$\phi = -\frac{\rho_{12}}{\rho_{22}} \psi \quad (2.64)$$

On substituons l'équation (2.64) dans (2.58) on obtiens :

$$\mu \nabla^2 \psi - \rho_{11} \ddot{\psi} + \frac{\rho_{12}^2}{\rho_{22}} \ddot{\psi} = 0 \quad (2.65)$$

$$\mu \nabla^2 \psi - \left(\rho_{11} - \frac{\rho_{12}^2}{\rho_{22}} \right) \ddot{\psi} = 0 \quad (2.66)$$

$$\nabla^2 \psi - \left(\frac{\rho_{11} - \frac{\rho_{12}^2}{\rho_{22}}}{\mu} \right) \ddot{\psi} = 0 \quad (2.67)$$

Posons

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho_{11} - \frac{\rho_{12}^2}{\rho_{22}}}} \quad (2.68)$$

L'équation (2.67) est de la forme :

$$\nabla^2 \psi - \frac{1}{v_s} \ddot{\psi} = 0 \quad (2.69)$$

Qui peut être résolue de la même façon d'un cas monocouche.

2.6.2. Avec effets dissipatifs ($b \neq 0$)

Tenons compte de $b(\dot{u}; \dot{U})$ dans les équations (2.40) et (2.41) donne :

$$\mu \nabla^2 \psi = \rho_{11} \ddot{\psi} + \rho_{12} \ddot{\phi} + b(\dot{\psi} - \dot{\phi}) \quad (2.70)$$

$$0 = \rho_{12} \ddot{\psi} + \rho_{22} \ddot{\phi} - b(\dot{\psi} - \dot{\phi}) \quad (2.71)$$

Pour des ondes S harmoniques :

$$\psi = \psi_0 \ell^{i(kx - \omega t)} \quad (2.72-a)$$

$$\phi = \phi_0 \ell^{i(kx - \omega t)} \quad (2.72-b)$$

D'abord calculons $\ddot{\psi}; \ddot{\phi}$

$$\ddot{\psi} = \frac{\partial^2}{\partial t^2} \psi = \frac{\partial^2}{\partial t^2} \psi_0 \ell^{i(kx - \omega t)} \quad (2.73-a)$$

$$\ddot{\phi} = \frac{\partial^2}{\partial t^2} \phi = \frac{\partial^2}{\partial t^2} \phi_0 \ell^{i(kx - \omega t)} \quad (2.73-b)$$

Pour les ondes SH avec ψ_0 et ϕ_0 constantes on a :

$$\ddot{\psi} = \psi_0 \frac{\partial^2}{\partial t^2} \ell^{i(kx - \omega t)} = -\omega^2 \psi \quad (2.74-a)$$

$$\ddot{\phi} = \phi_0 \frac{\partial^2}{\partial t^2} \ell^{i(kx - \omega t)} = -\omega^2 \phi \quad (2.74-b)$$

Aussi :

$$\dot{\psi} = \frac{\partial \psi}{\partial t} = \psi_0 \frac{\partial}{\partial t} \ell^{i(kx - \omega t)} = i\omega \psi \quad (2.75-a)$$

$$\dot{\phi} = \frac{\partial \phi}{\partial t} = \phi_0 \frac{\partial}{\partial t} \ell^{i(kx - \omega t)} = i\omega \phi \quad (2.75-b)$$

La substitution des équation (2.74) et (2.75) dans (2.70) et (2.71) donne :

$$\mu \nabla^2 \psi = -w^2 \rho_{11} \psi - w^2 \rho_{12} \phi + ibw \psi - ibw \phi \quad (2.76)$$

$$0 = -w^2 \rho_{12} \psi - w^2 \rho_{22} \phi - ibw \psi + ibw \phi \quad (2.77)$$

L'équation (2.77) de vient :

$$-w^2 \left(\rho_{12} + \frac{ib}{w} \right) \psi = w^2 \left(\rho_{22} - \frac{ib}{w} \right) \phi \quad (2.78)$$

Alors

$$-\left(\rho_{12} + \frac{ib}{w} \right) \psi = \left(\rho_{22} - \frac{ib}{w} \right) \phi \Rightarrow \phi = - \left[\frac{\left(\rho_{12} + \frac{ib}{w} \right)}{\left(\rho_{22} - \frac{ib}{w} \right)} \right] \psi \quad (2.79)$$

En substitution l'équation (2.79) dans (2.77) donne :

$$\mu \nabla^2 \psi = - \left[\left(w^2 \rho_{11} - ibw \right) - \left(w^2 \rho_{12} + ibw \right) \left[\frac{\left(\rho_{12} + \frac{ib}{w} \right)}{\left(\rho_{22} - \frac{ib}{w} \right)} \right] \right] \psi \quad (2.80)$$

De la forme : $(\nabla^2 + k^2)\psi = 0$, avec :

$$k^2 = \frac{w^2 \left[\left(\rho_{11} \rho_{22} - \rho_{12}^2 \right) - \frac{ib}{w} \left(\rho_{22} + \rho_{11} + 2\rho_{12} \right) \right]}{\mu \left(\rho_{22} - \frac{ib}{w} \right)} \quad (2.81)$$

$$\frac{k^2}{w^2} = \frac{\left(\rho_{11} \rho_{22} - \rho_{12}^2 \right) - \frac{ib}{w} \left(\rho_{11} + \rho_{22} + 2\rho_{12} \right)}{\mu \left(\rho_{22} - \frac{ib}{w} \right)} \quad (2.82)$$

D'on nous avons le nombre d'onde

$$k^2 = \frac{w^2}{v_s^2} v_s^2 = \frac{w^2}{k^2} \quad (2.83)$$

Donc :

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu \left(\rho_{22} - \frac{ib}{w} \right)}{\left(\rho_{11} \rho_{22} - \rho_{12}^2 \right) - \frac{ib}{w} \left(\rho_{11} + \rho_{22} + 2\rho_{12} \right)}} \quad (2.84)$$

2.7. Conclusion

Afin de décrire le phénomène de liquéfaction, on a donné une description succincte mais nécessaire d'un milieu poreux saturé. Cette partie a consisté à résoudre l'équation de propagation d'onde dans un milieu bi-phasique, sous des hypothèses appropriées. La méthode de résolution de l'équation de propagation d'onde utilisée est celle de Biot et se base sur les théories fondamentales de la mécanique des milieux continus. La formulation de la vitesse d'onde développée dans ce chapitre, dans le cas d'une couche de sol va être étendue dans le chapitre suivant au cas d'un multicouche et va être appliquée à des profils de sol monocouche et multicouche pour étudier l'amplification des mouvements sismiques.

Chapitre III

Amplification des mouvements sismiques dans les milieux poreux saturés

3.1. Introduction

Dans ce chapitre on va calculer la fonction d'amplification d'un profil de sol en tenant compte du caractère bi-phasique du milieu, composé d'un ensemble de couches superposées se prolongeant horizontalement à l'infini (cas mono- couche et multi couche).

3.2. Déplacements total dû à l'Onde SH

Les équations d'ondes obtenues dans le cas d'un milieu monophasique ont la forme générale suivante [42]:

$$\nabla^2 \psi - \frac{1}{V_s^2} \cdot \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} = 0 \quad (3.1)$$

Cette équation est similaire à l'équation (2.69) dont la solution a été donnée en détail. Alors la seule différence qui existe entre l'équation d'onde dans un milieu monophasique et dans un milieu biphasique est l'expression de la vitesse de l'onde de cisaillement qui s'écrit dans le dernier cas sous la forme :

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu \left(\rho_{22} - \frac{ib}{w} \right)}{\left(\rho_{11} \rho_{22} - \rho_{12}^2 \right) - \frac{ib}{w} (\rho_{11} + \rho_{22} + 2\rho_{12})}} \quad (3.2)$$

i le nombre complexe. Considérons le cas relativement fréquent dans la pratique d'une couche homogène d'épaisseur h surmontant un semi espace représentant le rocher sous-jacent (figure 3.1) et désignons par A_j et A'_j les amplitudes des ondes incidente et réfléchie, respectivement ($j=1,2$). Le déplacement horizontal dans chaque couche s'écrit donc [42]:

$$u_j = [A_j \cdot \exp(i \cdot p_j \cdot z_j) + A'_j \exp(-i \cdot p_j \cdot z_j)] \cdot (f_j(x, t)) \quad (3.3)$$

Avec

$$p_j = \frac{w \cdot \cos \alpha_j}{v_{sj}} \quad (3.4)$$

et

$$f_j(x, t) = \exp \left[\frac{iw}{v_{sj}} (v_{sj} \cdot t - \sin \alpha_j) \right] \quad (3.5)$$

La condition de nullité des contraintes à la surface libre ($\sigma_{yz} = 0$) donne $A_1 = A'_1$. Les conditions de compatibilité à l'interface des deux milieux, pour tout x et t ($u_1(h) = u_2(0)$) et

$(\sigma_{yz}^{(1)}(h) = \sigma_{yz}^{(2)}(0))$ permettent d'écrire, d'une part la loi de Snell $\left(\frac{\sin \alpha_1}{v_{s1}} = \frac{\sin \alpha_2}{v_{s2}}\right)$ et d'autre part d'exprimer les amplitudes A_2 et A_2' en fonction de l'amplitude A_1 [42], d'où :

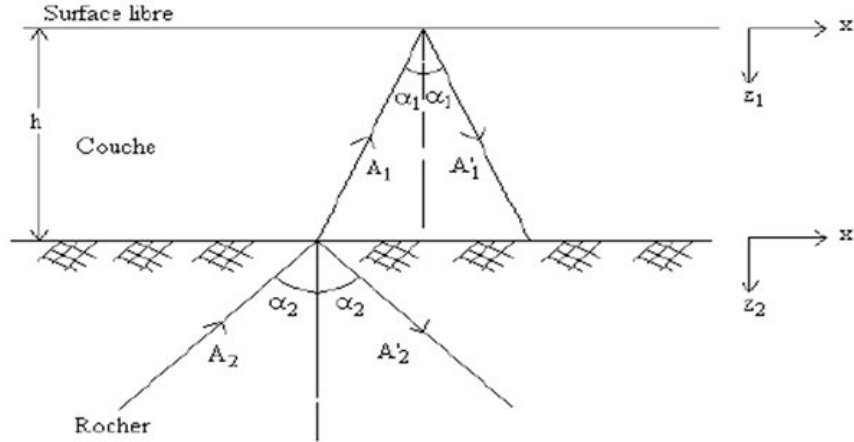


Figure 3.1-Réflexion et réfraction d'une onde SH dans une couche de sol surmontant un semi espace.

$$A_2 = \frac{1}{2} A_1 [(1+q)e^{ip_1 h} + (1+q)e^{ip_1 h}] \quad (3.11-a)$$

Et

$$A_2' = \frac{1}{2} A_1 [(1-q)e^{ip_1 h} + (1+q)e^{ip_1 h}] \quad (3.11-b)$$

Avec $q = \sqrt{\rho_1 \cdot G_1 / \rho_2 \cdot G_2} \cdot (\cos \alpha_1 / \cos \alpha_2)$ est appelé rapport d'admittance entre la couche de sol et le semi espace ; son inverse est le rapport d'impédance.

Et dans le cas d'une onde SH dans une multicouche surmontant un semi-espace, considérons le cas d'un profil de sol stratifié horizontalement et surmontant un semi-espace (Fig.3.2), par analogie aux équations (3.11-a) et (3.11-b), on obtient :

$$A_{j+1} = \frac{1}{2} A_j (1+q_j) e^{ip_j h_j} + \frac{1}{2} A_j' (1-q_j) e^{-ip_j h_j} \quad (3.6-a)$$

Et

$$A_{j+1}' = \frac{1}{2} A_j (1-q_j) e^{ip_j h_j} + \frac{1}{2} A_j' (1+q_j) e^{-ip_j h_j} \quad (3.6-b)$$

Avec $q_j = \sqrt{\rho_j \cdot G_j / \rho_{j+1} \cdot G_{j+1}} \cdot (\cos \alpha_j / \cos \alpha_{j+1})$.

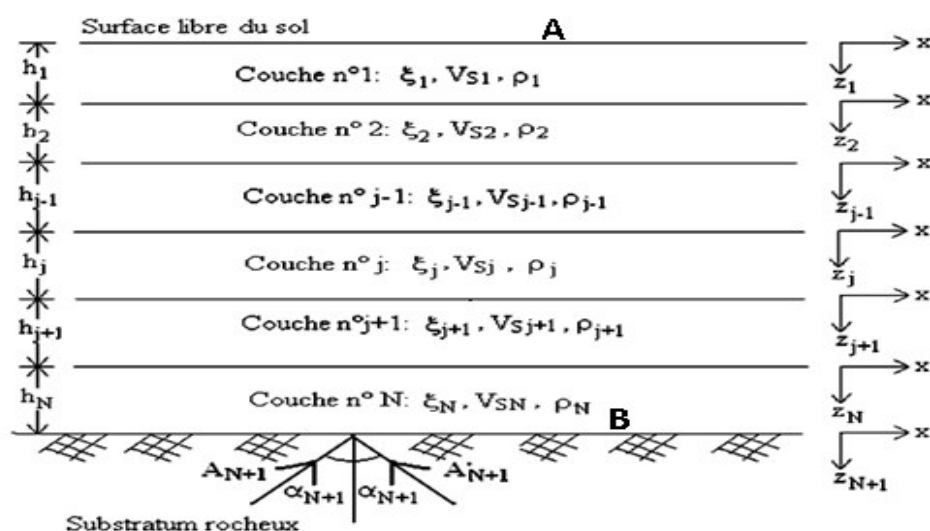


Figure 3.2- Profil de sol soumis à la propagation verticale d'une onde de cisaillement SH.

3.3. Fonctions d'amplification ou de transfert

La fonction de transfert entre la surface du sol (point A sur la figure 3.2) et le rocher (point B sur la figure 3.2) est le rapport de l'amplitude du mouvement au point A à l'amplitude du mouvement au point B d'où en combinant les équations (3.3) et (3.6), nous obtenons:

$$T_{1.Nc+1}(\omega) = \frac{U_I(z_I = 0)}{U_{Nc+1}(z_{N+1} = 0)} \quad (3.7)$$

A partir de l'expression (3.7) on définit les deux fonctions d'amplification (ou de transfert) T et T*. La fonction d'amplification T est appelée amplification du rocher rigide et T* celle d'un rocher élastique qui se mettent, respectivement sous les formes :

$$T_{1.Nc+1}(\omega) = \frac{2A_I(\omega)}{A_{Nc+1}(\omega) + A'_{Nc+1}(\omega)} \quad (3.8)$$

$$T^*_{1.Nc+1}(\omega) = \frac{A_I(\omega)}{A_{Nc+1}(\omega)} \quad (3.9)$$

A_{Nc+1} et sont données par les équations (3.6) en fonction de A_I .

3.4. Calcul de la fonction d'amplification

3.4.1. Cas d'un monocouche

La fonction d'amplification ou de transfert entre la surface du profil de sol (supposé en Monocouche) et la base rocheuse, supposée en rocher rigide ou affleurement rocheux est étudiée. Les données du profil de sol utilisées sont celles présentées dans le tableau 3.1. Les caractéristiques du rocher sous-jacent sont également présentées.

Afin de valider nos résultats obtenus par le programme réalisé dans le cadre de notre travail d'initiation à la recherche. La formulation précédente est transcrite en un programme en langage Matlab.

Tableau 3.1- Caractéristiques de la couche et du rocher sous-jacent.

	Hauteur h(m)	Vitesse de l'onde Vs (m/s)	Masse volumique ρ (kg/m ³)	Amortissement ξ (%)	Perméabilité (m ²)
Couche	30	500	2000	5	10^{-7}
Rocher	/	1500	2400	0	10^{-7}

La figures (3.3) représente la variation de la vitesse normalisée en fonction de la fréquence pour des porosités $\phi = 0.2$, $\phi = 0.4$ et $\phi = 0.6$.

La vitesse normalisée est donnée par l'expression :

$$v_n = \frac{v_s}{v_{ss}} \quad (3.10)$$

Il apparaît bien que pour une porosité la vitesse augmente en parallèle avec la fréquence. Ceci s'explique par le fait que les forces d'inertie augmentent avec celle-ci, En effet ces forces d'inertie sont différentes pour le fluide et la partie solide et engendrent un mouvement différentiel entre le fluide et l'ensemble fluide-solide du fait des effets de perméabilité (Loi de Darcy).

