

Université 20Aout 1955-Skikda

Faculté de Technologie

Département : Génie Civil

Ref : D012123024D



جامعة 20 أوت 1955 سكيكدة

كلية التكنولوجيا

قسم : الهندسة المدنية

المرجع : D012123024D

Thèse présentée en vue de l'obtention Du diplôme de

Doctorat en L.M.D

En Génie Civil

Option : Ingénierie parasismiques des sols et structures

Amélioration de la stabilité des sols en conditions dynamiques par renforcement par des inclusions verticales

Présentée par :

BOUABDALLA Faris

Directeur de thèse :

Pr. Messast Salah

Soutenue publiquement le 12/10 /2023

Devant le jury composé de :

Président	HIDJEB MUSTAPHA	Professeur	Université de Skikda
Rapporteur	MESSAST SALAH	Professeur	Université de Skikda
Examineurs	SBARTAI BADREDDINE	Professeur	Université de Annaba
Examineurs	FILALI KAMEL	MCA	Université de Skikda

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Je dédie cette thèse :

A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté

De fierté et de patience

A ceux qui sont la source de mon inspiration et

De mon courage, à qui je dois amour et

Reconnaissance

Ma chère maman

Mes frères

Ma famille et tous mes proches

A tous les gens que j'aime et qui m'ont aidé

à élaborer ce travail

Bouabdallah Faris

Remerciement

Avant tous, louange à ‘Allah’, notre créateur et maître de l’univers, de toutes ses beautés, d’avoir envoyé à tous le prophète ‘Mohamed’(I) qui doit être notre éducateur, et puis de nous avoir donné tout ce courage pour terminer ce travail de recherche et permit d’arriver à ce niveau.

Mes remerciements vont également à :

En premier lieu, je tiens à remercier mon directeur de thèse, le *Dr. Messast Salah* pour la confiance qu’il m’a accordée en acceptant d’encadrer ce travail doctoral, pour ses multiples conseils et pour le temps qu’il a consacré à diriger cette recherche.

Je remercie donc tout d’abord *Dr. Hidjeb Mustapha*, d’avoir accepté de présider le jury de thèse. Je tiens à l’assurer de ma profonde reconnaissance pour l’intérêt qu’il porte à ce travail.

Je remercie le *Dr. Shartai Badreddine*, pour l’honneur qu’il m’a fait d’accepter d’être examinateur de mon travail, pour le temps consacré à la lecture de cette thèse.

Je tiens à remercier le *Dr. Filali Kamel*, pour l’honneur qu’il m’a fait pour sa participation à mon jury de thèse en qualité d’examinateur et pour le temps qu’il a consacré à la lecture de cette thèse.

Je suis heureux de pouvoir exprimer ici mes remerciements à chacun des membres du jury qui ont bien accepté d’évaluer ce travail.

Je remercie également les membres de jury pour l’intérêt *accordé ma thèse.*

Je remercie mes parents et tous les membres de la famille pour leurs soutiens qui m’ont été bien utiles durant ma thèse.

Merci

Bouabdallah Faris

Table des matières

Dédicace	
Remerciements	
Résumé /Abstract /ملخص	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction générale	01
1. Étude bibliographique	
1.1. Introduction.....	04
1.2. Techniques de renforcement	04
1.2.1. Renforcement du sol en place	04
1.3. Technique d'amélioration par Inclusion rigide	07
1.3.1 Concept général, classification et définitions	06
1.3.1.1. Le système d'inclusions rigides et autres types de fondations.....	07
1.3.1.2. Classification des inclusions rigides.....	08
1.3.1.3. Inclusions rigides.....	09
1.3.1.4. Plateforme de transfert de charge.....	10
1.4. Domaine et condition d'application.....	11
1.4.1. Type de Sols.....	11
1.4.2. Type de structure	11
1.4.3. Application des systèmes de pieu et d'inclusion rigide.....	13
1.5. Mécanismes de transfert de charge verticale au-dessus de la tête d'inclusion.....	16
1.5.1. Conditions aux limites imposées par une structure rigide ou souple.....	16
1.5.2. Cellules unitaires, taux de remplacement de surface et autre terminologie.....	18
1.5.3. Cas d'un remblai en terre.....	20
1.5.4. Cas d'une dalle, un radier ou une semelle rigide.....	24
1.6. Mécanismes de transfert vertical de charge entre l'inclusion et Sol environnant.....	26
1.6.1. Mécanismes de base des pieux à déplacement dans l'argile.....	27
1.6.2. Mécanismes de base des pieux à déplacement dans le sable.....	27
1.7. Modes de rupture d'un groupe d'inclusions individuelles.....	29
1.7.1. Modes de rupture observés à partir des essais sur modèle de centrifugeuse.....	29
1.7.2. Modes de rupture observés à partir des modélisations numériques.....	30

1.8.	Conclusion.....	31
2.	Comportement dynamique des sols renforcés par inclusions rigides	
2.1.	Introduction.....	32
2.2.	Rupture dans les systèmes de pieux et d'inclusion rigide sous charges sismiques...	33
	2.2.1. Rupture par flexion.....	37
	2.2.2. Rupture due au flambement	38
2.3.	Comportement dynamique des sols en conditions drainées et non drainées.....	38
	2.3.1. Chargement cyclique.....	38
2.4.	Aspects importants de la réponse dynamique du sol.....	40
	2.4.1. Rigidité du sol.....	41
	2.4.2. Amortissement.....	42
	2.4.3 Évolution des paramètres dynamiques en fonction de la déformation.....	42
2.5.	Essais de détermination des paramètres dynamiques du sol à petites déformations....	45
	2.5.1 Essai en laboratoire.....	46
	2.5.2 Mesures in situ.....	47
2.6.	Caractéristiques significatives du sol sous charges cycliques.....	48
	2.6.1. La dépendance de la réponse du sol à la vitesse de chargement.....	49
	2.6.2. Inversion de la contrainte appliquée.....	49
	2.6.3. Phénomène de liquéfaction.....	51
2.7.	Modèles de constitution des sols avec chargement dynamique.....	51
	2.7.1. Modèle élastique linéaire.....	52
	2.7.2. Modèle élastique-parfaitement plastique avec critères de rupture de Mohr-Coulomb.....	53
	2.7.3. Ubchyst- un modèle hystérétique à contrainte totale.....	54
	2.7.3.1. Paramètres d'entrée du modèle.....	56
	2.7.3.2. Calibrage des paramètres du sol.....	56
2.8.	Conclusion.....	57
3.	Modélisation par différences finies	
3.1.	Introduction.....	59
3.2.	Schéma de résolution explicite.....	59
	3.2.1. Modèles constitutifs implémentés dans le logiciel Flac 2D.....	60
3.3.	Éléments d'interface.....	61
3.4.	Les éléments structurels.....	62

3.5.	Analyse dynamique.....	62
3.5.1.	Le chargement dynamique	62
3.5.2.	Ajustement de la taille des zones.....	63
3.5.3.	Types d'amortissement.....	64
3.6	Conditions aux limites.....	66
3.6.1.	Conditions aux limites de type calme.....	66
3.6.2.	Conditions aux Limites de type champ libre.....	67
3.7	Conclusions.....	68
4	Modélisation numérique d'un remblai autoroutier implanté sur un sol compressible	
4.1.	Introduction.....	69
4.2.	Présentation du modèle.....	69
4.2.1.	Géométrie du modèle (profil du sol et le remblai autoroutier).....	69
4.2.2.	Conditions aux limites et interfaces.....	71
4.3.	Les différents cas analysés.....	72
4.4.	Le type de sollicitation dynamique.....	73
4.5.	Procédure d'analyse.....	74
4.6.	Vérification des systèmes analysés.....	74
4.7.	Résultats et discussion.....	75
4.7.1.	Simulation numérique	75
4.7.1.1	Analyse Statique.....	76
4.7.1.2	Analyse Dynamique.....	80
4.8.	Analyse paramétrique.....	86
4.9.	Conclusion.....	92
	Conclusion générale	94
	Références bibliographiques	

Résumé

La technique d'amélioration des sols compressibles par des inclusions rigides (RI) a été largement investiguée. Les ouvrages bâtis sur les sols compressible renforcé par les inclusions rigides peuvent être impactés par différents types de charges, à savoir, le vent, les vagues, le séisme, les effets cycliques induits par la circulation de véhicules, ..., etc. Plusieurs études numériques et expérimentales ont été effectuées pour étudier le comportement de ce type de sol, la majorité de ces études portaient principalement sur le comportement des sols compressibles renforcés par des inclusions rigides et soumis à des charges statiques telle que le remblai autoroutier, structures et surcharge. Par contre peu de recherches se sont intéressées à la réponse des sols renforcés par inclusions rigides sous chargements complexes et cycliques. Le but principal de cette thèse est d'étudier la réponse dynamique d'un sol compressible renforcé par des inclusions rigides. La modélisation numérique a été effectuée en utilisant la méthode de différence finies implémentée dans le logiciel Flac 2D version 8.10.

Pour prendre en compte le comportement non linéaire du sol durant la sollicitation sismique un modèle non linéaire UBCHYST a été utilisé. L'effet de certains paramètres liés à la configuration et aux dimensions des inclusions rigides ont été également mis en évidence. Les résultats numériques obtenus ont permis de mettre en relief le comportement de sol compressible renforcé par inclusions rigides en termes de déformations et contraintes de cisaillement, tassement, accélérations et déplacement horizontaux. L'efficacité de la technique de renforcement par inclusions rigides a été mise en évidence en comparant la réponse dynamique d'un remblai autoroutier construit sur sol renforcé et non renforcé.

Les résultats numériques obtenus indiquent que la technique d'amélioration du sol par inclusions rigides est une solution appropriée et alternative prometteuse pour renforcé les sols compressibles.

Mots clés : Inclusion rigide, dynamique, sol compressible, technique de renforcement

Abstract The technique of improving compressible soils by rigid inclusions (RI) has been widely investigated by the geotechnical community. Structures built on compressible soils reinforced by rigid inclusions can be impacted by different types of loads, namely, wind, waves, earthquakes, cyclic effects induced by vehicle traffic, etc. Several numerical and experimental studies have been carried out to study the behavior of this type of soil, the majority of these studies mainly focused on the behavior of compressible soil reinforced by inclusions and subjected to static loads such as highway embankment, structures, and overload. . On the other hand, little research has focused on the response of soils reinforced by rigid inclusions under complex and cyclic loadings. The main goal of this thesis is to study the dynamic response of compressible soil reinforced by rigid inclusions. The numerical modeling was carried out using the finite difference method implemented in the Flac 2D software version 8.10.

To take into account the nonlinear behavior of the soil during seismic excitation, a nonlinear model UBCHYST was used. The effect of certain parameters related to the configuration and dimensions of the rigid inclusions is also highlighted. The numerical results obtained made it possible to highlight the behavior of compressible soil reinforced by rigid inclusions in terms of shear strain, shear stress, settlement, accelerations and horizontal displacement. The effectiveness of the technical reinforcement using Rigid Inclusions was demonstrated by comparing the dynamic response of a highway embankment built over reinforced and unreinforced soft soil. The numerical results obtained indicate that the soil improvement technique by rigid inclusions is an appropriate and promising alternative solution for reinforcing compressible soils.

Keywords: Rigid inclusion, dynamic, soft soil, reinforcement technical

ملخص

تم دراسة تقنية تحسين التربة القابلة للانضغاط بواسطة شوائب صلبة (RI) على نطاق واسع. يمكن أن تتأثر الهياكل المبنية على تربة قابلة للانضغاط معززة بشوائب صلبة بأنواع مختلفة من الأحمال ، مثل الرياح والأمواج والزلازل والآثار الدورية التي تحدثها حركة مرور المركبات وما إلى ذلك. تم إجراء العديد من الدراسات العددية والتجريبية لدراسة سلوك هذا النوع من التربة ، وركزت غالبية هذه الدراسات بشكل أساسي على سلوك التربة القابلة للانضغاط المعززة بشوائب صلبة والمعرضة لأحمال ثابتة مثل جسور الطرق السريعة والهياكل والحمل الزائد. من ناحية أخرى ، ركز القليل من البحث على استجابة التربة المعززة بشوائب صلبة تحت الأحمال المعقدة والدورية. الهدف الرئيسي من هذه الأطروحة هو دراسة الاستجابة الديناميكية للتربة القابلة للانضغاط المعززة بشوائب صلبة. تم إجراء النمذجة العددية باستخدام طريقة الفروق المحدودة المطبقة في برنامج *Flac 2D* الإصدار 8.10. لمراعاة السلوك غير الخطي للأرض أثناء الإجهاد الزلزالي ، تم استخدام نموذج غير خطي *UBCHYST*. كما تم تسليط الضوء على تأثير بعض المعلمات المتعلقة بتكوين وأبعاد الإدراج الصلبة. أتاحت النتائج العددية التي تم الحصول عليها إبراز سلوك التربة القابلة للانضغاط المعززة بشوائب صلبة من حيث التشوهات وضغوط القص والتسارع والتسارع والإزاحة الأفقية. تم تسليط الضوء على فعالية تقنية التعزيز بواسطة شوائب صلبة من خلال مقارنة الاستجابة الديناميكية لسد طريق سريع مبني على تربة معززة وغير مسلحة. تشير النتائج العددية التي تم الحصول عليها إلى أن تقنية تحسين التربة من خلال شوائب صلبة هي حل بديل مناسب وواعد لتقوية التربة القابلة للانضغاط.

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Résumé des recommandations existantes pour la hauteur minimale du remblai (McGuire et al. 2012).....	23
Tableau 2.1.Exemples d’effondrements et de ruptures causes par différents séismes.....	35
Tableau 2.2. Paramètres importants qui influence de la courbe de dégradation de la rigidité.....	43
Tableau 2.3. Variation des propriétés du sol en fonction de la déformation.....	45
Tableau 2.4. Paramètres du modèle UBCHYST.....	56
Tableau 2.5. Paramètres d'entrée initiaux pour les propriétés du sol UBCHYST dans le mode FLAC.....	57
Tableau. 4.1.Paramètres des différentes couches.....	70
Tableau. 4.2. Paramètres d'inclusion rigide.....	71
Tableau 4.3. Les différentes configurations des inclusions rigides.....	73
Tableau 4.4. Plages de valeurs envisagées pour les cas supplémentaires analysés.....	73
Tableau 4.5. Mouvements de base sismique considérée dans notre étude.	74
Tableau 4.6. Tassements totaux et différentiels à la base du remblai pour le cas statique.	79
Tableau 4.7 Tassement à la tête et au milieu des inclusions rigides.	80
Tableau 4.8 Tassements totaux et déformation tangentielle pour l’analyse dynamique.	86

Liste des figures

Figure 1.1- Renforcement du sol en place. a) Inclusions rigides b et c) Renforcement des fondations du grand Palais.....	05
Figure 1.2- Renforcement des massifs de soutènement. (a) Mur renforcé par géosynthétiques ; (b) renforcement par géogrilles ; (c) Renforcement par nappes géotextiles ; (d) Renforcement par structures alvéolaires et (e) renforcement par bandes géotextiles.....	05
Figure 1.3- Système d'inclusions rigides flottantes et ancrées.....	06
Figure 1.4- Différents éléments d'un système de renforcement par inclusions rigides.....	06
Figure 1.5- Différents types de fondations (ASIRI, 2012).....	07
Figure 1.6- Composants du système d'inclusion rigide (ASIRI, 2012).....	08
Figure 1.7- Inclusions rigides dans une disposition rectangulaire.....	09
Figure 1.8- Sols applicables pour diverses techniques d'amélioration des sols (Menard, 2016a)...	11
Figure 1.9- Culée de pont sur pieux avec approche en remblai sur pieux (ASIRI, 2012).....	12
Figure 1.10- Dalles et fondations de bâtiments industriels.....	12
Figure 1.11- Réservoirs et bassins (ASIRI, 2012).....	12
Figure 1.12- Schéma de principe d'une fondation de réservoir appuyée sur des IR en Indonésie.	13
Figure 1.13- Schéma de principe d'une culée et d'un remblai de pont appuyés sur RI pour l'autoroute A43 en France (ASIRI, 2012).....	14
Figure 1.14- Inclusions rigides entre tablier sur pilotis et berge en France.....	14
Figure 1.15- RI sous installation active de déchets (ICEDA) en France (adapté d'ASIRI, 2012).	15
Figure 1.16- Le pont de Rion-Antirion en Grèce (ASIRI, 2012).....	15
Figure 1.17- Jetée du pont de Rion Antirion montrant le caisson, la couche de gravier, l'argile naturelle et les RI.....	15
Figure 1.18- Transfert de charge vertical au-dessus de la tête d'inclusion.....	16
Figure 1.19- Représentation du l'effet de voûte (van Eekelen, Bezuijen& van Tol, 2013).....	17
Figure 1.20- Déplacements de particules dans le LTP (a) sous un remblai et (b) sous une dalle (Girout et al., 2014).....	17
Figure 1.21- Différents types de disposition des inclusions rigides.....	18
Figure 1.22- Mécanismes de transfert de charge et d'interaction en tête d'inclusion	19
Figure 1.23- Forces normales (à gauche) et forces de cisaillement (à droite) mettant en évidence la cambrure dans LTP (Jenck, Dias & Kastner, 2009).....	21
Figure 1.24- Mesure de l'angle de voûte (van Eekelen et al. 2012).....	22
Figure 1.25- Angle de voûte mesuré à partir des déplacements de particules (DEM) en coupe verticale (Chevalier, Villard & Combe, 2010).....	22
Figure 1.26- Efficacité de charge (arche A) en fonction de la hauteur du remblai (van Eekelen, Bezuijen& van Tol, 2013).....	23
Figure 1.27-Évolution de l'efficacité de la charge en fonction de l'épaisseur de la plate-forme de transfert pour le cas d'un remblai et d'une structure rigide (ASIRI, 2012).....	25
Figure 1.28- Transfert de charge vertical entre l'inclusion et le sol environnant.....	26

Figure 1.29- Les trois principales phases de l'histoire d'un pieu battu (a) mise en place (b) équilibrage (c) chargement (Randolph, 2003).....	28
Figure 1.30- Modes de rupture d'un groupe de colonnes individuelles sous chargement de remblai (Wong, 2012).....	29
Figure 1.31- Modes de rupture de la structure à pieux soutenus soumise à des collisions de navires : (a) rupture par flexion comme modèle rigide pour la plate-forme et (b) rupture locale au niveau de la plate-forme.	30
Figure 2.1- Dommages ou effondrement dans les structures soutenues par des pieux.....	35
Figure 2.2- Modes de rupture.....	37
Figure 2.3- Schéma montrant l'effet de l'interaction flexion-flambement sur la réponse des fondations sur pieux. (Bhattacharya et Goda 2013).....	37
Figure 2.4- Courbe de contrainte et déformation de cisaillement sous un chargement cyclique....	38
Figure 2.5- Représentation schématique de la liquéfaction (Peiris 1989).....	39
Figure 2.6- Courbe contrainte-déformation et chemin de contrainte effective cyclique pour le sable de Shirasu sous chargement cyclique (Hyodo et al.1998).....	40
Figure 2.7- Propagation des ondes sismiques dans le sol.....	41
Figure 2.8- Relation contrainte-déformation du sol sous chargement cyclique.....	41
Figure 2.9- Evolution des paramètres dynamiques avec la déformation.....	43
Figure 2.10- Evolution du module de rigidité avec la déformation de cisaillement sous l'influence de plusieurs paramètres.....	44
Figure 2.11- Test de laboratoire avancé pour mesurer les petites déformations dans les sols (Rees 2013).....	47
Figure 2.12- Essai in situ pour mesurer les petites déformations dans les sols.....	48
Figure 2.13- Essai d'enregistrement de la suspension.....	48
Figure 2.14- Schémas de chargement cyclique unidirectionnel et bidirectionnel.....	49
Figure 2.15- Réponse typique lors d'un essai triaxial cyclique non drainé du sable de Gioia Tauro (Ghionna and Porcino 2006).....	50
Figure 2.16- Rupture des structures due à la liquéfaction.....	51
Figure. 2.17- Critère de rupture de Mohr coulomb.....	53
Figure 2.18- Le critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales (Kelly 2013).....	54
Figure 2.19- Paramètres du modèle non linéaire UBCHYST (Byrne and Naesgaard 2010).....	55
Figure 2.20- (a) Réduction du module et (b) Courbe du rapport d'amortissement estimée par FLAC en utilisant le modèle UBCHYST pour un sol sans cohésion (sable).....	57
Figure 3.1- Séquence de calcul générale, d'après Billaux et Cundall (1993).....	60
Figure 3.2- Modèles de comportement implémentés dans Flac 2D.....	60
Figure 3.3- Eléments d'interface (Itasca 2011).....	61
Figure 3.4- Dimension de la zone utilisée dans le calcul de la rigidité.....	62
Figure3.5- les différents éléments implémentés dans Flac 2D.....	62

Figure 3.6- Variation du rapport d'amortissement critique normalisé en fonction de la fréquence angulaire.....	66
Figure 3.7- Types de conditions limites de chargement dynamique disponibles dans FLAC.....	67
Figure 3.8- Modèle d'analyse sismique des structures de surface avec les conditions aux champs libres.....	68
Figure 4.1- Géométrie du modèle.....	69
Figure 4.2- Modèle renforcé par des inclusions rigides.....	70
Figure 4.3- Les différents cas pris dans la modélisation numérique.....	72
Figure 4.4- Différents accélérogrammes considérés dans la modélisation numérique.....	73
Figure 4.5- Points de contrôle choisis dans la modélisation numérique.....	74
Figure 4.6- Géométrie du modèle numérique du 1 ^{er} cas (Configuration de type R.I_A).....	75
Figure 4.7. Configuration du profil du sol avant renforcement.....	76
Figure 4.8- Vecteur déplacement pour le profil du sol en considérant le modèle constitutif élastique.....	76
Figure 4.9- Vecteur déplacement pour le profil du sol en considérant le modèle constitutif UBCHYST.....	76
Figure 4.10- Vecteur déplacement pour le cas statique sans inclusions verticales rigides.....	77
Figure 4.11- Tassement à la base du remblai pour le cas statique sans inclusions verticales rigides.....	77
Figure 4.12- Configuration du modèle après renforcement sous la charge de la plateforme de transfert de charge.....	78
Figure 4.13- Vecteur déplacement pour le profil du sol en considérant le modèle constitutif UBCHYST.....	78
Figure 4.14- Configuration du modèle après renforcement sous la charge de la plateforme et du remblai.....	78
Figure 4.15- Vecteur déplacement pour le profil du sol en considérant le modèle constitutif UBCHYST sous le poids de LTP et du remblai.....	79
Figure 4.16- Tassement à la base du remblai pour le cas statique avec renforcement par les inclusions verticales rigides.....	79
Figure 4.17- Vecteur déplacement pour le profil du sol en considérant le modèle constitutif UBCHYST sous le poids de LTP et du remblai.....	80
Figure 4.18- Tassement à la base du remblai (point 10) dû au séisme d'EL Centro.....	81
Figure 4.19- La boucle hystérétique (τ) en fonction de (γ) dans le sol rigide.....	81
Figure 4.20- La boucle hystérétique (τ) en fonction de (γ) dans le sol rigide.....	82
Figure 4.21- Tassement à la base du remblai (point 10) dû au séisme de CHICHI.....	82
Figure 4.22- Tassement à la base du remblai (point 10) dû au séisme d'EL Centro.....	83
Figure 4.23- La boucle hystérétique (τ) en fonction de (γ) au milieu du sol compressible.....	83
Figure 4.24- Tassement à la base du remblai (point 10) dû au séisme d'EL Centro.....	84
Figure 4.25- La boucle hystérétique (τ) en fonction de (γ) au milieu du sol compressible.....	84

Figure 4.26- Tassement à la base du remblai (point 10) dû au séisme d'EL Centro.....	85
Figure 4.27- La boucle hystérétique (τ) en fonction de (γ) au milieu du sol compressible.....	85
Figure 4.28- Configuration du modèle optée pour l'analyse paramétrique.....	86
Figure 4.29- Tassement dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai au point (11).....	87
Figure 4.30- Tassement différentiel dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai.....	87
Figure 4.31- Tassement dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai au point (11).....	88
Figure 4.32- Tassement différentiel dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai.....	88
Figure 4.33- Tassement dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai au point (11).....	89
Figure 4. 34- Tassement différentiel dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai.....	89
Figure 4. 35- Tassement dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai au point (11).....	90
Figure 4.36- Tassement différentiel dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai.....	91
Figure 4.37- Tassement dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai au point (11).....	91
Figure 4.38- Tassement différentiel dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai.....	92



Introduction générale

Les sols compressibles couvrent plusieurs zones en Algérie, réparties de l'Est à l'Ouest. Pour cette raison, diverses études ont été menées pour mieux comprendre le comportement de ce type de sols afin d'élaborer des mesures de prévention des catastrophes, et d'estimer leurs différents paramètres. D'autres ont étudié l'effet de certains matériaux tels que le ciment, la fumée de silice et la chaux sur le comportement des sols argileux (Klouche et al., 2022). La construction des ouvrages tels qu'un remblai autoroutier, remblai de voie ferrée, réservoirs et murs de soutènement sur un tel terrain présente certaines contraintes directement liées à la faible capacité du support ainsi qu'à sa très grande compressibilité. En plus des problèmes mentionnés ci-dessus, plusieurs études ont montré que la cause principale de plusieurs glissements de terrain, qui ont affecté l'autoroute Est-Ouest est dû à la présence de formations argileuses (Kechebour, 2018). Pour résoudre et surmonter les causes liées aux sols compressibles, diverses techniques d'amélioration ont été utilisées, à savoir : géo synthétique (Thyagaraj, 2019), géo grille, pieu, PVD, clouage, injection chimique (Sina et al., 2012), colonne ballastée (Saxena, 2022) et inclusions rigides (Wang et al., 2019). Cependant, la solution appropriée dépend de plusieurs paramètres, tels que l'épaisseur du sol mou, la nature du projet à construire, l'exigence du client, etc.

