

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université des Sciences et de la Technologie d'Oran

Mohamed BOUDIAF

FACULTE D'ARCHITECTURE ET DE GENIE CEVIL

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THESE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE DOCTORAT ES-SCIENCES

SPECIALITE : Génie Civil

OPTION : Geotechnique

PRESENTE PAR :

Mr, MEKKAKIA MAAZA Merouane

SUJET DE LA THESE

**ETUDE DU COMPORTEMENT DU
SABLE DE CHLEF SOUS
SOLLICITATIONS DYNAMIQUES**

SOUTENU LE 12/02/2015 DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

Mr, HACHICHI Abdelkader	(Professeur, USTO-MB)	PRESIDENT
Mr, SAAED Hammoudi	(Professeur, U. Chlef)	RAPPORTEUR
Mr, BENAÏSSA Abdelatif	(Professeur, USTO-MB)	CO-RAPPORTEUR
Mr, MISSOUM Hannifi	(Professeur, U. MOSTAGANEM)	EXAMINATEUR
Mr, MOULI Mohamed	(Professeur, ENPO)	EXAMINATEUR
Mr, NASSER Bachir	(MC.A, USTO)	EXAMINATEUR

REMERCIEMENTS

Ce travail a été effectué au Laboratoire des sciences des matériaux et environnements (LMSE) de l'Université de Chlef, et au laboratoire de mécanique des solides (LMS) de l'école polytechnique de palaiseau. Qu'il me soit agréable de remercier sincèrement en cette occasion, tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, ainsi que tous ceux qui se sont intéressés à cette recherche et qui m'ont aidé à sa concrétisation et en particulier:

A mon directeur de thèse le Professeur Saaed Hammoudi El Amir de l'université de chlef qui a été d'un soutien irremplaçable dans l'aboutissement de ce travail par ses aides précieuses et ses orientations judicieuses.

Au Professeur Benaissa Abdellatif de l'université d'Oran (USTO) qui m'a fait l'honneur d'accepter de co-diriger cette thèse et qui n'a cessé de me prodiguer ses conseils et de m'apporter ses encouragements dans ce travail.

A Monsieur Hachichi Abdelkader professeur à l'USTO –Oran-, qui a bien voulu accepter la présidence de ce jury, de même messieurs, le professeur Missoum Hannifi de l'université de Mostaganem, Professeur Mouli Mohamed de l'ENPO d'Oran, Maître de conférence Nacer Bachir de l'USTO-Oran- à qui je leur remercie profondément d'avoir accepté d'examiner ce modeste travail.

Au Professeur M.P. Luong de l'école polytechnique de Palaiseau (Laboratoire de Mécanique des solides (France) qui a accepté de bien m'accueillir parmi eux au cours de mes différents séjours au sein du laboratoire, m'apportant assistance et encouragements.

Mes vifs remerciements vont s'adresser à Monsieur Halphen Bernard, Directeur du laboratoire de mécanique des solides de l'école polytechnique de Palaiseau (Paris-France) de m'avoir accueilli au sein du laboratoire, me donnant ainsi l'opportunité de réaliser l'ensemble des essais.

Je tiens à remercier Monsieur Jean –Cristophe Eytard pour son précieux apport technique et sa contribution dans la réalisation des essais, je remercie également Monsieur Daniel Caldemaison pour la prise des images au MEB, ainsi que tous le personnel du laboratoire LMS pour leur aide et réconfort moral

Aux Docteurs Arab Ahmed, Belkhatir Mustapha, et Della Noureddin, Djaafar Henni Ahmed qui ont contribué à l'enrichissement de ce travail par leur aide et conseils qu'ils n'ont cessé de prodiguer. Qu'ils reçoivent ici l'expression de ma profonde reconnaissance. Et à tous mes collègues du département de génie civil et plus spécialement du laboratoire LSME, pour l'aide et le réconfort qu'ils m'ont apporté.

DEDICACES

Je dédie ce travail à la mémoire de mon père, qui a eu le mérite de toujours m'encourager dans mes études.

A ma mère qui m'a toujours entouré de son affection, mes frères et sœurs.

A ma femme qui a toujours été à mes côtés dans les moments difficiles, ainsi que mes enfants Assia , Meryem, Asma, Kawthar.

A tous mes cousins ainsi que mes amis qui m'ont encouragé durant tout ce travail.

RESUME

Dans le cas des sollicitations sismiques, l'évaluation d'un certain nombre de problèmes de génie civil nécessite souvent la considération du comportement dynamique des sols, c'est-à-dire l'action sismique sur les sols s'exercera d'une manière dynamique.

A cet égard, la première partie de notre travail met en évidence l'intérêt de l'essai de résonance longitudinale pour la mesure des paramètres dynamiques des sables dans le domaine de faibles déformations. En effet, des essais ont été réalisés sur deux types de sable l'un à granulométrie uniforme et l'autre étalée, avec variation de la contrainte de confinement, variation de l'accélération, la vitesse de balayage, et à différentes densités. Cependant, la première constatation des résultats: apparition des sauts sur les courbes de résonance du sable à granulométrie uniforme; d'où apparition de la non linéarité, contrairement au sable à granulométrie étalée; la forme de la courbe est linéaire. Une étude a été faite à cet égard tout en déduisant l'effet de plusieurs paramètres sur la non linéarité. Une étude paramétrique a été abordée montrant l'influence de certains paramètres sur les caractéristiques dynamiques. Par ailleurs, nous avons fait une analyse sur le rôle des paramètres dynamiques sur le comportement dynamique.

La deuxième partie a été consacrée à l'étude du phénomène de liquéfaction, qui est induit d'une part soit par un chargement statique ou cyclique. Cependant, des essais non drainés monotones et cycliques ont été réalisés à l'appareil triaxial pour étudier la susceptibilité à la liquéfaction du sable de Chlef non saturé. Les résultats obtenus montrent que le degré de saturation, contrôlé par le coefficient B, affecte d'une manière significative l'évolution de la variation de pression interstitielle et par conséquent la résistance à la liquéfaction des sols étudiés. Tandis qu'une désaturation de 08% peut écarter tout risque de liquéfaction, ceci peut avoir des applications pratiques dans les zones à haut risque de liquéfaction.

Mots clés: Amortissement, Essai drainé, Essai non-drainé, Liquéfaction, Résonance longitudinale, Sable, Triaxial.

ABSTRACT

In the case of seismic loadings, the evaluation of some civil engineering problems often requires the consideration of the dynamic behavior of soils, that is to say the seismic action on soils that is exerted in a dynamical way.

In this context, the first part of our work highlights the interest of the longitudinal resonance test for measuring dynamic parameters of sands in the field of small deformations. Indeed, tests were performed on two different sands. The first one is classified as poorly graded sand; however, the other is well graded sand. The samples were subjected to different confining pressures, accelerations, scanning velocity and densities. The obtained results indicate the existence of jumps in the resonance curves of poorly graded sand indicating clearly the nonlinearity onset. In contrast to well graded sand, the shape of the curve is linear. In this context, a study was carried out leading to the deduction the effect of several other parameters on the nonlinearity. A parametric study has been carried out to show the influence of the soil index properties on the dynamic characteristics. Moreover, we did an analysis on the role of dynamic parameters on the dynamic behavior.

The second part was devoted to the study of the phenomenon of liquefaction, which is induced in part by a static or cyclic loading. However, undrained monotonic and cyclic tests were performed in triaxial apparatus to study the susceptibility to liquefaction of unsaturated sand of Chlef. The results show that the degree of saturation, controlled by the coefficient B, affects significantly the pore pressure variation and therefore the resistance to liquefaction of studied soils. While a decrease of the fully saturated soil state with 08% can avoid the liquefaction hazard, this may have practical implementations in high liquefaction risk areas.

Keywords: Damping, Drained test, Undrained test, Liquefaction, Longitudinal resonance, Sand, Triaxial.

المخلص

في حالة التحميل الزلزالي، و تقييم عدد من المشاكل الهندسية المدنية فغالبا ما يتطلب النظر في الحالات الديناميكي للتربة ، وهذا يعني العمل الزلزالية في التربة يعمل بشكل ديناميكي.

في هذا الصدد، فإن الجزء الأول من عملنا يسلط الضوء على الفائدة من اختبار تجربة الرنين طولي لقياس الخصائص الديناميكية للرمال في مجال التشوهات الصغيرة. في الواقع ، يوفر هذا الاختبار منحنيات نقل وتسمى أيضا منحنيات الرنين لتحديد المعايير الأساسية لديناميك التربة. وقد تم إعداد دراسة مقارنة للخصائص الديناميكية التي تبين تأثير الخصائص الفيزيائية على الخصائص الديناميكية. علاوة على ذلك، قمنا بتحليل دور الخصائص الديناميكية على الحالات الديناميكية

وخصص الجزء الثاني لدراسة ظاهرة تسييل ، التي يسببها جزئيا من قبل التحميل ثابت أو دوري. ومع ذلك ، تم إجراء اختبارات ثابتة و دورية، مصرفة و غير مصرفة في جهاز ثلاثي محاور لدراسة القابلية للتميع بالنسبة لرمال الشلف الغير المشبعة . أظهرت النتائج أن درجة التشبع، التي تسيطر عليها معامل B ، يؤثر بشكل كبير على التغيير في ضغط الماء و كما يؤثر على مقاومة تميع التربة المدروسة.

مفتاح الكلمات : تخامد، اختبارات مصرفة، اختبارات غير مصرفة، تميع، الرنين الطولي، رمل، جهاز ثلاثي محاور

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I.1	Phénomène de « stick-slip »	27
Figure I.2	Compressibilité de deux billes élastiques identiques sous une force normale (Loi de Hertz)	29
Figure I.3	Déplacement normal et tangentiel des deux billes	30
Figure I.4	Définition de la bande passante	33
Figure I.5	Définition du décrétement logarithmique	34
Figure I.6	Courbe de résonance avec la non linéarité de type Duffing	35
Figure I.7	Transmissibilité à fréquence croissante	36
Figure I.8	Transmissibilité à fréquence décroissante	36
Figure I.9	Présentation des sauts : Harris & Crede (1961)	36
Figure I.10	Région d'instabilité définie sur des courbes de résonance (Harris et Crède 1961)	37
Figure I.11	Onde de type P	38
Figure I.12	Onde de type S	38
Figure I.13	Onde de surface	39
Figure I.14	Les ondes sismiques	40
Figure I.15	Coefficient d'amortissement en fonction de la contrainte de confinement : sable d'Hostun, Constantino (1988)	44
Figure I.16	Coefficient d'amortissement en fonction de la contrainte de confinement : sable mélangé, Constantino (1988)	45
Figure I.17	Coefficient d'amortissement déterminé par la méthode du décrétement logarithmique en fonction de la contrainte moyenne p . (D'après Tatsuoka et al. 1978)	45
Figure I.18	Coefficient d'amortissement déterminé par la méthode du décrétement logarithmique en fonction de la contrainte moyenne σ_0 . (D'après Chung et al. 1984)	46
Figure I.19	Bande passante en fonction de la fréquence pour plusieurs valeurs σ_3 .	46

	- Essai sur billes de verre ($\phi = 2$ mm)	
Figure I.20	Coefficient d'amortissement β_0 en fonction de la contrainte isotrope σ_3 .-Essai sur billes de verre-	47
Figure I.21	Coefficient d'amortissement en fonction de l'amplitude de déformation, pour le sable d'Otawa 20-3. Rôle de la saturation .D'après Hardin et Richart (1963)	48
Figure I.22	Coefficient d'amortissement en fonction de la contrainte de confinement –Rôle de la saturation. D'après Constantino (1988)	48
Figure I.23	Résultat expérimental de la variation du coefficient d'amortissement D en fonction de la distorsion γ pour un sable de Toyoura (Kokusho1980)	49
Figure I.24	Relation entre le coefficient d'amortissement et la fréquence de résonance avec variation des indices des vides : sable d'Hostun, Constantino (1988)	49
Figure I.25	Relation entre le coefficient d'amortissement et la fréquence de résonance avec variation des indices des vides : sable mélangé Constantino (1988)	50
Figure I.26	L'influence de la vitesse de balayage sur la courbe de résonance : Lalanne (1999)	51
Figure I.27	Fréquence de résonance en fonction de la déformation moyenne et de la contrainte de confinement: (Hadj Hamou,1983)	51
Figure I.28	Enregistrement graphique des courbes de résonance. -Essais sur des billes de verre ($\phi = 2$ mm) : $\sigma_3 = 0.1$ MPa	52
Figure I.29	Variation du coefficient d'amortissement avec la fréquence de résonance : sable d'Hostun	52
Figure I.30	Variation du coefficient d'amortissement avec la fréquence de résonance : sable mélangé	53
Figure I.31	Vitesse C_0 en fonction de la densité relative D_r : (Boelle, 1983)	54
Figure I.32	Relation la vitesse C_0 et la densité relative D_r : sable d'Hostun sec: (Constantino, 1988)	55
Figure I.33	Relation la vitesse C_0 et la densité relative D_r : sable mélangé sec: (Constantino, 1988)	55
Figure I.34	Vitesses de propagation des ondes longitudinales dans un assemblage	56

	de sphères de différentes tolérances. D'après Duffy et Mindlin (1957)	
Figure I.35	Relation entre la vitesse $C_0 = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$ et l'indice des vides e . Essais réalisés sur le sable d'Hostun RF. Contrainte isotrope $\sigma_3 = 0,1 \text{ MPa}$	57
Figure I.36	Relation entre la vitesse de phase C_0 et l'indice des vides	58
Figure I.37	Comparaison entre triaxial quasistatique (El hosri.1984) et méthode des résonances longitudinales. Sable RF $\sigma_3 = 0,1 \text{ MPa}$	58
Figure I.38	Variation de vitesse des ondes de cisaillement avec l'indice des vides; mesures au laboratoire à l'essai de résonance, sur des sables secs (Hardin et Richart.1963)	59
Figure I.39	Variation de vitesse des ondes de cisaillement avec l'indice des vides ; mesurés in-situ par la méthode de Crosshole (D'après Silver,1981)	60
Figure I.40	Domaines d'utilisation du matériels d'essais (Reiffsteck.2000)	61

Chapitre II

Figure II.1	Représentation de liquéfaction ; a et b: état initial, c: état à la liquéfaction (d'après Johansson, 2000)	69
Figure II.2	Exemples de désordres causés par la liquéfaction durant le séisme	71
Figure II.3	Essai de liquéfaction statique (Canou et al. 1994)	72
Figure II.4	Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos	73
Figure II.5	Influence de K_0 sur la résistance à la liquéfaction (Seed et Peacock, 1971)	74
Figure II.6	Influence du rapport K_0 sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara, 1985)	75
Figure II.7	Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique, Martin et al. (1978)	76
Figure II.8	Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al.,1986b)	76
Figure II.9	Influence de la structure sur la résistance (RCC) (d'après Pecker, 1984)	77
Figure II.10	Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Seed et harder, 1990)	78
Figure II.11	Influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction du sol	79

	résultats expérimentaux d'après Yochimi et al.(1989)	
Figure II.12	Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (D'après Pecker, 1984)	79
Figure II.13	Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995)	80
Figure II.14	Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Seed et Harder, 1990)	81
Figure II.15	Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al., 2002)	81
Figure II.16	Fuseau granulométrique des sols liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984)	82
Figure II.17	Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Ishihara et Kosecki, 1989)	83
Figure II.18	Instabilité initiale des sables lâches avec une faible teneur en éléments fins (Silt) (Yamamuro et Covert, 2001)	83
Figure II.19	Effet de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction, $D_r = 50\%$ (Amini et Sama 1999)	85
Figure II.20	Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mulilis et al., 1977)	86
Figure II.21	Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 1 ^{er} série avec 30% gravier (Amini et Sama, 1999)	86
Figure II.22	Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 2 ^{er} série avec 10% gravier (Amini et Sama, 1999)	87
Figure II.23	Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche (Benahmed N. et al., 2004)	87
Figure II.24	Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et al.1978)	88
Figure II.25	Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra, 2000)	88
Figure II.26	Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (d'après Lee, 1965)	90
Figure II.27	Déformation volumique en fonction de la déformation axiale pour des essais triaxiaux drainés faits sur un sable lâche (D_r initial = 38 %) de la	90

	rivière Sacramento (selon Lee, 1965; de Holtz et Kovacks, 1991)	
Figure II.28	Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (d'après Casagrande, 1975)	91
Figure II.29	Variation du volume sous chargement monotone	92
Figure II.30	Critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (d'après Luong, 1978)	93
Figure II.31	Comportements cycliques drainés des sables (d'après Luong, 1980)	94
Figure II.32	Variation de volume sous chargement cyclique (Luong, 1980)	94
Figure II.33	Comportement du sable en condition non drainée (d'après Luong, 1980)	96

Chapitre III

Figure III.1	Courbe granulométrique	99
Figure III.2	Sable de Chlef – Image MEB –	99
Figure III.3	La composition minéralogique du sable de chlef– Image MEB –	99
Figure III.4	Courbe granulométrique	100
Figure III.5	Sable de Fontainebleau - Image MEB -	100
Figure III.6	La composition minéralogique du sable de Fontainebleau–Image MEB–	100
Figure III.7	Le Microscope électronique utilisé (MEB) de l'école polytechnique Palaiseau	101
Figure III.8	Le pot vibrant relié à l'armoire de commande	102
Figure III.9	Moule de confectionnement d'échantillon a) - Moule ouvert b) Moule fermé c) l'emplacement de la membrane sur le moule	102
Figure III.10	Schéma d'un moule de préparation d'échantillons	103
Figure III.11	L'échantillon placé sur le pot vibrant	103
Figure III.12	Schéma d'un système masse-ressort-amortisseur	104
Figure III.13	Dispositif expérimental utilisé	105
Figure III.14	Présentation schématique de la cellule triaxiale utilisée	105
Figure III.15	Moule de fabrication des échantillons	106
Figure III.16	Présentation schématique d'un contrôleur GDS (Menzies, 1988)	107
Figure III.17	Système d'antifretage utilisé	108

Figure III.18	Système d'accrochage utilisé	109
Figure III.19	Préparation par déversement à sec	110
Figure III.20	Préparation par sous compaction	111
Figure III.21	Vérification de la procédure expérimentale: (a) Courbe de variation déviateur-déformation axiale, (b) Chemin de contrainte	114

Chapitre IV

Figure IV.1	Courbes de résonance ($\sigma_c=100$ kPa)	117
Figure IV.2	Courbes de résonance avec une zone d'instabilité ($\sigma_c=100$ kPa)	117
Figure IV.3	L'effet de la forme des grains sur la fréquence de résonance (f_0) (dessin à refaire)	118
Figure IV.4	L'évolution de f_0 en fonction du diamètre moyen $D_{50\%}$	119
Figure IV.5	L'influence de la surface spécifique (S_a) sur la fréquence de résonance	120
Figure IV.6	Courbes de résonance ($\sigma_c=100$ kPa) : Sable de Fontainebleau	121
Figure IV.7	Courbes de résonance ($\sigma_c=100$ kPa) : Sable de Chlef	121
Figure IV.8	L'effet de la densité sur la fréquence de résonance	122
Figure IV.9	L'influence de la contrainte de confinement sur la fréquence de résonance	122
Figure IV.10	L'influence de la vitesse de balayage en fréquence sur la fréquence de résonance	123
Figure IV.11	Variation du coefficient d'amortissement avec la fréquence de résonance	124
Figure IV.12	Variation du coefficient d'amortissement avec l'Accélération	124

Chapitre V

Figure V.1	Essais de compression drainée sur sable ($\sigma'_3=100$ kPa-Dr= 06%)	130
Figure V.2	Essais de compression drainée sur sable ($\sigma'_3=100$ kPa- Dr= 70%)	131
Figure V.3	Evolution de la déformation volumique en fonction du degré de saturation (B)	132
Figure V.4	Evolution de l'angle de dilatance en fonction du coefficient B	132

Figure V.5	Influence de B (Coef de Skempton) sur la réponse non drainées du sable de Chlef ($\sigma'_3=100$ kPa)	135
Figure V.6	Influence du coefficient de Skempton sur la réponse non drainées du sable de Chlef ($\sigma'_3=100$ kPa)	136
Figure V.7	Influence de B sur l'effort résiduel (Sus)	137
Figure V.8	Evolution de l'angle de frottement au pic en fonction du degré de saturation	138
Figure V.9	Evolution du module sécant en fonction du coefficient B : sable de Chlef	139
Figure V.10	Variation du déviateur de contrainte en fonction déformation axiale	141
Figure V.11	Chemin de contrainte (p'-q)	141
Figure V.12	Variation de la pression interstitielle en fonction déformation axiale Sable de chlef ($I_d= 0.15$, $q_m = 40$ kPa)	142
Figure V.13	Variation du déviateur de contrainte en fonction déformation axiale Variation de la pression interstitielle en fonction du nombre	142
Figure V.14	Chemin de contrainte (p'-q)	143
Figure V.15	Variation de la pression interstitielle en fonction déformation axiale Sable de Chlef ($D_r= 0.15$, $q_m = 40$ kPa)	143
Figure V.16	Variation de la pression interstitielle en fonction du nombre de cycles (Haut)	144
Figure V.17	Variation de la pression interstitielle en fonction du nombre de cycles (Bas)	144

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1	Sens de variation des propriétés physiques en fonction de la vitesse de l'onde P	39
Tableau I.2	Relation empiriques de détermination de V_s en laboratoire (Patel et al. 2010)	41
Tableau III.1	Caractéristiques du sable de Chlef	94
Tableau III.2	Caractéristiques du sable de Fontainebleau	95

LISTE DES SYMBOLES

δ	Le déplacement du rayon des particules
P_0	La pression de contact
R^*	Le rayon de courbure équivalent
E^*	Le module d'Young équivalent
N	La la force normale
μ	Le coefficient de frottement
K_t	La constante de raideur initiale
$1/G^*$	Le module de cisaillement équivalent de deux corps en contact
D	Le coefficient d'amortissement
F_0	La fréquence de résonance
P	L'onde de compression ou onde primaire
η	La viscosité du matériau
S	L'onde de cisaillement ou onde secondaire ou aussi onde de distorsion
C_u	Le coefficient d'uniformité
V_s	La vitesse des ondes de cisaillement
V_p	La vitesse des ondes de primaire
D_{50}	Le diamètre moyen ou Taille médiane
D_{10}	Le diamètre effectif
D_{60}	Le diamètre des grains à 60% passant
e	L'indice des vides
ρ_s	La masse spécifique des grains solides
e_{max}	L'indice des vides maximal
e_{min}	L'indice des vides minimal
n	La porosité
S_s	La surface spécifique
D_r	La densité relative
Φ	L'angle frottement interne
S_r	Le degré de saturation
Γ	L'accélération
τ	La contrainte de cisaillement
σ	La contrainte de confinement
μ	La pression interstitielle
τ_{hv}	La Contrainte de cisaillement cyclique
σ'_0	La Contrainte effective verticale
N	Le nombre de cycles
K_0	Le Coefficient des terres au repos
σ'_h	La Contrainte effective horizontale
σ'_v	La Contrainte effective verticale
ϵ_{ij}	La Composantes du tenseur de déformations La déformation de cisaillement moyenne γ
ϵ_1	La Déformation axiale
ϵ_2 et ϵ_3	La Déformations horizontales

Liste des Symboles

ε_v	La Déformation volumique
σ_{ij}	La Composantes du tenseur de contraintes
σ'_{ij}	La Composantes du tenseur de contraintes effectives
σ'_h	La Contrainte effective horizontale
σ'_v	La Contrainte effective verticale
τ_{hv}	La Contrainte de cisaillement cyclique
P'_c	La Pression de confinement effective
P'	La Pression moyenne effective
Δu	La Variation de la pression interstitielle
q	La Déviateur, pour un essai triaxial : $q = \sigma_1 - \sigma_2$
q_{\min}	La Valeur du déviateur minimal
q_{\max}	La Valeur du déviateur maximal
q_s	Déviateur à l'état stable
q_{ss}	Déviateur à l'état presque stable
q_{pic}	Déviateur au pic
$\Delta \varepsilon_v$	Variation de la déformation volumique
$\Delta \varepsilon_1$	Variation de la déformation axiale
B	Coefficient de Skempton
H_0	Hauteur initiale de l'échantillon
V_0	Volume initial de l'échantillon
I_d	Indice de densité
D_r	Densité relative
I_p	Indice de plasticité
φ_s	Angle de frottement résiduel
E	Module sécant de déformation
S_{us}	Effort résiduel
OCR	Rapport de surconsolidation
ψ	Angle de dilatance

SOMMAIRE

RÉSUMÉ	1
ABSTRACT	2
RÉSUMÉ EN ARABE	3
LISTE DES FIGURES	4
LISTE DES TABLEAUX	11
LESTE DES SYMBOLES	12
INTRODUCTION GÉNÉRALE	19
	23
 CHAPITRE I: ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MATÉRIAUX GRANULAIRES VIBRANTS	
I.1 INTRODUCTION	24
I.2 OBSERVATION DES MATÉRIAUX GRANULAIRES VIBRANTS	24
I.2.1 Instabilités surfaciques	25
I.2.2 Régimes vibratoires d'un lit mince	25
I.2.3 Régimes vibratoires d'un lit épais	26
I.3 TRIBOLOGIE ET LOIS DE CONTACT	26
I.3.1 Frottement, les lois de base	27
I.3.2 Contact normal et lois de Hertz	28
I.3.3 Procédure de Mindlin et Deresiewicz	29
I.3.4 Phénomène de stick-slip	30
I.3.5 Loi de Coulomb et condition de Signorini	30
I.4 SOLLICITATION DYNAMIQUE SUR LES SOLS	31
I.4.1 Sollicitation sismique	31
I.4.2 Actions dynamiques dues aux machines	31
I.5 COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES SOLS	32
I.5.1 Coefficient d'amortissement (D)	33
I.5.1.1 Etude de la courbe de réponse accélération fréquence	33
I.5.1.2 Méthode du décrément logarithmique	34
I.5.2 Résonance Non-linéaire	35
I.5.3 La région d'instabilité	36
I.6 LES ONDES DANS LE SOL	37
I.6.1 Ondes de volume:	37
I.6.2 Ondes de surface	38
I.7 RELATIONS VITESSE V_p- PROPRIETES PHYSIQUES DES TERRAINS	40
I.8 LES PARAMETRES INFLUENTS SUR LA VITESSE DES ONDES DE CISAILLEMENT DES SOLS GRANULAIRES	41
I.8.1 L'indice des vides	41
I.8.2 La granulométrie	43
I.8.3 Le coefficient d'uniformité	43
I.8.4 la méthode de préparation	43
I.8.5 Le degré de surconsolidation OCR	43
I.8.6 Le degré de saturation	43

I.9	RÔLE DE DIFFERENTS PARAMETRES SUR LES CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES (D, C, F₀)	44
I.9.1	Rôle de la contrainte de confinement sur l'amortissement	44
I.9.1.1	Rôle de la contrainte de confinement σ_0 sur l'amortissement (D)	44
I.9.1.2	Rôle de la saturation sur le coefficient d'amortissement (D)	47
I.9.1.3	Relation entre l'indice des vides et l'amortissement D	49
I.9.2	La fréquence de résonance	50
I.9.2.1	Rôle de la vitesse de balayage sur la fréquence de résonance F ₀	50
I.9.2.2	Rôle de la contrainte de confinement sur la fréquence de résonance (F ₀)	51
I.9.2.3	Rôle de l'accélération maximale sur la fréquence de résonance (F ₀)	51
I.10	LES RELATIONS ENTRE LES CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES (D, F₀, Γ)	52
I.10.1	Relation entre la fréquence de résonance et l'amortissement	52
I.10.2	Rôle de la fréquence de résonance sur l'accélération imposée	53
I.10.3	La relation entre le coefficient d'amortissement et l'accélération	53
I.11	I.11 LES PARAMETRES INFLUENTS SUR LA VITESSE DE PROPAGATION (C)	54
I.11.1	Rôle de la densité relative sur la vitesse de propagation (C)	54
I.11.2	Rôle de la pression de confinement (σ_0) sur la vitesse de propagation (C)	56
I.11.3	Rôle de l'indice des vides sur la vitesse de propagation (C)	56
I.12	LES APPAREILS UTILISÉS POUR L'ETUDE DES COMPORTEMENTS DYNAMIQUES	61
I.12.1	Introduction	61
I.12.2	Essais in situ	61
I.12.2.1	Essai de pénétration standard "SPT"	61
I.12.2.2	Essai Cross-Hole	62
I.12.2.3	Essai de Down-Hole	62
I.12.2.4	Essai MASW (Modal Analysis of Surface Wave)	63
I.12.3	Essais en laboratoire	63
I.12.3.1	Essai à la colonne de résonance	63
I.12.3.2	Essais à propagation d'ondes ultrasonores	64
I.12.3.3	Essai des bilames piezoélectriques « Bender Element »	64
I.12.3.4	Essai au triaxial dynamique	65
I.12.3.5	Essais cycliques	66
I.12.3.6	Essai de torsion cyclique	66
I.13	CONCLUSION	67

CHAPITRE II: ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUES DE LA LIQUÉFACTION DES SABLES

II.1	INTRODUCTION	69
II.2	ASPECT FONDAMENTAL DE LA LIQUÉFACTION	71
II.3	LIQUEFACTION STATIQUE	71

II.4	MÉTHODE GÉNÉRALE D'ÉVALUATION DE LA LIQUÉFACTION	72
II.5	PARAMÈTRES INFLUENTS SUR LA RÉSISTANCE A LA LIQUÉFACTION	73
	II.5.1 Etat de contrainte initial	73
	II.5.2 Influence de l'Histoire des Contraintes et des Déformations	75
	II.5.3 Influence de la Saturation	78
	II.5.4 Influence du confinement	79
	II.5.5 Influence de la granulométrie	82
	II.5.6 Présence d'éléments fins	82
	II.5.7 Influence des fines et graves	83
	II.5.8 Mode de préparation des échantillons	85
	II.5.9 Surconsolidation	88
II.5	ÉTUDE DU COMPORTEMENT DES SABLES SOUS CHARGEMENT MONOTONE ET CYCLIQUE	89
	II.5.1 Comportement des sables sous chargement monotone	89
	II.5.1.1 Essai Drainé	89
	II.5.1.2 Essai non Drainé	90
	II.5.2 Comportement des sables sous chargement cyclique	93
	II.5.2.1 Essai Drainé	93
	II.5.2.2 Essai non Drainé	95
II.6	Résistance à la liquéfaction	96
II.7	CONCLUSION	97

CHAPITRE III : LES MATÉRIAUX ET LES APPAREILS UTILISÉS

III.1	LES MATÉRIAUX UTILISÉS	99
	III.1.1 Sable de chlef	99
	III.1.2 Sable de Fontainebleau	100
III.2	DISPOSITIFS EXPÉRIMENTAUX	101
	III.2.1 Appareil de Résonance longitudinale	101
	III.2.1.1 Introduction	101
	III.2.1.2 Présentation de l'appareillage	101
	III.2.1.3 Préparation des échantillons	102
	III.2.1.4 Procédure de l'essai résonnant à excitation longitudinale	103
	III.2.2 Appareil Triaxial	104
	III.2.2.1 Introduction	104
	III.2.2.2 Présentation générale	104
	III.2.2.3 Le moule de fabrication des échantillons	105
	III.2.2.4 Système de mesure	107
	III.2.2.5 Système d'antifrettage	108
	III.2.2.6 Système d'accrochage	108
	III.2.2.7. Les différents types de préparation	109
	III.2.2.7.1 Déversement à sec (DS)	110
	III.2.2.7.2 Préparation par sous compaction	110
	III.2.2.8 La fabrication de nos échantillons	111

III.2.2.9 Saturation de l'échantillon	112
III.2.2.10 Consolidation	113
III.2.2.11 Mesure du coefficient de Skempton (B)	113
III.2.2.12 Répétabilité des essais	113
III.3 CONCLUSION	114

CHAPITRE IV : COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES MATÉRIAUX GRANULAIRES

IV.1 INTRODUCTION	116
IV.2 LE PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	116
IV.3 INFLUENCE DE LA GRANULOMÉTRIE SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE	117
IV.3.1 Influence de la distribution granulométrique sur la courbe de résonance	117
IV.3.2 L'influence de la forme des grains sur la fréquence de résonance	118
IV.3.3 L'influence du diamètre moyen (D_{50}) sur la fréquence de résonance	119
IV.3.4 L'influence de la surface spécifique (S_a) sur la fréquence de résonance	119
IV.4 D'AUTRES PARAMÈTRES INFLUENTS SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE	120
IV.4.1 L'effet de la vitesse sur la non-linéarité	120
IV.4.2 L'effet de la densité sur la fréquence de résonance	121
IV.4.3 Le rôle de la contrainte de confinement sur la fréquence de résonance	122
IV.5 ÉTUDE DES PARAMETRIQUE DYNAMIQUES (Γ, F_0, V, D)	123
IV.5.1 L'effet de la vitesse sur la fréquence de résonance	123
IV.5.2 La relation entre la fréquence de résonance (F_0) et le coefficient d'amortissement (D)	123
IV.5.3 L'influence de l'accélération d'excitation sur D	124
IV.6 CONCLUSION	125

CHAPITRE V : ÉTUDE DE L'INFLUENCE DE LA SATURATION SUR LA RÉSISTANCE A LA LIQUÉFACTION

V.1 INTRODUCTION	127
V.2 COMPORTEMENT DU SABLE CHLEF SOUS CHARGEMENT MONOTONE	128
V.2.1 Introduction	128
V.2.2 Comportement monotone drainé du sable de chlef	128
V.2.2.1 Le programme expérimental	128
V.2.2.2. Influence du coefficient de Skempton	129
V.2.2.2.1 L'évolution de la déformation volumique	131
V.2.2.2.2 L'évolution de l'angle de dilatance	132
V.2.3 Comportement monotone non drainé du sable de chlef	133
V.2.3.1 Le programme expérimental	133

V.2.3.2. Influence du coefficient de Skempton	133
V.2.3.2.1 l'évolution de l'effort résiduel	134
V.2.3.2.2 Angle de frottement	137
V.2.3.3.3 Module Sécant (E)	138
V.3 COMPOTEMENT DU SABLE DE CHLEF SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE	139
V.3.1 Introduction	139
V.3.2 Influence du coefficient de Skempton (B)	140
V.3.2.1 Programme expérimental	140
V.3.2.2 Discussion des résultats	140
V.4 CONCLUSION	145
CONCLUSION ET PERSPECTIVES	146
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	150

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Les séismes, de part leurs natures, sont des phénomènes complexes et dangereux au cours de ce dernier siècle, leurs nombres se sont amplifiés, et leurs conséquences se sont avérées catastrophiques. Ainsi plusieurs pays dont le notre, en l'occurrence l'Algérie, se trouvent confrontés à ce problème et cherchent à améliorer la conception de leurs ouvrages pour faire face à ces séismes.

Dans le cas des sollicitations sismiques, l'évaluation d'un certain nombre de problèmes de génie civil nécessite souvent la considération du comportement dynamique des sols, c'est-à-dire l'action sismique sur les sols s'exercera d'une manière dynamique. D'importants progrès, impliquant à la fois une meilleure évaluation du risque sismique, et une détermination expérimentale des propriétés dynamiques des matériaux ont été réalisés dans le domaine des études sismiques.

Le sol est un assemblage de grains et de particules beaucoup plus complexe que l'assemblage régulier des billes élastiques linéaires utilisé dans la théorie de Hertz. La transition de l'élasticité linéaire dynamique au non linéaire des sols est d'un intérêt considérable dans la propagation des ondes sismiques. Le Chargement des sables sous sollicitation sismique a fait l'objet de très nombreux travaux depuis plusieurs années, en particulier les écoles américaines (Seed, Lee, Youd, Martin) et Japonaises (Yoshimi, Ishihara, Tasuda), Françaises (Biarez, P.M. Luong, P.Y. Hicher) et algériennes, mais malgré cela le comportement des grains solides est un domaine très difficile à identifier. Mindlin (1949), Timoshenko et Coodier (1951), Mindlin et Deresiewicz (1953), ont essayé de mieux préciser la nature de comportement d'un assemblage de particules solides constituant le sol et leur contact l'un vers l'autre. D'autre part plusieurs chercheurs ont entrepris des études sur l'analyse linéaire et non linéaire d'une réponse d'un mouvement vibratoire sur des solides.

A cet effet, nous avons abordé ce sujet, afin de contribuer à mettre en évidence un autre aspect fondamental du comportement non linéaire du sol soumis à des vibrations. Cet aspect est traité à travers l'influence de quelques facteurs agissant sur la forme de la courbe de résonance, en utilisant un appareil de résonance longitudinale qui est classé dans la catégorie des essais en régime dynamique (Boelle, (1983)). Il se base sur l'exploitation des résonances longitudinales d'un échantillon cylindrique de sol, à l'aide de la relation de dispersion établie par Pocchhammer et Chree. Cet appareil de résonance est appelé «pot vibrant», du laboratoire de mécanique des solides de l'école polytechnique de Palaiseau (France).

D'autre part, les séismes font partie des sollicitations dynamiques pouvant induire des phénomènes de liquéfaction dont les conséquences peuvent être catastrophiques tant sur le plan humain que sur le plan socio-économique. Le risque de liquéfaction prend une part grandissante dans les projets d'aménagement du territoire et de construction. La liquéfaction correspond à la perte de résistance d'un matériau sableux saturé suite à un développement d'un excès de la pression interstitielle. C'est alors que le sol perd sa résistance et commence à se comporter comme un liquide. Ce phénomène a fait l'objet de nombreux dégâts à travers le monde: séisme

d'Alaska et de Nigata 1964, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobé 1995 et récemment Izmir 1999 et même à Boumerdes 2003.

Par contre, pour l'étude du phénomène de liquéfaction on a effectué des séries d'essais de cisaillement à l'appareil triaxial du laboratoire des sciences des matériaux et environnement de l'Université de Chlef (Algérie), permettant d'explorer le comportement mécanique des sols sous chargement monotone et cyclique. Ce rapport de thèse est organisé en cinq chapitres couvrant les différents aspects de cette thèse :

Dans le *premier chapitre*, nous présentons une étude bibliographique issue d'articles de la littérature concernant des études expérimentales menées sur les matériaux granulaires en général et sur le sable en particulier. D'autre part, on s'est intéressé au phénomène d'instabilité des matériaux granulaires sous vibrations, tout en définissant les grandeurs externes contrôlables qui peuvent affecter ce phénomène, nous distinguons l'accélération, la vitesse, la fréquence, la taille des grains et leurs arrangements. A la fin on a décrit les différents types d'essais de vibrations que ce soit au laboratoire ou bien In situ.

On présente dans le *deuxième chapitre*, la définition du phénomène de liquéfaction des sables, ainsi que des principaux travaux réalisés sur ce domaine. Après un aperçu de l'influence des différents paramètres, comme la granulométrie, la densité relative, la pression de confinement, une étude détaillée de ces paramètres est présentée. Une mise en évidence en laboratoire a été aussi présentée, et la majorité des investigations ont été basées sur l'utilisation des essais triaxiaux monotones (statiques) et cycliques dans des conditions drainées et non drainées.

A travers le *troisième chapitre*, Nous présentons les matériaux utilisés (le sable de Chef et le sable de Fontainebleau) ainsi que les dispositifs expérimentaux que nous avons utilisés, que ce soit l'appareil de résonance « pot vibrant » ainsi que l'appareil triaxial. On a présenté également le mode opératoire adopté pour la préparation et la mise en place des échantillons et pour les tester.

Nous avons consacré le *quatrième chapitre* pour présenter et analyser les résultats expérimentaux obtenus à partir des essais de résonance qui décrivent le comportement de deux types de sable à granulométrie étalée et serrée. On a essayé d'expliquer le problème de la non linéarité des matériaux granulaires, qui portent non seulement sur les causes du phénomène non linéaire, mais aussi les conditions qui se produisent. La transition de l'élasticité linéaire dynamique au non linéaire des sols est d'un intérêt considérable dans la propagation des ondes sismiques. Nous présentons également l'étude de l'influence des différents paramètres dynamiques comme l'accélération, la vitesse d'excitation, la fréquence de résonance, et l'amortissement.

Un *cinquième chapitre* est consacré à la présentation des résultats expérimentaux sur la résistance à la liquéfaction. En fait, l'étude expérimentale du comportement du sable de Chlef

sous chargement monotone et cyclique, dans la perspective de compléter et d'étendre les résultats dans le domaine concernant le phénomène de liquéfaction des sables lâches et denses. A cet effet, une campagne expérimentale d'essais triaxiaux a été effectuée au laboratoire. Il s'agit d'essais drainés et non drainés sur des échantillons consolidés d'une manière isotrope. L'étude porte également sur l'influence des paramètres caractérisant le comportement à l'état permanent de déformation, ainsi que sur l'identification de la résistance au cisaillement non drainé.

A partir des résultats obtenus dans cette étude et de l'analyse de ces résultats, plusieurs **conclusions** sont données et pour compléter ce travail, des **perspectives** sont proposées.

CHAPITRE I: ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MATERIAUX GRANULAIRES VIBRANTS

Dans ce premier chapitre, nous présentons une étude bibliographique issue d'articles de la littérature concernant le comportement rhéologique des milieux granulaires. D'autre part, on s'est intéressé au phénomène d'instabilité des matériaux granulaires sous chargement dynamique, tout en définissant les paramètres qui peuvent affecter ce phénomène, et les appareils d'essais adaptés à l'étude de ce phénomène.

I.1 INTRODUCTION

Les matériaux granulaires représentent les assemblages discrets de particules solides dispersées dans le vide ou dans un fluide interstitiel. Bien que ces matériaux soient omniprésents dans la nature, leur comportement dynamique reste un problème ouvert. Leur comportement global dépend des interactions, des arrangements, de l'historique, et des caractéristiques mécaniques des constituants.

Le sol est un assemblage de grains et de particules beaucoup plus complexe que l'assemblage régulier des billes élastiques linéaires utilisé dans la théorie de Hertz. Les assemblages granulaires sont des arrangements aléatoires de grains frottants et il existe un désordre géométrique dans ces milieux (Jaeger et al., 1996 et Mueth et al., 1998). Lors d'un chargement, ce dernier induit une répartition désordonnée des efforts intérieurs. Cependant, l'étude mécanique d'un tel assemblage nous apporte des renseignements tout à fait fondamentaux pour approcher le comportement du sol.

Notons en outre que le contact direct entre les particules joue un rôle important lorsque le milieu se met en mouvement; la dissipation d'énergie et le transfert de quantité de mouvement dépendent des contacts particule-particule et particule-paroi. Le fluide interstitiel influence également sur le comportement du matériau granulaire; en effet, le fluide joue le rôle d'un lubrifiant au niveau des interfaces de contact et le rôle d'un amortisseur autour des particules en mouvement (Ovarlez, 2002).

Des études considérables ont été faites en dynamiques des sols au cours de ces dernières années aussi bien en investigation de laboratoire qu'en expérimentation sur le site. Ils ont permis une meilleure connaissance du comportement des sols soumis aux sollicitations cycliques, vibratoires, transitoires et dynamiques. Déterminer la réponse des sols à des sollicitations dynamiques requiert des connaissances approfondies des propriétés dynamiques, et des comportements rhéologiques

La compréhension et l'utilisation des ondes acoustiques propagées dans les milieux granulaires ont fait l'objet de nombreuses études depuis une dizaine d'années. En particulier, Jia et al. (1999) ont détaillé le signal reçu après transmission à travers un ensemble de grains (des billes de verre) et les différentes informations qui peuvent être obtenues de ce signal. Il ressort de ces études; qu'elles sont bien adaptées à l'étude et à la caractérisation de la structure et des propriétés viscoélastiques des matériaux granulaires (Miksis, 2008).

I.2 OBSERVATION DES MATERIAUX GRANULAIRES VIBRANTS

L'étude de la vibration des matériaux granulaires remonte à plus de deux siècles. En utilisant des plaques vibrantes couvertes de sable mince, Chladni (1787) a observé un phénomène qui éveille encore la curiosité des chercheurs Duran (1997), Il a remarqué que les grains des sables agités se rangent et forment des figures géométriques régulières; ils sont éjectés des régions de la plaque où l'amplitude des vibrations est maximale (lignes ventrales), et se rassemblent le long des endroits où la plaque vibre le moins, là où l'amplitude est faible ou

nulle (lignes nodales). Plus il y a des lignes ou plus elles sont rapprochées, et plus la fréquence est élevée. La distance entre deux lignes nodales donne l'ordre de grandeur de la demi-longueur d'onde. Faraday (1831) a aussi observé ce phénomène, Il a mis en évidence une expérience qui consiste à secouer verticalement une fine couche de matériau granulaire. Au-dessus d'une certaine amplitude de vibration, la surface du matériau, initialement plane, se déstabilise et donne lieu à des ondes de surface (similaires aux vagues à la houle).

I.2.1 Instabilités surfaciques

Le phénomène d'instabilité de surface libre de matériaux granulaires sous vibration est souvent attribué à la convection due au frottement des particules avec la paroi du récipient ou la présence de fluide interstitiel (Falcon et al. 1999). Mais, parmi les grandeurs externes contrôlables qui peuvent affecter ces phénomènes, nous distinguons l'accélération, la fréquence, la taille des grains et leurs arrangements. Lorsque la taille des particules est relativement petite (de l'ordre de $100 \mu m$) l'effet de l'air interstitiel devient prédominant (Pak et al. 1995). De plus, le choix de formes irrégulières augmente la dissipation due aux collisions et au frottement (Makse et al. 1997). Il est important de noter ici que la vibration des matériaux granulaires dissipatifs engendre des instabilités surfaciques, indépendamment de la présence du récipient (Falcon et al. 1999).

I.2.2 Régimes vibratoires d'un lit mince

Les réflexions sur les lits vibrants, bien que largement discutées, sont encore d'actualité. Les chercheurs continuent à étudier les phénomènes qui en résultent. Les travaux de Bachmann (1940) montrent que le comportement d'un lit vibrant dépend de sa profondeur. Bachmann a montré que lorsque la profondeur moyenne du lit est inférieure à six fois le diamètre des particules ($h_0/d < 6$ où d est le diamètre des particules et h_0 est la hauteur du lit), le mouvement est aléatoire tout comme dans le cas d'un lit fluidifié. Cependant, lorsque la profondeur du lit est supérieure à six strates de particules, le lit a un comportement elasto-plastique. Thomas et al. (1989) ont décrit quatre types de comportement de lits de granulaires minces soumis à des vibrations externes.

Lorsque le milieu granulaire est de faible épaisseur ($h_0/d = 0.17$), le nombre de particules ne suffit pas pour remplir une seule couche, le mouvement des particules nommé régime newtonien de type I est aléatoire et désordonné. Pour une épaisseur plus importante ($h_0/d \approx 0.273$), le régime newtonien de type II s'installe; une dense couche de particules s'accumule à la surface du lit à chaque cycle. Les couches de particules plus larges ($h_0/d \approx 1.7$), entraînent un mouvement de bloc où toutes les couches oscillent de façon cohérente. Le régime condensé-cohérent observé par Thomas et al. (1989) est équivalent au régime observé par Bachmann lorsque $h_0/d > 6$.

L'étude de lits minces a attiré l'attention de plusieurs chercheurs tels que Chelnow et Mikhailov (1965) qui se sont intéressés au transfert de chaleur dans un lit mince sous vibration. Plus tard, Lan et Rosato (1995) ont simulé le comportement d'un lit mince avec des grains sphériques en comparant les résultats numériques avec ceux de la théorie cinétique formulée par

Richman et Martin(1992). Thomas et al. (1989) ainsi que Bachmann (1940) ont montré que les régimes du lit mince diffèrent de ceux du lit épais.

I.2.3 Régimes vibratoires d'un lit épais

Un lit épais oscillant fait apparaître des phénomènes de mise en tas, de convection, de ségrégation et d'ondes similaires à celles décrites par Faraday (1831). Lorsqu'il est vibré verticalement, un matériau granulaire dans un lit épais voit sa surface s'incliner à angle proche du talus pour former des pics en forme de chapeaux (Evesque et Rajenbach, 1989). Plusieurs effets perturbateurs peuvent contribuer à la mise en tas. L'hétérogénéité de la vibration excitatrice (Gallas et al. 1992), l'effet des parois latérales, le frottement (Duran, 1997) ainsi que la présence de fluide interstitiel représentent les effets les plus connus (Evesque, 1990). Une expérience rapportée par Duran (1997) révèle qu'en réalité, la mise en tas résulte du processus de convection, c'est un phénomène de séparation de particules au cours du mouvement du milieu granulaire. On peut trouver plusieurs types et techniques de ségrégations dans la littérature, mais on distingue surtout la « ségrégation de noix de Brésil » et celle du « Tambour d'Oyama » (Duran, 1977). En mélangeant des billes de différentes tailles dans un récipient sous vibration verticale, les billes de grande taille « grimpent » vers la surface (Rosato et al. 2002). C'est ce qu'on entend par « ségrégation de noix de Brésil ».

Les travaux dédiés à l'étude de matériaux granulaires sous vibration verticale sont abondantes dans la littérature, mais très peu de chercheurs se sont intéressés à d'autres types d'excitations tels que la vibration horizontale, horizontale et verticale conjuguées ou à la rotation des matériaux granulaires. La mise en vibration horizontale se caractérise par une surface libre parallèle au chargement et par une sollicitation non altérée par l'effet de la gravité. Une telle excitation fait apparaître des effets supplémentaires; les résultats numériques et analytiques mettent en évidence des mouvements de convection aussi bien dans la direction de sollicitation que dans celle de gravité (Rosenkranz et Pöshel. 1997), (Liffman et al. 1997). Rosenkranz et Pöshel (1997) montrent que la mise en vibration horizontale fait apparaître des phénomènes nouveaux tel que le phénomène d'expansion « swelling ». Ils attribuent ce phénomène à la dilatance de Reynolds et affirment que le phénomène se produit indépendamment du matériau granulaire choisi. Son intensité est toutes fois dépendante des paramètres extérieurs tel que, l'amplitude et la fréquence de vibration. Tennakoon et Behringer (1998) ont examiné l'effet des vibrations verticales et horizontales simultanées. Ils ont montré que les phénomènes que nous venons de citer dans le dernier paragraphe se produisent. En particulier, l'expérience a révélé que la mise en tas et la convection dépendent non seulement des accélérations verticales et horizontales, mais aussi du déphasage entre les deux.

I.3 TRIBOLOGIE ET LOIS DE CONTACT

Les milieux granulaires ont un comportement rhéologique riche; on peut citer des mécanismes aussi variés que le glissement, le roulement des grains, la friction au niveau des surfaces de contact, la friction avec la paroi et la dilatance. L'arrangement des grains ainsi que l'histoire influe aussi sur les interactions entre les constituants du milieu.

I.3.1 Frottement, les lois de base

Le frottement peut avoir lieu lorsqu'il y a mouvement relatif entre deux solides en contact ou plus. Le frottement sec correspond à la force de résistance entre deux solides en contact et le frottement fluide décrit les forces de résistance dans un fluide en écoulement. Leonardo Da Vinci (1452-1519) fut l'un des premiers chercheurs ayant essayé d'expliquer le phénomène de frottement. Il a proposé deux lois de base : la première indique que la force de frottement est indépendante de la surface de contact apparente entre les objets et la deuxième stipule que la force de frottement est proportionnelle à la force normale appliquée. Les observations de Da Vinci n'ont pas été publiées.

Amontons a redécouvert indépendamment les deux lois de frottement en 1699. Il pensait toutefois que le frottement était dû essentiellement à la rugosité des surfaces en contact. En 1785, Coulomb a vérifié les travaux d'Amontons et les a complétés en montrant qu'avant le mouvement relatif de deux solides en contact, la force de frottement augmente jusqu'à atteindre une valeur maximale (frottement statique). Il a montré aussi que le frottement sec est indépendant de la vitesse relative des solides en interaction (Fig. I. 1a).

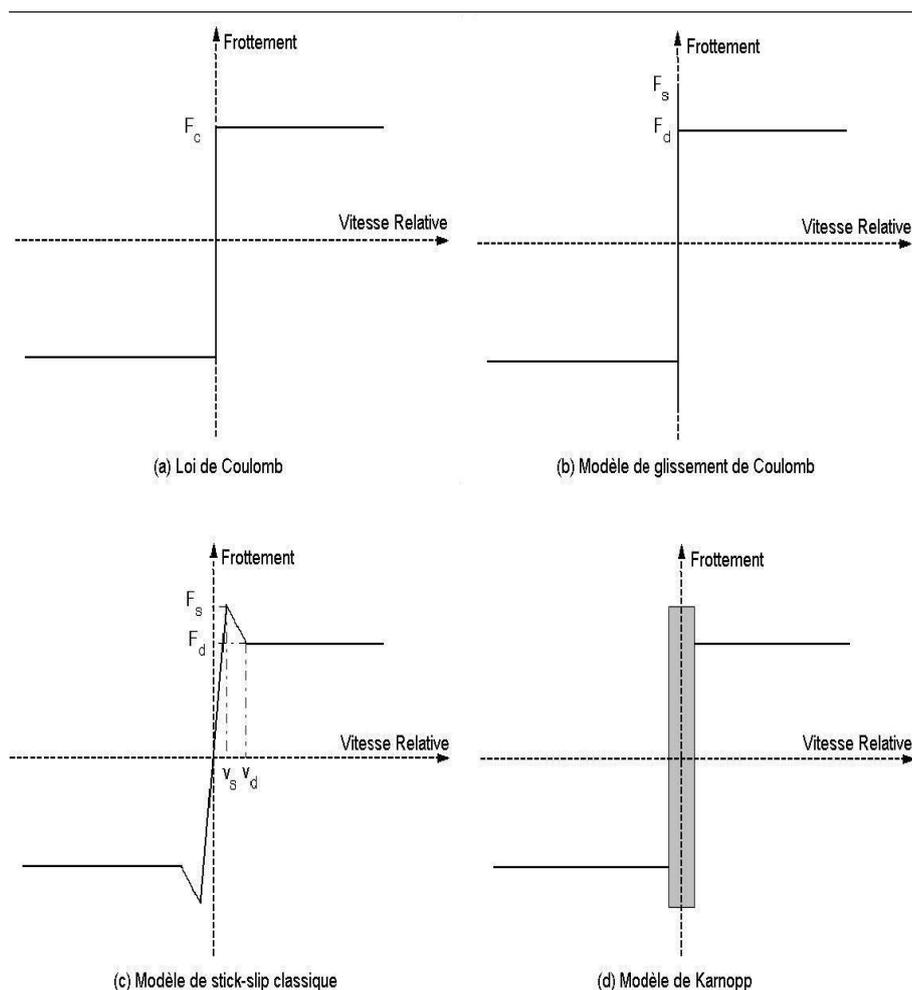


Figure I. 1 : Phénomène de « stick-slip »

Le tribologiste F. P. Bowden a donné une explication physique des lois de frottement, en 1950. Il a stipulé que l'aire réelle de contact, formée d'aspérités ne représente qu'une petite partie de l'aire de contact apparente. Lorsque l'effort normal augmente, davantage d'aspérités des deux solides entrent en contact et la surface fonctionnelle augmente. Selon l'hypothèse de Bowden, la force de frottement dépend de l'aire réelle de contact. L'invention du microscope à force atomique en 1986 a confirmé cette hypothèse et a beaucoup aidé les chercheurs à comprendre et à étudier les phénomènes de frottement à l'école microscopique.

La théorie de contact élastique entre deux sphères a été développée par Hertz en 1882 pour le contact normal et par Mindlin et Deresiewicz en 1953 pour le contact tangentiel. La généralisation de ces lois de contact pour le cas oblique n'est malheureusement pas possible (Di Renzo et Maio, 2004). En effet, les travaux de Mindlin et Deresiewicz (1953) démontrent qu'à cause de la présence de glissement tangentiel, la relation force-déplacement dépend de l'histoire du chargement, et du taux de chargement instantané de la force ou du déplacement tangentiel et normal.

I.3.2 Contact normal et lois de Hertz

L'aspect du comportement des milieux granulaires a été mis en évidence par Hertz (1881) dans une étude de la compressibilité d'assemblage de billes élastiques linéaires.

La loi de Hertz donne le déplacement relatif α des centres des deux billes identiques de rayon R soumises à une force normale de contact intergranulaire N (Fig. I. 2).

$$\alpha = 2 \left[\frac{3(1-\nu_b^2)}{4E_b \sqrt{R}} \right]^{\frac{2}{3}} N^{\frac{2}{3}}$$

E_b et ν_b sont des constantes élastiques du matériau constituant les sphères.

Dans le cas où la force tangentielle est nulle, les contraintes à la surface de contact à la surface de contact sont normales et leur répartition est elliptique.

$$\sigma(\rho) = \frac{3N}{2\pi a^2} \left[1 - \left(\frac{\rho}{a} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

ρ : la distance radiale à partir du centre de la surface du contact.

a : étant le rayon de la surface de contact,

$$a = \left[\frac{3(1-\nu_b^2)}{4E_b} R \right]^{\frac{1}{3}} N^{\frac{1}{3}}$$

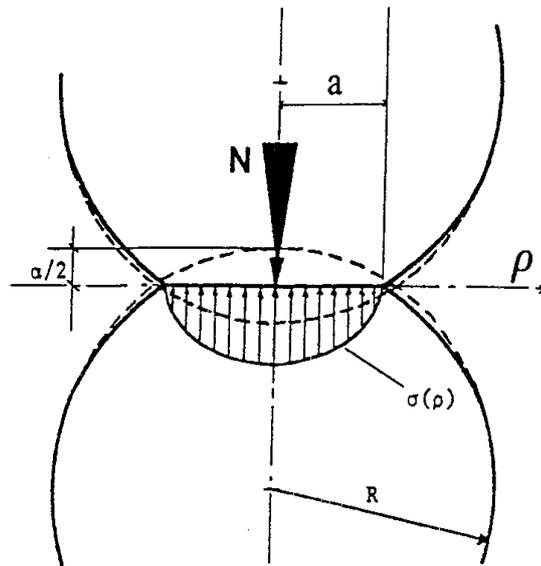


Figure I. 2 : Compressibilité de deux billes élastiques identiques sous une force normale (Loi de Hertz).

I.3.3 Procédure de Mindlin et Dersiewicz

Il est intéressant de rappeler la généralisation des travaux de Hertz, faite par Mindlin en 1949, Timochenko (1951), et Mindlin, Dersiewicz (1953) : ces auteurs ont étudié l'influence de la force de contact tangentielle sur la déformabilité d'assemblages des sphères identiques. Partant d'un état initial où deux billes identiques sont soumises à une force intergranulaire normale N , un calcul élastique montre que l'application d'une composante tangentielle T conduit à un déplacement tangentiel normal δ et à des contraintes de cisaillement infinies sur le pourtour de la surface de contact (Fig. I. 3)

Supposons bien sur que l'une des deux sphères reste immobile et soit δ le déplacement tangentiel du centre de l'autre sphère. Dans le cas où aucun effort tangentiel n'a été antérieurement exercé sur le contact. Le déplacement tangentiel δ est évalué au moyen d'un calcul élastique conduit à la relation:

$$\delta = \left(\frac{2 - \nu_b}{4\mu_b} \right) T \quad \mu_b : \text{module de cisaillement des billes}$$

$$\tau(\rho) = \frac{T}{2\pi a^2} \left[1 - \left(\frac{\rho}{a} \right)^2 \right]^{-\frac{1}{2}}$$

a: défini sur le graphe I.2

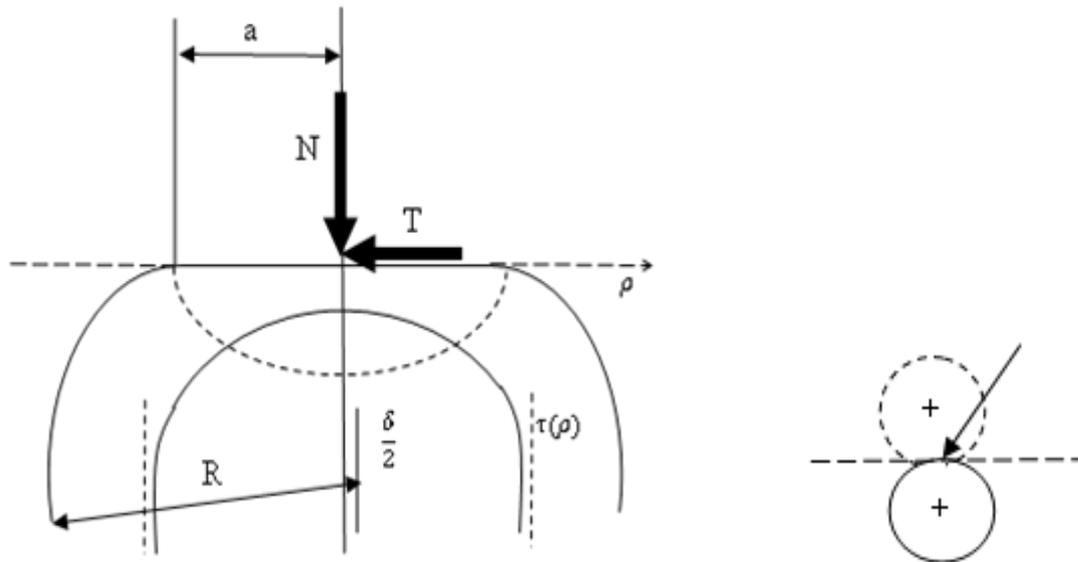


Figure I. 3: Déplacement normal et tangentiel des deux billes.