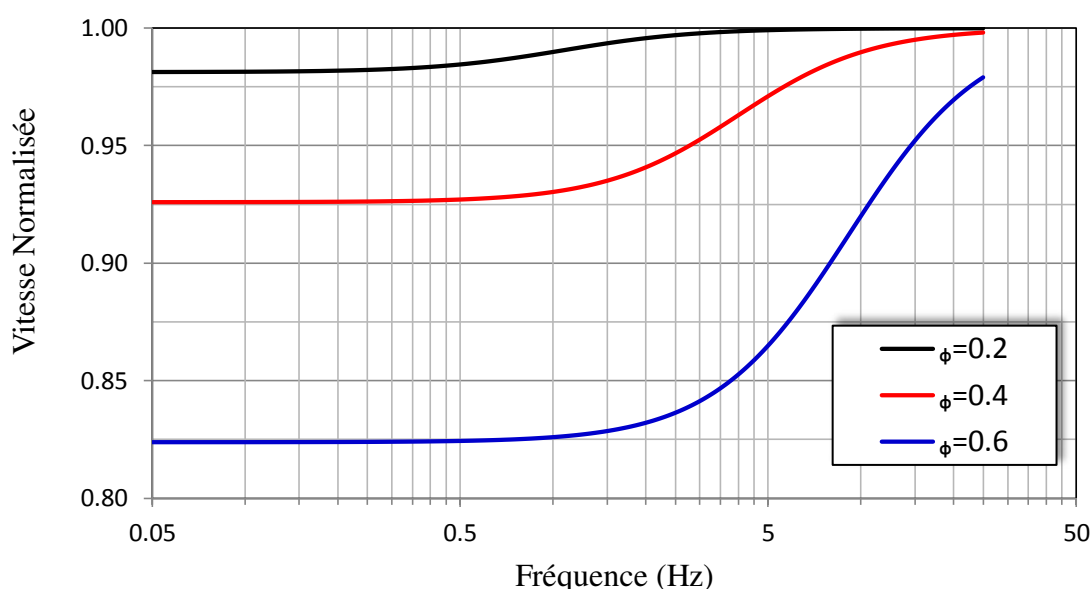
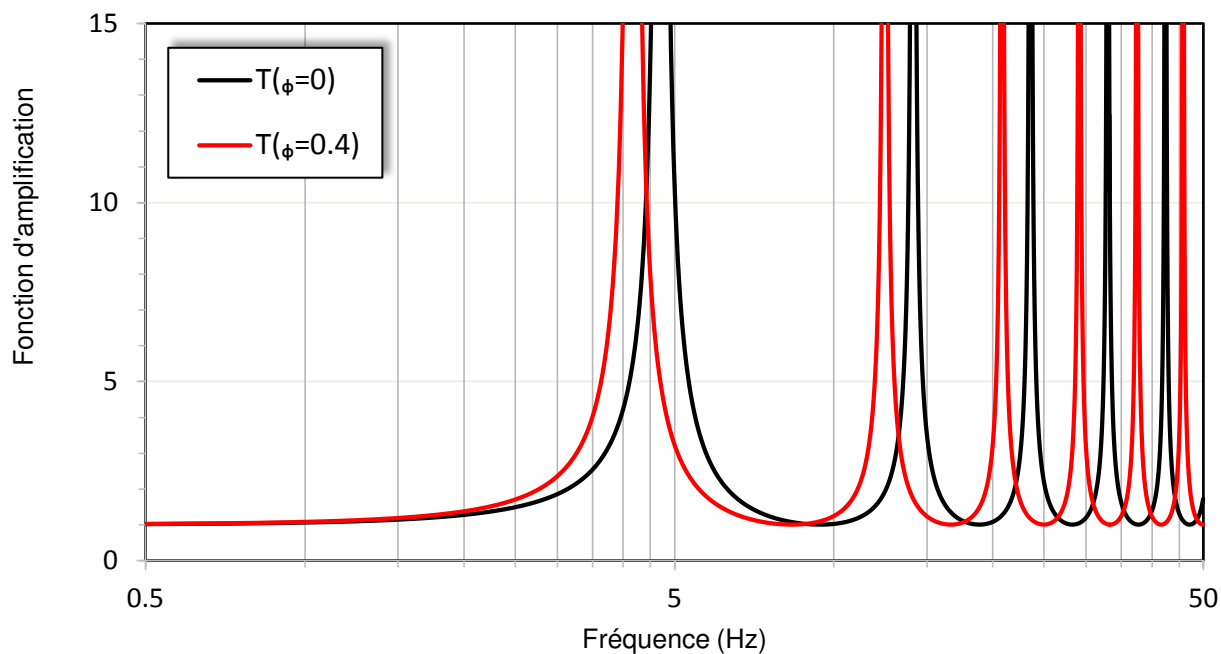


Figure 3.3- Vitesse des ondes de cisaillement en fonction de la fréquence pour diverses porosités

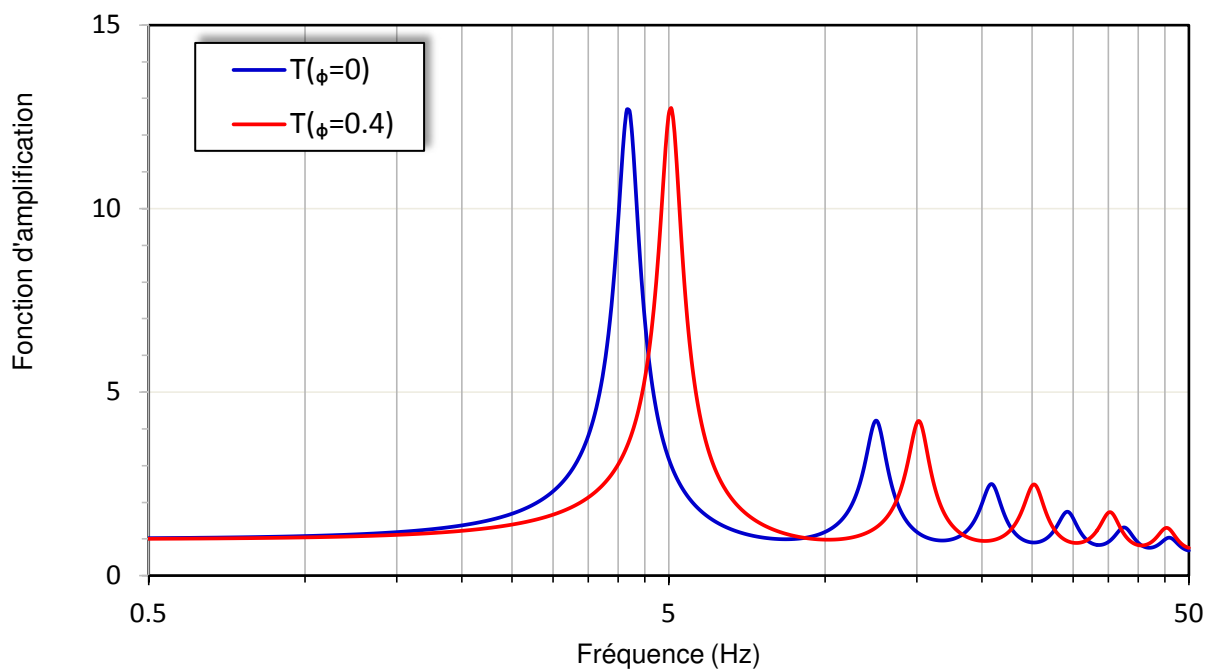
Nous comparons dans les figures (3.4-a) et (3.4-b) la fonction d'amplification du rocher rigide et de l'affleurement rocheux en fonction de la fréquence dans le milieu mono-phasique ($\phi=0$) et bi-phasique ($\phi=0.4$) dans le cas élastique (amortissement nul) et le cas viscoélastique $\xi=7\%$. La couche de sol est supposée avoir une masse volumique moyenne égale à 2000 kg/m^3 , une vitesse moyenne de l'onde de cisaillement V_S égale à 500 m/s , et la hauteur du profil de sol égale à 30 m (Tableau 3.1).

Il apparaît bien d'après la figure (3.4-a) que pour un amortissement nul, l'amplification tend vers l'infini pour chaque milieu (mono-phasique et bi-phasique) à chaque passage d'une fréquence propre du profil de sol, c'est le cas de la résonance.

De plus, il apparaît clairement d'après la figure (3.4-b) que l'amplification est considérablement atténuée en fonction de l'importance de l'amortissement. D'autre part, pour le cas bi-phasique, la fréquence fondamentale est décalée vers la gauche pour la fonction d'amplification du rocher rigide et de l'affleurement rocheux.



(a)- Cas élastique



(b)- Cas viscoélastique

Figure 3.4- Fonction d'amplification d'une monocouche.

3.4.1.1. Effet de variation de la porosité

L'influence de la variation de la porosité du sol sur la fonction d'amplification est étudiée. Nous constatons que pour toutes les valeurs de la porosité ϕ (Figure 3.5), l'amplitude de la fonction de transfert est sensiblement atténuée avec une extension du contenu fréquentiel.

D'autre part, lorsque ces variations augmentent, la fréquence fondamentale est décalée vers la gauche, l'amplitude correspondante diminue avec un élargissement du contenu fréquentiel et une atténuation sensible de la fonction de transfert pour les fréquences les plus élevées. Ce résultat indique qu'à mesure que l'hétérogénéité du milieu augmente, le contenu fréquentiel est dominé par les fréquences les plus basses et le sol simulé semble plus lâche.

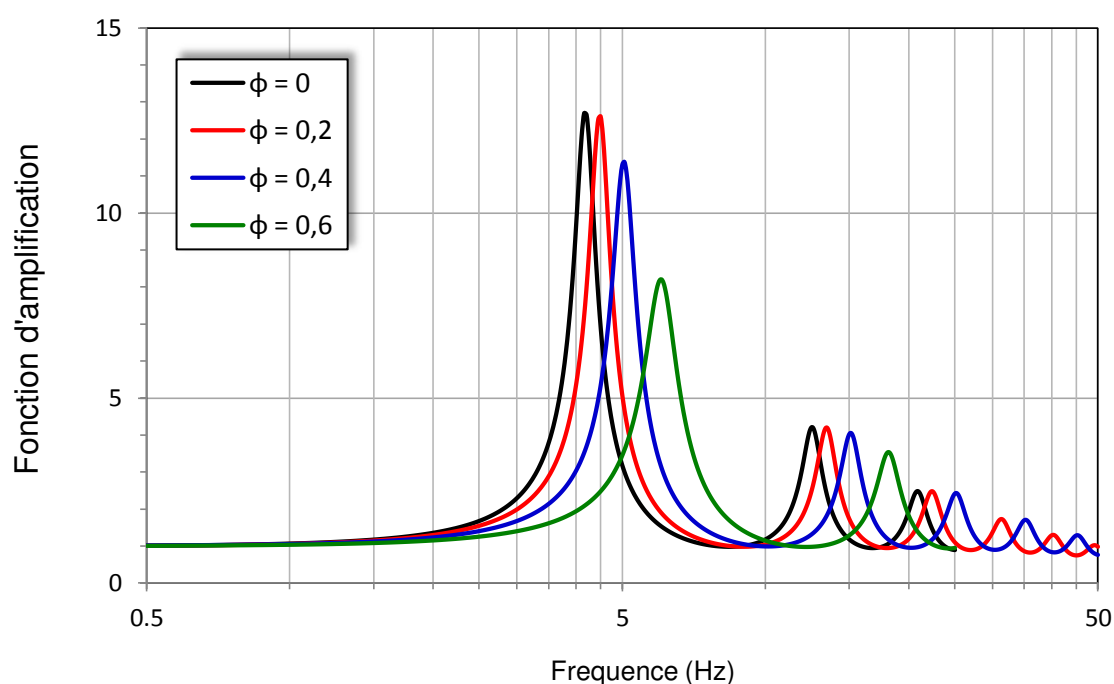


Figure 3.5- Effet de variation de la porosité sur la fonction d'amplification.

3.4.2.2. Effets de variation de la perméabilité

Considérant l'effet de la variation de la perméabilité du sol sur la fonction d'amplification d'un milieu biphasique (figure 3.6). Nous constatons que l'amplitude de la fonction d'amplification est sensiblement influencée par la variation de la perméabilité. La même figure indique qu'à mesure où la variation de la perméabilité du sol augmente, l'amplitude de la fonction d'amplification diminue avec un élargissement du contenu fréquentiel.

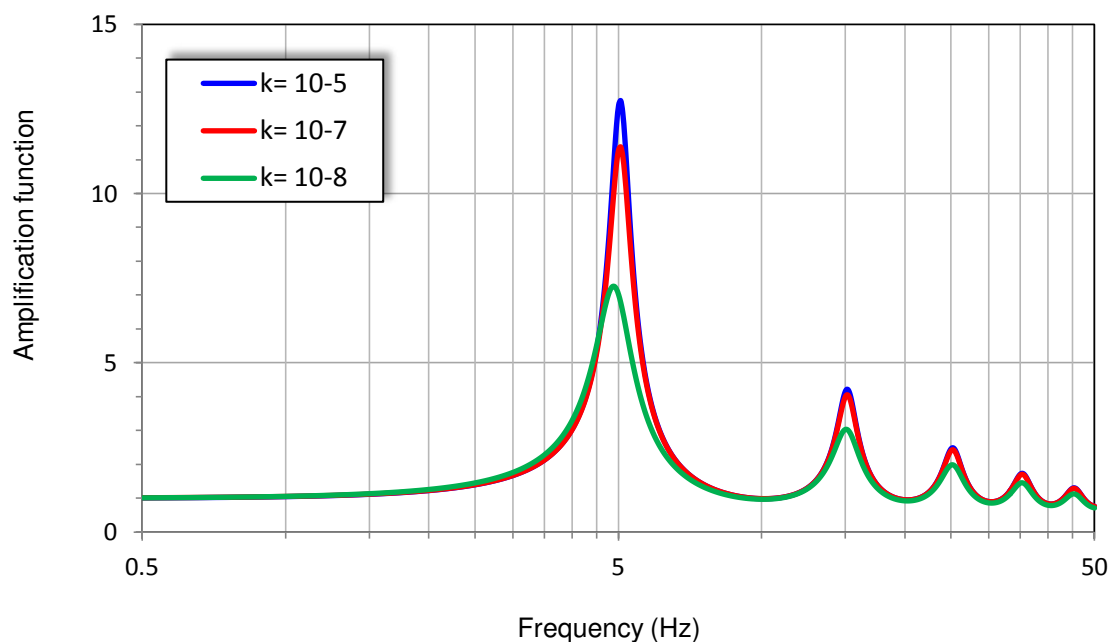


Figure 3.6- Effets de la variation de la perméabilité sur la fonction d’amplification.

3.4.2. Cas d’un multicouche

Nous avons choisi quatre sites pour lesquels les données géotechniques sont disponibles. Pour étudier l’effet des paramètres d’un milieu biphasique sur la fonction d’amplification, la distribution de la masse volumique et des vitesses des ondes de cisaillement, en fonction de la profondeur à partir de la surface du sol des sites est montrée sur la figure 3.7 [43].

Dans cette étape on calcule la fonction d’amplification d’un profil de sol multicouche dans les deux milieux mono-phasique et bi-phasique pour les quatre sites suivants : Hussein-Dey, Kouba, Dar El-Beida, Boumerdes, ayant des propriétés (hauteur, vitesse de l’onde de cisaillement, masse volumique, porosité, perméabilité et amortissement). Les données des profils de sol utilisées sont celles présentées dans le tableau 3.2.