Les inclusions verticales sont généralement utilisées pour améliorer les dépôts de sol mou, qui sont caractérisés par une faible capacité portante et une grande compressibilité. Elles sont capables de toujours fournir ce contrôle de tassement dont les projets ont besoin et permettent de conserver le support de fondation peu profond de la structure. L'objectif principal est de réduire les tassements totaux et différentiels sans renforcer la superstructure, ou utiliser des alternatives plus coûteuses (par exemple, pieux flottants, pieux à pointe portante, des radiers compensés) ou des techniques nécessitant pas de temps (par exemple, le pré chargement).

Les inclusions rigides également connues sous différents noms tels que les colonnes à module contrôlé (CMC), les colonnes de jet grouting ou des colonnes de sol renforcées sont des éléments verticaux qui traversent les couches de sol à faible capacité portante et/ou à haute compressibilité, vers des couches plus résistantes. En raison de leur rigidité plus élevée par rapport au sol environnant, ils supportent une partie des charges appliquées à la surface du sol. Par conséquent, la charge prise par le sol mou peut être réduite à un niveau acceptable de capacité portante et de tassement du sol.

Le renforcement par les inclusions rigides est un système qui comprend deux éléments principaux : (1) un ensemble d'inclusions rigides verticales, pour transmettre les charges aux strates plus profondes et plus résistantes et (2) une plate-forme de transfert de charges, généralement constituée de matériaux granulaires compactés, capable de transmettre les charges surfaciques à la tête des inclusions rigides. Alternativement, des têtes (ou bouchons) agrandies peuvent être ajoutées pour augmenter la surface de contact entre les inclusions et la plateforme de transfert (Jimenez, 2019) ; l'utilisation de géo synthétiques est une autre option pour rendre le mécanisme de transfert de charge plus efficace.

Les inclusions peuvent être constituées de différents matériaux (ex. béton, acier, bois) et construites selon différentes techniques (Briançon et Simon, 2015). La principale différence

entre les systèmes de pilotis conventionnels et les inclusions rigides est que ces derniers ne sont pas connectés à l'ouvrage sus-jacent. L'absence de connexion entraîne des réductions des coûts de fondation, un facteur qui a récemment contribué à accroître la popularité de cette technique. L'utilisation d'inclusions rigides en béton non armé coulé en place a donné de bons résultats en matière de tassements totaux et différentiels des bâtiments de taille moyenne. Cette technique a montré ses preuves dans le cas du Mexique (référence).

Plusieurs études, dans différents domaines (voies ferrées, installations énergétiques, bâtiments industriels, etc.) ont été menées pour étudier l'effet des inclusions rigides sur la réponse de ces ouvrages. Certaines études ont utilisé le paramètre du rapport de réduction des contraintes (SRR) pour trouver la conception optimale. Cependant, ils n'ont pas tenu compte de plusieurs facteurs pouvant potentiellement influencer le SRR, tels que les caractéristiques des sols de fondation, l'influence des chargements dynamiques. D'autres ont adopté une technique d'inclusions rigides pour améliorer un sol mou destiné à supporter un remblai de chemin de fer. Il est montré que les inclusions rigides réduisent les tassements du sol de l'ordre de 15 à 20 %, selon l'indice de plasticité du sol de fondation.

Plusieurs études expérimentales et numériques ont été effectuées pour étudier le comportement de sols renforcés par inclusions rigides avec une plate-forme de transfert de charge (LTP) soumis à des chargements cycliques (Mánica Malcom et al., 2016 ; Houda et Emeriault., 2016). De même que pour le cas de chargement statique, l'effet de voûte dans la plate-forme de transfert de charge et les tassements sont intéressants pour évaluer la réponse de chargement cyclique du comportement des sols renforcés par des inclusions rigides.

L'effet de voûte est un phénomène qui se produit lorsque les contraintes sont transférées du sol aux inclusions rigides adjacentes. Cet effet est généralement exprimé par l'efficacité du pieu et le rapport de concentration des contraintes. L'efficacité du pieu (E) est mesurée comme le rapport de la charge transmise à la tête du pieu par la charge totale. Le rapport de concentration de contrainte (SCR) est égal à la contrainte transférée au pieu divisée par la contrainte appliquée au sol mou. Plus l'efficacité du pieu est élevée, plus l'effet de voûte est important. Les tassements cumulés du remblai et du sol meuble peuvent également être pris en compte pour son évaluation.

Dans cette thèse, la réponse sismique d'un remblai d'autoroutier sur un sol compressible renforcé par des inclusions rigides est effectuée à l'aide de la méthode de différences finies en utilisant le logiciel Itasca Flac 2D V8.10. Afin de considérer les caractéristiques dynamiques du sol lors des mouvements sismiques, le modèle constitutif UBCHYST est adopté dans cette étude (Patel et Shivashankar., 2022). L'effet de trois mouvements sismiques du sol et de trois types de configurations d'inclusions rigides (flottantes, posées, encastrées) avec différents espacements et diamètres est étudié.

a) Objectifs et portée de l'étude

Les principaux objectifs de ce travail sont d'étudier la réponse sismique des systèmes sol et inclusions rigides en présence de sols mous et d'analyser l'effet des paramètres clés qui peuvent influencer la réponse des systèmes à l'aide de modèles numériques 2D.



b) Organisation de la thèse

Cette thèse est structurée en (04) chapitres plus une introduction générale et des conclusions

Le chapitre 01 : présente une brève revue de la littérature relative aux techniques de renforcement en se basant sur celle utilisée dans cette étude, qui est le renforcement par les inclusions rigides.

Le chapitre 02 : description du comportement dynamique des sols renforcés par inclusions rigides

Le chapitre 03 est consacré à décrire la caractéristique de modélisation à l'aide de la méthode des différences finies (Flac2D). Le sol et les éléments structuraux, les types de conditions aux limites d'amortissement, les interfaces et l'analyse dynamique utilisée dans les différents modèles développés sont décrites.

Le chapitre 04 : Cette partie représente le noyau de notre contribution. C'est l'analyse de la réponse dynamique d'un remblai autoroutier implanté sur un sol compressible renforcé par les inclusions rigides. Cette étude comporte différents types de configuration (flottants, posés ou ancrés dans un sol dur).



1.1. Introduction

Suite au développement et à la technologie innovante, il est désormais possible de construire des ouvrages sur tous types de sols. De la structure simple à la construction de haute technologie, mobilisez l'expertise d'ingénieurs pour analyser, étudier, consolider et renforcer les sols. Les géotechniciens sondent et déterminent les propriétés des sols pour concevoir les fondations des ouvrages. Le renforcement des sols, même s'il est souvent invisible, est la pierre angulaire de tout ouvrage construit sur un sol aux propriétés mécaniques médiocres. Les développements actuels de la technologie de renforcement des sols s'orientent vers des solutions technologiques plus économiques et plus respectueuses de l'environnement.

Avec le développement de l'homme et de ses activités, il devient de plus en plus nécessaire d'aménager des sols de mauvaise qualité. Certains types de sols ont jusqu'à présent été délaissés en raison de leurs faibles propriétés mécaniques et doivent être consolidés pour assurer la stabilité des bâtiments et des ouvrages de génie civil qu'ils doivent supporter. Construire des infrastructures dans des zones classées inconstructibles n'est pas seulement un défi technique, mais représente de véritables défis stratégiques, économiques et environnementaux dans de nombreux cas courants, tels que l'installation de lignes à grande vitesse (LGV) dans une zone de sol compressible, lorsque ceci est économiquement plus avantageux que de détourner la ligne, ou pour installer des entrepôts dans une zone portuaire dans laquelle les sols sont souvent très compressibles due à la géologie côtière, etc.

1.2. Techniques de renforcement

Les techniques de stabilisation des sols sont multiples, soit en ajoutant des inclusions verticales qui sont enfoncées dans le sol pour renforcer le sol in situ (Figure 1.1), soit pour créer des blocs de soutènement (Figure 1.2), en utilisant des sols remaniés consolidés par des renforts horizontaux (bandes, couches, structures en nid d'abeilles, etc.) ou des fibres courtes ou continues.

1.2.1. Renforcement du sol en place

Les techniques les plus anciennes de renforcement de sol in situ reposent sur l'utilisation de pieux en bois, destinés à répartir ou à transférer les charges induites par l'ouvrage sur des surfaces de sol plus importantes ou plus résistantes. En fonction de l'épaisseur de la couche de sol compressible concernée, le pieu peut être ancré dans une couche de sol résistante au fond, auquel cas les forces en tête de pieu sont dirigées à travers le pieu vers la zone stable (pieu ancré), ou de longueur suffisante pour transférer par frottement tous les efforts imposés par la structure au sommet du pieu sur toute sa longueur, (Figure 1.1). Ces techniques de base ont évolué vers de nombreuses variantes, qui visent toutes à réduire significativement les tassements superficiels des sols en place, telles que :

1. **Colonnes ballastées**, sans doute les plus souples, sont constitués de matériaux granuleux sans cohésion, construits par enfoncement dans le sol et compactage en rigoles successives,



2. **Les colonnes de jet grouting**, qui forment des colonnes dans le sol en utilisant des jets à haute pression dans des forages pour briser le sol profond et mélanger le sol érodé avec du coulis auto-durcissant,
3. **Colonnes de Soil Mixing**, fabriquées en mélangeant le sol avec un liant (méthode sèche) ou du coulis (méthode humide) pour former des colonnes verticales cylindriques.



Figure 1.1-Renforcement du sol en place. a) Inclusions rigides b et c) Renforcement des fondations du grand Palais (Villard, P., & Briançon, L. 2018).



Figure 1.2-Renforcement des massifs de soutènement. (a) Mur renforcé par géo synthétiques ; (b) renforcement par géogrilles ; (c) Renforcement par nappes géotextiles ; (d) Renforcement par structures alvéolaires et (e) renforcement par bandes géotextiles (Villard, P., & Briançon, L. 2018).

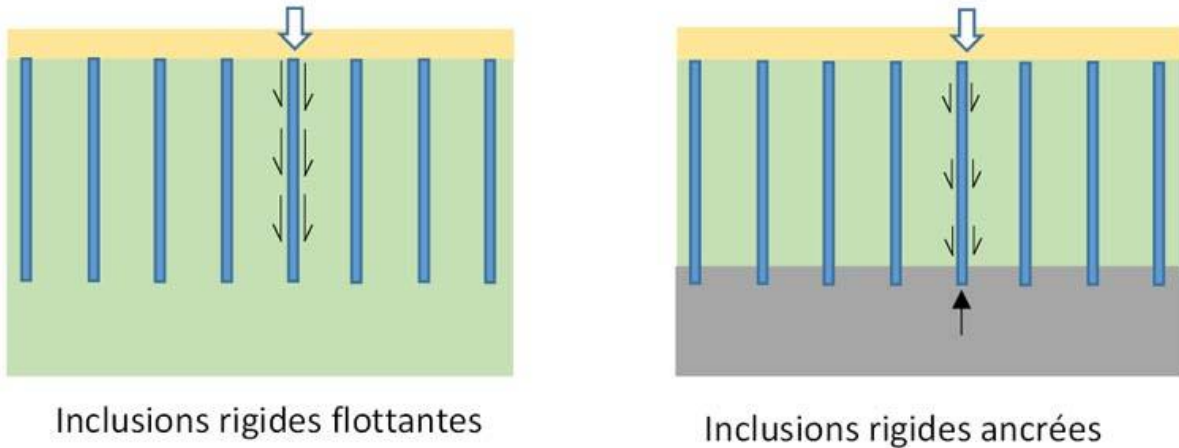


Figure 1.3- Système d'inclusions rigides flottantes et ancrées (Villard, P., & Briançon, L. 2018).

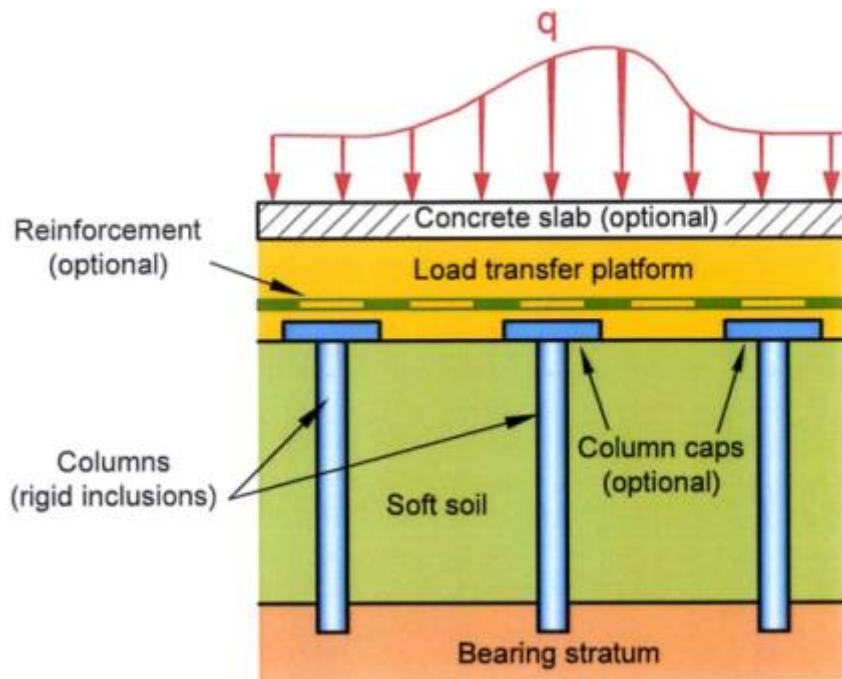


Figure 1.4- Différents éléments d'un système de renforcement par inclusions rigides (Villard, P., & Briançon, L. 2018).

Enfin, la technique de renforcement actuelle qui connaît un véritable succès est la technique des inclusions rigides (Figure 1.3) due à sa facilité de mise en œuvre et à son coût économique, dont l'efficacité est renforcée par la présence d'une plateforme en matériau granulaire (Figure 1.4). Conformément aux objectifs de cette recherche, cette technique de renforcement fera l'objet des sections suivantes.



1.3. Technique d'amélioration par Inclusion rigide

1.3.1. Concept général, classification et définitions

Les sections suivantes placent tout d'abord le système de base de l'IR dans le cadre général des principaux types de fondations. Deuxièmement, les inclusions rigides sont classées et distinguées des autres catégories d'amélioration et de renforcement des sols. Enfin les différents composants du système d'inclusions rigides sont décrits en détail.

1.3.1.1. Le système d'inclusions rigides et autres types de fondations

En génie civil, les fondations peuvent être classées comme superficielle ou profondes / sur pieux ou mixtes (Figure 1.5).

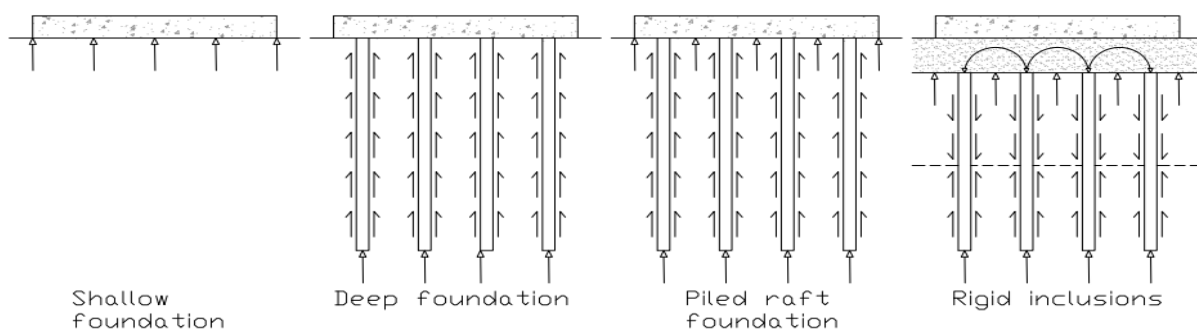


Figure 1.5- Différents types de fondations (ASIRI, 2012).

D'une manière générale, les fondations superficielles sont les fondations pour lesquelles la profondeur d'encastrement est inférieure à la dimension latérale minimale de l'élément de fondation ; par exemple semelles isolées, semelles filantes et radier. Par comparaison à des fondations profondes telles que les puits forés ou les fondations sur pieux ont généralement une dimension de profondeur beaucoup plus longue.

Les fondations superficielles sont préférables si le sol de fondation, sous charge, subit une rupture par cisaillement limitée et produit des tassements associés acceptables pour la structure. Si l'une de ces deux exigences n'est pas remplies, des fondations profondes ou sur pieux sont généralement utilisées. Les pieux sont conçus pour supporter la totalité de la charge de la structure par une liaison rigide en tête. La majorité de la charge est souvent transférée à une couche profonde de meilleure qualité. Cependant, il existe de nombreuses situations intermédiaires où les fondations superficielles, comme un radier, ont une capacité portante adéquate, mais le tassement différentiel dépasse les valeurs acceptables pour la structure. L'application d'un système de fondations profondes peut entraîner à une solution "surdimensionnée".

Une solution intermédiaire alternative entre les fondations superficielles et profondes, connue sous le nom fondation radier sur pieux, a été proposé pour la première fois par (Davis et Poulos en 1972) et au cours des dernières décennies a été décrit par de nombreux auteurs (Poulos 2001). Le concept de fondation radier sur pieux est pertinent lorsque la répartition des charges entre



les pieux et le radier, via une liaison rigide, est pris en compte. L'avantage de ce système est immédiatement apparent car la charge partagée avec le radier signifie une diminution de la charge de conception transférée à la tête du pieu et une potentielle réduction de la longueur ou du diamètre de pieu requis. Une approche de conception courante consiste à utiliser les pieux comme éléments purement réducteurs de tassement. Dans ce cas, les pieux ne sont pas nécessaires pour assurer la stabilité car le radier de ce système a une capacité portante adéquate. Par conséquent, la fondation radier sur pieux peut être très économique par rapport aux concepts de fondation traditionnels.

Une fondation renforcée avec des inclusions rigides est similaire à un radier fondé sur pieux. Tous les deux se caractérisent par des colonnes rigides verticales recouvertes par une fondation ; dans ce cas un radier. D'un point de vue purement théorique, le concept I.R devient valide une fois que la liaison rigide conventionnelle entre les pieux et la structure sus-jacente disparaît (ASIRI, 2012). Ceci est réalisé en introduisant une plate-forme de transfert de charge entre les inclusions et la structure sus-jacente (Figure 1.6). Semblable au concept de radier fondé sur pieu, une fondation renforcée avec des I.R implique un partage de charge entre la structure, les inclusions et le sol in situ. L'IR est un système de fondation classé comme une fondation composite, comprenant différents modes d'interaction entre les différents éléments composant le système.

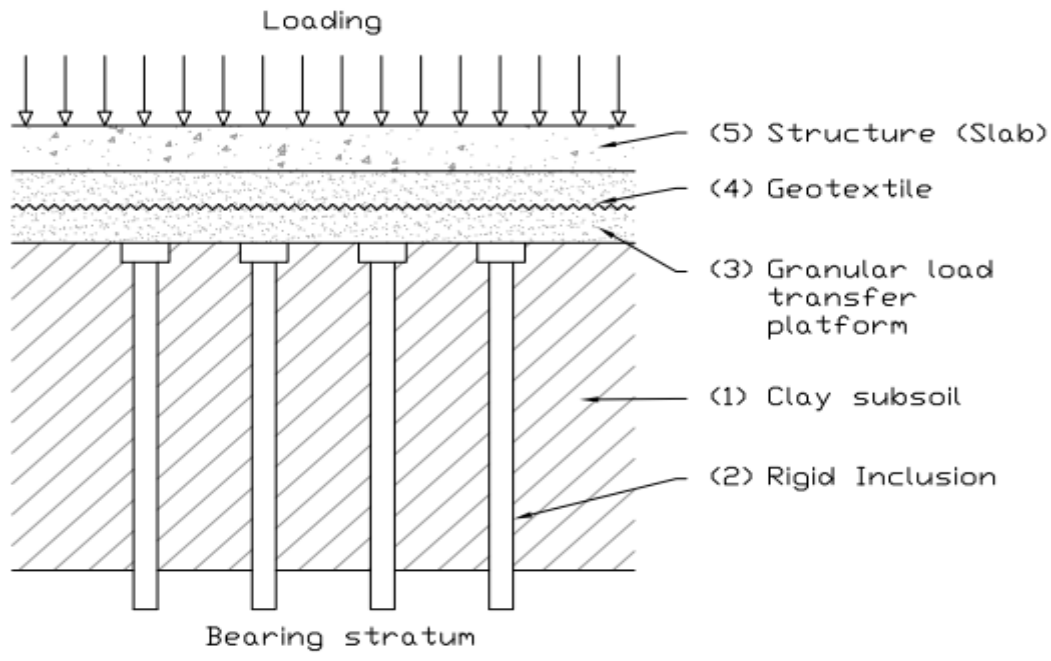


Figure 1.6- Composants du système d'inclusion rigide (ASIRI, 2012).

1.3.1.2. Classification des inclusions rigides

Selon le rapport du comité technique couvrant les procédés géotechniques de construction les inclusions rigides sont définies comme un type de renforcement du sol et sont décrites comme semi-rigides ou colonnes rigides intégrées pour améliorer les performances du sol globalement, de



manière à diminuer les tassements et à augmenter la capacité portante du sol. Le même rapport classe les IR en catégorie C, pour l'amélioration des sols avec adjuvants ou inclusions, dans la même catégorie comme vibro-remplacement (VR), colonnes ballastées (SCs), remplacement dynamique (DR) et colonnes confinées par géotextiles (CCG). Au sens large, les Colonnes ballastées sont similaires aux Inclusions rigides. Ils impliquent tous l'introduction d'éléments verticaux nettement plus rigides que le sol environnant.

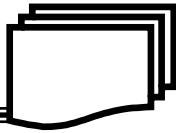
Il est utile à ce stade de faire une distinction terminologique entre un « système » d'inclusion rigide et les éléments d'inclusion rigides eux-mêmes. Les éléments porteurs ponctuels en forme de pieu sont appelés rigides inclusions, et la plate-forme de transfert de charge avec le sol in situ renforcé avec des inclusions rigides est appelé le « système » global.

1.3.1.3. Inclusions rigides

Les inclusions rigides sont similaires aux pieux en géométrie avec des sections transversales principalement rondes ou carrées. Ils sont généralement longs, minces et orientés verticalement. Ils sont généralement disposés en un quadrillage régulier rectangulaire ou triangulaire comme illustré à la (Figure 1.7). Le terme « groupe » est employé pour décrire ces schémas réguliers d'IR (ASIRI, 2012). Le diamètre et la disposition d'un groupe d'inclusions est fonction de la charge appliquée, des conditions du sol in situ. Les inclusions rigides sont définies par leur rigidité importante par rapport au sol environnant et le terme « rigide » est donc employé pour décrire leur rigidité (ASIRI, 2012). Leur rigidité varie considérablement en fonction du matériau utilisé pour construire les IR, comme la chaux, le béton, l'acier ou un mélange de liant de sol. La rigidité IR typique varie de 250 MPa à 30 000 MPa (ASIRI, 2012). Bien qu'une gamme de matériaux soit utilisée, ils présentent tous une forte cohésion permanente, ce qui signifie que la stabilité de la colonne est assurée sans aucun confinement latéral du sol environnant (Simon, 2012).



Figure 1.7- Inclusions rigides dans une disposition rectangulaire (Villard, P., & Briançon, L. 2018).



Il existe de nombreux types différents d'IR qui se différencient sur la base de leur technique d'installation et de leurs propriétés mécaniques telles que la rigidité et la résistance. Les quatre principales techniques de pose sont par battage, déplacement, forage et par mélange. Les I.R martelés nécessitent généralement une certaine forme d'action dynamique telle que des vibrations pour l'installation. Les méthodes de déplacement consistent à écarter le sol in situ lors de l'installation. Les inclusions forcées impliquent l'excavation du sol in situ où l'inclusion doit être placée. Lorsqu'un agent liant tel que du coulis ou de la chaux est projeté ou mélangé dans le sol, le terme colonnes de sol traité est utilisé. La rigidité et la résistance des différents types d'inclusions varient selon le type de béton, de coulis ou de liant et de sol ; les grandes familles d'IR peuvent encore être subdivisées sur cette base.

Les IR sont généralement conçus pour supporter une grande partie de la charge appliquée. Pour cette raison, elles sont généralement prolongées à travers tout sol médiocre jusqu'au substratum plus solide et plus rigide.

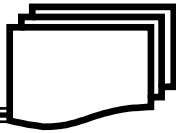
Par rapport aux pieux, les IR ne sont que globalement similaires. Les RI ont des résistances et des rigidités plus faibles, principalement pour des raisons économiques (Han, 2015). Le mécanisme par lequel ils transfèrent la charge est différent. Les IR sont conçus pour réduire la charge sur le sol in situ plutôt que de transmettre la totalité de la charge à une couche portante plus profonde. Enfin, comme nous le verrons dans la section suivante, la charge le transfert entre la structure et l'inclusion s'effectue à travers une couche souple au lieu d'une liaison rigide à la structure.

1.3.1.4. Plateforme de transfert de charge

Le concept d'inclusion rigide implique par définition qu'il n'y a pas de connexion rigide à la structure sus-jacente. La charge de la structure est transférée et répartie par une couche interposée entre la structure et IR. Cette couche est appelée "plateforme de transfert de charge", mais a été diversement décrite dans la littérature comme un "matelas granulaire", une "plateforme à remplissage fin" et un "matelas granulaire".

La plateforme de transfert de charge (LTP) est généralement mince. Son épaisseur est une variable importante dans le contrôle de l'efficacité du transfert de charge et du tassement vertical. Les épaisseurs typiques de LTP sont de l'ordre de 40 cm à 80 cm, ce qui permet un transfert de charge efficace entre les inclusions et le sol et une répartition uniforme des contraintes à l'interface avec la structure sus-jacente (ASIRI, 2012).