I.3.4 Phénomène de « stick-slip »

Pour expliquer les phénomènes vibratoires au niveau des interfaces, Bowden et Leben (voir Christopher, 2000) ont introduit le terme "stick-slip". C'est un phénomène qui peut avoir lieu quand le frottement statique F_s dépasse le frottement dynamique F_d . Le modèle de coulomb (Fig.I.1b) explique le frottement sous "stick-slip". Ce modèle est toutes fois loin d'être physiquement réaliste puisqu'à vitesse relative nulle, il peut y avoir plus qu'un niveau de frottement. Une telle singularité peut s'avérer contraignante lors de l'intégration du modèle dans un code de simulation. En 1991, Haessig et Friedland ont introduit un modèle continu (Fig. I. 1c) pour surmonter les problèmes de singularités du modèle de coulomb. L'inconvénient principal de ce modèle appelé "classique" est qu'il permet au solide d'accélérer même si la force externe est inférieure à la limite de frottement. Pour surmonter les problèmes de singularité du modèle de coulomb, Karnopp (1985) a introduit un nouveau modèle (Fig. I.1d) caractérisé par une bande au voisinage de la vitesse nulle où le système est forcé d'être en blocage ("sticking"). A l'intérieur de cette bande, la vitesse relative des corps en contact est nulle et la force de frottement est à l'intérieur du cône de coulomb. Lorsque la vitesse relative franchit la bande de blockage, la force de frottement chute de F_s à F_d et le système entame une phase de glissement relatif ("Slipping").

I.3.5 Loi de Coulomb et condition de Signorini

Le frottement est généralement dû aux états de surface de deux corps en contact. Il peut dépendre des vitesses de glissement V_t et s'exprime sous forme d'efforts de réaction R . Le frottement sec entre deux solides correspond à la composante tangentielle de réaction T . C'est un effort qui s'exerce sans qu'il y ait glissement entre les corps, celui-ci ne se produit que lorsque la réaction tangentielle franchit un seuil bien déterminé. Dans la loi de Coulomb, le seuil est proportionnel à la composante normale de la réaction N . Ceci signifie que l'effort de frottement se situe dans un cône (le cône de Coulomb) $\|T\| \leq \mu N$, où μ est le coefficient de frottement.

Lorsque le glissement se déclenche, l'effort de frottement atteint le seuil et reste opposé à la vitesse de glissement. La relation entre l'effort de frottement et la vitesse tangentielle est illustrée par la figure I.1a.

Dans le cas de contact unilatéral, les particules se chevauchent sans interpénétration ou attraction. Ceci signifie que le gap g et les efforts de réaction entre les particules sont positifs. Les efforts de réaction s'annulent dès la rupture du contact. Cette relation est connue sous le nom de Condition de Signorini : $g \geq 0, N \geq 0, gN = 0$. La condition de Signorini décrit rigoureusement le contact unilatéral dans le cas de contact de corps rigides. Dans ce cas, on fait appel aux lois de chocs et aux formules de restitution de Newton (Azanza, 1998).

I.4 SOLLICITATION DYNAMIQUE SUR LES SOLS

Dans le cas d'un séisme la structure en oscillation imprime à un sol des sollicitations variables, perturbant le mouvement moteur en renvoyant au sol une partie de l'énergie qu'elle reçoit. Les paramètres influant sur la vibration des sols sont la fréquence, la forme de mode et l'amortissement. Les principales sollicitations dynamiques susceptibles d'agir sur l'ensemble sol-fondation sont présentées ci-après.

I.4.1 Sollicitation sismique

La charge sismique est appliquée à travers le sol sous forme d'ondes, et l'action sismique sur les sols s'exercera d'une manière dynamique, c'est-à-dire que le mouvement sismique a pour effet d'induire dans le sol des forces d'inertie importantes et rapidement variables.

L'énergie de vibration impartie sur la structure par le séisme partiellement dissipée à travers la masse infinie de la fondation rocheuse et à travers la dimension latérale du sol ou formations rocheuses de caractéristiques faibles. Durant les dernières décennies, il a été reconnu que le sol sur lequel repose une structure peut avoir un effet d'interaction dynamique avec la structure durant un mouvement sismique. Ce phénomène s'amplifie lorsque le sol est mou et la structure est rigide. Ce type d'interaction sol-structure en dynamique peut quelques fois modifier d'une façon significative les contraintes et les déflexions du système structural complet. Du fait de leur caractère aléatoire et imprévisible, la caractérisation des sollicitations sismiques agissant sur un ouvrage reste difficilement prédictible en un site donné.

I.4.2 Actions dynamiques dues aux machines

Les fondations pour machines vibrantes constituent une source de vibrations qui se propagent dans le sol sur des distances plus au moins grandes dépendant de leurs amplitudes et de la capacité du sol à dissiper leur énergie. Les machines provoquent des vibrations de différentes nature: harmoniques (turbine, moteurs à explosions), des chocs (marteau pilon), ou des vibrations quelconques (broyeurs).

I.5 COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES SOLS

Des études considérables ont été faites en dynamique des sols au cours de ces dernières années aussi bien en investigation de laboratoire qu'en expérimentation sur le site. Le sol est un assemblage de grains et de particules beaucoup plus complexe que l'assemblage régulier des billes élastiques linéaires utilisé dans la théorie de Hertz. Cependant, l'étude mécanique d'un tel assemblage nous apporte des renseignements tout à fait fondamentaux pour approcher le comportement mécanique du sol.

Le Chargement des sables sous sollicitation dynamiques a fait l'objet de très nombreux travaux depuis plusieurs années, en particulier les écoles américaines (Seed, Lee, Youd, Martin) et Japonnaises (Yoshimi, Ishihara, Tasuda) et en France Biarez, P.M.Luong, P.Y Hicher et al., Hardin et Richart (1963) ils ont travaillé conjointement avec l'essai de résonance de torsion, tandis que Boelle (1983) a développé cet essai pour pouvoir mesurer le module de déformation à très faible déformation ($<10^{-5}$) ainsi que le coefficient d'amortissement et le coefficient de poisson. Constantino (1988), il a entrepris une investigation visant à déterminer les propriétés dynamiques des sables (sec et saturés) et es argiles (remaniées et non remaniées), dans le domaine véritablement élastique de ces deux matériaux, en régime dynamique aux faibles déformations ($\varepsilon < 10^{-5}$). Cependant, le comportement des grains solides est un domaine très difficile à identifier.

De même plusieurs essais ont été effectués pour caractériser le comportement du sol. On citera les travaux de Bishop et Henkel (1962) sur l'appareil d'essai triaxial, Ménard (1955), Jamiolkovski et al. (1985) sur le pressiomètre, et les travaux de Tatsuoka & Shibuya (1991), Burland (1989), sur l'intervalle des faibles déformations. Des travaux de recherches réalisés Hardin et Drenevich (1972), Di Benedetto (1987) ont classifié le comportement selon la valeur de l'amplitude de déformation pour n'importe quel type de sollicitation cyclique.

* Le domaine de très petites déformations $0 < \varepsilon < 10^{-5}$

* Le domaine des moyennes déformations $10^{-4} < \varepsilon < 10^{-3}$

* Le domaine grandes déformations $10^{-3} < \varepsilon$

* Le domaine des petites déformations $10^{-5} < \varepsilon < 10^{-4}$

Hicher et al., ont montré que le comportement mécaniques des sables dans le domaine de très petites déformations ($\varepsilon < 10^{-5}$) fait apparaître un comportement élastique non linéaire. Plus précisément, au voisinage d'un état de contrainte non déviatorique.

D'autres chercheurs ont entrepris aussi des études sur l'analyse linéaire et non-linéaire d'une réponse d'un mouvement vibratoire sur des solides. Dublin (1959), a trouvé que la forme de la courbe de réponse accélération - fréquence (courbe de résonance) dépend de l'amplitude et de la forme d'excitation. Harris & Crede (1961) ont montré qu'il existe deux types de saut l'un à droite de la courbe de résonance et l'autre à gauche de la courbe, ces sauts représentent la région d'instabilité du système (non-linéarité) et la direction des sauts dépend de la direction des vibrations. Selon Valette & Cuesta (1993), ce type de non linéarité (type Duffing) aboutit à des courbes de résonance d'une forme particulière. Les études d'Anand (1966) sur la non-

linéarité font apparaître des zones de d'instabilité sur la courbe de résonance : il a montré que les forces d'excitation jouent un rôle important pour la présence ou l'absence de sauts. Valette & Cuesta (1993) ont effectué une étude vibratoire sur une corde vibrante, ils ont trouvé que la fréquence de résonance augmente avec la force d'excitation et la non-linéarité, mais diminue lorsque le coefficient d'amortissement augmente. D'après Lalanne (1999), le saut de la courbe de résonance est instable et ne peut donc pas représenter la fonction de transfert d'un système physique. Les sources de la non-linéarité sont particulièrement : les grands déplacements, les frottements secs et les non-linéarités du matériau selon Girard & Roy (2003). De même le comportement mécanique des sables dans le domaine des très petites déformations (10^{-5}) fait apparaître un comportement élastique non-linéaire (Maalej & al. 2007).

I.5.1 Coefficient d'amortissement (D)

Il est évident que le phénomène d'amortissement dans les sols réels est un problème beaucoup plus complexe, puisque la structure d'un milieu granulaire ne peut pas être assimilée à un assemblage régulier de billes élastiques, l'utilisation du modèle de Mindlin, ne donne aucune solution quantitative de la nature de l'amortissement. Néanmoins, à l'heure actuelle nous sommes capables de mesurer l'amortissement dans les sols et de le prendre en compte dans les lois de comportement. Nous présentons ci-après deux méthodes visant à déterminer les coefficients d'amortissement D, lorsqu'il s'agit des essais de résonance.

I.5.1.1 Etude de la courbe de réponse accélération fréquence

Les propriétés géométriques des courbes de réponse accélération- fréquence d'un échantillon soumis à une excitation de fréquence variable peuvent être utilisées, dans le but d'évaluer le coefficient d'amortissement (D). En effet, il est commun de caractériser les courbes de réponses accélération- fréquence au voisinage de la résonance, par un paramètre appelé bande passante, qui prend en compte la largeur de la courbe de réponse. Celui-ci peut être évalué, en faisant référence à la figure I. 4, comme suit :

$$\text{Bande passante} = \frac{\Delta F}{F_0} = 2 D \quad (\text{D le coefficient d'amortissement})$$

Où $\Delta F = F_2 - F_1$ et F_0 : fréquence de résonance

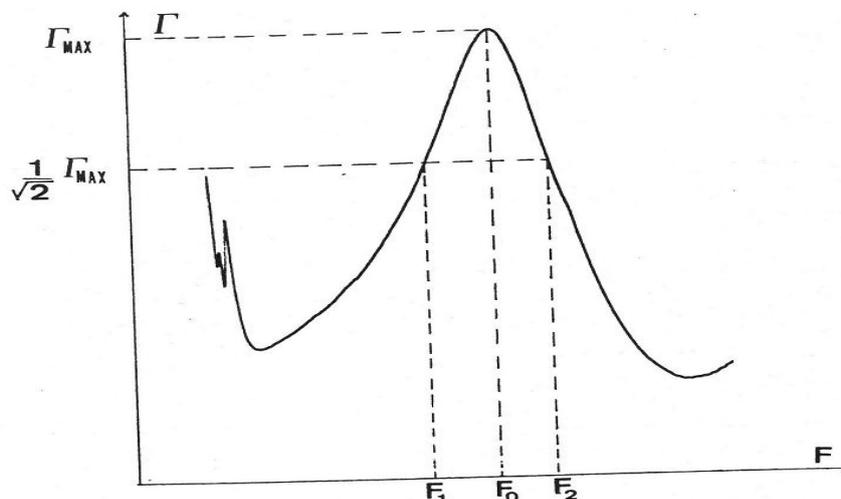


Figure I. 4 : Définition de la bande passante

Rappelons ici que pour un matériau visco-élastique (du type kelvin-voight) le décrétement logarithme peut être calculé à partir de la courbe de réponse accélération-fréquence (Hall et Richard, 1963):

$$\delta = \frac{\pi}{2} \frac{F_2^2 - F_1^2}{F_0} \sqrt{\frac{\Gamma^2}{\Gamma_{\max} - \Gamma^2} \frac{\sqrt{1-2D^2}}{1-D^2}}$$

Dans le cas où le coefficient d'amortissement D est petit et en adoptant $\Gamma = \left(\frac{1}{\sqrt{2}}\right) \Gamma_{\max}$,

Alors on a :

$$\delta = \pi \frac{\Delta F}{F_0}$$

Cette relation, peut s'exprimer en fonction du coefficient d'amortissement D comme:

$$\frac{\Delta F}{F_0} = 2D \frac{\eta w}{E}$$

Où η est la viscosité du matériau.

On voit de l'expression précédente que les bandes passantes pour un matériau visco-élastique (du type Kelvin-Voight) sont proportionnelles à la fréquence F ($w = 2\pi F$).

I.5.1.2 Méthode du décrétement logarithmique

Lorsqu'un système élastique est soumis à une excitation de type vibratoire et une fois que la force excitatrice est supprimée, on constate expérimentalement que l'amplitude des vibrations diminue au cours du temps jusqu'à ce que le mouvement s'arrête. C'est l'amortissement dans le système élastique qui provoque l'affaiblissement de l'intensité des ondes vibratoires.

Dans l'essai de résonance, il s'agit, à partir d'un état de résonance dans un échantillon de supprimer la force excitatrice et de permettre à l'échantillon de vibrer librement jusqu'à la disparition de la vibration (Fig. I. 5).

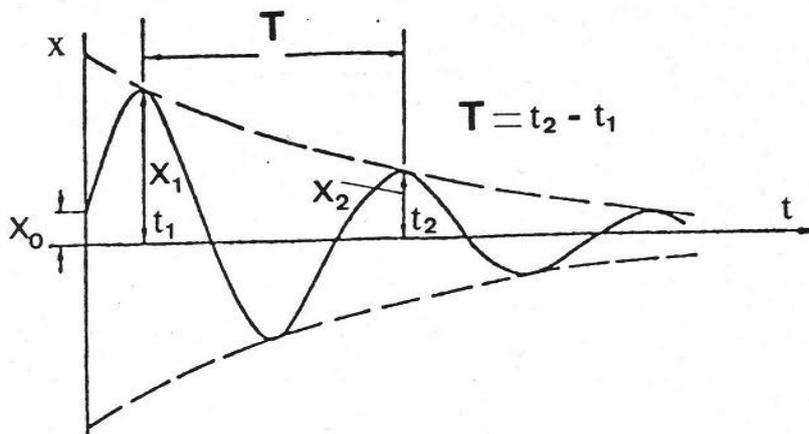


Figure I. 5: Définition du décrétement logarithmique

On définit le décrétement logarithmique que (δ) comme:

$$\delta = \ln \frac{X_1}{X_2}$$

Où X_1 et X_2 sont les amplitudes des déformations, correspondant aux temps t_1 et t_2 respectivement.

Pour un matériau visco-élastique (du type Kilvin-Voight), le décrément logarithmique est relié au coefficient d'amortissement D , de la façon suivante:

$$\delta = \ln \frac{X_1}{X_2} = \frac{2\pi D}{\sqrt{1-D^2}}$$

Dans le cas où D est petit, on peut utiliser relation approchée:

$$\delta = 2\pi D$$

I.5.2 Résonance Non-linéaire

Ce type de non linéarité (type Duffing) aboutit à des courbes de résonances d'une forme particulière dont un exemple est donné sur la figure I.6 (C. Valette et C. Cuesta).

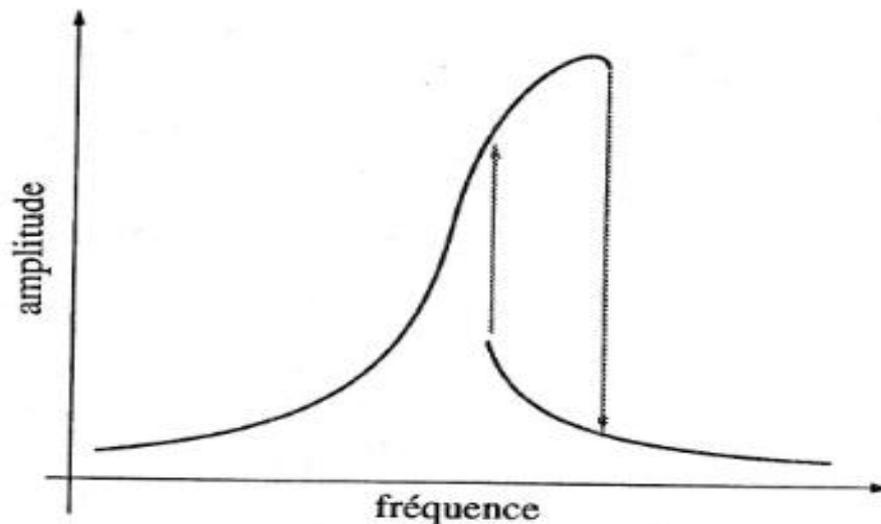


Figure I. 6 : Courbe de résonance avec une non linéarité de type Duffing.

Selon Bendat et al. (1962), il a observé que la fonction de transfert a un phénomène bien connu de saut quand la fréquence augmente lentement depuis zéro, la transmissibilité augmente de l'ordonnée à l'origine 1 jusqu'au point A en passant par D, puis saute en B (Fig. I. 7). Si au contraire, la résonance est approchée depuis les fréquences élevées par un balayage sinusoïdal lent à fréquence décroissante, la fonction de transfert augmente, passe par C et saute en D à la résonance, puis décroît jusqu'à 1 quand f tend vers zéro (Fig. I. 8). Cependant il faut noter que la région CA est instable et ne peut donc pas représenter la fonction de transfert d'un système physique.

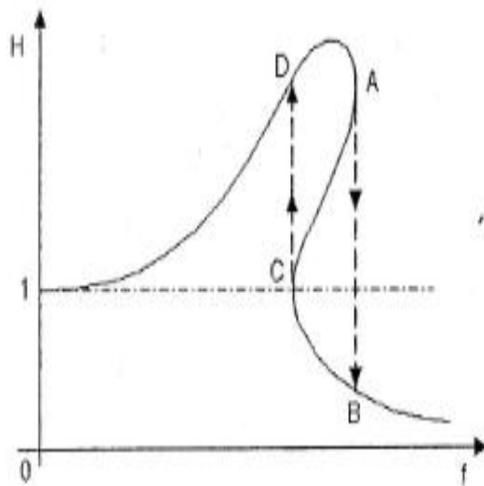


Figure I. 7 : Transmissibilité à fréquence croissante

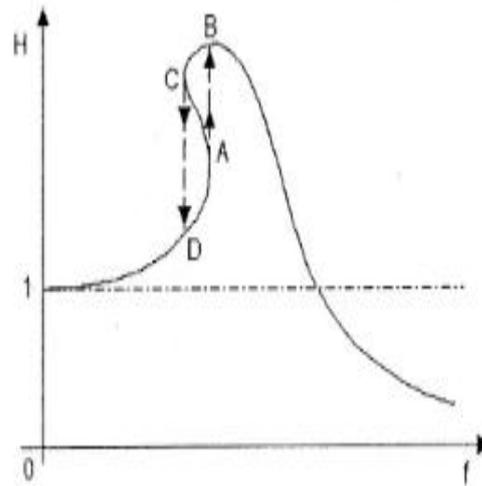


Figure I. 8 : Transmissibilité à fréquence décroissante

Harris & Crede (1961) ont montré qu'il existe deux types de saut l'un à droite de la courbe de résonance et l'autre à gauche de la courbe, ces sauts représentent la région d'instabilité du système (non-linéarité) et la direction des sauts dépend de la direction des vibrations (voir. Fig. I.9).

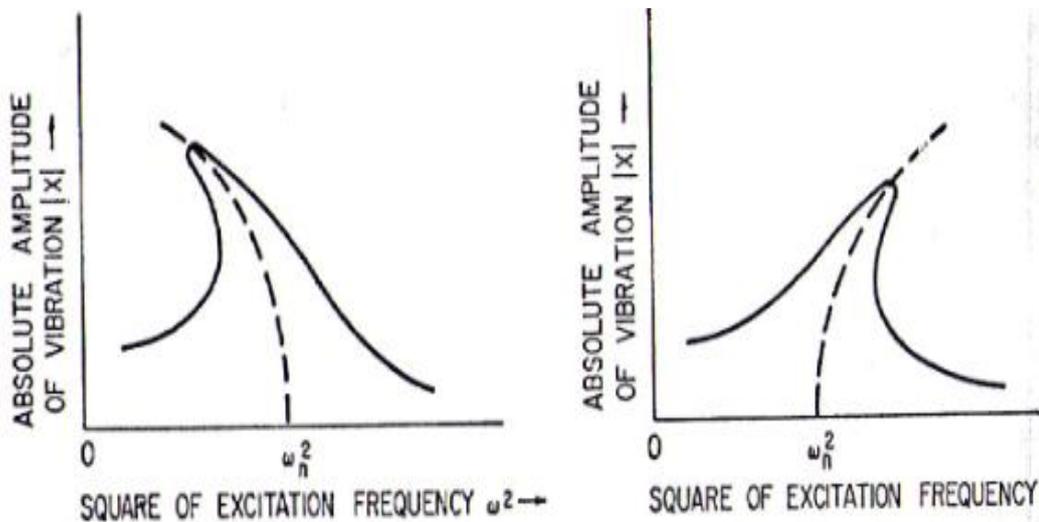


Figure I. 9 : Présentation des sauts : Harris & Crede (1961)

(A) Balayage de fréquence décroissant

(B) Balayage de fréquence croissant

I.5.3 La région d'instabilité

D'après Harris et Crède (1961), le phénomène d'instabilité se produit par un saut, qui n'est pas instantané dans le temps, et représente une région sur la courbe de réponse qui est inaccessible, et pour une valeur de (ω) on peut avoir plus d'une valeur d'amplitude (Fig. I. 10).

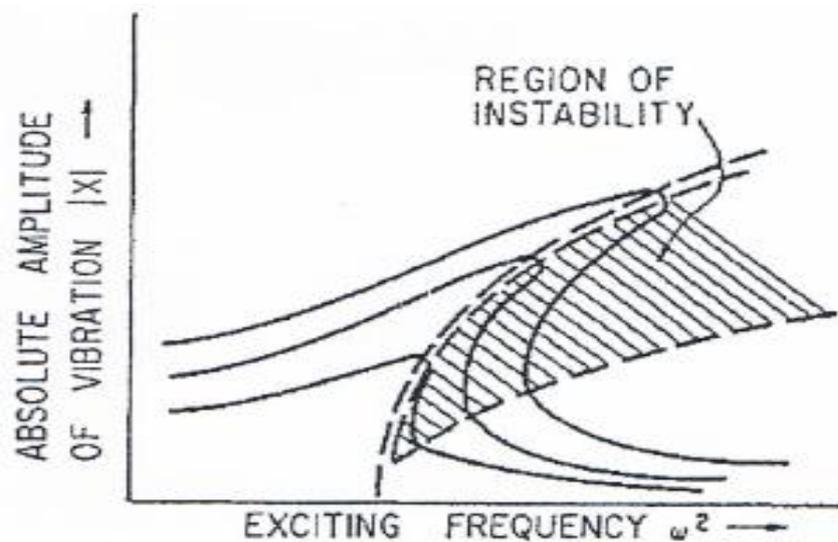


Figure I. 10: Région d'instabilité définie sur des courbes de résonance (Harris et Crède 1961)

I.6 LES ONDES DANS LE SOL

Dans un domaine dynamique, les propriétés élastiques des sols sont liées aux vitesses de propagation des ondes dans les sols. L'expérience a montré qu'une fondation soumise à des vibrations devient une source d'émission d'ondes élastiques qui se propagent dans le sol et transportent la perturbation vers les endroits le plus lointains, selon l'énergie communiquée et la capacité du sol à dissiper cette énergie. On peut définir d'une manière globale une onde comme étant la propagation d'une perturbation produisant sur son passage une variation réversible des propriétés physiques locales (Karray, (2009)). En effet, les ondes peuvent avoir plusieurs sources de provenance. En ce qui concerne les sols, ils proviennent essentiellement des tremblements de terre et de charges vibratoires. Il existe lors de la propagation des ondes dans le sol différents types d'ondes. Celles-ci peuvent être classés en deux grands groupes, soit les ondes de volume qui se propage à l'intérieur du milieu et les ondes de surface qui se propagent proche de la surface (Fig. I. 14).

I.6.1 Ondes de volume

a) Onde de compression ou onde longitudinale (P)

Ces ondes prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieur de la terre sous formes d'ondes de compression (P) (appelée aussi onde primaire (P) de dilatation ou longitudinales) qui se propage avec une vitesse $V_p = 8 \text{ Km/s}$. De nombreuses études ont montré que la vitesse des ondes de compression (P) (V_p) est inférieure au 330 m/s dans le sol près de la surface. Bien plus, Bachrach et al. (1998) a constaté que la vitesse des ondes P de la plage de sable est inférieure à 100 m/s . Bachrach et Nur (1998) a suggéré une explication quantitative pour les faibles vitesses des ondes P pour le sol près de la surface. Baker et al. (1999) a également observé que les vitesses des ondes P dans le sol près de la surface sont inférieure à la vitesse des ondes sonores dans l'air. Les résultats des travaux de Uyanik Osman (2010) pour les ondes P sont similaires aux précédentes études mentionnées ci-dessus. Il est bien connu que P

onde se propage dans toutes sortes de moyens et l'onde S ne peut se propager dans les sols durs. Si le milieu poreux contient de l'eau, la valeur V_p augmente tandis que la valeur V_s diminue (Fig. I. 11)

b) Onde de cisaillement ou onde transversale (S)

Les ondes de cisaillement S (appelée aussi onde secondaire (S) ou onde de distorsion) elles se propagent perpendiculairement au mouvement avec une vitesse V_s (Fig. I. 12).

Les déplacements liés aux ondes (P) et (S) sont respectivement longitudinaux et transversaux par rapport à la direction de propagation. Les ondes de volume ont une vitesse qui, non seulement dépend du matériau traversé, mais aussi qui croît progressivement avec la profondeur (Athanasopoulos et al. 2000). Il est bien connu que P onde se propage dans toutes sortes de sol et même en présence de l'eau, tandis que l'onde S ne peut se propager dans les sols secs. Si le milieu poreux contient de l'eau, la valeur V_p augmente tandis que diminue la valeur V_s (Uyanik Osman, 2010).

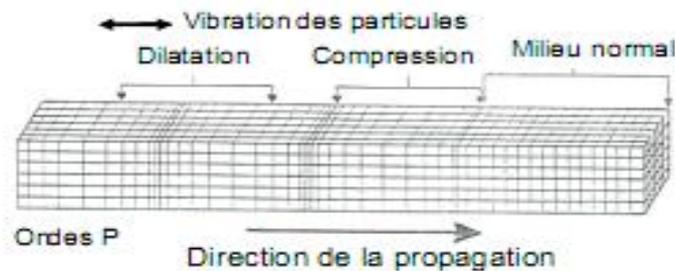


Figure I.11: Onde de type P

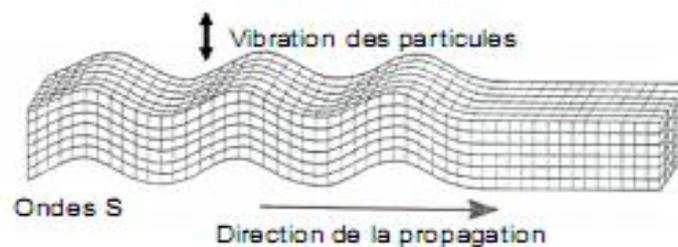


Figure I. 12: Onde de type S

I.6.2 Ondes de surface

Les ondes de volume qui arrivent à la terre produisent des ondes de surface n'intéressent le sol que sur une profondeur extrêmement faible. Ces ondes de surfaces ont deux propriétés importantes : La plus grande partie de l'énergie de ces ondes est localisée au voisinage des surfaces du sol et plus de deux sur trois ($2/3$) de cette énergie est dissipée à la surface du sol. L'amplitude de ces ondes décroît très rapidement en fonction de la profondeur.

a) Ondes de Rayleigh (R) (1880)

Elles se propagent dans un espace élastique semi-infini, limitée par un plan. Cette onde a été premièrement étudiée par Rayleigh (1885) puis décrite en détail par Lamb (1904) en imposant à une surface libre les conditions de frontières appropriées.

On suppose un état plan de déformation avec une direction z compté positif vers le bas. L'onde doit être nulle à l'infini et elle n'existe que si :

$$V_S \leq V_R \leq V_P$$

b) Ondes de Love :

Love (1912) a montré qu'il existe un autre type d'ondes de surface dont le mouvement des grains est perpendiculaire à la direction de propagation. Leur vitesse de propagation V_L est comprise entre V_S la vitesse d'onde de cisaillement et V_R de Rayleigh et aussi elle varie en fonction de la fréquence.

La nature hétérogène de la composition du sol de fondation et la présence d'un bedrock (rigidité très élevée) en profondeur, donne naissance à des phénomènes de réflexion d'ondes. De ce fait, les ondes incidentes et réfléchies forment dans le massif un système d'ondes stationnaires dont l'énergie se propagerait principalement dans la direction parallèle aux interfaces (horizontales), voir figure I. 13.

Les ondes de volume arrivant à la surface de séparation de deux milieux se réfléchissant et se réfractent sur cette surface. Les phénomènes revêtent toute fois une grande complexité, en effet, une onde incidente donne en général naissance non seulement à une onde réfléchie et une onde réfractée de même nature qu'elle –même, mais aussi à une réfléchie et une onde réfractée de nature différente. L'amplitude de chaque onde résultante dépend du rapport des densités de deux milieux, du rapport des vitesses de propagation et, pour deux milieux donnés, de l'angle d'incidence.

Toutefois, le problème de réflexion et de réfraction des ondes de surface de Rayleigh se pose essentiellement pour des milieux à surface libre horizontale en contact le long d'une interface verticale ou inclinée.

Il est admis que les impulsions sollicitant un demi-espace élastique, homogène en surface indique une propagation successive des trois formes d'ondes P, S et R avec une prédominance des ondes de compression (P), sauf que la majeure partie d'énergie émise à la surface du sol revient aux ondes de Rayleigh R avec un pourcentage de 67%, ce qui confirme leurs importances fondamentales dans l'étude des vibrations des fondations, quelles que soient leurs formes, ou leurs positions dans le sol.



Figure I. 13: Onde de surface

Ainsi lors d'un séisme, le sol a un mouvement à la fois vertical et horizontal. Ces mouvements sont ressentis de manière très forte par les structures construites sur ces sols.

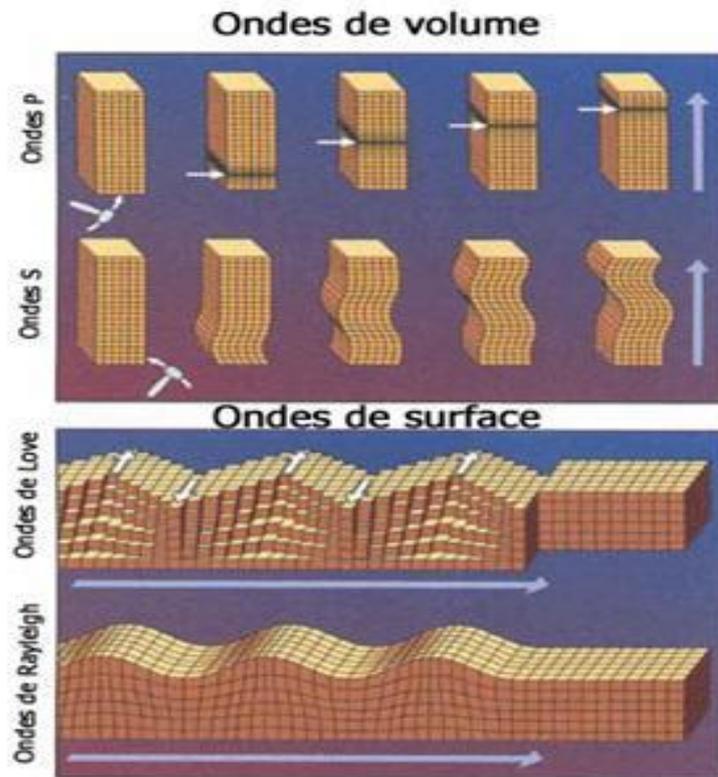


Figure I.14: Les ondes sismiques

I.7 Relations entre la vitesse V_p et les propriétés physiques des terrains

D'après Kouame et al. (2010), la propagation des ondes sismiques est intimement liée aux propriétés physiques des terrains sédimentaires. Elle permet de déterminer la nature des roches inaccessibles. Selon la nature et l'état physique des matériaux traversés, la propagation de l'onde P variera dans un sens ou dans l'autre (tableau I. 1):

Tableau I. 1 : Sens de variation des propriétés physiques en fonction de la vitesse de l'onde P.

	Densité (ρ)	Résistivité (R)	Porosité (Φ)	Argilosité (A_r)
Vitesse de l'onde P (V_p)	$(V_p \nearrow ; \rho \nearrow)$	$(V_p \nearrow ; R \nearrow)$	$(V_p \nearrow ; \Phi \searrow)$	$(V_p \nearrow ; A_r \searrow)$
	$(V_p \searrow ; \rho \searrow)$	$(V_p \searrow ; R \searrow)$	$(V_p \searrow ; \Phi \nearrow)$	$(V_p \searrow ; A_r \nearrow)$

- L'augmentation de la vitesse s'explique par l'accroissement de la densité des roches traversées. Cependant, cette vitesse diminue quand les ondes atteignent un milieu liquide de densité plus faible.

- Quand la porosité d'une roche augmente, il en découle une diminution de la vitesse. La porosité décroît le plus souvent lorsque la profondeur d'enfouissement augmente. Comme la vitesse de

l'onde P croît avec la profondeur d'enfouissement, alors il en résulte une décroissance de la porosité lorsque la vitesse augmente. La diminution de la vitesse révèle donc une augmentation de la porosité des terrains traversés (Kouame, 2006; Kouame et al. 2009).

- La décroissance de la vitesse de l'onde P dénote une forte activité radioactive dans la couche traversée. En d'autres termes, l'augmentation de la vitesse peut s'expliquer par une baisse d'argilosité.
- La variation de la résistivité électrique des fluides interstitiels influe aussi sur la vitesse de l'onde P. En effet, l'accroissement de la vitesse peut indiquer une augmentation de la résistivité électrique de la couche traversée. Vitesse et résistivité électrique évoluent donc le même sens.
- Les variations des paramètres physiques et d'autres facteurs comme la lithologie et l'état de fracturation des roches modifient considérablement la propagation des ondes sismiques dans le sous sol. Ceci rend très délicat l'interprétation de la variation des vitesses sismiques.

La vitesse des ondes sismiques change en fonction des propriétés physiques des sols; la vitesse des ondes sismiques dans le sol dense est supérieure à celle dans un sol meuble (Uyanik et Ulugergerli, (2008). Cependant, les ondes P peuvent se propager dans toutes les matières. D'autre part, les vitesses des ondes P dans la matière liquide est plus élevée que dans le matériau gazeux (Uyanik, 2010). Watkins et al. (1972) ont proposé une relation empirique entre la vitesse des ondes de compression (80 à 2700 m/ s) mesurée sur le site pour les sols de surface et les sédiments peu profonds ayant différents lithologie et de la porosité (0,2-0,8). En plus des relations empiriques entre la porosité et vitesses sismiques dans le sol, il y a aussi certaines relations analytiques ou empiriques dans les roches (par exemple Gassmann, 1951; Nur, 1969; Gardner et al., 1974., Toksoz et al, 1976; Nur et Wang, 1989; Wang, 1997; Dvorkin et Walls, 2000).

I.8 Les paramètres influents sur la vitesse des ondes de cisaillement des sols granulaires

La vitesse d'onde de cisaillement est très importante pour beaucoup d'applications dans le domaine de la géotechnique. A cause de la relation directe qui lie V_s d'un sol aux propriétés physiques de celui-ci, la vitesse des ondes de cisaillement est un paramètre fondamental dans la détermination des propriétés physiques des sols (Etheir, 2009). En effet la vitesse des ondes de cisaillement dépendante de l'indices des vides, la contrainte effective, les caractéristiques intrinsèques des sols (la granulométrie, la forme des grains, l'angularité, la dureté des grains et de composition minéralogique). La structure du sol c'est-à-dire l'arrangement des particules et la force interparticulaire qui influe aussi sur V_s . Ohkubo et Terasaki (1976) indiquent la relation entre la vitesse des ondes de cisaillement, la densité, la porosité et module d'élasticité

I.8.1 L'indice des vides

L'indice des vides est défini comme étant la proportion de vide se trouvant dans un sol ou dans un échantillon de sol ; Ceux-ci pouvant être comblés par l'eau puis par l'air. Les premières relations faisant intervenir V_s en fonction de l'indice des vides et la pression sont apparues dans les années 60 par Hardin et Richard (1963). Dans leurs travaux, ils développent des corrélations qui donnent $V_s = f(e)$ selon le type de sol en place et aussi selon la forme des grains. Tandis que,

des études ont aussi montrés que la vitesse des ondes de cisaillement augmente avec la diminution de l'indice des vides (Hardin et Richart (1963)) et Robertson et al.(1995)).

Tableau I. 2: Relation empiriques de détermination de Vs en laboratoire (Patel et al. 2010)

Etat du Sable	Techniques utilisées	Propriété du sable			Relations proposées σ' (kPa) ; Vs(m/s)	Références
		Noms	D ₅₀ (mm)	C _u		
Sec	Bender éléments	Sable d'Ottawa	0.5	1.2	$V_s = (120,9 - 59e) \cdot \sigma'^{0,25}$	De Alba 1984
		Sable de Silica	0.37	1.8	$V_s = 153,3 \sigma'^{0,23}$	Brocaneli et Rinaldi 1998
		Sable du Nevada	0.16	1.8	$V_s = 67,9 \sigma'^{0,25}$	Arulnathan et al.2000
		Sable de Silica	0.32	1.26	$V_s = 91 \sigma'^{0,25}$	Ortiz 2004
		Sable de Silica	0.47	...	$V_s = 120 \sigma'^{0,12}$	Ismail et al 2005
		Colonne de Résonance	Sable de Silica	0.44	1.5	$V_s = \sqrt{\frac{(G(1-Sr))^n}{\rho_w G_s (1-n) + \rho_w S_r}}$
	Sable fin		0.55	1.5	$V_s = 78 \sigma'^{0,23}$	Cascante et Santamaria 1996
	Saturé	Bender éléments	Sable fin	0.1	2.22	$V_s = (91 - 44,6e) \cdot \sigma'^{0,23}$
Sable de Silica			0.47	...	$V_s = 78 \sigma'^{0,23}$	Ismail et al 2005
Sable de Toyoura			0.22	1.33	$V_s = \sqrt{\frac{478 \sigma'^{0,256} (1+e)}{G_s e^{1,16}}}$	Mohsin et Airey 2005
Colonne de Résonance		Sable Fin-grossier	0.33	...	$V_s = (135 - 86,6e) \cdot \sigma'^{0,25}$	Wei et al 1996
		Sable fin	0.16	1.68	$V_s = (68,5 - 65,5e) \cdot \sigma'^{0,25}$	Chien et oh 2000

I.8.2 La granulométrie

La granulométrie d'un sol est un élément à prendre en compte dans tous les projets de caractérisation des sols. Il fait généralement référence à la composition du sol en ce sens qu'il renseigne sur les diamètres des particules de sol en place qui sont étroitement liés à l'indice des vides. En effet, la variation du diamètre des grains de sol fait varier dans un sens ou dans l'autre l'indice des vides. Le paramètre le plus intéressant à considérer ici est le paramètre moyen des grains (D_{50}).

D'après Ishihara, pour les sables, la variation de l'indice des vides ($e_{max} - e_{min}$) diminue avec l'augmentation du D_{50} . Celle-ci se stabilise pour les graviers ayant un $D_{50} > 5$ mm. Cependant, pour les sols granulaires ayant une grande proportion de fines (<5 mm), cette variation de l'indice des vides est plus importante.

I.8.3 Le coefficient d'uniformité (Cu)

Il fait référence à la forme des grains de sol et à leur agencement dans le sol. En ce qui concerne l'agencement des grains dans le sol, il a une grande influence sur l'indice des vides qui affecte la vitesse des ondes de cisaillement. En effet, une distribution étalée des grains fait que l'indice des vides soit faible par rapport à un sol qui a une distribution moins uniforme, donc une densité plus importante. Pour ce qui est de la forme, elle n'est pas très importante selon Hardin et Richard (1963). Ils affirment que le mouvement des particules aplaties augmente les points de contacts entre les particules et permet de ce fait de former des contacts additionnels qui conduisent à l'augmentation de la résistance au cisaillement.

I.8.4 La méthode de préparation

En laboratoire, la méthode utilisée pour préparer l'échantillon a une influence sur l'arrangement des particules du sol. Mulilis, Seed et al. (1977) ont montré que l'orientation préférentielle des plans tangentiels au contact grain à grain dépend de la méthode de mise en place. La méthode de préparation a donc un effet sur la vitesse comme De Alba et al. (1984) l'ont montré.

I.8.5 Le degré de surconsolidation OCR

L'OCR a une influence puisqu'il détermine le rapport des contraintes K_0 qui est en état surconsolidé devient $(K_0)_{OCR}$. Yan et Byrne (1990) ont remarqué, avec l'aide des bilames piezo-électriques et des vitesses mesurées, qu'en état surconsolidé le rapport des contraintes suivait bien la relation développée par Schmidt (1966). De même Mayne et Kulhawy (1982) ont aussi proposé une autre relation, si l'on veut connaître en tout temps le rapport des contraintes.

I.8.6 Le degré de saturation

Le degré de saturation a aussi un effet sur la vitesse. Ainsi un échantillon sec ou saturé a quasiment la même vitesse de cisaillement alors qu'entre les deux extrêmes, la vitesse passe par

une augmentation rapide suivie d'une diminution graduelle pour revenir essentiellement à son point de départ (Wu, Gray, Richart, 1984). Ces variations sont dues aux forces capillaires entre les grains de sol, qui elles sont fonction de degré de saturation.

I.9 RÔLE DE DIFFERENTS PARAMETRES SUR LES CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES (D, F₀)

I.9.1 L'amortissement

Nous avons déjà évoqué (paragraphe I. 5) le phénomène d'amortissement dans les sols et les méthodes de mesure de ce paramètre. Cependant différents essais de la dynamique ont montré que il existe plusieurs paramètres influents sur l'amortissement. Tel que, contrainte de confinement, saturation et indice des vides

I.9.1.1 Rôle de la contrainte de confinement σ_0 sur l'amortissement (D)

Constantino (1988) a constaté que la contrainte de confinement n'a que peu d'influence sur le coefficient d'amortissement dans l'intervalle de pression utilisé. Il a trouvé, la même augmentation du coefficient d'amortissement pour le sable mélangé à plus faibles densité ($e = 0.52$). Il a constaté aussi que lorsque l'on représente le coefficient d'amortissement en fonction de la contrainte de confinement pour des chargements isotropes différents (Figures I.15 et I.16), il retrouve que l'histoire des contraintes subie par l'échantillon n'a pas d'effet sur celui-ci. Ceci indépendamment de la densité initiale et de la taille des particules du matériau. Comme il a préconisé qu'il est vrai que certaines mesures du coefficient d'amortissement relatives aux faibles valeurs de la pression de confinement, suggèrent une certaine dépendance vis-à-vis de celle-ci. Néanmoins l'ensemble de leurs résultats les amène à penser au contraire, tout en comparant avec les résultats de Tatsuoka.

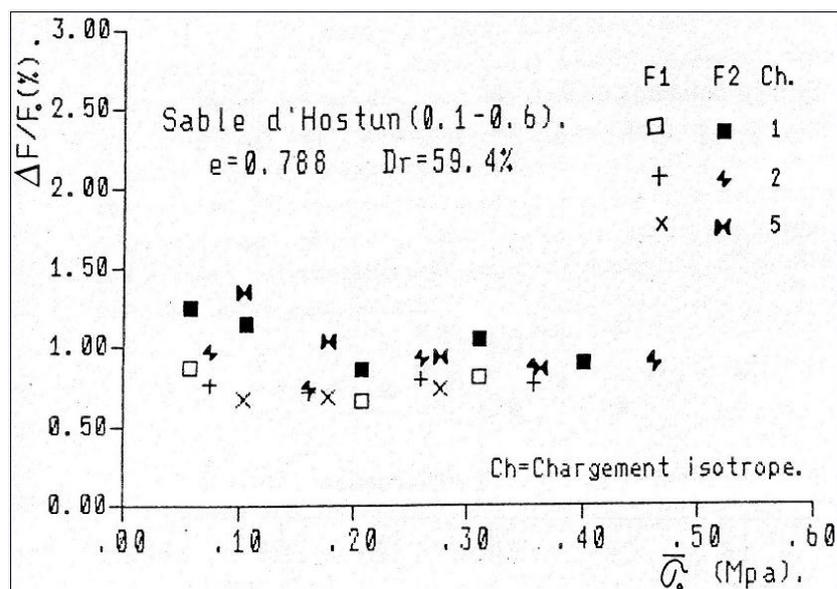


Figure I. 15: Coefficient d'amortissement en fonction de la contrainte de confinement : sable d'Hostun, Constantino (1988)

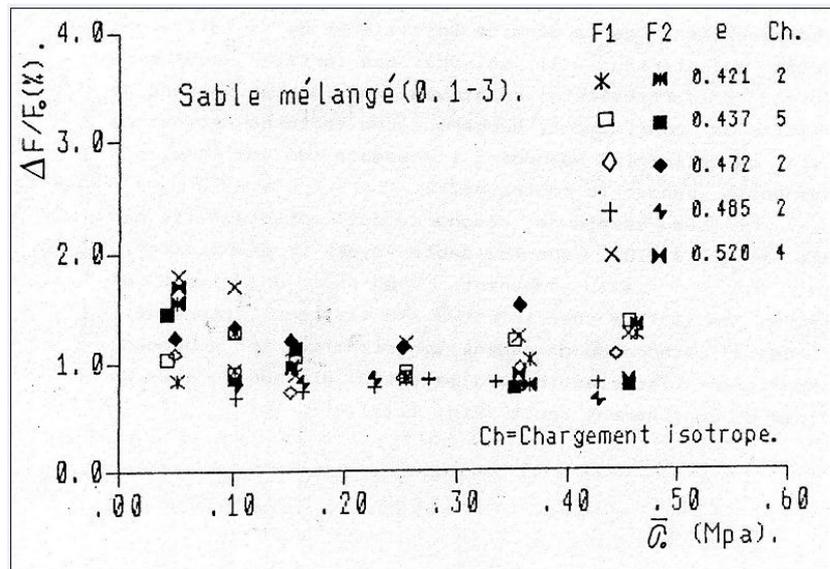


Figure I. 16: Coefficient d'amortissement en fonction de la contrainte de confinement : sable mélangé, Constantino (1988)

Tastuoka et al. (1978), ont faits des essais de résonance sur le sable de Toyura à granulométrie réduite ($U_c=1.46$), montrent que pour un niveau de déformation de 10^{-5} le coefficient d'amortissement déterminé à partir de la méthode du décrément logarithmique (en supposant un comportement viscoélastique du matériau) diminue lorsque la contrainte de confinement croit (Fig.I. 17).

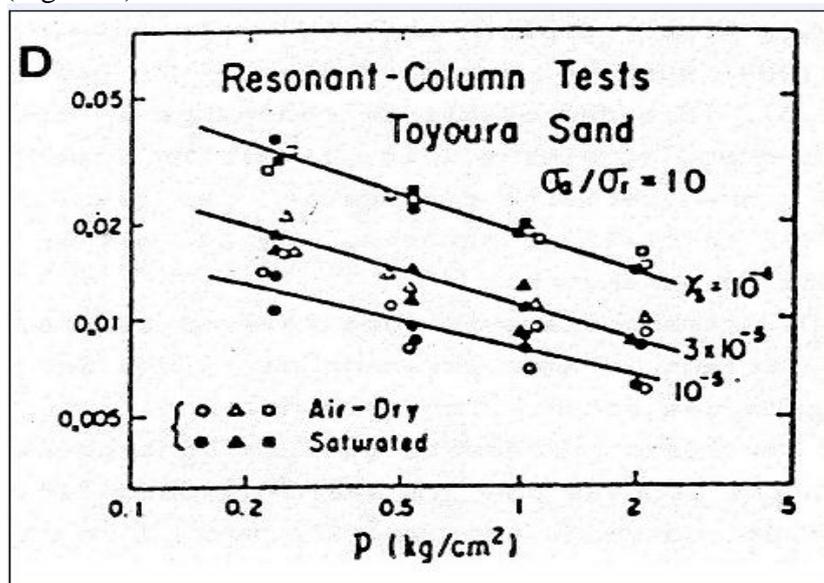


Figure I. 17: Coefficient d'amortissement déterminé par la méthode du décrément logarithmique en fonction de la contrainte moyenne p. (D'après Tatsuoka et al. 1978).

Les mêmes résultats ont été également obtenus par Chung et al. (1984) sur le sable de Monterrey à granulométrie ($U_c = 1.5$), lors des essais de résonance en torsion sur des échantillons creux et pleins et pour un niveau de déformation $\epsilon < 10^{-5}$ (Fig. I.18). On observe sur la figure une certaine dispersion des résultats, pour une même densité initiale du matériau. On remarque aussi, des valeurs légèrement plus élevées du coefficient d'amortissement pour des

échantillons creux que pour ceux des échantillons pleins. Et enfin on constate une diminution du coefficient d'amortissement avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

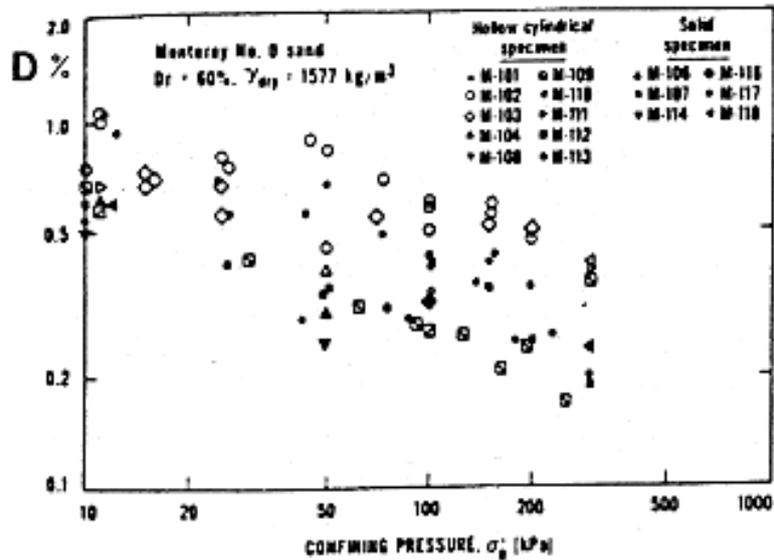


Figure I. 18: Coefficient d'amortissement déterminé par la méthode du décrément logarithmique en fonction de la contrainte moyenne σ_0 . (D'après Chung et al. 1984).

Selon Boelle (1983), l'étude de l'amortissement interne dans les milieux granulaires a été effectuée à partir des bandes passantes relatives aux résonances. L'ensemble des résultats obtenus sur des échantillons de billes de verre de même diamètre. Il a remarqué tout d'abord que la bande passante n'est pas constante, elle n'est pas non plus proportionnelle à la fréquence mais présente plutôt une décroissance vis-à-vis de ce paramètre. En plus, elle décroît lorsque la contrainte de confinement devient plus élevée (Fig.I.19).

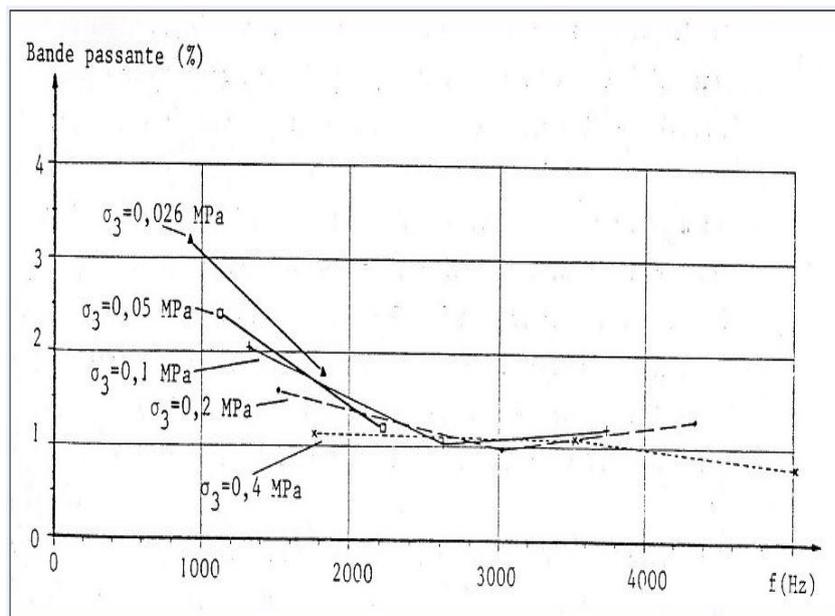


Figure I. 19: Bande passante en fonction de la fréquence pour plusieurs valeurs de σ_3 .
-Essai sur billes de verre ($\phi = 2$ mm).

Tandis que Mindlin (1949) et Hardin (1965) ont constaté qu'il y a une décroissance de l'amortissement avec l'augmentation de la contrainte de confinement, à partir des essais de résonance sur des billes de verre (Fig. I. 20).

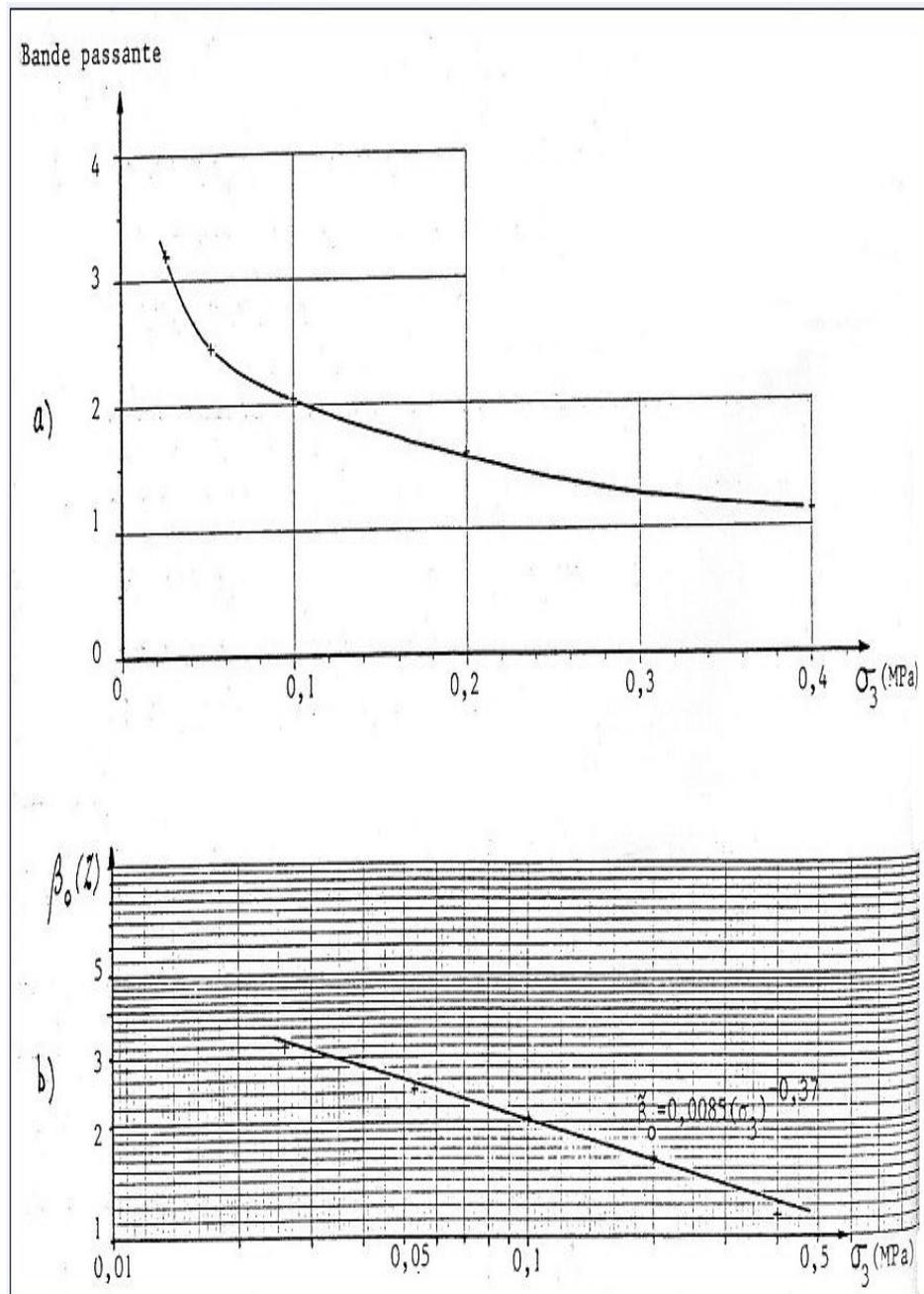


Figure I. 20: Coefficient d'amortissement β_0 en fonction de la contrainte isotrope σ_3
- Essai sur billes de verre-.

1.9.1.2 Rôle de la saturation sur le coefficient d'amortissement (D)

Hardin et Richart (1963), ont réalisés des essais à la colonne résonante longitudinale sur le sable d'Otawa (20-30) saturé. Ils trouvent (Fig I. 21) que le coefficient d'amortissement (décrément logarithmique) augmente du fait de la saturation. En plus, il décroît lorsque la contrainte de confinement devient plus élevée.

Echantillon: $H_0 = 18.8$ in $D_0 = 1.59$ in et 1 in = 2.54 cm et 1 Lb/Ft = 5. 1⁻² KPa

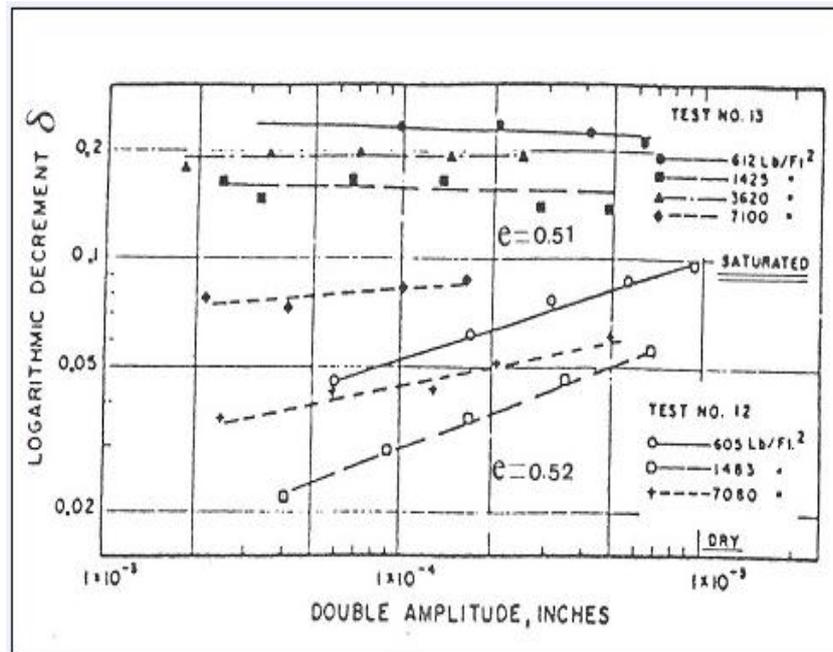


Figure I. 21 : Coefficient d'amortissement en fonction de l'amplitude de déformation, pour le sable d'Ottawa 20-3. Rôle de la saturation .D'après Hardin et Richart (1963)

D'après Constantino 1988; il a observé que les échantillons de sable d'Hostun saturé ont un coefficient d'amortissement plus grand que celui des échantillons de sable sec, indépendamment de la densité initiale. Il a pu montrer que le coefficient d'amortissement varie avec une valeur moyenne de 3% (figure I. 22).