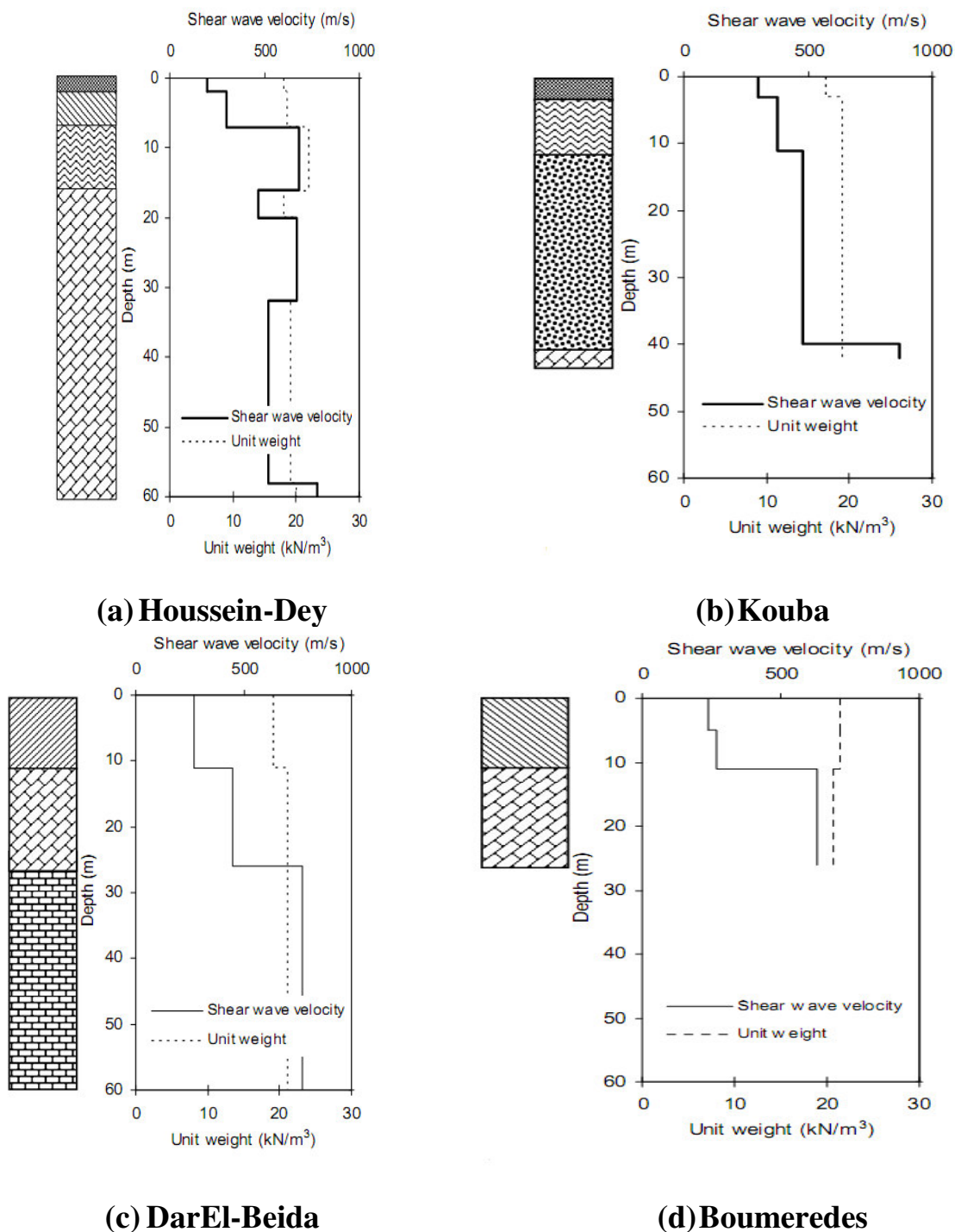


Figure 3.7- Profils de sol des sites investis [43].

Tableau 3.2-propriétés de sol des différents sites

Les sites	$h(m)$	$v(m/s)$	$\rho(kn/m^3)$	ϕ	$k_0(m^2)$
Hussein-Dey	2	211	1700	0.4	10^{-3}
	5	315	1800	0.37	2.96×10^{-9}
	9	684	2200	0.223	1.6×10^{-10}
	4	474	1800	0.4	10^{-13}
	12	684	1800	0.4	10^{-13}
	26	526	1800	0.4	10^{-13}
	2	789	2000	0.4	10^{-13}
Kouba	3	308	1700	0.4	10^{-3}
	8	385	1900	0.223	1.6×10^{-10}
	30	462	1900	0.5	10^{-15}
	2	884	1900	0.4	10^{-3}
Dar El-Beida	11	263	1800	0.6	10^{-17}
	16	447	2100	0.4	10^{-13}
	33	789	2100	0.35	2.5×10^{-10}
Boumerdes	5	237	2100	0.37	2.96×10^{-9}
	6	385	2100	0.4	10^{-13}
	16	632	2000	0.4	10^{-13}

Les courbes des figures (3.8) à (3.11) montrent une comparaison entre les fonctions d'amplification des milieux mono-phasique ($\phi = 0$) et bi-phasique ($\phi = 0.4$) pour les quatre sites étudiés. Nous constatons que l'amplitude de la fonction d'amplification pour le cas bi-phasique est sensiblement diminuée avec un élargissement du continu fréquentiel. D'autre part, la fréquence fondamentale est décalée vers la gauche.

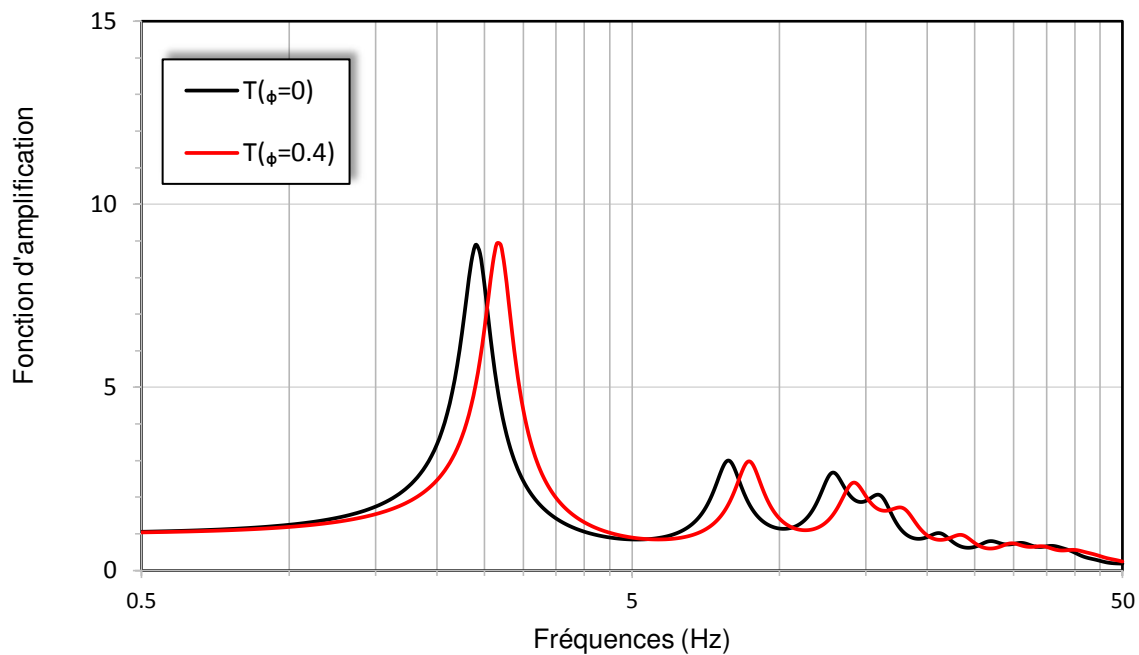


Figure 3.8- la fonction d'amplification de site Hussein-Dey.

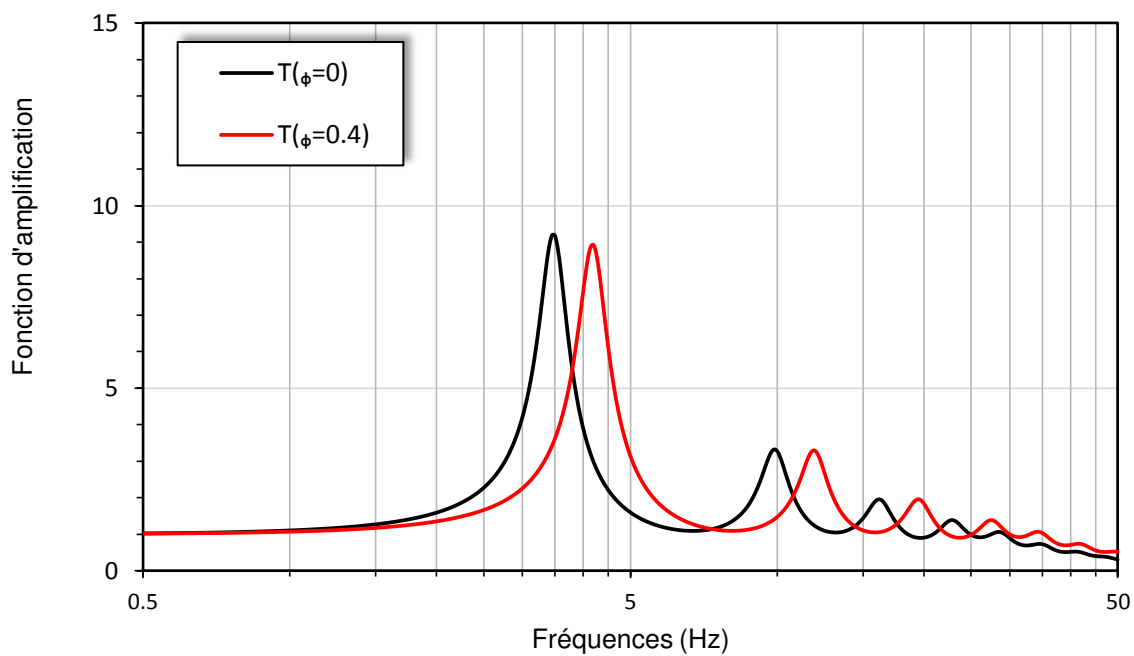


Figure 3.9- la fonction d'amplification de site kouba.

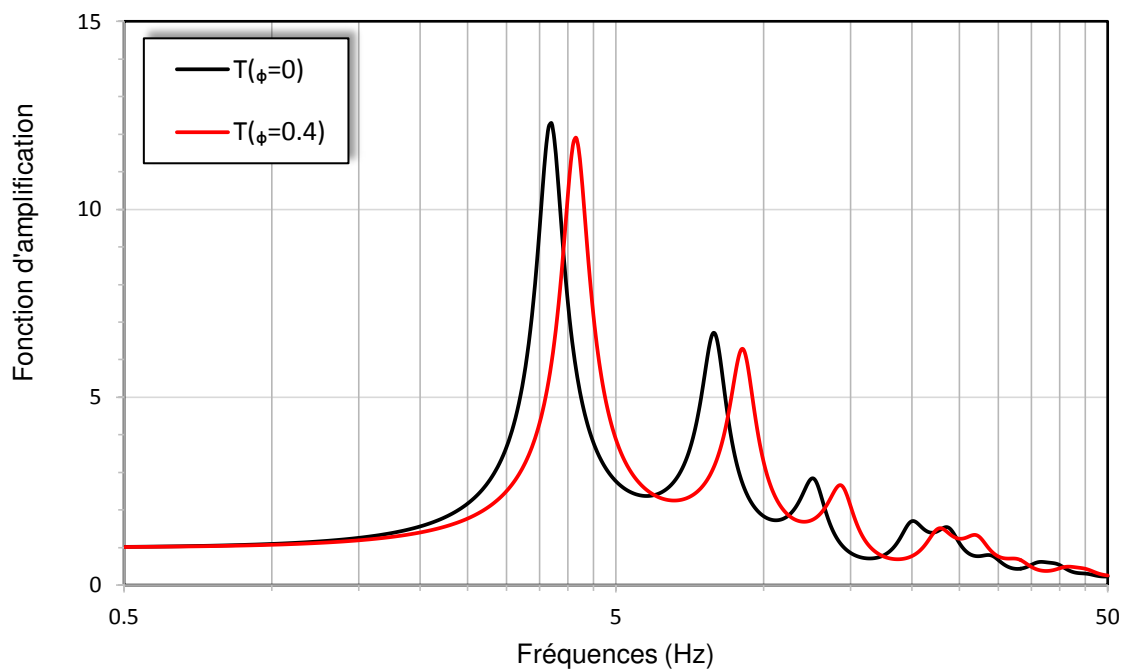


Figure 3.10- la fonction d'amplification de site Boumerdes.

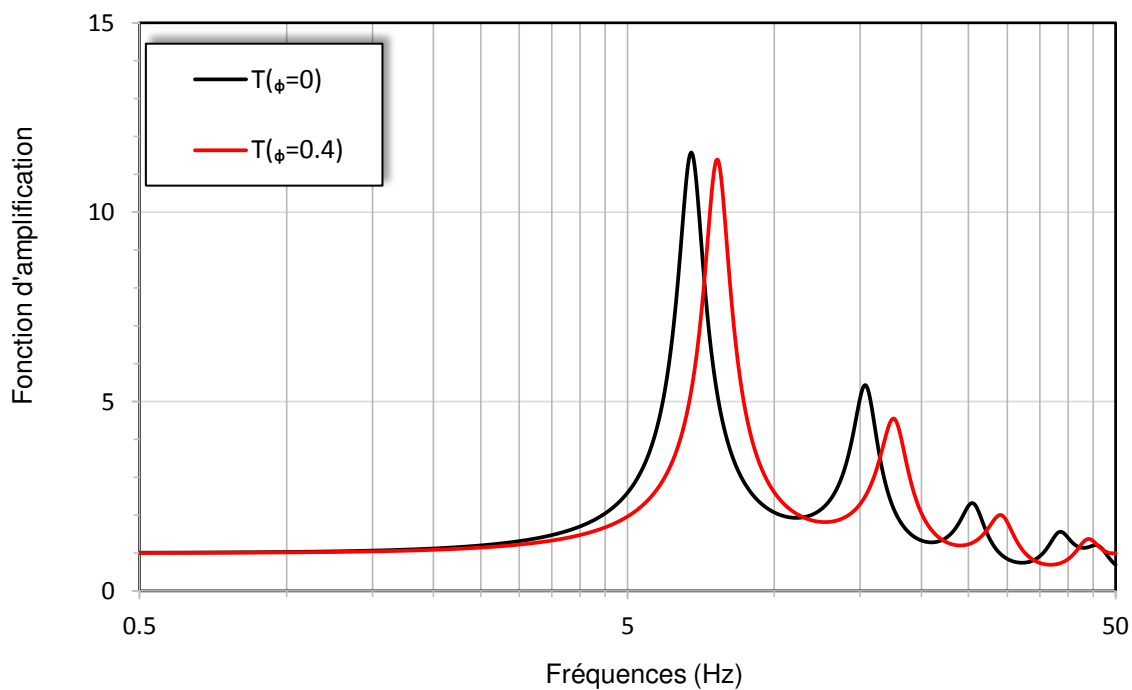


Figure 3.11- la fonction d'amplification de site Dar EL Beida.

3.5. Transformée de Fourier

3.5.1. Transformée de Fourier continue

La transformation de Fourier F est une opération qui transforme en une autre fonction, par son spectre de fréquence. Si f est une fonction continue, sa transformée donnée par la formule [44] :

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad (3.21)$$

Pour repasser dans l'espace temporel, la transformée de Fourier inverse s'écrit :

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F(\omega)e^{i\omega t} d\omega \quad (3.22)$$

3.5.2. Transformée de Fourier discrète

Si la fonction f est définie par N valeurs consécutives enregistrées (échantillons) avec un intervalle de temps Δt (pas d'échantillonnage), on peut définir une transformée discrète [45].

Dans notre cas, la fonction $f(t)$ est un séisme de projet défini par un accélérogramme $\ddot{y}(t)$ à la surface du sol ou du substratum rocheux, son contenu fréquentiel est $\ddot{y}(\omega)$. Les N valeurs consécutives de l'accélérogrammes sont :

$$\ddot{y}_k = \ddot{y}(t_k) \quad (3.23)$$

Avec : $t_k = k.\Delta t$; $k = 0, 1, \dots, N-1$.

Posons

$$T = N\Delta t \quad (3.24)$$

Où T est la durée totale (balancs compris) de l'accélérogramme. Les valeurs des fréquences discrètes sont :

$$f_n = \frac{n}{T} ; n = -\frac{N}{2}, \dots, \frac{N}{2} \quad (3.25)$$

Ou bien en termes de pulsation.

$$\omega = \frac{2\pi}{T} . n \quad (3.26)$$

D'où

$$\ddot{y}(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \ddot{y}(t) e^{-i\omega t} dt \quad (3.27)$$

S'écrit

$$\ddot{y}(\omega) = \Delta t \sum_{k=0}^{N-1} \ddot{y}_k e^{-i2\pi \frac{kn}{N}} \quad (3.28)$$

La somme $\sum_{k=0}^{N-1} \ddot{y}_k e^{-i2\pi \frac{kn}{N}}$ est appelée « Transformée de Fourier Discrète » de N valeurs \ddot{y}_k .

Soit

$$H_n = \Delta t \sum_{k=0}^{N-1} \ddot{y}_k e^{-i2\pi \frac{kn}{N}} \quad (3.29)$$

D'où

$$\ddot{y}(\omega) = \Delta t \cdot H_n \quad (3.30)$$

La formule de la Transformée de Fourier Inverse s'écrit :

$$\ddot{y}(\omega) = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} H_n e^{-i2\pi \frac{kn}{N}} \quad (3.31)$$

Le calcul de la transformée de Fourier fait intervenir un nombre d'opérations proportionnel à N^2 . Comme dans le domaine du génie parasismique, le nombre d'opérations et de l'ordre de plusieurs milliers, il serait donc judicieux de faire appel à un algorithme plus développé, il

s'agit de la transformée de Fourier rapide (FFT: Fast Fourier Transform) [45]. Le but de son utilisation est de réduire le nombre d'opérations ; le nombre utilisé par la FFT doit être dans ce cas un multiple d'une puissance de 2.