Les matériaux utilisés pour construire le LTP varient en fonction du type de structure sus-jacente ainsi que des conditions d'installation. Les plateformes de transfert de charge sont généralement composées d'un matériau granulaire (ASIRI, 2012). Des feuilles de géotextile peuvent être utilisées pour renforcer le matériau granulaire afin de créer un LTP composite. Des liants hydrauliques comme la chaux ou le ciment sont parfois incorporés dans le LTP. La résistance et la rigidité de ces matériaux composants influencent l'efficacité du transfert de charge du LTP.



1.4. Domaine et condition d'application

1.4.1. Type de Sols

En théorie, le système d'inclusions rigides peut être appliqué à tous les types de sol (ASIRI, 2012). Cependant dans la pratique, l'utilisation la plus efficace et la plus rentable de cette méthode est dans les sols saturés, très mous à fermes, à grains fins, c'est-à-dire les argiles, les limons, la tourbe comme montré à la (figure 1.8). En raison de leur faible résistance, de leur grande compressibilité et de leur faible perméabilité. Ces sols ont généralement une capacité portante insuffisante et subissent une déformation excessive à long terme.

Le système IR n'est pas la seule solution adaptée à l'amélioration de la performance des sols cohésifs très mous à fermes. Il y a d'autres méthodologies qui incluent le pré-chargement avec des drains verticaux, le vibro remplacement, ou des colonnes ballastées, le compactage dynamique et des méthodes de mélange en profondeur. L'application la plus répandue des inclusions rigides concerne principalement les limites de ces techniques classiques d'amélioration des sols en termes de degré et de profondeur d'amélioration (ASIRI, 2012).

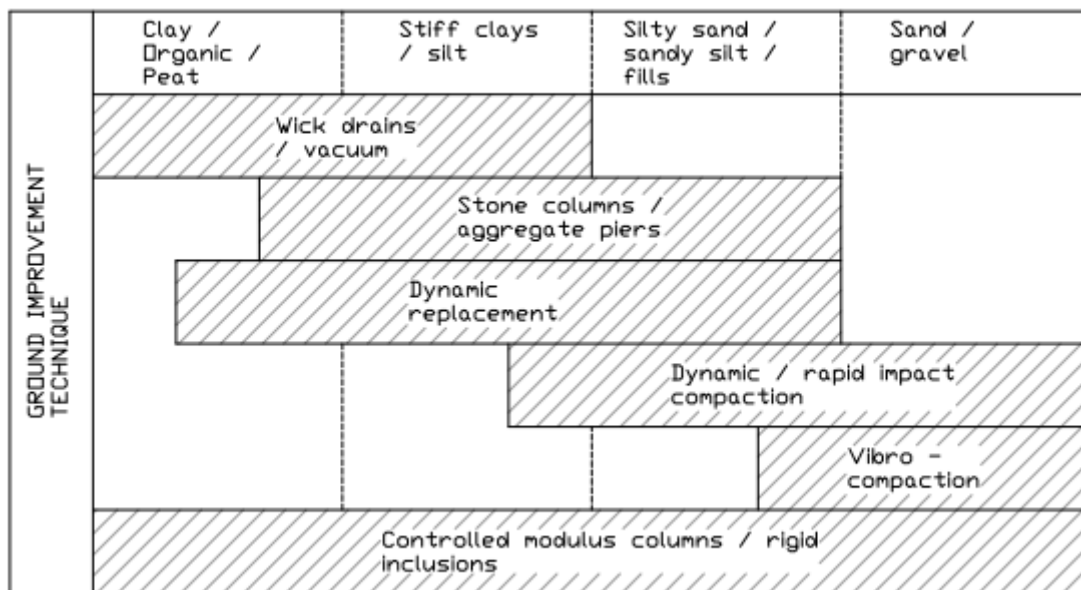
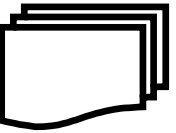


Figure 1.8- Sols applicables pour diverses techniques d'amélioration des sols (ASIRI, 2012).

1.4.2. Type de structure

La technique du renforcement par les IR a été mise en œuvre dans les travaux de fondation pour une gamme variée de structures. Les exemples incluent les remblais de terre sur pieux, les culées de pont sur pieux avec approches de remblais, dalles et fondations pour bâtiments industriels, réservoirs (Figure 1.9 à 1.11). Ces ouvrages peuvent être divisés en ouvrages souples comme les remblais en terre et en ouvrages rigides comme les dalles et les radiers. Ils ont tous de grandes empreintes de fondation avec des charges uniformément réparties. D'une manière générale, dans ces conditions, le renforcement de sol par IR est bien adapté à l'amélioration des performances du sol.



Par contre pour les charges localement concentrées resteront typiquement du domaine des fondations profondes plus conventionnelles avec pieux (ASIRI, 2012).

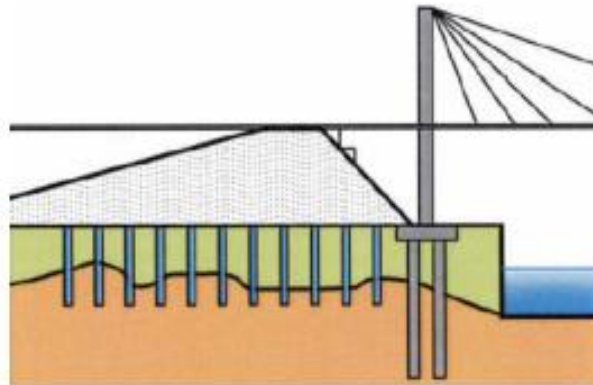


Figure 1.9- Culée de pont sur pieux avec approche en remblai sur pieux (ASIRI, 2012).

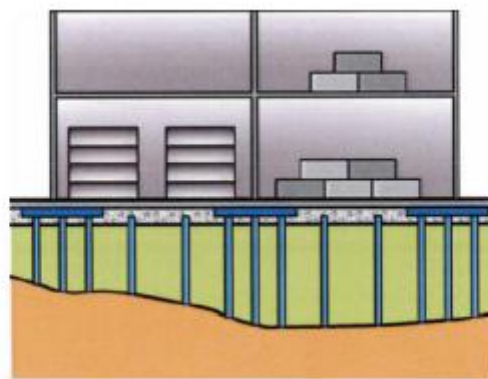


Figure 1.10- Dalles et fondations de bâtiments industriels (ASIRI, 2012).

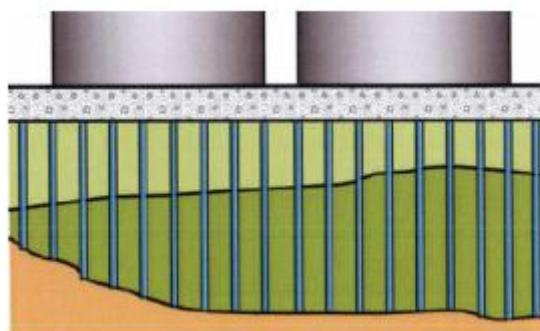


Figure 1.11- Réservoirs et bassins (ASIRI, 2012).

Le système IR permet de surélever rapidement la structure et de mobiliser immédiatement la résistance de sol de conception (ASIRI, 2012). Ceci est avantageux pour les structures de type dalle



ou radier où il y a peu de place pour le tassement pendant la construction ; et pour les structures de type remblai où il peut y avoir peu ou pas de temps de construction disponible pour une opération de construction phase par phase, qui peut être nécessaire pour assurer la stabilité.

1.4.3. Application des systèmes de pieu et d'inclusion rigide

Dans le rapport général du TC211 couvrant les développements récents dans le domaine de l'amélioration des sols en inclusion rigide, (Simon, 2012) a souligné que la pratique de la construction s'est développée en amont de la conception des méthodes adaptées à ce nouveau concept de fondation. L'application du renforcement du sol par IR varie d'un pays à l'autre, mais concerne le plus souvent les remblais sur pieux. Plus récemment comme la méthodologie est devenue plus acceptée sur le marché, leur utilisation a été étendue pour supporter des éléments structuraux tels que des radiers, des dalles et des semelles isolées.

Ces dernières années, plusieurs programmes de recherche nationaux financés ont été entrepris pour combler le fossé entre la recherche et la pratique de la construction. Ces institutions et programmes comprennent le Centre de Recherche sur les Sols Mous en Malaisie (NO RECESS), le Réseau de Formation à la Recherche Marie Curie "Modélisation avancée de l'Amélioration des Sols Mous (AMGISS), le Projet National ASIRI financé par le Gouvernement Français et l'Institut de Recherche Appliquée et Expérimentation en Génie Civil (IREX). Les Néerlandais ont lancé un programme de recherche sur les remblais sur pieux dans le but d'optimiser davantage les directives de conception néerlandaises CUR 226 pour les remblais sur pieux. Un projet de recherche Allemand entrepris par l'Institut de géotechnique de l'Université de Kassel visait à développer de nouvelles procédures de conception à introduire dans l'EBGEO, "Structures en terre armée sur éléments porteurs ponctuels ou linéaires" (Société géotechnique allemande, 2012).

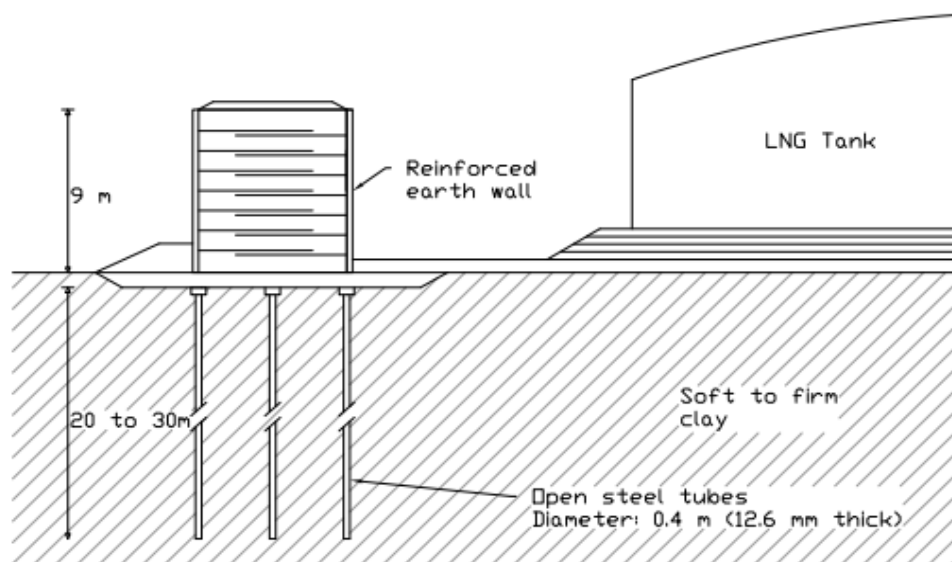


Figure 1.12- Schéma de principe d'une fondation de réservoir appuyée sur des IR en Indonésie (ASIRI, 2012).



À la suite de ces initiatives de recherche, entre autres, plusieurs publications clés ont été publiées ces dernières années, couvrant des recommandations pour la conception, la construction et le suivi des améliorations des sols par inclusions rigides. L'Allemagne, la Grande-Bretagne et les Pays-Bas ont publié des directives révisées pour dimensionnement des remblais sur pieux (EBGEO, 2010, BS8006, 2010, CUR 226, 2010). Fait important, la France est le seul pays à publier des lignes directrices qui couvrent à la fois les remblais sur pieux et les fondations en dalles ou radiers (ASIRI, 2012). Les (figures 1.12 à 1.17) illustrent les exemples de grands projets où la technique de renforcement par IR a été mise en œuvre dans la conception des fondations.

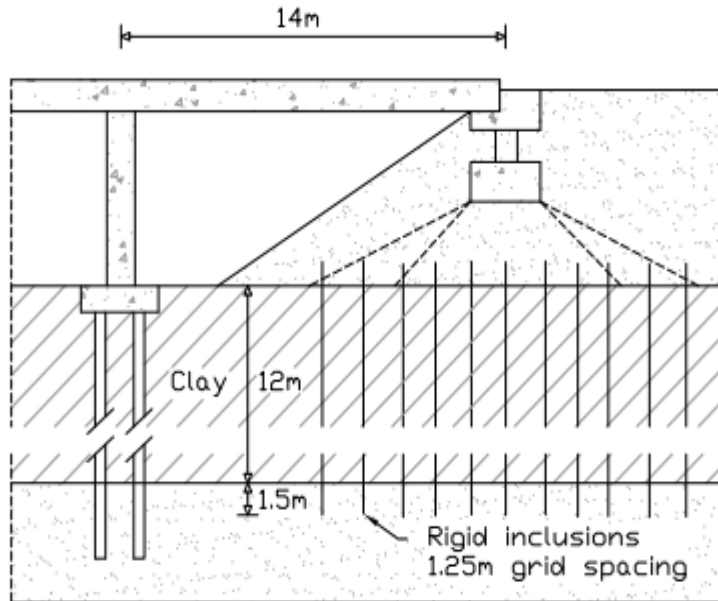


Figure 1.13- Schéma de principe d'une culée et d'un remblai de pont appuyés sur RI pour l'autoroute A43 en France (ASIRI, 2012).

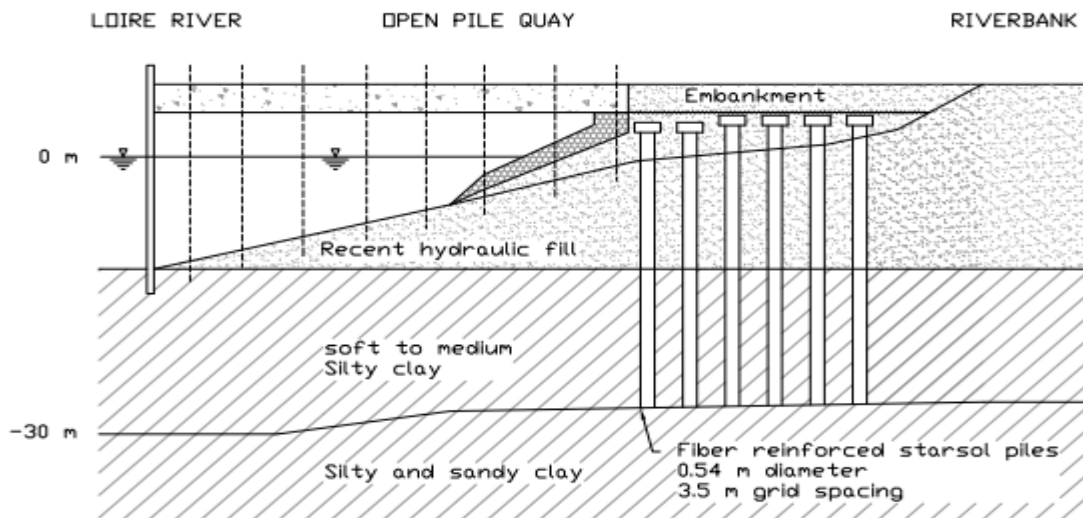


Figure 1.14- Inclusions rigides entre tablier sur pilotis et berge en France (ASIRI, 2012).

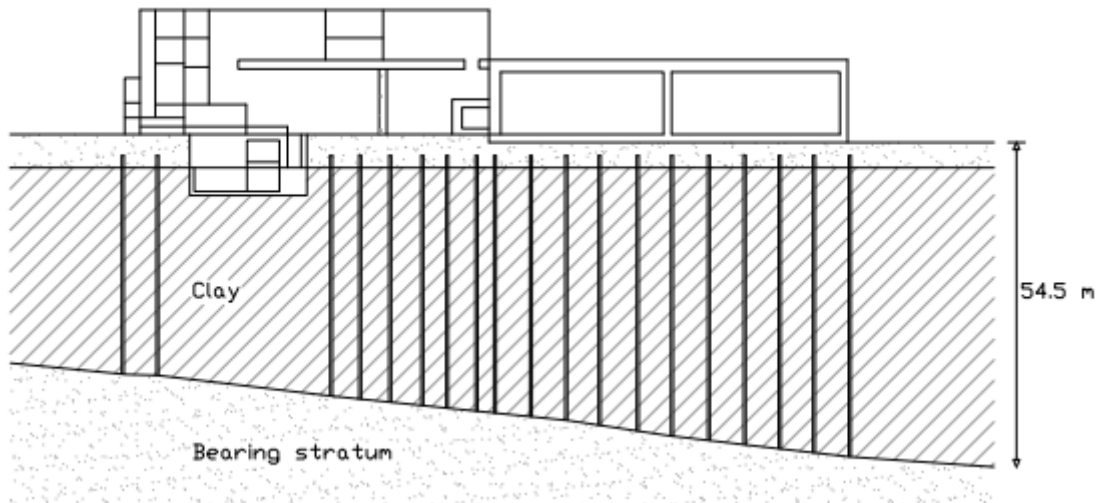


Figure 1.15- RI sous installation active de déchets (ICEDA) en France (adapté d'ASIRI, 2012).

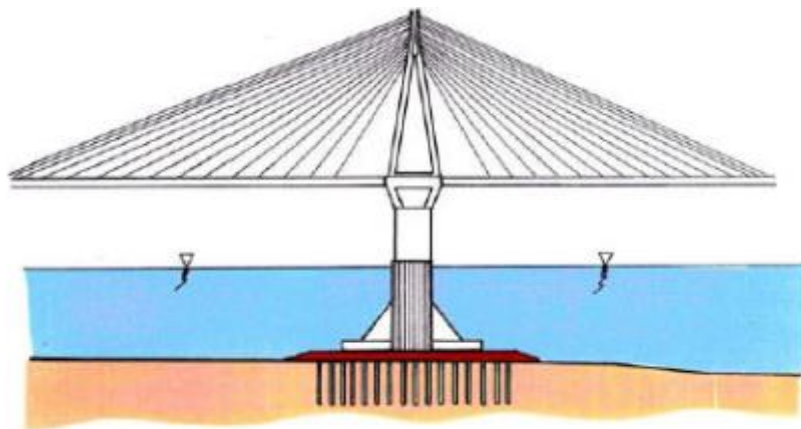


Figure 1.16- Le pont de Rion-Antirion en Grèce (ASIRI, 2012).

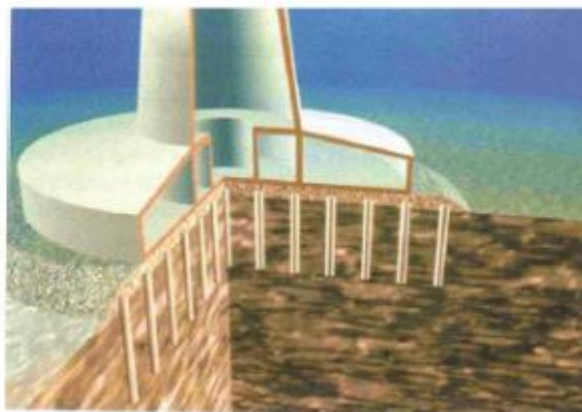


Figure 1.17- Jetée du pont de Rion Antirion montrant le caisson, la couche de gravier, l'argile naturelle et les RI (ASIRI, 2012).



1.5. Mécanismes de transfert de charge verticale au-dessus de la tête d'inclusion

Cette section décrit les mécanismes par lesquels la charge verticale est transférée de la structure à la tête d'inclusion à travers une plate-forme de transfert de charge granulaire, Figure 1.18. Le principal mécanisme est connu sous le nom de voûte (Figure 1.19). Lorsque le renforcement géo synthétique (GR) est inclus dans le système, un transfert de charge supplémentaire se produit dû à l'action de la membrane. La condition aux limites imposée à la base des structures souples est différente d'une structure rigide. Cela affecte la façon dont la charge est transférée au sol renforcé.

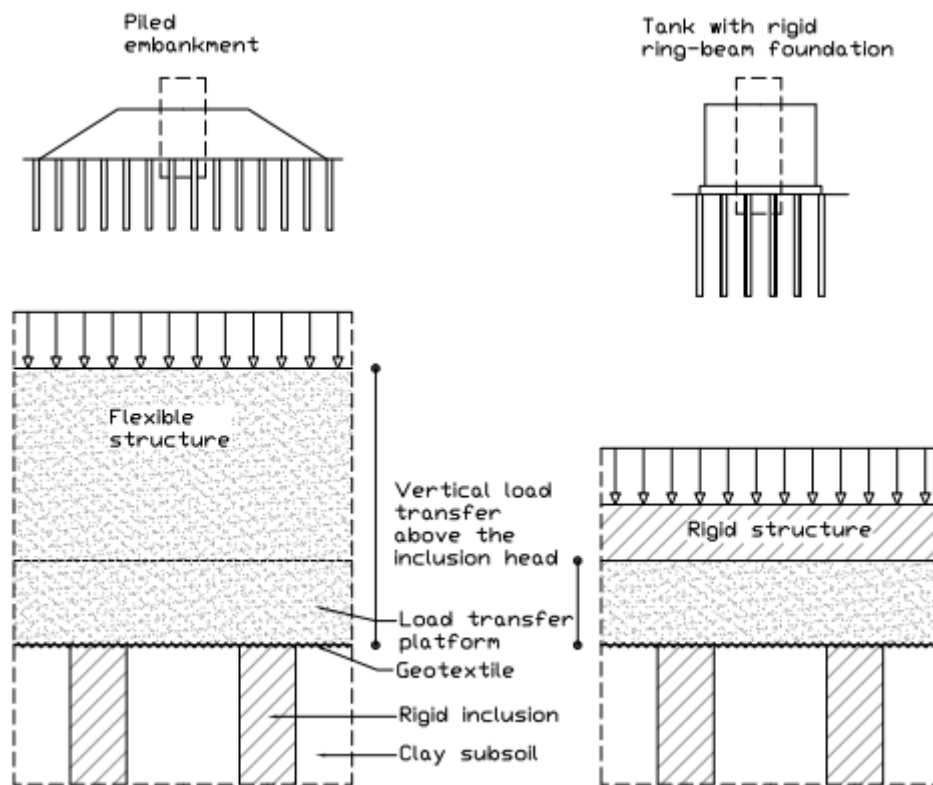


Figure 1.18- Transfert de charge vertical au-dessus de la tête d'inclusion (ASIRI, 2012).

1.5.1. Conditions aux limites imposées par une structure rigide ou souple

Les conditions aux limites imposées à la base d'une structure affectent la façon dont la charge est transférée à la fondation sous-jacente. Dans le cas d'un remblai en terre, cette limite peut ne pas être distincte du remblai en termes d'état et de composition (Figure 1.19). Il existe deux conditions idéales de chargement et de déplacement à cette limite, à savoir une déformation uniforme et une contrainte uniforme (Han, 2015). La condition de déformation uniforme ou égale existe sous chargement rigide (dalles, radiers ou semelles). La condition contrainte uniforme existe sous chargement flexible (remblai en terre).



La (figure 1.20) montre le chargement rigide d'une dalle imposant un plan de tassement égal à sa base. Dans le cas d'un chargement flexible à partir d'un remblai, un plan d'égale contrainte est situé à une certaine hauteur au-dessus des inclusions, ici en surface (figure 1.20). Les deux types de chargement font que les inclusions supportent une contrainte plus élevée que le sol environnant en raison de la différence de rigidité entre le sol et les inclusions rigides. Dans les deux situations, le sol renforcé entre les inclusions se tasse plus que les inclusions, ce qui entraîne un tassement différentiel au niveau des inclusions rigides. Il est évident que les schémas de déplacement des particules sont différents pour les deux types de chargement. Alors que les deux résultent d'un mécanisme de voûte, les motifs de voûte sont différents.

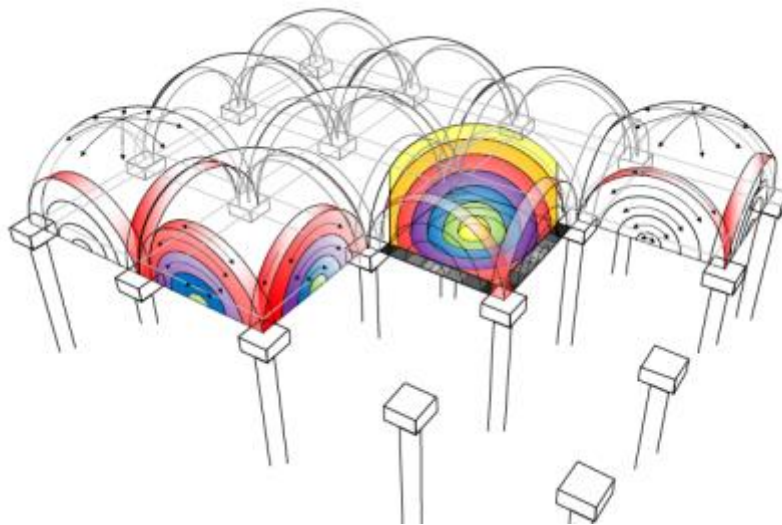


Figure 1.19- Représentation du l'effet de voûte (van Eekelen, Bezuijen& van Tol, 2013).