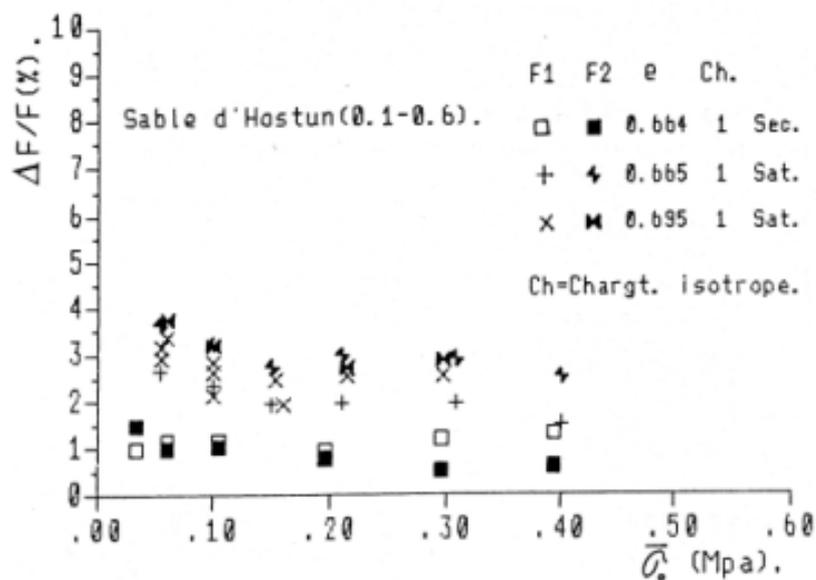


Figure I. 22 : Coefficient d'amortissement en fonction de la contrainte de confinement –Rôle de la saturation. D'après Constantino (1988)

1.9.1.3 Relation entre l'indice des vides et l'amortissement D

D'après les travaux d'Iwasaki et al. (1978), Tasuoka et al. (1978) et Kokusho (1980) sur le sable de Toyoura, on constate que pour le même niveau de contrainte initiale, la variation de D en fonction de γ semble être indépendante l'indice des vides e et donc de la densité relative (Figure I. 23).

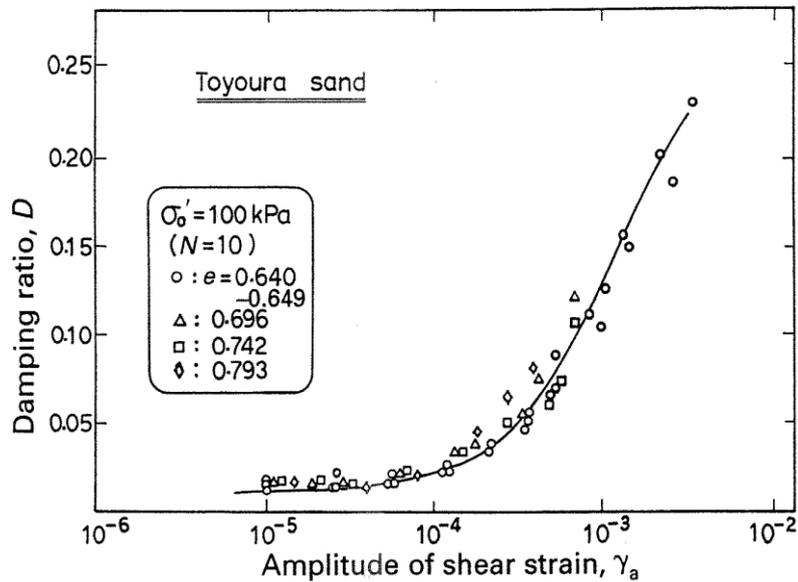


Figure I. 23 : Résultat expérimental de la variation du coefficient d'amortissement D en fonction de la distorsion γ pour un sable de Toyoura (Kokusho1980)

De même les résultats de Constantino (1988) reflètent vraiment cette constatation; car le coefficient d'amortissement est pratiquement indépendant de l'indice des vides initial du matériau, avec une valeur de l'ordre 1% pour le sable de Hostun uniforme et légèrement inférieur de 1% pour le sable mélangé (Figure I.24 et I.25).

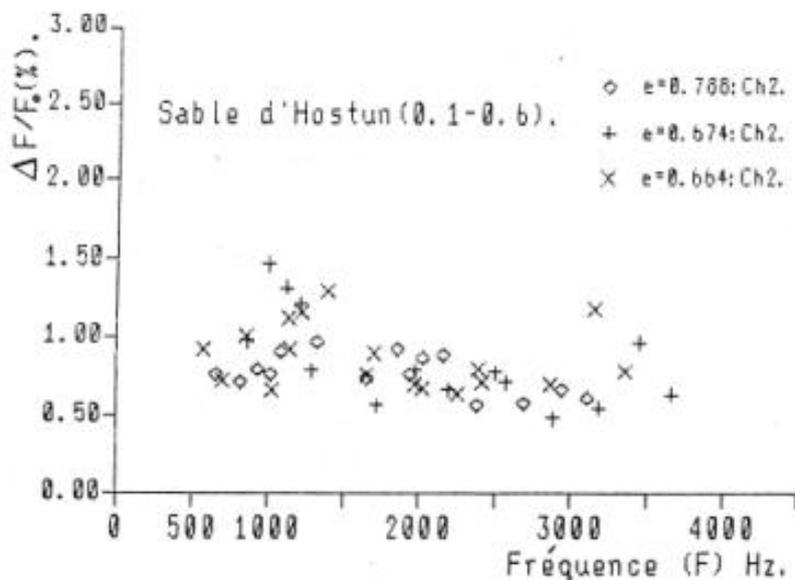


Figure I. 24 : Relation entre le coefficient d'amortissement et la fréquence de résonance avec variation des indices des vides: sable d'Hostun, Constantino (1988)

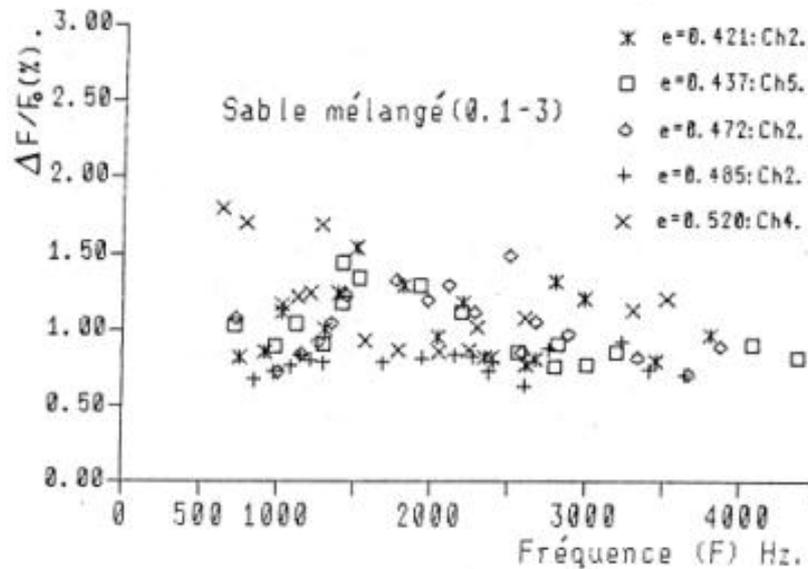


Figure I. 25 : Relation entre le coefficient d'amortissement et la fréquence de résonance avec variation des indices des vides : sable mélangé, Constantino (1988)

1.9.2 La fréquence de résonance

La fréquence de résonance est déterminée à partir des courbes de réponse accélération-fréquence. Les travaux de la résonance ont permis de constater que la fréquence de résonance est pratiquement dépendante de la vitesse de propagation, la contrainte de confinement et l'accélération.

1.9.2.1 Rôle de la vitesse de balayage sur la fréquence de résonance F_0

Plusieurs études ont été faites sur l'effet de la vitesse de balayage pour divers essais à la colonne résonante. Duffy et Mindlin (1957), dans leurs expériences faites sur la propagation des ondes longitudinales dans une barre composée de billes métalliques, ont trouvé que cette vitesse est fonction de la contrainte de confinement. Les travaux de Hardin et Richart (1963), à la colonne résonante sur différents types de sable, les ont conduit à postuler une loi de variation linéaire pour la vitesse de propagation des ondes de compression ou de cisaillement en fonction de l'indice des vides. Constantino (1988) a étudié l'influence de la vitesse de balayage, ses travaux ont été faits à partir des essais de résonance sur le sable uniforme d'Hostun avec une même densité. Il a observé que la fréquence de résonance est fonction de la vitesse de propagation. Lalanne (1999) a montré que, si un système est soumis à un choc mécanique, (quand la vitesse de balayage augmente) on constate que la fonction de transfert obtenue diffère de plus en plus de la fonction de transfert réelle (Fig.I. 26).

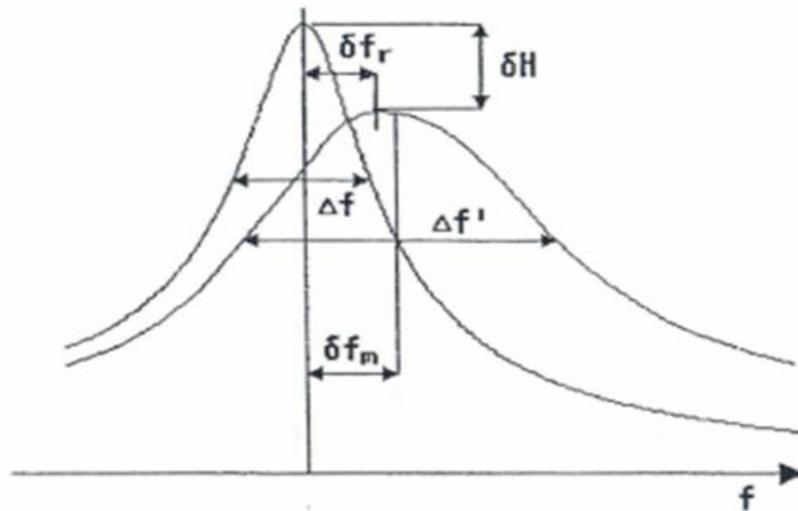


Figure I. 26: L'influence de la vitesse de balayage sur la courbe de résonance : Lalanne (1999)

I.9.2.2 Rôle de la contrainte de confinement sur la fréquence de résonance (F_0)

D'après Hadj hamou (1983), il a constaté que la fréquence de résonance F_0 diminue quand la contrainte de confinement diminue, et c'est à partir de la figure qui présente la variation de la fréquence de résonance en fonction de la déformation (Fig. I. 27). De plus, l'amortissement est plus important quand la contrainte moyenne est faible ou que le sol est saturé. Il dépend peu de l'indice des vides. Les travaux de Rigoberto à la colonne résonante (1999) sur le sable d'Hostun (0.1-0.6) à sec et avec même densité, a pu montrer que la fréquence de résonance augmente au fur et à mesure que la contrainte de confinement.

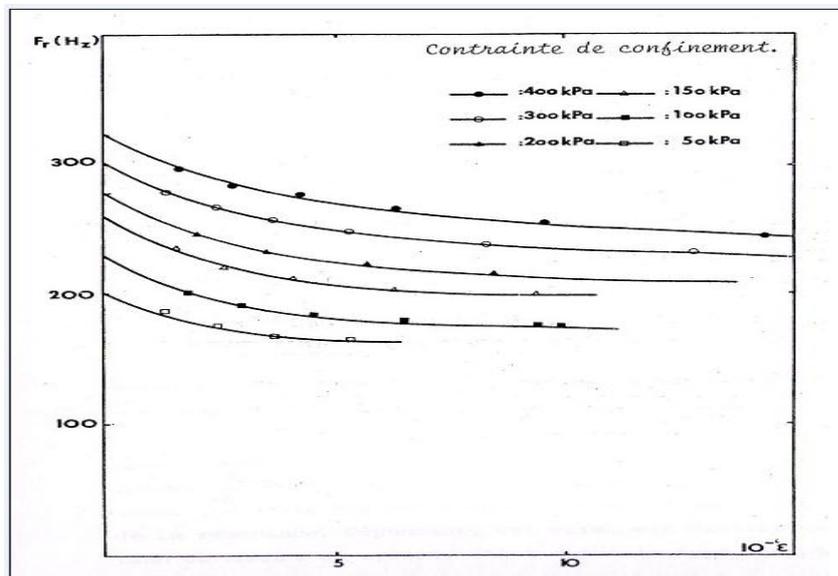


Figure I. 27: Fréquence de résonance en fonction de la déformation moyenne et de la contrainte de confinement: (Hadj Hamou,1983).

I.9.2.3 Rôle de l'accélération maximale sur la fréquence de résonance (F_0)

Boelle (1983); à partir des essais de résonance sur des billes de verre a montré suivant le graphe I. 28 : quand l'accélération maximale augmente la fréquence de résonance diminue. De

même Hadj Hamou (1983) a montré que la fréquence de résonance diminue quand l'amplitude de l'accélération augmente (c'est-à-dire quand l'amplitude de la déformation dans l'échantillon augmente), alors la valeur de la fréquence de résonance est inversement proportionnelle à l'amortissement (figure I. 27).

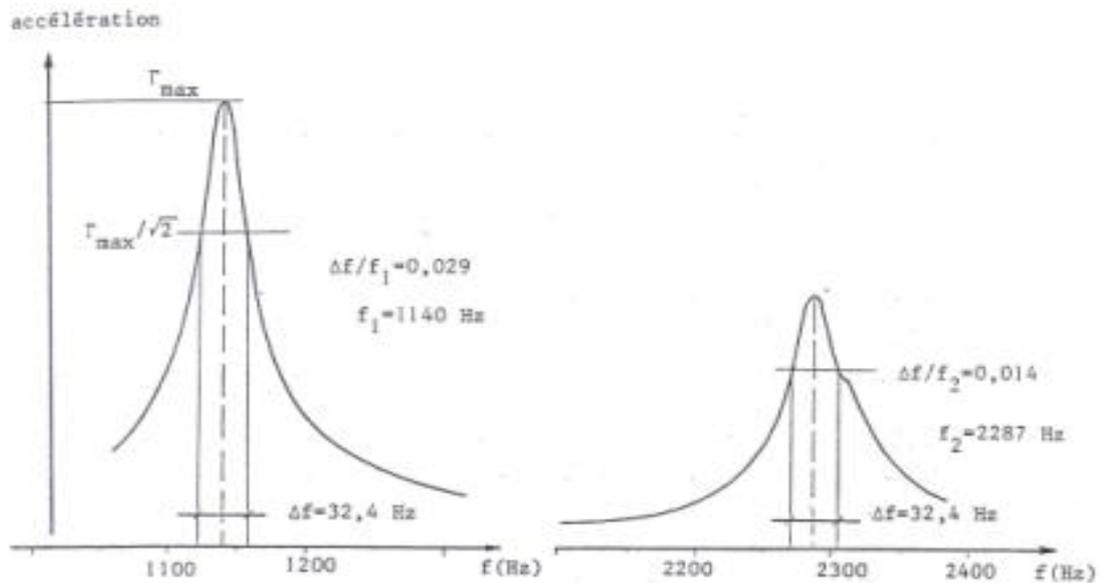


Figure I. 28 : Enregistrement graphique des courbes de résonance.
Essais sur des billes de verre (ϕ 2 mm) : $\sigma_3 = 0.1$ MPa

1.10 LES RELATIONS ENTRE LES CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES (D, F₀, F)

I.10.1 Relation entre la fréquence de résonance et l'amortissement

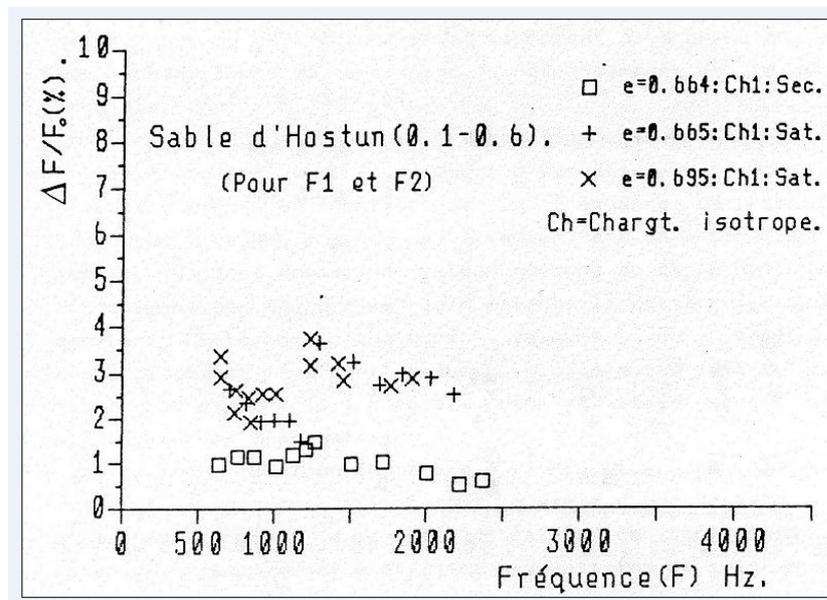


Figure I. 29: Variation du coefficient d'amortissement avec la fréquence de résonance.

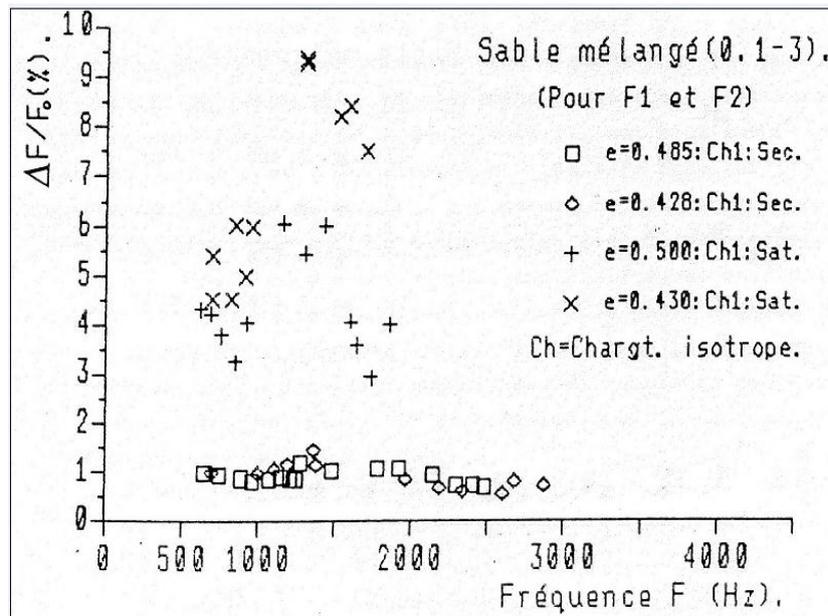


Figure I. 30: Variation du coefficient d'amortissement avec la fréquence de résonance

Constantino a étudié le coefficient d'amortissement à partir des bandes passantes relatives aux fréquences de résonance successives des échantillons testés. Les résultats des figures I. 29 et I. 30 montrent la variation du coefficient d'amortissement en fonction de la fréquence de résonance pour les sables d'Hostun et mélangé à différentes densités, et pour divers chargements isotropes. Compte tenu de la dispersion des résultats expérimentaux, il semble que le coefficient d'amortissement ne dépend pas de la fréquence de résonance (entre 500Hz et 4500 Hz). Il ne dépend pas non plus de l'histoire des contraintes subie par l'échantillon. En effet, il voit que les valeurs du coefficient d'amortissement sont à peu près les mêmes quelque soit le chargement isotrope effectués. Toutes fois, pour le sable mélangé avec un indice des vides de 0.50 (Fig I. 30), on observe une légère augmentation du coefficient d'amortissement pour les faibles valeurs de la fréquence de résonance. Cependant, ceci ne s'est pas manifesté pour le sable d'hostun.

1.10.2 Rôle de la fréquence de résonance sur l'accélération imposée

D'après Hadj hamou (1983), il a déduit suivant la figure I. 27 que l'augmentation de la déformation traduit une augmentation de l'accélération imposée (Γ) qui en fait diminue la fréquence de résonance (F_0). De même Boelle (1983) a trouvé les mêmes résultats suivant la figure I.28.

1.10.3 La relation entre le coefficient d'amortissement et l'accélération

D'après Boelle (1983), il a montré que le coefficient d'amortissement augmente quand l'accélération augmente voir la figure I.28. D'après Pecker, l'accélération n'est pas le meilleur paramètre à corréliser à l'amortissement; celui-ci dépend du niveau de déformation conduit par la sollicitation sismique, qui à son tour dépend indirectement de l'accélération. Malgré ils ont donné dans l'Eurocode 8 une estimation de l'amortissement à retenir en fonction de l'accélération maximale en surface.

I.11 LES PARAMETRES INFLUENTS SUR LA VITESSE DE PROPAGATION (C)

I.11.1 Rôle de la densité relative sur la vitesse de propagation (C)

Les résultats des essais de Boelle (1983) ont emmené a trouvé une relation linéaire entre la vitesse C_0 et la densité relative: A titre d'exemple, pour $\sigma_3 = 0,1$ MPa et $Dr = 50\%$ (Fig. I. 23)

Sable RF : $C_0 \cong 310$ m/s

Sable 16.14.3 : $C_0 \cong 410$ m/s

Billes de verre ($\phi = 2$ mm) : $C_0 \cong 550$ m/s.

Cette relation proposé elle tient compte du fait que les pentes des droites obtenues sur la figure I.31 sont très voisines pour les deux sables étudiés, cette loi est de typee:

$$C_0 = (A Dr + B) \left(\frac{R}{2} \right)^m (\sigma_3)^n$$

Où R serait le rayon de courbure moyen des grains.

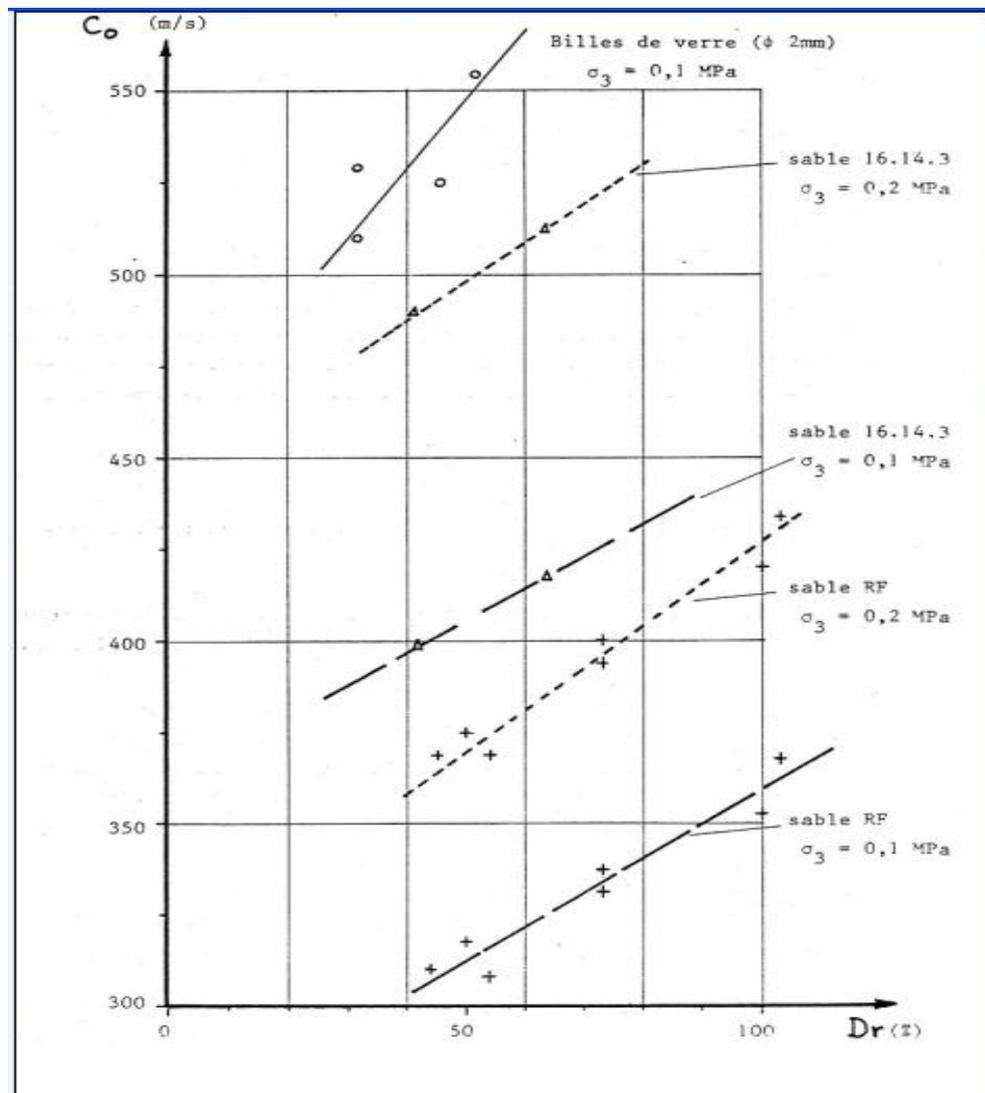


Figure I. 31 : Vitesse C_0 en fonction de la densité relative Dr : (Boelle, 1983).

Selon Constantino (1988), la densité relative permet de situer la compacité d'un matériau, par rapport aux états plus lâches (e_{max}) et plus compact (e_{min}), déterminés à partir d'une procédure standard de laboratoire. Une fois de plus ils ont recherché une relation de type linéaire entre la vitesse de phase C_0 et la densité relative D_r , du matériau. Cette relation peut s'inscrire, pour les deux types de sables étudiés (voir figures I.32 et I.33), sous la forme:

$$C_0 = a_1 (D_r + b_1)$$

a_1 et b_1 étant deux coefficients qui sont déterminés expérimentalement.

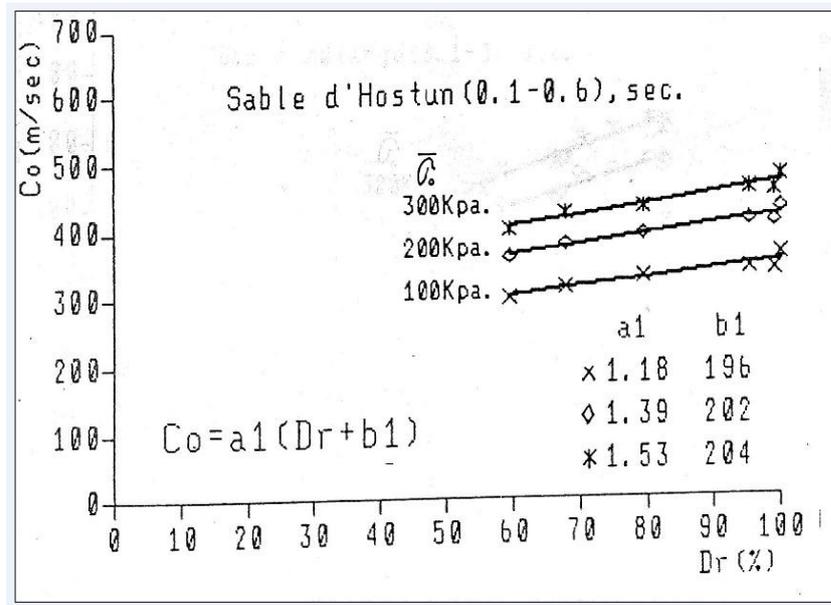


Figure I. 32: Relation la vitesse C_0 et la densité relative D_r : sable d'Hostun sec: (Constantino, 1988)

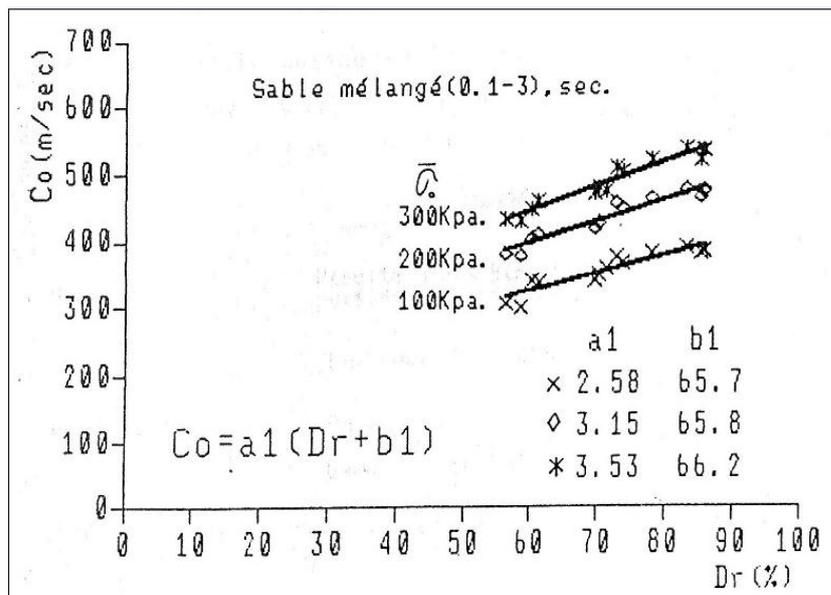


Figure I. 33: Relation la vitesse C_0 et la densité relative D_r : sable mélangé sec: (Constantino, 1988)

I.11.2 Rôle de la pression de confinement (σ_0) sur la vitesse de propagation (C)

Les expériences faites par Duffy et Mindlin (1957), sur la propagation des ondes longitudinales dans une barre composée de billes métalliques. Deux types de barreaux ont été utilisés l'un composé de billes de diamètre égal à $0,125 \pm 50 \cdot 10^{-6}$ inch., l'autre d'un diamètre égal à $0,125 \pm 10 \cdot 10^{-6}$ inch. Chaque barre a été couverte avec une membrane, ce qui a permis l'application d'une pression négative à l'intérieur au moyen du vide.

La vitesse de propagation des ondes longitudinales a été déterminée à partir des essais de résonance, et ces résultats ont été comparés avec la solution théorique donnée par Mindlin (Fig. I.34). Cette figure présente la variation de la vitesse des ondes longitudinales (C_L) en fonction de la pression de confinement σ_0 , dans une échelle logarithmique ($\log C_L$ - $\log (\sigma_0)$), ils s'aperçoivent que les résultats suivent la même allure que la courbe théorique de la relation :

$$C_L \approx \sigma_0^n .$$

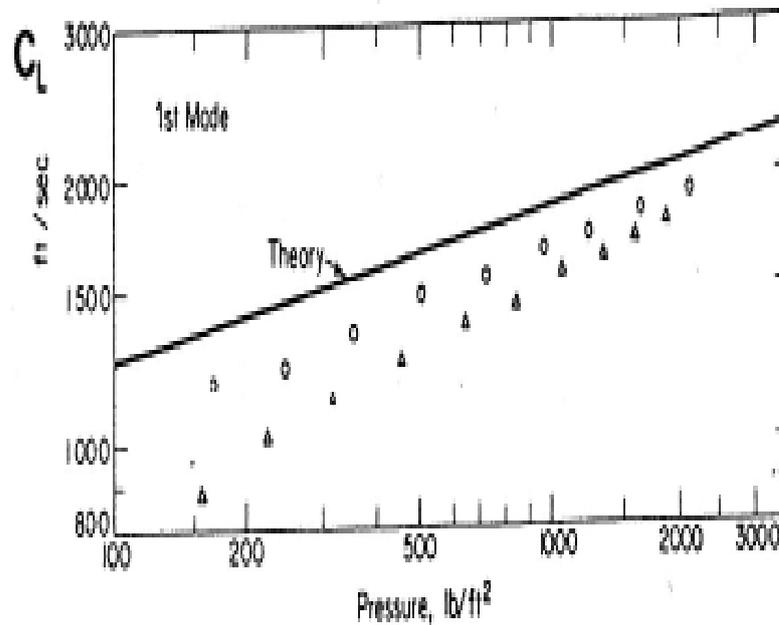


Figure I. 34: Vitesses de propagation des ondes longitudinales dans un assemblage de sphères de différentes tolérances. D'après Duffy et Mindlin (1957).

Sphère en acier de diamètre: 1/8 inch.

Variation sur le diamètre: O $\pm 10 \cdot 10^{-6}$ inch; $\Delta \pm 50 \cdot 10^{-6}$ inch

I.11.3 Rôle de l'indice des vides sur la vitesse de propagation (C)

Hardin et al. 1963 ont proposé une relation entre la vitesse : $C_0 = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$. Boelle et al.1983

ont trouvé une autre relation entre la vitesse C_0 et l'indice des vides (e) pour une contrainte (σ_3) donnée (Fig. I.35). En utilisant la méthode des moindres carrés, il a obtenu la relation à partir des points correspondant aux premiers chargements isotropes:

$$C_0 = 500 ((1,92 - e)(\sigma_3)^{0,245} \sigma_3 \text{ en MPa et } C_0 \text{ en m/s}$$

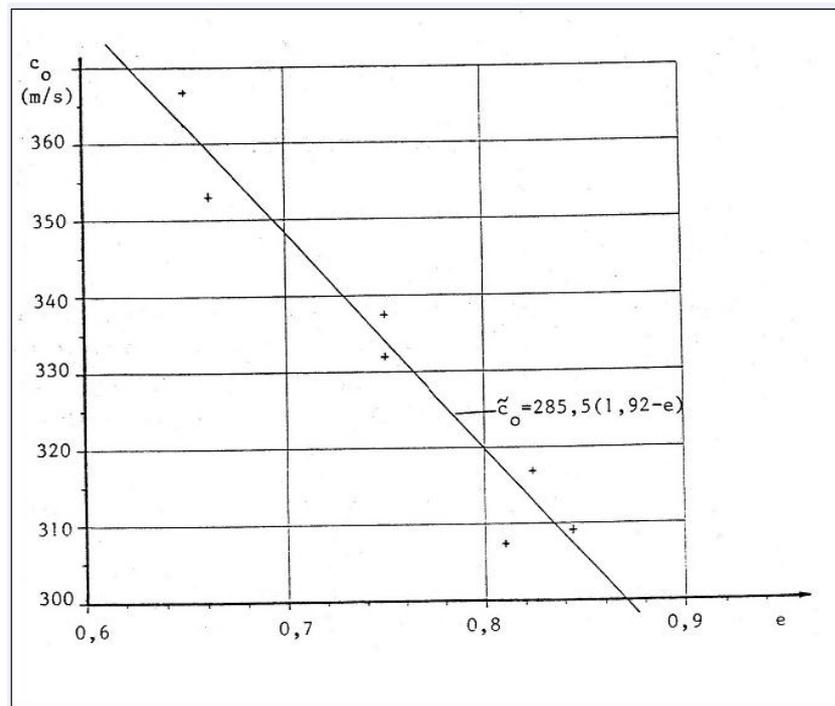


Figure I. 35: Relation entre la vitesse $C_0 = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$ et l'indice des vides e . Essais réalisés sur le sable d'Hostun RF. Contrainte isotrope $\sigma_3 = 0,1$ MPa.

De même Boelle et al. (1983) ont aussi trouvé des relations pour d'autres matériaux testés :

Billes de verres ($\phi = 2$ mm): $C_0 = 735 (2,03 - e)(\sigma_3)^{0,195}$

Sable d'Hostun 16.14.3 : $C_0 = 735 (1,26 - e)(\sigma_3)^{0,27}$ et C_0 : m/s

Les travaux de Hardin et Richard (1963) à la colonne résonante, sur différents types de sables, les ont conduits à postuler une loi de variation linéaire pour la vitesse de propagation des ondes de compression ou de cisaillement (C) en fonction de l'indice des vides (e), de la forme :

$$C = a(b - e)$$

Où a et b sont deux coefficients qui doivent être déterminés expérimentalement.

Constantino (1988) a montré suivant la figure I. 36, la variation de la vitesse de phase C_0 avec l'indice des vides pour trois pressions différentes de confinement (σ_0). Il a constaté pour les deux types de sables, tous les points expérimentaux suivent de très près une loi de variation linéaire. L'écart par rapport à la droite moyenne obtenue par la méthode des moindres carrés est plus marqué pour le sable mélangé à granulométrie étendue.

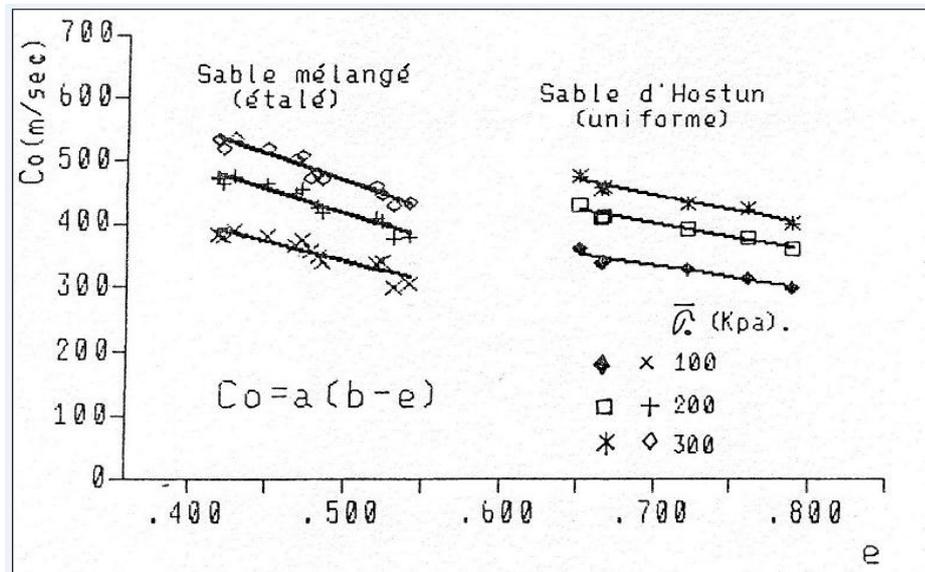


Figure I. 36 Relation entre la vitesse de phase C_0 et l'indice des vides

El Hosri (1984), il a réalisé des mesures en régime quasi-statique sur le sable d'Hostun RF, la figure I. 37 présente les résultats obtenus par les deux méthodes. Il apparaît donc que les modules mesurés au triaxial par El Hosri; sont supérieurs d'environ 20% à ceux déterminés à partir des fréquences de résonance longitudinale.

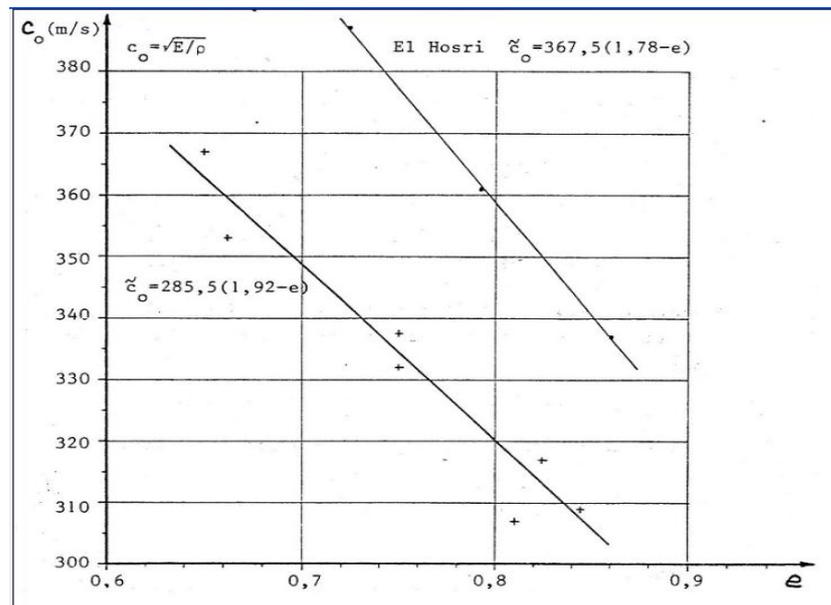
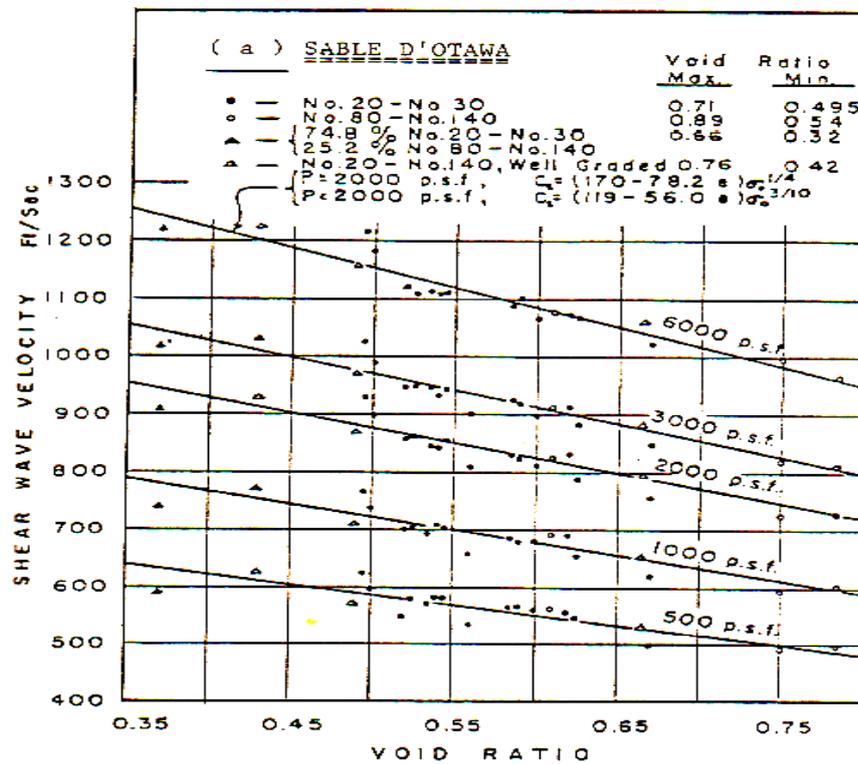


Figure I. 37 : Comparaison entre triaxial quasistatique (El hosri.1984) et méthode des résonances longitudinales. Sable RF $\sigma_3 = 0,1$ MPa.

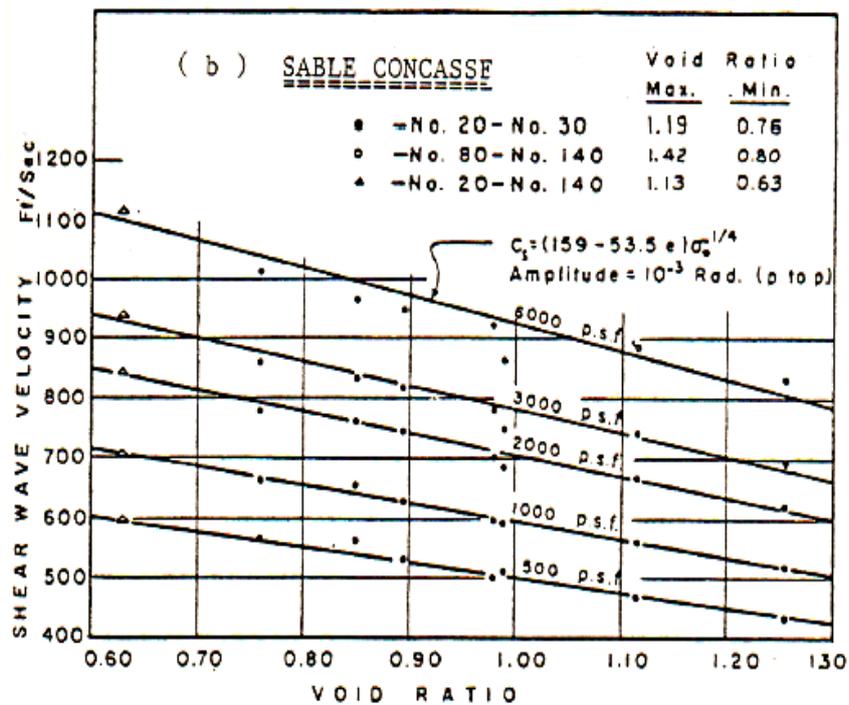
Les résultats obtenus par Hardin et Richart (1963) au laboratoire à l'essai de résonance (Fig. I. 38), ainsi que les résultats obtenus par de nombreux chercheurs in situ par la mesure des vitesses de propagation d'ondes (Fig. I. 39), montrent que la vitesse des ondes de cisaillement ou des ondes de compression varie avec l'indices des vides, par une relation linéaire pour une contrainte de confinement donnée (El Hosri, 1984). On pourra écrire cette relation de la forme suivante:

$$C_0 = a(b - e)\sigma_0^{\frac{n}{2}}$$

, a et b sont des constantes.



(a)



(b)

Figure I. 38: Variation de vitesse des ondes de cisaillement avec l'indice des vides; mesures au laboratoire à l'essai de résonance, sur des sables secs (Hardin et Richart.1963).

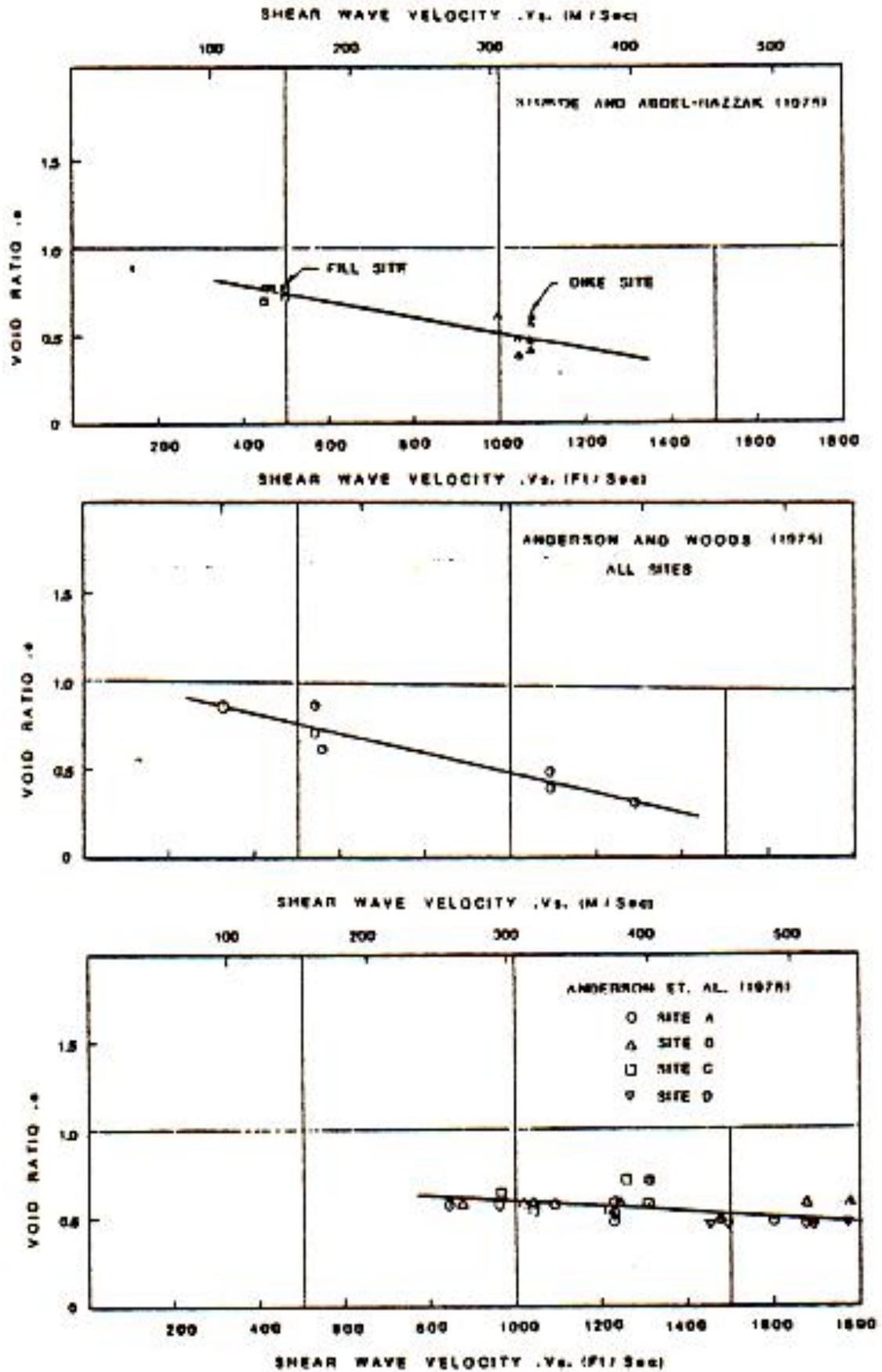


Figure I. 39 : Variation de vitesse des ondes de cisaillement avec l'indice des vides ; mesurés in-situ par la méthode de Crosshole (D'après Silver, 1981)

I.12 LES APPAREILS UTILISÉS POUR L'ETUDE DES COMPORTEMENTS DYNAMIQUES

I.12.1 Introduction

On distingue deux types d'expériences : les essais in-situ et les essais en laboratoire. Les premiers sont plus adaptés à l'étude du comportement du sol en place sous des sollicitations proche de l'état naturel. Les seconds sont mis en oeuvre pour étudier le comportement sous sollicitations exceptionnelles, ou en vue d'une modélisation du matériau par analyse paramétrique.

Les différentes expérimentations élaborées doivent tenir compte des niveaux de déformations des modèles étudiés en rapport avec ceux qui apparaissent lors de la réalisation des ouvrages ou au cours de la vie de ces derniers. Les propriétés mécaniques de déformabilité et de résistance des geomatériaux sont accessibles à travers un certain nombre de techniques d'essais en laboratoire et d'essais in situ. Chaque essai est classifié par un champ d'application lié aux déformations qu'il génère (Fig. I. 40).

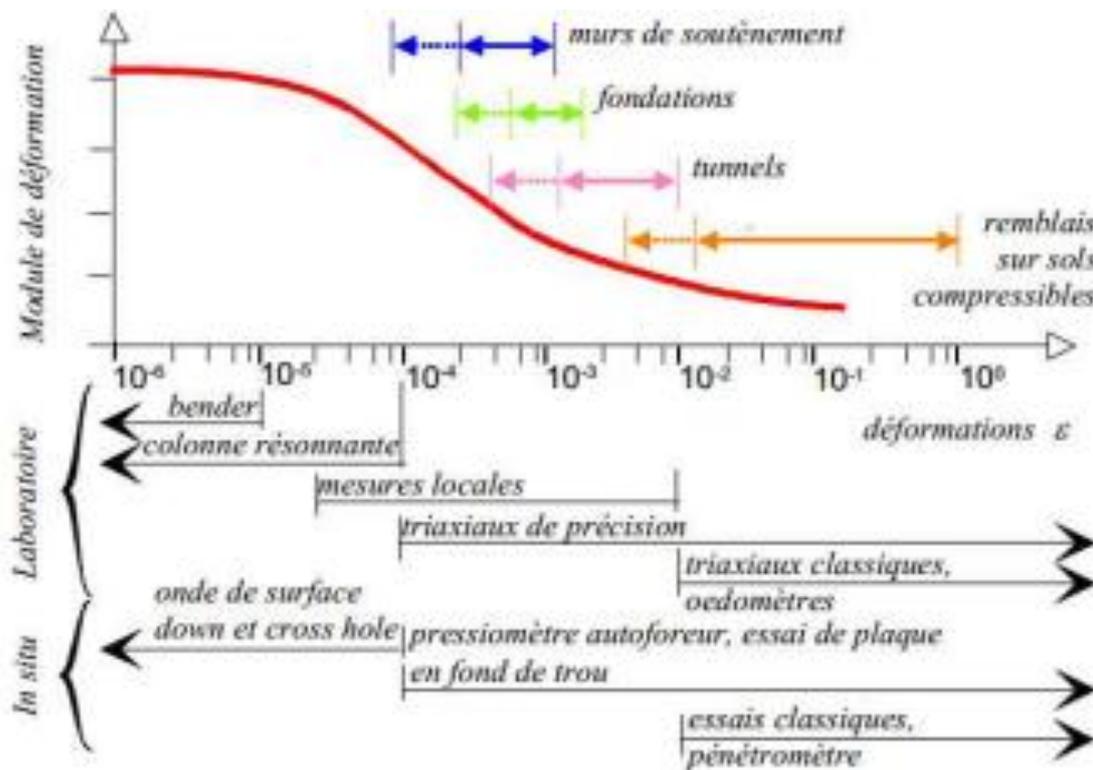


Figure I. 40: Domaines d'utilisation des matériels d'essais (Reiffsteck.2000)

I.12.2 Essais in situ

I.12.2.1 Essai de pénétration standard "SPT"

La méthode de pénétration standard (SPT) est l'une des plus anciennes méthodes qui permet la caractérisation des sols. L'essai SPT a été développé aux Etats-Unis d'Amérique et il

l'un des essais plus utilisés dans le monde (Hasancebi N et Ulusay R., 2007). En effet, il permet d'obtenir la mesure de la résistance du sol et de prélever des échantillons remaniés indicatifs des couches traversées.

Il comporte:

Un appareillage de forage et un tube fendu qui permet le prélèvement d'échantillons de 5 cm de diamètre.

Un mouton de battage de 140 lbs (63,5 kg) avec un chute libre de 76 cm.

L'essai se déroule comme suit:

Un trou est creusé et nettoyé jusqu'à la profondeur d'échantillonnage. Ensuite, des échantillons sont pris à chaque changement de couche, mais à des intervalles ne dépassent pas 1.50 m simultanément, le nombre N de coups est compté par 30 cm d'enfoncement. La vitesse des ondes de cisaillement peut ensuite être déterminée à partir de formules établies par de nombreux chercheurs.

1.12.2.2 Essai Cross-Hole

Il est considéré comme étant le plus complexe mais le précis de tous les autres essais. En effet, celui-ci permet de mesurer la vitesse d'onde de cisaillement ou de compression entre deux trous de forages relativement proches.

Il s'agit ici de faire trois trous de forages dont les espacements doivent être selon Ballard (1976) inférieurs à 6,1m, et ce, dans le but d'éviter les effets de réflexion et de réfraction. Dans un des trous, il est introduit la source d'énergie. Les récepteurs quand à eux sont placés à la même profondeur que la source mais dans les trous de forage voisins; ils sont comprimés contre les parois intérieures de deux tubes en pvc, on mesure directement la vitesse des ondes de cisaillement et/ou de compression à la profondeur voulue. Cependant, bien qu'étant la plus précise des méthodes de mesurer V_s , elle présente néanmoins des limites qui sont liées au degré de confiance et à la facilité avec laquelle il est possible de mesurer le temps d'arrivée de l'onde de cisaillement.

1.12.2.3 Essai de Down-Hole

L'essai Down-hole utilise un trou de forage à l'intérieur duquel sont placés des récepteurs qui sont collés sur les parois internes d'un tube en pvc. La source d'énergie qui est placée à la surface permet de mesurer le temps de propagation d'une onde entre un point situé à la surface (au niveau de la source) et un autre situé à l'intérieur du milieu investigué (au niveau des récepteurs). Afin de rendre possible cette mesure de temps de propagation, la source doit être munie d'un déclencheur automatique permettant d'ouvrir les récepteurs lors de l'impact. La vitesse de propagation de l'onde de compression ou de cisaillement est alors donnée par la pente décrite entre deux points situés à des profondeurs différentes.

En dehors du fait que cet essai utilise un seul trou de forage, il présente aussi l'avantage d'avoir une source facilement accessible et manipulable. L'inconvénient majeur de cet essai est relié aux faibles énergies qu'ont les différentes ondes de profondeur.

I.12.2.4 Essai MASW (Modal Analysis of Surface Wave)

L'essai MASW, est un essai géophysique qui a été développé à l'université de Sherbrooke dans les années 90. Cet essai vient palier aux difficultés rencontrées avec la méthode SASW (Analyse Spectrale des Ondes de Surface). En effet, l'essai MASW utilise des procédés de traitement des signaux pour isoler et identifier les différentes modes de l'onde de Rayleigh (Karray, 2009). La méthode MASW a été sélectionnée en raison de sa rapidité d'exécution sur le terrain, son faible coût, son accessibilité, la réduction du nombre de sondages et la cohérence des résultats. De plus, il s'agit d'une méthode non destructive (Guy Tremblay et al. (2011))

I.12.3 Essais en laboratoire

Les premiers essais étaient des essais de corrélation entre les essais statique et les essais dynamiques car la plupart des laboratoires étaient équipés de machines quasi-statiques. Whitman (1970) a résumé les résultats de ce type d'essai et montre que le comportement est notablement différent entre les essais statiques et dynamiques surtout pour les matériaux cohérents.

On distingue deux catégories différentes d'essais en laboratoire:

i- les essais spécifiquement dynamiques, tels que les essais de résonance ou de mesure des vitesses de propagation,

ii- les essais cycliques effectués avec le matériel d'essais quasi-statiques.

Ces deux catégories sont complémentaires car la première est adaptée à l'étude des vibrations alors que la seconde permet d'étudier le comportement sur des trajets de chargement plus variés (seisme, houle, etc...).

I.12.3.1 Essai à la colonne de résonance

Ces essais dits dynamiques consistent à atteindre la fréquence de résonance de l'échantillon en imposant des sollicitations cycliques longitudinales ou en torsion. Dans la plupart des cas, le matériau est supposé viscoélastique linéaire si bien que l'étude d'une barre finie viscoélastique linéaire (assimilée à l'échantillon) soumise à une excitation périodique à l'un de ses bords, permet de déterminer un lieu entre les fréquences de résonance et les modules de déformation du matériau en petites déformations (Cremer, 1973, Boelle, 1983, Cazacliu, 1996), Hameury (1995). Un générateur de fonctions transmet un signal à des bobines montées sur l'échantillon qui entraînent en déplacement les noyaux magnétiques. La fréquence du signal, mesurée précisément par un fréquencemètre, est augmentée progressivement pour atteindre la résonance, repérée, par exemple, à partir du maximum de la courbe fréquence-accélération (l'accélération est mesurée par un accéléromètre).

C'est l'essai le plus utilisé, actuellement, en laboratoire dans le domaine dynamique car il est bien adapté à l'étude du comportement des sols vibrants. On excite un échantillon cylindrique

à une extrémité avec une sollicitation sinusoïdale dont on fait varier la fréquence lentement dans le temps jusqu'à la résonance. En utilisant un modèle viscoélastique équivalent pour le matériau, on déduit à partir des caractéristiques de la courbe de résonance et de la géométrie de l'échantillon les modules d'élasticité équivalent E ou G ainsi que le coefficient d'amortissement.

I.12.3.2 Essais à propagation d'ondes ultrasonores

Ces essais consistent à mesurer les vitesses d'ondes longitudinales ou transversales qui se propagent dans l'échantillon de matériau testé. Ces vitesses sont reliées aux modules de déformation du matériau en postulant une hypothèse d'élasticité linéaire. La génération des ondes longitudinales ou transversales est réalisée par l'intermédiaire de capteur piézo-électrique. Un matériau est dit piézo-électrique, quand celui-ci est soumis à une déformation mécanique, il produit une tension électrique et inversement, il se déforme quand un champ électrique lui est appliqué. Leur faible cout, leur facilité d'installation, et le caractère non destructif des sollicitations qu'ils génèrent ont permis à ces capteurs de se répandre et d'être installés sur les essais classiques de laboratoire, comme les essais triaxiaux et d'autres.

I.12.3.3 Essai des bilames piezoélectriques « Bender Element »

L'essai des bilames piezo-électriques à commencer à susciter de l'intérêt dans les années 90 avec l'amélioration des éléments piézoélectriques. Cette technique a été développée dans les années 70 par Shirley et Hampton (1978). Elle permet la mesure de la vitesse V_s du sol à partir de la propagation d'onde dans le domaine des petites déformations. Il s'agit de capteurs piézoélectriques implantés dans un appareil de mesure (exemple le triaxial) qui émettent et reçoivent des ondes de cisaillement.

Les bilames piezoélectriques ne peuvent être exposés à l'humidité, sinon il y a risque de court-circuit. De ce fait, il devient nécessaire de les rendre étanches. Certains utilisateurs choisissent pour cela de les recouvrir d'un mélange d'époxy (Dyvik et Madshus, 1985, Perret et Lefebvre, 1995, Brignoli et al. 1996) ou encore de polyuréthane (Santamarina et al. 2001).

a) – Principe de fonctionnement

Le dispositif expérimental est composé de deux plaques (ou lamelles) polarisées de façon permanente et encastrées l'une contre l'autre. Des couches isolantes faites d'époxy séparent ces plaques de l'électrode centrale qui est très mince et est faite de cuivre ou de laiton. La polarisation du matériel céramique et les connexions électriques sont telles que, lorsqu'une tension est appliquée à l'élément, une plaque s'allonge et l'autre se raccourci. Cela produit donc une déformation mécanique qui est supérieure au changement de longueur qui se produit entre les deux couches. D'autres part, lorsqu'une force extérieure s'exerce sur le Bender élément, il est forcé de se tordre, une plaque part en tension et l'autre en compression. Ainsi, il en résulte un signal électrique, qui peut est détecté et mesuré par un oscilloscope branché au dispositif (Leong et al. 2005).

La vitesse des ondes de cisaillement est donnée par l'équation: $V_s = \frac{h}{t}$, où t est le temps de parcours qui est déterminé en enregistrant de façon continue les tensions d'entrées et de sorties. Et, h est l'épaisseur de l'échantillon.

b) – Utilisation des bilames

La popularité de cet essai se justifie par la facilité qu'ont les bilames à être insérés dans la majorité des équipements de laboratoires. Un élément émetteur ou récepteur peut être placé dans divers dispositifs expérimentaux. Les bilames sont placés à la fois à la tête et à la base de la cellule (Lee et al. 2005). Ils peuvent aussi être mis dans la boîte de cisaillement simple. On peut encore les disposer dans la cellule classique. Ce dernier arrangement permet de mesurer les modules de cisaillement dans les trois directions d'un échantillon anisotrope (Pennington et al. 2001).

c) – les paramètres à prendre en compte dans la détermination de V_s au moyen des bilames

Il faut considérer principalement la distance de propagation, le temps d'excitation, le temps de propagation et la dispersion. Ces deux derniers seront traités dans la section de traitement de signaux.