3.5.3. Spectre de Fourier

La relation (3.21) peut s'écrire sous la forme :

$$F(\omega) = E(\omega)e^{-i\phi(\omega)} = C(\omega) - iS(\omega) \quad (3.32)$$

Avec $E(\omega)$ le spectre d'amplitude de Fourier

$$E(\omega) = \sqrt{(C(\omega))^2 + (S(\omega))^2} \quad (3.33)$$

3.6. Applications des mouvements sismiques

Dans cette application on traite le comportement sismique d'un multicouche biphasique, par l'algorithme de la transformée de Fourier rapide (FFT), incorporé dans une sous-routine écrite en langage Matlab [45]. Ayant déterminé la fonction d'amplification, nous déterminons par convolution la réponse de ce multicouche à une excitation à sa base sous forme d'un accélérogramme. Pour cela, nous calculons d'abord le spectre de Fourier de l'accélérogramme. Puis, en le multipliant par la fonction de transfert, nous obtenons le spectre de Fourier en surface. Au moyen de la transformée inverse de Fourier [46], nous obtenons l'accélérogramme en surface de sol.

La figure 3.11 montre l'accélérogramme représentant les accélérations des particules de sol, enregistrées à la station rocheuse du site de Keddara lors du tremblement de terre du 20 Mai 2003 qui a secoué la région Alger-Boumerdes. Celles-ci sont appliquées à la base rocheuse des sites étudiés.

La réponse sismique des sites étudiés exprimée en termes de spectres de Fourier et d'accélérations à sa surface libre est présentée sur les figures 3.14 à 3.21. Ces figures montrent une comparaison des accélérogrammes calculées dans le cas monophasique et biphasique et celles enregistrés lors du tremblement de terre du 20 Mai 2003 à Boumerdes pour les quatre sites (Hussein dey, Kouba, Boumerdes et Dar El Bayda). On peut observer que pour le milieu biphasique du sol une légère augmentation de l'accélération maximale à la surface libre en comparaison avec le cas monophasique. Ceci est interprété par les multiples réflexions réfractions (diffraction) du mouvement causées par le caractère biphasique du sol.

Les résultats présentés dans le domaine fréquentiel en termes de spectre de Fourier montrent que le comportement biphasique du sol provoque 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 dans le cas biphasique simulé devient plus mou comparé au cas monophasique.

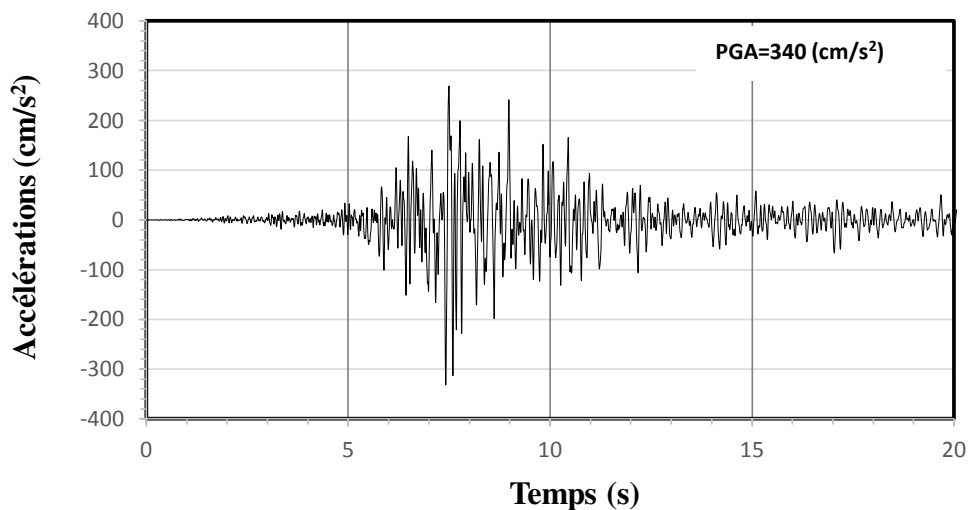


Figure 3.12- Accélération enregistrés à la station rocheuse de Keddara

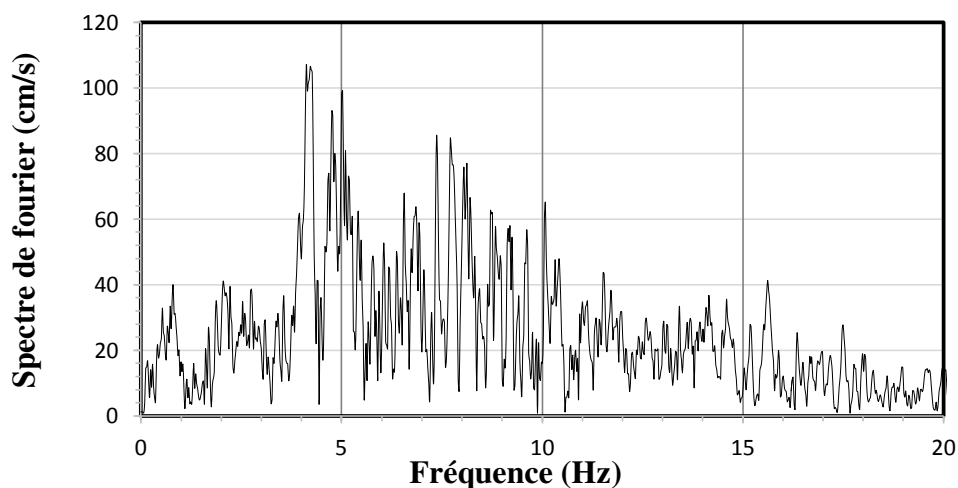


Figure 3.13-Spectre de Fourier de l'accélérogramme enregistré à la station rocheuse de Keddara.

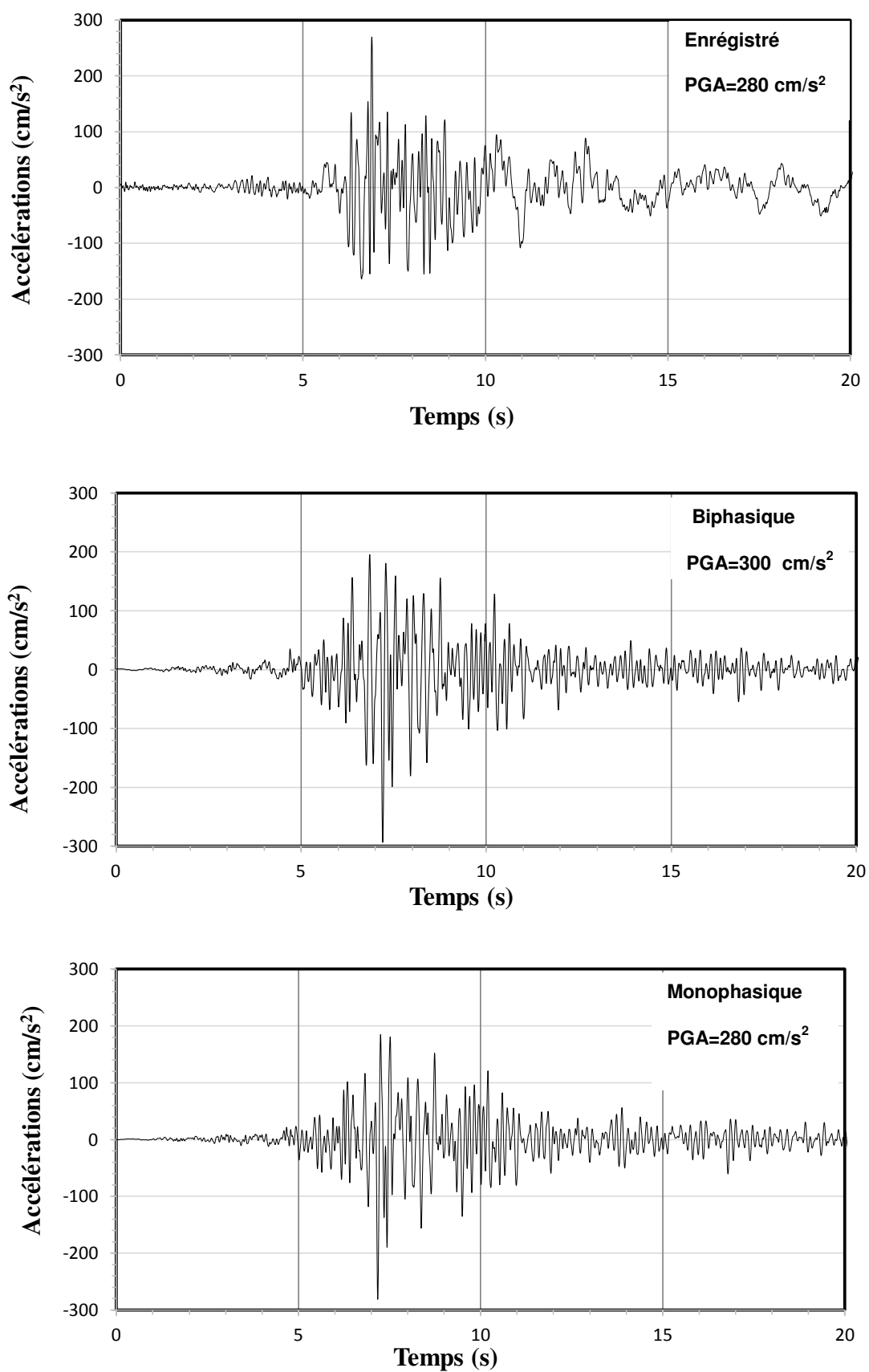


Figure 3.14- Les accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistrés à la station d'Hussein Dey.

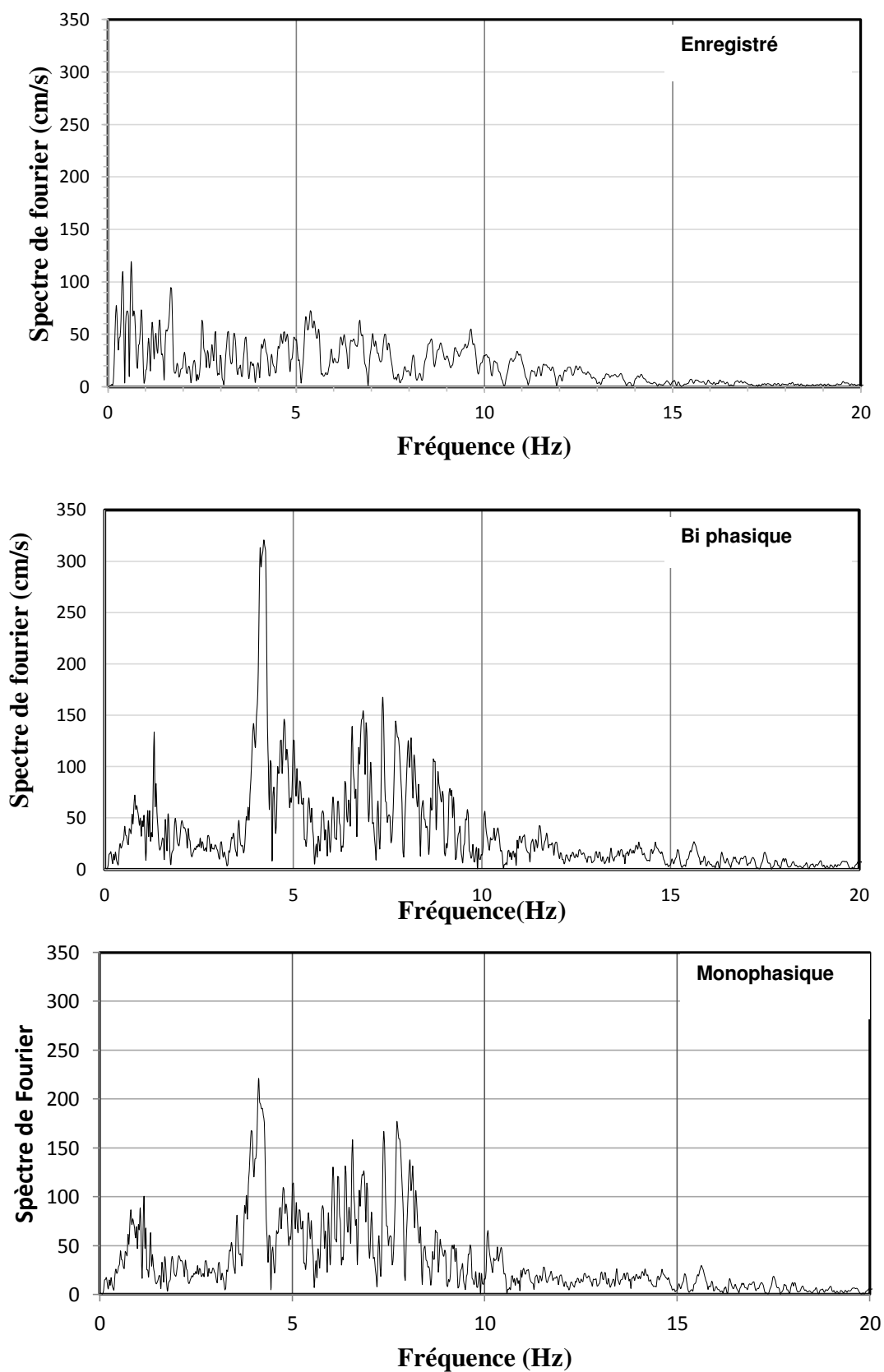


Figure 3.15- Spectres de Fourier des accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistrés à la station d'Hussein Dey.

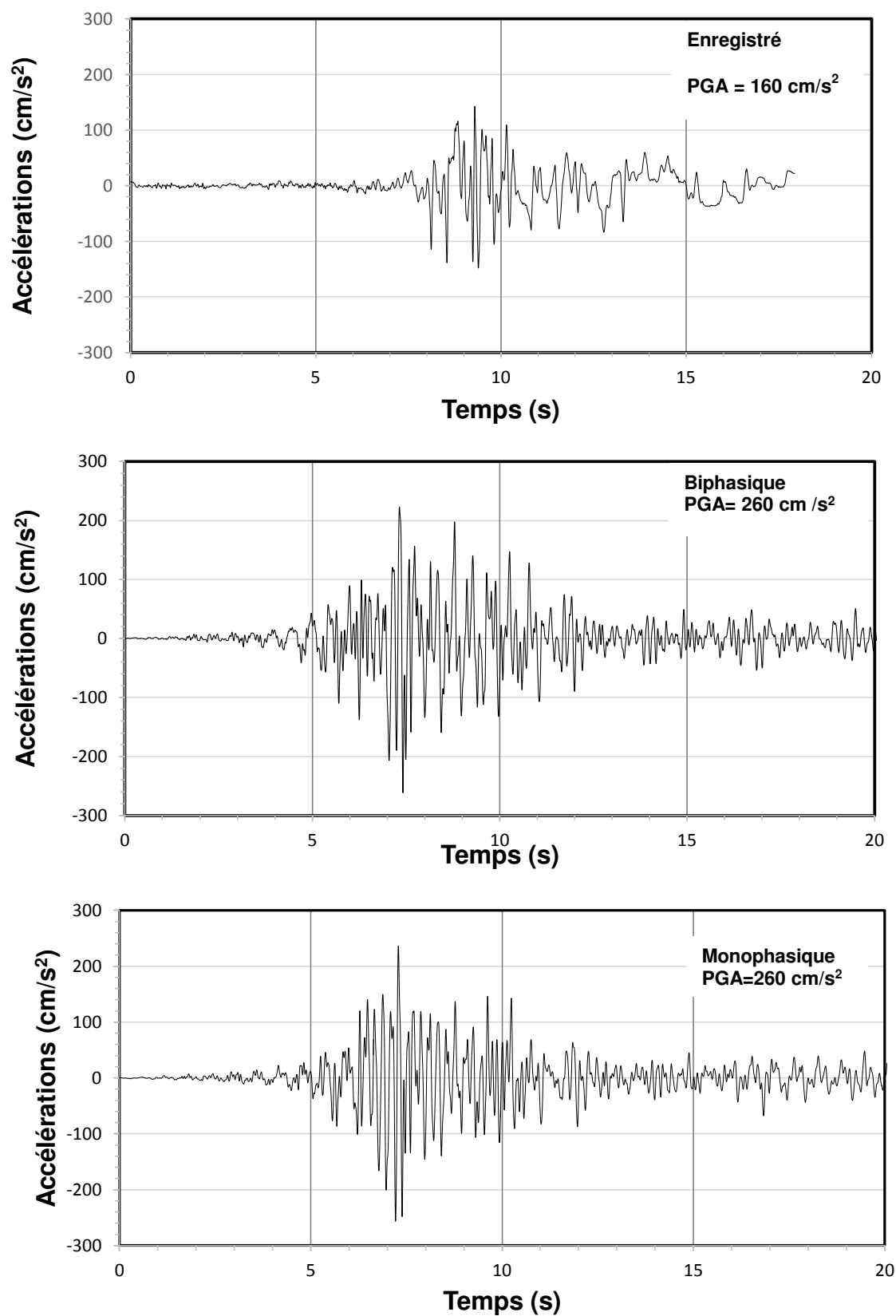


Figure 3.16- Les accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistrés à la station de kouba.