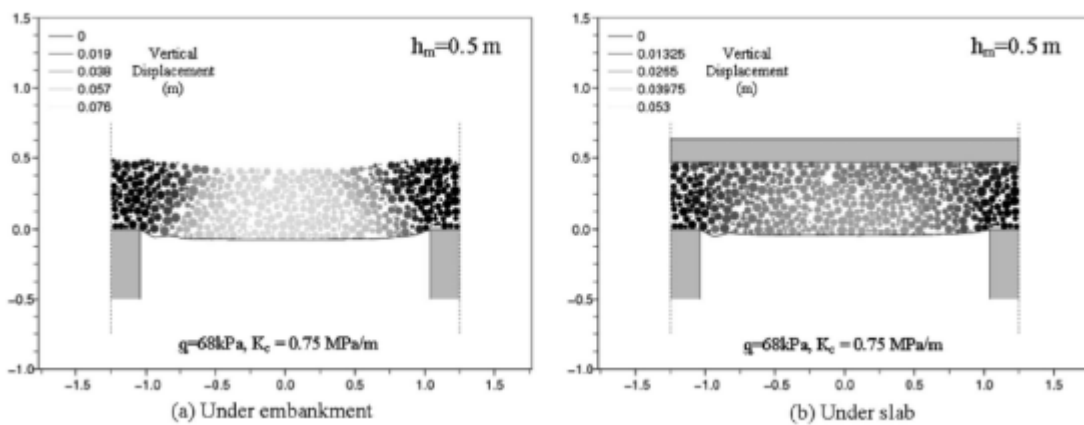
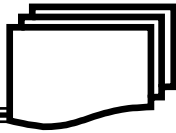


Figure 1.20- Déplacements de particules dans le LTP (a) sous un remblai et (b) sous une dalle (Girout et al, 2014).



1.5.2. Cellules unitaires, taux de remplacement de surface et autre terminologie

Parallèlement aux hypothèses idéalisées des conditions aux limites, les chercheurs utilisent souvent le terme de cellule unitaire ou élémentaire pour analyser et décrire les fondations renforcées par les inclusions rigides. Le terme « cellule unitaire » décrit le support offert par une seule colonne, et sa zone d'influence sur le sol voisinant (Figure 1.21). Les dimensions d'une cellule unitaire sont influencées par l'aire de la section transversale, l'espacement et du modèle de disposition des colonnes. Pour comparer les effets de ces paramètres en termes de surface de sol remplacée par la colonne, un taux de remplacement de surface est défini comme le rapport de la section aire d'une colonne au sol occupée par une seule colonne (équation 1.1).

$$a_s = \frac{A_c}{A_s} = C \left(\frac{d_c}{s} \right)^2 \quad (1.1)$$

$C=0.785$ pour une disposition carrée et 0.907 pour une disposition triangulaire.

Le rapport de remplacement de surface varie considérablement en fonction de l'application structurelle et du type d'inclusion. En Suède et en Finlande les valeurs de (a_s) sont généralement comprises entre 10 % et 25 %. En Japon les valeurs de (a_s) sont généralement supérieures à 30 % et peuvent même dépasser 50 %. Dans la pratique néerlandaise, des valeurs comprises entre 4,5 % et 12 % sont couramment utilisées (van Eekelen, Bezuijen & van Tol, 2013). Les codes de pratique spécifient souvent un espacement minimum de trois à quatre diamètres entre les pieux de déplacement pour limiter leur interaction, ce qui peut limiter pratiquement la zone taux de remplacement (ASIRI, 2012).

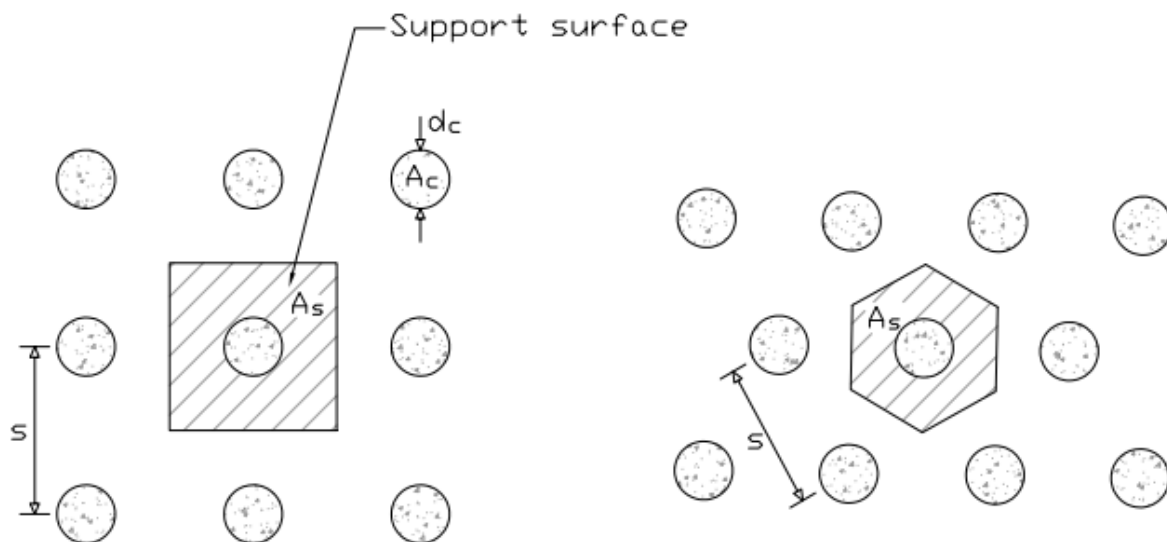


Figure 1.21- Différents types de disposition des inclusions rigides (ASIRI, 2012).

Comme décrit dans la section précédente, les IR subissent une contrainte plus élevée que le sol environnant due à la différence de rigidité entre l'inclusion (E_I) et le sol (E_S). Le rapport de concentration de contraintes (η) est souvent utilisé pour décrire ce transfert de charge au-dessus de



la tête d'inclusion et il est défini comme le rapport de la contrainte sur inclusion à celle au sol environnant, comme indiqué dans l'équation (1.2).

$$\eta = \frac{\Delta\sigma_I}{\Delta\sigma_S} = \frac{E_I}{E_S} \quad (1.2)$$

Le rapport de concentration de contrainte n'est pas constant et dépend de la relation contrainte-déformation entre l'inclusion et le sol. Les colonnes en béton avec leur rigidité élevée ont des valeurs supérieures à 10, tandis que les colonnes granulaires ont généralement des valeurs comprises entre 1,0 et 5,0 (Han, 2015). Un autre aspect important des fondations renforcées en colonnes est la mesure dans laquelle elles réduisent le tassement des fondations. Il est courant de considérer l'efficacité de tassement (E_{sett}) du système de renforcement, qui est donné par l'équation (1.3).

$$E_{sett} = 1 - \left(\frac{\delta_v}{\delta_0} \right) \quad (1.3)$$

Où, δ_0 est le tassement du sol vierge sans renforcement et δ_v est le tassement du sol renforcé. L'efficacité de déflexion latérale (E_{lat}) peut être évaluée de la même manière. Les deux sont des mesures de l'efficacité de renforcement à réduire le tassement ou la déflexion latérale.

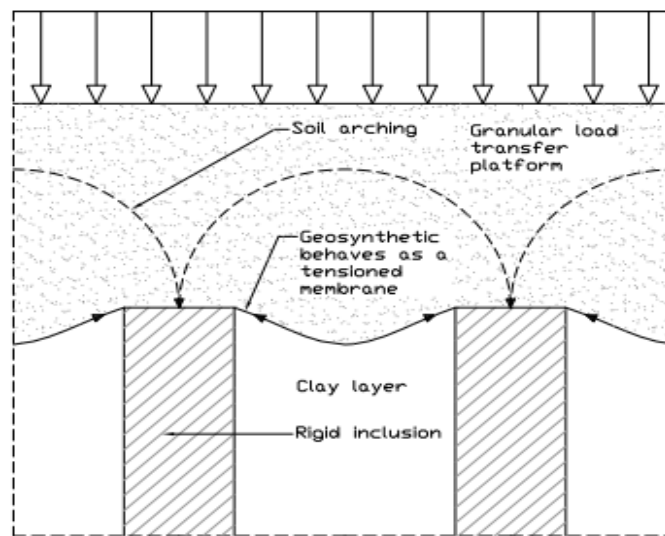


Figure 1.22- Mécanismes de transfert de charge et d'interaction en tête d'inclusion (ASIRI, 2012).

L'effet de voûte est le mécanisme de transfert de charge qui se traduit par une concentration des contraintes au niveau des têtes d'inclusion. Il se produit dans les sols lorsqu'il y a une « inclusion » dans la masse du sol avec des propriétés matérielles et/ou une structure significativement différente (Iglesia, Einstein & Whitman, 2014). La «voûte» est définie en génie civil comme le transfert de contrainte d'une partie cédante d'une masse de sol à des parties adjacentes moins cédantes ou retenues de la masse. Considérant le cas d'un remblai appuyé sur sol renforcé avec des IR (Figure 1.22), les inclusions sont significativement plus rigides et plus solides



que la masse de sol environnante. Lors du chargement, la redistribution des contraintes entraîne une augmentation de la charge (voûte passive) sur les zones les moins déformables au-dessus des inclusions, ainsi qu'une diminution de la charge sur les zones adjacentes entre les inclusions.

1.5.3. Cas d'un remblai en terre

Plusieurs chercheurs ont mené des investigations expérimentales sur des remblais sur pieux. La plupart des chercheurs ont utilisé des modèles de laboratoire 3D simplifiés à petite échelle (van Eekelen et al, 2012) ou des modèles 3D modèles de centrifugeuse (Girout et al. 2014). Jenck et al. (2009) ont utilisé un certain nombre de tiges d'acier empilées (analogue du sol) pour modéliser le remblai, et Chen et al. (2008) ont modélisé la tête d'inclusion avec une poutre. Ces deux simplifications aboutissent à une symétrie 2D qui simule la voûte du sol plan. Le Hello et Villard (2009) ont réalisé quatre études expérimentales sur des modèles à échelle réelle.

Tous les chercheurs ont modélisé le remblai en terre avec un matériau de sable granulaire, à l'exception de Jenck et al. (2009) qui ont utilisé un analogue du sol. La plupart des chercheurs ont inclus le renforcement par des couches de géo-synthétiques (GR). Diverses méthodes ont été utilisées pour simuler la consolidation du sol de fondation et le tassement ultérieur de la plate-forme de transfert de charge. Le Hello et Villard (2009) ont simplement pris le sol de fondation alors que d'autres chercheurs ont utilisé de la mousse de caoutchouc pour simuler la compression du sous-sol (van Eekelen et al. 2012).

La plupart des chercheurs ont mesuré les contraintes à la tête ou à la base des inclusions, ainsi que le tassement différentiel du remblai et de la plate-forme de transfert de charge (Blanc et al. 2012 ; van Eekelen et al. 2012 ; Girout et al. 2014 ; Okyay et al, 2014). Van Eekelen et al. (2012) et Le Hello & Villard (2009) ont été les seuls chercheurs à mesurer séparément la répartition des charges sur le sol de fondation, le renforcement géo-synthétique et les inclusions. Cela permet de comparer les résultats de mesure avec les parties séparées des modèles analytiques existants (van Eekelen et al. 2012).

Les résultats de la recherche ont été utilisés pour discuter du mécanisme de voûte ainsi que l'effet de plusieurs facteurs tels que la hauteur et les propriétés de la plateforme de transfert de charge, les propriétés du sol de fondation, l'effet du renforcement par géotextile, l'effet de la zone du taux de remplacement et l'effet des différents types de chargement. Dans ce qui suit, les différents résultats de l'influence des facteurs mentionnés ci-dessus seront détaillés.

1. Le phénomène de voûte

Tous les chercheurs ont confirmé que le transfert de charge vers les têtes d'inclusion s'est produit par le mécanisme de voûte. De nombreux chercheurs ont observé visuellement le mécanisme de voûte, soit à travers une fenêtre transparente sur le modèle, soit par photographie pendant le test (Figure 1.23). Le mécanisme de voûte est généralement quantifié par l'efficacité de transfert de charge (E), définie comme la charge agissant sur une seule tête d'inclusion rigide (Q_{i0}) par rapport à la charge totale appliquée sur une cellule unitaire (Q_t). Cette dernière est donnée par l'équation (1.4)



$$E = \frac{Q_{i0}}{Q_t} \quad (1.4)$$

Chevalier et al. (2010) ont décrit un ratio supplémentaire (G) (équation 1.5), qui quantifie la capacité de la couche de transfert de charge à redistribuer toute surcharge supplémentaire (ΔQ_t) à l'inclusion :

$$G = \frac{\Delta Q_t}{Q_t} \quad (1.5)$$

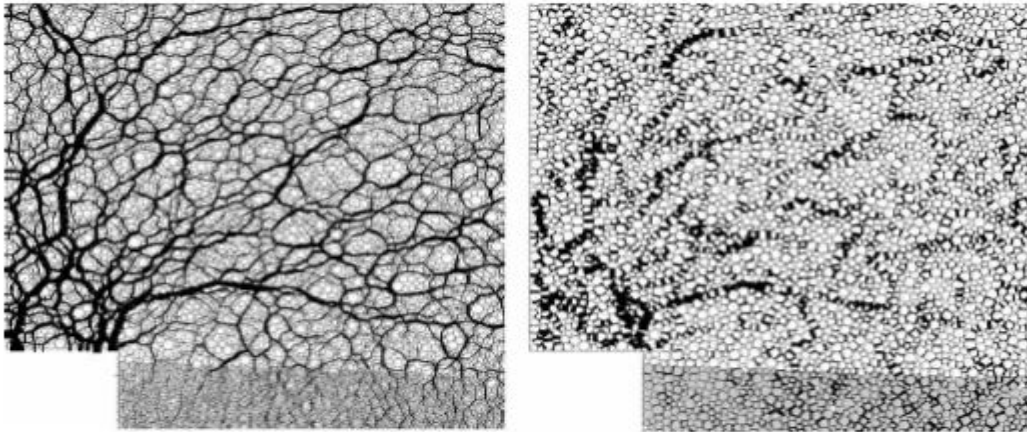


Figure 1.23- Forces normales (à gauche) et forces de cisaillement (à droite) mettant en évidence la cambrure dans LTP (Jenck, Dias & Kastner, 2009).

Le phénomène de voûte dépend fortement du déplacement relatif entre la tête d'inclusion et le sol de fondation, il existe un déplacement relatif critique où l'effet de voûte soit plus efficace pour transférer la charge à la tête d'inclusion (Villard & Combe, 2010). Chen et al. (2008) ont signalé que l'ampleur de ce déplacement relatif est de 8 à 13 mm Ce point correspond à la mobilisation progressive de la résistance au cisaillement au sein du matériau granulaire de la plate-forme de transfert de charge (ASIRI, 2012). Un modèle de déplacement caractéristique se forme à l'intérieur de la plate-forme de transfert de charge. Une zone conique de déplacement relativement faible se forme au-dessus de la tête d'inclusion.

La contrainte de cisaillement se concentre le long de la frontière du cône et de la zone de tassement plus élevé entre les inclusions. En référence à ce modèle caractéristique, Carlsson (1987) a suggéré un angle de cône, ou angle de voûte (Figure 1.24) égal à 15° , quelles que soient les caractéristiques du matériau LTP (Villard & Combe, 2010). Ceci est en accord avec Van Eekelen et al. (2003, 2012) qui ont rapporté que l'angle de voûte compris entre $13,7^\circ$ et $16,9^\circ$. Contrairement à ces résultats, pour une étude numérique, Chevalier et al. (2010) ont rapporté un angle compris entre 30° et 45° (Figure 1.25), qui était corrélé à l'angle de frottement résiduel et l'angle de frottement maximal du matériau LTP respectivement.



2. Influence de la hauteur du remblai

Plusieurs chercheurs ont rapporté que l'efficacité de la charge (E) augmente avec l'augmentation de la hauteur de remblai (H) au-dessus des têtes d'inclusion rigides (Jenck et al. 2009 ; Okay et al. 2010).

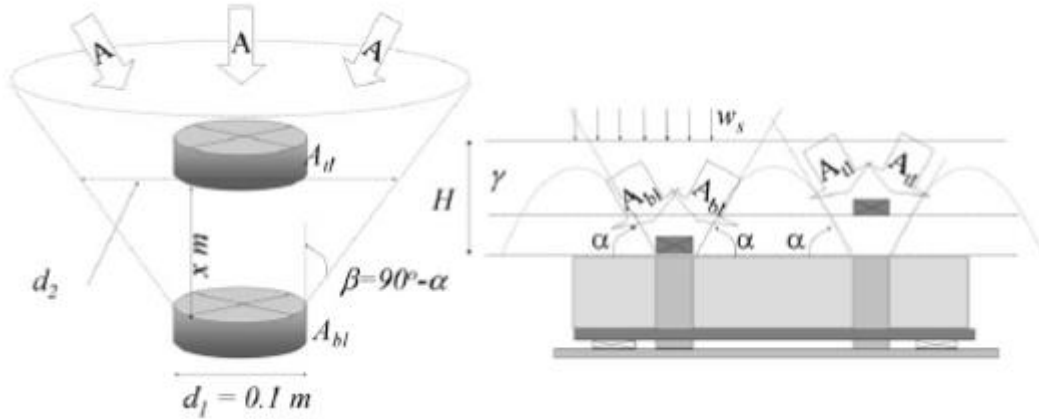


Figure 1.24- Mesure de l'angle de voûte (van Eekelen et al. 2012).

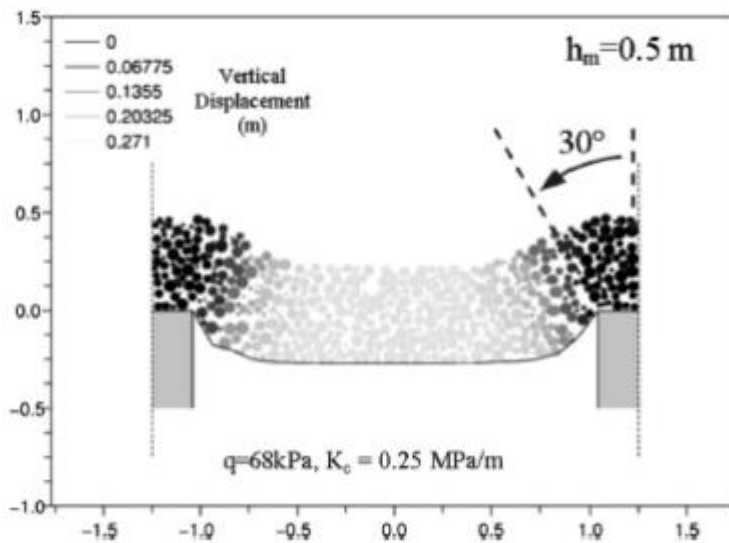


Figure 1.25- Angle de voûte mesuré à partir des déplacements de particules (DEM) en coupe verticale (Villard & Combe, 2010).

Cette augmentation d'efficacité atteint une valeur limite qui définit ce qu'on appelle la hauteur critique (figure 1.25). Cette hauteur correspond à un plan de tassement égal dans le remblai, où les forces de cisaillement sont réduites à zéro. La hauteur critique diminue avec l'augmentation de la hauteur du remblai (van Eekelen, Bezuijen & van Tol, 2013). Cette hauteur critique est en fonction du diamètre ou largeur des inclusions rigides (d ou a), de l'espacement entre inclusions (s) et des propriétés de la plate-forme de transfert de charge (ASIRI, 2012). A cet égard, la hauteur



critique est souvent exprimée en facteur de proportionnalité multiplié par la portée libre entre les colonnes adjacentes (McGuire et al, 2012).

Tableau 1.1 – Recommandations existantes pour la hauteur minimale du remblai (McGuire et al. 2012).

Références	Hauteur minimale du remblai
BS8006(1995)	0.7(s-a)
Carlsson (1987)	1.0(s-a)
Nordic Handbook (2002)	1.2(s-a)
Chen et al (2008)	1.6(s-a)
Dererdash (1996)	1.7(s-a)
Hewlett and Randolph (1988)	2(s-a)

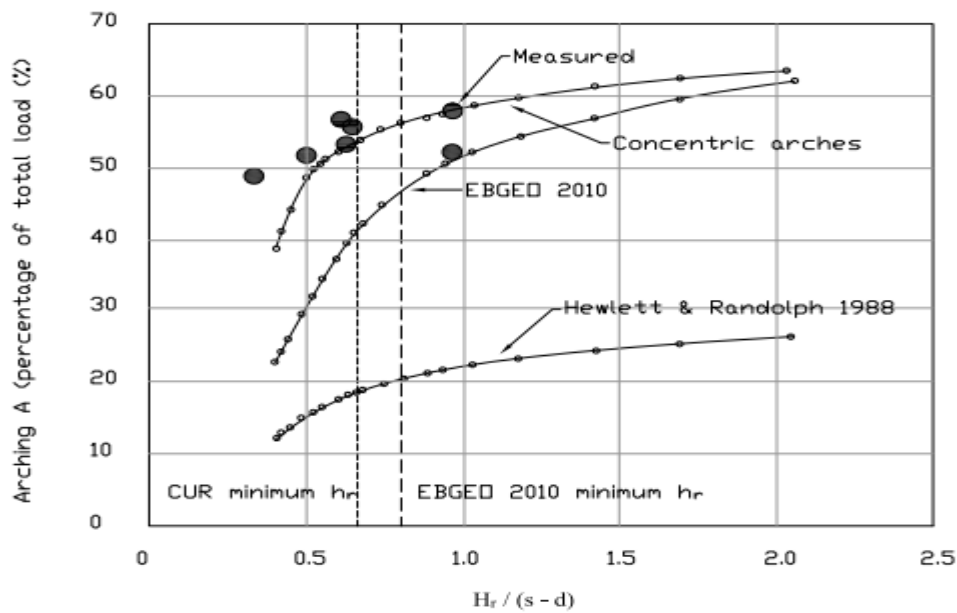
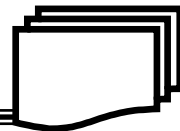


Figure 1.26- Efficacité de charge (arche A) en fonction de la hauteur du remblai (van Eekelen, Bezuijen& van Tol, 2013).

Pour assurer une action de voûte complète et un plan de tassement égal à la surface du LTP, diverses recommandations ont été faites en ce qui concerne le facteur de proportionnalité approprié (Tableau 1.1). S est la distance entre axes de deux colonnes et a largeur des pieux avec dalle.



3. Influence des propriétés de la plate-forme de transfert de charge

Dans leur étude (Jenck et al. 2009) ont montré que les mécanismes de cisaillement engendrent le phénomène de voûte dans la plate-forme de transfert de charge (Figure 1.26). Le cisaillement est lié à l'angle de frottement interne du LTP. Plusieurs chercheurs ont confirmé cette relation (Jenck et al. 2009 ; Chevalier et al. 2010 ; Van Eekelen et al. 2012, 2013 ; Iglesia et al. 2014). Selon des études expérimentales, Van Eekelen et al. (2012) ont conclu que plus l'angle de frottement du matériau LTP est faible, moins il y a de voûte lors de la consolidation du sol de fondation.

4. Influence du taux de remplacement de surface :

Le taux de remplacement de surface décrit la densité de renforcement. Divers chercheurs ont montré que le taux de remplacement de surface a une forte influence sur l'efficacité du transfert de charge (Jenck, Dias & Kastner, 2009 ; Okay et al. 2014). Jenck et al. (2009) ont montré que plus le taux de remplacement de surface est élevé, plus l'efficacité du transfert de charge est élevée, avec une bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et numériques.

5. Influence des conditions du sol de fondation

Van Eekelen et al. (2012) ont montré que la consolidation ou le compactage du sol de fondation entraîne une augmentation de l'effet de voûte. Ceci est en accord avec Chen et al. (2008) qui ont montré que la voûte du sol est fortement dépend du déplacement relatif entre la tête d'inclusion et le sol de fondation.

6. Influence du type de chargement

Dans une expérience de centrifugation avec des cycles de chargement et de déchargement appliqués par déplacements successifs d'un plateau mobile, Okay et al. (2010) ont montré que les cycles de chargement-déchargement n'influencent pas la valeur de la charge maximale en tête d'inclusion. Cependant, ils ont signalé un tassement supplémentaire du sol de fondation dû au chargement cyclique.

1.5.4. Cas d'une dalle, un radier ou une semelle rigide

Structures rigides construites sur un sol renforcé par des inclusions rigides, comme une dalle (Chevalier, Villard & Combe, 2010 ; ASIRI, 2012), fondation sur radier sur pieux sans contact (Fioravante & Giretti, 2010), ou fondations de radier sur pieux déconnectés (Cao, Wong & Chang, 2004) et les semelles (Dias & Simon, 2012), ont reçu moins d'attention dans la recherche par rapport aux remblais sur pieux.

Fioravante & Giretti (2010) ont réalisé une série d'essais en centrifugeuse sur des modèles de pieux pour comprendre l'influence d'une couche granulaire séparant les pieux de la structure. La plate-forme de transfert de charge ainsi que le sol de fondation ont été modélisés à l'aide de sable. Certains des pieux ont été instrumentés avec des cellules de charge miniaturisées. La charge était appliquée par un actionneur hydraulique asservi. Ils se sont concentrés sur le comportement global du tassement-charge du système.



Cao et al. (2004) ont utilisé un modèle de laboratoire à petite échelle qui simulait des conditions de déformation plane bidimensionnelles. Le sol de fondation et la plate-forme de transfert de charge ont été modélisés à l'aide de sable. Les pieux ont été instrumentés avec des jauges de contrainte et les charges appliquées avec des vérins hydrauliques. Divers modèles de renforcement des fondations ont été investigués, en étudiant leur influence sur la rigidité des fondations, le tassement différentiel, les forces des pieux et le frottement de la peau, le partage de la charge entre le pieu et le radier et l'effet de la disposition des pieux et du nombre de pieux.

Jenck, (2014) ont réalisé une étude numérique en couplant la méthode des éléments discrets (DEM) et la méthode des éléments finis (FEM). Ces méthodes ont été utilisées pour modéliser respectivement la couche de transfert de charge granulaire et le renforcement géo-synthétiques. Fait important, cette méthode a été validée par Villard et al. (2009) qui ont mené des expériences de terrain à vraie grandeur. Cette étude s'est concentrée sur les mécanismes de transfert de charge dans la plate-forme de transfert. Les résultats ont permis de tirer des conclusions concernant l'importance de l'épaisseur du LPT par rapport à l'efficacité du transfert de charge et à l'ampleur du tassement vertical.