Distance de propagation: La distance de propagation effective est un sujet de discussion soulevé par plusieurs auteurs. Il s'agit ici de la distance entre l'onde émise et l'onde reçue. Viggiani et al. (1995) recommandent la distance qui sépare les deux extrémités libres des bilames émetteur et récepteur. Cette proposition est justifiée par la réalisation des essais en utilisant différents transducteurs. Dyvick et al. (1985) justifient quant à eux ce choix par la confrontation des valeurs G_{max} trouvées au moyen d'une colonne de résonance à ceux obtenues par des bilames piézoélectriques, en montrant que la corrélation entre ces deux valeurs est satisfaisante en considérant que la distance de propagation correspondant à la distance entre les extrémités libres des bilames.

Pour ce qui est la longueur de pénétration des bilames, Jovicic et al. (1996) et Lings et Greening (2001) ont choisit une longueur de 3 mm. Tandis que Arulnathan et al. (1998) ont opté pour des longueurs de 4 à 5mm dans le soucis d'avoir la valeur du rapport de la longueur d'onde sur la longueur de pénétration du bilame comprise entre 8 et 16.

Temps d'excitation: L'excitation recommandée par les chercheurs (Jovicic et al. 1996), (Viggianni et al. 1995) est une excitation sinusoidale. En effet, ils considèrent que, l'écart entre les mesures est moins important dans ce que dans l'émission d'une onde carrée. Cette dernière se compose de toutes les fréquences ce qui contribue à induire l'effet du champ proche à son émission. Cela rend l'interprétation du signal reçu plus difficile

I.12.3.4 Essai au triaxial dynamique:

Cet appareil développé à l'Impérial Collège de Londres (Hight et al. 1983) dont une

version dite «T4C stady» (appareil de Torsion, Compression, Confinement d'éprouvette Cylindrique Creuse en sollicitation Statique et Dynamique) a été conçu par E D F pour l'estimation de la tenue sismique, ainsi que la marge de dimensionnement des centrales nucléaires Sauzeat (2003). Dutine (2005) et Doan Tran (2006), il est actuellement utilisé à l'INSA de Lyon.

Ce triaxial développé qui utilise des éprouvettes cylindriques creuses permet l'application conjointe d'un effort vertical, d'un couple de torsion et de pressions latérales générant une rotation continue des axes principaux.

L'échantillon cylindrique creux est préféré à un échantillon cylindrique plein afin d'assurer une meilleure homogénéité des contraintes, cette homogénéité, dans le cas du cylindre creux, peut être d'autant plus optimisée qu'un choix judicieux de ses dimensions est réalisé. Des pistons à l'air comprimé appliquent les efforts de compression et de torsion à un échantillon de hauteur et de diamètre extérieur 254 mm, et de diamètre intérieur 203 mm. Les pressions latérales internes et externes imposées peuvent être différentes, le haut de l'échantillon étant recouvert d'une plaque rendant la partie interne de l'échantillon hermétique.

I.12.3.5 Essais cycliques

Ces essais sont dérivés des essais classiques. Il est habituel imposer des contraintes cycliques à basse fréquence (inférieur à 1Hz) et de mesurer les déformations. Ils ont été développés initialement pour étudier la liquéfaction de sols fins saturés sous l'effet de la propagation des ondes sismiques. Actuellement, ils sont utilisés pour déterminer les modules d'élasticité équivalents E ou G et l'amortissement équivalent car, ces paramètres sont souvent introduits dans les programmes numériques où le sol est modélisé comme un corps viscoélastique de kelvin-voigt équivalent.

Cette modélisation est surtout valable quand le sol est soumis à des vibrations. Dans le cas général, il est nécessaire d'adopter les lois de comportement obtenues lors des essais cycliques. Les premiers essais cycliques étaient des essais de compression à l'appareil triaxial.

I.12.3.6 Essai de torsion cyclique

Le principe de l'essai est de déplacer un échantillon cylindrique sol dans cellule triaxiale. L'échantillon est fixé à base, la tête est soumise à un couple périodique. Cet essai a été développé par Hardin et Drnevich (1972) utilisant des échantillons creux pour améliorer l'homogénéité des déformations des contraintes de cisaillement au cours de l'essai. Iwasaki et al. (1980) ont construit un appareil de torsion, l'échantillon est creux, de 6cm de diamètre intérieur, de 10 cm de diamètre extérieur et de 10 cm de hauteur.

L'essai permet de mesurer directement la force de torsion et le déplacement angulaire en tête de l'échantillon. La contrainte de cisaillement est donc calculée en prenant la contrainte moyenne sur la section de l'échantillon. La déformation de cisaillement moyenne γ , pour l'échantillon creux est souvent calculée approximativement par la relation :

$$\gamma = \frac{\theta}{H} \frac{r_1 - r_2}{2}$$

Avec

θ : est le déplacement angulaire mesuré à la tête de l'échantillon.

H : est la hauteur de l'échantillon

r_1 et r_2 désignent les rayons intérieur et extérieur de l'échantillon.

I.13 CONCLUSION

L'étude bibliographique présentée dans ce chapitre a permis de montrer une synthèse des principaux travaux existants sur les matériaux granulaires dans le domaine vibratoires et cycliques, en mettant l'accent sur les travaux récents. En outre, cette partie nous a permis de présenter les différents types des ondes et leur influence sur le comportement des sols. Nous avons également présenté une analyse linéaire et non-linéaire d'une réponse d'un mouvement vibratoire sur des sols soumis à des essais de résonance. Comme on a présenté les différents paramètres influents sur le comportement dynamique. Cependant, on a aussi présenté les appareils utilisés pour l'étude des comportements dynamique des sols.

CHAPITRE II: ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA LIQUÉFACTION DES SOLS

*On présente dans ce **deuxième chapitre**, la définition du phénomène de liquéfaction des sables, ainsi que des principaux travaux réalisés sur ce domaine, après un aperçu de l'influence des différents paramètres, tel que la granulométrie, la densité relative, la pression de confinement, saturation. D'autre part, une démonstration a été effectuée sur le comportement des sables sous cisaillement monotones et cycliques en condition drainée et non drainée.*

II.1 INTRODUCTION

D'un point de vue général la liquéfaction est le processus de transformation d'un corps solide, en un corps liquide. Pour une couche sableuse saturée et à drainage faible, cette transformation se traduit par une disparition totale des forces de contacts intergranulaires, c'est à dire par une perte totale de contact entre les grains de sable qui forment la phase solide de la couche sableuse.

La disparition des forces de contacts intergranulaires est engendrée par l'annulation de la contrainte moyenne effective, qui est la différence entre le contrainte moyenne totale et la pression interstitielle $\sigma' = \sigma - u$. Cette condition est atteinte par l'augmentation de la pression interstitielle.

L'augmentation de la pression interstitielle est obtenue soit par un chargement monotone soit par un chargement cyclique. Les variations de la pression interstitielle se manifestent généralement dans des sols qui ont tendance soit à diminuer soit à augmenter de volume sous application d'une charge. Un sable contractant verra sa pression interstitielle augmenter, par contre un sable dilatant verra sa pression interstitielle diminuer.

La liquéfaction des sols nécessite les conditions suivantes:

- Un sol pulvérulent et fin avec un faible coefficient de perméabilité.
- Un sol contractant (sable lâche).
- Un sol saturé (présence d'une nappe phréatique).
- Un chargement monotone rapide (remblais à construction rapide) ou un chargement cyclique rapide (séisme).

On peut représenter la liquéfaction schématiquement par la figure II.1. En fait, ce phénomène est considéré être à l'origine de plusieurs types de risques naturels tels que, les glissements de terrain, les avalanches, les coulées boueuses et bien d'autres événements naturels (Johansson, 2000).

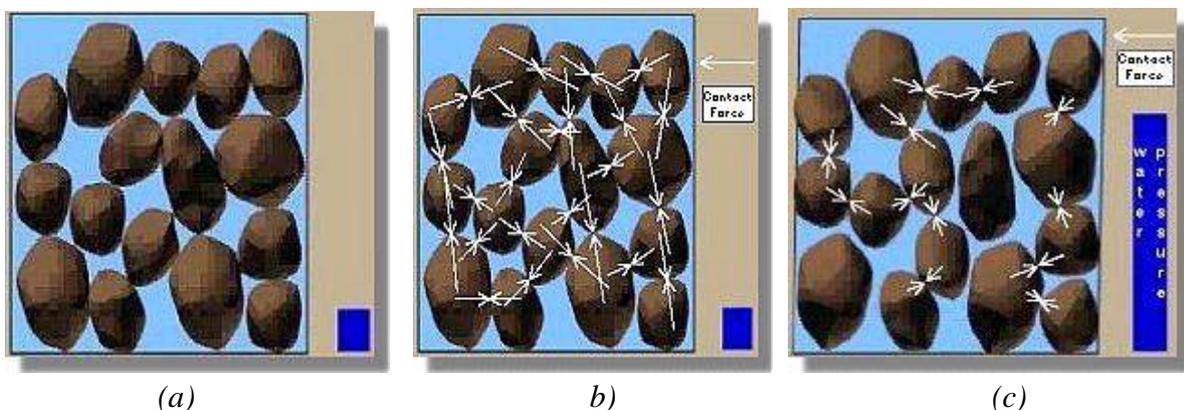


Figure II. 1: Représentation de liquéfaction ; a et b : état initial, c: état à la liquéfaction (d'après Johansson, 2000).

L'observation d'un site ayant subi une liquéfaction révèle la présence de petits cratères de sable à sa surface. Le site est généralement inondé par suite de l'écoulement ascendant provoquant une remontée de la nappe vers la surface.

Au niveau des ouvrages, la liquéfaction peut provoquer le basculement ou la flottaison d'immeuble. La figure II.2 montre quelques événements historiques liés à la liquéfaction



Alaska, USA, 1964



Niigata, Japon, 1964.



Loma Prieta, USA, 1989



kobe, Japon, 1995.



-Le rez-de-chaussée de cette structure est devenu quasiment souterrain, la liquéfaction du sol a entraîné son enfoncement. (Séisme de Boumerdes, 2003)



– Liquéfaction du sol aux abords de l'oued Isser de dellys, liquéfaction des sols sableux, de faible cohésion et saturés en eau. (Séisme 2003 de Boumerdes)

Figure II. 2: Exemples de désordres causés par la liquéfaction durant le séisme

II.2 ASPECT FONDAMENTAL DE LA LIQUÉFACTION

Il se repose sur la constatation expérimentale suivante:

Un échantillon de sable aussi dense soit-il, soumis à un cycle de chargement alterné, tend à diminuer de volume; si cet échantillon est saturé et si son volume est maintenu constant; cette tendance à la diminution de volume sera compensé par une augmentation de pression interstitielle Δu .

D'après l'équation fondamentale de Terzaghi, une diminution de la contrainte effective $\Delta \sigma'$ et donc de la résistance au cisaillement qui est proportionnelle à cette contrainte effective.

$$\Delta \sigma - \Delta u = \Delta \sigma'$$

Soit avec $\Delta \sigma - \Delta u = 0$ $\Delta \sigma' = 0$

Pour un échantillon de sable sec, l'application d'un cycle de chargement provoque une diminution de son indice des vides. La répétition d'un nombre suffisant de cycles de chargement diminue la contrainte effective σ' jusqu'à une valeur très faible ou nulle, alors la résistance au cisaillement du sol devient insuffisante pour supporter les charges extérieures.

II.3 LIQUEFACTION STATIQUE

La liquéfaction statique est un phénomène observé notamment dans les sables lâches. Il correspond à une perte importante et rapide de la résistance au cisaillement du matériau, lors de l'application d'un chargement rapide sur un milieu granulaire saturé et généralement lâche. Il se manifeste par une augmentation de la surpression interstitielle qui provoque une diminution des contraintes effectives. On dit que le matériau s'effondre, dans le cas extrême, la surpression atteint la valeur de la pression de consolidation initiale. Le matériau se comporte alors comme un liquide, on dit qu'il se liquéfie, c'est le phénomène de liquéfaction totale. La liquéfaction n'est pas nécessairement associée à l'annulation de la pression moyenne effective. Castro (1975), Castro et Poulos (1977) définissent la liquéfaction comme phénomène dans lequel un sable perd une partie de sa résistance au cisaillement sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique.

Ce phénomène a provoqué plusieurs glissements de terrain comme:

- le glissement de l'aéroport de Nice (octobre 1977) (Seed et al. 1988).
- le glissement d'un massif de sable destiné à recevoir des plates formes dans la mer canadienne de Beaufort (1982/1983) (Sladen et al. 1985b et 1987; Been et al., 1987; Konrad, 1991; et Lade, 1993).

La figure II.3 illustre le résultat typique d'un essai de liquéfaction statique monotone, obtenu par Canou et al. (1994) sur le sable d'Hostun RF. Le plus souvent, la liquéfaction est induite par le chargement cyclique résultant des séismes ou de la houle (Niigata 1964, San Fernando 1971, Kobé 1995...)

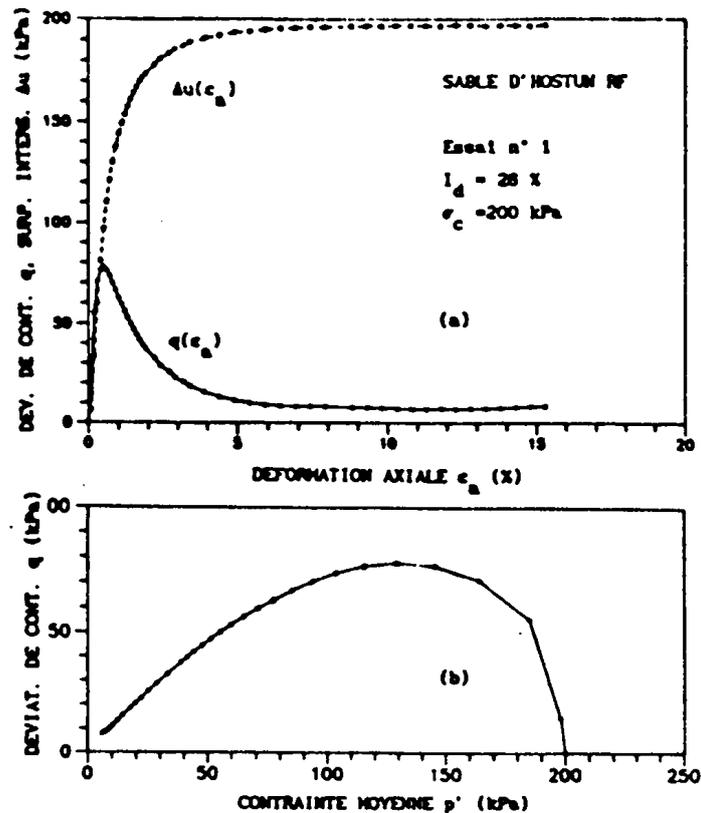


Figure II.3 : Essai de liquéfaction statique (Canou et al. 1994).

II.4 MÉTHODE GÉNÉRALE D'ÉVALUATION DE LA LIQUÉFACTION

Seed et Idriss (1971) ont proposé une méthode générale d'évaluation de la possibilité de liquéfaction composée des étapes suivantes :

-1- Détermination du diagramme en fonction du temps des contraintes de cisailment induites par les mouvements sismiques du sol à différentes profondeurs dans la couche.

-2- Conversion du diagramme des contraintes en fonction du temps en un nombre équivalent de cycles de contraintes uniformes et tracer le niveau de contrainte uniforme

équivalent en fonction de la profondeur (on prend en considération l'intensité de la secousse du sol, la durée de la vibration et la variation de la contrainte de cisaillement avec la profondeur de la couche).

-3- Avec les données disponibles in situ, les essais de sol au labo sur des échantillons types, faits pour différentes pressions confinées, on détermine les contraintes cycliques de cisaillement qui devraient se produire à différentes profondeurs pour provoquer une liquéfaction en nombre égal à celui des cycles de contraintes déterminées dans la 2^e étape; à cet effet, on utilise soit des essais de compression triaxiale cyclique, soit des essais de cisaillement simple cyclique.

-4- En comparant les contraintes de cisaillement induites par le séisme avec celles nécessaires pour provoquer une liquéfaction, on détermine une zone dans la couche où la liquéfaction peut se produire (contraintes induites dépassant celles provoquant la rupture).

II. 5 PARAMÈTRES INFLUENTS SUR LA RÉSISTANCE A LA LIQUÉFACTION

La résistance au cisaillement monotone et cyclique non drainé, c'est à dire la résistance à la liquéfaction d'un échantillon, dépend principalement de plusieurs paramètres. Parmi les principaux paramètres on peut citer, l'état de contrainte initial, l'histoire des contraintes et des déformations, le degré de saturation, le confinement, la granulométrie et présence des fines.

II.5.1 Etat de contrainte initial

L'état de contrainte initial d'un élément de sol au repos à une profondeur H , est défini par les contraintes effectives σ'_h et σ'_v régnant à cette profondeur. Ces contraintes effectives s'appliquent respectivement sur la facette verticale et sur la facette horizontale. (Voir figure II. 4).

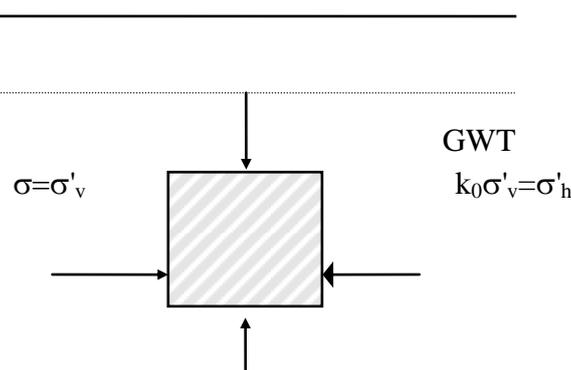


Figure II. 4 : Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos

K_0 = Coefficient des terres au repos.

σ'_h = Contrainte effective horizontale.

σ'_v = Contrainte effective verticale.

La résistance au cisaillement cyclique est fortement influencée par le coefficient K_0 , on peut remarquer sur la figure II.5 établie par Seed et Peacock (1971) que la résistance au cisaillement cyclique augmente avec K_0 .

Comme le coefficient K_0 croît avec la compacité du sol et que celle-ci augmente avec la profondeur, ceci va procurer une amélioration de la résistance au cisaillement cyclique pour les couches de sol les plus profondes.

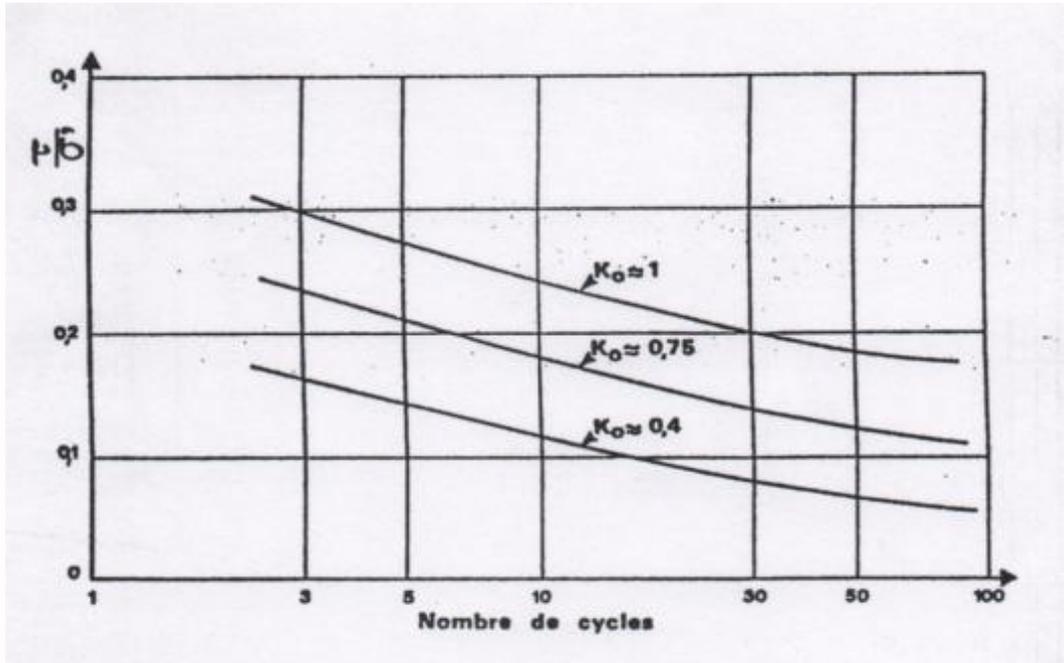


Figure II. 5 : Influence de K_0 sur la résistance à la liquéfaction (Seed et Peacock, 1971)

τ_{hv} : Contrainte de cisaillement cyclique.

σ'_0 : Contrainte effective verticale.

N : Nombre de cycles nécessaires pour atteindre la liquéfaction de l'échantillon.

De même Ishihara (1985) a effectué des essais de torsion sur le sable de Fuji pour différentes valeurs du coefficient des terres au repos K_0 . Les résultats obtenus sont représentés dans la figure II.6a, il ressort de cette analyse que la résistance à la liquéfaction croît avec le coefficient des terres au repos K_0 . La figure II.6b montre les résultats obtenus par Ishihara dans un diagramme qui donne l'évolution de la résistance cyclique rapportée à la contrainte effective moyenne $\sigma'_0 = ((1+2K_0) \sigma'_v/3)$ en fonction du nombre de cycle menant à la liquéfaction. On note que les résultats obtenus sont sur une courbe, ceci permet de prendre en compte d'une manière simple l'influence de K_0 sur le potentiel de liquéfaction.

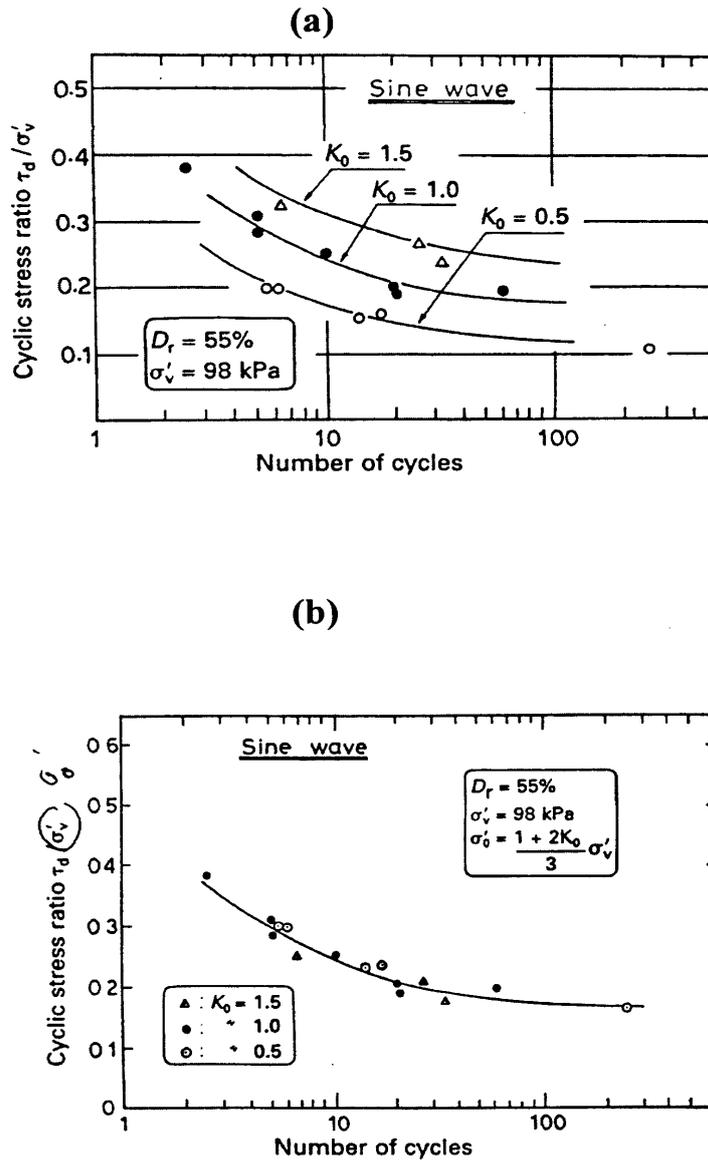


Figure II.6 : Influence du rapport K_0 sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara, 1985).

II.5.2 Influence de l'Histoire des Contraintes et des Déformations

L'Histoire des Contraintes procure au sol une structure caractérisée par une certaine densité et un certain arrangement des grains.

a-Influence de la Densité du sable

La résistance au cisaillement cyclique est d'autant plus élevée que la densité de l'échantillon du sable est élevée. La figure II.7 établie par Mulilis et al. (1978), met en évidence l'influence de la densité relative du sable sur la résistance à la liquéfaction.

La condition de liquéfaction est définie par $\Delta U = \sigma'_3$ (quand la variation de la pression interstitielle sera égale à la pression effective initiale de confinement).

Cette condition de liquéfaction est atteinte par le sable dense et par le sable lâche, mais pour le premier les déformations sont limitées, par contre pour le second ces dernières peuvent atteindre des grandes valeurs.

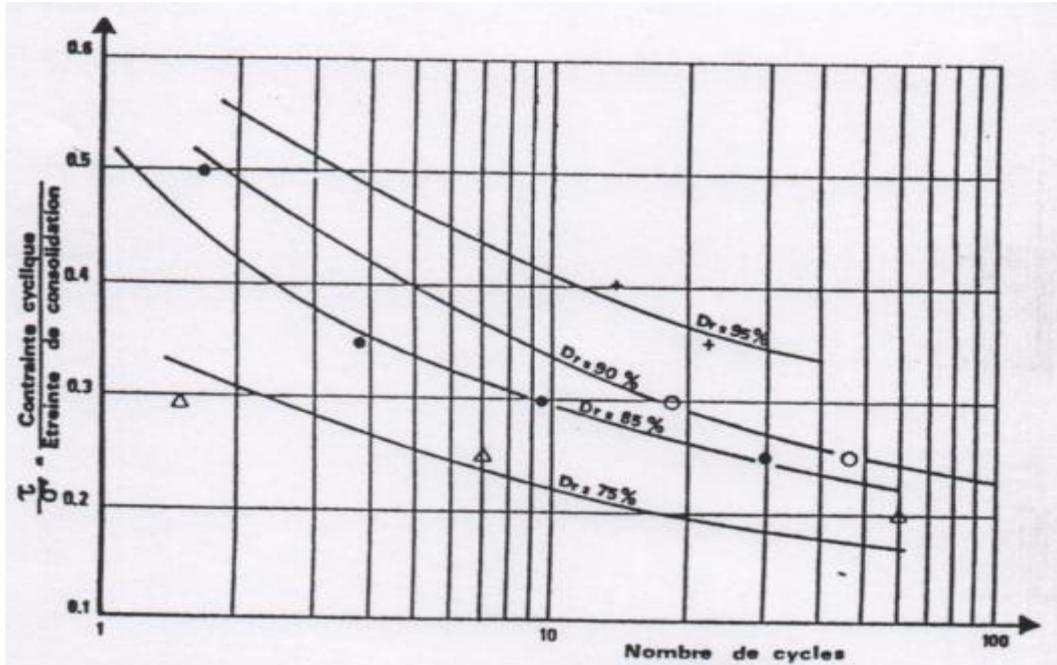


Figure II. 7 : Influence de la densité relative (Dr) sur la résistance à la liquéfaction (Mulilis et al, 1978)

La densité relative affecte d'une manière très sensible le potentiel de liquéfaction des sols. La figure II.8 donne les résultats obtenus par Tatsuoka et al. (1986b) sur le sable de Toyoura. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente de façon linéaire avec la densité relative jusqu'à une valeur de densité relative $D_r=0,70$. Après cette valeur, on remarque une augmentation importante de la résistance avec l'augmentation de la densité relative.

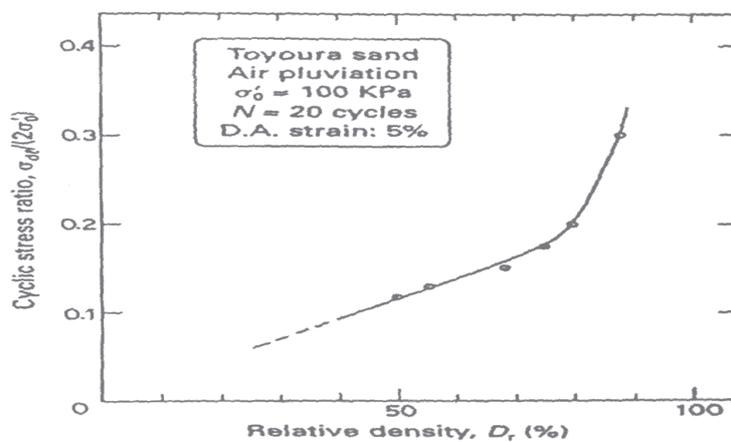


Figure II.8 : Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al.,1986b)

b -Influence de la Structure du Sol

L'Histoire des contraintes et des déformations subies par un dépôt de sable, ainsi que son mode de déformation, confèrent à celui-ci une structure caractérisée par un certain type d'arrangement et une certaine forme des grains.

Ainsi pour une même densité relative du sable, on peut avoir au laboratoire plusieurs arrangements des grains, obtenus par différents modes dans la confection des échantillons de sables. D'après Alain Pecker (1984), la figure II.9 met en évidence l'influence de l'arrangement des grains sur la résistance à la liquéfaction (R.C.C). Nous remarquons que la résistance au cisaillement cyclique peut passer du simple au double entre un arrangement minimal et un arrangement maximal.

L'arrangement minimal est obtenu par un déversement à sec sans vibration, et au contraire l'arrangement maximal est obtenu par vibration sous haute fréquence de l'échantillon déjà humide.

On peut aussi constater sur la figure II.9 que la différence entre la résistance à la liquéfaction est beaucoup plus prononcée pour les contraintes de cisaillement élevées, et que la liquéfaction instantanée n'est observée que pour les échantillons dont les grains ont subi un arrangement minimal.

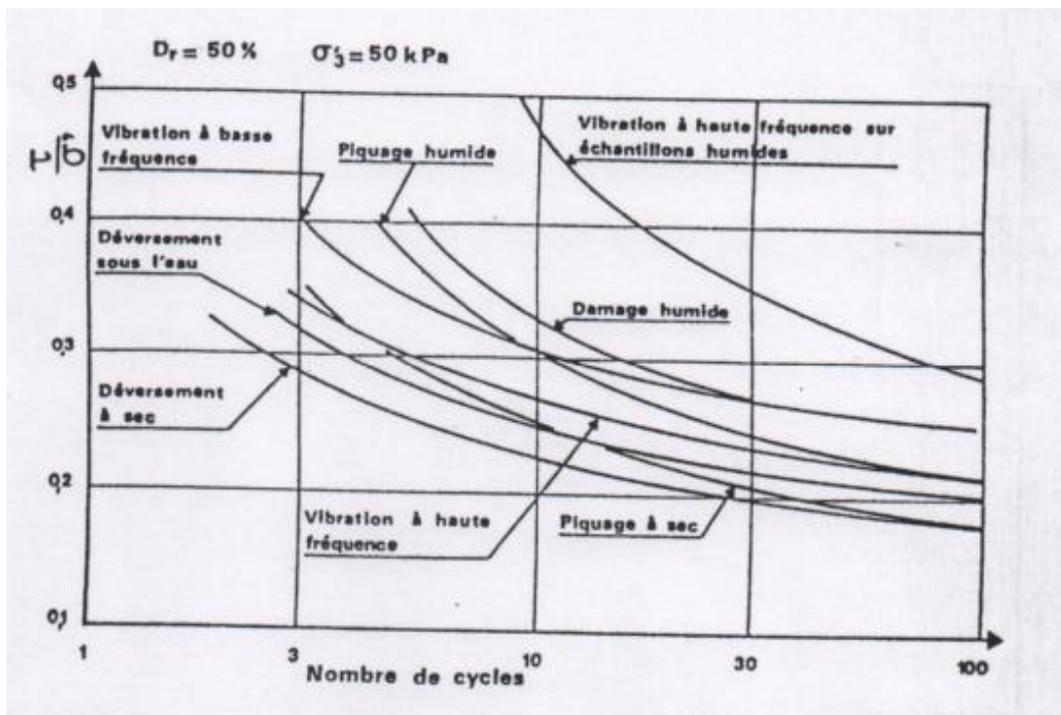


Figure II. 9 : Influence de la structure sur la résistance (RCC) (d'après Pecker, 1984)

II.5.3 Influence de la Saturation

Le degré de saturation est contrôlé lors d'un essai triaxial par le coefficient de Skempton (B), qui peut être lié au degré de saturation par la relation suivante (Lade et Hermandy 1977).

$$B = \frac{1}{1+nK_s} \left(\frac{S_r}{K_w} + \frac{(1-S_r)}{U_a} \right)$$

K_w et K_s désignent les modules de déformation volumiques de squelette solide et de l'eau pure; n est la porosité du sol, U_a est la pression interstitielle.

Mulilis et al. (1978) et Tatsuoka et al. (1986) ont montré que dans le cas des sables lâches, une bonne saturation requiert des valeurs élevées du coefficient B. Par contre, pour des matériaux plus raides, le problème semble moins critique. Shérif et al. (1977) montrent qu'un sable fin ou argileux peut être considéré saturé si la valeur de B dépasse 0,8., Chaney (1978) précise que le coefficient B doit dépasser 0,96 pour que le sol soit bien saturé. Par contre, P.Giroud et D.Cordary dans les annales de ITBTP N°335 de Janvier 1976 notent que pour des valeurs de B supérieures à 0,85 le degré de saturation est très voisin de 1. La figure II.10 montre l'incidence d'une saturation partielle sur la résistance au cisaillement cyclique, cette influence a été étudiée par Martin et al. (1978). On constate que la résistance à la liquéfaction augmente d'une manière sensible avec la diminution du degré de saturation.

Des essais de liquéfaction ont été effectués sur le sable de Toyoura de densité moyenne ($D_r = 0,60$) avec des échantillons ayant différents degrés de saturation. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure II.11. On note que le degré de saturation affecte d'une manière sensible la résistance à la liquéfaction des sols: Avec un coefficient B supérieur à 0,8, il suffit d'appliquer trois cycles pour la liquéfaction; par contre, il faut huit cycles pour la liquéfaction du sol ayant un coefficient B proche de 0,5.

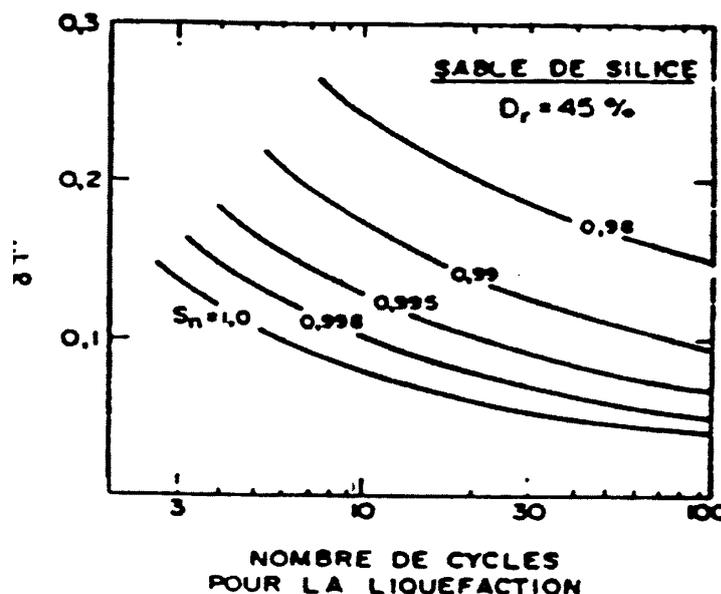


Figure II.10 : Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique, Martin et al. (1978)

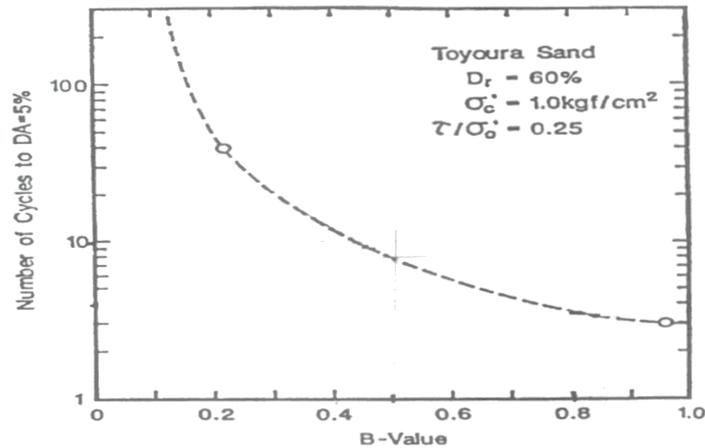


Figure II.11 : Influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction du sol résultats expérimentaux d'après Yochimi et al.(1989)

La figure II.12 élaborée par Pecker (1984) montre que pour une diminution de 2% du degré de saturation, la résistance à la liquéfaction croît de 50%. Donc au cours des essais à effectuer au niveau du laboratoire, il est impératif de s'assurer de la parfaite saturation des échantillons.

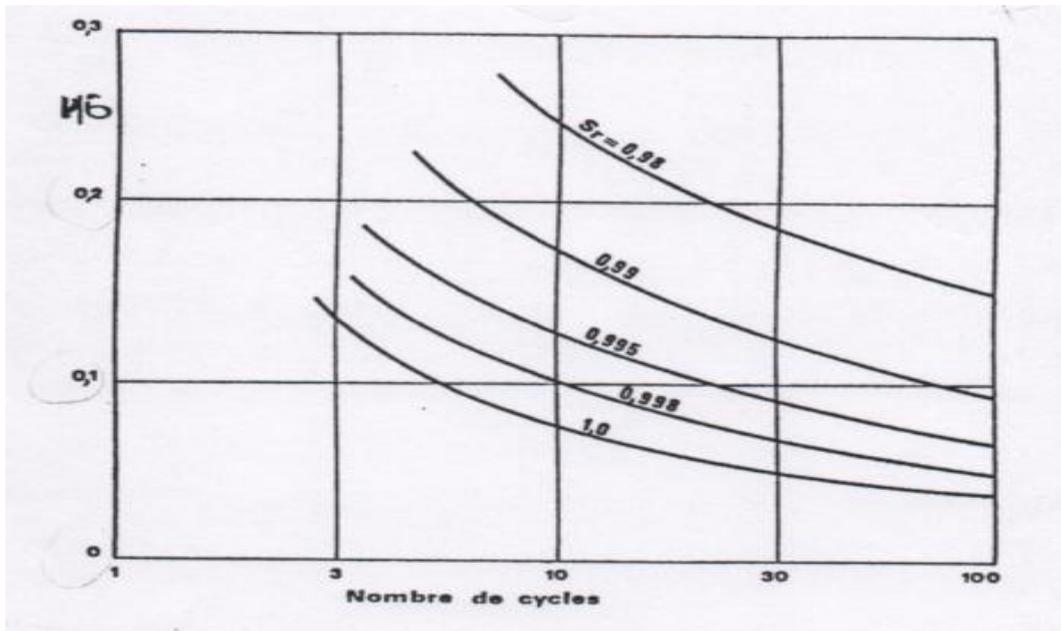


Figure II. 12 : Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (D'après Pecker, 1984)

II.5.4 Influence du confinement

Le potentiel de liquéfaction des sables est influencé par la contrainte de confinement. Les résultats obtenus par Vaid et Sivathayalan (1995) montrent que la contrainte de confinement n'influe pas beaucoup sur la résistance à la liquéfaction des sables lâches ($D_r = 0.31$); par contre pour les sables denses, on remarque que la résistance à la liquéfaction diminue avec

l'augmentation de la contrainte de confinement (figure II.13). En effet, on sait que la dilatance des sols denses augmente avec la diminution du confinement.

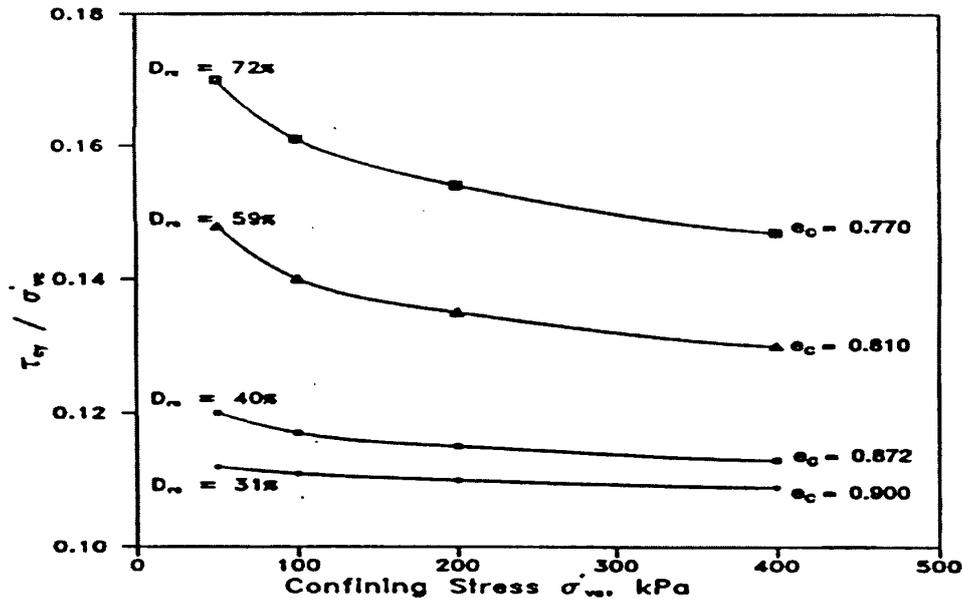


Figure II. 13: Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).

D'autre part, afin de prendre en compte l'influence du confinement sur la résistance à la liquéfaction, Seed et Harder (1990) ont introduit la notion de facteur de correction K_σ qui désigne le rapport entre la résistance à la liquéfaction pour un confinement donné (σ'_{vc}) et la résistance à la liquéfaction pour $\sigma'_{vc} = 100$ kPa. La résistance à la liquéfaction est définie par le niveau de contrainte causant la liquéfaction après dix cycles de chargement. La figure II.14 montre la variation K_σ avec la contrainte de confinement et pour différentes densités relatives. On remarque que le facteur K_σ est proche de l'unité pour les sables lâches. Pour les sables denses, on note une diminution de K_σ avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Cette diminution s'amplifie avec la densité relative. On remarque que pour les sables lâches, le facteur K_σ est proche de l'unité ; par contre, pour les sables denses, le facteur K_σ diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement. La diminution s'amplifie avec la densité relative.

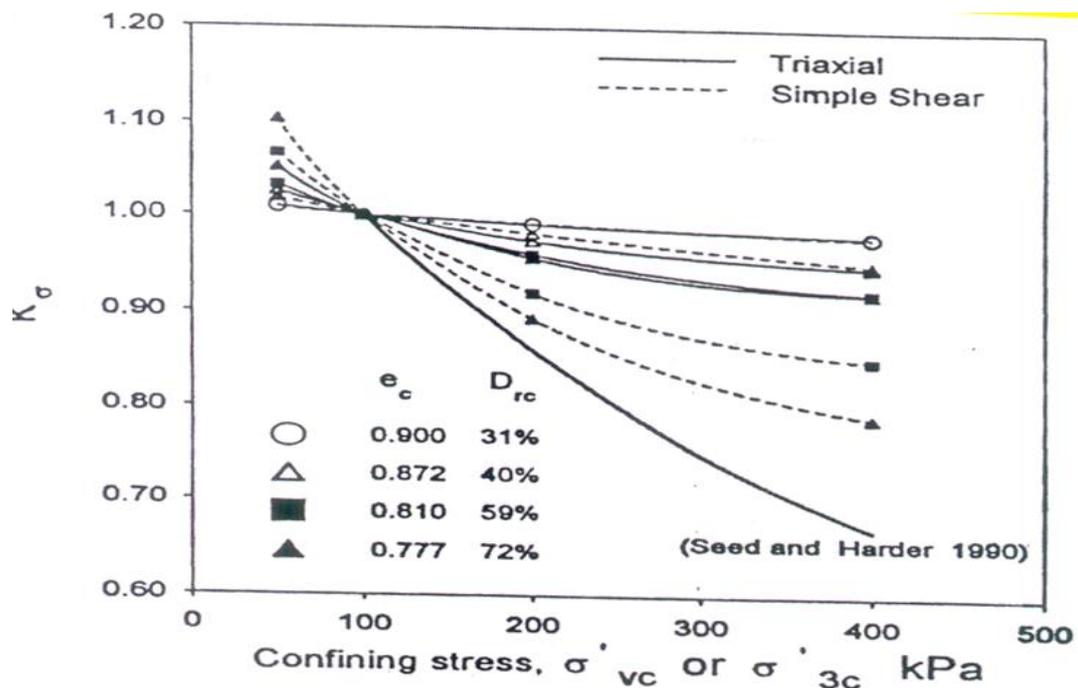


Figure II.14 : Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Seed et Harder, 1990).

Bouckovalas et al., (2002) ont trouvé que la résistance à la liquéfaction est très influencée par la contrainte de confinement. La figure II.15 montre l'évolution de la résistance à la liquéfaction en fonction du nombre de cycles (contrainte de confinement de 49 kPa). On note que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de teneur en fines. Par contre pour un confinement de 196 kPa, on observe la tendance inverse, la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines.

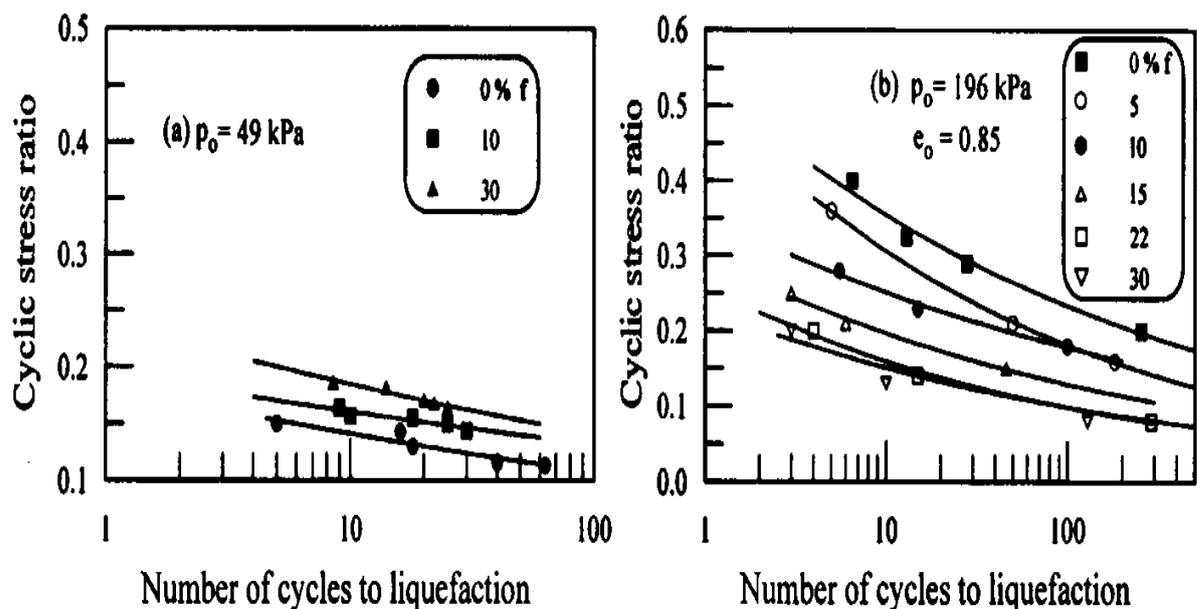


Figure II. 15: Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al., 2002).

II.5.5 Influence de la granulométrie

Il est connu dans la littérature que la granulométrie affecte d'une manière significative la résistance à la liquéfaction des sols. Que ce soit à partir des études menées au laboratoire (Lee et Fitton, 1968) ou des observations in-situ (Tsuchida, 1970; Seed et Idriss 1971). Plusieurs fuseaux ont été proposés pour les sols liquéfiables. La figure II. 15 montre des exemples de ces courbes. On note que les graves et sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité.

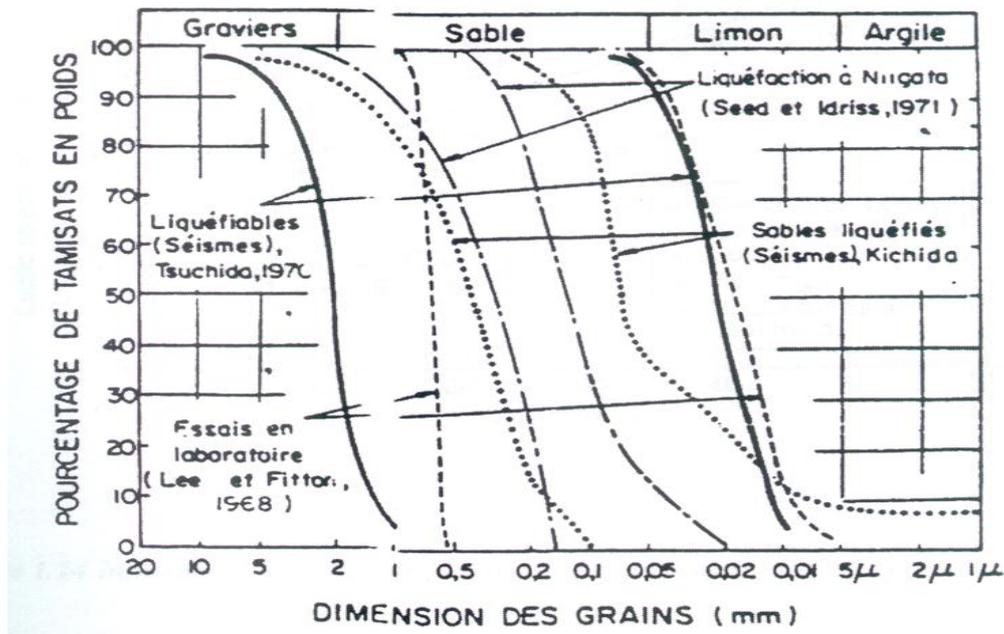


Figure II. 16 : Fuseau granulométrique des sols liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984)

II.5.6 Présence d'éléments fins

La résistance à la liquéfaction des sables dépend aussi de la présence d'éléments fins. Ishihara et Kosecki (1989) ont montré que pour des teneurs élevées en éléments fins, l'indice de plasticité est un paramètre significatif pour la liquéfaction des sables. Ces résultats sont illustrés dans la figure II.17. La résistance à la liquéfaction est constante jusqu'à une valeur inférieure à 10%, au delà de cette valeur, la résistance augmente d'une manière significative avec l'indice de plasticité. D'autre part Lade et Yamamuro (1997) ont mené une étude à l'appareil triaxial sur un mélange de sable lâche de Nevada et 20% ATC silt, la figure II.18 donne les résultats de cette expérience. On note qu'au début du chargement les deux échantillons ($D_r = 40$ et 44%) présentent une instabilité initiale; seule la liquéfaction statique est observée pour l'échantillon avec une densité $D_r = 40\%$. A partir de ces résultats, Yamamuro et Covert (2001) concluent que la présence de petites quantités de silts semble induire un comportement contractant pendant le cisaillement initial. L'échantillon ayant une densité $D_r = 44\%$ ne subit pas la liquéfaction statique, en effet le sol mobilise le caractère dilatant dû à la présence de larges grains de sables ; ce qui conduit à une augmentation de la résistance à la liquéfaction.

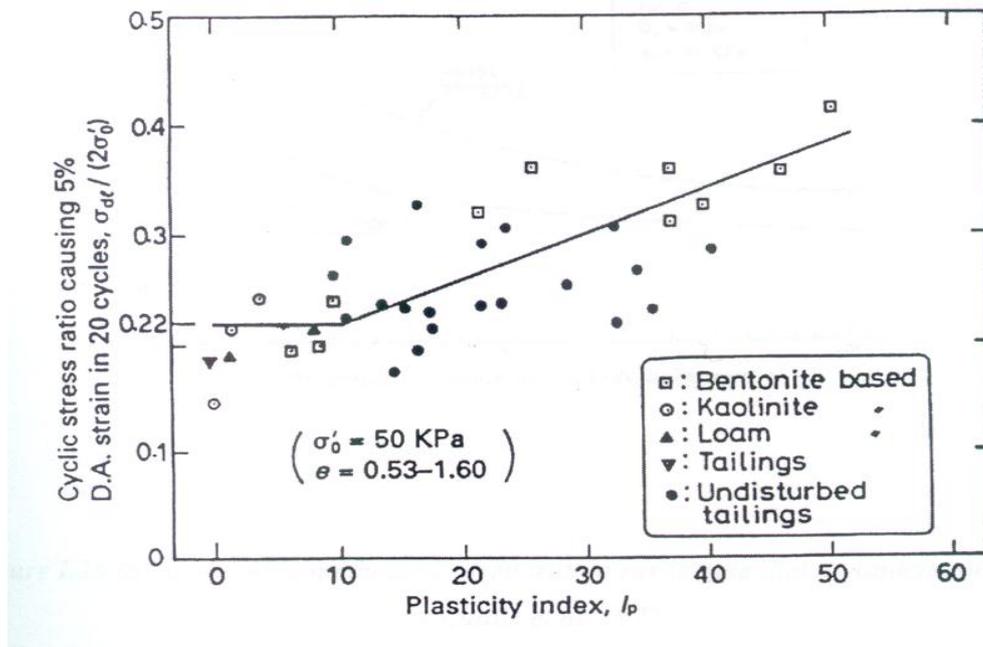


Figure II. 17 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Ishihara et Kosecki, 1989)

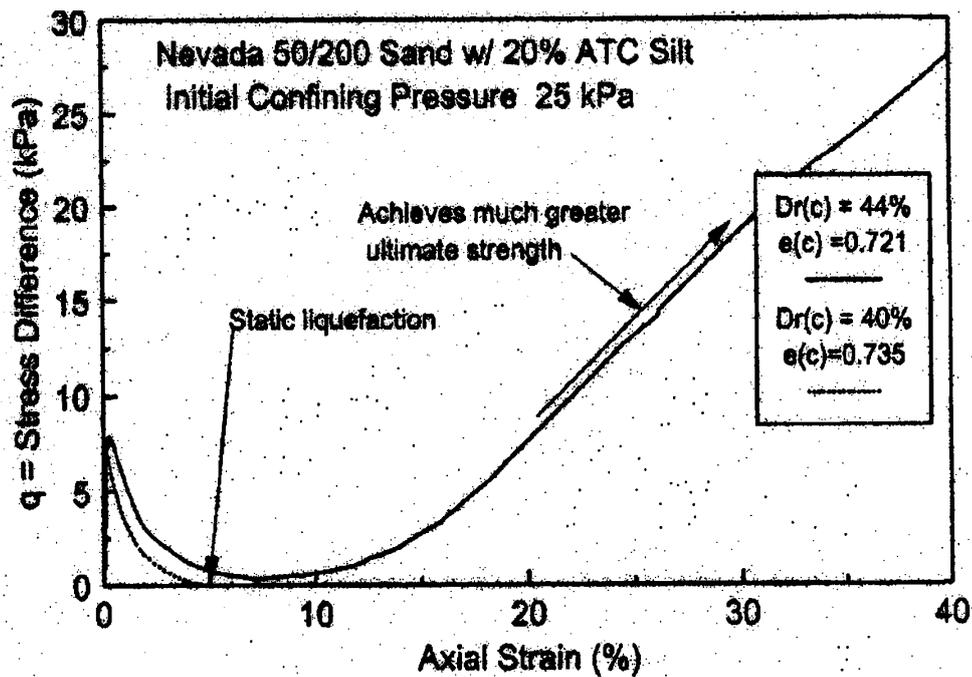
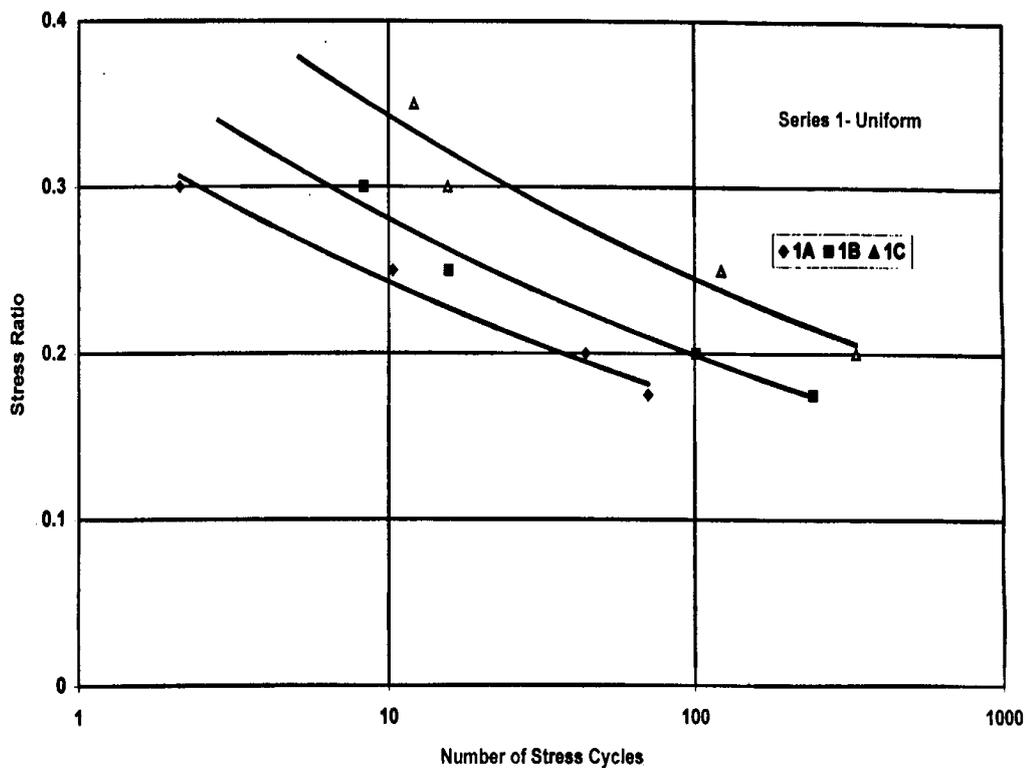


Figure II. 18 : Instabilité initiale des sables lâches avec une faible teneur en éléments fins (Silt) (Yamamuro et Covert, 2001)

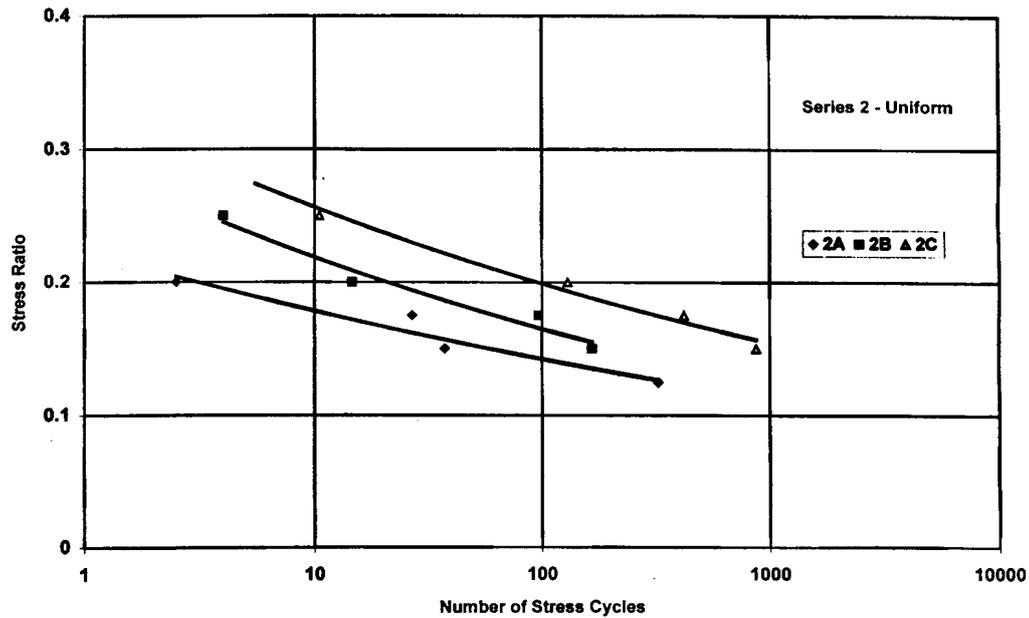
II.5.7 Influence des fines et graves

Plusieurs travaux de recherches ont été menés sur le comportement des sables et sables argileux. Cependant, nombreux cas de liquéfaction de sables graveleux (mélange de sable avec gravier) ont été enregistrés (Harder et Seed, (1986); Wang, (1984); Tamura et Lin, (1983); Youd et al., (1985), Andrus et Youd, (1986), Evans et Harder, (1993)). Récemment, plusieurs

chercheurs ont étudié au laboratoire le comportement des sables avec graves (Nicholson et al., (1993); Evans, (1992); Evans et al., (1992); Seed et al., (1989); Hynes, (1988); Benerjee et al., (1979) et aussi par Evans et Zhou (1995), Siddiqi (1984), Wang (1984) et Haga (1984)). Evans et Zhou (1995) ont conclu que la résistance à la liquéfaction des sables graveleux augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la teneur en gravier. Amini et Sama (1999) ont étudié le comportement stratifié d'une composition de sable, argile et gravier. Le but de cette recherche était de comparer le comportement stratifié et homogène argile-sable-gravier durant un séisme. Les teneurs considérées sont dans une gamme de 0-50% (1B et 2B= 25%, 1C et 2C = 50%) pour les fines (limon) et 10-30% (1A = 30%, 2A = 10%) pour les graves. Ces résultats sont reportés dans la figure II.19 On note que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la teneur en éléments fins. On remarque aussi sur la 1^{er} série, que le changement de la teneur de 25 à 50% a causé une augmentation de 23% dans le rapport de contrainte ; causant la liquéfaction au bout de 10 cycles; pour la 2^{ème} série, il a causé une augmentation de 16%.