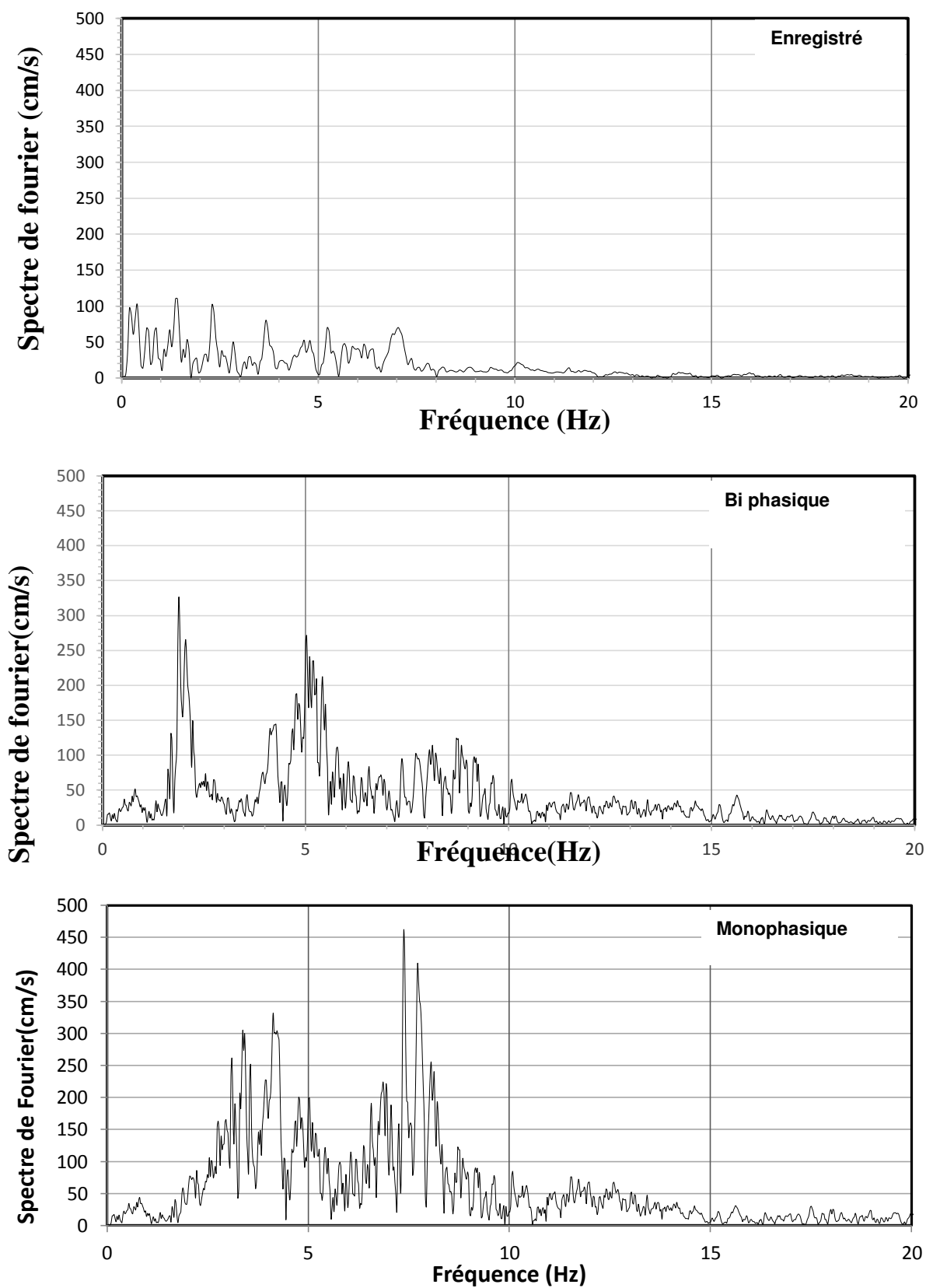


Figure 3.17- Spectres de Fourier des accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistrés à la station de Kouba.

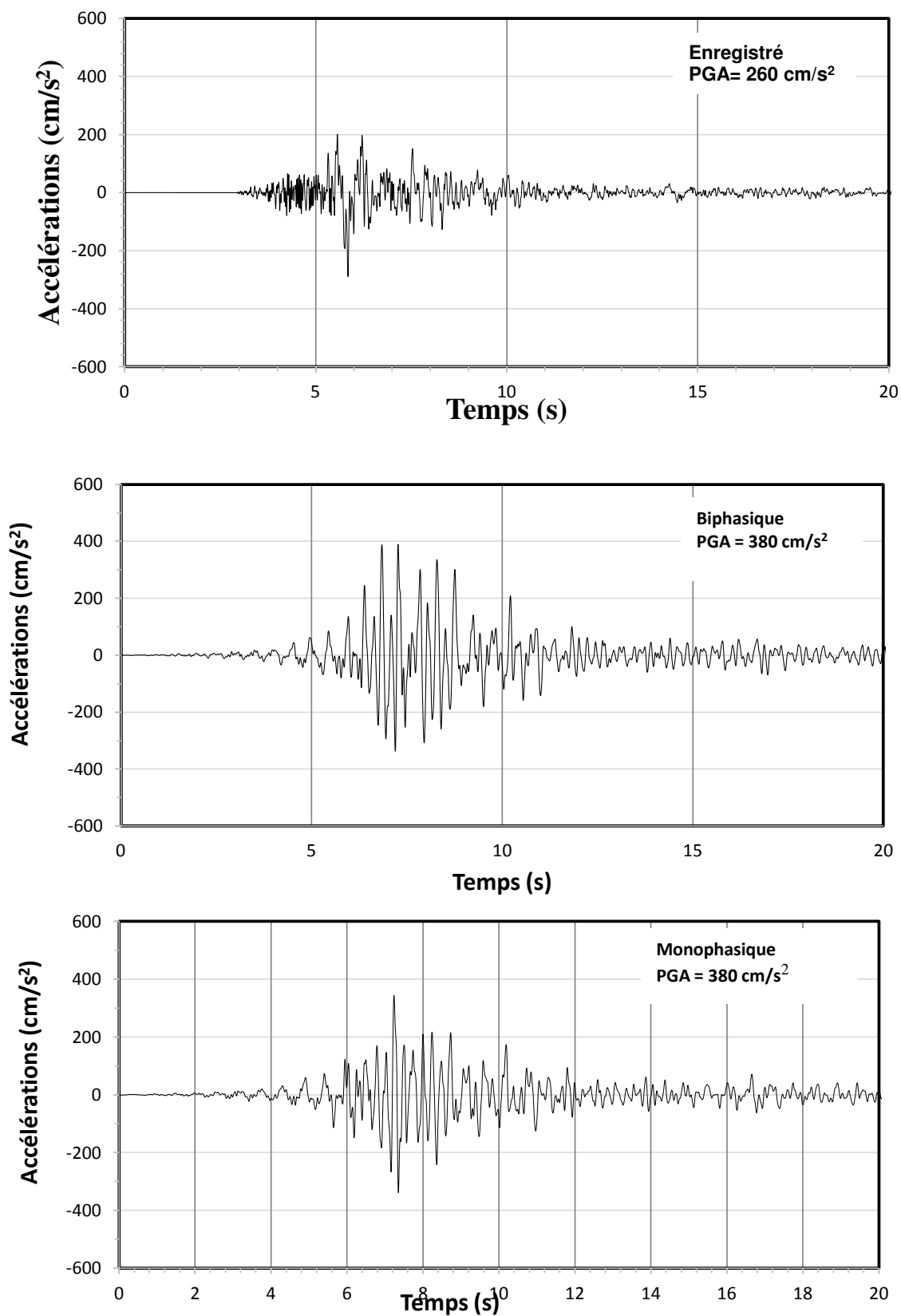


Figure 3.18- Les accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistrés à la station de Boumerdes.

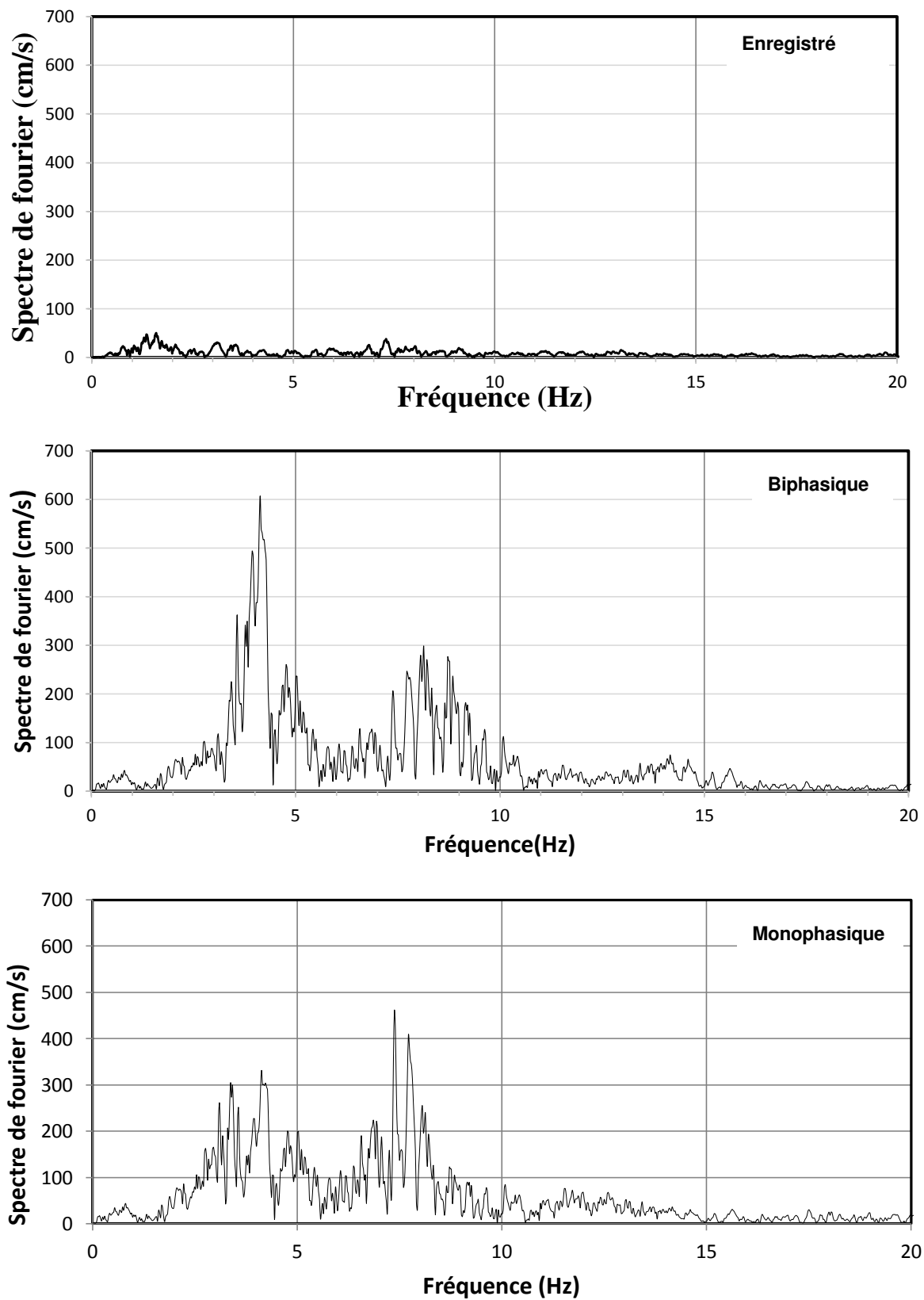


Figure 3.19- Spectres de Fourier des accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistrés à la station de Boumerdes.

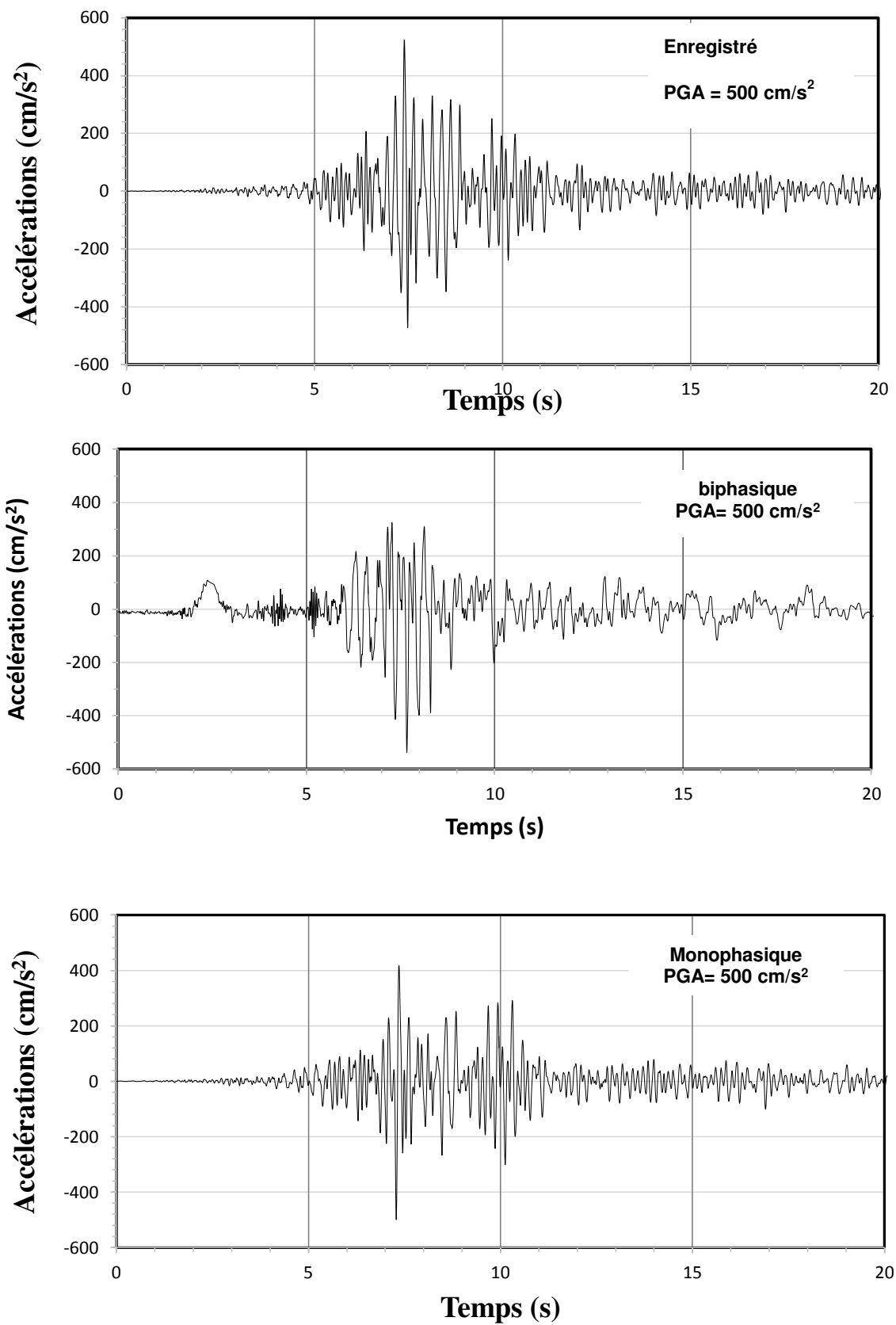


Figure 3.20- Les accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistrés à la station de Dar El Beida.