1. Mécanismes de transfert de charge

La rigidité d'une structure rigide impose une condition aux limites un tassement uniforme à la base de la structure (Figure 1.27). Lorsque LPT est inférieure à la hauteur critique, les mécanismes de transfert de charge résultants sont fondamentalement différents de ceux d'une structure flexible. Lorsqu'il s'agit d'une structure rigide, une zone de déplacement relativement faible est limitée à une colonne entre la tête d'inclusion et la base de la structure rigide (Chevalier, Villard & Combe, 2010).

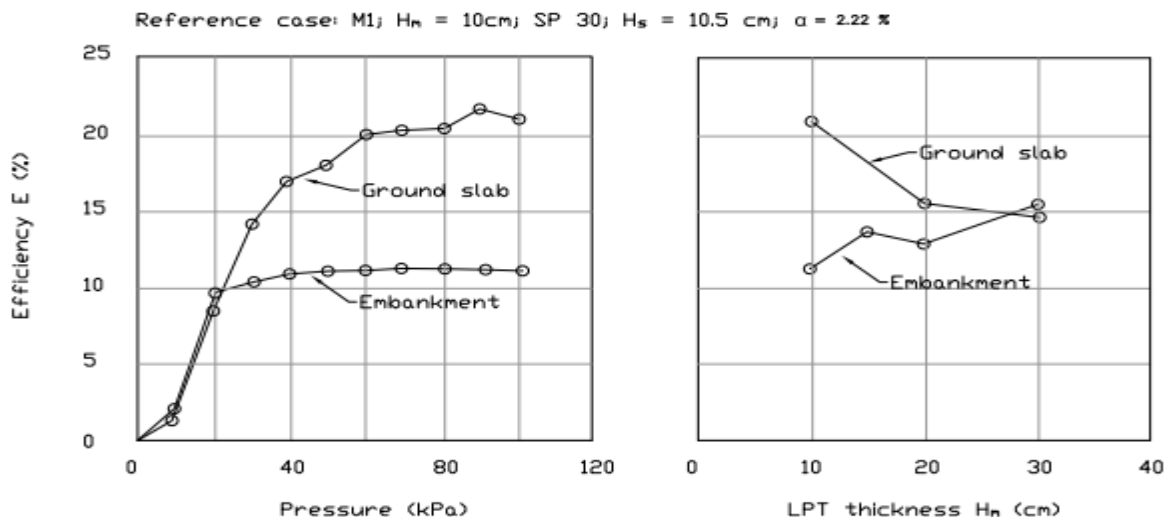
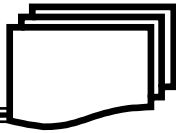


Figure 1.27-Évolution de l'efficacité de la charge en fonction de l'épaisseur de la plate-forme de transfert pour le cas d'un remblai et d'une structure rigide (ASIRI, 2012).

La figure 1.27 montre clairement que cette zone est moins conique et plus colonnaire que le champ de déplacement d'une structure souple. Chevalier et al. (2010) ont fait remarquer que sous



chargement rigide, le tassement vertical total est fonction de la déformation de la zone de déplacement relativement faible.

2. Influence de la structure rigide

Une structure rigide a une influence significative lorsque l'épaisseur LTP est inférieure à la hauteur critique. Dans ce cas, l'effet de la structure rigide est d'augmenter à la fois l'efficacité du transfert de charge (E) et transfert de surcharge (G) vers les têtes d'inclusion (Chevalier, Villard & Combe, 2010).

3. Epaisseur du LTP

L'épaisseur du LTP a un effet de contrôle à la fois sur l'efficacité du transfert de charge et sur les contraintes développées à la base de la structure rigide. À mesure que l'épaisseur de la plate-forme de transfert de charge augmente, l'efficacité de la charge diminue avec une réduction correspondante des contraintes de flexion à la base rigide de la structure (ASIRI, 2012). La figure 1.27 montre que lorsque l'épaisseur de la plate-forme de transfert augmente, l'efficacité de charge converge vers une valeur unique.

4. Effet de bordure

Les conditions dans LTP au bord d'une structure peuvent être sensiblement différentes de celles sous la zone centrale de la structure. Ceci est dû aux changements des conditions géométriques au bord d'une structure telle qu'une extension latérale limitée du LTP. De plus, il peut y avoir un changement dans les conditions de contraintes effectives agissant pour confiner LTP dans les directions verticale et horizontale. Ces facteurs peuvent conduire à des variations de contraintes importantes en bordure de la structure qui peuvent entraîner une réduction des charges transférées à la tête d'inclusion, ainsi que des charges inclinées (ASIRI, 2012).

1.6. Mécanismes de transfert vertical de charge entre l'inclusion et Sol environnant

Cette section décrit les mécanismes de transfert de charge entre l'inclusion et le sol environnant (Figure 1.28). Le transfert de charge se produit le long de du fût d'inclusion et à sa base. Quand l'inclusion rigide tasse plus que le sol environnant, les contraintes de cisaillement se développent le long du pieu, ce qui entraîne un frottement positif. Alternativement, lorsque le sol se tasse plus que l'inclusion rigide, un frottement superficiel négatif se développe le long d'une partie du fût du pieu entraînant une augmentation de la charge axiale (Fattah, 2016). Les forces agissant pour pousser le pieu vers le bas ou le tirer vers le haut, sans aucune charge supplémentaire et due aux frottements négatifs, sont contrebalancées par toute résistance portante mobilisée en pied de l'inclusion et par le frottement positif résistance du fût.

Ces mécanismes de base du transfert de charge axiale sont influencés par les changements qui se produisent au cours de phases de l'histoire d'un pieu à déplacement (Randolph, 2003). Ces phases sont l'installation, équilibrage des surpressions interstitielles et chargement (Figure 1.28). Les sections suivantes décrivent les mécanismes de base du transfert de charge pour les pieux à



déplacement dans le sable et l'argile ; considération est accordée aux changements qui se produisent pendant l'installation jusqu'au chargement

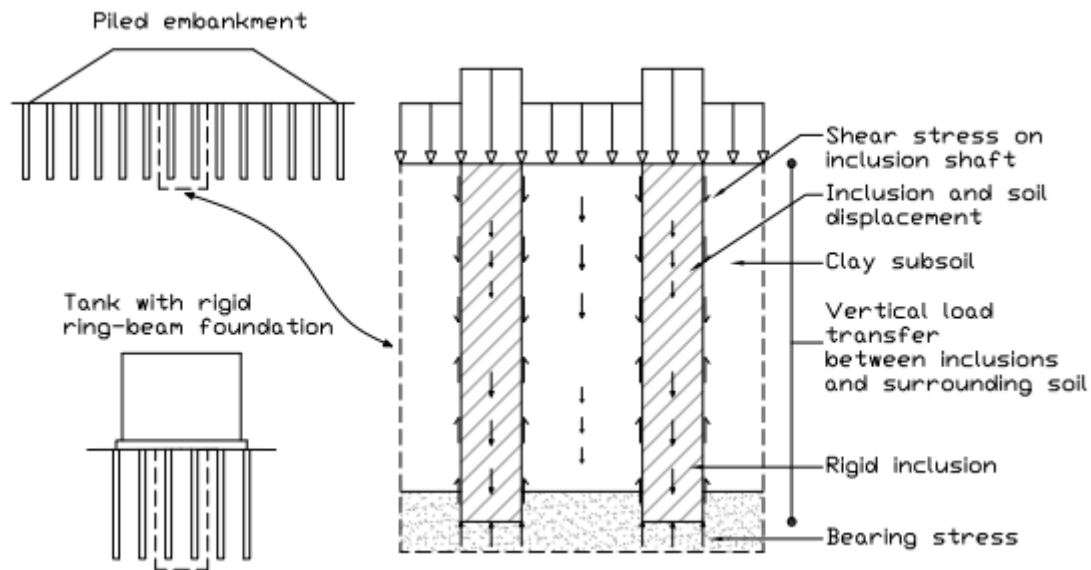


Figure 1.28- Transfert de charge verticale entre l'inclusion et le sol environnant (ASIRI, 2012).

1.6.1. Mécanismes de base des pieux à déplacement dans l'argile

L'enfoncement d'un pieu dans le sol fondation modifie le sol au voisinage du pieu. Randolph (2003) décrit ces modifications du sol immédiatement adjacent au pieu comme une distorsion, une altération de la texture du sol, le remoulage et la formation éventuelle de bandes de cisaillement résiduelles. Le sol de cette zone de cisaillement est déplacé vers l'extérieur, ce qui crée un champ de pression interstitielle excessive autour du pieu. Les pressions interstitielles induites se dissipent progressivement vers la pression hydrostatique au fur et à mesure que l'eau interstitielle s'écoule loin du pieu. Ce processus aboutit à la consolidation du sol adjacent au pieu avec une diminution de la teneur en eau et augmentation de la contrainte effective. Lorsque le pieu est enfin chargé et se déplace par rapport au sol, des contraintes de cisaillement se développent le long du fût à l'interface pieu-sol et une pression d'appui à la pointe du pieu.

1.6.2. Mécanismes de base des pieux à déplacement dans le sable

L'installation d'un pieu à déplacement dans le sable modifie l'état de contrainte et la structure du sol autour du pieu. Ces changements influencent le comportement du pieu pendant le chargement. Lors de l'installation, le sable à proximité de la pointe du pieu subit un grand déplacement et une rupture. La contrainte effective moyenne à la pointe augmente de la valeur in situ à une valeur limite à la rupture. Cette valeur peut être approchée par la résistance de pointe (q_c) de l'essai CPT (White, 2005). Pendant le battage, le sol est déplacé radialement loin du pieu et des contraintes de cisaillement se développent le long du fût du pieu. Le sol immédiatement adjacent au pieu subit une densification sous l'action cyclique de cisaillement due l'installation (Randolph, 2003). Ce mécanisme entraîne une réduction de la contrainte horizontale agissant sur le fût lors de



l'installation du pieu. Ce phénomène est appelée dégradation par frottement (Figure 1.29) (Randolph, 2003). Le processus d'installation laisse le sol éloigné dans un état fortement sur consolidé, ayant été fortement sollicité à la pointe lors de l'installation, puis déchargé au fur et à mesure que la pointe est enfoncée plus profondément.

La phase d'installation des pieux est suivie d'une période d'égalisation au cours de laquelle les conditions du régime permanent sont atteintes. Jardine et al. (2005) ont rapporté que la résistance de fût des pieux enfoncés dans le sable peut croître avec le temps, peut-être en raison de la relaxation par fluage qui entraîne une augmentation des contraintes effectives radiales. Pendant le chargement, la contrainte radiale effective augmente d'une quantité relativement faible en raison à la dilatation de l'interface (Randolph, 2003).

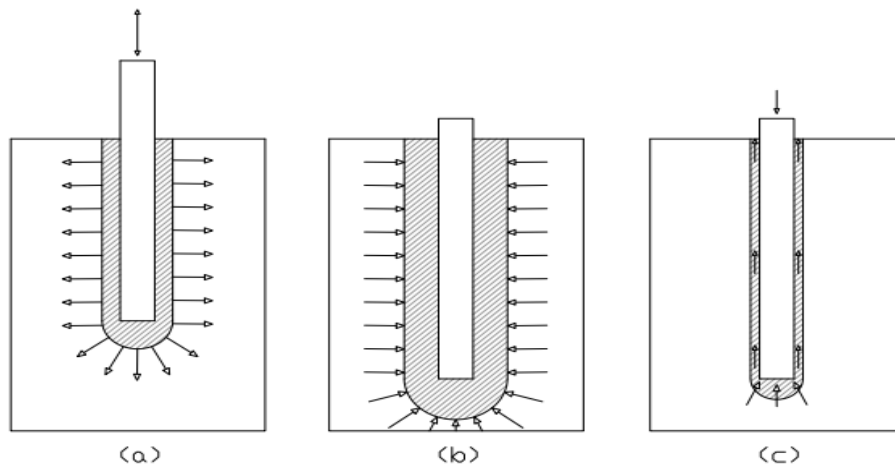


Figure 1.29- Les trois principales phases de l'histoire d'un pieu battu (a) mise en place (b) équilibre (c) chargement (Randolph, 2003).

1.7. Modes de rupture d'un groupe d'inclusions verticales

La recherche depuis les années 1980 a révélé que les colonnes individuelles soumises à une charge de type remblai ont différents modes de rupture qui dépendent de leur localisation par rapport à la superstructure et de la zones actives, transitoires et passives dans la fondation. Historiquement, la stabilité des remblais a été évaluée pour un mode de rupture unique basé sur un mécanisme de rupture par cisaillement circulaire.

À la fin des années 1980 et au milieu des années 1990, une série d'essais sur modèle de centrifugeuse a été effectuée pour identifier dans un sol renforcé les modes de rupture d'un groupe d'inclusions rigides (Kitazume & Terashi, 2013). Les essais sur modèle de centrifugeuse ont été réalisés pour des structures rigides telles que des caissons en béton (Okano & Miyajima, 2000), ainsi que des structures flexibles telles que remblais en terre (Kitazume, 2008). Dans les années 1990 suite à plusieurs ruptures de colonnes supportant des remblais en terre, les ingénieurs nordiques ont reconsidéré le mode de rupture d'un groupe de colonnes (Kivelo, 1998). Les sections suivantes décrivent les modes de rupture d'un groupe de colonnes sous rigide et flexible chargement basé sur des essais de centrifugeuse, des considérations théoriques et une analyse numérique.



1.7.1. Modes de rupture observés à partir des essais sur modèle de centrifugeuse

1.7.1.1. La stabilité des remblais sur un groupe de colonnes verticales

Depuis le milieu des années 1990, l'Institut de recherche portuaire et aéroportuaire étudie les modes de rupture de colonnes individuelles dans un groupe sous une charge de type remblai (Kitazume & Terashi, 2013b). La configuration des essais sur modèle de centrifugeuse comprenait de l'argile compressible normalement consolidée renforcée par un groupe de colonnes individuelles.

Les fondations étaient recouvertes d'un remblai à flanc incliné. Le remblai a été mis en place rapidement pendant les essais jusqu'à la rupture de la fondation. La force de colonnes en termes de résistance à la compression non confinée, était de 0,4 MPa, 1,1 MP (Kitazume & Terashi, 2013b). Les taux de remplacement de surface étaient de 28 % et 56 %. Il a été observé lors de l'effondrement du remblai que les colonnes se sont inclinées et pliées vers l'extérieur. La rupture à la base des colonnes s'est produite à cause de la flexion, présentant des fissures de traction à deux endroits différents. La partie supérieure des colonnes a été inclinée vers l'extérieur, ce qui a engendré la rupture. Aucune rupture de type circulaire ou de glissement n'a été observée. Un des observations importantes de ces essais était le mode progressif de la rupture.

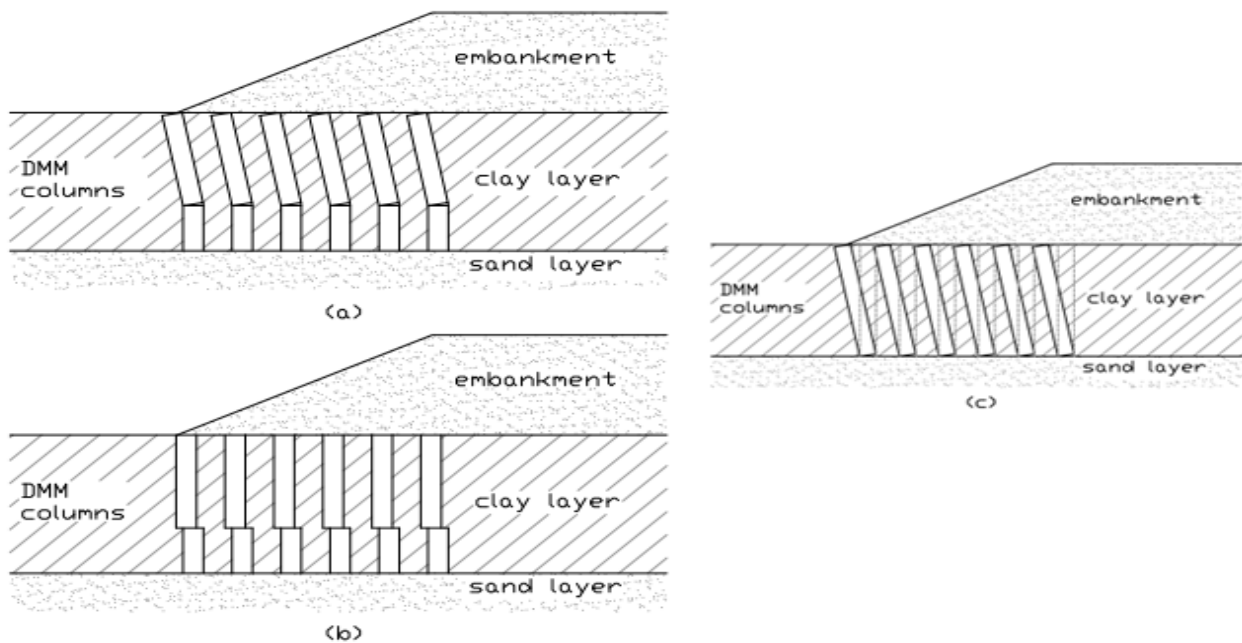


Figure 1.30- Modes de rupture d'un groupe de colonnes sous chargement de remblai (Wong, 2012).

Sur la base de ces résultats, (Figure 1.30) Kitazume (2008) a proposé que la stabilité du remblai soit vérifiée et évaluée pour le cisaillement, la flexion, l'inclinaison des colonnes, ainsi que la rupture due au glissement. Il a été conclu que les colonnes individuelles ne rompent pas simultanément mais progressivement. De plus, des calculs analytique et numérique ont été effectués



par Kitazume (2008) en concluant que la stabilité du remblai peut être surestimée en supposant un mode de rupture par cisaillement du cercle de glissement sans tenir compte des autres modes de ruptures internes.

1.7.2. Modes de rupture observés à partir des modélisations numériques

Fan et Yuan 2014 ont effectué des simulations numériques sur une structure sur pieux métalliques soumise à des collisions d'un navire.

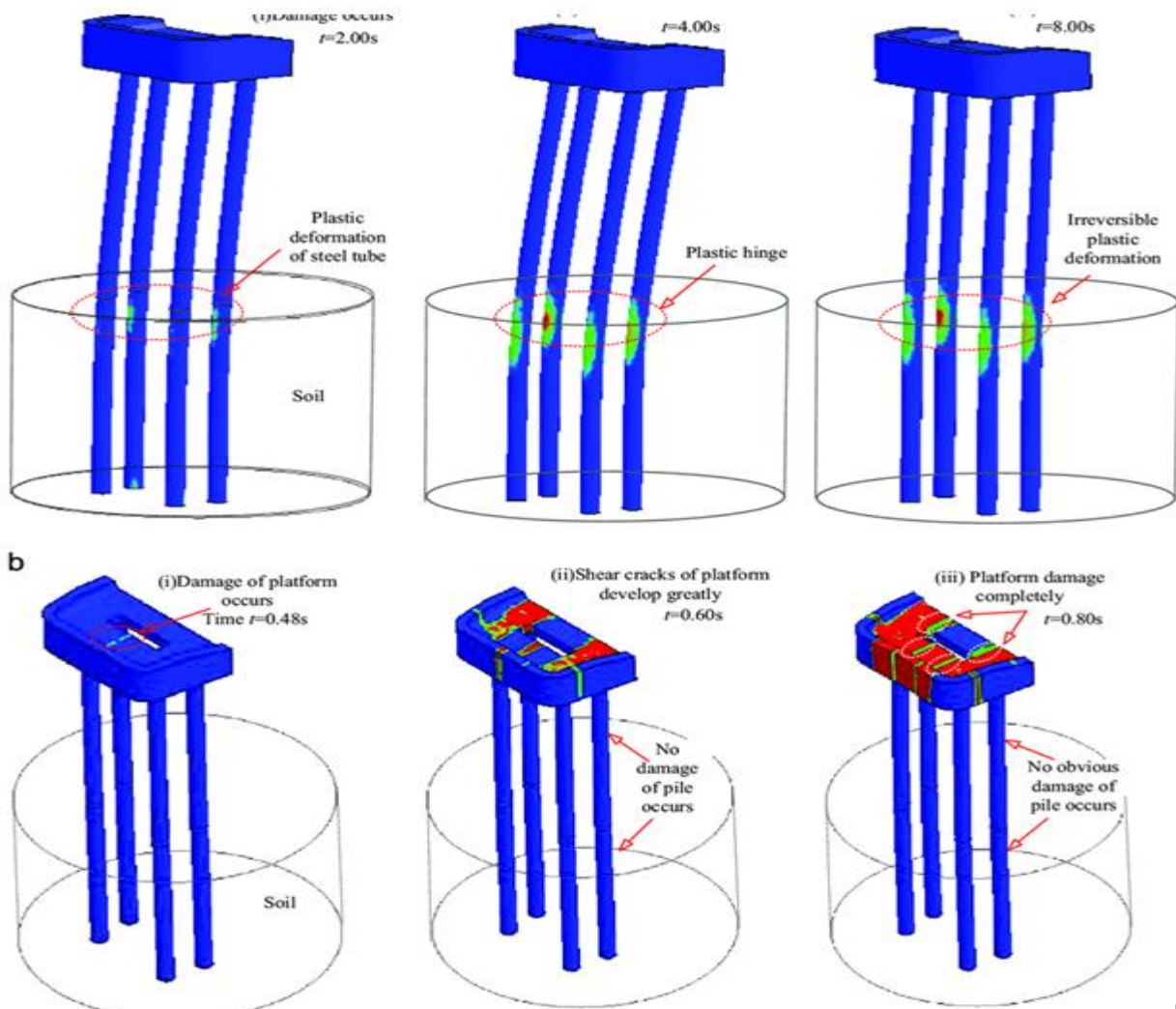


Figure 1.31- Modes de rupture de la structure à pieux soutenus soumise à des collisions de navires : (a) rupture par flexion comme modèle rigide pour la plate-forme et (b) rupture locale au niveau de la plate-forme.

La figure 1.31 montre les modes de rupture d'une structure soutenue par des pieux en utilisant différents modèles de matériaux de plate-forme. La rupture globale (flexion) (Fig. 9a) est observée pour le cas d'une plate-forme rigide ou élastique. Pour ce mode de rupture, les navires de 5000



DWT et de 10 000 DWT sont stoppés et leur énergie d'impact est principalement absorbée par la déformation élasto-plastique globale de la structure supportée par les pieux.

Conclusion

A travers les travaux cités dans ce chapitre, nous avons tenté de dresser une vue d'ensemble des principaux points, qui nécessitent des recherches plus approfondies pour la technique de renforcement par les inclusions. Plusieurs articles proposent des données intéressantes, notamment relatives à des essais en vraie grandeur qui peuvent être d'une grande utilité pour calibrer les modèles de calcul actuels, pour élaborer de nouvelles lignes directrices de conception ou simplement pour mettre à jour celles qui existent déjà. D'après les travaux que ce soit expérimentaux ou numériques, nous pouvons conclure que les facteurs importants affectant le comportement d'un sol renforcé par des pieux ou des inclusions rigides comprennent :

1. Diamètre, longueur d'inclusion ;
2. Résistance, rigidité et ductilité des inclusions ;
3. Disposition et espacement des groupes d'inclusion ;
4. Contrainte latérale offerte au pieu par des couches de sol plus profondes ;
5. Réduction du mouvement du sol due aux effets de renforcement par inclusions.



2.1 Introduction

Le comportement dynamique des sols argileux mous et leur interaction avec la structure de renforcement telle que les fondations sur pieux et les inclusions rigides ont reçu relativement peu d'attention. Garala et al (2022) ont étudié le comportement dynamique de l'argile compressible et son interaction avec les fondations sur pieux à l'aide d'une centrifugeuse à haute gravité. Un modèle de pieu unique et deux ensembles de groupes de pieux de 3×1 rangées avec différents espacements ont été intégrés dans l'argile molle de kaolin. Les résultats ont montrés que la réponse de l'argile dépend à la fois de l'intensité du séisme, de la résistance au cisaillement et de la rigidité de la couche d'argile. Cela a une incidence directe sur la réponse des pieux isolés et des groupes de pieux, avec une amplification plus importante pour les tremblements de terre de faible intensité et une atténuation pour les tremblements de terre plus forts. Les inclusions rigides ne sont pas faites pour reprendre directement les efforts horizontaux et les moments provenant de la structure, vis-à-vis d'un chargement sismique, un matelas de transfert de charge est habituellement envisagé. Ce système de renforcement s'apparente à un système d'isolation à la base de l'ouvrage. Il se compose d'une zone de dissipation d'énergie (le matelas de transfert de charge (LTP) et un renforcement de sols à l'aide des inclusions rigides (Hatem et al 2010).

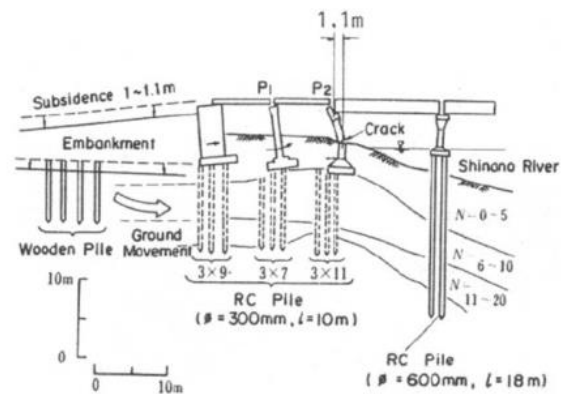
Ping et al 2022 ont mené une analyse numérique pour étudier l'affaissement sismique du sol mou, qui est un phénomène où le sol ou la fondation s'affaisse en raison du ramollissement induit par le tremblement de terre du sol mou. Il s'agit de l'un des aléas les plus importants liés aux tremblements de terre qui se produisent dans les zones à sol meuble (Seed 1990 ; Mendoza et Romo 1989). Par exemple, le tremblement de terre de Tangshan en Chine en 1976 a entraîné l'affaissement des bâtiments sur des fondations en argile molle près de la ville de Tianjin, entraînant un tassement maximal de 380 mm et une inclinaison de 3 % (Liu 1986). En 1985, un tremblement de terre dévastateur qui a eu lieu à 350 km au large de la côte pacifique du Mexique a causé 10 000 morts et 30 000 blessés et un grand nombre de bâtiments qui se trouvaient sur un sol meuble ont été touchés. Certains bâtiments ont partiellement coulé à un niveau inférieur.