(a)



(b)

Figure II. 19 : Effet de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction, $D_r = 50\%$ (Amini et Sama 1999)

(a) Echantillons 1A, 1B et 1C

(b) Echantillons 2A, 2B et 2C

II.5.8 Mode de préparation des échantillons

Plusieurs chercheurs ont analysé l'influence du mode de préparation des échantillons sur le potentiel de liquéfaction (Ladd, (1974); Mulilis et al., (1977); Tatsuoka et al.,(1986a); Amini et Sama., (1999)). La figure II.20 montre que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par damage humide que par pluviation à sec (Mulilis et al., 1977). Amini et Sama (1999) lors de leur étude sur le comportement d'un mélange d'argile-sable-grave, ont utilisé deux méthodes pour la préparation des échantillons à savoir la préparation par damage humide et sédimentation. La préparation humide (damage) est utilisée pour obtenir des échantillons homogènes tandis que la sédimentation entraîne une stratification du sol. Les résultats montrent que pour la 1^{ère} série (30% graviers), la résistance à la liquéfaction au début du chargement est plus élevée pour les échantillons obtenus par damage (compactage) humide que par sédimentation, puis elle diminue avec l'augmentation du nombre de cycles (figure II.21). La 2^{ème} série (10% graviers) montre que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour les échantillons obtenus par damage humide que par sédimentation; et elles ne sont significativement différentes malgré le fait que le mode de préparation des échantillons est totalement différent; cela peut être expliqué par le fait que la perméabilité horizontale est plus élevée que la perméabilité verticale dans le cas des échantillons stratifiés. On remarque qu'il n'y a pas de différence notable pour les courbes de résistance à la liquéfaction (figure II. 22).

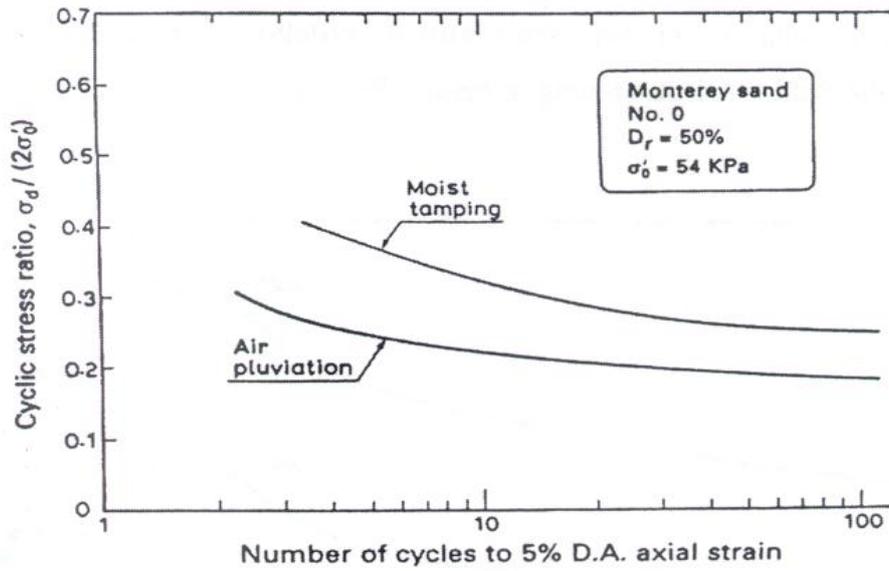


Figure II. 20 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mulilis et al., 1977).

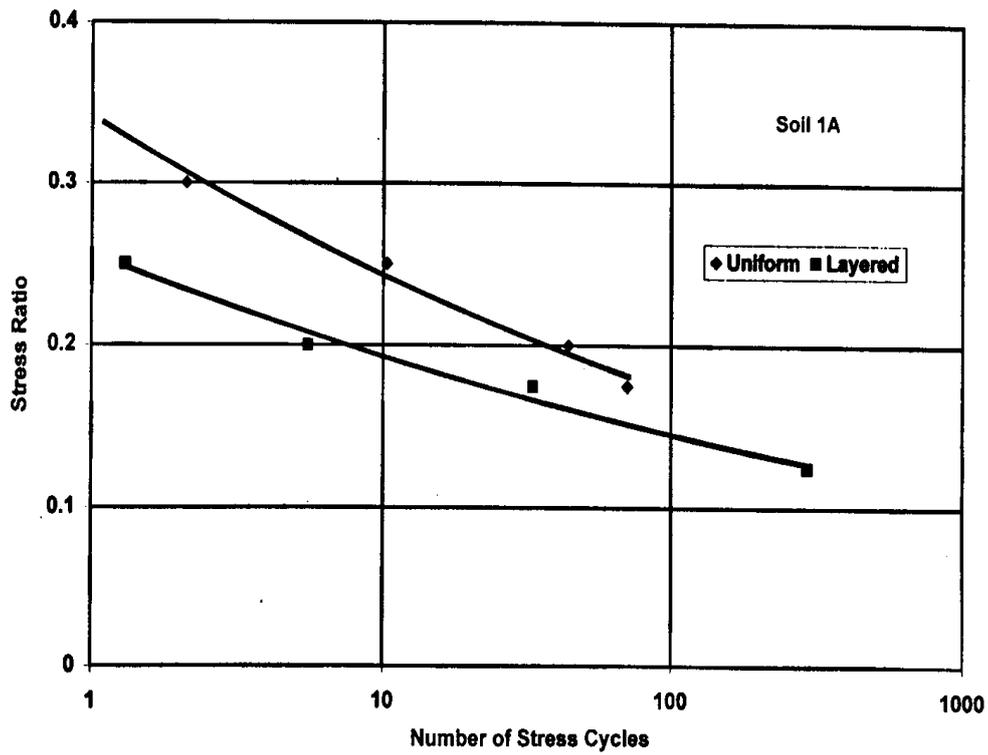


Figure II. 21 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 1^{er} série avec 30% gravier (Amini et Sama, 1999).

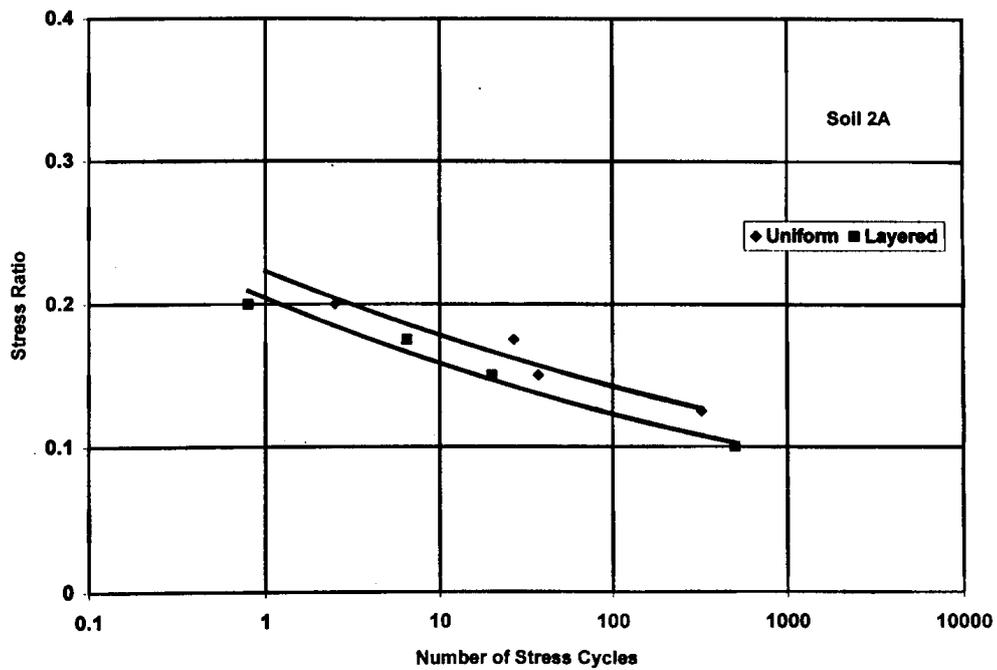


Figure II. 22 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 2^{er} série avec 10% gravier (Amini et Sama, 1999).

Benahmed et al., (2004) ont mis en évidence, sur le sable Hostun Rf, des différences de comportement significatives vis-à-vis du phénomène de liquéfaction statique. Le damage humide favorise l'initiation de l'instabilité par liquéfaction alors que la pluviation à sec favorise un comportement plus stable (figure II.23).

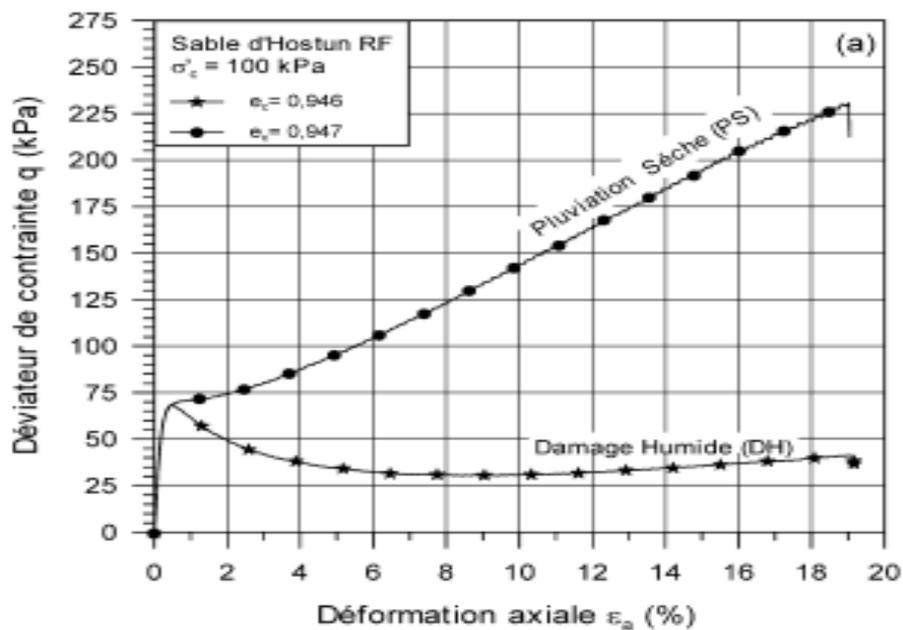


Figure II. 23: Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche (Benahmed N. et al., 2004)

II.5.9 Surconsolidation

Plusieurs chercheurs ont montré que le rapport de surconsolidation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et Takatsu, 1979, Seed et al. 1975; Seed et Peacock, 1971). La figure II.24 montre les résultats obtenus par Ishihara et al. (1978) sur des sols ayant différents teneurs en éléments fins. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente avec le rapport de surconsolidation. Cet effet s'accroît avec l'augmentation du pourcentage d'éléments fins. En réalisant des essais cycliques sur le sable d'Hostun, Bouferra (2000), a trouvé qu'avec un coefficient de surconsolidation de 7, la liquéfaction est obtenue au bout de 17 cycles ; alors qu'avec un échantillon normalement consolidé, il fallait 6 cycles pour obtenir la liquéfaction (figure II.25).

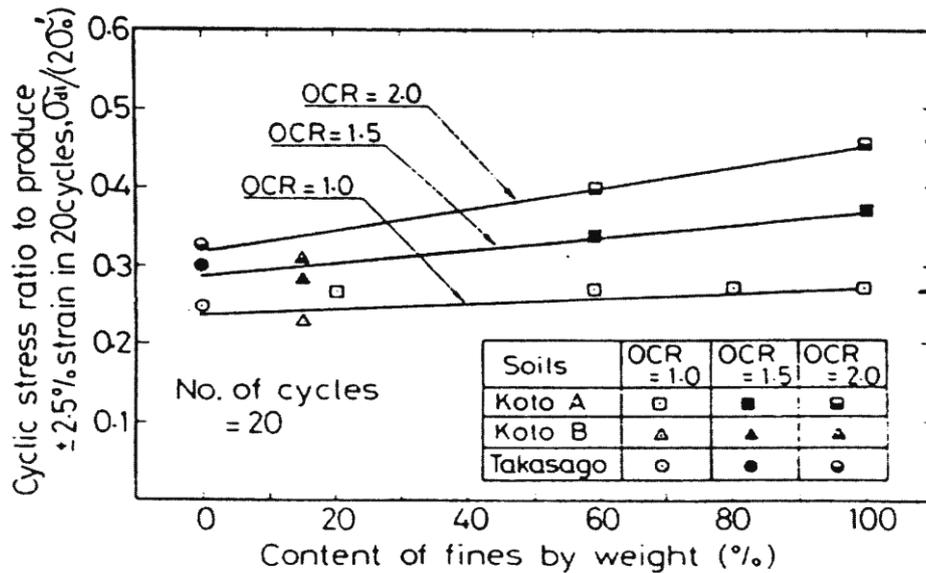


Figure II. 24 : Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et al.1978).

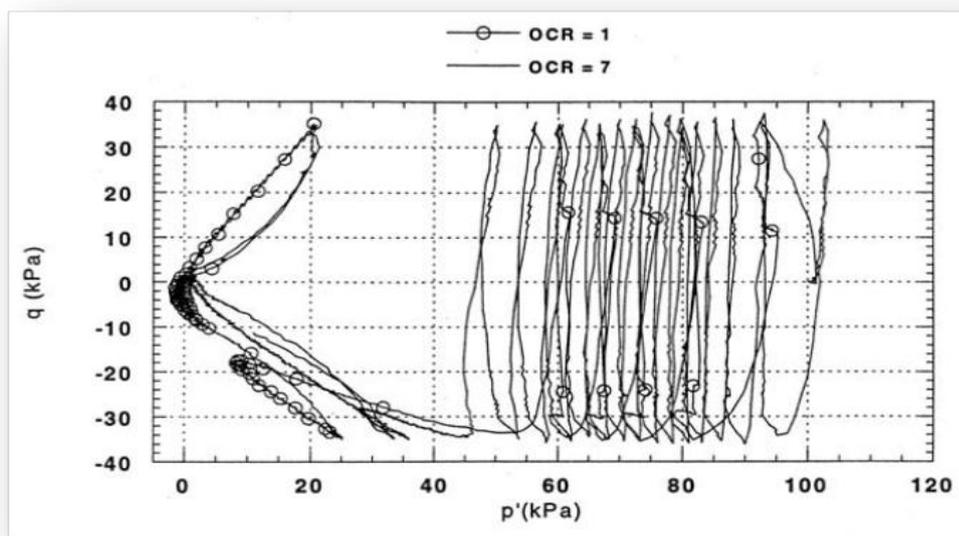


Figure II. 25: Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra, 2000)

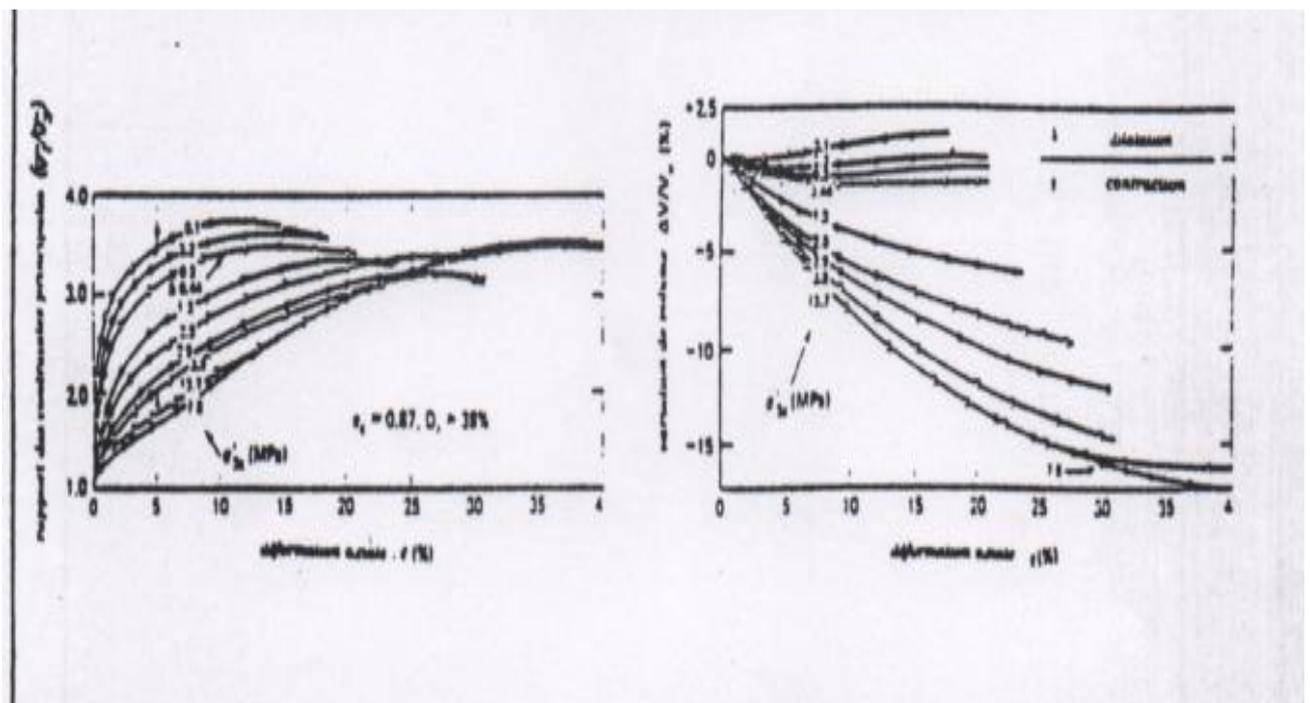
II.5 ETUDE DU COMPORTEMENT DES SABLES SOUS CHARGEMENT MONOTONES ET CYCLIQUES

II.5.1 Comportement des sables sous chargement monotone

II.5.1.1 Essai Drainé

Lors d'un essai triaxial conventionnel où nous appliquons une contrainte $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ en compression monotone drainé, l'échantillon de sable verra initialement son volume diminuer lorsque la valeur du déviateur ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) augmente, c'est la phase de contractance. Cette dernière est le résultat de l'enchevêtrement des grains de sable. Pour un sable lâche la vitesse de déformation volumique tend lentement vers zéro. Par contre pour un sable dense la vitesse de déformation volumique s'annule rapidement et change de signe, alors le matériau devient dilatant. Cette phase de dilatance est due essentiellement au désenchevêtrement des grains de sable.

La phase de contractance et la phase de dilatance dépendent principalement de la densité du sable et de la pression de confinement (σ_3). Les figures II.26-a et 26-b établies par Lee (1965), mettent bien en évidence l'influence de la densité du sable et de la pression de confinement sur les variations du volume. En effet si nous observons sur l'une des deux figures ainsi que la figure II.27; nous remarquons que la phase de dilatance diminue et devient inexistante avec l'accroissement de la contrainte de confinement, et si nous comparons les deux figures II.26-a et 26-b, nous constatons pour un accroissement de la densité relative du sable, que les courbes de même pression de confinement subissent une diminution de la phase de contractance et au contraire une augmentation de la phase de dilatance.



(a)

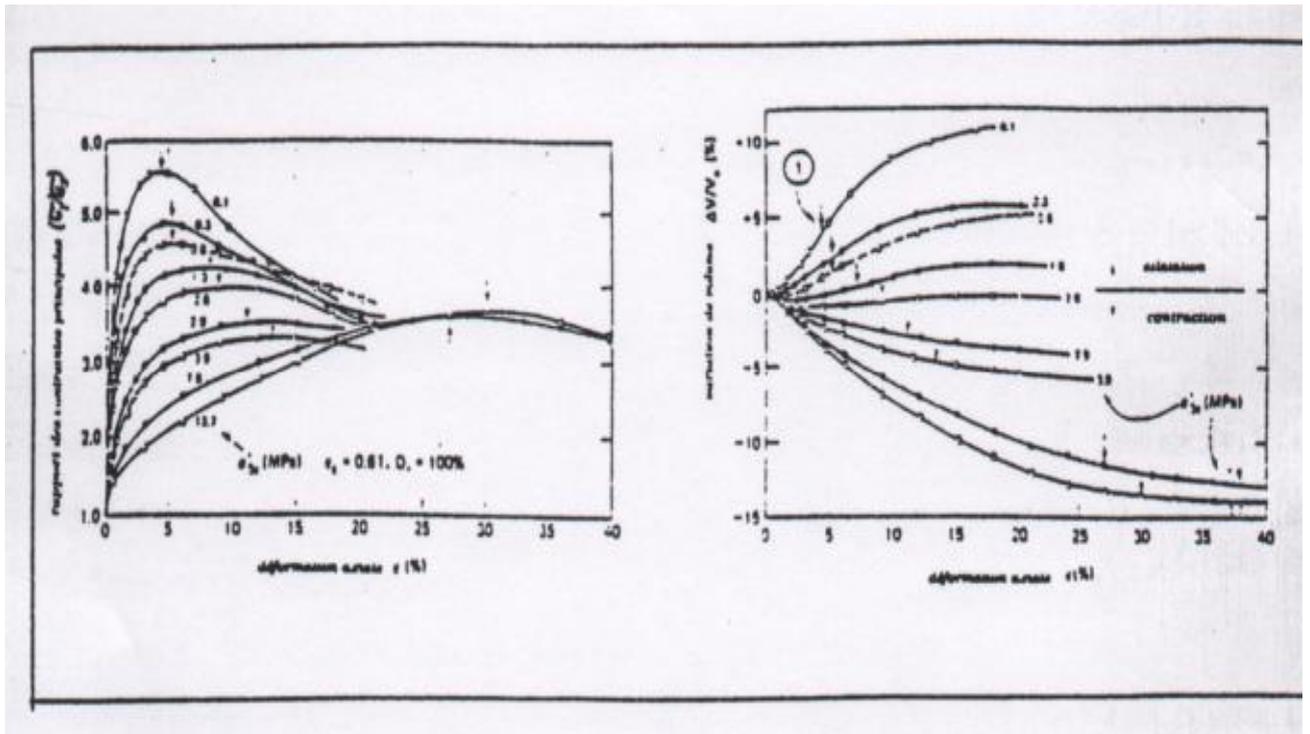


Figure II. 26: Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (d'après Lee, 1965)

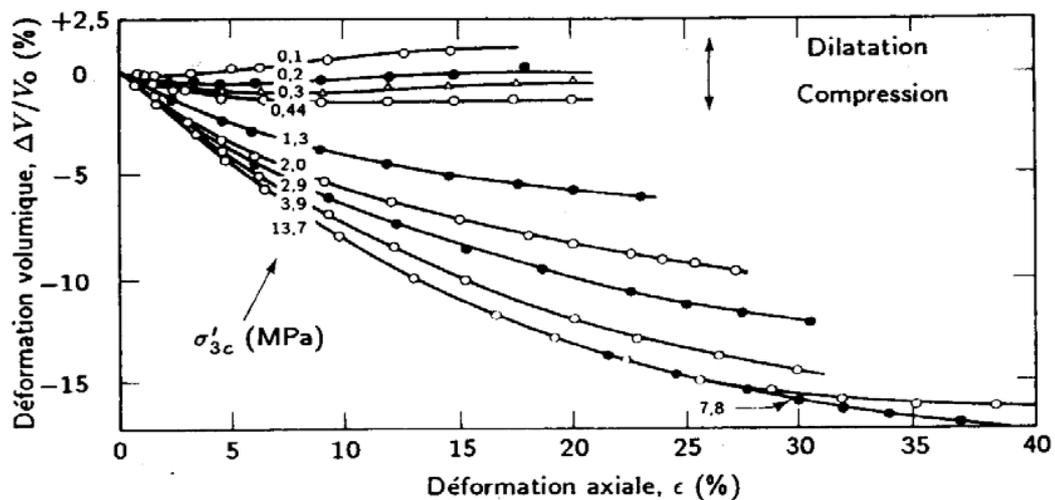


Figure II.27 : Déformation volumique en fonction de la déformation axiale pour des essais triaxiaux drainés faits sur un sable lâche (D_r initial = 38 %) de la rivière Sacramento (selon Lee, 1965; de Holtz et Kovacs, 1991).

II.5.1.2 Essai non Drainé

Lors d'un essai triaxial en compression monotone non drainé sur un échantillon de sable saturé, le volume de celui-ci reste constant, par contre la pression interstitielle varie au cours de l'essai, de ce fait la phase de contractance et celle de dilatance peuvent être observées sur les variations de la pression interstitielle.

La phase de contractance va se manifester par une augmentation de la pression interstitielle induite par une tendance à la densification du volume solide. Quant à la phase de dilatance, elle va se manifester par une diminution de la pression interstitielle engendrée par une tendance à l'augmentation du volume solide.

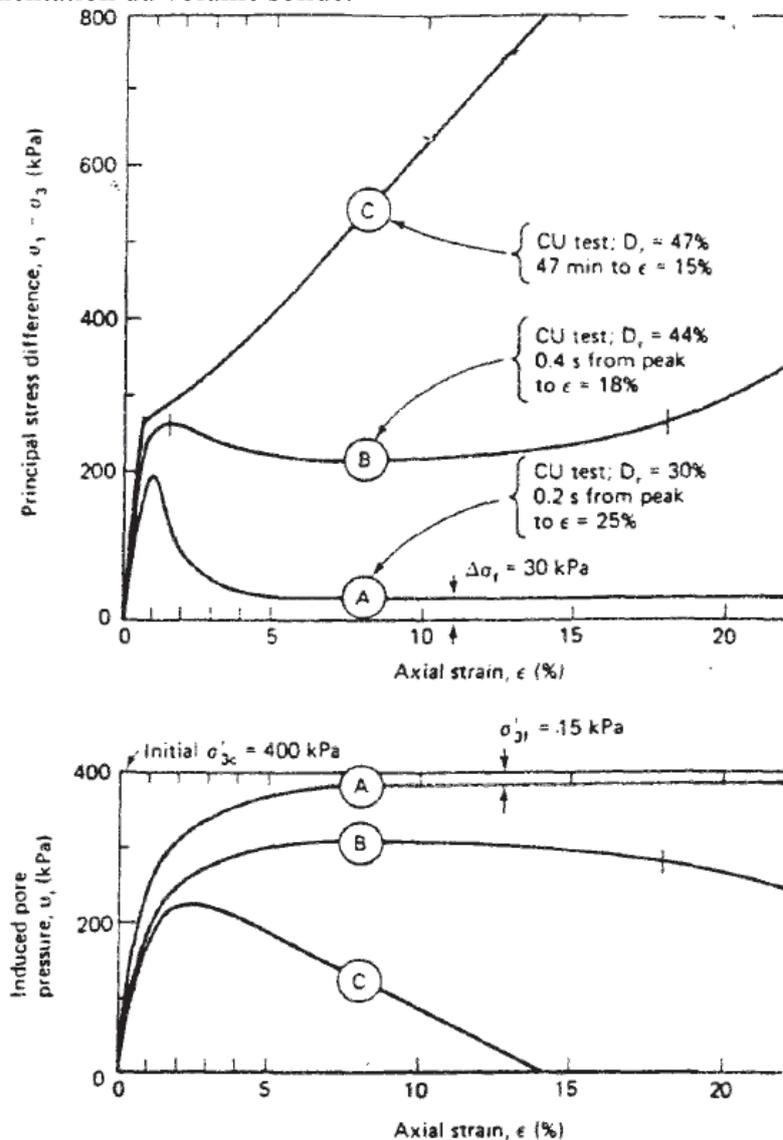


Figure II.28 : Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (d'après Casagrande, 1975)

Au début du chargement, nous constatons sur la figure II.28 établie par Casagrande (1975), une augmentation de la pression interstitielle pour les 3 essais non drainés (A), (B), et (C), puis une annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle pour les sables lâches (A), tandis que pour les sables plus denses (B) et (C), nous observons après annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle, une décroissance de celle-ci. Pour l'essai (A), l'échantillon va présenter une chute de résistance au cisaillement, c'est la liquéfaction. Par contre les essais (B) et (C), la décroissance de la pression interstitielle se manifeste par une reprise de résistance au cisaillement de l'échantillon

Le niveau de contrainte déviatoire pour lequel s'inverse le signe des vitesses de variation de la pression interstitielle lors d'un essai non drainé, correspond au même niveau de contrainte

déviatoire pour lequel la vitesse de variation de la déformation volumique change de signe lors d'un essai drainé (figure II.29). Ce niveau de contrainte a été défini par Habib et Luong (1978), comme étant l'état caractéristique du matériau.

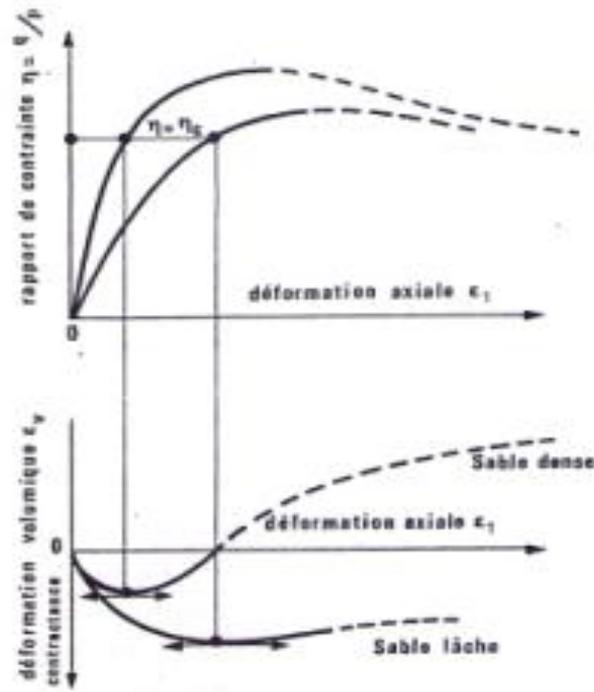


Figure II.29 : Variation du volume sous chargement monotone

A ce niveau de contrainte est associé :

- Une vitesse de variation de volume nulle $\dot{\varepsilon}_v = 0$.
- Le seuil entre l'enchevêtrement et le désenchevêtrement des grains de sable.
- Des déformations faibles et éloignées de la rupture.
- Un angle de frottement caractéristique.

Dans le plan (P-Q), le domaine de contractance est limité par deux droites caractéristiques L_c (une droite pour que $Q > 0$ et une autre pour $Q < 0$).

Le domaine de dilatance est limité par les droites caractéristiques L_c et les droites de rupture L_r (Voir figure II.30), établie par Luong (1978). Pour un sable lâche les deux droites sont confondues, étant donné dans le plan $(Q-\varepsilon_1)$, lors des essais à chargement monotone drainé sur les sables lâches, les contraintes déviatoires au palier sont confondues avec les contraintes déviatoires au pic.

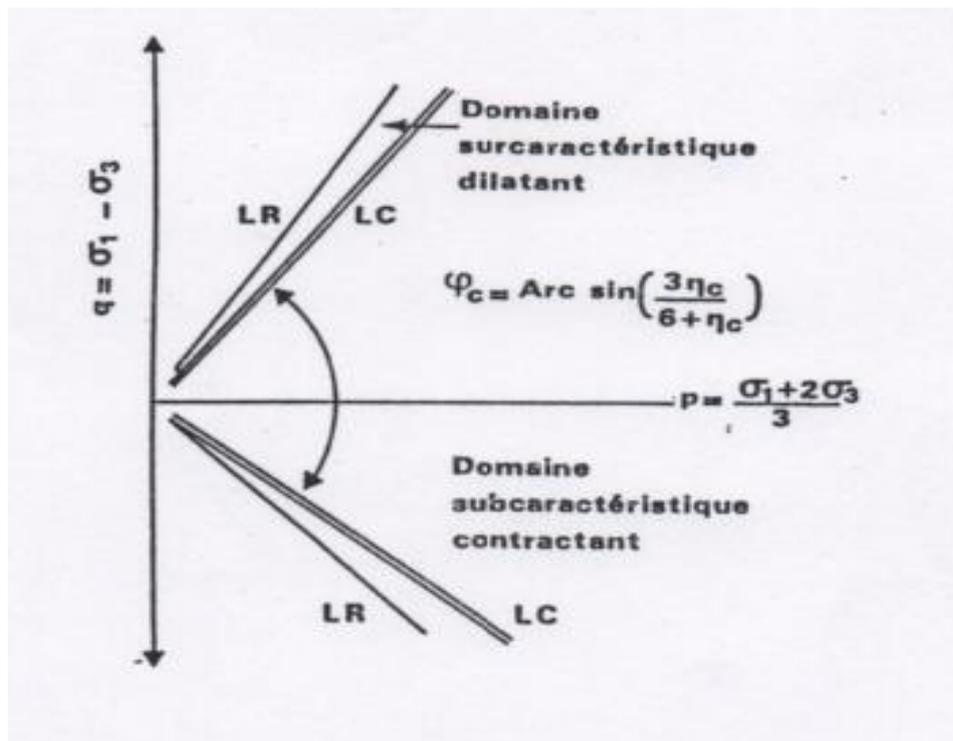


Figure II. 30 : Critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (d'après Luong, 1978)

Ainsi défini par Luong (1978), Habib et Luong (1978) et Sidaner (1981), l'état caractéristique (LC) correspond à l'état du matériau à son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant lors d'un chargement de cisaillement en condition drainée ou non drainée. Dans le plan (q, p') , cet état est défini par une droite passant par l'origine et de pente $\eta_c = (q/p)_c$. Cette droite sépare le domaine subcaractéristique contractant du domaine surcaractéristique dilatant (figure II.30), est qualifiée de ligne de transformation de phase par Ishihara et al. (1975).

II.5.2 Comportement des sables sous chargement cyclique

II.5.2.1 Essai Drainé

Lors d'un essai triaxial cyclique où la contrainte déviatoire ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) oscille autour d'une valeur moyenne fixe, nous distinguons trois types de comportement, soit :

- **Accommodation** : Nous obtenons ce type de comportement pour des contraintes déviatoires situées dans le domaine subcaractéristique. Le comportement est caractérisé par une densification progressive du matériau conduisant à une stabilisation de la déformation au bout d'un nombre élevé de cycles (Voir figure II.31, établie par Luong, 1980).

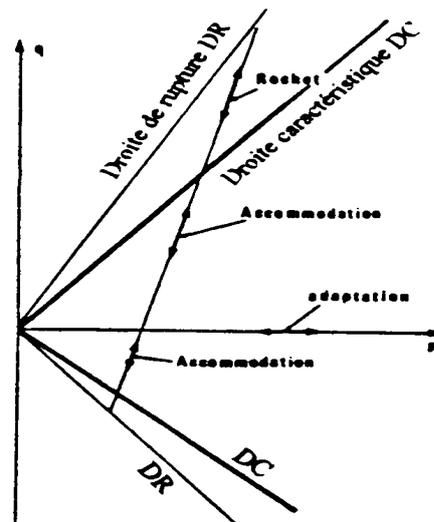


Figure II.31: Comportements cycliques drainés des sables (d'après Luong, 1980)

-**Le Rochet** : Ce comportement est obtenu par des contraintes déviatoires situés dans le domaine surcaractéristique. Dans ce cas le comportement se caractérise par une dilatance progressive qui mène à la rupture du matériau (Voir figure II.31).

- **L'adaptation** : après un certain nombre de cycles, la courbe contrainte-déformation présente un chemin réversible, donc on a un matériau parfaitement élastique (Voir figure II.31).

Si les essais se font avec une contrainte déviatoire qui est alternativement positive et négative, les déformations irréversibles deviennent très vite importantes dès que les lignes caractéristiques sont franchies (voir figure II.32, établie par Luong, 1980).

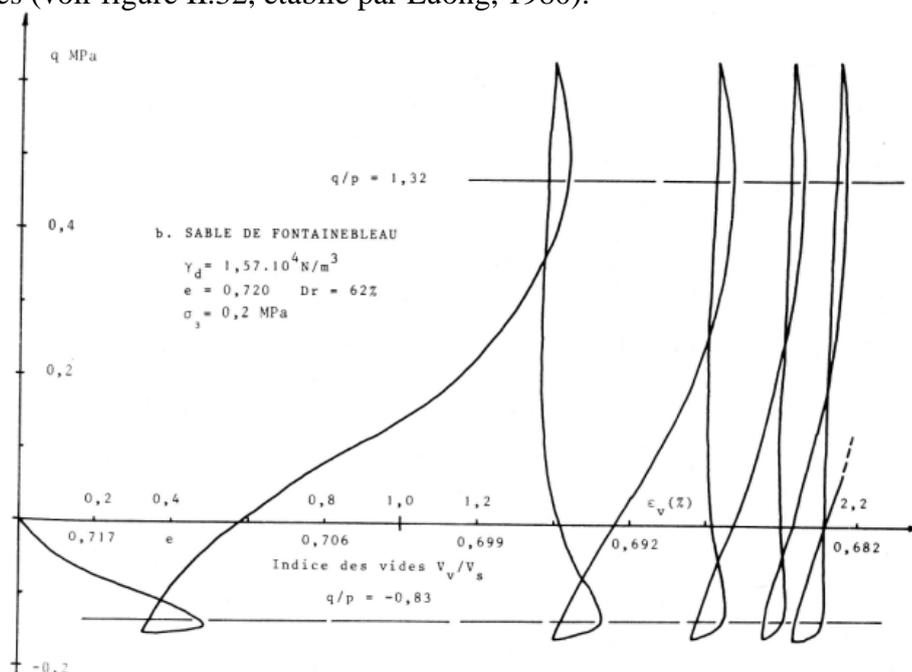


Figure II.32 : Variation de volume sous chargement cyclique (Luong, 1980)

L'état caractéristique constitue un phénomène important dans le comportement des sables sous chargement cycliques. Luong (1980) a montré que l'on avait accommodation ou rochet selon que le comportement du sable était contractant ou dilatant (figure II.31). Le comportement d'accommodation est obtenu pour des chargements situés dans le domaine subcaractéristique. Ce comportement est caractérisé par une densification progressive du matériau conduisant à une stabilisation de la déformation au bout d'un nombre élevé de cycles. Si l'amplitude des cycles est faible, le matériau se densifie progressivement jusqu'à l'adaptation. La densification est d'autant plus importante que le sable est lâche. Si le matériau est soumis à des chargements de forte amplitude (au-delà de l'état caractéristique), on observe le phénomène de rochet. Le chargement cyclique induit des déformations volumiques caractérisées par une dilatance progressive qui mène à la rupture du matériau.

II.5.2.2 Essai non Drainé

De la même façon que pour les essais à chargement monotone, les effets de contractance et de dilatance vont se manifester par les variations de la pression interstitielle.

Dans le domaine subcaractéristique et pour des cycles de contrainte déviatoire de faible amplitude (la contrainte déviatoire (Q) ne dépasse pas la droite L_c), nous avons une augmentation de la pression interstitielle à chaque cycle. Ceci va engendrer après chaque cycle une diminution de la contrainte moyenne effective $P' = P - U$. En conséquence le chemin des contraintes dévatoires (Q) en fonction des contraintes moyennes effectives (P') dans le plan (P' , Q), va se déplacer vers l'origine puis se stabiliser sur la ligne caractéristique. En effet lorsque le chemin de contrainte rencontre la ligne L_c et pénètre dans le domaine surcaractéristique, la dilatance de la phase solide fait diminuer la pression interstitielle, et par conséquent, fait augmenter la contrainte moyenne effective (P') pour atteindre une nouvelle fois la ligne L_c . Il se développe ainsi un équilibre sur la ligne L_c , le comportement est appelé mobilité cyclique (voir figure II.33).

Dans le domaine surcaractéristique, nous avons après chaque cycle une diminution de la pression interstitielle qui conduit à un accroissement de la contrainte moyenne effective (P'). De ce fait le chemin de la contrainte déviatoire en fonction de (P') va se déplacer vers les (P') croissant et vient se stabiliser sur la ligne L_c . Le comportement est appelé stabilisation (voir figure II.33).

Lorsque nous effectuons des cycles alternés de part et d'autre de la droite des $Q=0$ (compression-extension), le comportement est analogue à celui de la mobilité cyclique à la différence près que dans ce cas le chemin des contraintes dévatoires en fonction de (P') va rencontrer la droite L_c au voisinage de l'origine ($Q=0$ et $P'=0$).

-Pour un sable lâche et vu que les deux droites L_c et L_r sont confondues, il ya ruine instantanée de l'échantillon dès que la droite caractéristique (L_c) est franchie. A ce moment là, l'échantillon ne conserve aucune résistance au cisaillement ($Q=0$, c'est la liquéfaction pour laquelle l'échantillon est le siège des grandes déformations).

Pour un sable dense, le matériau est peu contractant, donc les augmentations de pression interstitielle après chaque cycle sont faibles et par conséquent il faut un grand nombre de cycles pour se rapprocher de l'origine et de la droite Lc. Comme les droites Lc et Lr ne sont pas confondues, une fois la première droite (Lc) franchie, les déformations seront réduites par la dilatance du matériau. Ceci induira des déformations limitées et l'échantillon conserve toujours une certaine résistance au cisaillement; ce n'est qu'après répétition d'un grand nombre de cycles que nous aboutirons aux grandes déformations de l'échantillon. Donc pour une même contrainte déviatoire la résistance à la liquéfaction dépend de l'indice des vides initial de l'échantillon.

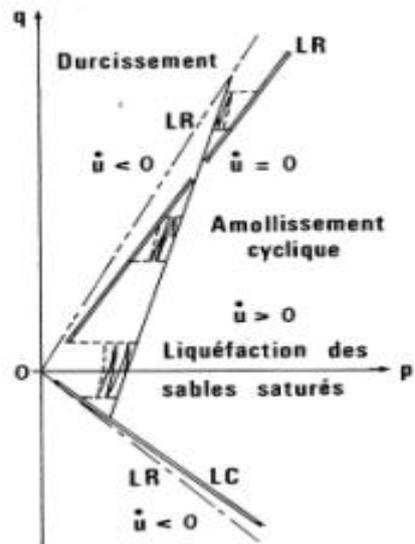


Figure II. 33: Comportement du sable en condition non drainée (d'après Luong, 1980)

Le comportement des sables sous un chargement cyclique non drainé présente des phases de contractance et dilatance. Ce phénomène a été étudié par de nombreux auteurs (Tatsuoka et Ishihara, 1974; Ishihara et al., 1975; Luong, 1980). Luong (1980) a montré que le comportement cyclique des sables en condition non drainée dépend principalement de la position des cycles de chargement par rapport à la droite caractéristique (figure II.33). Dans le domaine subcaractéristique, des cycles de faible amplitude conduisent à une augmentation de la pression interstitielle à chaque cycle, et par conséquent à une diminution de la contrainte effective. Cette diminution s'arrête au niveau de la ligne caractéristique, la tendance à la dilatation fait diminuer la pression interstitielle et fait augmenter la pression moyenne effective p' . Il s'établit donc un état d'équilibre sur la ligne caractéristique; le comportement est alors appelé "mobilité cyclique". Dans le domaine surcaractéristique, on observe un autre phénomène. Le comportement dilatant fait réduire la pression interstitielle, ce qui fait déplacer le chemin de contrainte effective dans le plan (q, p') vers la ligne caractéristique et conduit à la stabilisation.

II.6 Résistance à la liquéfaction

Le potentiel de liquéfaction est défini par l'amplitude de la contrainte cyclique de cisaillement τ_{cyc} conduisant pour un nombre de cycles donné à la liquéfaction totale pour un sable lâche où à une déformation donnée pour un sable dense. Pour caractériser le potentiel de

liquéfaction d'un sol, on reporte dans le plan (τ_{cyc}/σ_c , nombre de cycles) les points correspondants à différentes amplitudes de déformations (5%, 10%, 20%).

Le lieu de ces points pour une déformation donnée est appelé "courbe de résistance à la liquéfaction". Pour une amplitude de chargement, cette courbe donne le nombre de cycles nécessaire à la génération des grandes déformations. La figure II.34 donne l'allure de ces courbes pour différentes valeurs de la densité relative (Seed 1979). On constate que le nombre de cycle augmente sensiblement lorsque l'amplitude des cycles diminue. On observe également que la résistance à la liquéfaction augmente d'une manière sensible avec la densité relative du sable.

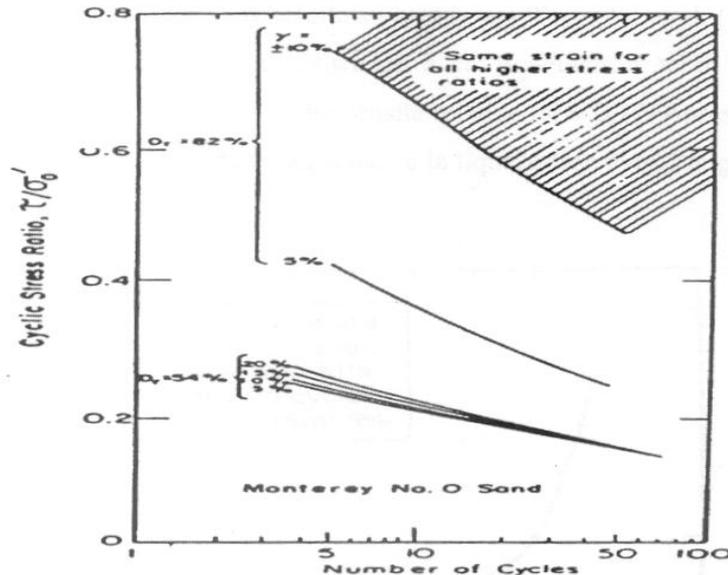


Figure II.34 : Courbe de résistance à la liquéfaction pour différents sables (Seed 1979)

II.7 CONCLUSION

L'étude bibliographique effectuée dans ce chapitre a permis de présenter une synthèse des principaux travaux existants dans le domaine de la liquéfaction des sables sous cisaillements monotones et cycliques en conditions drainées et nondrainées, en mettant l'accent sur les travaux les plus récents. En outre, cette partie nous a permis de voir que le phénomène de liquéfaction est très important dans l'étude des sols soumis à des chargements monotone ou cyclique. C'est un phénomène très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Aussi, il dépend de plusieurs paramètres, notamment la granulométrie, de la densité relative, confinement, pré-chargement, saturation, surconsolidation. Cependant, l'évaluation du potentiel de liquéfaction d'un sol, dépend des combinaisons des propriétés du sol, et des facteurs environnants: géologie, profondeur de la nappe ainsi que les caractéristiques de chargement. Une bonne compréhension de ce phénomène et la détermination des facteurs influents sont d'une plus grande importance pour l'analyse, l'aménagement et la stabilité des sols.

CHAPITR III

LES MATERIAUX ET LES APPAREILS UTILISÉS

*Dans ce **troisième chapitre**, nous présentons les matériaux utilisés (le sable de Chef et le sable de Fontainebleau), ainsi que les dispositifs expérimentaux que nous avons utilisés: l'appareil de résonance « pot vibrant » de l'Ecole polytechnique de Palaiseau (France) et l'appareil triaxiale de l'université de Chlef. Après une description de ces appareils, on présente le mode opératoire adapté pour la préparation et la mise en place des échantillons, et pour la réalisation des essais.*

III.1 LES MATÉRIAUX UTILISÉS

Les matériaux étudiés sont des matériaux granulaires. On a utilisé deux sables à granulométrie différentes, sable de Chlef ($C_u=2,7>2$) granulométrie étalée et le sable de Fontainebleau ($C_u=1.67<2$) granulométrie uniforme. Ces matériaux possèdent des caractéristiques différentes comme nous les présentons ci-après. Leurs formes et leur composition minéralogique ont été déterminées à partir d'un microscope électronique (MEB) de l'école polytechnique de Palaiseau (voir figure III.7).

III.1.1 Sable de Chlef

Le sable de Chlef comme son nom l'indique provient du lit de l'Oued-Chlef qui traverse la ville de Chlef. Le sable de Chlef est un sable moyen, $D_{10}= 0.18$ mm et avec un diamètre moyen $D_{50}= 0,38$ mm, contenant 0.5% de fines peu plastiques ($I_p= 6\%$), d'autres caractéristiques (voir figure III.1). Il est constitué de grains siliceux (voir figure III.3) et de forme arrondie (voir figure III.2). Le tableau III.1, donne les caractéristiques du sol.

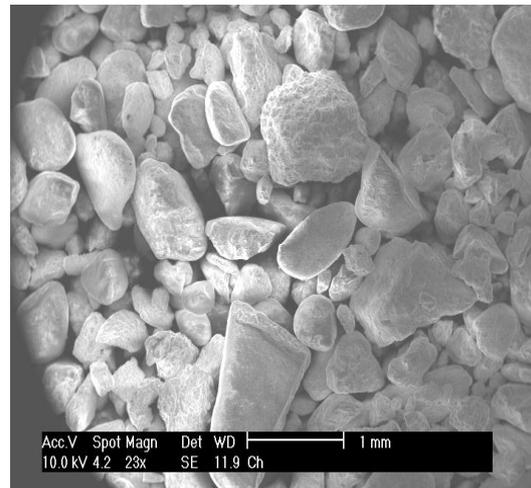
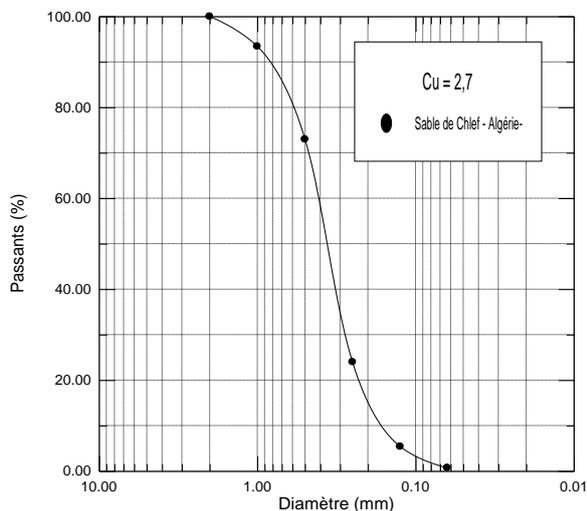


Figure III.1 : Courbe granulométrique

Figure III.2 : Sable de Chlef – Image MEB –

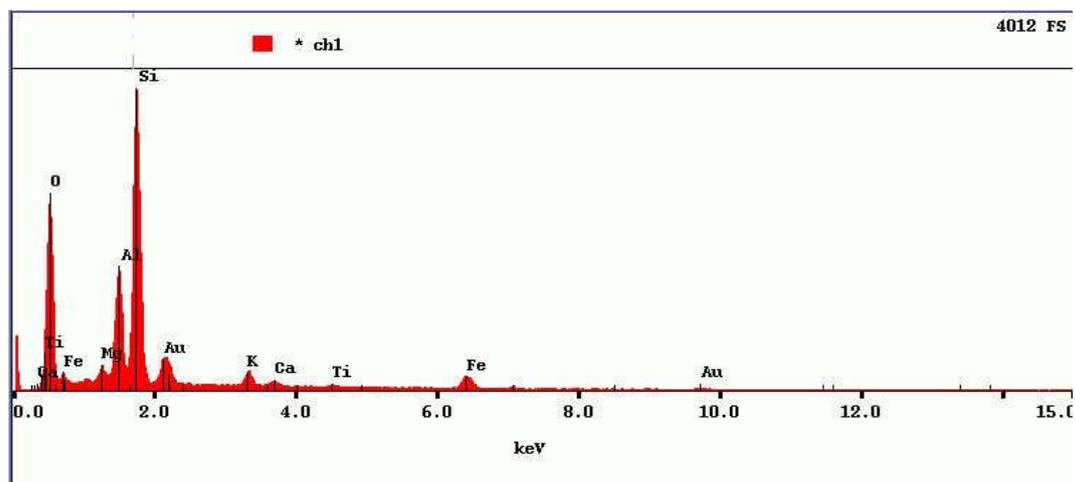


Figure III.3 : La composition minéralogique du sable de Chlef– Image MEB –

Tableau III.1 : Caractéristiques du sable de Chlef

Masse spécifique (g/cm ³)	ϵ_{max}	ϵ_{min}	Forme des grains
2,68	0,85	0,53	Arrondie

III.1.2 Sable de Fontainebleau

C'est un sable du stampien largement répandu dans la région parisienne. Il est constitué de grains siliceux et de forme anguleuse (voir figure III.5), mélangés à une faible quantité de particules micacées (voir figure III.6), de couleur beige clair (voir figure III.5). La granulométrie est uniforme avec $C_u=1.67 < 2$ et $D_{10} = 0.17mm$, $D_{50} = 0,25 mm$, autres caractéristiques (voir figure III.4). Le tableau III.2, donne les caractéristiques du sable de Fontainebleau.

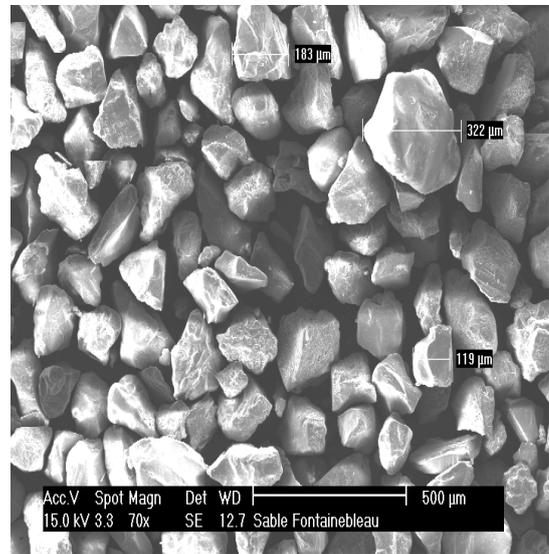
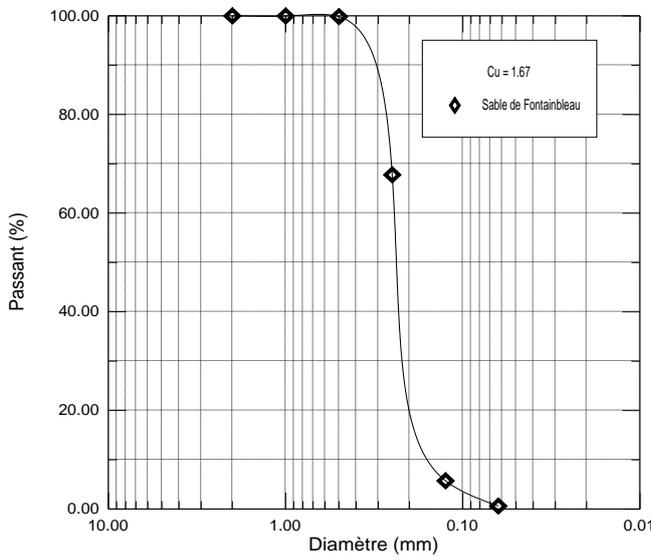


Figure III.4: Courbe granulométrique

Figure III.5: Sable de Fontainebleau - Image MEB -

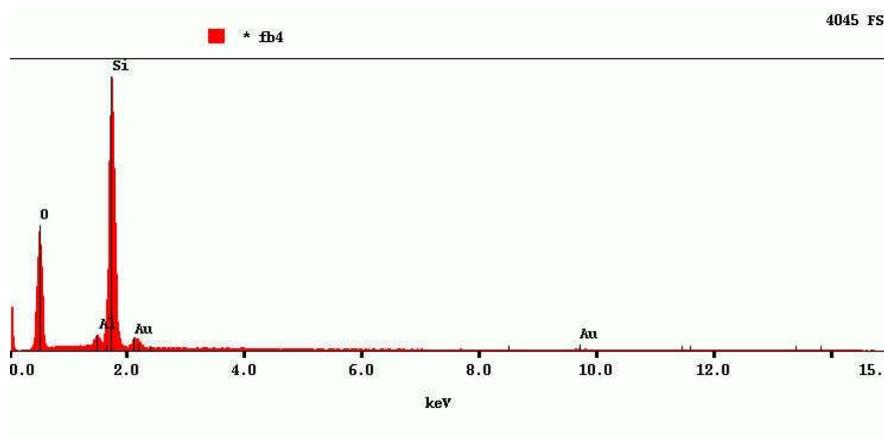


Figure III. 6: La composition minéralogique du sable de Fontainebleau – Image MEB –

Tableau III.2: Caractéristiques du sable de Fontainebleau

Masse spécifique (g/cm ³)	ϵ_{\max}	ϵ_{\min}	Forme des grains
2,63	0,9	0,55	Assez anguleuse

**Figure III. 7:** Le Microscope électronique utilisé (MEB) de l'école polytechnique de Palaiseau

III.2 DISPOSITIFS EXPÉRIMENTAUX

III.2.1 Appareil de Résonance longitudinale

III.2.1.1 Introduction

Cet essai a été utilisé par de nombreux auteurs Hardin et Richart (1963), Saada et al. (1978) conjointement avec l'appareil de résonance en torsion afin de mesurer la vitesse des ondes longitudinales à la résonance d'un échantillon cylindrique. Boelle (1983) a développé cet essai de façon à mesurer le module d'Young et le coefficient de Poisson en petites déformations ($\epsilon < 10^{-5}$) (El Hosri, 1984).

III.2.1.2 Présentation de l'appareillage

L'appareillage est composé d'un vibreur électro-magnétique commandé par une armoire de commande électronique de puissance; la capacité du pot vibrant (DERRITRON TW 3000) est de 5 kN dynamique, dans une plage de fréquences sinusoïdales comprise entre 20 et 10 kHz et un rack de pilotage en fréquence, accélération ou vitesse imposée. Un ordinateur qui reçoit et traite les données par la carte d'acquisition et le logiciel spécifique développé au laboratoire de mécanique des solides de Palaiseau –France- (LMS). Quatre capteurs connectés aux amplificateurs et aux conditionneurs de signaux: le premier pour mesurer l'accélération en haut de l'échantillon (attaché à la masse), le deuxième pour l'accélération en bas de l'échantillon, le troisième mesure la force qui est appliqué à l'échantillon (placé sous la plaque de laiton), le

quatrième est relié au pot vibrant pour contrôler l'accélération imposée (voir figure III.8). La masse est placée en haut de l'échantillon qui pèse 2850 g, un moule est utilisé pour la confection des échantillons (voir figure III.11), la dame est utilisée pour compacter les échantillons pour faire varier la densité (masse totale 2197 g)).



Figure III.8: Le pot vibrant relié à l'armoire de commande

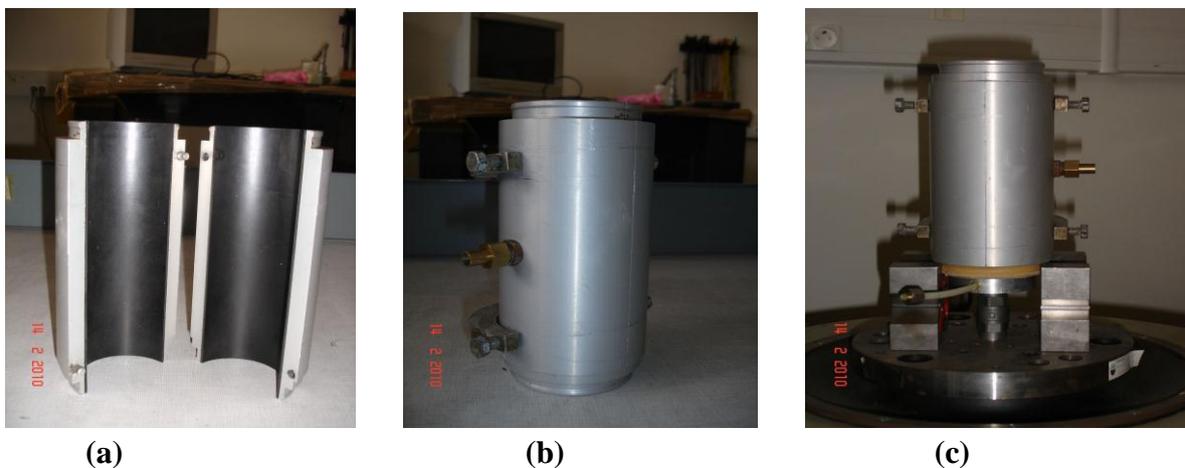


Figure III. 9: Moule de confectionnement d'échantillon

- a) - Moule ouvert
- b) Moule fermé
- c) L'emplacement de la membrane sur le moule

III.2.1.3 Préparation des échantillons

.Les échantillons de sable sec utilisés pour une série d'essais ont été préparés dans un moule métallique de 70 mm de diamètre et 160 mm de hauteur (Figure III. 9), sur lequel on place une membrane en latex pressée contre la surface intérieure du moule sous vide; on

applique une dépression d'air créé par une pompe à vide (-100 kPa) à travers l'ouverture, puis on verse le sable dans le moule en cinq couches de 200 g, et chaque couche est compactée. Les diverses densités des échantillons varient en fonction du nombre de coups de compactage. Une fois que l'échantillon est mis en place à la densité voulue, on place une masse à la tête de l'échantillon, on applique le vide à l'intérieur de l'échantillon pour permettre sa manipulation ainsi que son positionnement verticale (perpendiculaire) sur le pot vibrant tout le long de l'essai. Ceci est un point très important, car cette dépression à l'intérieur de l'échantillon est considérée comme une contrainte de confinement donnée par la pression de l'air comprimé σ_c , qui varie de 0.6 bar, 0.8 bar et 1 bar, et cela exige l'utilisation de membranes résistantes à l'air et aux frottements des grains secs. A la fin on démoule, et on aura un échantillon perpendiculaire et en l'équilibre, voir les figures III. 10 et III. 11.