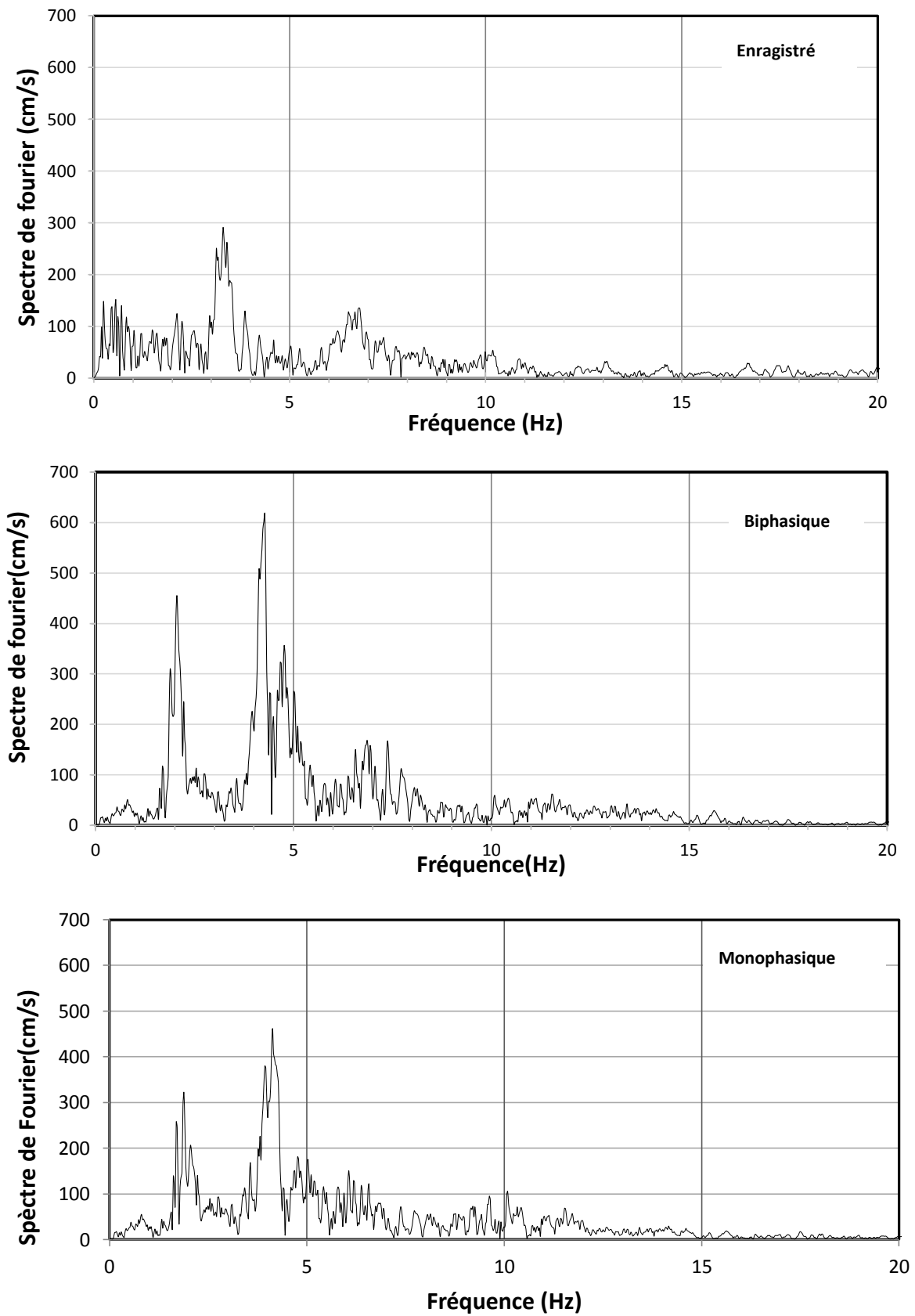


Figure 3.21- Spectres de Fourier des accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistrés à la station de Dar El Beida.

3.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié la réponse d'un profil de sol en tenant compte du caractère bi-phasique du milieu, sous l'effet d'une excitation sismique uniforme. L'aspect biphasique du sol est pris en compte à travers une variation de la porosité et la perméabilité du sol. La réponse sismique des quatre sites situés à Hussein dey, Kouba, Boumerdes et Dar El Bayda est effectuée au moyen de l'analyse de Fourier.

L'analyse sismique du profil de sol est effectuée par l'intermédiaire de la formulation présentée dans ce mémoire et le programme MATLAB élaboré dans le cas des ondes SH.

Il ressort des résultats obtenus que plus la variation des propriétés de sol (porosité et perméabilité) augmente plus l'amplitude de la fonction de transfert est sensiblement atténuée avec une extension du contenu fréquentiel.

La réponse sismique des sites étudiés exprimée en termes d'accélération à la surface libre est présentée. Une comparaison des accélérogrammes calculés dans le cas monophasique et biphasique et celles enregistrés lors du tremblement de terre du 20 Mai 2003 de Boumerdes pour les quatre sites (Hussein dey, Kouba, Boumerdes et Dar El Bayda) montre une légère augmentation de l'accélération maximale à la surface libre pour le milieu biphasique du sol en comparaison avec le cas monophasique. Ceci est interprété par les multiples réflexions et réfractions (diffraction) du mouvement causé par le caractère biphasique du sol.

Dans le domaine fréquentiel, en termes de spectre de Fourier, il ressort des résultats obtenus que le comportement biphasique du sol provoque 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 biphasique, le sol simulé devient plus mou comparé au cas monophasique.

Chapitre IV

*Réponses sismiques de structure
fondées sur milieux poreux
saturés*

4.1. Introduction

Le présent chapitre est consacré à la définition de l'action sismique à appliquer à la base des structures devant être implantée en différents sites étudiés dans le chapitre 3. Dans cette étude nous comparons les résultats obtenus pour les milieux mono et biphasique à celle enregistrées dans le séisme de Boumerdes 2003 et avec le Règlement Parasismique Algérienne en utilisant le programme ETAPS 2015.

L'objectif principal de cette étude comparative est d'étudier l'effet du comportement biphasique du sol sur la réponse sismique des structures, en calculant les forces à la base et les déplacements pour chaque site.

4.2. Identification de la structure

La structure étudiée a été arbitrairement choisie. C'est un bâtiment à usage d'habitation implanté en zone de sismicité III. Il est composé d'un RDC et de quatre étages dont la géométrie est décrite dans les figures 4.1 et 4.2 en 3-D et en plan, respectivement. Elle est composée d'une ossature mixte (voile-portiques) en béton armé. Les planchers sont composés de poutrelles et corps creux (16+4), le remplissage des façades est en maçonnerie. Le bâtiment est supposé fondé sur un sol meuble.

Les dimensions en plan du bâtiment (figure 4.2), typiques à tous les planchers, sont de 21,75 x 9,40 m m², avec une hauteur de 3,40 m pour le rez de chausser et 3,06 m pour les autres étages. Les dimensions des sections de tous les poteaux et les poutres porteuses et non porteuses sont, respectivement, 35 x 35cm², 30 x 40 cm² et 30 x35 cm². Les voiles sont d'une épaisseur de 15 cm.

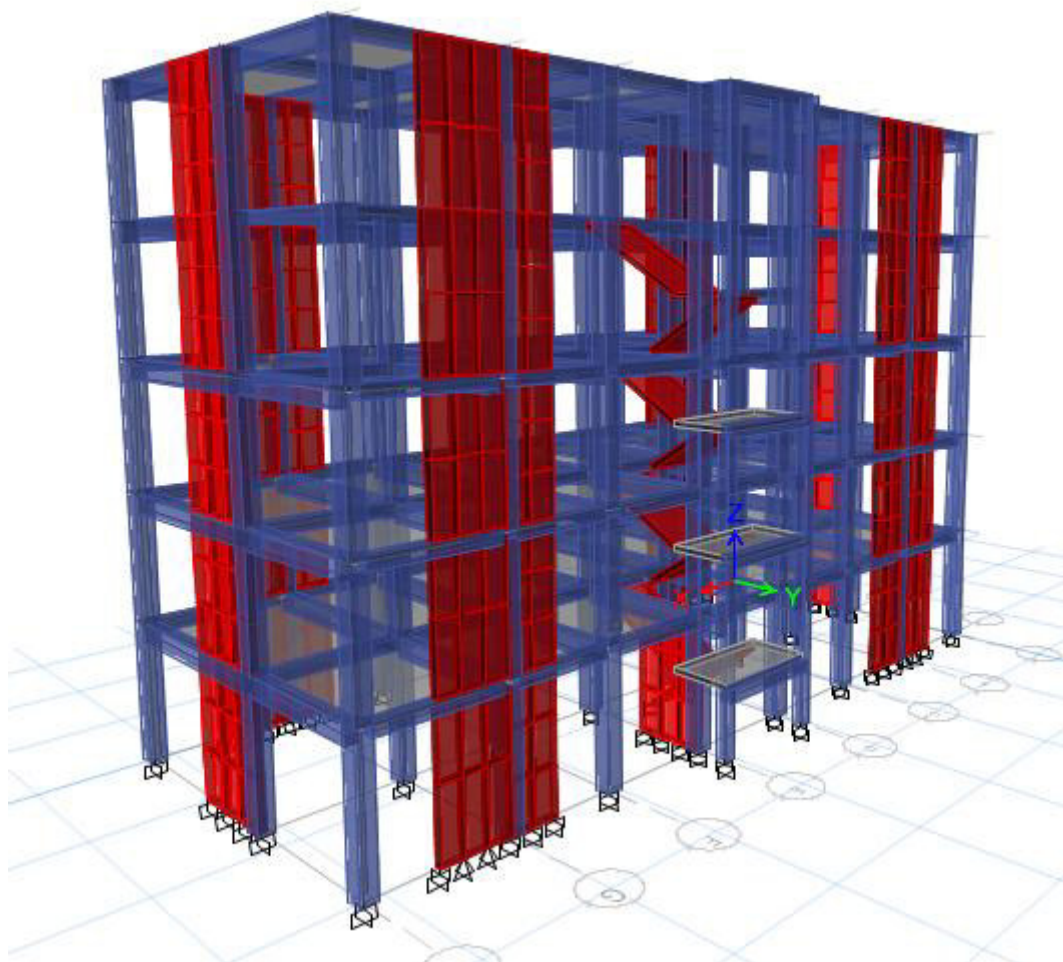


Figure 4.1- Vue en 3-D du bâtiment considéré.

Tab.4.1- Dimensionnement des éléments structuraux

Les éléments de structure	Dimension (cm; cm ²)
Poutres porteuses	30x45
Poutres non porteuses	30x30
Poteaux	40x40
Voile	20
Acrotère	70
escalier	18

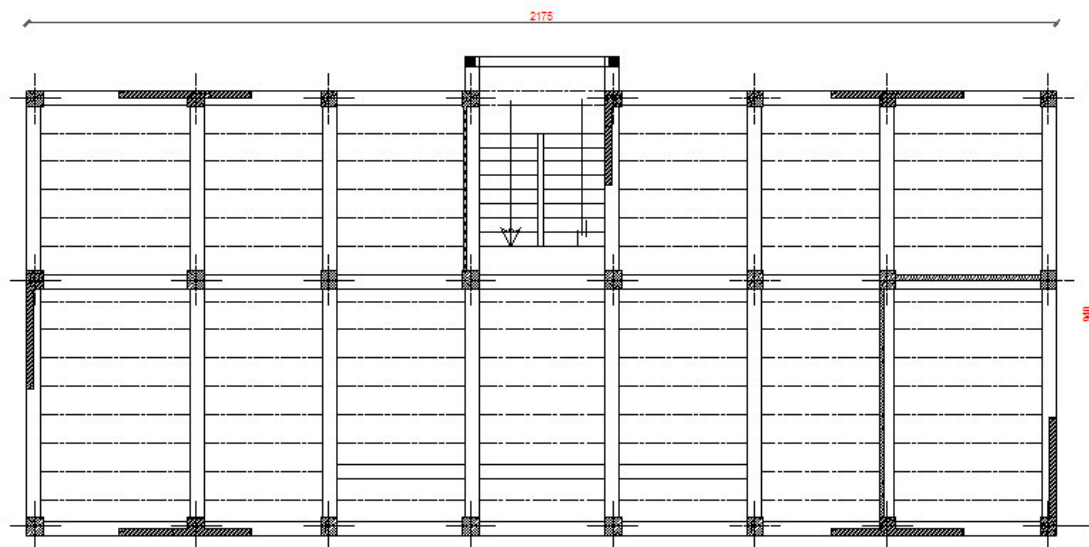


Figure 4.2- Vue en plan du bâtiment considéré.

4.3. Résultats et discussions

4.3.1. Description et Modélisation avec l'ETABS 2015

L'analyse dynamique disponible dans l'ETABS comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

4.3.1.1. Analyse modale

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices $[K]$ et $[M]$ de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

- **Nombre de modes à considérer**

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure,
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

- **Estimation de la période fondamentale de la structure selon le RPA99**

D'après l'article 4.2.4 RPA 99 Modifié 2003, la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La période fondamentale est calculée suivant les formules empiriques :

$$T = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

Avec :

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré par des voiles en béton armé).

h_N : Hauteur mesurée au mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. → $h_N = 15,64$ m

D : La distance du bâtiment mesurée à la base dans la direction du calcul considéré.

- **Vérification :**

Le tableaux 4.2 montre les Périodes propres de vibration et la participation massique obtenus a partir de l'analyse modale. Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation le troisième mode un mode de torsion. Les 4 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA 99/version 2003).est Ce modèle présente une période fondamentale **T=0,50 sec.**

La période fondamentale obtenue par l'ETABS est inférieure à celle du **RPA99**

Selon RPA 99/Version 2003 : on vérifie

$$T \leq 1.3T_{(RPA)}$$

$$T_x = 0.439s \leq 1.3T_{x(RPA)} = 0.50s \quad (CV)$$

$$T_y = 0.351s \leq 1.3T_{y(RPA)} = 0.39s \quad (CV)$$

Tableau 4.2- Périodes propres de vibration et la participation massique en %.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.439	0.0001	0.7465	0	0.0001	0.7465	0
2	0.351	0.7405	0.0001	0	0.7406	0.7466	0
3	0.317	0.0003	0.0001	0	0.741	0.7467	0
4	0.118	7.57E-06	0.1623	0	0.741	0.909	0
5	0.087	0.1725	1.06E-05	0	0.9134	0.909	0
6	0.08	0.0024	1.28E-05	0	0.9159	0.909	0
7	0.056	4.07E-06	0.0623	0	0.9159	0.9713	0
8	0.039	0.057	6.34E-06	0	0.9729	0.9713	0
9	0.036	0.0015	0.0001	0	0.9744	0.9714	0
10	0.035	2.16E-05	0.0222	0	0.9744	0.9936	0
11	0.027	0	0.0046	0	0.9744	0.9982	0
12	0.024	0.0175	6.92E-07	0	0.9919	0.9982	0

4.3.1.2. Analyse modale spectrale

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse (en accélération, vitesse et déplacement). D'après le règlement parasismique Algérienne RPA l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \right) & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & \dots\dots\dots T > 3s \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

-T₁ et T₂ : période caractéristique associée à la catégorie.

-R : coefficient de comportement. R =4

-Q : facteur de qualité. $Q = 1 + \sum P_q = 1.25$

-D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = f(\eta \quad \xi) \quad \text{Avec :}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$

ξ : Pourcentage d'amortissement.

• **Vérification de l'effort tranchant à la base**

D'après le règlement RPA 99 Modifié 2003 les forces sismiques (effort tranchant à la base) déterminées par une méthode dynamique devront être au moins égale à 80% de celles calculées par la méthode statique.

L'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente est :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (tableau 4 RPA99), $A=0,20$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, $D_x = 1,9$

Q : Facteur de qualité, $Q= 1,25$

R : Coefficient de comportement global de la structure, $R= 4$

W : Le poids de la structure, $W= 10173,02$ KN.

❖ *Sens longitudinal (sens X)*

- $V_x = \sqrt{(V_x)^2 + (V_y)^2} = 1182.67$ KN .

- Selon RPA 99/Version 2003 :

- $V_{Y(ETABS)} \geq 0.8V_{Y(RPA)}$

$$V_{X(ETABS)} = 1182.67 \text{ KN} \geq 0.8V_{X(RPA)} = 966.44 \text{ KN} \quad (\text{CV})$$

❖ *Sens transversal (sens-Y)*

- $V_y = \sqrt{(V_x)^2 + (V_y)^2} = 1174.99$ KN .

- Selon RPA 99/Version 2003 :

- $V_{Y(ETABS)} \geq 0.8V_{Y(RPA)}$

$$V_{Y(ETABS)} = 1174.99 \text{ KN} \geq 0.8V_{Y(RPA)} = 966.44 \text{ KN} \quad (\text{CV})$$

4.3.2. Calcul de la charge sismique

L'analyse des structures de bâtiments sous l'action des séismes consiste à déterminer les forces maximales et surtout les déformations maximales qu'elles peuvent subir. Ces informations permettent de les dimensionner afin de résister aux tremblements de terre.