Zefra 2010 a mené une étude qui consiste à analyser le comportement des sols renforcés par inclusions rigides soumis à un chargement sismique. Le comportement du sol a été modélisé par une loi élastoplastique à surfaces de charges multiples. La forme des surfaces de charge adoptée est celle d'Eeckle. Elle permet de prendre en compte l'aspect tridimensionnel du chargement. Le comportement des inclusions rigides est supposé élastique, les résultats ont montré que pour de faible taux de recouvrement et pour des accélérations sismiques importantes, les inclusions rigides ne peuvent pas atténuer le phénomène de la liquéfaction et le développement des surpressions interstitielles dans le sol entre les colonnes. Cependant, la capacité portante peut être sauvegardée si le taux de recouvrement est suffisant. Plusieurs cas réels de dommages et rupture ont été observés à travers le passé dus aux différents séismes. Ces cas ont beaucoup aidé les chercheurs à développer des codes de dimensionnement qui prennent en compte différents paramètres tels que le profil du sol fondation, la géométrie de l'ouvrage et caractéristiques de la sollicitation dynamique. Dans ce qui suit des exemples de dommages et ruptures des ouvrages sont illustrés.

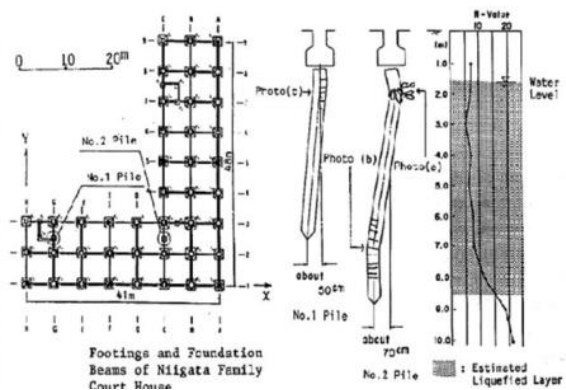
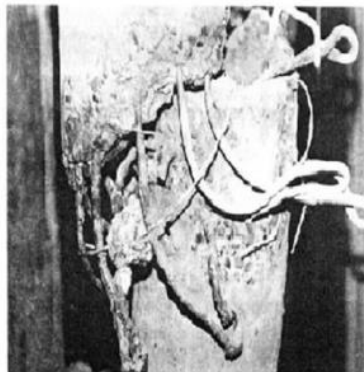
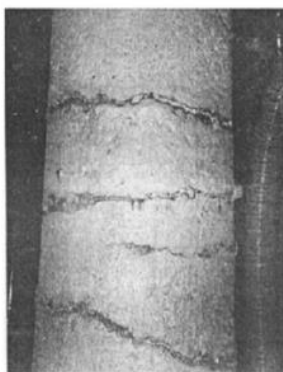


2.2 Rupture dans les systèmes de pieux et d'inclusion rigide sous chargement sismique

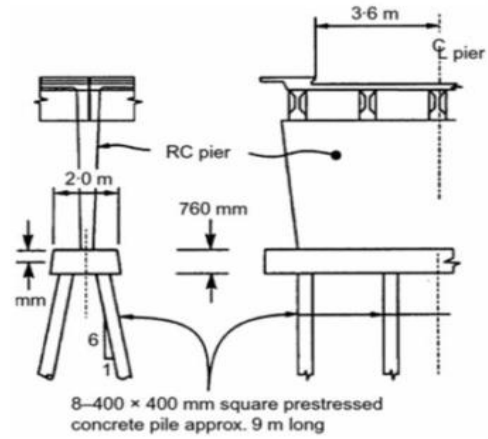
Les premiers processus de conception de pieux sous chargement dynamique étaient basés sur des études expérimentales (Poulos et Davis 1980). Les codes de conception actuels (Japan Society of Civil Engineers 2005, Caltrana 2006, BSSC 2009, Eurocode 8 1998) offrent une marge de protection élevée en utilisant des facteurs de sécurité. Cependant, la rupture des fondations sur pieux a été observée durant des séismes importants. Plusieurs auteurs ont rapporté et analysé certains cas de ruptures historiques dans leurs études (Hokmabadi 2014, Daftari 2015). Plusieurs types de dégâts dans les fondations pieux ont été présentés et analysés. Le tableau 2.1 présente quelques cas de dommages d'effondrement en structures sur pilotis dues aux tremblements de terre. La figure 2.1 illustre certains cas de ces effondrements.



a) Endommagement de la culée et des piles du pont Yachiyo, tremblement de terre de Niigata en 1964 (Abdoun et Dobry 2002).



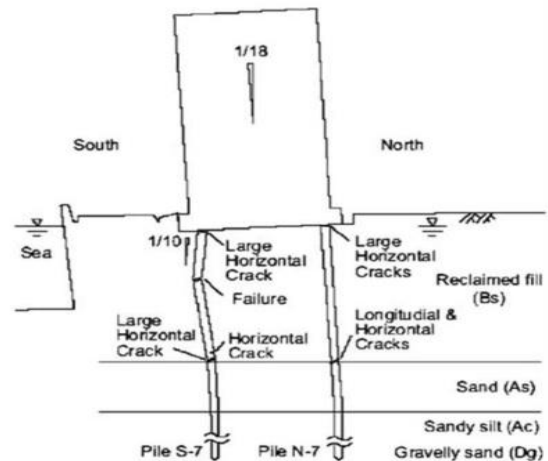
b) Rupture de pieux dans le bâtiment du palais de justice, tremblement de terre de Niigata en 1964 (Hamada 1992).



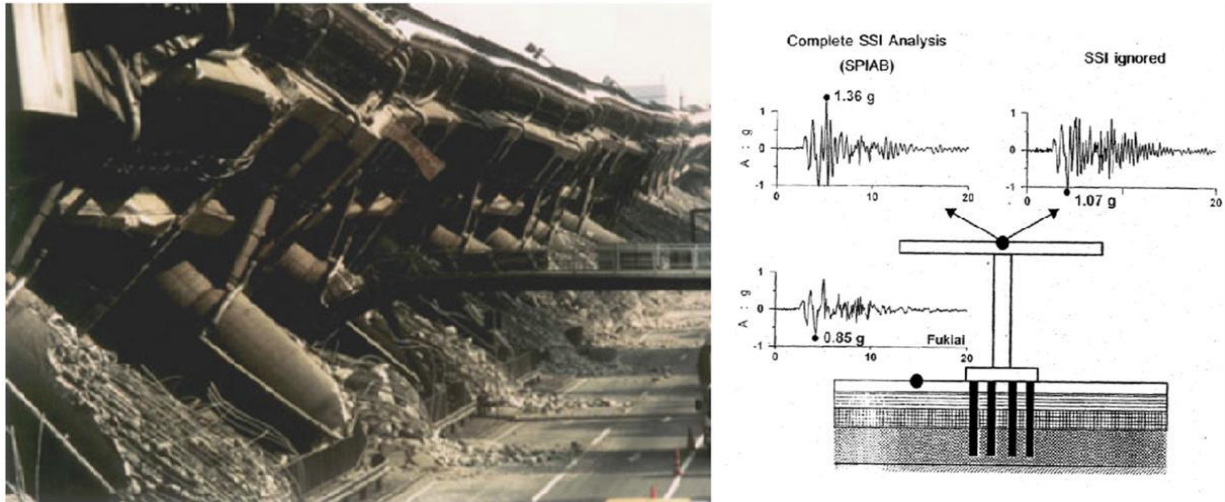
c) Dommages aux pieux et aux piliers du pont du chemin Landing, Séisme de 1987 à Edgecumbe (Berrill et al. 2001).



d) Effondrement de Struve Slough sur la route 1, tremblement de terre de LomaPrieta en 1989. Le vide adjacent au pieu (Meymand 1994).



e) Basculement d'un bâtiment de 3 étages soutenu par des pieux, tremblement de terre de Kobe en 1995. Formation de fissures dans les éléments de pieux. (Bhattacharya et al. 2009).

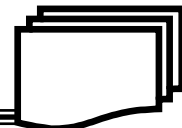


f) Partie de la section effondrée de l'autoroute Hanshin, tremblement de terre de Kobe en 1995. Influence de la SSI dans la structure (Gazetas et Mylonakis 1998).

Figure 2.1- Dommages ou effondrement dans les structures soutenues par des pieux.

Tableau 2.1- Exemples d'effondrements et de ruptures causés par différents séismes.

Tremblement de terre	Structure	Pieux et Dommages des structures	Référence
Niggata 1964 M=7.5	Le pont de Showa	Rupture d'un pieu due à l'étalement latéral du sol environnant. Rupture par flambement dans les pieux Effondrement des ponts et des pieux tordus	(Hamada 1992) (Ishihara 1993) (Bhattacharya 2003) (Figure 2.1b)
	Bâtiment NHK	Dépassement de la capacité de moment au sommet et parties inférieures du pieu Tassements excessifs dans le bâtiment	(Hamada 1992) (Figure 2.2b)
	Pont Yachiyo	Rupture des pieux cisailés par l'épandage latéral près de la tête du pieu et à l'interface des sols liquéfiables et non liquéfiables.	(Hamada 1992)
	Bâtiment de dix étages	Rupture de pieux due à la déflexion liquéfaction. Nombreuses fissures horizontales dans les pieux causées par de	(Abdoun and Dobry 2002) (Figure 2.2a)



		grands moments de flexion. Dommages à la culée et aux piliers.	
	25 bâtiments reposant sur fondation en pieux à friction pieux avec matelas de Transfer de charge.	Rupture de pieux due à de grands moments de renversement et à la perte d'adhérence sol-pieu. Effondrement du bâtiment	(Meymand 1994) (Figure 1.1a)
Mexico City, 1985 M=8.1	Route d'atterrissage Pont	Réduction du frottement négatif due à la perte partielle de la résistance au cisaillement du sol pendant le chargement cyclique. Déplacements importants dans les bâtiments	(Girault 1986)
Edgecumbe, 1987 M=6.5	Autoroute	Déplacement latéral des pieux Fissures dans les pieux et les piliers	(Berrill et al. 2001) (Figure 2.2c)
Loma Prieta, 1989 M=7.0	Pont Traversée de Struve	Déflexions latérales excessives des pieux et ruptures en flexion ou rupture au cisaillement au niveau au niveau des connections Effondrement de la structure	(Meymand 1994) (Figure 2.2d)
	Bâtiment avec 3 étages	Rupture de pieux due à la propagation latérale. Le bâtiment a basculé et s'est déplacé vers la mer	(Bhattacharya et al. 2009) (Figure 2.2e)
Kobe, 1995 M=7.2	Voie express	Augmentation de la période naturelle due à l'interaction sol-structure. Effondrement de la structure	(Gazetas and Mylonakis 1998) (Figure 2.2f)

Il ressort des observations précédentes que les éléments de pieux ont présenté différents types de dommages ou ruptures lorsqu'ils sont soumis à des charges sismiques. Les modes potentiels de rupture des pieux sont : 1) flexion des pieux ou la rupture par cisaillement due à la dissimilarité des rigidités (Figure 2.2a). 2) L'arrachement en traction, le tassement ou la rupture par poinçonnement des pieux en raison de la perte de capacité portante causée par la liquéfaction ou



l'assouplissement du sol combiné au basculement des ouvrages (Figure 2.2b). 3) Rupture du pieu au niveau de la tête due aux déplacements et aux moments de flexions excessifs à la connexion avec le chapeau ou la dalle de fondation principalement avec des hautes structures (Figure 2.2c). 4) Compte tenu du phénomène de liquéfaction, deux autres principaux mécanismes de rupture se produisent : la flexion et le flambage.

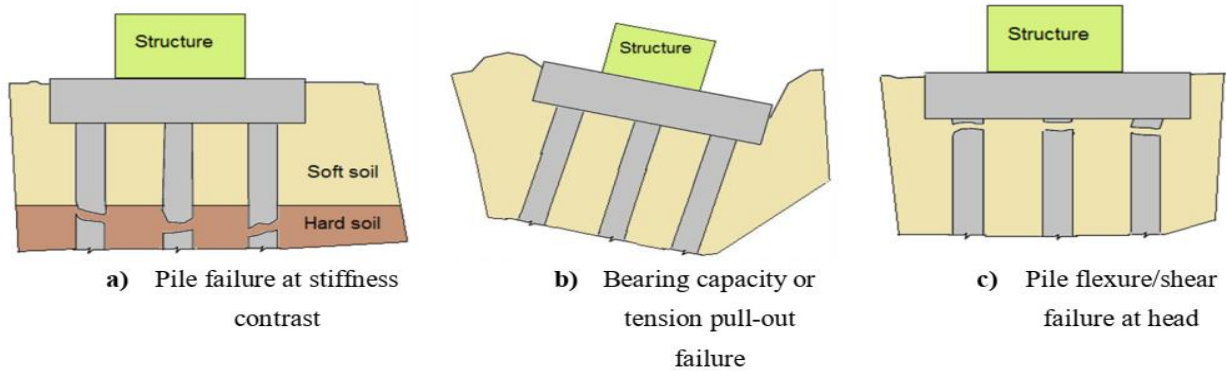


Figure 2.2- Modes de rupture (Jimenez, G. A. L. (2019)).

2.2.1 Rupture par flexion

Les charges latérales peuvent induire une rupture par flexion dans les éléments de pieux. Forces d'inertie de la structure et les effets cinématiques dus à l'étalement latéral du sol sont à l'origine de ces charges latérales. L'épandage latéral fait référence à l'écoulement et à la résistance de la couche de sol liquéfiable avec les couches non liquéfiables en raison de la perte de résistance au cisaillement. Plusieurs auteurs ont considéré ce type de mécanisme de rupture (Berrill et al. 2001, Sato et al. 2001, Takahashi et al. 2002). Ce type de mécanisme de rupture suppose que le sol pousse l'élément pieu. Charges latérales dues à la l'inertie de la superstructure et/ou les charges cinématiques dues à l'étalement latéral du sol peuvent induire également la rupture des pieux par flexion (Tokimatsu, Suzuki et Sato 2005).

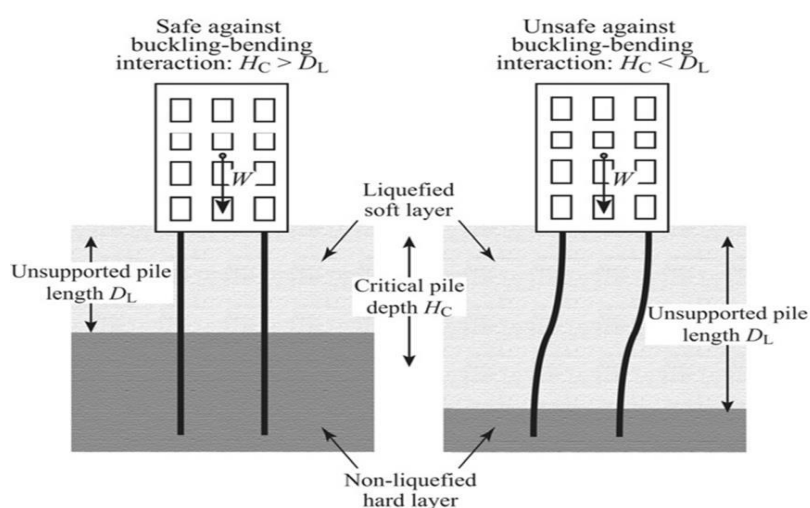


Figure 2.3- Schéma montrant l'effet de l'interaction flexion-flambement sur la réponse des fondations sur pieux. (Bhattacharya et Goda 2013).



Il y a deux cas qui peuvent se présenter. Durant les secousses du séisme, le sol se liquéfie à une certaine profondeur qui provoque un écoulement latéral du sol et des moments de flexion seront développés dans les pieux en raison de la sommation de l'inertie et charges cinématiques (Figure 2.3). À la fin des secousses, l'écoulement latéral du sol se poursuivra jusqu'à la dissipation totale des pressions interstitielles. Le moment de flexion n'est alors généré que par les forces cinématiques.

2.2.2 Rupture due au flambement

La rupture par flambement se produit lorsque le sol entourant le pieu perd sa contrainte de confinement effective et peut ne pas offrir un support latéral suffisant lors de la liquéfaction induite par un tremblement de terre (Figure 2.3). Dans ce cas, le pieu, c'est-à-dire un élément élancé, se comporte comme une colonne non soutenue latéralement susceptible de subir des instabilités, qui peut faire flamber le pieu latéralement dans la direction qui a une rigidité élastique de flexion faible sous charge axiale. Ce mécanisme de rupture suppose que le pieu pousse le sol.

2.3 Comportement dynamique des sols en conditions drainées et non drainées

Les sols ont des propriétés de conception différentes dans des conditions drainées et non drainées. Dans les conditions drainées, les changements de charge sont suffisamment lents pour permettre à l'eau de s'écouler dans ou hors du sol. Dans les conditions non drainée, les changements de charge se produisent rapidement que l'eau peut s'écouler hors du sol. Basé sur le profil du sol et ses caractéristiques, le temps nécessaire pour dissiper cette surpression interstitielle peut prendre peu de minutes ou des heures. En raison du fait que le temps nécessaire pour dissiper l'excès de pression interstitielle est supérieur à la durée du séisme, l'analyse sismique du sol doit être considérée dans des conditions non drainées.

2.3.1 Chargement cyclique

Le comportement contrainte-déformation d'un élément de sol sous chargement cyclique est illustré par la courbe indiquée dans la (Figure 2.4a). Cette courbe donnant la dégradation du module de cisaillement en fonction de déformation, ainsi que les gammes de déformations mises en jeu dans les essais (laboratoire ou in situ) ou rencontrées dans les ouvrages géotechniques. Selon Andersen (2009), la rupture causée par une charge cyclique est définie comme étant soit 15 % de la déformation de cisaillement permanente ou cyclique.

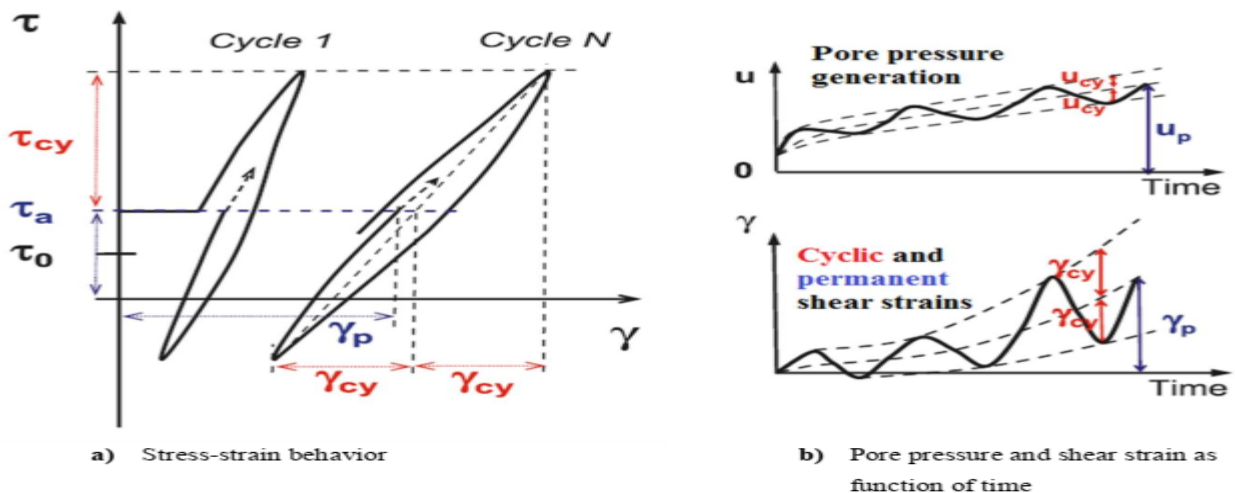


Figure 2.4- Courbe de contrainte et déformation de cisaillement sous un chargement cyclique.

Le chargement cyclique peut réduire la capacité portante d'un sol à une valeur inférieure à la capacité portante sous une charge monotone (Andersen 2009). Cela se produit parce que le chargement cyclique tend à décomposer la structure du sol qui se traduit par une tendance de la contraction du sol. Les déformations plastiques irrécupérables de cisaillement des sols sont accompagnées de changement de volume lorsque le drainage est autorisé. Dans des conditions non drainées, cela implique une réduction ou une augmentation de la pression interstitielle (u) et une augmentation ou une baisse de la contrainte effective (σ') et de la résistance au cisaillement également (eq. 2.1).

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.1)$$

Dans le cas de sols meubles, les pressions interstitielles augmentent progressivement avec la charge, ce qui conduit au transfert de contrainte du squelette du sol à l'eau interstitielle entraînant une diminution de la contrainte effective et de la résistance au cisaillement du sol, ce qui fait que le sol peut subir de grandes déformations (Figure 2.4b). Dans certains cas, cela peut conduire à la liquéfaction. Un sol dense peut supporter des niveaux élevés de contrainte de cisaillement en raison de la génération d'un excès de pression d'eau interstitielle négative, en d'autres termes la dilatation due à l'excès de la pression interstitielle résultant une augmentation de la résistance au cisaillement.

Durant le chargement cyclique ou sismique, le chemin de contrainte d'un élément de sol à l'état non drainé se déplace vers l'origine jusqu'à ce qu'il atteigne la ligne d'état caractéristique due à l'augmentation de la pression interstitielle (Figure 2.5). Lorsque le CL est touché d'un côté de l'axe p' , le développement de la déformation et la pression interstitielle augmentent rapidement et le chemin de la contrainte représente une aile de papillon passant près de l'origine

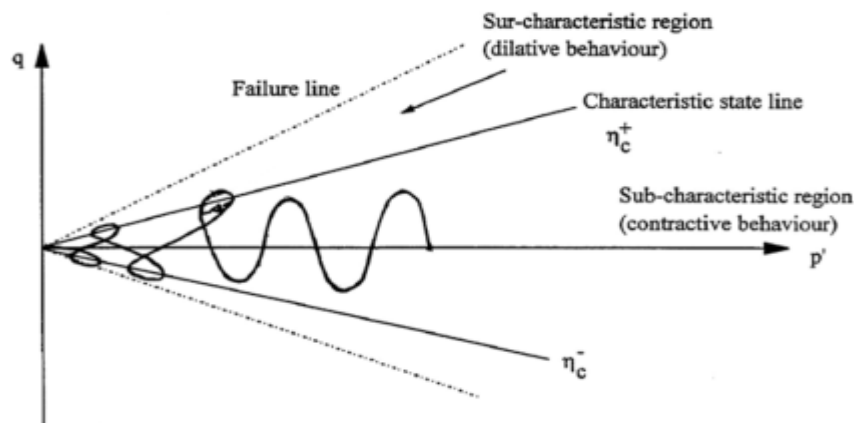


Figure 2.5- Représentation schématique de la liquéfaction (Peiris 1989).

La (Figure 2.5) montre la courbe de contrainte-déformation cyclique avec les trajectoires cycliques associées pour un sable lâche et dense de Shirasu. Une charge sinusoïdale d'une fréquence de 0,1 Hz a été utilisée dans les essais triaxiaux (Hyodo et al. 1998). On peut noter que dans le cas du sable meuble, les déformations cycliques initiales étaient très faibles et qu'elles ont soudainement augmenté de façon importante lorsque p' s'est approché de zéro dans les derniers cycles, ce qui peut déclencher une liquéfaction (Figure 2.6a). Sur la (figure 2.6b), on observe que dans le sable dense, les contraintes effectives sont fortement réduites au cours des 20 cycles et



forment ensuite une boucle relativement statique alors que la déformation axiale cyclique augmente régulièrement jusqu'à atteindre des valeurs importantes du côté de l'extension (mobilité cyclique).