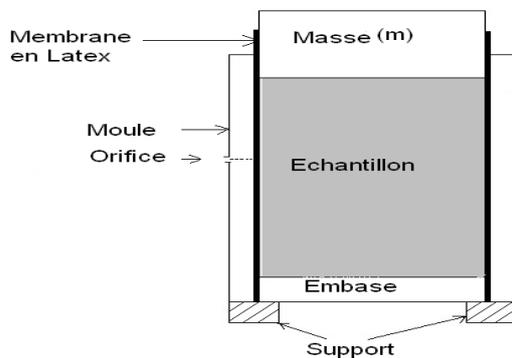


Figure III. 10: Schéma d'un moule de préparation d'échantillons



Figure III.11: L'échantillon placé sur le pot vibrant

III.2.1.4 Procédure de l'essai résonnant à excitation longitudinale

Pour notre travail on a réalisé une série d'essais de résonance longitudinale sur les matériaux décrits précédemment pour différentes conditions de densité initiale ainsi que pour une gamme d'accélération d'excitation ($0.25 \leq \Gamma \leq 1g$) et g est la gravitation, une vitesse de balayage considéré comme une vitesse de compression longitudinale (V_p) et une contrainte de confinement imposées. Ceci nous a permis de voir la forme de la courbe de résonance pour les deux types de sables.

Le principe de l'essai consiste à faire vibrer (excitation de résonance longitudinale) un échantillon cylindrique. En fait, on effectue un balayage en fréquence variant de 300 Hz à 30 Hz (en décroissant la fréquence) et on impose une accélération et une vitesse de balayage en bas de l'échantillon. L'accélération à l'intérieure du matériau varie en fonction de la fréquence mise; jusqu'au passage à la fréquence de résonance et avoir la courbe de réponse (transfert) : Accélération-fréquence.

Le programme appelé « pot » enregistre le temps, le balayage en fréquence, l'accélération en haut, l'accélération en bas, et la force dynamique. Il affiche aussi l'amplitude et la phase du signal d'accélération du haut par rapport à l'accélération du bas. Et la courbe de transfert

Nous pouvons assimiler notre échantillon à un système oscillatoire par une seule masse supportée par un ressort et un amortisseur (modèle viscoélastique). Le support reçoit une excitation, qui est défini par une accélération connue (Γ), l'excitation se propage vers la masse à travers les éléments de K et C. La vibration que supporte la masse se traduit en un mouvement de réaction (Figure III. 12).

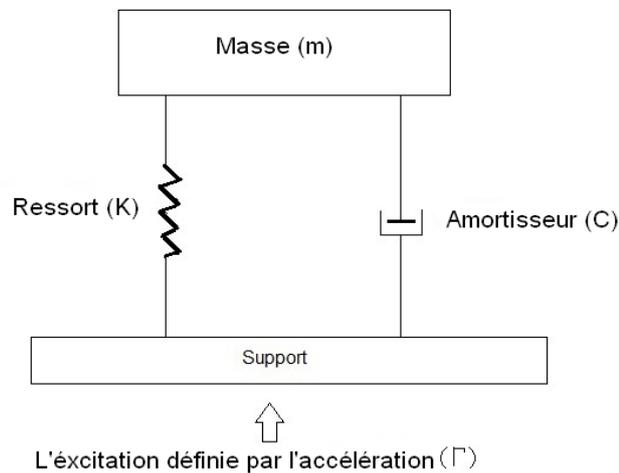


Figure III. 12: Schéma d'un système masse-ressort-amortisseur

III.2.2 Appareil Triaxial

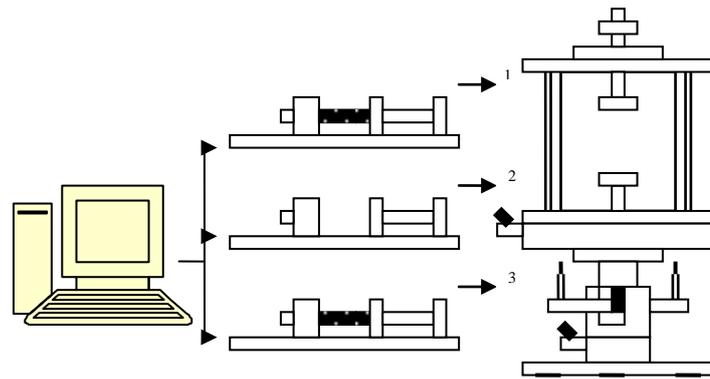
III.2.2.1 Introduction

On présente le deuxième dispositif utilisé, il s'agit de la cellule de Bishop qui permet de réaliser des essais de bonne qualité sur divers types de chemins de chargement. On donne les améliorations apportées à cette cellule, notamment pour le système d'accrochage pour la réalisation des essais cycliques et le système d'antifretage. Les essais ont été réalisés au laboratoire des sciences des matériaux et environnements de l'université de Chlef.

III.2.2.2 Présentation générale

Le dispositif expérimental utilisé est présenté schématiquement dans la figure III.13. Il comprend :

- Une cellule triaxiale autonome type Bishop et Wesley (Bishop et Wesley, 1975),
- Trois contrôleurs de pression /volume type GDS (200cc),
- Une pompe à vide relié à un réservoir afin de désaérer l'eau déminéralisée,
- Un micro-ordinateur équipé d'un logiciel permettant le pilotage de l'essai et l'acquisition des mesures.



- (1) application de la pression dans la cellule
- (2) contrôle de la pression interstitielle ou variation de volume de l'échantillon
- (3) contrôle du déviateur

Figure III.13: Dispositif expérimental utilisé

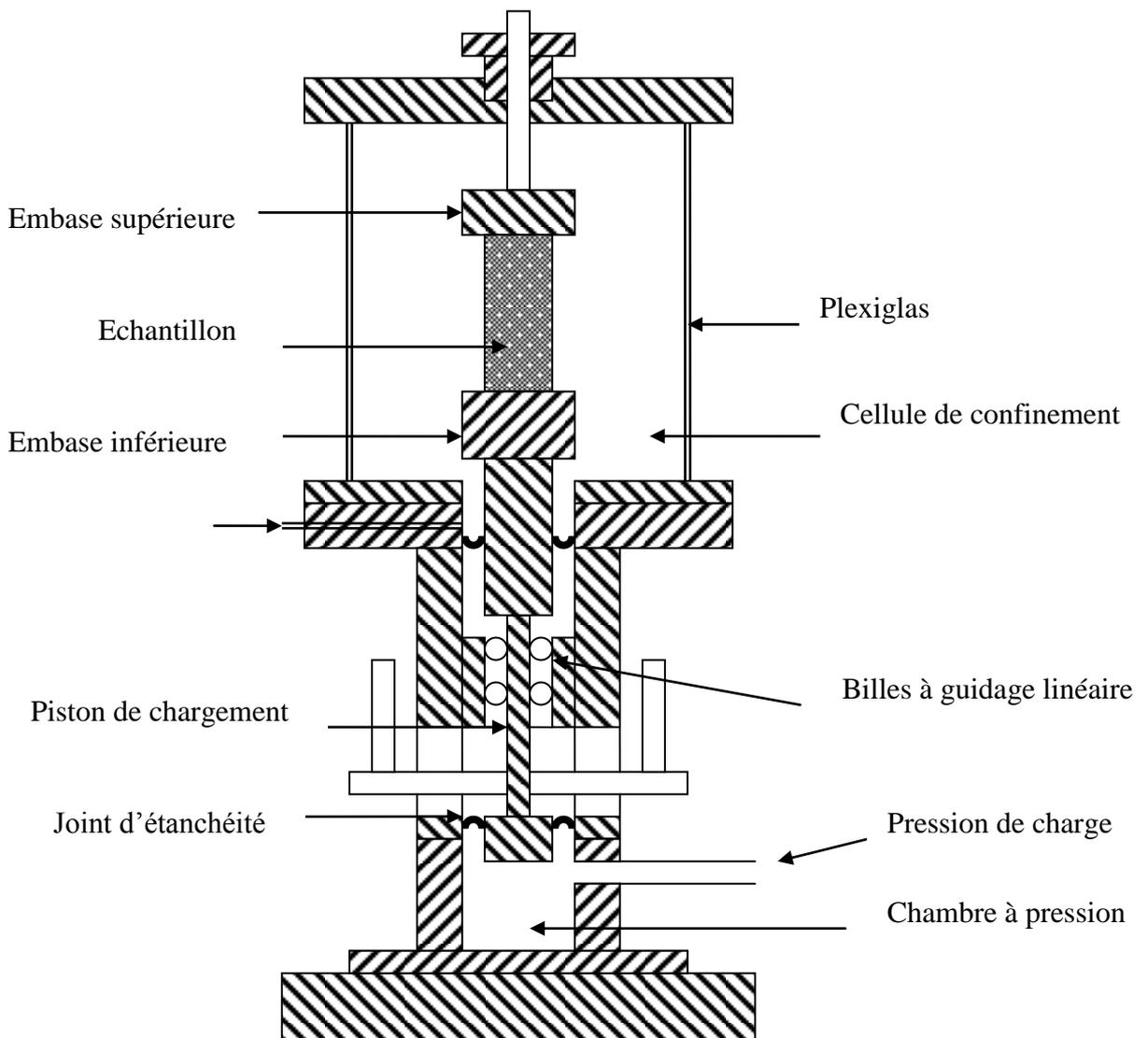


Figure III.14: Présentation schématique de la cellule triaxiale utilisée

Le schéma de la cellule de Bishop est présenté dans la figure III.14. Elle est constituée de deux chambres. La chambre supérieure contient l'échantillon et les deux embases servant à appliquer la charge axiale sur celui-ci. La pression maximale que peut supporter cette chambre est de 2 MPa. La partie inférieure consiste en une presse hydraulique. Elle est constituée d'une chambre métallique dans laquelle un piston peut coulisser. L'extrémité du piston est reliée à l'embase inférieure qui applique la charge axiale à l'échantillon. Comme la section du piston est connue, la force et le déplacement axial appliqué par le piston sont déduits directement de la pression et de la variation de volume dans la chambre. Ces derniers sont contrôlés par un contrôleur (Geotechnical Data System) qui permet d'appliquer le chargement axial en contrainte ou en déformation contrôlée.

Un contrôleur de pression et de volume (GDS) est relié à la cellule pour appliquer une pression de confinement dans celle-ci, un autre GDS est relié au circuit du drainage. Il sert à contrôler la pression ou les variations de volume de l'échantillon.

Le remplissage de la cellule et la saturation de l'échantillon sont réalisés à l'aide d'un réservoir en plexiglas contenant de l'eau déminéralisée et désaérée grâce à une pompe à vide.

III.2.2.3 Le moule de fabrication des échantillons

Les échantillons sont fabriqués à l'aide d'un moule constitué de deux coquilles semi-cylindriques (Fig. III.15). Les deux coquilles peuvent être assemblées ou repoussées l'une de l'autre facilement à l'aide d'un collier de serrage. Dans le but de maintenir la manchette en latex le long des parois du moule, quatre conduits d'aspiration sont percés dans les coquilles. Ces conduits communiquent avec l'intérieur du moule par des rangées de petits trous (1mm de diamètre). Ils sont reliés à des tuyaux souples qui sont assemblés dans un seul tube. Ce dernier peut être raccordé à une pompe à vide.

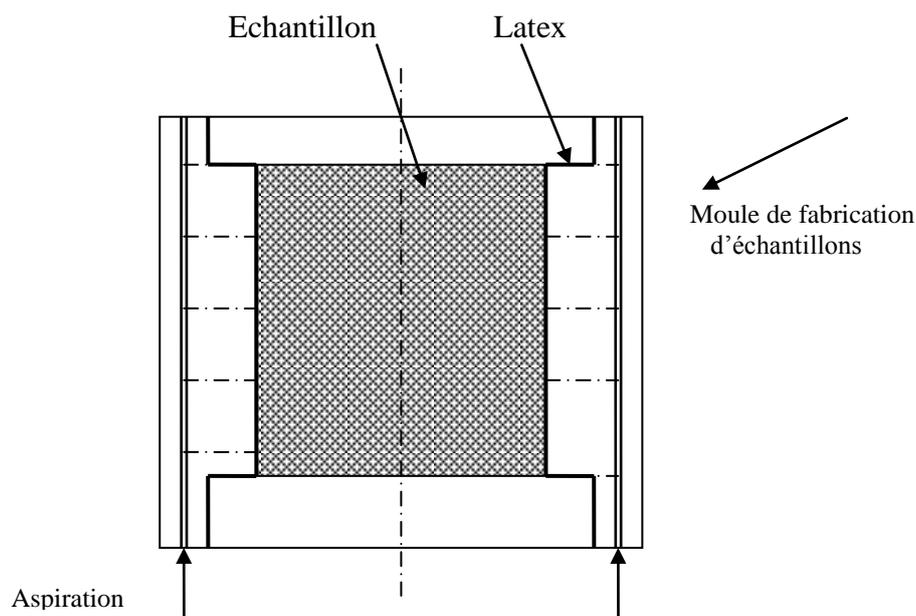


Figure III.15: Moule de fabrication des échantillons

III.2.2.4 Système de mesure

Le dispositif utilisé permet de mesurer ou de contrôler à l'aide d'une chaîne d'acquisition les grandeurs suivantes :

- la variation de la force axiale (ΔF),
- la variation de la hauteur de l'échantillon (ΔH),
- la variation de volume de l'échantillon (ΔV),
- la pression interstitielle (u),
- la pression de confinement dans la cellule (σ_c).

A partir de ces mesures et des caractéristiques de l'échantillon (hauteur H_0 et volume V_0), on peut calculer les grandeurs suivantes

- déformation axiale : $\varepsilon = \Delta H / H_0$
- déformation volumique : $\varepsilon_v = \Delta V / V_0$
- déviateur : $q = \Delta F / S$

La mesure des variations de volume des échantillons et la mise en pression de la cellule sont effectuées à l'aide de deux contrôleurs de pression et de volume (GDS). Il s'agit d'une pompe hydraulique contrôlée par un microprocesseur (Menziès, 1988). Ce contrôleur permet de régler et de mesurer la pression et la variation de volume d'un fluide. Il est présenté schématiquement dans la figure III.16. L'appareil est muni d'un microprocesseur lui permettant de contrôler la pression avec mesure des variations de volume ou de contrôler le volume avec mesure de la pression. Il peut être commandé manuellement à l'aide d'un tableau de commande numérique ou par ordinateur.

Dans notre travail, trois GDS ont été utilisés : le premier est relié par un circuit de drainage à l'échantillon, le deuxième est utilisé pour maintenir une pression dans la cellule et le troisième pour appliquer la charge axiale.

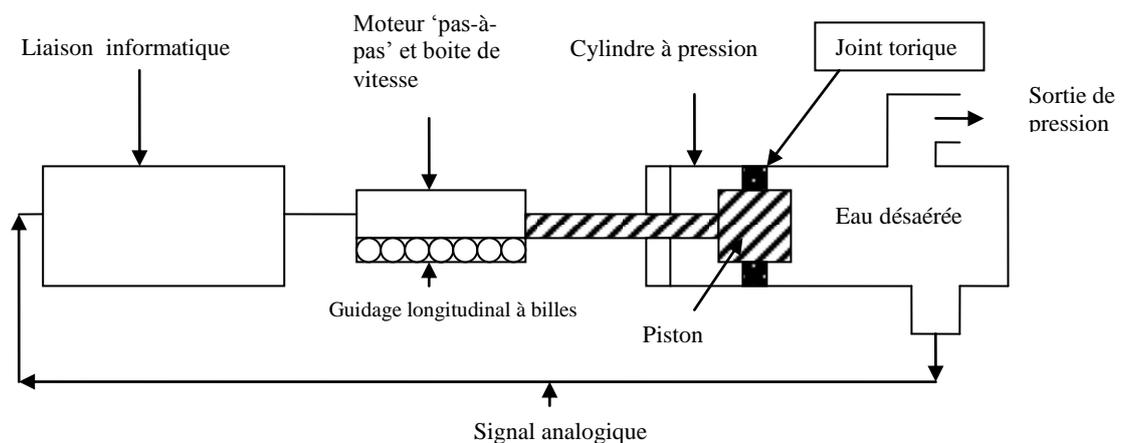


Figure III.16: Présentation schématique d'un contrôleur GDS (Menziès, 1988).

III.2.2.5 Système d'antifretage

Pour s'assurer d'une bonne homogénéité des contraintes et des déformations au sein de l'échantillon plusieurs chercheurs (Lee 1978, Robinet et al. 1983, Tatsuoka et al. 1984, Colliat 1986) ont insisté sur la nécessité de réduire les frottements entre l'échantillon et les embases supérieures et inférieures; ceci peut être obtenu par des embases de surface lisse ou lubrifiée.

Al Mahmoud (1997) a mené une étude expérimentale pour le choix d'un système d'antifretage efficace. Ce travail a abouti au système composé des éléments suivants (figure III.17) :

- une surface lisse de Téflon couvrant les embases,
- une couche de graisse de Silicone « KS63G » (environ 50 μ d'épaisseur),
- un disque de latex de 0.2mm d'épaisseur sur chaque embase.

Ce système a été utilisé dans ce travail.

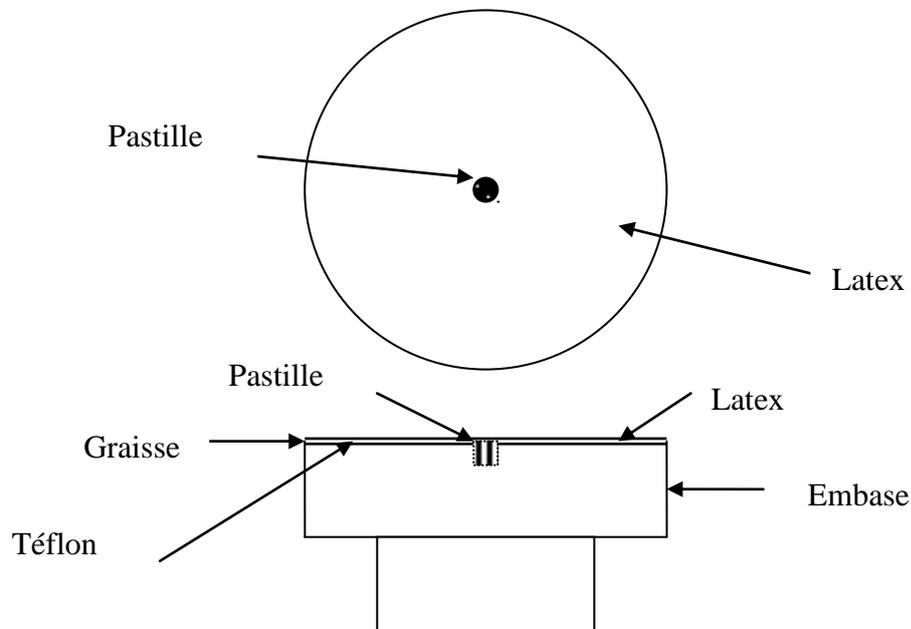


Figure III.17: Système d'antifretage utilisé

III.2.2.6 Système d'accrochage

Le système d'accrochage a été modifié pour la réalisation des essais cycliques. La figure III.18 illustre le principe de ce système. Il est composé de :

* Une pièce cylindrique reliée à l'axe supérieur, la partie inférieure est de forme conique dont le diamètre est le même que l'embase supérieure, un circuit de drainage est relié à l'extérieur.

* Une membrane en latex composé de deux parties la partie inférieure est de forme cylindrique, la partie supérieure est de forme conique.

Après avoir fabriqué l'échantillon, on procède au démoulage du moule ; et après avoir mis une couche de graisse sur toute la surface intérieure de la membrane on la plaque sur l'embase supérieure, ensuite on fait emboîter le support de forme conique dans la membrane. Pour s'assurer du bon assemblage du dispositif d'extension il faut que l'eau ne sorte pas du circuit relié à l'extérieur après avoir mis en pression la cellule; si l'eau sort du circuit, l'assemblage est mauvais et il faut le refaire jusqu'à ce que l'eau ne coule pas du circuit de drainage sous l'effet de la pression de confinement.

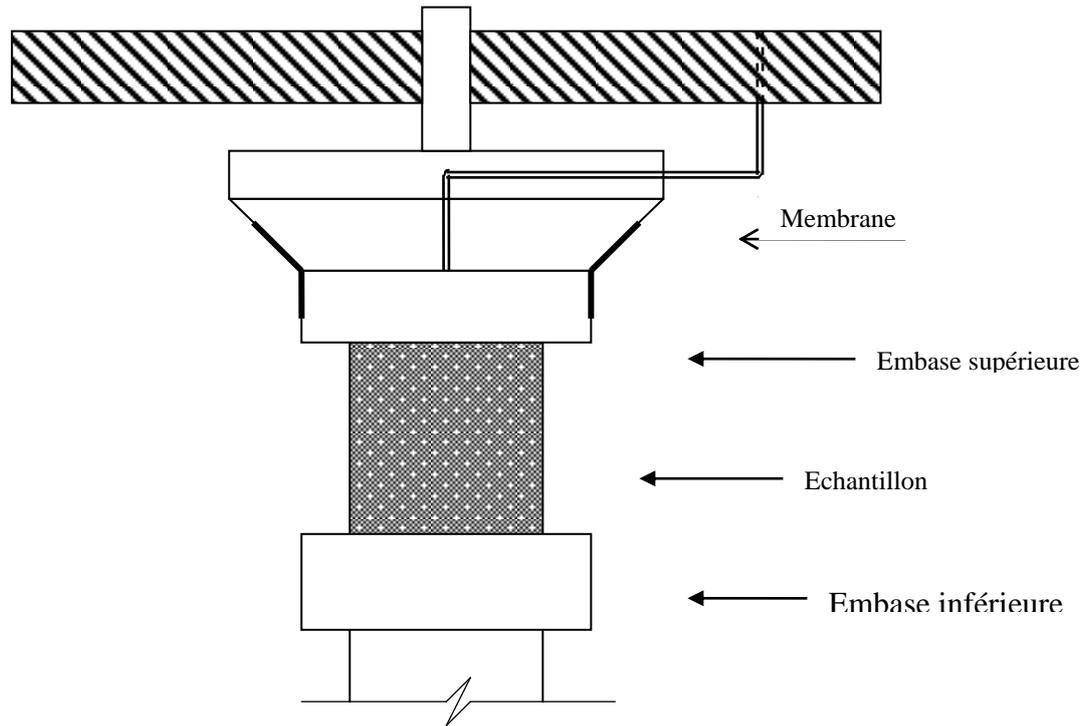


Figure III.18: Système d'accrochage utilisé

III.2.2.7. Les différents types de préparation

Les échantillons utilisés sont cylindriques de 70mm de diamètre et de hauteur. Tout d'abord on pose un papier filtre sur les pastilles (orifice de drainage) afin de les protéger, ensuite on met une couche de Silicone (KS63G) sur les deux embases. Un disque en latex est posé au-dessus de chaque embase, puis on procède à la préparation de l'échantillon d'après le mode opératoire suivant :

- mise en place de la manchette en latex,
- mise en place du moule,
- remplissage du moule par le matériau,
- mise en place de la cellule.

On met en place la manchette de 0,2 mm d'épaisseur, bien centrée par rapport à l'embase inférieure pour assurer une répartition homogène des contraintes lors de l'application du chargement. Ensuite, on place le moule sur l'embase inférieure et on le serre avec un collier. La

membrane est plaquée sur la surface intérieure du moule par l'application d'une dépression d'air créée par une pompe à vide afin de maintenir la membrane lors du remplissage du moule.

On peut préparer les échantillons selon plusieurs méthodes, notamment :

- déversement à sec pour le cas lâche
- sous compaction par le cas dense

III.2.2.7.1 Déversement à sec (DS)

Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur (Fig III.19). Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi-nulle à entre le fond du tube qui est relié à l'entonnoir et le dépôt du sable.

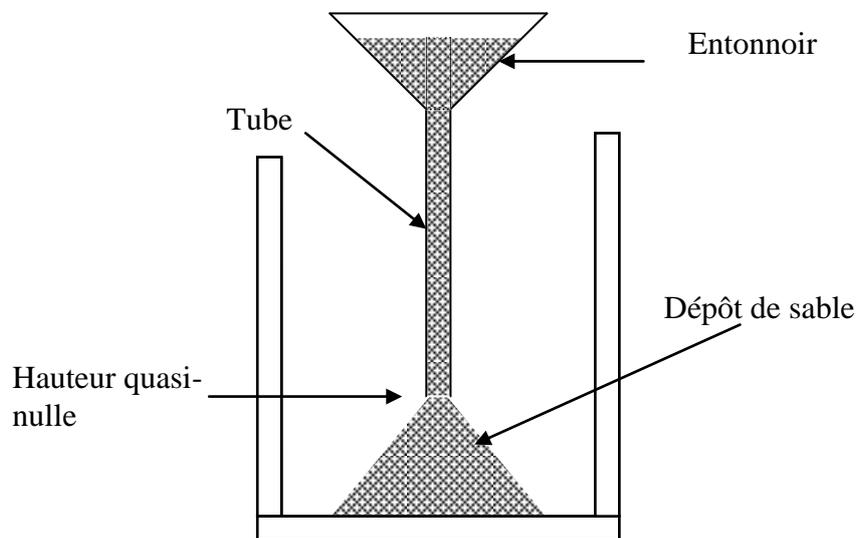


Figure III.19: Préparation par déversement à sec

III.2.2.7.2 Préparation par sous compaction

L'échantillon de sol est préparé en dix couches successives en utilisant la sous compaction humide, dans le but d'atteindre une densité plus uniforme. Le concept de sous compaction (Ladd, 1978) est basé sur le fait que les couches successives sont placées sans sous compaction, le compactage de chaque couche peut densifier la couche au dessous. La valeur inférieure de la densité est calculée par une quantité prédéterminée définie comme le pourcentage de sous compaction U_n . Le pourcentage de sous compaction pour chaque couche varie linéairement de la couche du bas vers la couche d'en haut. La couche inférieure a la valeur maximale U_n . Le pourcentage de la couche de sous compaction considérée est par la formule suivante:

$$U_n = U_{ni} - \left[\frac{(U_{ni} - U_{nt})}{n_t - 1} * (n - 1) \right]$$

Le pourcentage moyen de sous compaction pour chaque couche est égale à :

$$\bar{U}_n = \frac{U_n}{n}$$

Pour déterminer la hauteur de chaque couche de sous compaction dans l'échantillon, Lade propose la formule suivante :

$$h_n = \frac{h_t}{n_n} \left[(n-1) + \left(1 + \frac{U_n}{100}\right) \right]$$

Où :

U_{ni} = Pourcentage de sous compaction de la première couche,

U_{nt} = Pourcentage de sous compaction de la dernière couche (usuellement égal à zéro),

n = nombre de couches considérées,

n_i = première couche initiale,

n_t = nombre total de couches,

h_n = hauteur de la $n^{\text{ième}}$ couche,

h_t = hauteur totale de l'échantillon.

Dans le but d'avoir une densité homogène des échantillons, la fabrication de l'échantillon est réalisée en sept couches de densité décroissante du bas vers le haut (Fig. III.20). La méthode préconisée par Ladd (1978) et modifiée par Chan (1985), recommande une différence de densité relative de 1% entre deux couches successives.

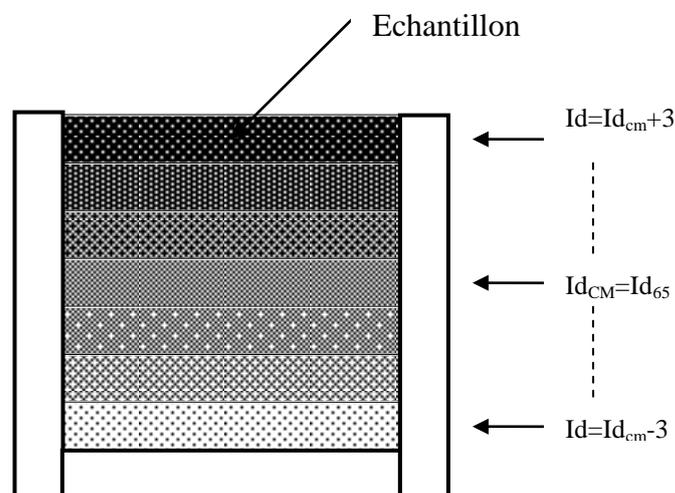


Figure III.20: Préparation par sous compaction

III.2.2.8 La fabrication de nos échantillons

Pour notre cas, la méthode de préparation utilisée pour la fabrication des échantillons est le déversement à sec où le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec un contrôle rigoureux de la hauteur de chute du sable qui doit être quasi nulle pour les échantillons lâches. Dans le but d'avoir des échantillons homogènes denses, on a utilisé la méthode

préconisée par Ladd, 1978; cette méthode consiste à partager l'échantillon en plusieurs couches. La densité relative de chaque couche varie de 1% du bas vers le haut. La couche moyenne a la même valeur de la densité relative que l'échantillon; pour notre cas la couche moyenne a la valeur de $D_r=70\%$.

Les échantillons utilisés sont cylindriques d'élanement 1 ($\phi = 70\text{mm}$ et $H=70\text{mm}$), et pour s'assurer d'une bonne homogénéité des contraintes et des déformations au sein de l'échantillon plusieurs chercheurs Lee, 1978, Robinet et al., 1983, Tatsuoka et al., 1984, Colliat, 1986, et Al mahmoud, 1997, ont insisté sur la nécessité de réduire les frottements entre l'échantillon et les embases supérieurs et inférieurs; ceci peut être obtenu par des embases de surface lisse ou lubrifiée (système d'antifretage). Pour notre cas le système d'antifretage utilisé Al mahmoud, 1997. La masse de sable à mettre en place est évaluée en fonction de la densité souhaitée (le volume initial de l'échantillon est connu), l'état de densité de l'échantillon étant défini par la densité relative:

$$I_D = \frac{(e_{\max} - e)}{(e_{\max} - e_{\min})}$$

III.2.2.9 Saturation de l'échantillon

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car de sa qualité dépend la réponse de l'échantillon sous chargement non drainé. Pour obtenir un bon degré de saturation, on utilise la technique du gaz carbonique élaborée par Lade et Duncan (1973). Cette technique consiste à faire circuler le gaz carbonique à travers les circuits de drainage et l'échantillon à faible débit pendant un certain temps, afin d'occuper tous les vides et chasser l'air contenu dans l'échantillon. Ensuite, on fait circuler l'eau désaérée et déminéralisée pour chasser le gaz interstitiel et occuper sa place. Malgré le passage de l'eau, certains vides restent occupés par le gaz carbonique. Comme la solubilité du gaz est élevée, l'eau peut dissoudre ce qui reste de gaz carbonique après son passage, ceci permet généralement d'assurer une bonne saturation de l'échantillon. On fait passer du gaz carbonique à très faible débit (fournie par une bouteille de CO_2 muni d'un manomètre pouvant régler le débit). Le débit est contrôlé en sortie de l'échantillon par les bulles créées lors de son passage dans un verre d'eau. L'étape dure environ 1 heure. On répète ces étapes en remplaçant le gaz par de l'eau désaérée et déminéralisée du réservoir. Après avoir recueilli un volume d'eau supérieur à une fois et demie le volume de l'échantillon, l'échantillon est pratiquement saturé. Pour le cas non saturé, la procédure varie par rapport à l'étape de saturation, on fait circuler le gaz carbonique à l'intérieur de l'échantillon à faible débit pendant un certain temps limité (on varie le temps suivant le B voulue), afin d'occuper une partie des vides et chasser une partie de l'air contenu dans l'échantillon. Ensuite, on fait circuler l'eau désaérée et déminéralisée pour chasser le gaz interstitiel et occuper sa place. Dès qu'on constate la sortie de l'eau ou on recueille un volume d'eau (selon B voulue) on arrête l'opération, et on peut dire que notre échantillon est saturé partiellement.

III.2.2.10 Consolidation

La phase de consolidation consiste à appliquer simultanément une montée de pression dans la cellule par l'intermédiaire du contrôleur de pression /volume (GDS1) et à l'intérieur de l'échantillon (GDS2). L'application d'une contre pression à l'échantillon à l'aide du GDS2 améliore la qualité de la saturation en comprimant les micro-bulles du gaz interstitiel qui restent emprisonnés entre les grains du sol. On maintient les pressions dans la cellule et l'échantillon jusqu'à stabilisation des volumes (cellule et échantillon).

III.2.2.11 Mesure du coefficient de Skempton (B)

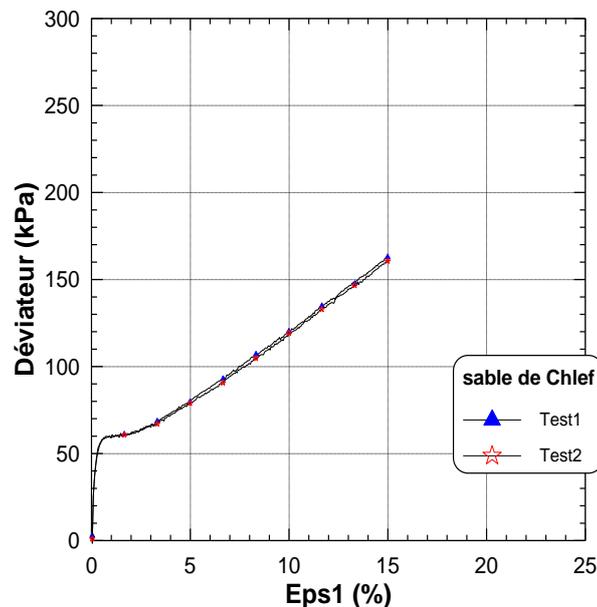
La qualité de la saturation est évaluée en mesurant le coefficient de Skempton (B). Ce coefficient est égal à $\Delta u / \Delta \sigma$. On donne un incrément $\Delta \sigma$ de 100 kPa au GDS1 relié à la cellule et on mesure la variation de la pression interstitielle Δu dans par le GDS2 relié à l'échantillon. Pour notre travail, les essais sont poursuivis en faisant varier le coefficient de Skempton (B). La contre pression utilisée est de 400 kPa.

.....

III.2.2.12 Répétabilité des essais

Afin de tester le bon fonctionnement de notre dispositif expérimental, nous avons réalisé deux essais non drainés monotones sur le sable de Chlef à un confinement 100 kPa, à un indice de densité $I_d = 0,80$ et avec un coefficient de Skempton $B = 88\%$. Les résultats de ces essais sont présentés dans la figure III.21. On note un très bon accord entre ces deux essais, ce qui montre la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

.....



(a)

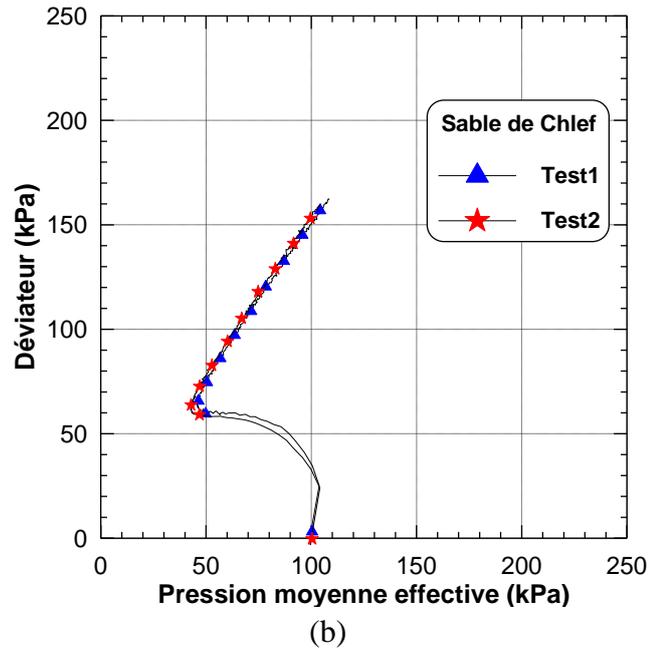


Figure III.21 : Vérification de la procédure expérimentale: (a) Courbe de variation déviateur-déformation axiale, (b) Chemin de contrainte

III.3 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté les différents matériaux utilisés pour les différents essais: dynamique, monotone et cyclique. Les caractéristiques des sables étudiés dans cette thèse sont identifiés d'une part des essais d'identifications et d'autre part avec un microscope électronique utilisé (MEB) de l'école polytechnique Palaiseau. On a aussi exposé les appareils utilisés pour l'étude des comportements de ces matériaux. Le premier dispositif est un appareil de Résonance longitudinale, dont l'essai de résonance fait l'objet d'étude du comportement dynamique. A cet effet il est considéré comme important pour la dynamique des sols. Le deuxième dispositif est fondé sur la cellule de Bishop avec des améliorations pour le système d'accrochage de l'embase supérieure et du système d'antifrettage. Le mode opératoire suivi a été élaboré d'après des recommandations de différents chercheurs. Il permet de confectionner des échantillons homogènes et de réaliser des essais de bonne qualité. Les pertinences du dispositif et du mode opératoire ont été vérifiées par des tests de répétabilité.

CHAPITRE IV

COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES MATERIAUX GRANULAIRES

Dans ce le quatrième chapitre, on présente une analyse des résultats expérimentaux obtenus à partir des essais de résonance qui décrivent le comportement de deux types de sable à granulométrie étalée et serrée. On a essayé d'expliquer le problème de la non linéarité des matériaux granulaires, qui porte non seulement sur les causes du phénomène non linéaire, mais aussi des conditions qui se produisent. Nous présentons également une étude paramétrique des différents paramètres intervenant dans le comportement de la dynamique des sols.

IV.1 INTRODUCTION

La thématique que nous souhaitons étudier rentre dans la problématique des risques naturels. Le tremblement de terre est un de ces risques qui se traduit en surface par des vibrations du sol, pouvant induire des phénomènes dont les conséquences peuvent être catastrophiques tant sur le plan humain que sur le plan socio-économique. Le sol est un assemblage de grains et de particules beaucoup plus complexe que l'assemblage régulier des billes élastiques linéaires utilisé dans la théorie de Hertz. Cependant, l'étude dynamique d'un tel assemblage nous apporte des renseignements tout à fait fondamentaux sur ces phénomènes. En outre, le contact direct entre les grains joue un rôle important lorsque le milieu se met en mouvement.

Les matériaux granulaires font l'objet depuis plusieurs années d'un nombre important de travaux. Les assemblages granulaires sont des arrangements aléatoires de grains frottants et il existe un désordre géométrique dans ces milieux. Les milieux granulaires sont le siège d'un certain nombre de comportements non linéaires, qui peuvent rendre leur comportement global surprenant et complexe. Finalement, on se propose d'étudier le phénomène non linéaire dont ses effets qui sont souvent considérés comme perturbatifs, et ils conduisent cependant à des effets spectaculaires. Cette analyse amène à examiner et à décrire logiquement les propriétés dynamiques du matériau sous formes de courbes de transfert. Pour cela, Plusieurs chercheurs ont entrepris des études sur l'analyse linéaire et non-linéaire d'une réponse d'un mouvement vibratoire sur des solides.

Il est donc nécessaire de compléter par des investigations spécifiques pour identifier le phénomène. A cet effet, on aborde ici une étude expérimentale sur deux sables différents (granulométrie serrée et étalée) pour mettre en évidence un autre aspect fondamental du comportement non-linéaire du sol. Cet aspect est traité à travers l'influence de quelques facteurs agissant sur l'allure de la courbe de résonance et la fréquence de résonance. On sollicite l'échantillon de sable à des vibrations avec une gamme d'accélération d'excitation ($0.25g \leq \Gamma \leq 1g$), et une vitesse de balayage en fréquence variable ($V = 0.2 \text{ Hz/s}$ et $V = 0.1 \text{ Hz/s}$). On considère l'existence d'une contrainte de confinement à l'intérieur de l'échantillon réalisé par le vide (σ_c) égale à 100 kPa. En utilisant un appareil de résonance de l'école polytechnique de Palaiseau appelé aussi « pot vibrant ».

IV.2 LE PROGRAMME EXPERIMENTAL

Le programme expérimental réalisé en laboratoire comporte une série d'essais de résonance longitudinale sur les matériaux décrits précédemment (Chap. III), et pour diverses conditions de densité initiale ainsi que pour une gamme d'accélération d'excitation ($0.25g \leq \Gamma \leq 1g$). La vitesse d'excitation et la contrainte de confinement sont imposées. Tout cela nous a permis de voir la forme et l'évolution de la courbe de résonance, et de quelle façon se produit le saut d'instabilité en fonction de l'excitation pour une granulométrie déterminée.

IV.3 INFLUENCE DE LA GRANULOMETRIE SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE

Il est important d'analyser la morphologie des grains de sable, car leur comportement sous vibration dépendra de leur distribution granulométrique et de leur forme. De nombreux auteurs ont étudié l'influence de la forme des grains, la granulométrie et la minéralogie des matériaux sur les caractéristiques mécaniques sous différentes sollicitations et à différents appareils. Alors nous trouvons très utile de contribuer à ce domaine en utilisant la colonne résonnante longitudinale.

IV.3.1 Influence de la distribution granulométrique sur la courbe de résonance

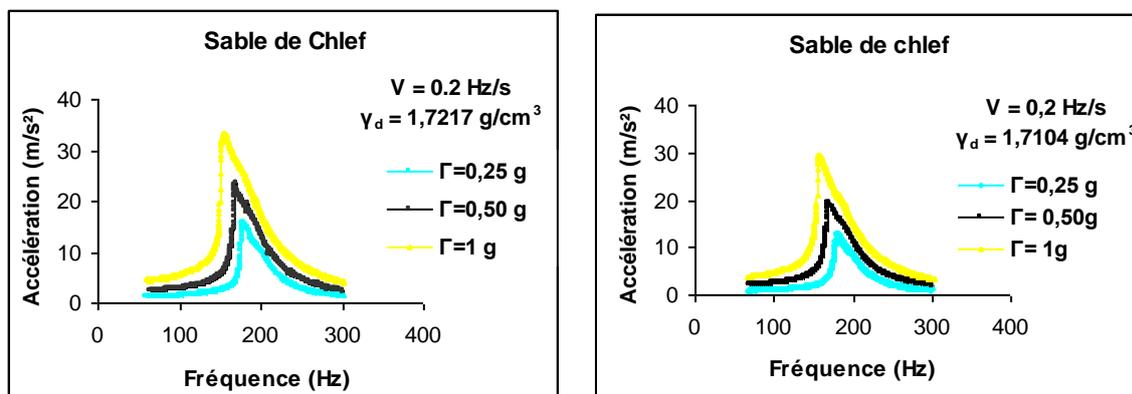


Figure IV.1 : Courbes de résonance ($\sigma_c = 100 \text{ kPa}$)

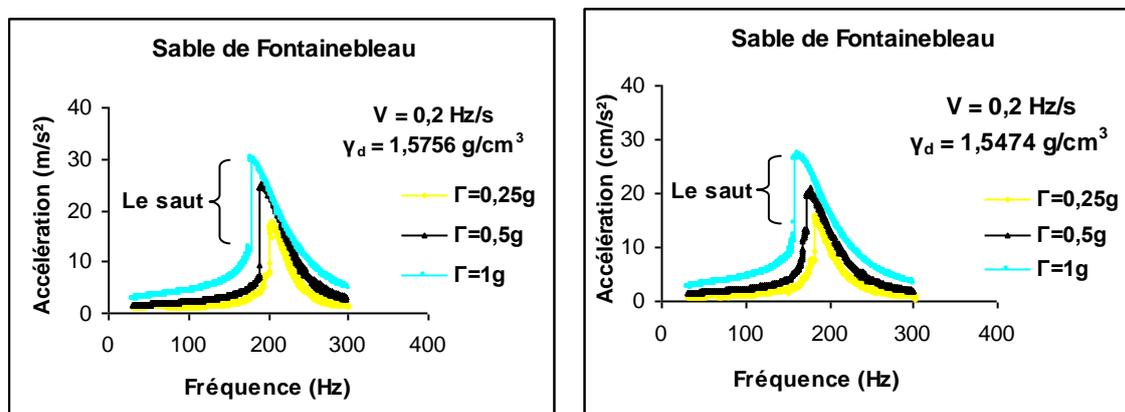


Figure IV.2 : Courbes de résonance avec une zone d'instabilité ($\sigma_c = 100 \text{ kPa}$)

Les résultats des essais montrent que le sable de Chlef à granulométrie étalée ($C_u > 2$), suit une variation linéaire avant et après la résonance, voir figure IV.1. Le comportement linéaire s'explique par le fait que les grains de sable agités se rangent et forment des figures géométriques régulières. Malgré qu'ils soient très agités sous l'effet des vibrations et avec une amplitude maximale (la résonance), le réarrangement des grains (glissements et rotations) se fait rapidement, car la diversité des tailles (diamètre) des grains facilite le mouvement de ces derniers et se rassemblent durant le mouvement vibratoire (voir tableau I.1).

En revanche, les résultats des essais effectués sur le sable de Fontainebleau à granulométrie uniforme ($C_u < 2$) montrent des courbes de résonance de forme particulière avec apparition d'un saut descendant juste après la résonance (Fig. IV.2), et représente la partie non-linéaire du comportement. Ce phénomène s'explique par le fait que les grains jouent un rôle important lorsque l'échantillon de sol est mis en mouvement : au moment où l'amplitude devient maximale (résonance) et le temps est très court, les grains se réarrangent difficilement à cause de leurs dimensions (granulométrie uniforme) et leur forme (angulaire). On constate aussi que le saut est sous forme d'une ligne droite; à cet effet on peut déduire que pour une seule fréquence on a une infinité d'accélération (nombre indéterminé) sur la courbe de réponse; voir figure V. 2. Enfin, on peut dire que la granulométrie uniforme favorise la non-linéarité autour de la résonance.

IV.3.2 L'influence de la forme des grains sur la fréquence de résonance

Le comportement des grains est fortement influencé par leurs formes. Après avoir étudié la granulométrie des grains de sable, il est important d'en étudier la forme, car c'est probablement l'une des clés de la compréhension des mouvements granulaires.

Nous constatons selon la figure IV. 3, les grains de forme angulaire; leurs fréquences de résonance est élevée (amortissement faible) par rapport aux grains de forme arrondie, se principe on peut l'expliquer que le sable avec des grains de forme arrondie d'où le coefficient de friction est très faible se mettent en ordre facilement et forme un corps compacté. Et cela est en accord avec les résultats d'Anderson et al. (1994) qui ont montré par simulation numérique que les particules parfaitement lisses et sphériques (coefficient de friction très faible) se mettent en ordre par des mouvements individuels, mais ne présentent pas de mouvements. Roueche E. (2005) a trouvé que les grains arrondis auront tendance à s'ordonner lors de la vibration, tandis que les grains anguleux sont difficiles à s'arranger.

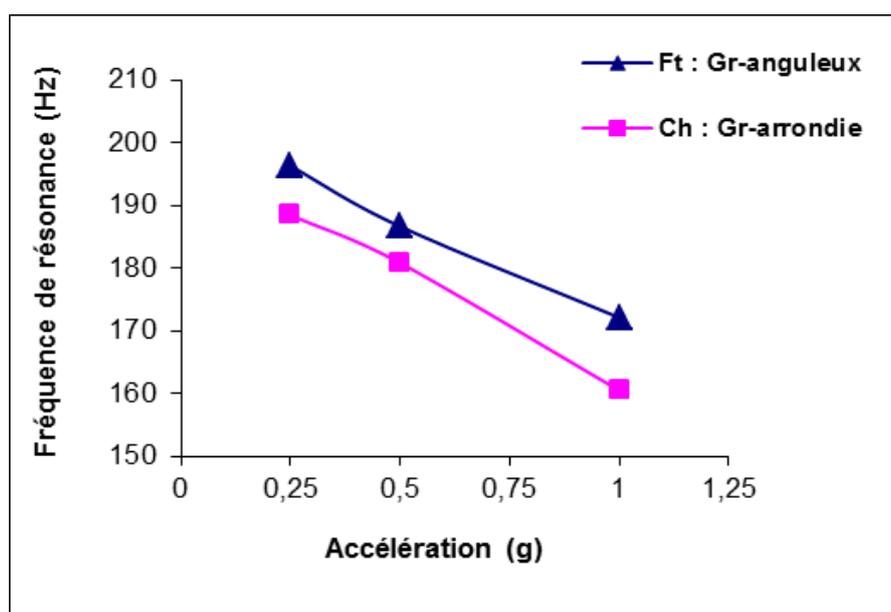


Figure IV. 3: L'effet de la forme des grains sur la fréquence de résonance (f_0)

IV.3.3 L'influence du diamètre moyen (D_{50}) sur la fréquence de résonance

La variation du diamètre des grains de sol fait varier dans un sens ou dans l'autre l'indice des vides. Le paramètre le plus intéressant à considérer ici est le paramètre moyen des grains (D_{50}). Le but de cette étude est de comprendre les phénomènes qui se produisent au cours de la phase de vibration. L'observation de mouvements granulaires en fonction de l'accélération Γ , et de la fréquence f , nous ont conduit à étudier le comportement sous vibration des sables suivant un balayage de fréquence et en accélération.

On peut dire que la fréquence de résonance augmente avec la diminution du diamètre moyen (voir figure IV. 4), ceci s'explique que la présence des grains de petites tailles influents sur la fréquence de résonance. De plus la mobilité des grains arrondie (sable de Chlef) est supérieure à celle des grains anguleux.

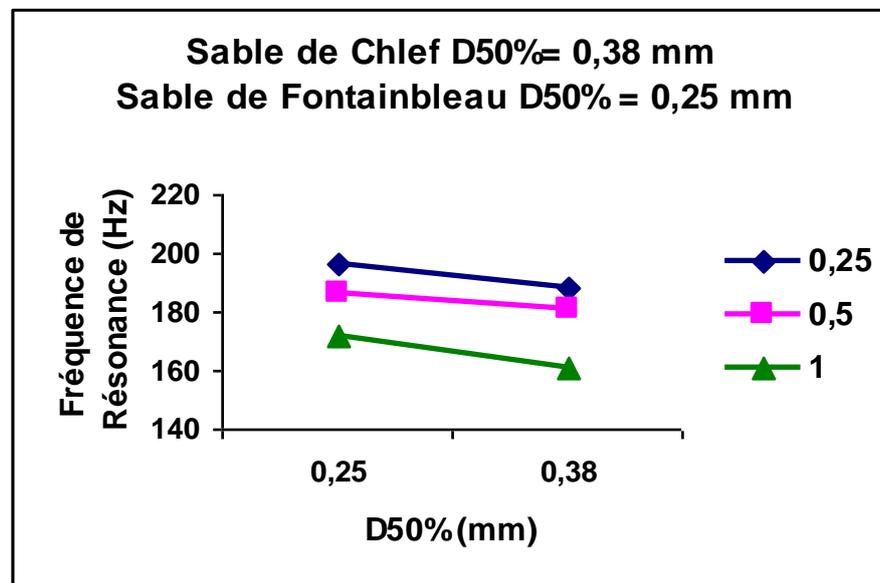


Figure IV. 4: L'évolution de f_0 en fonction du diamètre moyen $D_{50}\%$

IV.3.4 L'influence de la surface spécifique (S_s) sur la fréquence de résonance

La surface spécifique est une des caractéristiques les plus importantes des sols et des sédiments. Elle est définie par la formule :

$$S_s = \frac{3(C_u + 7)}{4\gamma_w G_s D_{50}} \text{ [m}^2\text{/kg]}$$

Tout d'abord selon les valeurs des surfaces spécifiques des deux sables; on remarque que la surface spécifique du sable de Fontainebleau est supérieur à celle du sable de Chlef et cela est en accord avec les résultats de Fabian Valencia (2008): il a déduit qu'un matériau composé de petites particules a en moyenne une surface spécifique (S_s) plus grande que celle d'un même matériau composé de grosses particules. De plus, plus le rayon (r) est grand plus la surface

spécifique (S_s) tend vers zéro. Et D'après Perro A. (2006), la surface spécifique des particules est, en première approximation, inversement proportionnelle à leur diamètre; cela justifie les valeurs de S_a trouvés. m^2

On peut conclure que si un matériau présente une surface spécifique importante, et cela à partir d'une granulométrie présentant des particules fines, nous aboutirons à une fréquence de résonance sérieuse et c'est le cas du sable de Fontainebleau. Tandis que pour que le sable de Chlef qui présente des grains grossiers on a un cas inverse (voir figure IV. 1).

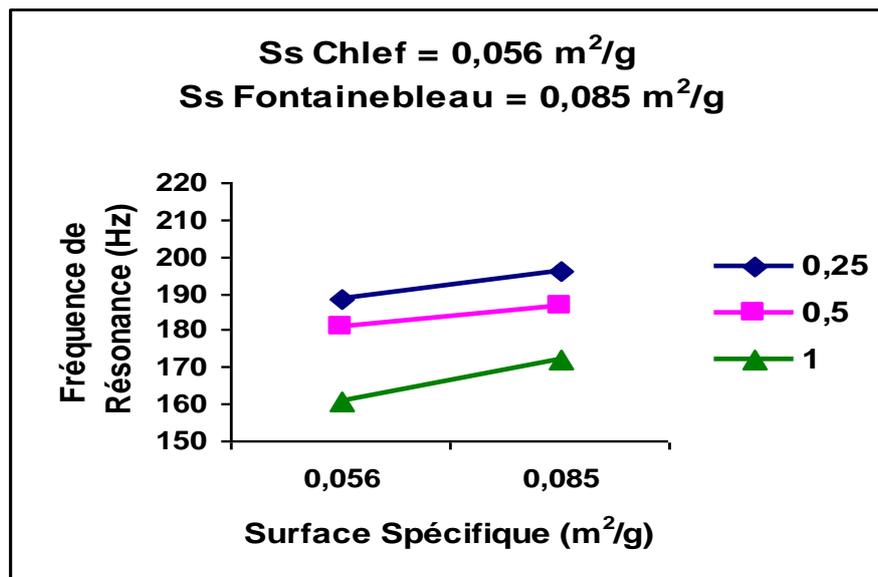


Figure IV. 5 : Influence de la surface spécifique sur la fréquence de résonance

IV.4 D'AUTRES PARAMÈTRES INFLUENTS SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE

IV.4.1 L'effet de la vitesse sur la non-linéarité

Pour montrer l'effet de la vitesse de propagation sur la non-linéarité du comportement du sol, on a effectué des essais de résonance à excitation longitudinale avec des vitesses d'excitation de 0,1 Hz/s et 0,2 Hz/s avec une contrainte de confinement ($\sigma_c = 100$ kPa). Les valeurs de l'accélération imposée sont : 0,25g, 0,5g et 1g, pour sur les deux sables choisis.

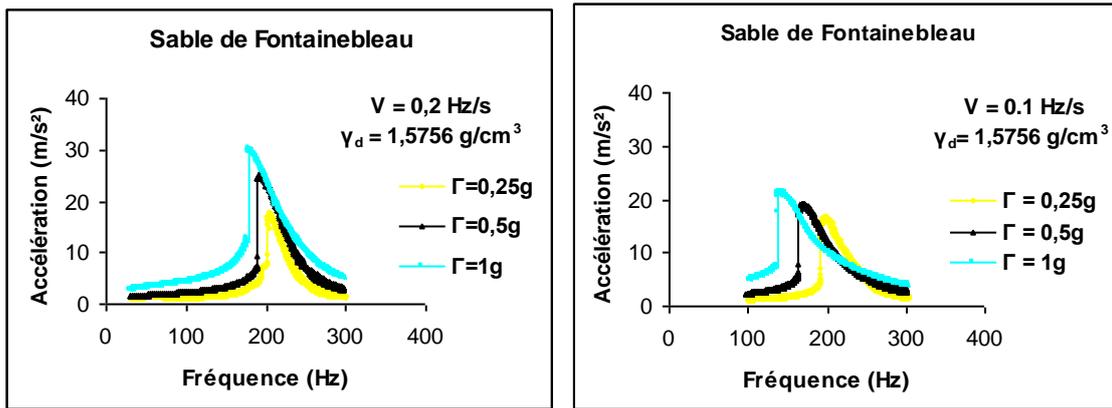


Figure IV.6 : Courbes de résonance ($\sigma_c = 100 \text{ kPa}$)

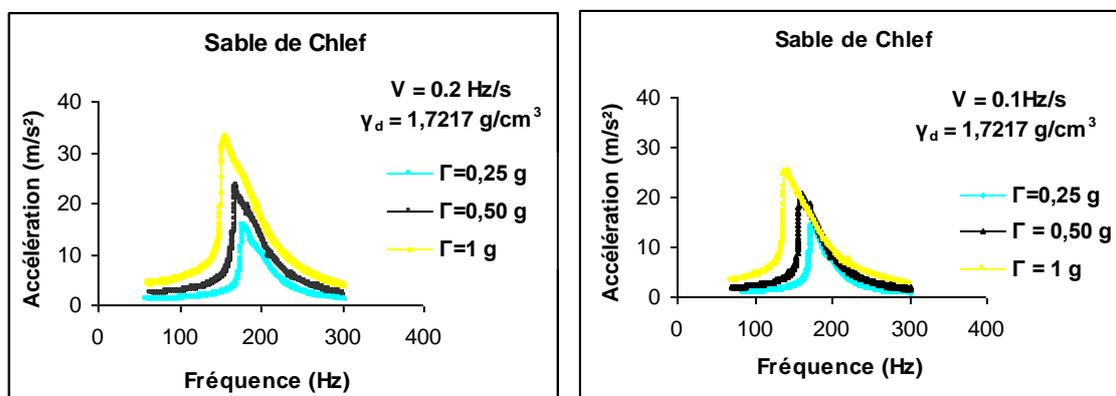


Figure IV.7 : Courbes de résonance ($\sigma_c = 100 \text{ kPa}$)

D'après la figure IV.6, le sable de Fontainebleau présente toujours une zone d'instabilité (le saut) malgré que nous avons diminué la vitesse de 0,2 à 0,1 Hz/s, mais le sable de Chlef ne présente pas de discontinuité (le saut) voir figure IV.7. On peut dire que la non-linéarité est indépendante de la vitesse d'excitation.

On constate aussi pour les deux courbes (IV.6 et IV.7), lorsque la vitesse de balayage est lente, les courbes de réponse (courbes de résonance) montrent une réduction du pic de l'accélération maximale, ainsi qu'un décalage de l'abscisse du maximum, et aussi un déplacement de la ligne médiane de la courbe (perd sa symétrie).

IV.4.2 L'effet de la densité sur la fréquence de résonance

La densité initiale du matériau granulaire a un effet très important sur son comportement. Afin de montrer le rôle de celle-ci, nous avons réalisés des essais sur des sables à différentes densités comme on l'a mentionné au chapitre III. Pour illustrer l'influence de la densité initiale on représente les résultats obtenus sur la figure IV.8, la densité n'a pas assez d'influence sur la fréquence de résonance, alors nos résultats sont en parfaite concordance avec ceux trouvés dans la littérature, et d'autre part on note également que les fréquences de résonance sont proches en valeurs que si l'accélération d'excitation imposée en bas est supérieure ou égale à 1g ($\Gamma \geq 1\text{g}$).