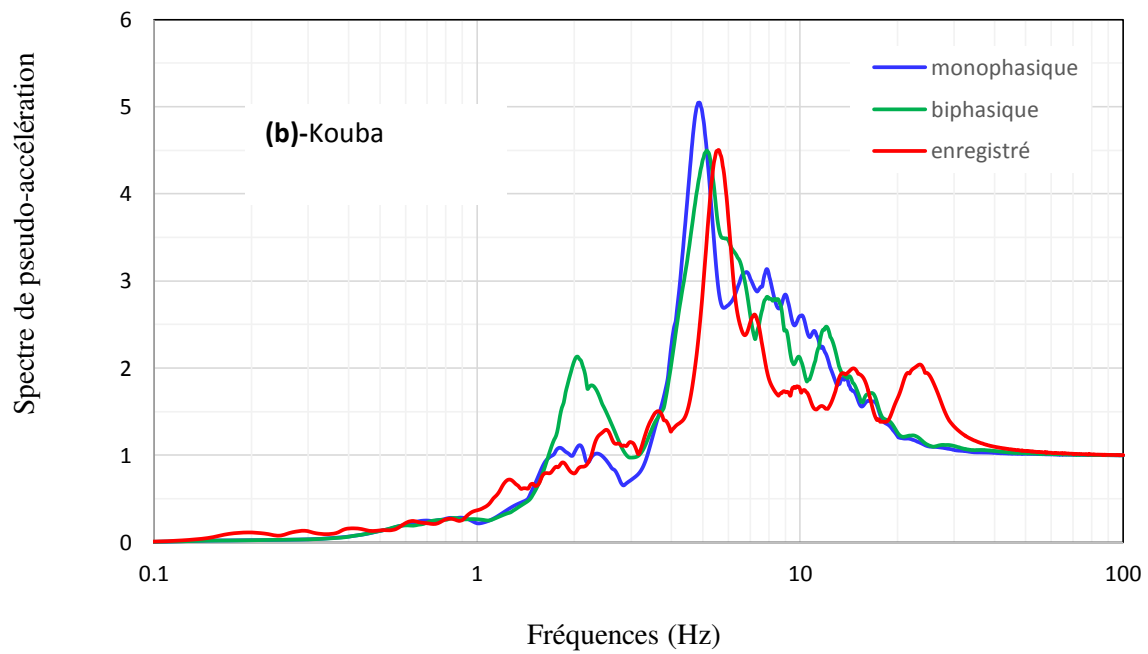
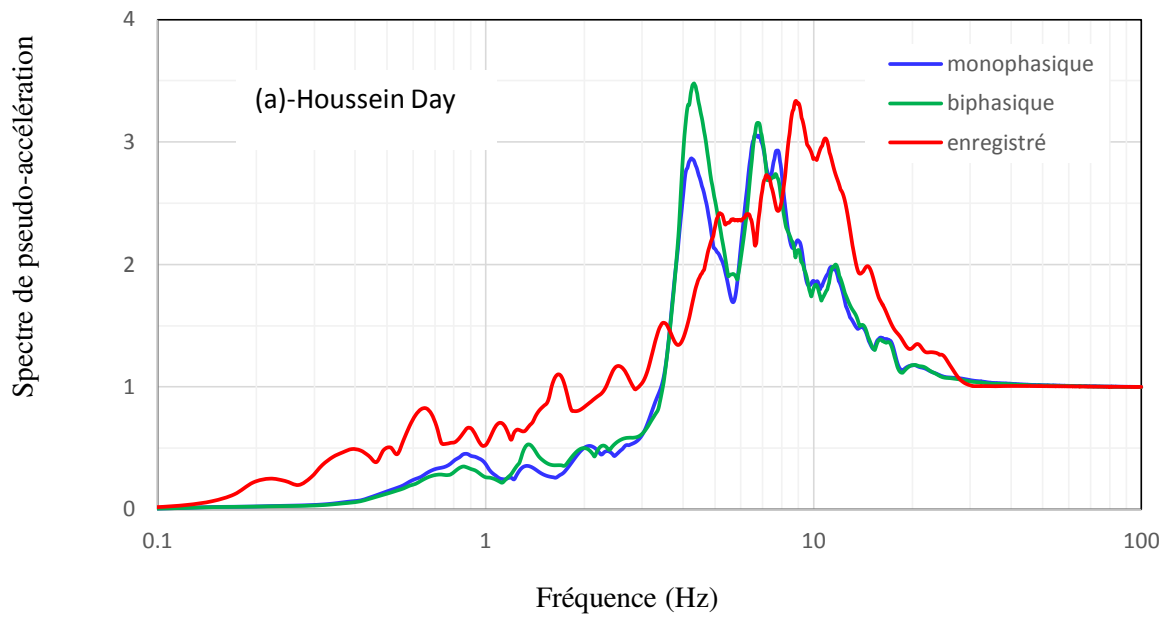
Nous étudierons ici les effets de différents accélérogrammes, enregistrés et calculés, sur la force sismique appliquée à la base de la structure. Afin de mener cette étude paramétrique, nous calculons la force sismique à partir du spectre de réponse obtenu à la surface du sol lors du calcul sismique des dépôts de sol étudiés. Nous comparons les résultats obtenus avec le Règlement Parasismique Algérienne en utilisant le logiciel ETAS 2015.

4.3.2.1. Spectres de réponse calculés au site étudié

La subroutine de calcul du spectre de réponse la plus universellement utilisée est celle écrite par Idriss à l'université de Berkeley en 1968 [30] en langage fortran.

Elle est basée sur les techniques présentées par Nigam et al (1968) [31]. Cette subroutine a été utilisée dans plusieurs programmes numériques.

De ce fait, une représentation du mouvement du sol en domaine fréquentiel (spectre de réponse) est nécessaire pour la détermination de la fréquence prédominante de ce signal, ainsi que la gamme de fréquences pour laquelle les amplitudes du mouvement sont amplifiées. A cet effet, nous avons calculé le spectre de réponse en accélération des accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistré. Les résultats obtenus sont présentés dans les figures 4.3.



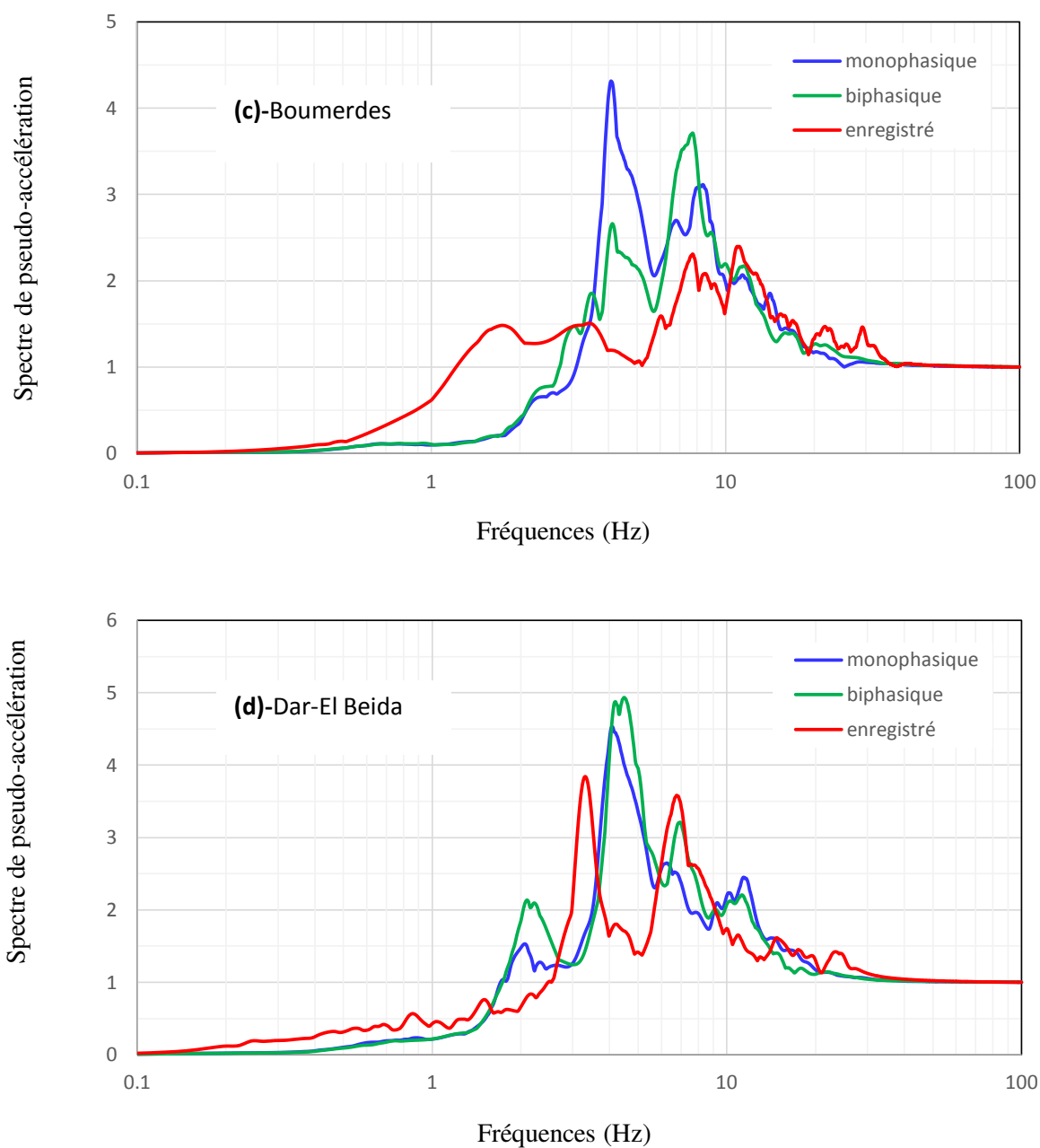


Figure 4.3- Spectre de réponse des accélérogrammes monophasique, biphasique et enregistrés à la surface du sol pour différents sites.

4.3.2.2. Force sismique à la base de la structure

Afin d'évaluer la réponse sismique du bâtiment, une analyse spectrale est réalisée en utilisant le logiciel ETABS 2015. L'analyse sismique est effectuée séparément dans les directions

longitudinale et transversale. Cependant, seules les réponses dans la direction transversale sont présentées. La méthode spectrale est réalisée selon deux types de spectres de réponse : (1) des spectres calculés au niveau de la surface de sol des sites étudiés (Houssein dey, Kouba, Boumerdes et Dar El Bayda); (2) le spectre réglementaire du codes parasismiques Algérienne.

La figure (4.4) montre les forces de cisaillement calculées à la base du bâtiment pour les différents Sites utilisés. La valeur maximale de cette force est donnée par Kouba pour le RPA99(2003) [28]. Par contre, la valeur minimale est donnée par Houssine-Dey pour le milieu monophasique.

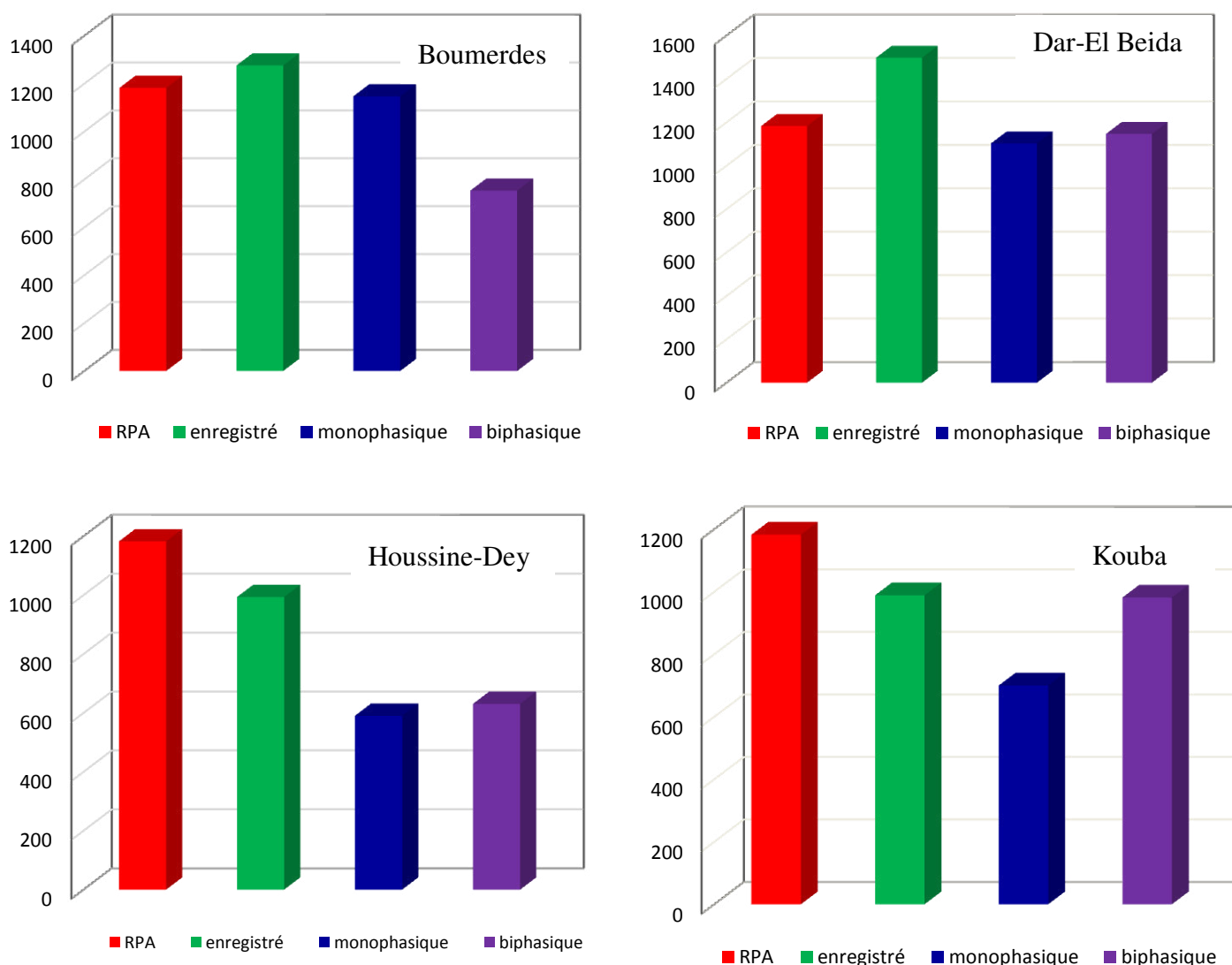
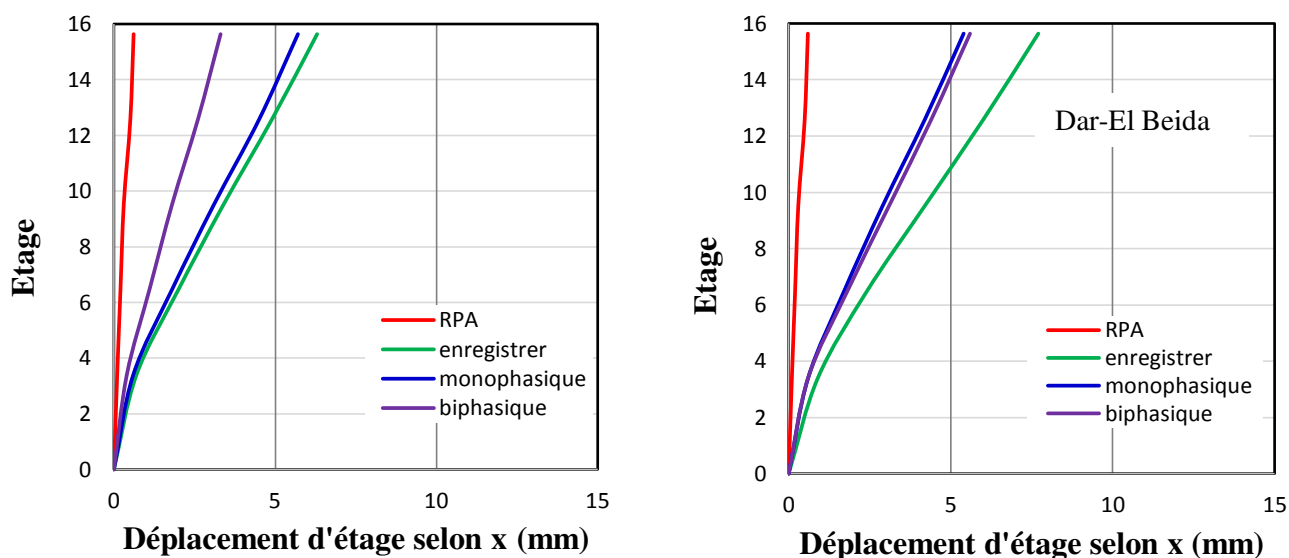


Figure 4.4 - Force de cisaillement à la base de la structure pour les quatre sites.