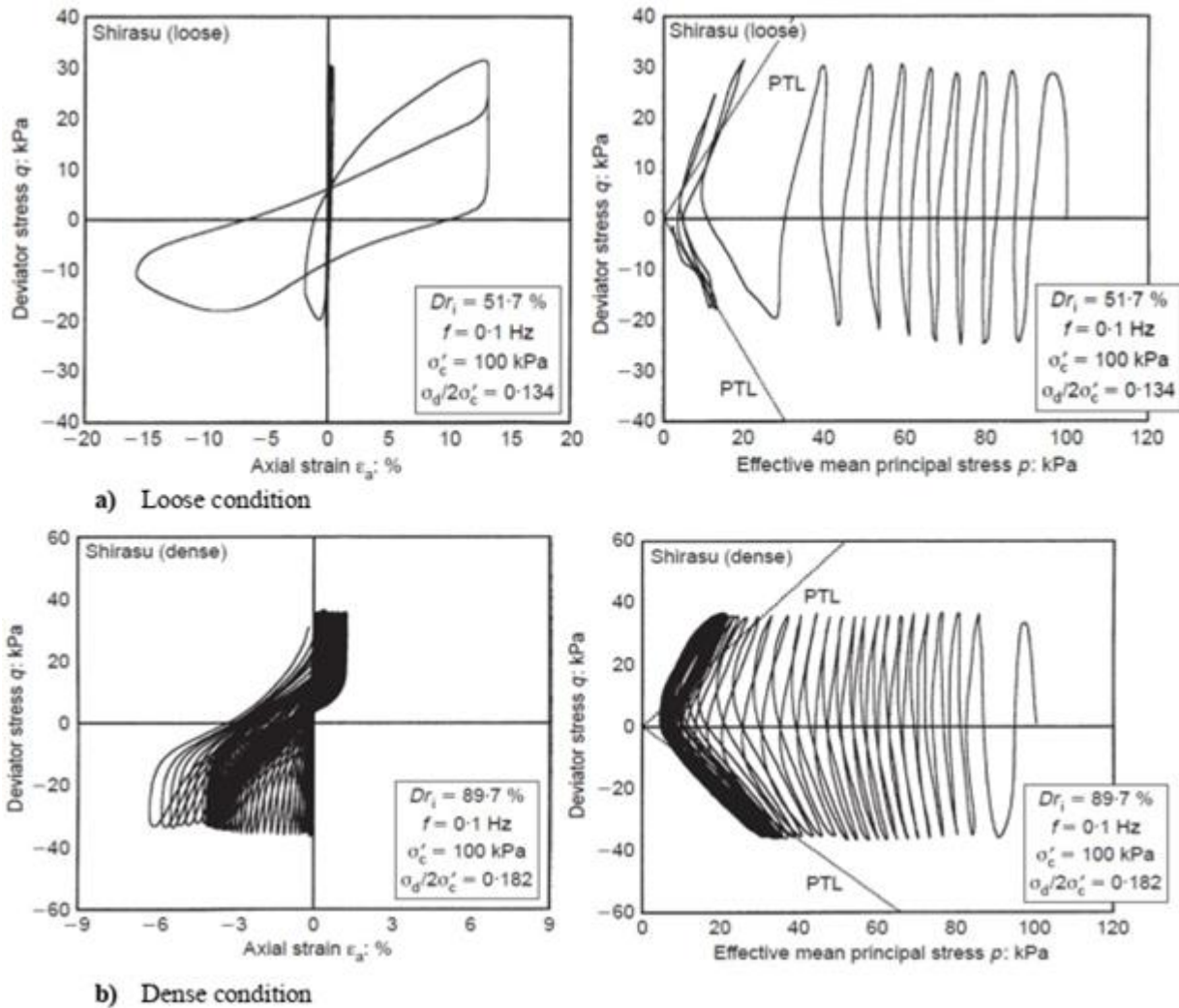


Figure 2.6- Courbe contrainte-déformation et chemin de contrainte effective cyclique pour le sable de Shirasu sous chargement cyclique (Hyodo et al.1998).

2.4. Aspects importants de la réponse dynamique du sol

Lors d'un séisme, les ondes sismiques provenant d'une source souterraine imposent des mouvements au sol (Figure 2.7). Ces mouvements peuvent causer de sérieux dommages aux structures soutenues dans la zone affectée par les secousses. Les propriétés du sol ont un rôle important sur le déplacement des ondes sismiques et vice versa. Les contraintes de cisaillement induites par la propagation des ondes de cisaillement sont d'une grande importance dans l'ingénierie géotechnique et risques sismiques. Ainsi, la description de la réponse du sol, qui est généralement décrite par les relations entre la contrainte de cisaillement et la déformation de cisaillement, est très importante en cas de chargement cyclique ou dynamique (Ishihara 1996). cyclique ou dynamique (Ishihara 1996).

La figure 2.8a représente une courbe de contrainte-déformation, qui présente une boucle d'hystérésis. Lorsque le sol se trouve dans un état de déformation dont la magnitude est supérieure



au maximum précédent atteint par le sol, il se trouve dans la trajectoire de la première charge. Cependant, si le sol est dans un état de déformation qui a une magnitude plus faible que son maximum précédent, le sol se trouve soit dans un chemin de déchargement, ou dans un chemin de rechargement. A partir de ces informations, les deux paramètres importants dans l'évaluation du comportement dynamique du sol sont la rigidité et l'amortissement.

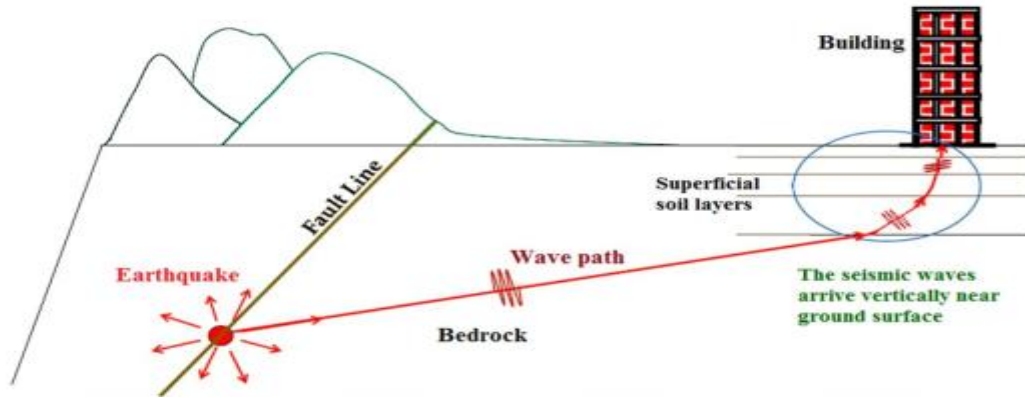


Figure 2.7- Propagation des ondes sismiques dans le sol.

2.4.1. Rigidité du sol

La résistance au cisaillement d'un sol dans une direction donnée est la contrainte de cisaillement maximale qui peut être appliquée au sol dans cette direction. Elle peut également être définie comme la résistance à la déformation par déplacement continu en cisaillement des particules du sol. Les caractéristiques de rigidité du sol régissent les déformations du matériau qui sont le résultat de la réorganisation des particules à l'intérieur du sol, lorsque celui-ci est soumis à une contrainte.

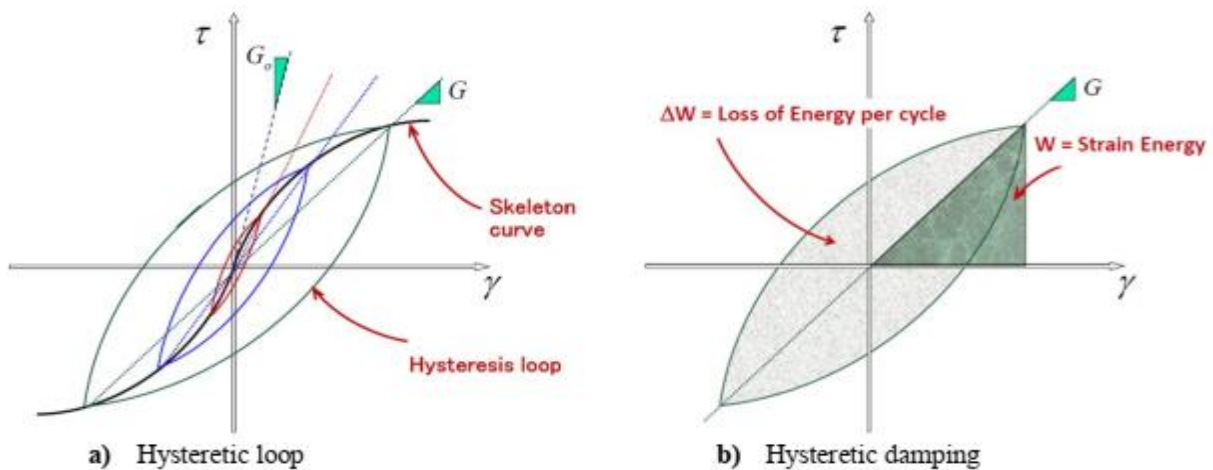


Figure 2.8- Relation contrainte-déformation du sol sous chargement cyclique.

La rigidité du sol est généralement représentée par le module de cisaillement sécant (G_{sec}). Ce module de cisaillement est défini comme le rapport entre la contrainte de cisaillement et la déformation de cisaillement (équation 2.2).



$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (2.2)$$

La valeur maximale du module de cisaillement, présentée à de très petites déformations, peut être reliée à la vitesse de l'onde de cisaillement traversant le sol avec l'équation 2.3 (Kramer 1996).

$$G_0 = \rho v^2 \quad (2.3)$$

Où ρ est la densité apparente du sol et v est la vitesse de cisaillement du sol.

2.4.2. Amortissement

L'amortissement est un paramètre qui concerne la dissipation de l'énergie à travers les limites ou par le sol lui-même (amortissement par rayonnement et par matériau). L'amortissement matériel dépend des caractéristiques du sol. Il est très important dans le cas de charges sismiques car il permet de réduire l'excitation dans le temps et atténuer les dommages aux structures. L'amortissement hystérétique (Ishihara 1996) est le meilleur moyen pour illustrer la dissipation d'énergie dans le sol.

Les propriétés d'amortissement d'un sol sous charge cyclique peuvent être décrites par l'énergie dissipée pendant un cycle de charge (Figure 2.8b). En raison du fait que l'énergie contenue dans une boucle d'hystérésis (ΔW) est fonction de l'amplitude de cisaillement du cycle considéré, un facteur d'amortissement est utilisé (ξ). Ce paramètre est proportionnel à l'énergie perdue et à l'énergie élastique maximale qui peut être stockée dans une unité de volume d'un matériau viscoélastique W (Ishihara 1996). Ce paramètre est donné par l'équation 2.4. La quantité W (exprimée par l'équation 2.5) est définie comme l'aire du triangle délimité par une ligne droite définissant le module sécant.

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta w}{w} \quad (2.4)$$

$$w = \frac{1}{2} \zeta_a \gamma_a \quad (2.5)$$

Chaque modèle constitutif elasto-plastique peut produire la dégradation du module de cisaillement et l'énergie dissipée par la génération de boucles d'hystérésis (si la plasticité est atteinte). Bien que l'amortissement hystérétique soit une manière précise de représenter le comportement d'amortissement des sols, une autre façon de représenter la dissipation d'énergie est l'amortissement visqueux. La principale différence avec l'amortissement hystérétique est le fait que l'amortissement visqueux dépend de la fréquence.

2.4.3 Évolution des paramètres dynamiques en fonction de la déformation

Sous une charge cyclique ou dynamique, le rapport du module de cisaillement diminue avec la déformation ou la contrainte de cisaillement jusqu'à la contrainte de rupture maximale. Cette réduction est représentée par la courbe de la dégradation du module. Au contraire, l'amortissement est souvent considéré comme augmentant avec la déformation (Kramer 1996). L'évolution de ces deux paramètres dynamiques est montrée à la Figure 2.9.

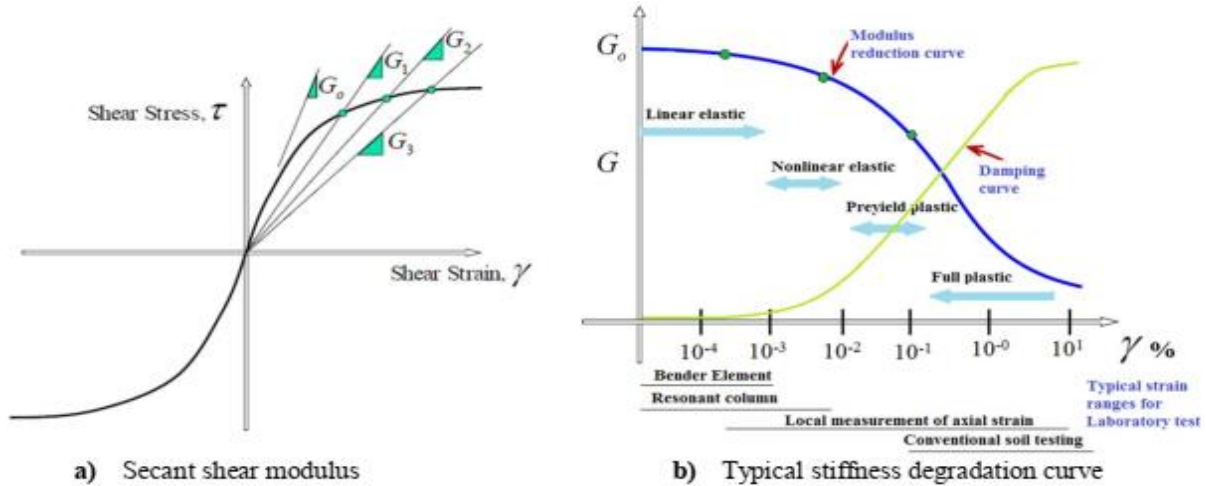


Figure 2.9- Evolution des paramètres dynamiques avec la déformation.

Les essais en laboratoire indiquent que les paramètres qui influencent la rigidité du sol sont l'amplitude de la déformation cyclique, l'indice des vides, la contrainte effective moyenne, l'indice de plasticité, la sur consolidation et le nombre de cycles de chargement (Kramer 1996, Ishiara 1996). Le tableau 2.2 présente quelques paramètres importants qui influencent la dégradation de la rigidité avec la déformation. Certains de ces paramètres sont illustrés par des études réelles à la Figure 2.10.

Tableau 2.2 Paramètres importants qui influence de la courbe de dégradation de la rigidité.

Facteur d'augmentation	G/G_0	Référence
Déformation de cisaillement	Diminuer	(Kramer 1996) (Ishihara 1996)
Indice de plasticité	Diminuer	(Vucetic and Dobry 1991) (Ishibashi and Zhang 1993) (Darendeli 2001)
Contrainte effective de confinement	Augmenter	(Ishibashi and Zhang 1993) (Darendeli 2001)
indice des vides	Augmenter	(Benz 2007)
Surconsolidation	Augmentation dans les sols cohésifs Faible effet dans les sols non-plastiques	(Darendeli 2001) (Benz 2007)

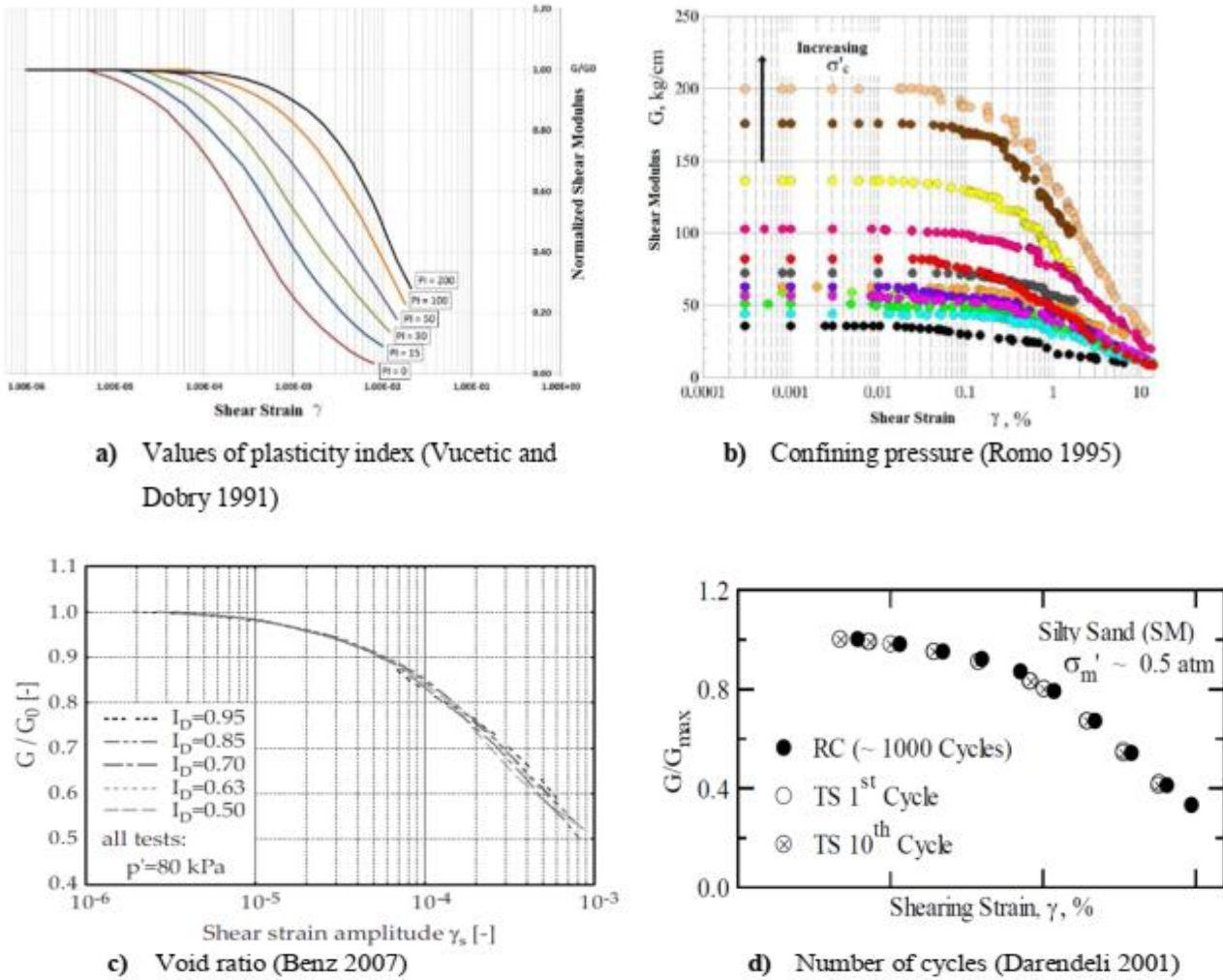


Figure 2.10- Evolution du module de rigidité avec la déformation de cisaillement sous l'influence de plusieurs paramètres.

La Figure 2.10b montre que dans la zone d'élasticité linéaire, les particules de sol ne glissent pas les unes par rapport aux autres pour un petit incrément de contrainte et la rigidité est maximale. La rigidité du sol dépend des interactions de contact, de la disposition des particules et de la rigidité élastique des solides. Dans cette gamme, le comportement du sol est indépendant de la fréquence et du nombre de cycles.

Ensuite, la rigidité commence à diminuer par rapport à la valeur élastique linéaire lorsque les déformations ou les contraintes appliquées augmentent, et la déformation passe dans la zone élastique non linéaire. Cependant, un cycle complet de chargement, déchargement et rechargement dans cette zone montre une récupération complète des déformations. Dans cette zone la déformation couvre une plage allant de 5×10^{-4} % pour les sols non plastiques dans des conditions de faible pression de confinement à 5×10^{-2} % à une pression de confinement élevée ou dans des sols à plasticité élevée (Santamarina et al. 2001).

Dans la zone plastique, des déformations irrécupérables se développent. Le comportement du sol devient elasto-plastique et le module de cisaillement tend à diminuer lorsque la déformation en cisaillement augmente. En même temps, la dissipation d'énergie devient apparente pendant les



cycles d'application de la charge. L'initiation des déformations plastiques peut être déterminée en examinant le début de la déformation volumétrique permanente dans les conditions drainées ou les excès de pression interstitielle résiduels dans les conditions non drainées après le déchargement. La méthode linéaire équivalente basée sur la théorie viscoélastique est un moyen utile de représenter le comportement du sol avec un degré raisonnable de précision.

Tableau 2.3 Variation des propriétés du sol en fonction de la déformation.

Amplitude de la déformation de cisaillement cyclique (%)	phénomènes associés	Caractéristiques mécaniques	Comportement	Effet de répétition	
Très Petite	$<10^{-3}$	Vibrations, propagation des ondes	élastique	linéaire	négligeable
Petite	$10^{-1} - 10^{-3}$	Fissures, tassements différentiels	Elasto plastique	Non linéaire	pertinent
Grande	$>10^{-1}$	Glissement, compactage, liquéfaction	Rupture	Non linéaire	pertinent

Les données expérimentales suggèrent que le niveau de déformation qui initie les déformations plastiques est compris entre 7×10^{-3} et 7×10^{-2} %, avec la limite inférieure pour les sables non cimentés et normalement consolidés et la limite supérieure pour les argiles à haute plasticité et les sables cimentés.

La zone plastique est l'endroit où les déformations plastiques complètes sont générées. L'enveloppe élastique se dilate, se rétracte et tourne au fur et à mesure que les déformations plastiques se développent. On considère généralement que l'expansion est liée aux déformations plastiques volumétriques ; la surface s'étend lorsque le sol se comprime et se rétracte lorsque le sol se dilate. Les propriétés du sol ont tendance à changer sensiblement non seulement avec la déformation de cisaillement mais aussi avec la progression des cycles (le nombre de cycles peut avoir une grande importance).

Le tableau 2.3 montre un résumé de la variation des propriétés du sol avec la déformation. Dans ce tableau, il est montré que l'effet de la répétition commence à apparaître lorsque la magnitude de la déformation de cisaillement augmente au-dessus d'un niveau de 10^{-1} %.

2.5. Essais de détermination des paramètres dynamiques du sol à petites déformations

La plus petite déformation de cisaillement qui peut être mesurée de manière fiable dans les essais de sol conventionnels sans instrumentation spéciale est de 10^{-1} %, comme le montre la figure 2.10b. Cependant, des tests avancés en laboratoire et des mesures in situ permettent de déterminer des valeurs de rigidité à faible déformation. L'avantage de quantifier le module de cisaillement à faible déformation est de pouvoir réaliser des conceptions géotechniques moins conservatrices ou des analyses numériques des sols plus précises.



2.5.1 Essai en laboratoire

- **Essai triaxial avec des transducteurs de déformation axiale et radiale**

L'essai triaxial typique et ses dispositions ne permettent pas une détermination précise de la déformation de l'éprouvette au niveau des petites déformations pour lesquelles la rigidité et la résistance maximales peuvent être plus représentatives de la réponse du sol in-situ. Ceci est dû principalement à la compliance du système (mesure des mouvements et déformations non liés), à l'erreur de litage et à la friction entre la surface de l'éprouvette en contact avec les plateaux d'extrémité. Pour surmonter ces imprécisions, des mesures locales de déformation peuvent être calculées en plaçant des transducteurs de déformation axiale et radiale directement sur l'éprouvette (Seed et al. 2001).

Les transducteurs sont fixés par deux blocs de montage qui se déplacent l'un par rapport à l'autre lorsque l'échantillon se déforme (Figure 2.11a). La déformation d'une jauge longueur peut être calculée en mesurant les mouvements absolus de deux cibles par deux instruments indépendants et en soustrayant l'un de l'autre. Les transducteurs de déplacement à effet Hall ou les transformateurs différentiels variables linéaires (LVD) peuvent être utilisés.

Pour augmenter la précision de la mesure de la pression de pore pendant le cisaillement, les transducteurs de pression de pore peuvent être utilisés dans un système triaxial (Figure 2.11b). Ces transducteurs sont fixes et placés en contact avec l'éprouvette à mi-hauteur. Un trou est découpé dans la membrane de l'éprouvette, permettant de glisser un œillet à bride entre le sol et la membrane. A l'intérieur de celui-ci, une pierre poreuse est placée en contact avec le sol, permettant d'enregistrer la pression interstitielle par le mouvement de la membrane. Le site vide entre la pierre poreuse et la membrane est désaéré pour obtenir des enregistrements précis de la pression interstitielle.

- **Essai à la colonne résonnante**

La colonne résonnante peut charger des échantillons de sol en triaxial et en torsion (Ishihara 1996, Kramer 1996). L'essai de colonne résonnante est un essai cyclique, dans lequel un échantillon de sol cylindrique axialement confinée est mise dans un mode fondamental de vibration au moyen d'une excitation torsionnelle ou longitudinale de l'une de ses extrémités. Une fois que la fréquence de résonance du mode fondamental est établie, la fréquence de résonance mesurée peut être liée à la rigidité de la colonne en utilisant une solution issue de théorie élastique, ce qui donne des résultats satisfaisants dans la gamme des très petites déformations.

- **Essai de flexion (Bender élément test)**

L'utilisation d'un élément de flexion dans un système triaxial permet d'obtenir la réponse d'un sol à de très faibles déformations (inférieures à 10⁻¹ %). Avec l'essai de flexion, il est possible d'obtenir le module de cisaillement maximal d'un spécimen, qui est un paramètre important pour la conception géotechnique et les analyses numériques (Figure 2.11c).

Les éléments de flexion sont des bimorphes en céramique piézoélectrique qui font saillie à une petite distance dans l'échantillon de sol. Ils peuvent être placés par paires verticalement ou



horizontalement dans l'éprouvette comme le montre la (Figure 2.11c). Pendant l'essai, un élément génère une onde P ou une onde S dans l'éprouvette grâce à une tension d'excitation. L'autre élément capte l'onde générée qui se propage dans le sol.

Pour estimer les vitesses des ondes de compression et de cisaillement (V_p et V_s) à l'aide de cet essai, il est nécessaire d'enregistrer le temps (t) que prend une onde générée pour se déplacer d'un élément à l'autre, puis diviser la distance entre les deux éléments par ce temps de parcours. On utilise généralement la distance de pointe à pointe de l'élément pour ce calcul. Ensuite, en supposant un comportement élastique linéaire du matériau linéaire, la rigidité élastique est obtenue par l'équation 2.2.

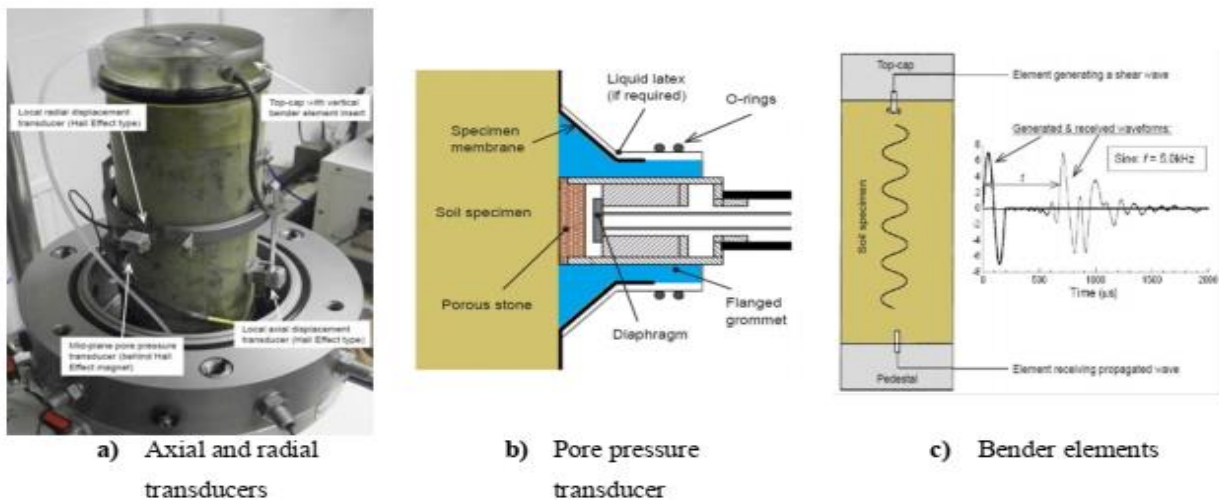


Figure 2.11- Test de laboratoire avancé pour mesurer les petites déformations dans les sols (Rees 2013).