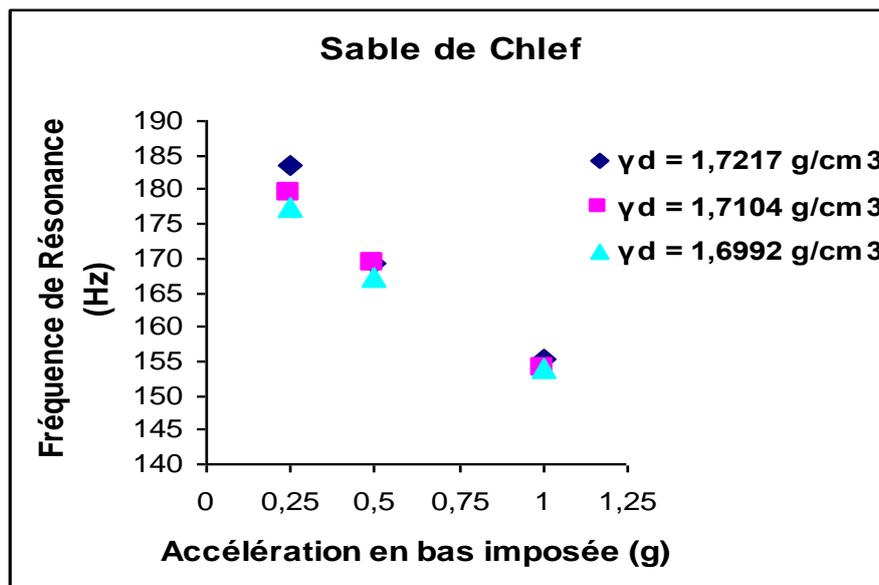


Figure IV.8 : L'effet de la densité sur la fréquence de résonance

IV.4.3 Le rôle de la contrainte de confinement sur la fréquence de résonance

Pour mettre en évidence le rôle de la contrainte de confinement sur la fréquence de résonance, nous avons procédé à des essais à la colonne résonante sur le sable de Chlef à sec pour différentes contraintes de confinements: 60, 80, 100 kPa, et en variant l'accélération d'excitation imposée (0,25; 0,5 et 1g). Les résultats montrent que la fréquence de résonance évolue au fur à mesure que la contrainte de confinement augmente (Fig. IV. 9).

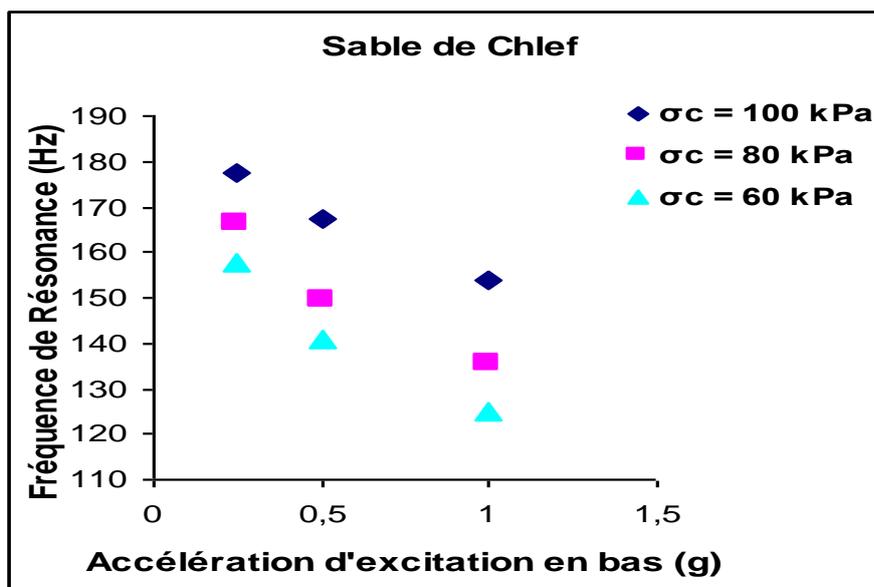


Figure IV.9 : L'influence de la contrainte de confinement sur la fréquence de résonance

IV.5 RELATION ENTRE DIFFERENTS PARAMETRES DYNAMIQUES

IV.5.1 L'effet de la vitesse sur la fréquence de résonance

D'après la figure IV.10, on peut dire que la fréquence de résonance augmente avec la vitesse de balayage pour tous les types de sable, mais on constate que pour le sable de fontainebleau (granulométrie uniforme) la variation de la fréquence de résonance en fonction de la vitesse est beaucoup plus importante que pour le sable de Chlef à granulométrie étalée.

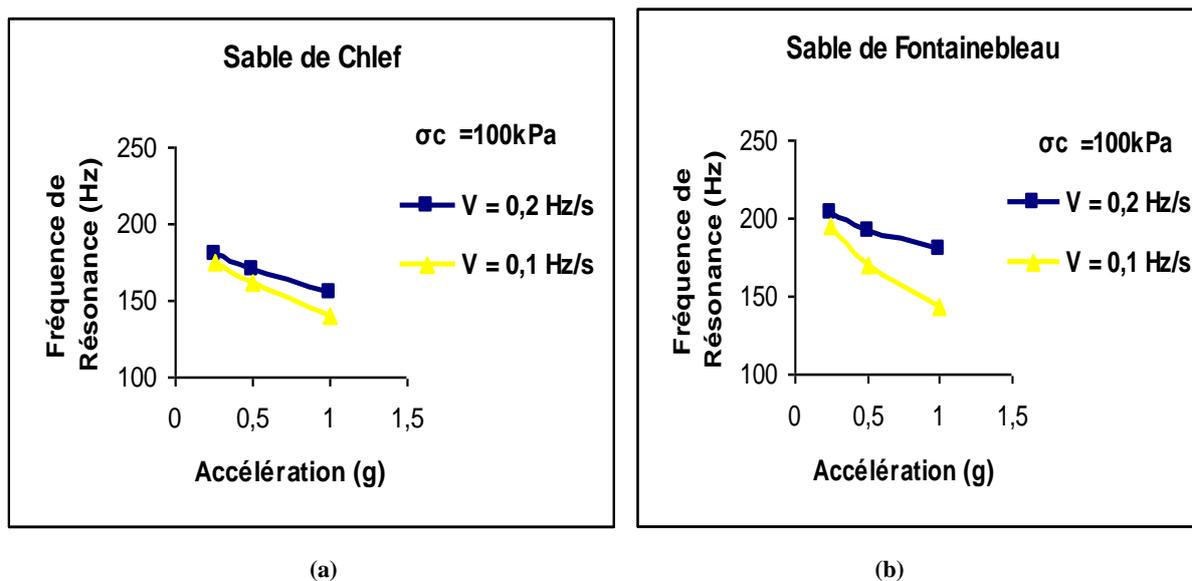


Figure IV.10: L'influence de la vitesse de balayage en fréquence sur la fréquence de résonance

IV.5.2 La relation entre la fréquence de résonance (F_0) et le coefficient d'amortissement (D)

Nous avons déterminé le coefficient d'amortissement à partir des bandes passantes relatives aux fréquences de résonance successives des échantillons testés (sable de Chlef):

$$\frac{\Delta F}{F_0} = 2 D$$

Ces essais ont été réalisés à différentes densités et à une contrainte de confinement contrôlée (100 kPa). Alors nous avons étudié la relation de la fréquence de résonance (F_0) avec le coefficient d'amortissement (D).

La figure IV.11, montre la variation du coefficient d'amortissement en fonction de la fréquence de résonance pour le sable de Chlef et pour des densités différentes. On constate en premier lieu que le coefficient d'amortissement est pratiquement indépendant de densité (l'indice des vides) : c'est en accord avec la littérature. Cependant, plus l'amortissement est grand, plus la fréquence de résonance est faible.

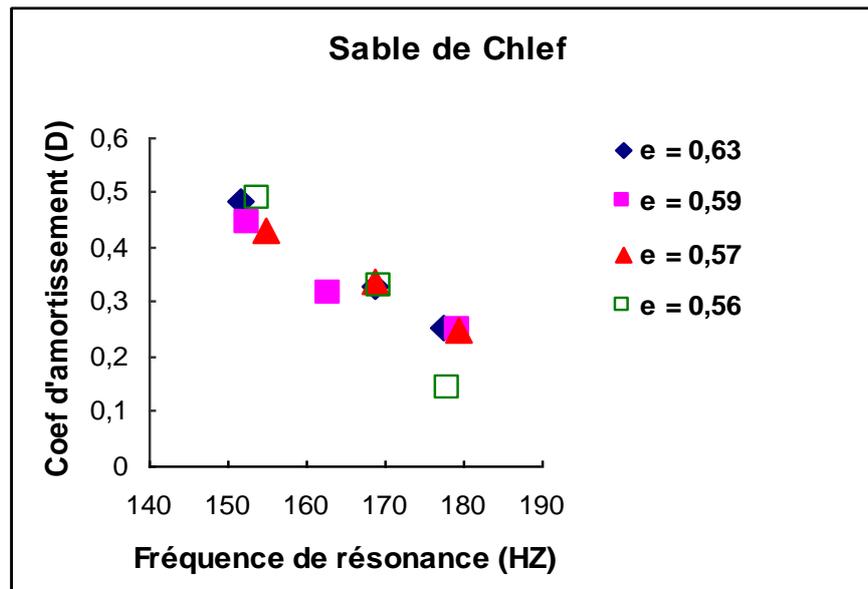


Figure IV.11: Variation du coefficient d'amortissement avec la fréquence de résonance

IV.5.3 L'influence de l'accélération d'excitation sur l'amortissement

Il est important de rapporter ici les résultats des expériences menées à balayage de fréquence décroissant à partir de $f = 300$ Hz. A cet effet, on peut observer l'évolution de la l'amortissement en fonction de l'accélération d'excitation.

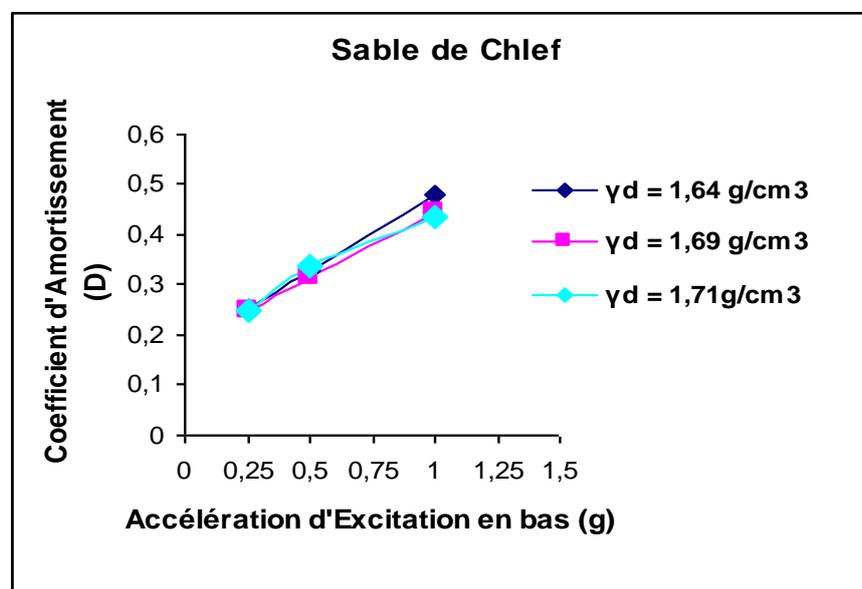


Figure IV. 12: Variation du coefficient d'amortissement avec l'Accélération

D'après la figure IV.12, au départ on confirme que la densité n'a aucun rôle sur l'évolution de D , tandis que le coefficient d'amortissement évolue au fur et mesure que l'accélération d'excitation augmente. En effet, l'amplitude maximale atteinte à la résonance dépend aussi de l'amortissement.

IV. 6 CONCLUSION

Notre étude a mis en évidence le comportement non linéaire du sable uniforme ($Cu < 2$) sous chargement vibratoires. Cette non-linéarité apparaît autour de la résonance, ce qui signifie que dans cette étape le réarrangement des grains est difficile en raison de l'agitation importante et de la taille des particules uniformes, ainsi que la forme anguleuse des grains. Contrairement au sable à granulométrie étalée ($Cu > 2$); la diversité et la forme arrondie des grains facilite le réarrangement rapide des grains pendant la résonance ce qui garantit la non apparition de la zone d'instabilité (le saut). Ce type de non linéarité aboutit à des courbes de résonance d'une forme particulière aboutissant à l'apparition d'un saut d'instabilité. Nos travaux ont également conduit à définir l'état de variation linéaire de la fréquence de résonance en fonction de la vitesse d'excitation et la dissymétrie de la courbe de résonance. Tandis que le changement de la vitesse de balayage n'a aucun effet sur la non-linéarité du matériau. Cependant, la densité n'a aucun rôle sur l'évolution de D , tandis que le coefficient d'amortissement évolue au fur et mesure que l'accélération d'excitation augmente. En effet, l'amplitude maximale atteinte à la résonance dépend aussi de l'amortissement.

Comme on a pu constater que la taille et la forme des grains ont une influence sur le comportement dynamique des sables, il existe d'autres : tels que le diamètre moyen D_{50} (diamètre effective) et la surface spécifique (S_a) des sables. On a trouvé que la fréquence de résonance augmente avec la diminution du diamètre moyen, ceci s'explique que la présence des grains de petites tailles influe plus sur la fréquence de résonance par rapport aux grains de grandes tailles. En ce qui concerne la surface spécifique (S_a); le matériau composé de petites particules a en moyenne une surface spécifique plus grande que celle d'un même matériau composé de grosses particules. Dans notre étude on a trouvé que si un matériau présente une surface spécifique importante et cela à partir d'une granulométrie fine, nous aurons une fréquence de résonance importante et sérieuse, contrairement à une superficie faible. Le sable de Chlef présente une superficie spécifique faible, donc une fréquence de résonance faible. Enfin, on peut conclure que la morphologie (rhéologie) des grains a une influence sur le comportement dynamique.

CHAPITRE V

ÉTUDE DE L'INFLUENCE DE LA SATURATION SUR LA RÉSISTANCE A LA LIQUÉFACTION

Ce cinquième chapitre est consacré à la présentation des résultats des essais monotones drainés et non drainés à l'appareil triaxial, une étude sur l'influence du coefficient de Skempton sur la résistance d'un sol granulaire (sable de Chlef). De plus, on discute des résultats des essais triaxiaux cycliques dans des conditions non drainés, et une étude a été présentée sur l'influence de la saturation sur le potentiel de liquéfaction.

V.1. INTRODUCTION

La majorité des investigations sur la liquéfaction des sols granulaires a été basée sur le matériau complètement saturé. L'étude de l'influence du degré de saturation sur la liquéfaction des sols présente un intérêt pratique. En génie parasismique géotechnique, la condition de saturation partielle peut donner lieu à deux conséquences majeures; l'une est que la saturation partielle d'un sol peut causer beaucoup plus d'amplification en mouvement vertical du sol que pour un modèle complètement saturé, comme il a été démontré par une étude détaillée sur un cas du tremblement de terre de Kobe de 1995; Yang et Sato (2000, 2001).

L'autre impact est lié à la résistance à la liquéfaction des sols sableux. Les tests de laboratoire Shérif et al (1977), Chaney (1978), Yoshimi et al (1989), ont montré que la résistance à la liquéfaction des sables dépend fortement sur le degré de saturation, ce qui a été exprimé en termes de coefficient de pression interstitielle B (Skempton 1954).

Les effets d'une condition de saturation partielle sur la liquéfaction, ont été abordés par quelques chercheurs comme Yang et Sato (2001), Pietruszczak et al (2003), Atigh et Byrne (2004), Mathiroban et Grozic (2004). La condition de saturation d'échantillons de sol en laboratoire peut être évaluée en mesurant la valeur du coefficient de Skempton B ou la vitesse d'ondes de compression V_p comme suggéré par Ishihara et al (2001). In Situ, la saturation peut être évaluée par la mesure de vitesse d'onde de compression (V_p). Les résultats d'essais en laboratoire ont montré que la résistance à la liquéfaction des sables augmente quand le degré de saturation diminue, Martin et al (1978), Yoshimi et al (1989), Ishihara et al (2001 et 2004), Yang (2002), Yang et al (2004), Bouferra et al (2007).

L'incidence d'une saturation partielle sur la résistance cyclique a été abordée d'une manière théorique par Martin et al. (1978), Mulilis et al. (1978) qui ont examiné l'effet du degré sur la liquéfaction du sable de Monterrey. Ils ont constaté que la variation du coefficient de Skempton B entre 0.91 et 0.97 n'affecte pas d'une manière significative la liquéfaction du sable. Chan (1976) trouve qu'une variation de B entre 0.91 et 0.99 peut avoir un effet important sur la liquéfaction des sols. Cette influence dépend du type de sol, de densité et de la pression de confinement initial.

Finn et al. (1970) ont étudié l'influence de l'histoire de chargement sur la résistance à la liquéfaction des sables, ils ont montré que cette résistance augmente lorsque l'échantillon est soumis préalablement à des petits cycles de chargement suivi d'un drainage; d'autres auteurs ont montré par contre qu'un pré-cisaillement avec de grandes amplitudes qui peuvent conduire à une diminution de la résistance cyclique. Ishihara et Okada (1978) et Luong (1980) ont précisés que tout chargement cyclique, suivi d'un drainage dans la zone contractante conduit à une densification du matériau sans que la structure soit fortement modifiée; ceci donne une augmentation de la résistance au cisaillement cyclique. A l'inverse, si le chargement préalable comporte un trajet dans le domaine dilatant, il y a un désenchevêtrement qui conduit à une nouvelle structure avec une résistance qui est plus faible.

Malgré ces résultats, mais moins de travail a été élaboré dans ce contexte par les chercheurs. C'est exactement pour cela qu'on a jugé utile de présenter cette étude. Afin d'étudier le comportement du sable de Chlef sous chargement monotone. Nous avons réalisé une série d'essais triaxiaux de compression drainé et non drainé à un niveau de confinement initial ($\sigma'_c = 100$ kPa), et pour deux densités initiales: sable lâche ($Dr = 06\%$) et sable dense ($Dr = 70\%$), puis nous allons présenter l'influence du coefficient de Skempton lié au degré de saturation par la

$$\text{relation : } B = \frac{1}{1 + nK_s \left[\frac{S_r}{K_w} + \frac{(1 - S_r)}{u_a} \right]}$$

K_s et K_w désignant les modules des déformations volumiques du squelette solide et de l'eau; n est la porosité; u_a est la pression interstitielle.

De même des essais triaxiaux cycliques non-drainés ont été réalisés sur le sable de Chlef à différentes saturations ($B=93, 85\%$). Le programme expérimental a été défini afin de répondre aux objectifs principaux qu'on s'était fixés et qui visent à mettre en évidence l'influence de la saturation sur le phénomène de liquéfaction cyclique vraie pour les sables lâches ($Dr = 15\%$)

V.2 COMPORTEMENT DU SABLE DE CHLEF SOUS CHARGEMENT MONOTONE

V.2.1 Introduction

On étudie le comportement du sable de Chlef sous cisaillement monotone à l'appareil triaxial, tout d'abord en conditions drainées puis en conditions non drainées. Les recherches récentes dans le domaine de liquéfaction ont montré qu'il existe encore de nombreux points à éclaircir sur le comportement monotone.

Dans notre travail, on présente donc dans une première partie les travaux relatifs au comportement drainé du sable de Chlef, suivis dans une deuxième partie des travaux relatifs à la réponse non drainée de sable. Une conclusion sur le comportement monotone est donnée à la fin de cette deuxième partie, comportant en particulier une comparaison entre les réponses observées en conditions drainées et non drainées.

V.2.2 Comportement monotone drainé du sable de Chlef

L'étude du comportement drainé du sable de Chlef sous sollicitations monotones a été menée dans le but de déterminer des caractéristiques de comportement de référence pour le matériau, en termes de comportement volumique (contractance, dilatance), de rupture et critique ainsi qu'au pic (maximum).

V. 2.2.1 Le programme expérimental

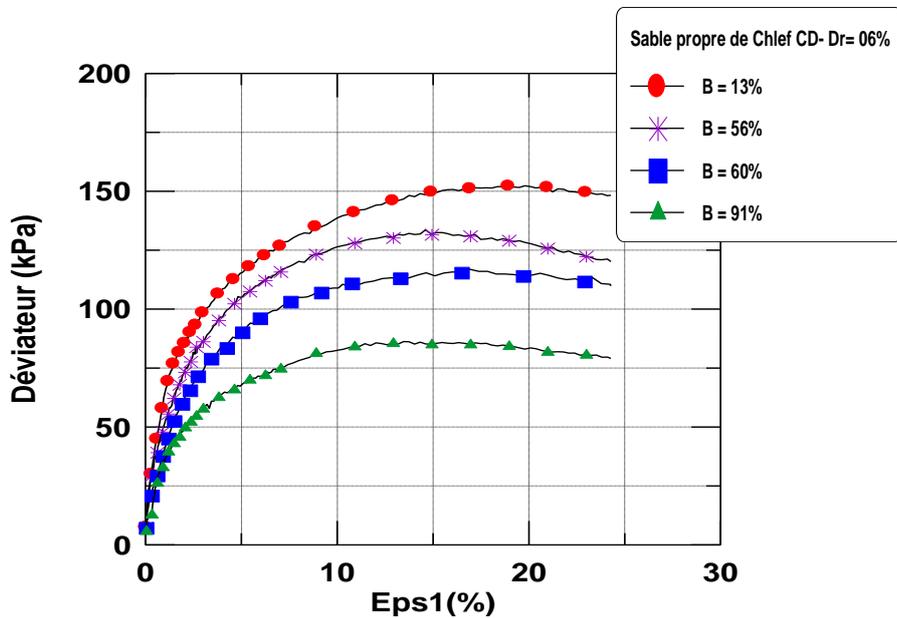
Ce programme a été défini pour les essais drainés de manière à mettre en évidence l'influence de paramètres significatifs qui régissent le comportement des sables soumis à un cisaillement, tels que l'indice des vides, l'état de saturation. Plusieurs séries d'essais monotones en compression ont été réalisées à différentes densités relatives allant du plus lâche ($Dr = 06\%$)

et au plus dense ($D_r = 70\%$), et pour une contrainte de consolidation isotrope de 100 kPa, et des coefficients de Skempton (B) variables (B= 13%, 30%, 52%, 56%, 60%, et 91%). Les éprouvettes ont été reconstituées par damage, compactage à sec et pluviation sèche. Les conditions d'essais relatives à la procédure expérimentale de fabrication et au mode de cisaillement ont été exposées dans le chapitre III.

V. 2.2.2 Influence du coefficient de Skempton

a- Sable lâche

La figure V.1 montre les résultats des essais de compression drainée réalisés pour des coefficients de Skempton B compris entre 13 et 91% et avec densité relative initiale (D_r) égale à 0.06. On note que le coefficient de Skempton affecte d'une manière sensible les variations du déviateur (Fig.V.1a) et l'évolution de déformation volumique (Fig.V.2a). L'augmentation du coefficient de Skempton B de 13 à 91% induit une diminution de la raideur initiale du sol et de la résistance du sol (déviateur maximal); la valeur du déviateur mobilisé passe de 151 kPa à 80 kPa lorsque le coefficient B passe de 13 à 91% (fig.V.1a). En ce qui concerne la déformation volumique, on note que l'augmentation du coefficient de Skempton B fait retarder l'apparition de la dilatance; pour l'échantillon avec un degré de saturation B =13%, la dilatance apparaît après 6% de déformation axiale, tandis que pour l'échantillon avec un degré de saturation B= 91% on observe une amplification de la phase de contractance et la phase de la dilatance est retardée et apparaît après 15% de déformation axiale (fig. V.1b).



(a)

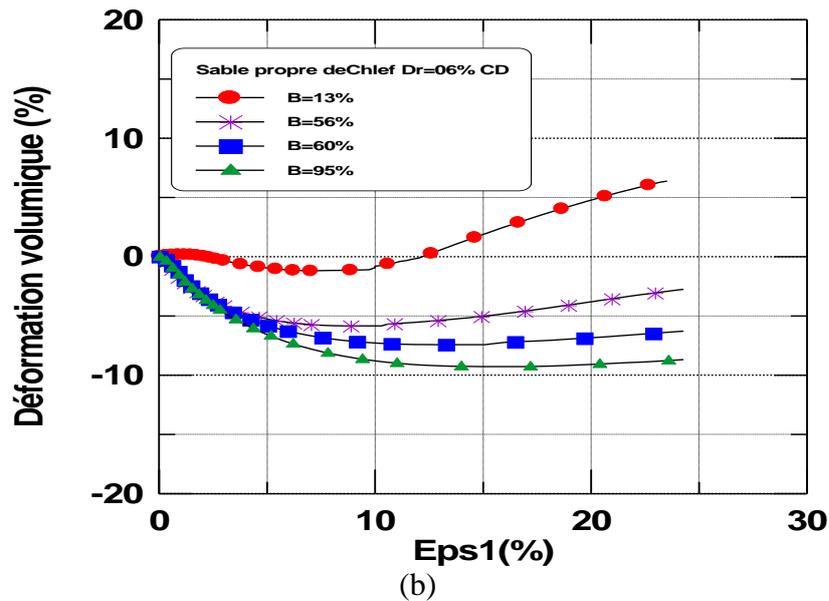


Figure V.1 Essais de compression drainée sur sable ($\sigma'_3 = 100$ kPa-Dr= 06%)

(a)- Déviateur-Déformation axiale (%)

(b)-Déformation volumique-Déformation axiale (%)

b- Sable Dense

La figure V.2 montre les résultats des essais de compression drainée réalisés pour des coefficients de Skempton B compris entre 30 et 91% sur des échantillons dense. On remarque que l'échantillon avec un coefficient de Skempton B égale à 30% présente une résistance plus élevée que ceux avec B égales à 52% et 91%. La valeur du déviateur maximal (déviateur au pic) passe de 175 kPa à 102 kPa lorsque B passe de 30 à 91%. La valeur du déviateur mobilisé à la fin de cisaillement passe de 138 kPa pour un coefficient B égale à 30% à 80 kPa pour un B égale à 91%. En général la résistance diminue avec l'augmentation du coefficient B (Fig. V.2a).

On constate aussi que la déformation volumique est aussi affectée par le coefficient de Skempton B. On note que l'augmentation du coefficient de Skempton B fait retarder l'apparition de la dilatance; pour l'échantillon avec un degré de saturation B= 30%, la dilatance apparaît après 1% de déformation axiale, tandis que pour l'échantillon avec un degré de saturation B = 91% on observe une amplification de la phase de contractance jusqu'à une déformation volumique $\varepsilon_v = 5\%$, au delà l'échantillon entame une phase de dilatance très prononcée (Fig. V.2b).

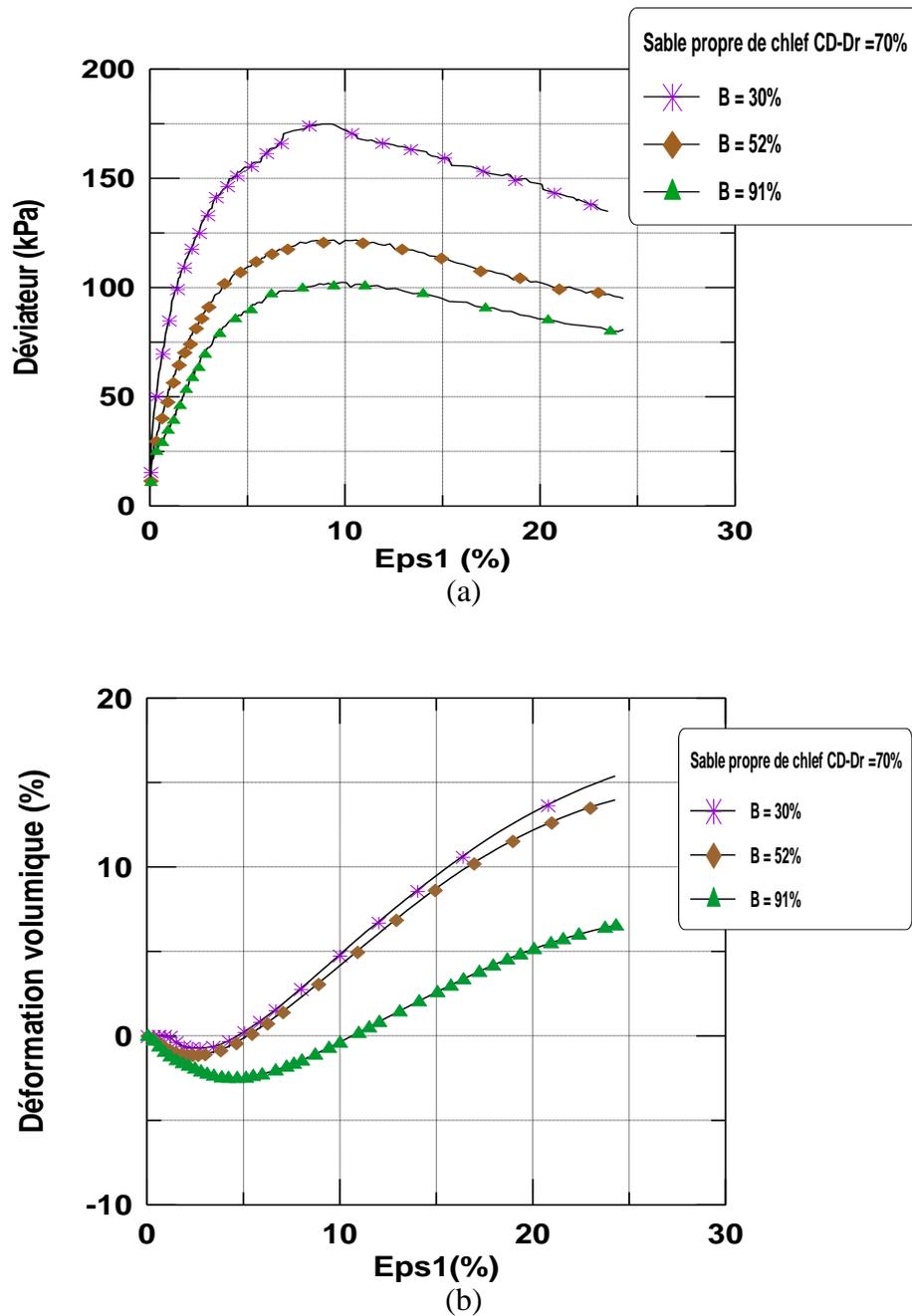


Figure V.2 Essais de compression drainée sur sable ($\sigma'_3 = 100$ kPa- $D_r = 70\%$)

(a)- Déviateur-Déformation axiale (%)

(b)-Déformation volumique-Déformation axiale (%)

V. 2.2.2.1 L'évolution de la déformation volumique

La figure V.3 montre l'évolution de la déformation volumique au changement de phase en fonction du degré de saturation (B). On note que la déformation volumique augmente d'une manière significative avec l'échantillon lâche, cette augmentation de la formation volumique est le résultat de l'augmentation de la phase de contractance avec l'augmentation de B , pour le sable dense cette augmentation de la déformation volumique reste faible par rapport au sable lâche vu le caractère dilatant du sable dense.

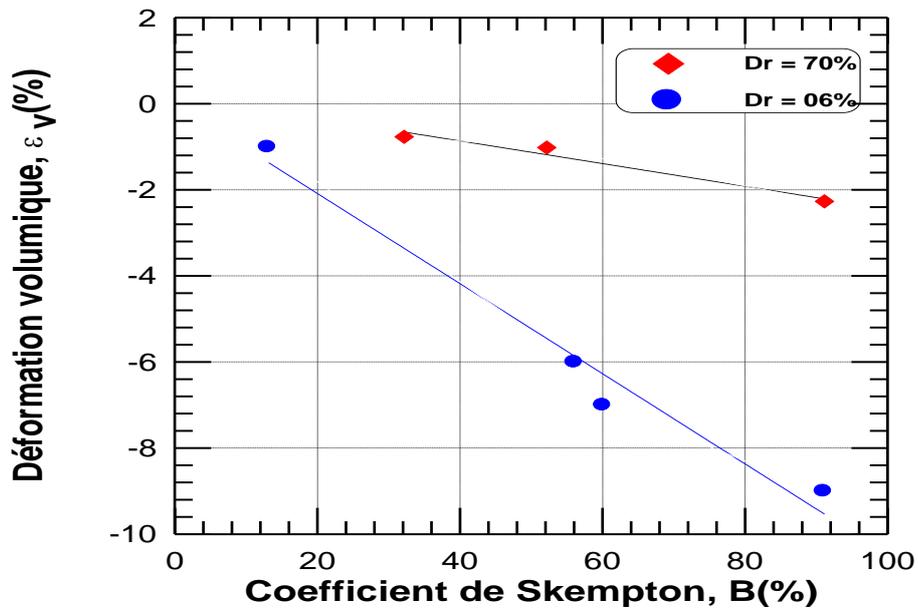


Figure V.3 Evolution de la déformation volumique en fonction du degré de saturation (B)

V. 2.2.2.2 L'évolution de l'angle de dilatance

La figure V.4 illustre l'influence de la saturation sur l'angle de dilatance (ψ) pour les deux densités relatives ($D_r=6$ et 70%). On constate que l'angle de dilatance diminue avec l'augmentation du coefficient de Skempton B pour les deux densités; cette diminution de la dilatance est due à l'augmentation de la contractance avec l'augmentation du degré de saturation (B).

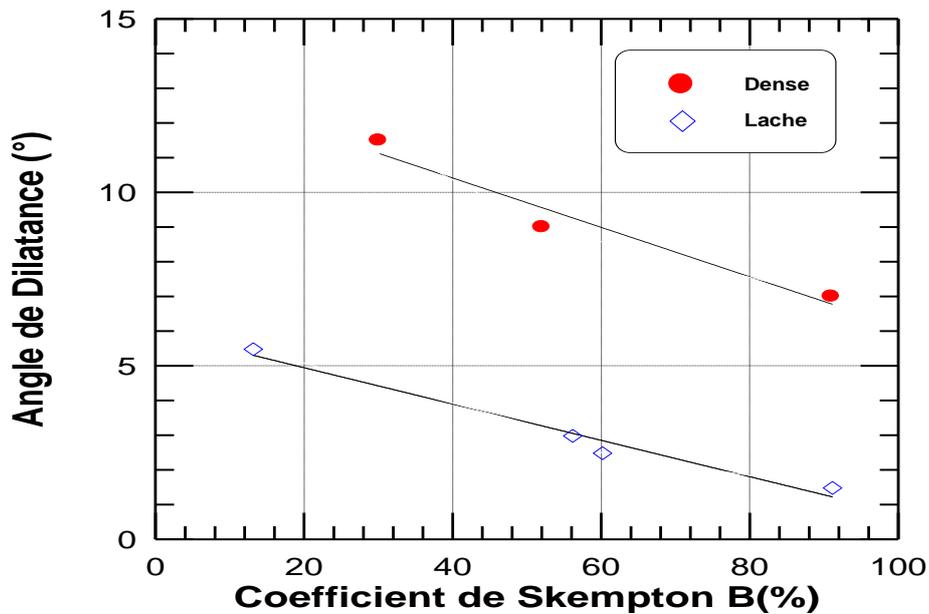


Figure V.4 : Evolution de l'angle de dilatance en fonction du coefficient B

V.2.3 Comportement monotone non drainé du sable de Chlef

Afin d'étudier le comportement du sable de Chlef sur un chemin non drainé. Nous avons réalisé une série d'essais triaxiaux de compression non drainé à un niveau de confinement initial ($\sigma'_c = 100$ kPa), et pour deux densités initiales: sable lâche ($Dr = 06\%$) et sable dense ($Dr = 70\%$), puis nous allons présenter l'influence du coefficient de Skempton. Cette étude nous a permis de mesurer et de suivre l'évolution du déviateur et de la pression interstitielle.

V.2.3.1 Programme expérimental

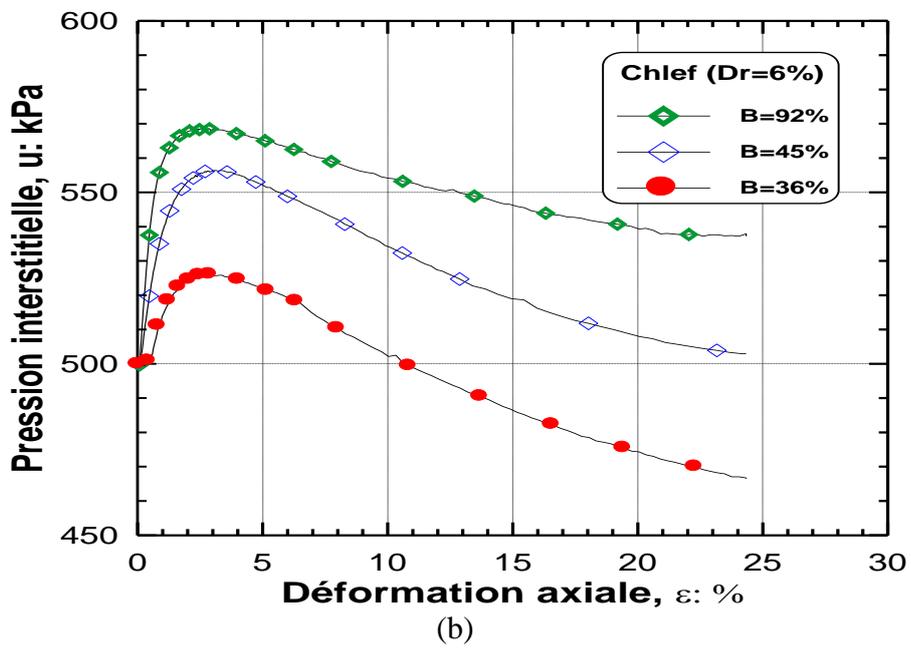
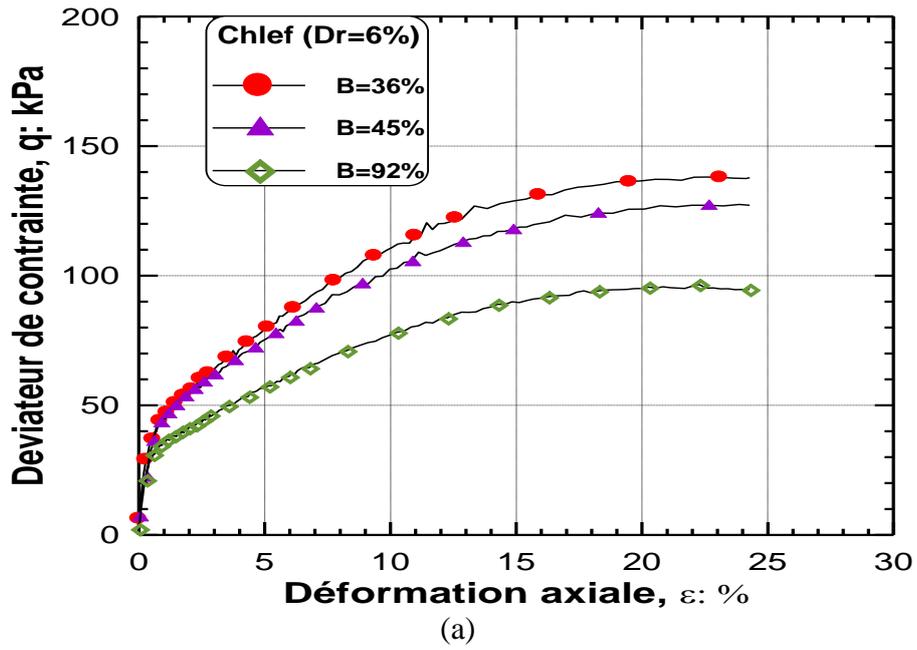
Le même programme a été consacré que celui de la partie drainée. On a défini un programme expérimental permettant de mettre en évidence l'influence de différents paramètres tels que l'indice des vides (ou densité relative), le coefficient de Skempton (état de saturation). Le programme expérimental comprend trois séries d'essais de cisaillement non drainés. Les essais sont caractérisés par des densités différentes allant d'un état lâche ($Dr = 06\%$) à l'état dense ($Dr = 70\%$), avec une contrainte de consolidation isotrope égale à 100 kPa et des modes de préparation différents (compactage à sec et pluviation sèche dans l'air), et avec un coefficient de Skempton variable ($B = 36, 45, 92\%$).

La procédure expérimentale utilisée pour les essais non drainés a été exposée en détail dans le chapitre II du mémoire.

V.2.3.2 Influence du coefficient de Skempton

a- Sable lâche

La figure V. 5 montre les résultats des essais de compression non drainée réalisés pour des coefficients de Skempton B compris entre 36 et 92% effectués sur des échantillons lâches ($Dr=0.06$). On note que la variation coefficient de Skempton B affecte d'une manière significative l'évolution du déviateur (Fig.V.5a) et de la pression interstitielle (Fig. V.5b). La résistance au cisaillement caractérisée par le déviateur mobilisé augmente avec la diminution du coefficient de Skempton B. Le déviateur mobilisé à la fin du cisaillement passe de 95 kPa pour un coefficient B égale à 92% à 140 kPa pour un coefficient B égale à 36% (Fig. V.5a). On note aussi que la variation de la pression interstitielle est très influencée par le degré de saturation caractérisé par le coefficient B; la pression interstitielle diminue avec la diminution du coefficient de Skempton B. On remarque sur la figure V.5b qu'à l'annulation du taux de variation de la pression interstitielle, la valeur de la pression interstitielle passe de 525 kPa pour l'échantillon avec un $B = 36\%$ à 570 kPa pour l'échantillon avec un $B = 92\%$. La figure V.5c montre l'évolution du chemin de contrainte; on constate le chemin de contrainte se dirige vers la valeur zéro avec la valeur la plus grande du coefficient de Skempton B.



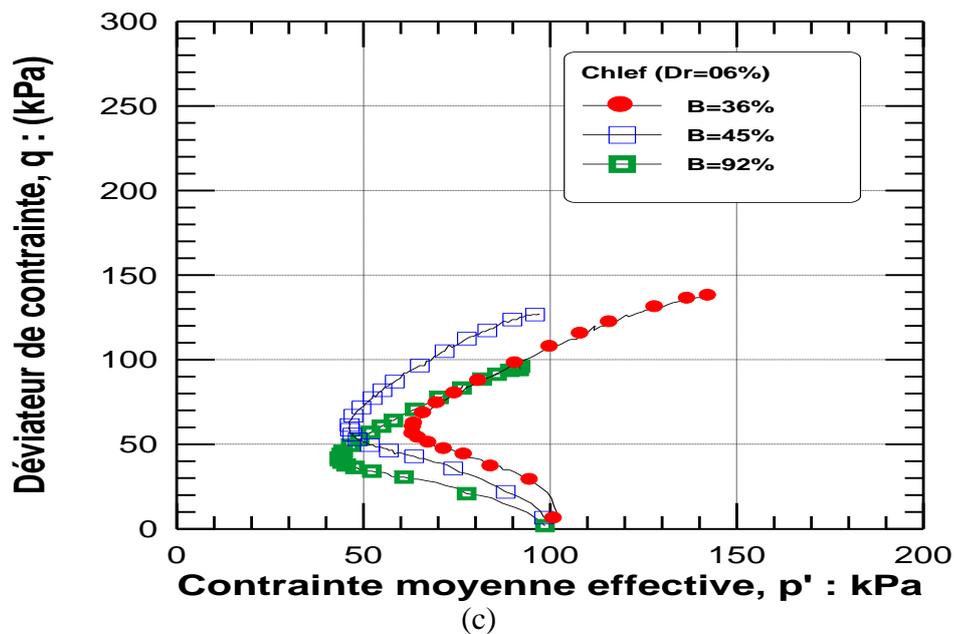
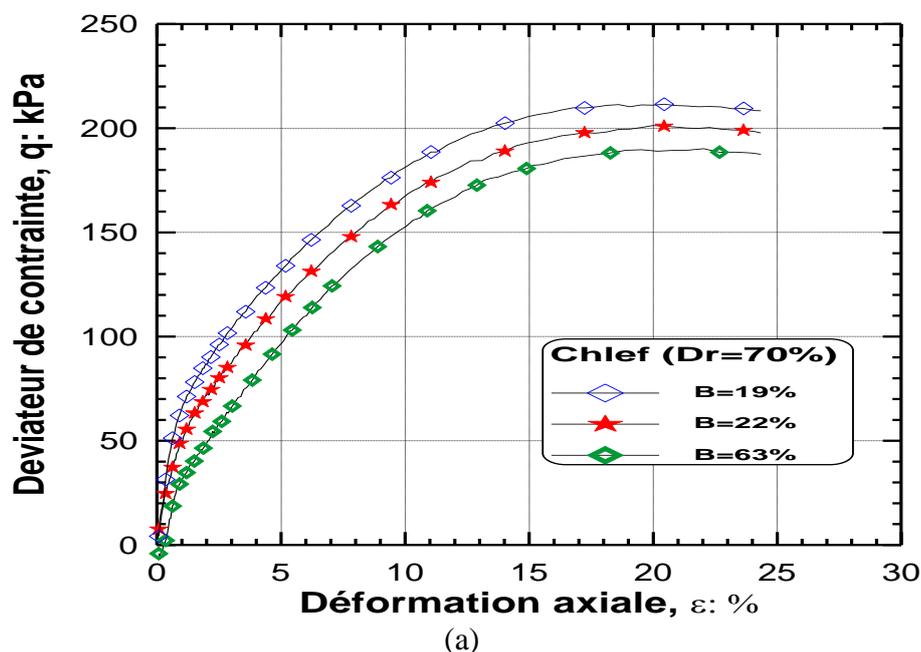


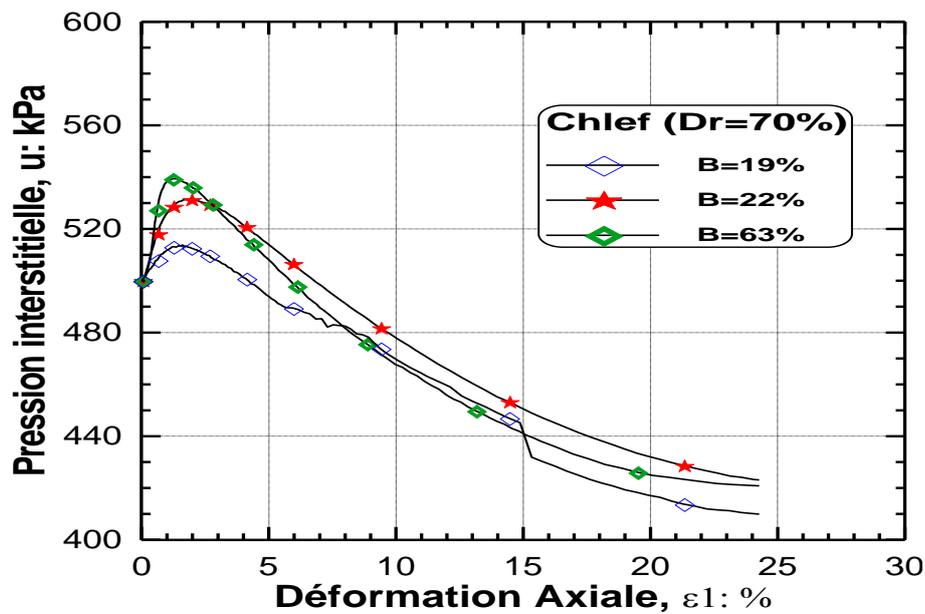
Figure V.5 Influence de B (Coef de Skempton) sur la réponse non drainées du sable de Chlef ($\sigma_3 = 100$ kPa)

- a)- Déviateur –déformation axiale (%),
- b)-Pression interstitielle–déformation axiale,
- c)- Chemin de contrainte

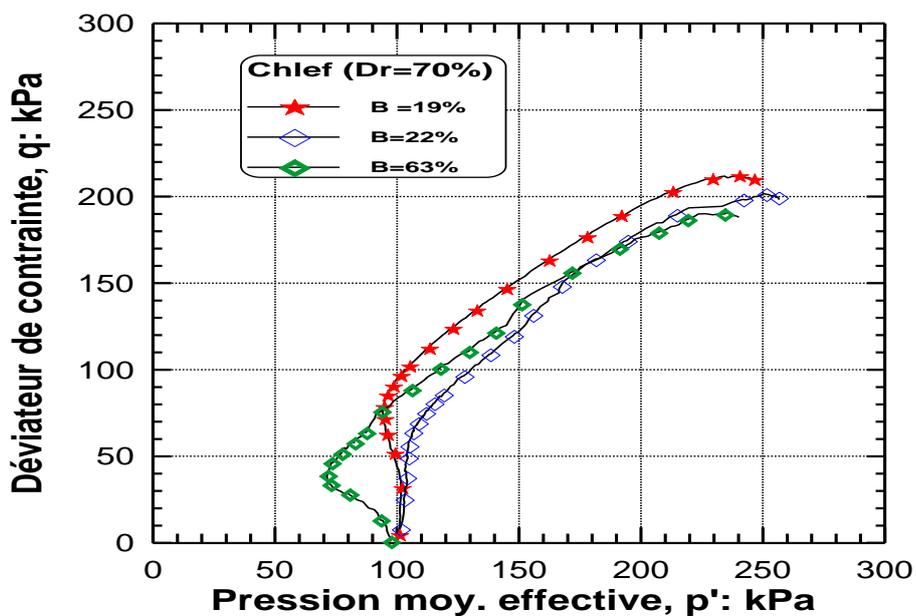
b-Sable Dense

La figure (V. 6) montre l'évolution des résultats des essais réalisés sur sable dense ($Dr=0.70$) avec un coefficient de Skempton B variant de 19 à 63%. Les résultats de ces essais montrent une nette dépendance de la résistance au cisaillement avec l'évolution du coefficient B. La résistance au cisaillement non drainée augmente avec la diminution du coefficient de Skempton B (Fig. V. 6a). L'annulation du taux de variation est aussi affectée par le coefficient de Skempton B, elle passe de 15 kPa avec un coefficient B= 19% à 180 kPa pour un coefficient B= 63% (Fig. V. 6b). La figure (V. 6c) montre l'évolution du chemin de contrainte, l'échantillon avec un B= 63% présente une résistance plus faible que ceux avec des valeurs de B= 19 et 22%.





(b)



(c)

Figure V.6 Influence du coefficient de Skempton sur la réponse non drainées du sable de Chlef ($\sigma'_3=100$ kPa)

- a)- Déviateur –déformation axiale (%)
- b)-Pression interstitielle–déformation axiale
- c)- Chemin de contrainte

V.2.3.2.1 l'évolution de l'effort résiduel

Lorsque les sables sont soumis à un cisaillement non drainé après le pic de déviateur de contrainte, la résistance au cisaillement chute à une valeur presque stable sur une large déformation.

Conve

Enfin, cette résistance au cisaillement est appelée effort résiduel ou l'effort de cisaillement à l'état presque stable (Q_{ss}). L'effort résiduel est défini par Ishihara (1993) comme :

$$S_{us} = (q_s/2)\cos\phi_s$$

Où q_s et ϕ_s indiquant le déviateur de contrainte et l'angle de frottement interne mobilisés à l'état presque stable.

La figure V.7 montre l'évolution de l'effort résiduel en fonction du coefficient de Skempton B. On note que l'effort résiduel (Sus) diminue d'une manière linéaire et significative avec l'augmentation du coefficient de Skempton B; résultant du rôle de la saturation quant à l'amplification de la contractance du sol étudié.

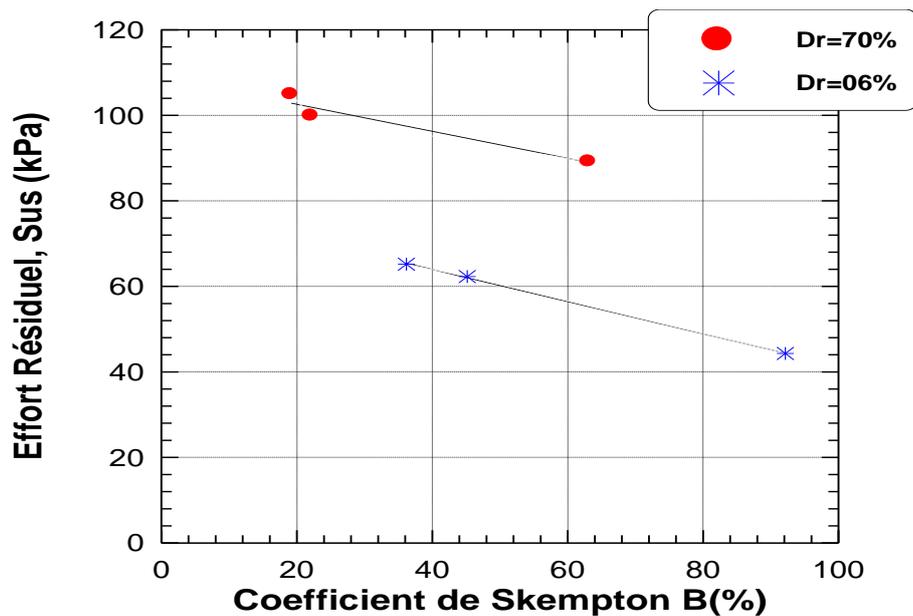


Figure V.7: Influence de B sur l'effort résiduel (Sus)

V.2.3.2.2 Angle de frottement

Il est très important de voir l'évolution de l'angle de frottement pour le cas non drainé, et surtout pour des raisons de liquéfaction. La figure V. 8 montre l'évolution de l'angle de frottement au pic en fonction du degré de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton B. On remarque que pour les densités relatives (Dr=06 et 70%), l'angle de frottement au pic de déviateur (déviateur maximal) diminue avec l'augmentation du degré de saturation (B), l'écart entre l'évolution de l'angle de frottement est important pour l'échantillon lâche par rapport à l'échantillon dense. Cette diminution de l'angle de frottement est due au rôle de la saturation dans la diminution de la résistance au cisaillement observé lors des essais non drainés.

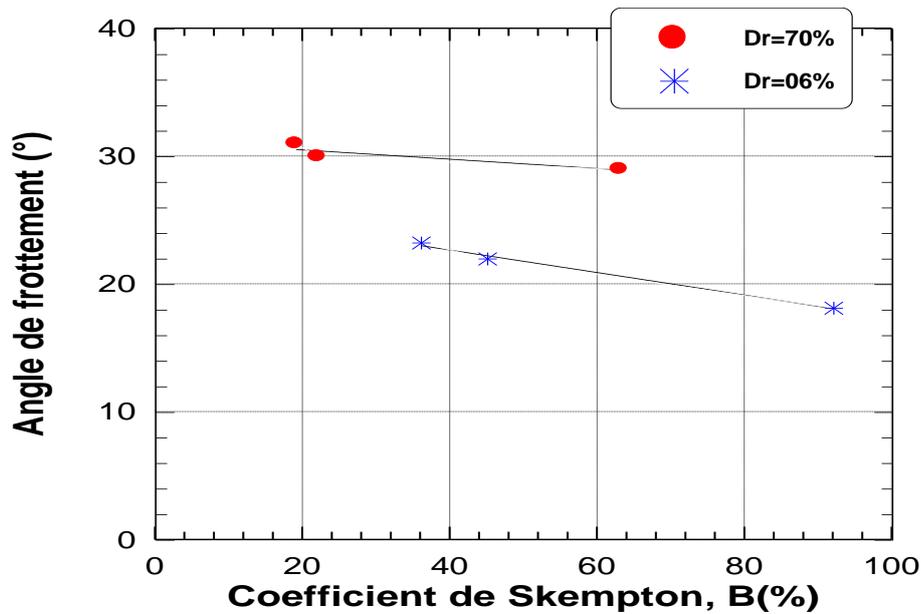
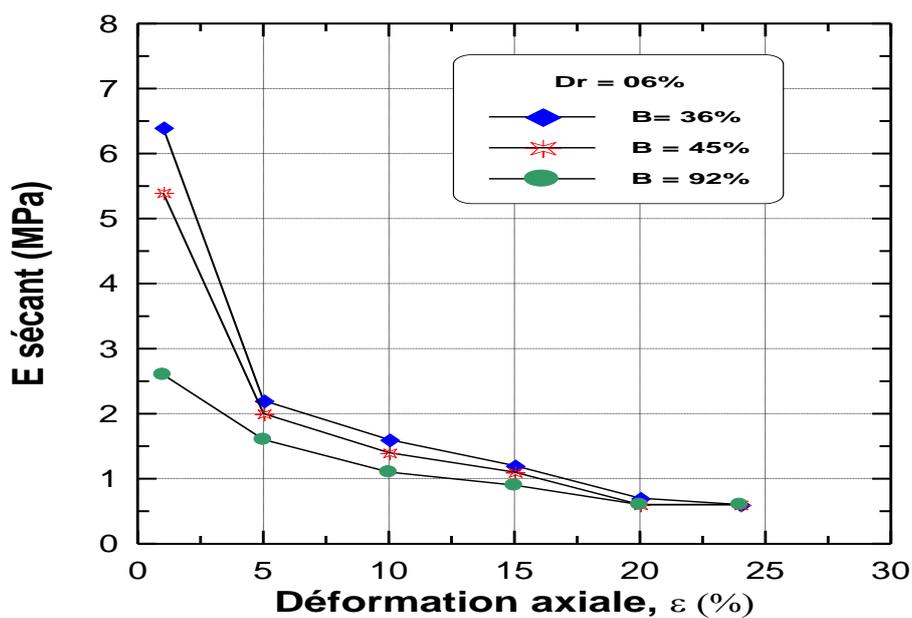


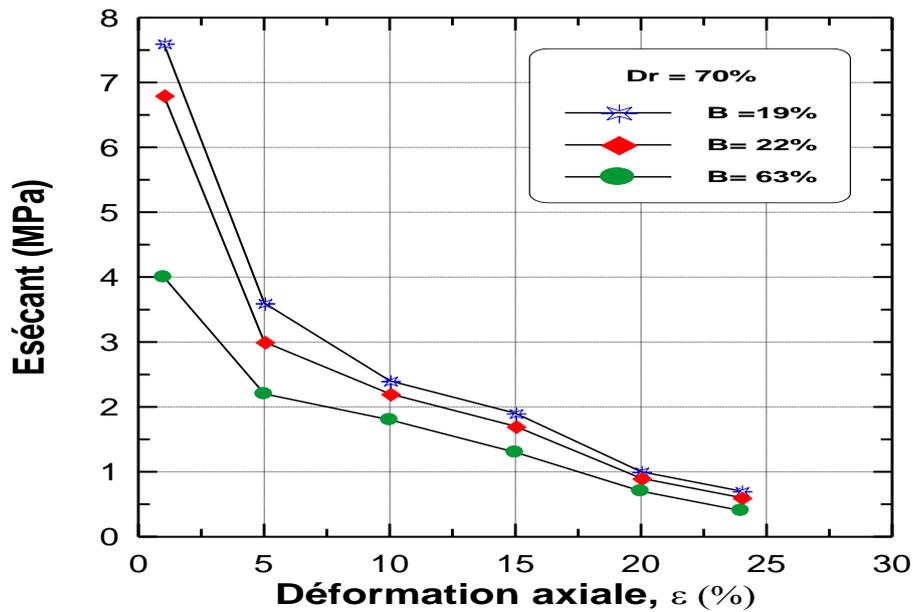
Figure V.8: Evolution de l'angle de frottement au pic en fonction du degré de saturation

V.2.3.3.3 Module Sécant (E)

On analyse le comportement du module E dans les conditions non drainés pour bien comprendre le phénomène de liquéfaction. La figure V.9 montre l'évolution du module sécant E en fonction du coefficient de Skempton B, et le module sécant est donnée par la formule: $E = q / \varepsilon_1$. On remarque que le module sécant diminue avec l'augmentation du coefficient de Skempton B jusqu'à une déformation axiale ε_1 égale à 20% puis tend à se stabiliser pour le sol lâche (Fig. V. 9a); tandis que pour le sol dense, ce module décroît d'une manière brutale jusqu'à une déformation axiale ε_1 égale à 5%, puis il continue de décroître jusqu'à ε_1 égale à 24% avec l'augmentation de B (Fig.V. 9b)



(a) Lâche



(b) Dense

Figure V.9 : Evolution du module sécant en fonction du coefficient B : sable de Chlef

V.3 COMPORTEMENT DU SABLE DE CHLEF SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

V.3.1 Introduction

Cette partie d'étude concerne les essais cycliques effectués en condition non drainé qui, du point de vue pratique, simule le comportement des sol soumis à des chargements cycliques, par exemple à des sollicitations telles que le tremblement de terre ou la houle, et dans lesquels l'eau n'a pas le temps de s'échapper facilement. Il en résulte des variations de la pression d'eau interstitielle, pouvant provoquer une diminution voire l'annulation de la contrainte effective normale intergranulaire, et par conséquent une réduction ou perte totale de la résistance du matériau, d'où l'arrivée des phénomènes tels que le tassement excessif, l'effondrement du terrain ou la liquéfaction.

Bien sûr, la liquéfaction n'est pas due seulement aux chargements cycliques et il existe, d'après Habib (1977), trois sortes possibles de liquéfaction:

- a- La boullance qui correspond à l'annulation des contraintes effectives due aux forces de volume induites par un gradient hydraulique ascendant.
- b- La liquéfaction sous l'effet d'un chargement déviatoire rapide d'un sable saturé.
- c- La liquéfaction sous l'effet d'un chargement cyclique sur sable saturé.

Les cas a et b n'entrent pas dans le cadre de notre étude mais le phénomène de liquéfaction qui sera étudié par la suite avec influence de quelques paramètres sur la résistance à la liquéfaction du sol de Chlef. Tous les essais ont été réalisés sur des échantillons du sol de Chlef à une densité relative ($Dr = 15\%$).