A partir de la figure de Boumeredes on observe que la force sismique est plus importante dans le cas de Boumeredes enregistrée à celle donnée par le RPA99(2003), et pour Dar-El Beida, nous constatons que la force sismique est amplifiée beaucoup plus dans les cas enregistré à celle du milieu biphasique et augment par rapport au RPA. On constate qu'elle est susceptible à la liquéfaction. Pour le site de Houssin-Dey, on remarque aussi que la valeur maximale de la force sismique est dans le RPA, et pour le site de Kouba on remarque que la valeur maximale est dans le milieu biphasique qui signifie que ce site est susceptible à la liquéfaction

4.3.2.3. Déplacements latéraux d'étages

La figure donne les déplacements latéraux d'étages du bâtiment. Les valeurs maximales de ces déplacements sont données pour Dar-El Beida



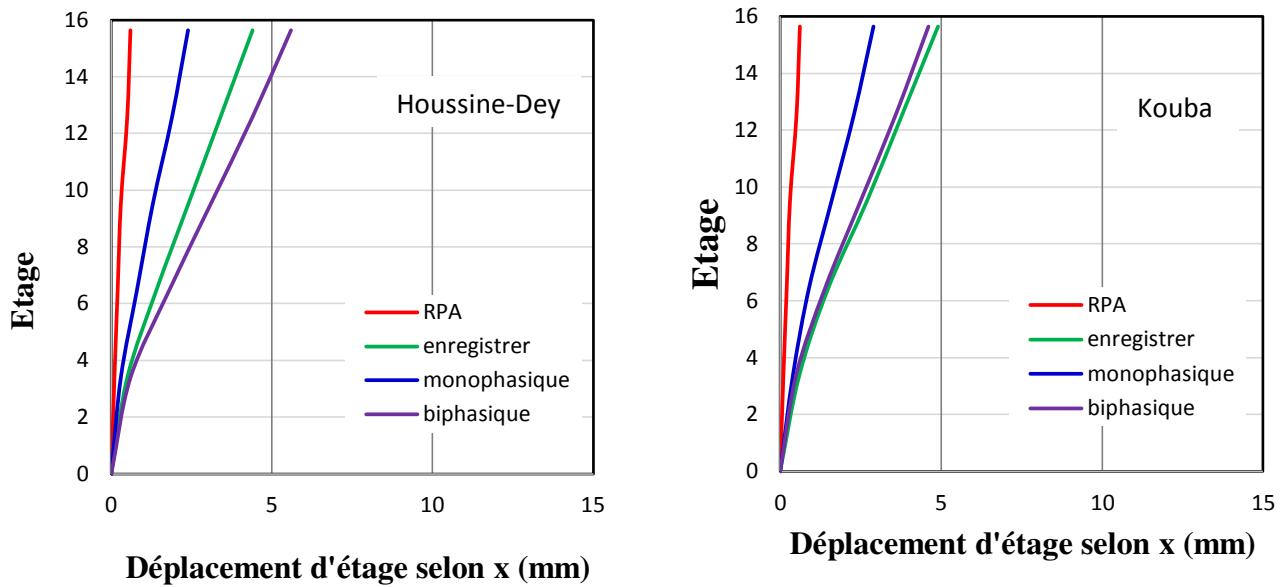


Figure 4.5- Déplacement latéraux d'étages du bâtiment considéré.

4.4. Conclusion

Dans le but de quantifier l'effet du comportement biphasique sur l'amplification de la réponse des structures sous sollicitations sismiques et de caractériser cet effet de façon réglementaire, nous avons calculé l'action sismique selon la méthode spectrale tout en menant une étude comparative entre les spectres calculés dans le cas monophasique et biphasique au niveau de la surface de sol des sites étudiés (Houssein dey, Kouba, Boumerdes et Dar El Bayda) et le spectre réglementaire du code parasismique Algérien.

*Conclusions Général et
Recommandations Futures*

Conclusions Générales et Recommandations futures

Le phénomène de liquéfaction des sols saturés, généralement sableux, sous l'action de sollicitations sismique est à l'origine d'une brusque instabilité de ces derniers qui en s'écoulant sous l'effet de la pesanteur peuvent alors provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et structures situés à proximité.

Afin de décrire le phénomène de liquéfaction, on a donné une description succincte d'un milieu poreux saturé, ensuite on a résolu l'équation de propagation d'onde dans un milieu bi-phasique, sous des hypothèses appropriées. La méthode de résolution de l'équation de propagation d'onde utilisée est celle de Biot et se base sur les théories fondamentales de la mécanique des milieux continus. La formulation développée est appliquée à des profils de sol monocouche et multicouche pour étudier la fonction d'amplification.

La réponse d'un profil de sol en tenant compte du caractère bi-phasique du milieu est étudié, sous l'effet d'une excitation sismique uniforme. L'aspect biphasique du sol est pris en compte à travers une variation de la porosité et la perméabilité du sol. La réponse sismique des quatre sites situés à Hussein dey, Kouba, Boumerdes et Dar El Bayda et effectuée au moyen de l'analyse de Fourier.

Ensuite, par convolution nous avons obtenu la réponse de ces dépôts de sol à une excitation sous forme d'un accélérogramme, en termes de spectres de Fourier, accélérations et spectre de réponse en surface libre.

Une étude comparative entre les spectres des Règles Parasismiques Algériennes (RPA99-version 2003) et les spectres calculés dans le cas monophasique et biphasique au niveau de la surface de sol des sites étudiés (Hussein dey, Kouba, Boumerdes et Dar El Bayda) a été menée, afin de quantifier l'effet du comportement biphasique sur l'amplification de la réponse des structures sous sollicitations sismique et de caractériser cet effet de façon réglementaire.

A travers l'étude réalisée dans le cadre de notre mémoire de Master, nous nous sommes mis à l'évidence par l'étude des structures fondées sur site liquéfiables, aux moyens d'une quantification et une caractérisation réglementaire de ces derniers, de l'amplification des réponses sismiques des sols et des structures.

Conclusions Générales et Recommandations futures

Plusieurs volets du problème de liquéfaction n'ont pas été abordés, dans cette étude en raison du manque de tout et/ou la non disponibilité de certaines données.

Ce que nous recommandons à nos successeurs d'entreprendre le proche future est suivre l'évolution de la pression interstitielle dans les sols où cette pression est présente et de calculer la contrainte de cisaillement induite par le séisme puis de la comparer avec la résistance au cisaillement des sols dans le but de calculer le coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction. Ainsi, on peut se prononcer la résistance ou non de nos sols à la liquéfaction.

Aussi dans cette étude nous nous sommes limitées à l'étude de la réponse de milieux de sol saturés sous l'effet d'une excitation sismique. Il y a lieu dans future travail d'aborder le cas d'un chargement surfacique qui peut également induire la liquéfaction. Dans ce cas il faut étudier la propagation d'autres types d'ondes sismiques (P, SV, ...). On peut également prendre en considération la variation de la saturation.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

- [01] Liu H. and Song E., (2005), *Seismic response of large underground structures in liquefiable soils subjected to horizontal and vertical earthquake excitations*, Computers and Geotechnic, Vol. 32, pp.223–44.
- [02] Pham V.A., *Effets de la surpression interstitielle sur la réponse sismique des sols : modélisation numérique 1D/ 3 composantes*. Thèse de Doctorat, Université Paris Est, Paris, 2013, 281p.
- [03] Anderson D.L., Byrne R.M., *Greater vancouver liquefaction task force report*, DeVall R.H. and al, Geotechnical design guidelines for buildings on liquefiable sites in accordance with NBC 2005 for greater Vancouver region, May 2007. 74p.
- [04] Bird .F., Bommer J., Crowley H. and Pinho R., (2006), *Modelling liquefaction induced building damage in earthquake loss estimation*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 26, pp.15–30.
- [05] Ghayoomi M., McCartney J.S. and Hon-Yim K., (2013), *Empirical methodology to estimate seismically induced settlement of partially saturated sand*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 139, pp.367-76.
- [06] Jefferies M. and Been K., (2006), *Soil liquefaction*, Earthquake engineering, pp. 625.
- [07] Nicola P., *Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquefaction de résidus miniers*, Mémoire (Génie civil), Octobre 2012, pp.327.
- [08] FEMA 454, *Designing for Earthquakes*, FEMA December (2006).
- [09] Papathanassiou G., Mantovani A., Tarabusi G., Rapti D. and Caputo R., (2015), *Assessment of liquefaction potential for two liquefaction prone areas considering the May 20, 2012 Emilia (Italy) earthquake*, Engineering Geology, Vol. 189, pp. 1–16.
- [10] Papathanassiou G., Ganas A. and Valkaniotis S., (2016), *Recurrent liquefaction-induced failure triggered by 2014 Cephalonia, Greece earthquakes: Spatial distribution and quantitative analysis of liquefaction potential*, Engineering Geology, Vol. 200, pp. 18–30.
- [11] Orense P., Towhata I. and Nawawi C., (2015), *Soil liquefaction during recent large-scale earthquakes*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 79, pp.279.
- [12] Prakash S., Puriv.k. and Kumar. (2014), *Seismic Settlement of Shallow Foundations*, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. pp. 21-25.
- [13] Iwasaki T., (2006), *Response Analysis of Civil Engineering Structures Subjected to Earthquake Motions*, Journal of Disaster Research, Vol. 1 :(2), pp 274-95.

- [14] Ling-Yu X., Cai F., Guo-Xin W., Ugai K., Wakai A., Yang Q.Q. and Onoue A., (2013), *Numerical assessment of liquefaction mitigation effects on residential houses: Case histories of the 2007 Niigata Chuetsu offshore earthquake*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 53, pp.196–209.
- [15] Kan V.A., Ulusay R. and Aydan O.,(2006), *Assessment of liquefaction and lateral spreading on the shore of Lake Sapanca during the Kocaeli (Turkey) earthquake*, Engineering Geology, Vol. 83, pp.307–331.
- [16] Harichane Z., *Liquéfaction, in Cours de Dynamique des Sols, Chapitre 6, Cours de Master en Génie Civil*, Avril 2015, 27p.
- [17] Lanzano G., Bilotta E. and Russo G., *Tunnels under seismic loading: a review of damage case histories and protection methods*, Geotechnical and environmental engineering, pp. 1-10.
- [18] Chiaro G., Kiyota R., Pokhrel R.M., Goda K., Katagiri T. and Sharma K., (2015), *Reconnaissance report on geotechnical and structural damage caused by the 2015 Gorkha Earthquake, Nepal*, Soils and Foundations, Vol. 55 : (5), pp.1030–1043.
- [19] Dashti S., Bray J.D., Pestana M.J., Riemer M. and Wilson D., (2010), *Mechanisms of Seismically Induced Settlement of Buildings With Shallow Foundations on Liquefiable Soil*, Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, pp.151-164.
- [20] Gi-Chun K., Tetsuo T. Susumu L., (2014), *Seismic simulation of liquefaction-induced uplift behavior of a hollow cylinder structure buried in shallow ground*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 64, pp.85–94.
- [21] Cetin K.O., Youd T.L., Seed R. B., Bray J.D., Sancio R, Lettis W., Tolga Yilmaz M. and Turan Durgunoglu H., (2002), *Liquefaction-induced ground deformations at Hotel Sapanca during Kocaeli (Izmit), Turkey earthquake*, Soil dynamic sand earthquake engineering, Vol. 22, pp.1083–92.
- [22] Bird J.F., Crowley H., Pinho R. and Bommer J.J., (2005), *Assessment of building response to liquefaction-induced differential ground deformation*, Bulletin of the New Zealand Society for earthquake engineering, vol. 38 : (4), pp. 215-34.
- [23] Unjoh S., Kaneko M., Kataoka S., Nagaya K. and Matsuoka K., (2012), *Effect of earthquake ground motions on soil liquefaction*, Soil sand foundations, vol.52, pp. 830–41.
- [24] Bray J.D. and Dashti S., (2010), *Liquefaction-Induced Movements of Building with Shallow Foundations*, Recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, Vol., pp. 94720-1710.

- [25] Kojima K., Fujita K. and Takewaki I., (2014), *Simplified analysis of the effect of soil liquefaction on the earthquake pile response*, Journal of civil engineering and architecture, vol. 8 : (3), pp.289-301.
- [26] Idriss I. M. and Boulanger R.W., (2008), *Soil liquefaction during earthquakes*, Earthquake engineering research in statute, pp 264.
- [27] CORTÉ J.F., (1987), *Evaluation des propriétés des sols vis-à-vis du risque sismique*, Bull, liaison Labo P. et Ch, pp. 152-57.
- [28] RPA 99. *Règles Parasismiques Algériennes, Document Technique Réglementaire DTR BC 2 48*, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (C.G.S), Alger, 2000, 89p.
- [29] EUROCODE 8. *Design provisions for earthquake resistance of structures- Part 1-1: General rules – Seismic actions and general requirements for structures*. ENV 1998-1 1, CEN European Committee for Standardization, May, Brussels, 1998.
- [30] Manolis G.D., Bagtzoglou AC., *A numerical comparative study of wave propagation in random and inhomogeneous media*, Computational Mechanics, 1992, Vol. 10, pp. 397-413.
- [31] Pecker A., *Dynamique des sols*, Ed. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984, 262p.
- [32] Gassmann, F., *Über die elastizität poroser medien*, Vierteljahrsschrift der Naturforschenden Gesellschaft in Zurich, 1951, Vol 96, 1–23.
- [33] BIOT M. A., *Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid-Saturated Porous Solid. II. Higher Frequency Range*, Reprinted from The journal of the acoustical society of America, 1956, Vol. 28, No. 2, 179-191.
- [34] Maxime L., *Influence de la température sur le comportement poromécanique ou hydraulique d'une roche carbonatée et d'un mortier .Etudes expérimentales*, thèse de doctorat (Génie civil), 12 May 2008, pp.185.
- [35] Bastien D., *Propagation des ondes sismiques dans les milieux multiphasiques hétérogènes : modélisation numérique, sensibilité et inversion des paramètres poroélastiques*, thèse de doctorat, 7 août 2006, pp.230.
- [36] Abdelghani M., Fumio Y., M.EERI, Yoshihisa M., Djillali B., Nasser L. and Nassima B., *Site-Response Characteristics Evaluated From Strong Motion Records of the 2003 Boumerdes, Algeria, Earthquake*, Earthquake Spectra, 2010, Vol. 26, No.3, 803–823,
- [37] FELLAH Z.E.A., *Propagation acoustique dans les milieux poreux hétérogènes*, Mémoire, Octobre 2004, pp.133.

- [38] HAL, *Effets de la pression interstitielle sur la réponse sismique des sols : modélisation numérique 1D/3 composantes*, Submitted on 29 avril 2014.
- [39] Mesgouez A., *Contribution à l'étude de la structure des détonations dans les milieux biphasiques*, thèse de doctorat, 05 novembre 2009, pp.132.
- [40] Schanz M., *Course on Linear Poroelastic Theories and a Poroelastic Boundary Element Formulation*, March, 2002, pp(cour power point)
- [41] Bourbie T., Coussy O., Zinszner B., *Acoustique des milieux poreux*, 1986.
- [42] Harichane Z., *Réponse sismique d'un profil de sol*, in *Cours de Dynamique des Sols, Chapitre 4, Cours de Master en Génie Civil*, Avril 2015, 22p.
- [43] Meslem A., Yamazaki F., Maruyama Y.M.EERI., Benouar D., Laouami N. and Benkaci N., *Site-Response Characteristics Evaluated From Strong Motion Records of the 2003 Boumerdes, Algeria, Earthquake*, *Earthquake Spectra*, August 2010, V 26, N 3, pp 803–823.
- [44] Press W.H., Flannery B.P., Teukolsky S.A., Vetterling W.T., *Numerical recipes. The Art of Scientific Computing (Fortran Version)*, Cambridge University Press, 1989, 702p.
- [45] Badaoui M., Berrah M. K., Mebarki A., *Influence of the soil profile randomness on the seismic response of multilayered soils with a rigid inclusion*, *Communications In Numerical Methods In Engineering*, 2008, Vol. 24, pp. 321–334.
- [46] Manolis G.D., Bagtzoglou AC., *A numerical comparative study of wave propagation in random and inhomogeneous media*, *Computational Mechanics*, 1992, Vol. 10, pp. 397-413.
- [47] Belayev AK., Ziegler F., *Uniaxial waves in randomly heterogeneous elastic media*, *Probabilistic Engineering Mechanics*, 1998, Vol. 13, pp. 27-38.