V.3.2 Influence du coefficient de Skempton (B)

Cette section comporte une étude de l'influence de la qualité de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton (B) sur la liquéfaction des sols. Elle présente un intérêt pratique, car on trouve souvent des structures construites au-dessus de la nappe, ce qui implique la présence des sols partiellement saturés. L'influence d'une saturation partielle sur la résistance cyclique a été abordée d'une manière théorique par Martin et al. (1978). Mulilis et al. (1978) ont examiné l'influence du degré de saturation sur la liquéfaction du sable de Monterey. Ils ont constaté que la variation du coefficient de Skempton B entre 0.91 et 0.97 n'affecte pas d'une manière significative la liquéfaction de sable. Chan (1976) trouve qu'une variation de B entre 0.91 et 0.99 peut avoir un effet important sur la liquéfaction des sols. Cette influence dépend du type de sol, de la densité et de la pression confinement initial. Bouferra et al. (2007) ont trouvé qu'un sol parfaitement saturé se liquéfie plus vite qu'un autre partiellement saturé. Arab et al. 2008 ont montré que pour les chargements de grande amplitude (RCC=0.50), le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction varie peu avec le coefficient de Skempton. Pour des chargements plus faibles (RCC < 0.40), le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction augmente sensiblement avec la diminution de B.

Dans cette partie d'étude concerne une analyse sur le comportement cyclique. La démarche ici a été similaire à celle utilisé dans le paragraphe (V.2) pour les sollicitations cycliques. Dans ce travail on a cherché à mettre en évidence l'influence de la saturation (coefficient de Skempton) et cela à partir des essais non drainés-lâches (liquéfaction vraie).

V.3.2.1 Programme expérimental

Le programme expérimental a été défini en vue de répondre aux objectifs principaux qu'on s'était fixés et qui visent à mettre en évidence le phénomène de liquéfaction cyclique vraie pour les sables lâches.

Des essais triaxiaux cycliques non-drainés ont été réalisés sur le sable à différentes valeurs de (B=0.93, 0.85%) et une densité relative ($D_r= 15\%$).

V.3.2.2 Discussion des résultats

Les résultats des essais réalisés pour une amplitude de chargement alternée non symétrique $q_m= 40, -20$ kPa et pour les deux valeurs de B (0.93, 0.85) sont présentés dans les figures V.10, V.11, V.12, V.13, V.14, V.15. L'analyse de ces figures montre clairement que le degré de saturation affecte d'une manière importante l'évolution de la pression d'eau et par conséquent la susceptibilité à la liquéfaction du sol. A titre d'exemple, pour un sol quasi-saturé (B=0.93%) la pression d'eau augmente rapidement et induit la liquéfaction totale du sol après 12 cycles (Fig .V.10). Quand B décroît légèrement à 0.85, le nombre de cycles augmente d'une importance et la liquéfaction n'est pas atteinte (Fig V.13). On peut conclure, pour une très faible valeur de B, le sol ne sera pas la liquéfiable. En effet, après quelques cycles, la pression d'eau se met à décroître, ce qui provoque une augmentation de la rigidité du sol.

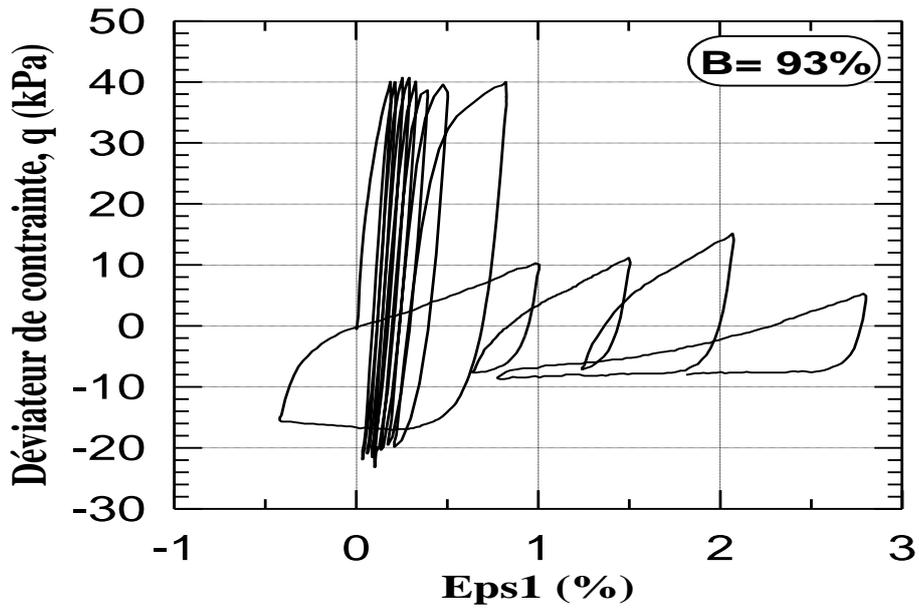


Figure V.10: Variation du déviateur de contrainte en fonction déformation axiale

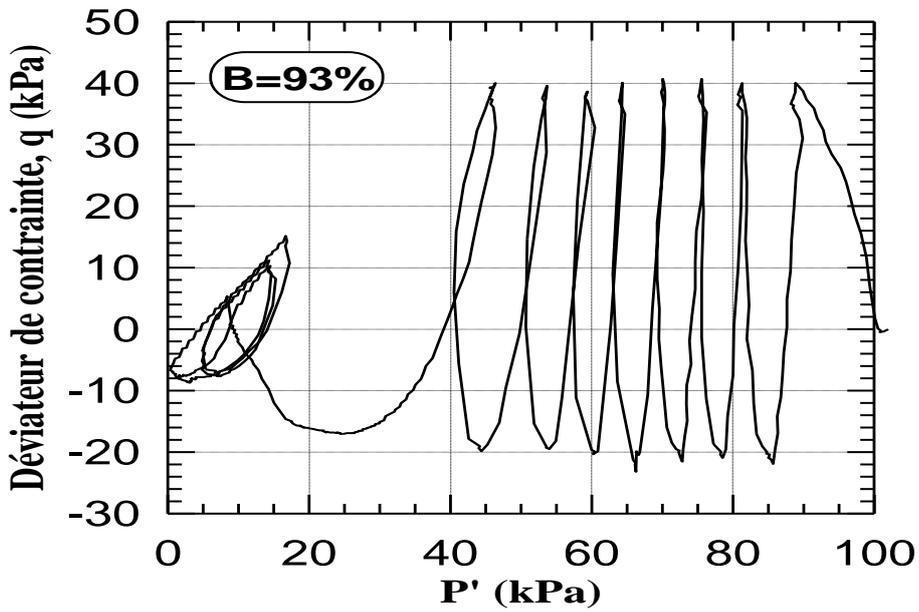


Figure V.11:Chemin de contrainte (p' - q)

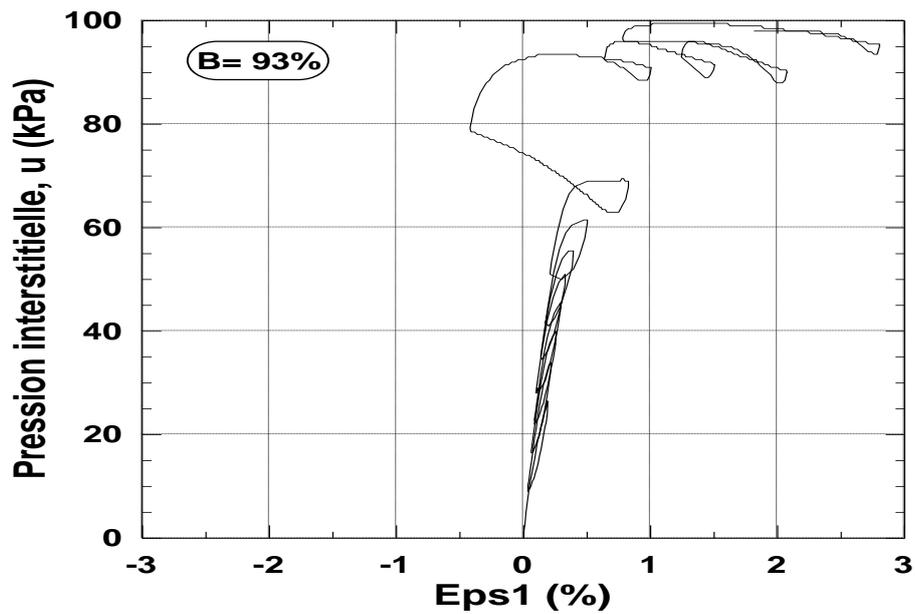


Figure V.12: Variation de la pression interstitielle en fonction déformation axiale
Sable de Chlef ($Dr = 0.15$, $q_m = 40$ kPa)

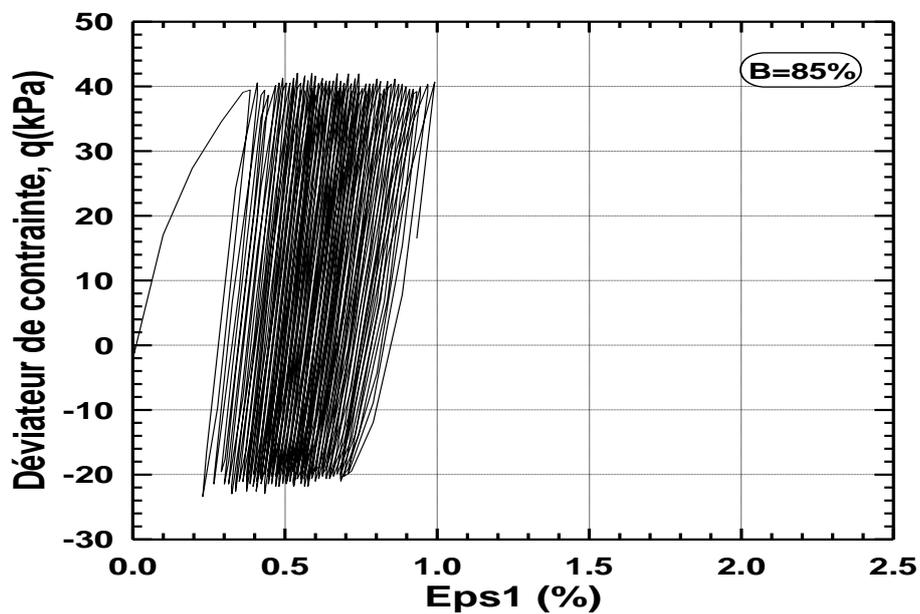


Figure V.13: Variation du déviateur de contrainte en fonction déformation axiale

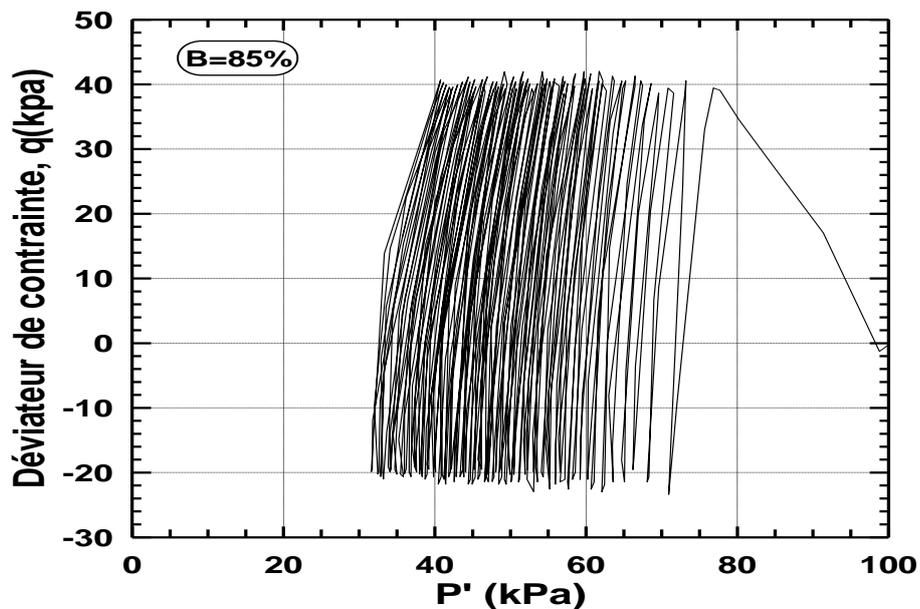


Figure V.14: Chemin de contrainte (p' - q)

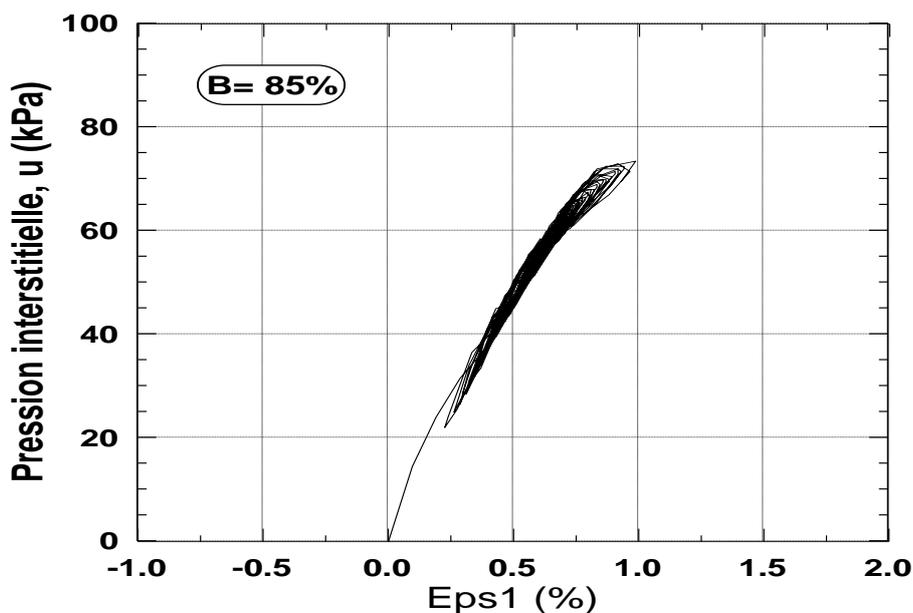


Figure V.15: Variation de la pression interstitielle en fonction déformation axiale
Sable de Chlef ($D_r = 0.15$, $q_m = 40$ kPa)

Les figures V.16, V.17, montrent l'évolution de la pression en haut et en bas du déviateur de contrainte. On remarque que pour le sol quasi saturé la variation de pression interstitielle atteint rapidement la valeur de 70 kPa après 10 cycles du haut du déviateur (compression), alors qu'il faut 60 cycles de chargement pour le sol avec un degré de saturation $B = 0.85$ (Fig. V.16). Pour le sol faiblement saturé, cette même pression décroît rapidement. Les mêmes observations sont faites pour le bas du déviateur (extension) où la pression interstitielle monte rapidement pour atteindre la valeur de 73 kPa après 9 cycles pour le sol quasi saturé alors qu'il faut 68

cycles pour atteindre la valeur de 45 kPa (Fig V.17). Pour le sol faiblement saturé la pression interstitielle croit moins rapidement que pour le sol parfaitement saturé.

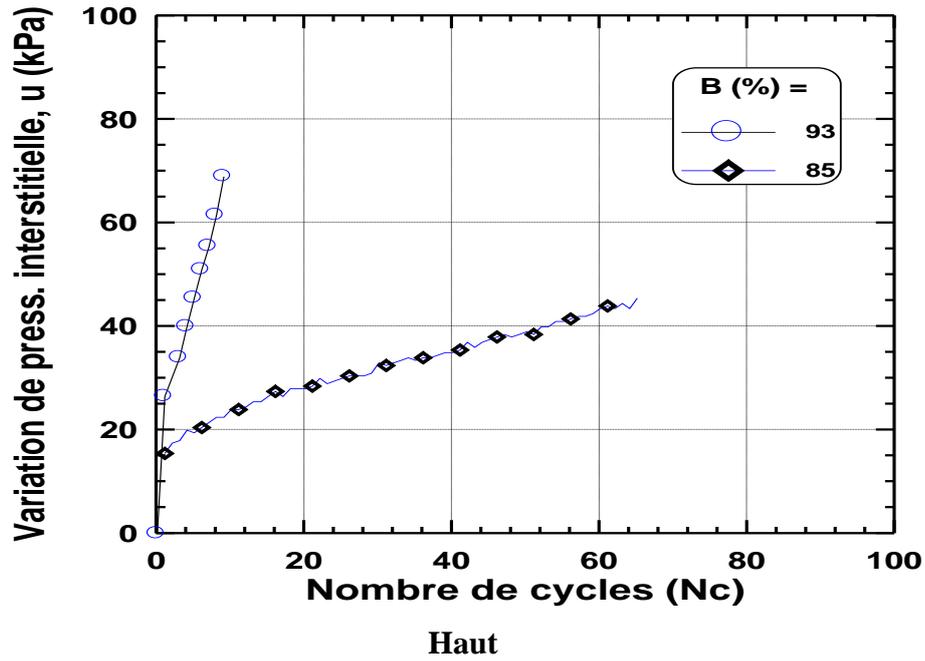


Figure V.16: Variation de la pression interstitielle en fonction du nombre de cycles

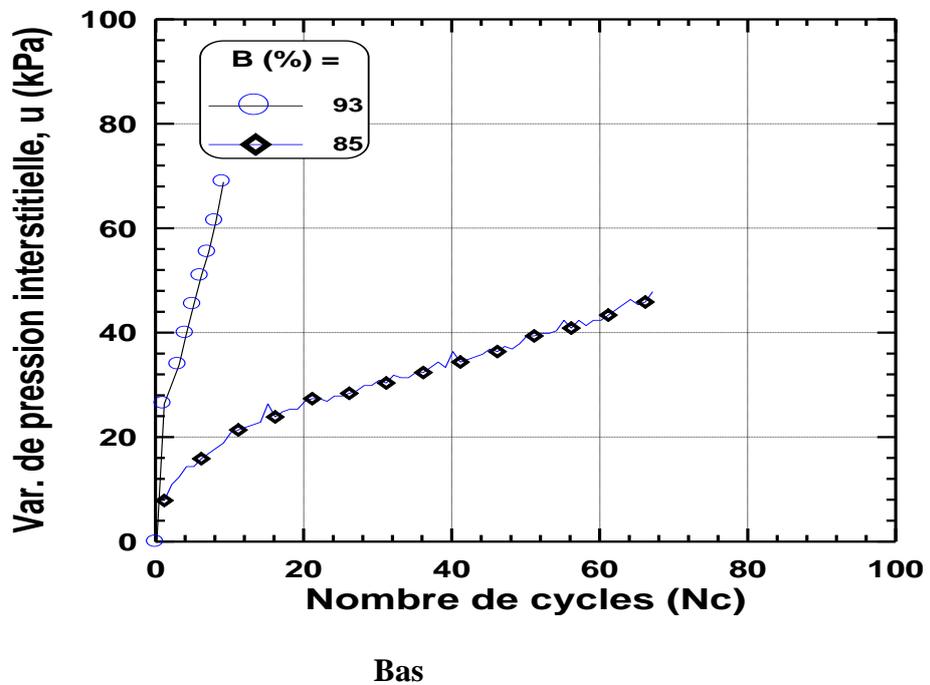


Figure V.17 : Variation de la pression interstitielle en fonction du nombre de cycles

V.4 CONCLUSION

La première partie a comporté une présentation des résultats d'une étude en laboratoire de l'influence du degré de saturation sur le comportement d'un sol. Le programme expérimental a comporté des essais triaxiaux drainés et non drainés qui ont été réalisés sur des échantillons lâches et denses avec différentes valeurs du coefficient de Skempton B.

Les essais montrent que l'augmentation du coefficient de Skempton B affecte d'une manière importante la déformation volumique. Dans l'ensemble cette augmentation se traduit d'abord par une amplification de la phase de contractance, ce phénomène résulte du rôle de la saturation dans la réduction de l'angle de frottement et de l'angle de dilatance.

Les essais montrent aussi que l'augmentation du degré de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton B conduit à une diminution de la résistance du déviateur mobilisé et l'augmentation de la pression d'eau. Cette augmentation de la pression d'eau résulte du rôle du degré de saturation dans l'augmentation de la phase de contractance observé lors des essais drainés. L'augmentation de la pression interstitielle conduit à une réduction de la contrainte effective de confinement et par conséquent à une réduction de la résistance au déviateur. Le chemin de contrainte dans le plan (p' , q) montre bien le rôle du degré de saturation dans la réduction de la pression moyenne effective et du déviateur maximal.

La réduction du coefficient de Skempton, induit une réduction du taux d'augmentation de la pression interstitielle et une amélioration dans l'évolution des caractéristiques mécaniques et ainsi que l'effort résiduel (S_{us}) du sol. Une désaturation de sol peut écarter tout risque de liquéfaction, ceci peut avoir des applications pratiques dans les zones à haut risque de liquéfaction.

La seconde partie présente les résultats des essais cycliques non-drainés lâches, montrent que le degré de saturation, contrôlé par le coefficient de Skempton B, affecte d'une manière sensible l'évolution de la pression d'eau et par conséquent l'apparition de la liquéfaction. La réduction du coefficient de Skempton, induit une réduction du taux d'augmentation de la pression d'eau et fait par conséquent augmenter la résistance à la liquéfaction. Pour le sol faiblement saturé la pression interstitielle décroît rapidement pour atteindre les valeurs négatives. Donc on peut conclure, pour une très faible variation de la valeur de B, on peut écarter tout risque de liquéfaction.

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Les travaux réalisés dans le cadre de cette thèse nous ont conduit à soulever plusieurs conclusions et remarques importantes :

Tout d'abord, les synthèses bibliographiques nous ont permis de mettre en évidence l'existence de différents comportements dynamiques des matériaux granulaires en général et sur le sable en particulier. D'autre part, nous nous sommes intéressés au phénomène d'instabilité des matériaux granulaires sous vibrations, tout en définissant les grandeurs externes contrôlables qui peuvent affecter ce phénomène, et nous avons distingué l'accélération, la vitesse d'excitation, la fréquence, la taille des grains, leur forme et leurs arrangements. D'autre part, une analyse bibliographique des travaux réalisés sur la rhéologie des sables et l'influence des paramètres sur la résistance à la liquéfaction d'un sol. On a présenté l'influence des principaux paramètres sur la résistance à la liquéfaction comme la granulométrie, la densité relative, la saturation. De plus, on a exposé les différents appareils utilisés pour étudier les deux phénomènes.

Nous avons mis l'accent ensuite, sur le mode opératoire des essais dynamiques. A savoir l'appareil de résonance "colonne résonante longitudinale" et l'appareil triaxial. On a identifié tous les matériaux utilisés pour les différents essais dynamiques, cycliques et monotones, d'une part avec des essais d'identifications, et d'autre part avec un microscope électronique (MEB) de l'école polytechnique Palaiseau.

Dans un premier temps, nous avons présenté les différentes séries d'essais à la colonne résonante longitudinale sur des matériaux pulvérulents à l'état sec. Ces essais nous permis tout d'abord d'aboutir à des courbes de résonances appelées aussi courbes de transfert. Ces courbes nous ont conduit à déterminer les paramètres fondamentaux de la dynamique des sols, tels que la fréquence de résonance, elles nous ont permis de mettre en évidence le comportement non linéaire du sable uniforme ($Cu < 2$) sous chargement dynamique. Cette non-linéarité apparaît autour de la résonance, ce qui signifie que dans cette étape le réarrangement des grains est difficile en raison de l'agitation importante et de la taille des particules uniformes, ainsi que la forme anguleuse des grains. Contrairement au sable à granulométrie étalée ($Cu > 2$); la diversité et la forme arrondie des grains facilite le réarrangement rapide des grains pendant la résonance, ce qui garantit la non apparition de la zone d'instabilité (le saut). Ce type de non linéarité aboutit à des courbes de résonance d'une forme particulière aboutissant à l'apparition d'un saut d'instabilité.

A partir des résultats sur des essais dynamiques, une étude paramétrique a été élaborée montrant l'influence de certains paramètres physiques sur les caractéristiques dynamiques. On a pu constater que la taille et la forme des grains ont une influence sur le comportement dynamique des sables, mais il existe d'autres, tels que le diamètre moyen D_{50} (diamètre moyen) et la surface spécifique des sables. Alors, on peut dire que la fréquence de résonance augmente avec la diminution du diamètre moyen, ceci s'explique que la présence des grains de petites

tailles influe plus sur la fréquence de résonance que les grains de grandes tailles. De plus la mobilité des grains arrondis est supérieure à celle des grains anguleux. En ce qui concerne la spécifique (Ss); le matériau composé de petites particules a en moyenne une surface spécifique plus grande que celle d'un même matériau composé de grosses particules. A cet effet, on peut dire que si un matériau présente une surface spécifique importante; et cela à partir d'une granulométrie fine, nous aboutirons à une fréquence de résonance importante et sérieuse. On peut conclure que la morphologie (rhéologie) des grains a une influence sur les caractéristiques dynamiques.

Nos travaux ont également conduit à définir l'état de variation linéaire de la fréquence de résonance en fonction de la vitesse d'excitation et la dissymétrie de la courbe de résonance. Par la suite, on a constaté que le changement de la vitesse de balayage n'a aucun effet sur la non-linéarité du matériau. Comme on a constaté que le coefficient d'amortissement est pratiquement indépendant de la densité (l'indice des vides), on a trouvé aussi que le coefficient d'amortissement évolue au fur et à mesure que l'accélération d'excitation augmente. D'autre part, l'amplitude maximale atteinte à la résonance dépend de l'amortissement. Cependant, plus l'amortissement est grand, plus la fréquence de résonance est faible. Pour la contrainte de confinement, les résultats montrent que la fréquence de résonance évolue au fur et à mesure que la contrainte de confinement augmente. On a constaté aussi une variation linéaire de la fréquence de résonance en fonction de l'accélération d'excitation (Γ).

D'autre part, les séismes font partie des sollicitations dynamiques pouvant induire des phénomènes de liquéfaction dont les conséquences peuvent être catastrophiques. A cet égard nous nous sommes intéressés par la suite à l'étude expérimentale du problème de liquéfaction. Cette étude a comporté une présentation des résultats des essais en laboratoire de l'influence du degré de saturation sur le comportement d'un sol. Le programme expérimental comprend deux types chargements : monotones et cycliques. La première partie a été consacrée aux essais triaxiaux monotones drainés et non drainés qui ont été réalisés sur des échantillons lâches et denses avec différentes valeurs du coefficient de Skempton B. Ce travail consiste à étudier l'effet de la saturation sur le potentiel de liquéfaction. Le degré de saturation, contrôlé par le coefficient de Skempton B, affecte d'une manière très importante l'évolution de la variation de pression d'eau et par conséquent l'apparition de la liquéfaction.

Les résultats des essais monotones montrent en générale, que la résistance à la liquéfaction augmente lorsque le coefficient de Skempton B diminue. L'augmentation du coefficient de Skempton B affecte d'une manière importante la déformation volumique. Dans l'ensemble, cette augmentation se traduit d'abord par une amplification de la phase de contractance, ce phénomène résulte du rôle de la saturation dans la réduction de l'angle de frottement et de l'angle de dilatance. L'augmentation du degré de saturation conduit à une diminution de la résistance du déviateur mobilisé et l'augmentation de la pression d'eau. Cette augmentation de la pression d'eau résulte du rôle du degré de saturation dans l'augmentation de la phase de contractance observé lors des essais drainés. Tandis que, L'augmentation de la pression interstitielle conduit à une réduction de la contrainte effective de confinement et par conséquent à une réduction de la résistance au déviateur. Le chemin de contrainte dans le plan

(p' , q) montre bien le rôle du degré de saturation dans la réduction de la pression moyenne effective et du déviateur maximal.

La réduction du coefficient de Skempton, induit une réduction du taux d'augmentation de la pression interstitielle et une amélioration dans l'évolution des caractéristiques mécaniques et ainsi que l'effort résiduel (S_{us}) du sol. Une désaturation de 8% peut écarter tout risque de liquéfaction, ceci peut avoir des applications pratiques dans les zones à haut risque de liquéfaction.

La partie consacrée aux essais cycliques sur le sable de Chlef à l'état lâche. L'analyse des résultats montre clairement que le degré de saturation affecte d'une manière importante l'évolution de la pression d'eau et par conséquent la susceptibilité à la liquéfaction du sol. Les résultats montrent l'évolution de la pression en haut et en bas du déviateur de contrainte. On remarque que pour le sol quasi saturé la variation de pression interstitielle atteint rapidement la valeur de 70 kPa après 10 cycles du haut du déviateur (compression), alors qu'il faut 60 cycles de chargement pour le sol avec un degré de saturation $B = 0.85$. En effet, après quelques cycles, la pression d'eau se met à décroître, ce qui provoque une augmentation de la rigidité du sol. Les mêmes observations sont faites pour le bas du déviateur (extension) où la pression interstitielle monte rapidement pour atteindre la valeur de 73 kPa après 9 cycles pour le sol quasi saturé, alors qu'il faut 68 cycles pour atteindre la valeur de 45 kPa.

En ce qui concerne les perspectives de recherches qu'il pourrait être intéressant de développer pour compléter et étendre ce travail, on peut mentionner les points suivants:

Plusieurs points abordés au cours de ce travail méritent d'être approfondis. En premier lieu, il convient de mener une étude expérimentale complétant les résultats obtenus sur les propriétés dynamiques en milieu sec et surtout en milieu saturé et non saturé.

Une étude sur le comportement non linéaire des sols sous sollicitations dynamiques devrait être faite plus en détail, que ce soit expérimental ou numérique: Cette modélisation, plus réaliste, devrait permettre d'étudier le phénomène d'instabilité,

Une modélisation numérique apparaît comme extrêmement intéressante pour une meilleure compréhension des mécanismes mis en jeu pendant les différentes étapes d'une expérience de vibration des matériaux granulaires.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

A

Alba P., Seed H. B. & Chan C. K., (1976). Sand liquefaction in large scale simple shear tests, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, N° GT Septembre, pp. 909-927.

Al Mahmoud M., (1997). Etude en laboratoire du comportement des sables sous faibles contraintes, Thèse de doctorat en génie civil à l'USTL, Lille.

Amini F. & Sama K.M., (1999). Behavior of stratified sand-silt-gravel composites under seismic liquefaction conditions, Soil Dynamic Earthquake Engineering, 18, pp. 445-455.

Anand G. V., (1966). Nonlinear resonance in stretched strings with viscous damping. Journal of The Acoustical Society Of America, 40, pp. 1517-1528.

Anderson E., and Hunt M.L., (1994). Vibration-induced mixing and segregation phenomena in granular materials. SURF Report-caltech.

Andrus R.D., Youd T.L. & Carter R.R., (1986). Geotechnical evaluation of a liquefaction induced lateral spread, Thousand springs valley, Idaho, Proceedings 22nd annual symposium on Engineering Geology and Soils Engineering, Boise, Idaho; Idaho Department of Transp.

Arulnathan R., Boulanger R. W., & Reimer M. F., (1998). Analysis of Bender Element Test, Geotechnical Testing Journal, Vol.21, N° 2, pp: 120-131.

Athanasopoulos G.A., Pelekis P.C., (2000). Ground vibrations from sheet pile driving in urban environment : measurements, Analysis and effects on buildings and occupants, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 19, N° 5, pp. 371-387.

Atigh E. and Byrne, P. M., (2004). Liquefaction flow of submarine slopes under partially undrained conditions: an effective stress approach. Can. Geotechnical J., Vol. 41, pp. 154-165.

Azanza E., (1998). Ecoulement Granulaires Bidimensionnels sur Plan Incliné. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France

B

Bachmann D., (1940). Verfahrenstechik z. v. d. i. beiheft. Cité par Thomas et al. 1989.

Bachrach R., Dvorkin J., Nur A., (1998). High-Resolution Shallow Seismic Experiments In Sand, Part II: Velocities in shallow unconsolidated sand, Geophysics, 63: 1234-1240

Bachrach R., Nur A., (1998). High-Resolution Shallow Seismic Experiments In Sand, Part I:

Water table, fluid flow, and saturation, *Geophysics*, 63: 1225-1233.

Baker G. S., Steeples D. W., Schmeissner C., (1999). In-situ, high-frequency P wave velocity measurements within 1 m of the earth's surface, *Geophysics*, Vol. 64, pp. 323-325

Ballard R. F., (1976). Methods of cross-hole seismic testing. *ASCE Journal of Geotechnical Eng. Div.*102:1261- 1273.

Bendat J. S., Enochson L. D., Klein G. H., and Piersol A.G., (1962). Advanced concept of stochastic processes and statistics for flight vehicle vibration estimation and measurement. ASD-TDR-62-973

Bishop A. W., & Wesley L.D., (1975). A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing, *Geotechnique*, Vol. 25, N° 4, pp. 657-670.

Benerjee N. G., Seed H. B., & Chan C. K., (1979). Cyclic behaviour of dense coarse-grained materials in relation to the seismic stability of dams, Report n° UCB/EERC-79/13, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California.

Benhamed N., Canou J., Dupla J. C., (2004). Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable, *Compte-rendu, Mécanique* 332

Bishop A. W., Henkel D. J., (1964). The Measurement of Soil Properties In The Triaxial Test. Edward Arnold Publishers LTD, London,

Boelle J. L., (1983). Mesure en régime dynamique des propriétés mécanique des sols aux faibles déformations. Thèse de doctorat. Paris : Ecole Centrale de Paris.

Bouckovalas G. D., Andrianopoulos K. I., Papadimitriou A.G., (2002). A critical state interpretation for the cyclic liquefaction resistance of silty sands, *Soil Dynamic and earthquake engineering*, Vol. 23, Issue 2, pp. 115-125.

Bouferra R., (2000). Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols, Thèse de doctorat, Ecole Universitaire des Ingénieurs de Lille, UST Lille, 2000, pp. 110.

Bowden F. P, and Tabor D. (2000). The friction and lubrication of solids, Oxford: oxford university Press,- oxford classic texts in the physical sciences.

Brignoli E. G. M., Gotti M., & Stokoe K. H., (1996). Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 19, N° 4, pp. 384-397.

C

Casagrande A., (1975). Liquefaction and cyclic deformation of sands - a critical review. Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, Harvard Soil Mechanics, Series N° 88.

Cazacliu B., (1996). Comportement du sable en petites et moyennes déformations – Principe d’essai de torsion, compression, confinement sur cylindre creux. Thèse de Doctorat. Ecole Centrale de Paris.

Chan C. K. (1985). Instruction manual, CKC E/P cyclic loading triaxial system user’s manual, Soil Engineering Equipment Company, San Francisco.

Chang C. J., Chen W. F., Ao J. T. P., (1984). Seismic displacements in slopes by limit analysis, journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, N°7, pp. 860-874.

Chladni E. (1787). Entdeckungen ueber die theorie des klangen. Cité par J. Duran.

Colliat J. L. (1986). Comportement des matériaux granulaires sous forte contraintes, influence de la nature minéralogique du matériau étudié, Thèse de doctorat de spécialité, IMG, Grenoble.

Constantino R. R., (1988). Détermination des propriétés mécaniques et des argiles en régime dynamique et cycliques aux faibles déformations, Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris.

Cremer L., Heckel M., Ungar E. E., (1973). Structure-borne sound, Berlin: Heidelberg NewYork.

Christopher R., (2000). On the identification and haptic display of friction. Phd theses. Phd theses of standford University. USA.

D

De Alba P., Baldwin K., Janoo. V., Roe G., Celicoll B., (1984). Elastic waves velocities and liquefaction potential, Geotechnical testing journals, ASTM, Vol.7, N°2, pp. 77-87.

Di Benedetto H., (1987). Modélisation du comportement des geomateriaux application aux enrobes et aux bitumes. Thèse de Docteur d’Etat Grenoble, USTMG.

Di Renzo A., Di Maio F.P., (2004). Compression of contact-force models for the simulation of collision in DEM-based granular flow codes, chemical engineering science, 59, pp. 525-541.

Doan T. H., (2006). Comportement élastique et visqueux des sables en petites et moyennes déformations : essai sur éprouvette cylindrique creuse et modélisation. Thèse de Doctorat Paris, ENTPE.

Dublin M., (1959). Nature of the vibration testing problem. Buulletin N° 27, Shocck , vibrationand associated environments, pp.1-6.

Duffy X., R.D. Mindlin., (1957). Stress-strain relation and vibrations of granular medium
Journal of Applied. Mechanics, Vol. 24, pp. 585–593.

Duran J., (1997). Sables, Poudres et Grains. Introduction à la physique des milieux granulaires.
Eyrolles Sciences, pp. 251, Paris

Dutine A., (2005). Comportement des sables et des mélanges sable/argile sous sollicitations
statique et dynamique : avec ou sans rotation d'axes. Thèse de Docteur d'Etat INSA, Lyon.

Dvorkin J., Walls J., (2000). Detecting over pressure from seismic velocity calibrated to log
and core measurements. Presented to the 32 nd Annual Offshore Technology Conference.

Dyvik R., Mashus C., (1985). Lab measurements of G_{max} using bender element. Proc. ASCE
convention on Advances in the art of testing soils under cyclic conditions, pp. 186-196.

E

El Hosri Mohamed Satee., (1984). Contribution à l'étude des Propriétés mécaniques des
matériaux, Thèse d'état, Université Pierre et Marie Curie-Paris 6.

Etheir Y. A., (2009). La mesure en laboratoire de la vitesse de propagation des ondes de
cisaillement, Université de Sherbrooke, Canada

Evans M. D., (1992). Density changes during undrained loading-membrane compliance, J.
Geotechn. Engineering, ASCE, Vol. 118, N° 12, pp. 1924-1936.

Evans M. D., Seed H. B., & Seed R. B., (1992). Membrane compliance and liquefaction of
sliced gravel specimens, J. Geotechn. Engineering., ASCE, Vol. 118, N°6, pp. 856-872.

Evans M. D., & Harder L. F., (1993). Evaluating liquefaction potential of gravely soil in dams,
Proceedings, geotechnical practice in dam rehabilitation conference, New York, NY: ASCE, pp.
467-481.

Evans M. D. & Zhou S., (1995). Liquefaction behavior of sand-gravel composites, J. Geotechn.
Engineering., ASCE, Vol. 121, N°3, pp. 287-298.

Evesque P., Rajchenbach J., (1989). Instability in a sand heap. Phy. Rev. Lett. 62, pp. 44-46.

Evesque P., (1990). Comment on : Convective flow of granular masses under vertical
vibrations. Journal de Physique, 51(8), pp. 697-699

F

Fabian Valencia., (2008). Caractérisation des particules fines d'un matériau granulaire de
fondation par l'essai de bleu de méthylène, thèse de maîtrise, Université de Laval.

Falcon E., Fauve S., & Laroche C., (1999). Cluster formation, pressure and density measurements in a granular medium fluidized by vibration . Eur. Phys. J.B9, pp. 183-186.

Faraday M., (1831). On a peculiar class of acoustical figures and certain forms assumed by groups of particles upon vibrating elastic surfaces. Phil. Trans. Roy. Soc., London.

Finn W. D. L., Emery J. J., & Gupta Y.P., (1970). A shaking table study of the liquefaction of saturated sands during earthquake, proceedings, 3rd European Symposium on Earthquake Engineering., pp. 253-262.

Flavigny E., Desrues J., Player B., (1990). Le sable d'Hostun Rf, Revue Française de géotechnique, N° 53, pp.67-70.

G

Gallas J. A. C., Herrmann H. H., Sokolowski S., (1992). Convection cells in vibrating granular media. Physical Review Letters, 69(9) , pp.1371-1375.

Gardner G.H.F., Gardner L.W., Gregory A.R., (1974). Formation velocity and density —the diagnostic basic for stratigraphic traps. Geophysics, Vol. 39 (6), pp. 770–780.

Gassmann F., (1951). Über die Elastizität poröser Medien. ierteljahrsschriftder Naturforschenden Gesellschaft in Zürich 96, 1–23.

Girard A, Roy N., (2003). Dynamique des structures industrielles. Hermes science. Paris, pp. 325-347.

H

Habib P., Luong M. P., (1978). Sols Pulvérulents sous chargements cycliques, séminaire Matériaux et structures sous chargement cyclique, 28-29, septembre, Ecole polytechnique, Palaiseau, France.

Hadj Hamou A., (1983). Contribution à l'étude du comportement des sols pulvérulents sous chargements cycliques et dynamiques, thèse doctorat, ENPC, Paris.

Haessig D. A., B. Friedland (1991). On the Modeling and simulation oif fiction, Journal of Dynamic systems, Measurement and Control, Vol.113, September

Haga K., (1984). Shaking table tests for liquefaction of gravel-containing sand, Bachelor's thesis, Department of Civil Engineering, University of Tokyo, Tokyo, Japan.

Hameury O., (1995). Quelques aspects du comportement des sables avec et sans rotation des axes principaux : des petites aux grandes déformations. Thèse de Doctorat. L'école

centrale de Paris,

Harder L. F., Seed H. B., (1986). Determination of penetration resistance for coarse-grained soils using the becker hammer drills, Report n° UCB/EERC-86/06, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California.

Hardin B. O., (1965). The nature of damping in sands, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the ASCE, pp. 63-97.

Hardin B. O., Drnevich V. P., (1972). Shear modulus and damping in soils. Measurement and parameter effects. Design equations and curves. Tech.Rep.Univ. Kentucky UKY, N° 26 and 27-70- CE2.Soil Mechanics.

Hardin B. O., Richart F. E., (1963). Elastic wave velocities in granular soils. J. SMFS., ASCE, vol. 89, SM 1, pp. 33-65.

Harris C. M., Crede C. E., (1961). Shock and vibration handbook, Mc Graw-Hill Book Company, New York.

Hasancebi N., Ulusay R., (2007). Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments. Bulletin of Engineering Geology and Environment, Vol. 66, N° 2, pp. 203-213.

Hertz H., (1882). Über die Berührung fester elastischer Körper, Journal für die Reine und Angewandte Mathematik, vol. 92, pp. 156–171.

Hight T., Gens A., Symes M. J., (1983). The development of new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotations in soils. Geotechnique. Vol; 33, N° 4, pp. 355-383.

Holtz R. D., Kovacs W. D., (1991). Introduction à la géotechnique (édition en française traduite par Jean Lafleur). Montréal, Qc: Éditions de l'École Polytechnique de Montréal.

Hynes M. E., (1988). Pore pressure generation characteristics of gravel under undrained cyclic loading», PhD dissertation, University of California, Berkeley, California.

I

Iwasaki T. F., Tatsuoka and Y. Takagi., (1978). Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, Soils and foundations, Vol.18, N° 1, pp. 39-56.

Ishihara K., Tatsuoka F., Yasuda S., (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses, Soils and Foundations, Vol. 18, N°1, pp. 57-72

Ishihara K., Sodekawa M., Tanaka Y., (1978). Effects of surconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines, Dynamic Geotechnical testing, ASTM STP 654, pp. 246-264.

Ishihara K., Takatsu H., (1979). Effects of oversurconsolidation and K_0 conditions the liquefaction characteristics of sands, Soils and Foundations, Tokyo, Japon, pp. 59-68.

Ishihara K., Kosecki J., (1989). Discussion on cyclic shear strength of fines-containing sands», Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech., Rio de Janeiro, pp. 101-106.

Ishihara K., Tsuchiya H., Huang Y., Kamada K., (2001). Recent studies on liquefaction resistance of sand effect of saturation. Proc. 4th Conf. Recent Advances in Geotech. Earth. Engg., Keynote Lecture,

Ishihara K., Tsukamoto Y., Kamada K., (2004). Undrained behavior of near-saturated sand in cyclic and monotonic loading. Proc. Conf., Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena ,2004, pp.27-39J

J

Jaeger H., Jaeger S., Nagel R., Behringer., (1996). Granular solids, liquids, and gases, Reviews of Modern Physics, Vol. 68, art. N°4, pp. 1259-1273

Jamiolkowski M., Ladd C. C., Germaine J. T., Lancellotta R., (1985). New developments in field and laboratory testing of soils, Proceedings 11th International Conference on soil Mechanics and Foundations Engineering , Vol. 1, San Francisco, CA, pp. 57-154,

Jia X., C. Caroli, B. Velicky., (1999). Ultrasound propagation in externally stressed granular media, Physical Review Letters 82, Vol. 9, pp. 1863-1866.

Johansson J., (2000). Soil liquefaction website :www.ce.Washington.edu/liquefaction. univ. de Washington

Jovicic V., Coop M. R., Simc M., (1996). Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests, Geotechnique, Vol. 46, N°2, pp. 357-362.

K

Karnopp D., (1985). Computer simulation of stick-slip friction in mechanical dynamic systems. ASME journal dynamic systems. Measurement and control : 107. PP. 100-103.

Karray M., Lefebvre G., (2009). Techniques for modal analysis in surface wave testing, Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 29(4),pp. 607-619.

Kokusho T., (1980). Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. *Soils and Foundations*, Vol. 20(4), pp.45-60.

Kouame L.N., (2006). Modélisation des lois de vitesses pour la conversion en profondeur : cas des blocs CI-X et CI-Y. DEA, univ. Cocody (Côte d'Ivoire), UFR STRM, 70 p.

Kouame L.N., Sombo B.C., Dighehi Z.B., Ouattrra Y., Abbey A., Sombo A. P., (2009). Modélisation des lois de vitesses pour la conversion en profondeur dans la marge ivoirienne. Edit. IPNETP, Côte d'Ivoire, *Journal Africain de Communication Scientifique et Technologique*, Série Sciences Pures et Génie, Vol. 7, pp. 847 - 863.

Kouame L. N., Sombo B. C., Digbehi Z. B., Sombo A. P., Kouassi G., Esoh A. S., (2010). Seismic velocity and petro-physicals properties of sedimentary deposits in the continental margin of Ivory Coast. *Revue internationale de géologie, de géographie et d'écologie tropicales*, Vol. 35, pp. 9-22.

L

Ladd R. S., (1974). Specimen Preparation and liquefaction of sands, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 100, N° GT 10, pp. 1180-1184.

Ladd R.S., (1978). Preparing test specimen using under compaction, *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 1, pp. 16-23.

Lade P.V., Duncan J. M., (1973). Cubical triaxial tests on cohesionless soil. *Journal Soil Mech. And Found. Eng. Div. ASCE*, vol. 99, N° SM, pp.793-812.

Lade P. V., Yamamuro J. A., (1997). Effects of nonplastic fines on static liquefaction sands, *Canad. Geotech. Journal*, Ottawa 34, pp. 918-928.

Lalanne C., (1999). Vibrations sinusoïdales, Hermes Science Publications, TOME 1, pp. 277-279. Paris.

Lan Y., Rosato A., (1995). Macroscopic behavior of vibrating beds of smooth inelastic spheres. *Physics of fluids*, Vol. 7(8), pp.1818-1831.

Lee K.L., Fitton J. A., (1968). Factors effecting the dynamic strength of soil. *Vibration affects on soil and foundation ASTM*, STP450, American society for testing and materials.

Lee K.L., (1978). End restraint effect on undrained static triaxial strength of sand, *Journal. Geotech. Eng. Div., Proc. Of ASCE*, Vol. 104, N° GT6, pp.687-704.

Lee J., et Santamarina J. C., (2005). Bender elements : Performance and signal interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, N° 9, pp: 1063-1070

Leidwanger C., Flavigny E., (51994). Delayed settlements and diflupress L.D. Proceedings of the Tenth International Conference on soil Mechanics and Foundations Engineering, New Delhi. V 11, pp.1818-1831.

Leong E. C., S. H. Yeo et H. Rahardjo., (2005). Measuring shear wave velocity using bender element. Geotechnical Testing journal, Vol. 28(5), pp. 488-498.

Liffman K., Metcalfe G., Cleary P., (1997). Convection due to horizontal shaking. Proceeding of the 3rd International Conference on Powders and Grains, September 1997, North Carolina, USA, pp. 405-408.

Lings M.L., Greening P.D., (2001). A novel bender/extender element for soil testing, Géotechnique, Vol. 51, N° 8, pp. 713-717.

Luong M.P., (1978). Etat caractéristique du sol, C.R., Académie des Sciences, Paris 287 B, pp. 305-307.

Luong M.P., (1980). Phénomène cycliques dans les sols pulvérulents, revue Française de géotechnique, N°10, pp. 39-53. Paris

M

Maalej Y., Dotmieux L., Sanahuja J., (2007). Comportement élastique non-linéaire d'un milieu granulaire : Approche micromécanique , Comptes rendus mécanique. Vol N° 335, Issue 8, pp. 146-154.

Makse H. A., Cizeau P., Stanley H. E., (1997). Possible stratification mechanism in granular mixtures. Physical Review Letters, Vol. 78, pp. 3298-3302.

Martin G.R., Finn W. D. L., Seed H.D., (1978). Effects of system compliance on liquefaction tests, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. CIV, NGT4,

Mathiroban S., Grozic J., (2004). A model to predict the undrained behaviour of loose gassy sand. Proceeding 57th Geotech. Conf., Session 6G, pp. 16-22.

Mayne P. W., Kulhawy F. H., (1982). K_0 -OCR relationships in soil. Journal of Geotechnical Engineering. Division. ASCE, N° GT6, pp. 851-872.

Ménard L., (1957b). Mesures in situ des propriétés physiques des sols. Annales des Ponts et chaussées, pp. 127, 357-377. 255.

Menzies M., (1988). A computer controlled hydraulic triaxial testing system, Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney and Marshall L. Silver, Eds., ASTM, Philadelphia, pp. 82-94.

Miksis A., (2008). Etude des propriétés mécaniques et acoustiques d'un milieu granulaire sous chargements cycliques. Thèse de doctorat. Université –Paris-Est (France)

Mindlin R. D ., (1949). Compliance of elastic bodies in contact. Journal of Applied Mechanics, Transactions, ASME, Vol.71, pp. 259-268.

Mindlin R. D., Dersiewiez H., (1953). Elastic spheres in contact under varying oblique forces. Transactions of ASME, Series E. Journal of Applied Mechanics, Vol. 20, pp.327-344.

Mueth D.M., H.M. Jaeger & S.R. Nagel.,(1998). Force distribution in a granular medium Physical Review E - Statistical Physics, Plasmas, Fluids, and Related Interdisciplinary Topics, Vol. 57, Issue 3, Suppl. B, pp. 3164-3169.

Mulilis J.P., Townsend F. C., Horz R. C., (1978). Triaxial testing techniques and sand liquefaction, ASTM STP 654, Dynamic Geotechnical Testing, pp. 265-279.

Mulilis J.P., Seed H.B., Clarence K. C., Mitchell J.K., Arulanadan K., (1977). Effects of sample preparation on sand liquefaction, J. Geotech. Div., Vol. 103; N° GT2, pp. 91-108.

N

Nicholson P. G., Seed R. B., Anwar H. A., (1993). Elimination of membrane compliance in undrained triaxial testing, I: measurement and evaluation, Can. Geotech. J., Vol. 30, pp. 727-738.

Nur A. M., (1969). Effect of stress and fluid inclusions on wave propagation in rock. Ph.D. Thesis, MIT.

Nur A., Wang Z., (1989). Seismic and acoustic velocities in reservoir rocks. SEG geophysics reprint series 10, Vol.10.

O

Ofer Z., (1983) Lateral swelling pressure of compacted clay. Proceedings, 7th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 56-63.

Ohkubo T., Terasaki A., (1976). Physical Property and Seismic Wave Velocity of Rock. Oyo Corp.

Ovarlez. G., (2002). Rhéologie d'un matériau granulaire confine. PhD thesis . Université. Paris XI . France.

P

Pak H. K., Van Doorn E., Behringer R. P., (1995). Effects of ambient gases on granular materials under vertical vibration. Physical Review Letters, Vol. 74, pp. 3643-4646.

Patel A., Singh D.N., Singh K.K., (2010). Performance Analysis of Piezo-Céramic Elements in Soils. Geological Engineering, Vol. 28, N° 5, pp. 681-694.

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

Pennington D. S., Nash D. F. T., Lings M. L., (2001). Horizontally mounted bender elements for measuring anisotropic shear moduli in triaxial clay specimens. Geotech. Test. J. 24, N° 2, pp. 133-144.

Perret D., Lefebvre G., (1995). Détermination de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement à l'aide de bilames piézoélectriques. Rapport GEO-95-04 Université de Sherbrooke, Département de génie civil Université de Sherbrooke, pp. 109.

Perro A., (2006). Synthèse et valorisation des particules colloïdales de morphologie et de fonctionnalité de surface contrôlées. Thèse de doctorat, Université de Bordeaux.

Pietruszczak S., Pande G., Oulapour M., (2003). A hypothesis for mitigation of risk of liquefaction. Geotechnique, Vol. 53(9), pp. 833-838

R

Richman M. W., Martin R. E., (1992). Unconfined granular materials thermalized by fluctuating horizontal surfaces. Proceedings of the 9th Conference on Engineering Mechanics, July 1992 New York, pp. 900-903.

Rieffsteck P., (2002). Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sols : état de l'art. In Magnan J.P. Eds Proc. Of Int. Symp. On identification and Determination of Soil and Rock Parameters for Geotechnical Design, sept. 2002, Paris, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2002, pp. 201-242

Robinet J. C., Mohkam M., Doanh D., Torrenti J. M., (1983). Amélioration des appareils triaxiaux pour les sols et les bétons, 18^{ème} Colloque annuel du groupe Français de rhéologie, Méthodes et appareils de mesures rhéologiques, Paris.

Rosenkranz D., Poschel T., (1997). Recurrent swelling of horizontally shaken granular material.

Rosato A., Blackmore D. L., Zhang N., and Lan Y., (2002). A perspective on vibration induced size segregation of granular materials. Chemical Engineering Science, Vol. 57(2), pp. 265-275.

Rouech E., (2005). Influence des paramètres de vibrations sur la rhéologie d'un milieu granulaire : Application au remplissage des fusibles. Thèse de Doctorat, Université Jean Monet Saint Etienne

S

- Santamaria J.C., (2001).** Soil behaviour at the micoscale: particle forces.Proc. Sump. Soil behaviour and soft ground construction .Mit,
- Sauzeat C., (2003).** Comportement du sable dans le domaine des petites aux moyennes déformation: rotations d'axes et effets visqueux, thèse de doctorat. Lyon: ENTPE/INSA Lyon.
- Schmidt B., (1966).** Earth pressures at rest related to stress history, by Brooker & Ireland (1965), Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, N° 4, pp. 239-242.
- Seed H. B., Idriss I.M. (1971).** Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 97, SM9, pp. 1249-1274.
- Seed H. B., Peacock W.H., (1971).** Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics, Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 97 (8), pp. 1099-1119.
- Seed H. B., Idriss I.M., Lee K.L., (1975).** Dynamics analysis of the slide in the lower San Fermondo dam during the earthquake of February 1971, Journal Geotechnical Engineering, division ASCE, Vol. 101, N° GT9, pp. 889-911.
- Seed H. B., (1979).** Soil liquefaction and cyclicmobility evaluating fir level ground during earthquakes, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, N° GT2, pp. 202-255.
- Seed H. B., Anwar H. A., Nicholson P.G., (1989).** Evaluation of membrane compliance effectsin undrained testing of gravely soils, Proc.12th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engng. Rotterdam, The Netherlands: A.A. Balkema, pp. 111-114.
- Seed H. B., Harder L.F., (1990).** SPT based analysis of cyclic pore pressure generation an undrained residual strength, Proceedings, Memorial Symposium of H.B. Seed, vol.2, pp. 351-376.
- Sherif M.A., Ishibashi I., Tsuchiya C., (1977).** Saturation Effects on Initial Soil Liquefaction, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, N° GT8.
- Shirley D. J., Hampton L. D., (1978).** Shear-wave measurements in laboratory sediments. J. Acoust. Soc. Am. 63, No. 2, pp. 607–613.
- Sidaner J. F., (1981).** Comportement cycliquetransitoire des milieux pulvérulents,Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique de Palaiseau, Paris
- Siddiqi F.H., (1984).** Strength evaluation of cohesionless soils with oversized particles, PhD dissertation, University of California, Davis, California.

Skempton A. W., (1954). The proper-pressure coefficients A and B. *Géotechnique*, Vol. 4, pp: 143-147.

T

Tamura C., Lin G., (1983). Damage to dams during earthquakes in China and Japan, In: Tamura C, Katayama T., Tatsuoka F., Editors. Rep. of Japan-china Cooperative Res. On Eng. Lessons from Recent Chinese Earthquake, Including the 1976 Tagsham (Part I), Tokyo, Japan : Univ. of Tokyo.

Tatsuoka F., Ishihara K., (1974). Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction, *Soils and Foundations*, Vol. 14, N° 3, pp. 51-65

Tatsuoka F., Iwasaki T., Takagi Y., (1978). Hysteretic damping of sands under cyclic loading and its relation to shear modulus, *Soils and Foundation*, Vol.18, N° 2, pp. 25-40

Tatsuoka F., Molenkamp F., Torii T., Hino T., (1984). Behavior of lubrication layers of platens in element tests, *Soils and foundations*, vol.24, n°1, March, pp.113-128.

Tatsuoka F., Toki S., Okamoto M., Yasuda S., Tanizawa F., (1986a). Some factors affecting undrained triaxial strength of sand, *Soils and foundations*, 26, pp. 99-116.

Tatsuoka F., Shibuya S., (1991). Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote lecture for session N°1, 9th Asian Regional Conference on SMFE, Bangkok, Thailand, pp. 101-170.

Tavenas F., Leroueil S., (1987). Laboratory and in situ stress-strain-time behavior of soft clays : state of art. Proc. Int. Symp. On geotechnical engineering of soft soils, Mexico city, vol.2, pp. 3-48.

Tennakoon S. G. K., Behringer R. P., (1998). Vertical and horizontal vibration of granular materials : Coulomb friction and a novel switching state. *Physical Review Letters*, vol. 81 N°. 4, pp.794-797.

Thomas B., Mason M. O., Liu Y. A., Squires A. M., (1989). Identifying states in shallow vibrated beds, *Powder Technology*, 57, pp. 267-280.

Timoshenko S. P., Goodier J. N., (1951). *Theory of Elasticity*, McGraw-Hill, Book Co.

Toksoz M.N., Cheng C.H., Timur A., (1976). Velocities of seismic waves in porous rocks. *Geophysics* 41, pp. 621-645.

Tsuchida H., (1970). Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits», Abstract of the Seminar in the Port and Harbord Recherche Institute (Japan).

U

Uyanık O., Ulugergerli E. U.,(2008). Quality control of compacted grounds using seismic velocities. *Near Surface Geophysics* 6 (5), pp. 299–306.

Uyanık O., (2010). Compressional and shear-wave velocity measurements in unconsolidated top-soil and comparison of the results. *International Journal of the Physical Sciences* Vol. 5(7), pp. 1034-1039, July 2010.

V

Vaid P. Y., Sivathayalan S., (1995). Errors in estimates of void ration of laboratory sand specimens, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 33, pp.1017-1020.

Valette C., Cuesta C., (1993). *Mécanique de la corde vibrante*, Hermès, Paris

Viggiani G., Atkinson J. H., (1995). Interpretation of bender element tests. *Géotechnique* Vol;45, No. 1, pp. 149–154.

W

Wang W., (1984). Earthquake damage to earth and levees in relation to soil liquefaction Correlation, *Proceeding International Conference on Case Histories on Geotech Engineering I*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, pp. 511-521.

Wang Z., (1997). Seismic properties of carbonate rock, in carbonate seismology. In: Palaz, I., Marfurt, K. (Eds.), *SEG Geophysical Developments Series*, vol. 6, pp. 29–52.

Watkins J. S., Walters L. A., Godson R. H., (1972). Dependence of in-situ P-wave velocity on porosity. *Geophysics*37, pp. 29-35.

Wu S., Gray D.H., Richart F.E Jr., (1984). Capillary effects on dynamic modulus of sands and silts , *Journal of Geotechnical Engineering*.110, N°. 9, pp. 1188-1203.

Y

Yamamuro J.A., Covert K. M., (2001). Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol., 127, N°4, pp. 314-324.

Yang J., (2000). Influence of water saturation on horizontal and vertical motion at a porous soil interface induced by incident P wave, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19(8), pp. 575–581.

- Yang J., (2001).** Saturation effects on horizontal and vertical motions in a layered soil–bedrock system due to inclined SV waves, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(6), pp. 527–536
- Yang J., Sato T., (2001).** Analytical study of saturation effects on seismic vertical amplification of a soil layer. *Geotechnique*, 51(2), pp. 161-165.
- Yang J., (2002).** Liquefaction resistance of sand in relation to P-wave velocity. *Geotechnique*, 52(4), pp.295-298.
- Yang J., Savidis S., Roemer M., (2004).** Evaluating liquefaction strength of partially saturated sand, *Journal of Geotech. and Geoenviron.Engg., ASCE*, 130(9), pp.975-979.
- Yan L., Byrne P., (1990).** Simulation of downhole and crosshole seismic test on sand using the hydraulic gradient similitude method, *Can. Geot. Journal.*, Vol.27, N° 4, pp.441-460.
- Yoshimi & Oh-Oka., (1975).** Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand», *Soils and Foundations*, vol. 15, N° 3, pp. 27-40.
- Yoshimi Y., Tanaka K., Tokimatsu K., (1989).** Liquefaction resistance of partially saturated sand. *J. Soil and Foundation*, 29(3), 157-162.
- Youd T. L., Harp E. L., Keefer D.K., Wilson R.C., (1985).** The Borah Peak, Idaho Earthquake of October 28, 1983-Liquefaction Earthquake Spectra ; Vol. 2, N° 1, pp. 71-89.