2.5.2 Mesures in situ

Les essais sur le terrain ou in-situ peuvent être utilisés pour obtenir la rigidité du sol à une très faible déformation ; ils sont basés sur les principes géophysiques, tels que l'essai Cross-Hole, Down-Hole et la diaggraphie de suspension.

- **Essais Cross-Hole et Down-Hole**

L'essai Cross-Hole consiste à mesurer les temps de propagation des ondes sismiques de compression (ondes P) et de cisaillement (ondes S) entre plusieurs forages (Figure 2.12a) afin de déterminer, en fonction de la profondeur, leurs vitesses sismiques et les paramètres géodynamiques que sont le module d'Young, E, le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'essai Down-Hole est une variante de l'essai Cross-Hole (Figure 2.12b) dans laquelle l'onde sismique est générée en surface, à proximité immédiate du forage dans lequel sont mesurées les arrivées d'ondes de compression et de cisaillement. La source de surface est spécialement adaptée pour générer des ondes de cisaillement en plus des ondes de compression. L'interprétation et la restitution des résultats sont similaires à celles des essais Cross-Hole. En cas d'anisotropie marquée, les paramètres ainsi déterminés peuvent être notablement différents des paramètres déterminés par les essais Cross-Hole .

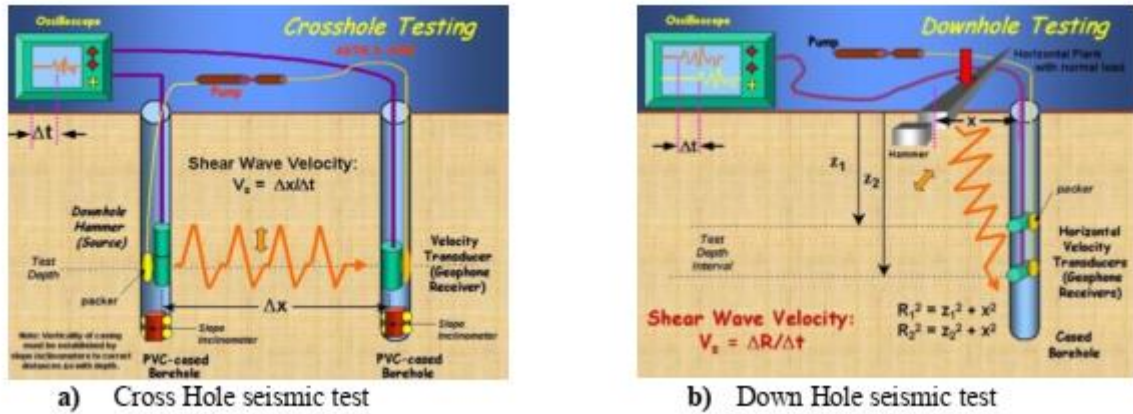


Figure 2.12- Essai in situ pour mesurer les petites déformations dans les sols.

- L'essai de Diagraphie en suspension

De manière similaire à l'essai down-Hole, la diagraphie en suspension fournit des données de vitesse à partir d'un seul trou de forage. Dans ce cas, la source et les récepteurs sont situés dans le même trou de forage où ils sont séparés par quelques mètres de suspension de forage seulement (Figure 2.13). La propagation des ondes le long de la paroi dans le trou de forage est l'objectif principal du système. La diagraphie par suspension peut générer un profil de rigidité approximatif à très faible déformation du voisinage du forage.

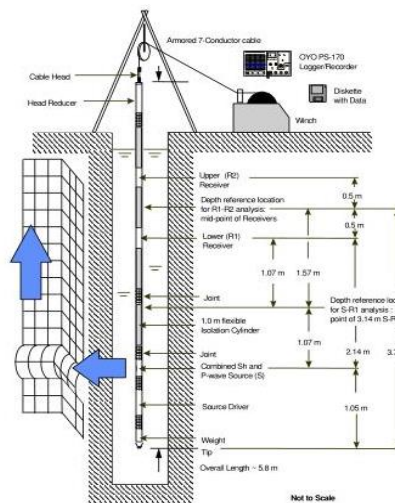


Figure 2.13- Essai d'enregistrement de la suspension.

2.6 Caractéristiques significatives du sol sous charges cycliques

En plus des paramètres dynamiques du sol sus-citées, il y a d'autres aspects importants qui différencient le comportement du sol sous une charge cyclique de la réponse statique traditionnelle. Ces derniers sont la dépendance de la réponse du sol à la vitesse et l'inversion de la contrainte appliquée lors des essais cycliques.



2.6.1 La dépendance de la réponse du sol à la vitesse de chargement

La réponse du sol peut être affectée de manière importante par le taux d'application de la charge. Cet effet devient significatif une fois que la déformation de cisaillement d'un sol entre dans la zone élasto-plastique. Cette dépendance est influencée principalement par la viscosité inter particulaire et la capacité du sol à dissiper l'excès de pression interstitielle. La première est essentielle dans les sols cohésifs mais dans les sols sans cohésion seule la génération de l'excès de pression interstitielle est importante.

Le taux de chargement peut fortement modifier la résistance mesurée lors d'essais conventionnels en laboratoire, généralement effectués à des taux de chargement plus lents que ceux des secousses lors des tremblements de terre. La résistance des sols sans cohésion n'est pas affectée par le taux de chargement, mais les sols plastiques cohésifs peuvent présenter une augmentation de la résistance. Par exemple, Boulanger et Idriss (2006) ont trouvé un gain de résistance d'environ 9% par cycle logarithmique du taux de chargement dans différents types d'argiles. Romo (1995) a obtenu des augmentations de 30 à 60% de la résistance pour un échantillon d'argile de la ville de Mexico.

2.6.2. Inversion de la contrainte appliquée

La contrainte d'inversion appliquée à un élément du sol signifie la variation du signe du taux d'augmentation de la contrainte. Par exemple, dans un essai triaxial, cette inversion signifie l'oscillation entre des valeurs croissantes et décroissantes de la contrainte déviatorique q appliquée à un échantillon de sol. Si le signe de la contrainte appliquée change, on parle d'un modèle bidirectionnel et d'un modèle de chargement cyclique unidirectionnel lorsque le signe ne change pas (Figure 2.14).

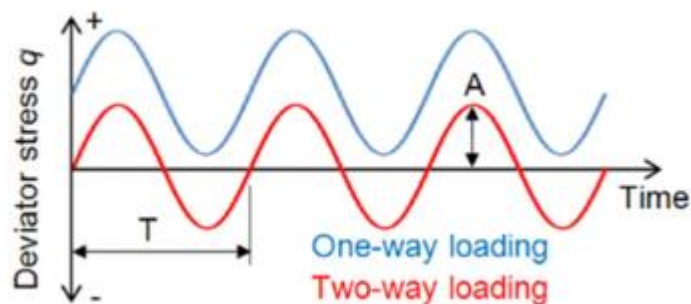


Figure 2.14- Schémas de chargement cyclique unidirectionnel et bidirectionnel.

Dans les essais triaxiaux sous charge bidirectionnelle, le sol est affecté à la fois par la compression et l'extension. Dans ce cas, le sol n'a pas la même résistance lorsqu'il développe une déformation de cisaillement négatif et positif, parce que la force d'extension est plus faible que la force de compression. D'après Ghionna et Porcino (2006) et Gennaro et al. (2004), un chargement à sens unique en compression est plus stable qu'un chargement avec contrainte d'inversion, qu'ils soient isotropes ou anisotropes.

Les deux principales caractéristiques de la réponse du sol lors d'une inversion de contrainte sont l'accumulation d'une déformation plastique en cisaillement et la génération de la pression



interstitielle excessive. Ces caractéristiques ne se produisent que lorsque le comportement du sol devient élasto-plastique. La déformation plastique de cisaillement est l'augmentation de la déformation du sol qui est permanente ou irrécupérable. Bien qu'en cas de chargement cyclique, l'augmentation de la déformation plastique soit faible en un seul cycle, l'effet cumulatif de nombreux cycles de chargement peut être très important. La Fig. 2.15 montre une réponse typique lors d'un essai triaxial cyclique non drainé de sable Gioia-Tauro (Ghionna et Porcino 2006). la Fig. 2.15a montre que l'augmentation de la déformation plastique de cisaillement observée pendant le premier cycle de charge est de l'ordre de 0.1 %, cependant, après 22 cycles de charge la déformation de cisaillement accumulée appliquée au sol dépasse 6 %. Les incréments de déformation plastique tendent à se réduire au fur et à mesure qu'un nombre croissant de cycles de chargement est appliqué à un sol.

La génération d'une pression d'eau interstitielle excessive dans le sol est expliquée dans la section suivante où le phénomène de liquéfaction est traité.

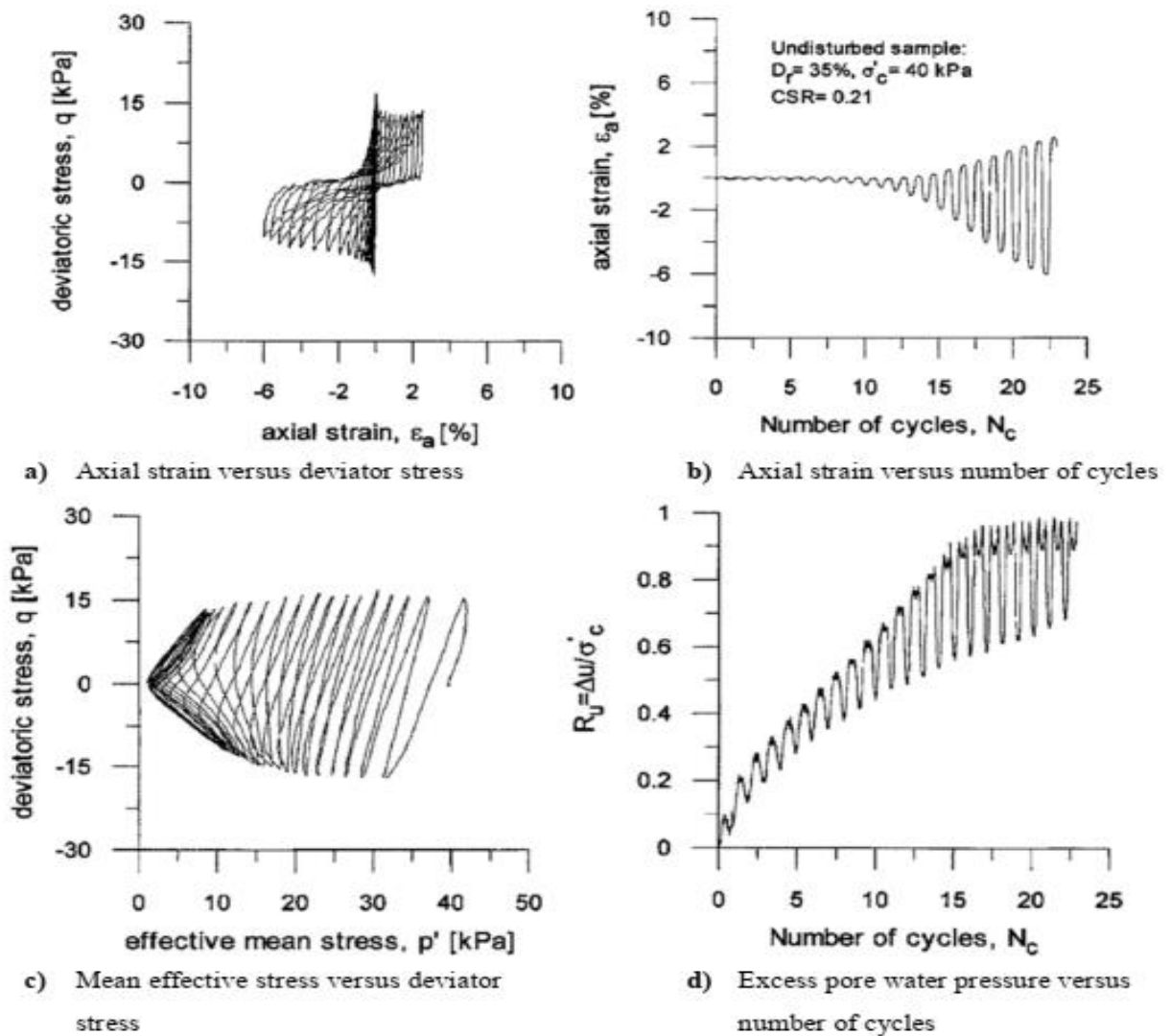


Figure 2.15- Réponse typique lors d'un essai triaxial cyclique non drainé du sable de Gioia Tauro (Ghionna and Porcino 2006).



2.6.3 Phénomène de liquéfaction

La liquéfaction est l'un des problèmes importants et complexes de l'ingénierie géotechnique, car elle a été signalée comme la principale cause de dommages et de la rupture des bâtiments et autres structures lors de tremblements de terre (Niigata 1964, San Fernando 1971, Loma Prieta 1989, Kobe 1995, Haïti 2010).

La Figure 2.16 montre quelques exemples historiques de la rupture due à la liquéfaction. De nombreux chercheurs ont montré que les sables lâches sont plus susceptibles de se liquéfier (Kramer 1996, Youd et al. 2001, de Groot et al. 2006). Le terme de liquéfaction a été utilisé pour la première fois par Mogami et Kubo (1953). Ensuite, de nombreuses définitions spécifiques et étendues ont été données par plusieurs chercheurs (Sladen et al. 1985, Ishihara 1993, Idriss et Boulanger 2008).

La liquéfaction a lieu due à l'accumulation de la pression interstitielle dans les dépôts de sable saturé et meuble sous une charge dynamique, qui, à son tour, se transforme en pression interstitielle, ce qui entraîne une réduction importante de la résistance des sols sous-jacents. La perte de capacité portante et les tassements des fondations sont les conséquences de cette réduction de la résistance du sol.



a) Building toppling Niigata 1964



b) Quay wall earthfill Kobe 1995

Figure 2.16- Rupture des structures due à la liquéfaction.

La modification de la pression interstitielle qui se produit dans un sol saturé lorsqu'une charge est appliquée est désignée sous le nom de génération d'une pression d'eau interstitielle excessive. Dans le cas d'un chargement cyclique, cette caractéristique est principalement influencée par les conditions de drainage du sol et le taux de chargement. Les sols à faible perméabilité soumis à des taux de chargement plus rapides sont facilement enclins à développer une pression interstitielle excessive.

2.7 Modèles constitutifs des sols avec chargement dynamique

La modélisation des problèmes de l'interaction sol structure dépend de la représentation des relations entre les contraintes et les déformations pour les matériaux impliqués. Ces relations sont représentées par un ensemble d'expressions mathématiques qui modélisent le comportement du sol et elles sont appelées modèles constitutifs. De nombreux modèles constitutifs ont été développés



dans le passé pour modéliser le comportement contrainte-déformation des sols. Des modèles simples et complexes sont formulés sur la base des principes de la mécanique des solides basés sur des données expérimentales ou des principes théoriques. La complexité et les capacités des modèles diffèrent et la détermination des paramètres n'est pas uniforme. Plusieurs modèles non linéaires ont été développés pour tenir compte de la dégradation du module de cisaillement durant un chargement dynamique, parmi ces modèles on trouve : UBCSAND et PM4SAND pour les sols liquéfiable et UBCHYST pour les sols fins non liquéfiable.

Dans cette thèse, pour représenter le comportement du sol et des éléments structuraux, des modèles constitutifs simples et complexes ont été utilisés (élastique linéaire, élastique parfaitement plastique avec rupture de Mohr-Coulomb, modèle non linéaire UBCHYST). Les caractéristiques et les capacités de chaque modèle utilisé dans cette étude sont expliquées ci-dessous.

2.7.1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire est utilisé pour décrire les matériaux dont les déformations sont faibles et la contrainte est proportionnelle à la déformation. Ce qui implique que le matériau reprend sa forme originale lorsque les charges sont éliminées et il n'y a pas de dépendance à la vitesse de chargement ou de déformation.

Dans le domaine élastique linéaire, les équations constitutives sont représentées par la loi de Hooke. Les relations de base entre la contrainte et la déformation sont décrites complètement par deux constantes élastiques, le coefficient de Poisson (ν) et le module de Young (E). La loi de Hooke généralisée pour un état de contrainte et de déformation tridimensionnelle pour un matériau homogène et isotrope en notation indiciaire est donnée par les équations (2.6) et (2.7).

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (2.6)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{1 + \nu}{E} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (2.7)$$

Dans l'analyse géotechnique, il est courant de séparer l'état général des contraintes et des déformations en contraintes et déformations moyennes et déviatoriques (équations (2.8) et (2.9)).

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij} + S_{ij} \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + e_{ij} \quad (2.9)$$

Où S_{ij} est la composante déviatorique de la contrainte, e_{ij} est la distorsion ou la déformation de cisaillement produite par la contrainte déviatrice S_{ij} et δ_{ij} est la fonction Delta de Kronecker,

$$\sigma_{kk} = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} = 3\sigma_m \text{ et } e_m = \frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \text{ est la composante moyenne.}$$

La loi de Hooke généralisée donnée dans l'équation 2.6 peut maintenant être écrite en termes de contraintes et de déformations déviatoriques et moyennes à l'aide des équations 2.8 et 2.9, ce qui permet de donner les deux équations (2.10 et 2.11).



$$S_{ij} = 2G_{e_{ij}} \tag{2.10}$$

$$\sigma_{kk} = 3K_{\varepsilon_{kk}} \tag{2.11}$$

Dans ces équations, K est le module de masse et G est le module de cisaillements donnés par les équations (2.12) et (2.13).

$$K = E/3(1 - 2\nu) \tag{2.12}$$

$$G = E/2(1 + \nu) \tag{2.13}$$

Ce modèle peut être une bonne approximation pour représenter le comportement de certains éléments structurels en interaction avec le sol ou dans la simulation du comportement des couches rocheuses (Pinto 2012). Cependant, en considérant les sols, ce modèle n'est valable que pour de très petites déformations (< 10-3%). Cela implique que l'utilisation de ce modèle nécessite une connaissance préalable de la plage de déformation du sol, comme dans l'étude développée par Mánica-Malcom et al. (2016). Dans le cas d'un chargement cyclique, ce modèle ne tient pas compte de la dégradation du module de cisaillement avec l'augmentation de l'amplitude de la déformation et de la dissipation de l'énergie par l'amortissement.

2.7.2 Modèle élastique-parfaitement plastique avec critères de rupture de Mohr-Coulomb

Le modèle élastique-parfaitement plastique avec critères de rupture de Mohr-Coulomb (appelé modèle de Mohr-Coulomb) est souvent utilisé pour modéliser le comportement du sol. Dans le domaine de l'ingénierie géotechnique, un certain nombre de problèmes de stabilité classique, tels que la stabilité des remblais et la capacité portante des fondations, peuvent être examinés à l'aide de ce modèle et de la théorie des déformations planes.

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb représente l'enveloppe linéaire qui est obtenue par le rapport entre la contrainte de cisaillement d'un matériau et la contrainte normale (Figure. 2.17). Cette ligne droite est fondée sur le critère de rupture de Coulomb et peut être exprimée par l'équation 2.14.

$$\tau_f = \sigma_f \tan \phi + c \tag{2.14}$$

Où τ_f est la résistance au cisaillement, σ_f est la contrainte normale, c est la cohésion et ϕ est l'angle de frottement interne.

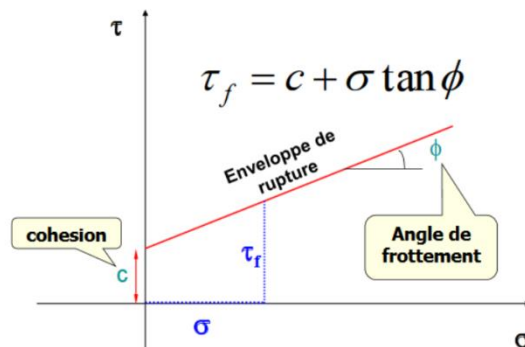


Figure. 2.17- Critère de rupture de Mohr coulomb.



Le critère de rupture de Mohr-Coulomb peut aussi être donné en termes de contraintes principales par l'équation (2.15).

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi + 2 * c * \cos\phi \quad (2.15)$$

Où σ_1 et σ_3 sont respectivement les contraintes principales majeure et mineure. Le critère est donné par l'équation 2.16 et représentée dans l'espace des contraintes triaxiales dans la Figure 2.18.

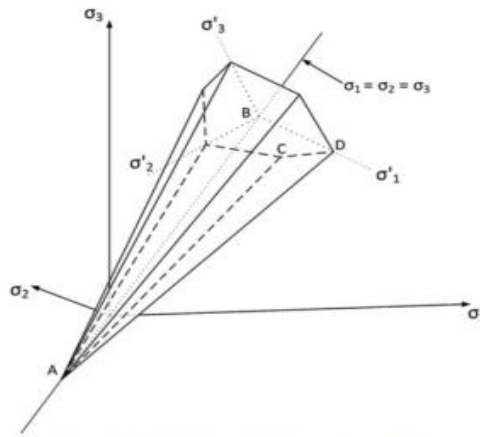


Figure 2.18- Le critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales (Kelly 2013).

$$F(\sigma, k) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi - 2 * c * \cos\phi \quad (2.16)$$

Le modèle de Mohr-Coulomb est souvent utilisé pour la définition du potentiel plastique par l'équation 2.17.

$$P(\sigma, m) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\psi \quad (2.17)$$

Où ψ est l'angle de dilatation.

2.7.3. Ubchyst- un modèle hystérétique à contrainte totale

UBCHYST (Byrne et Naesgaard 2010) a été développé à l'Université de Colombie Britannique pour des modélisations dynamiques de sols soumis à des charges sismiques. Le modèle UBCHYST (Byrne et Naesgaard 2010) est destiné à être utilisé avec des paramètres de résistance " non drainés " dans les sols argileux et limoneux à faible perméabilité ou dans les sols granulaires à forte perméabilité où l'excès d'eau est important. dissipe au fur et à mesure qu'il est généré. Le modèle a été implémenté dans le programme de différences finies à deux dimensions FLAC (Itasca, 2011).

L'essence de ce modèle hystérétique est que le module de cisaillement tangent (G_t) est une fonction du module de cisaillement (G_{max}) multiplié par un facteur de réduction qui est fonction du rapport de contrainte développé et de la variation du rapport de contrainte pour atteindre la rupture. Cette fonction est indiquée dans l'équation (2.18) et illustrée dans la figure 2.19.

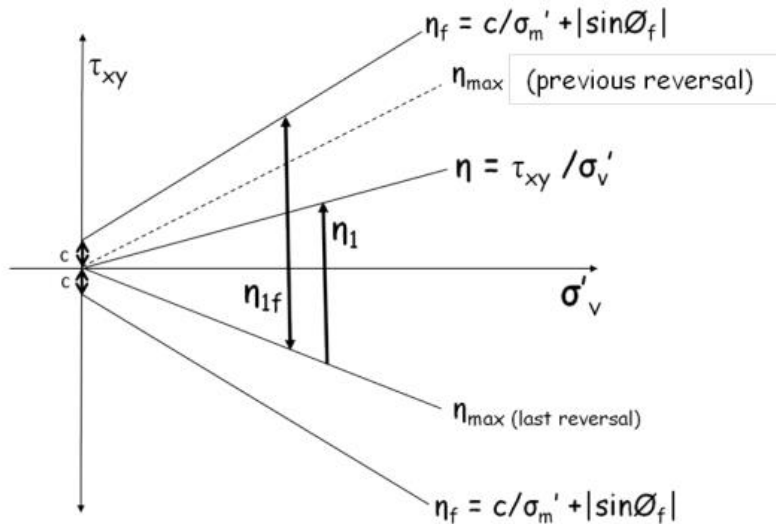
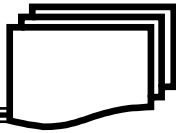


Figure 2.19- Paramètres du modèle non linéaire UBCHYST (Byrne and Naesgaard 2010).

$$G_t = G_{max} \times \left(1 - \left(\frac{\eta_1}{\eta_{1f}}\right)^{n_1} \times R_f\right)^n \times \mathbf{mod1} \times \mathbf{mod2} \times \mathbf{mod3} \quad (2.18)$$

Où

- η Le rapport de contrainte développée
- η_1 changement du rapport de contrainte η (τ_{xy} / σ'_v)
- η_{max} rapport de contrainte maximal (η) lors de la dernière inversion
- η_{1f} changement du rapport de contrainte pour atteindre l'enveloppe de rupture dans la direction de la charge.
- η_f $(\sin(\phi_f) + \text{Cohesion} * \cos(\phi_f) / \sigma'_v)$
- τ_{xy} contrainte de cisaillement développée dans le plan horizontal
- σ'_v contrainte verticale effective
- ϕ_f angle de frottement maximal
- n_1, R_f et n paramètres d'étalonnage avec des valeurs par défaut de 1 et 2, respectivement
- mod_1 un facteur de réduction pour une première charge ou une charge vierge (généralement 0,6 à 0,8)
- mod_2 fonction optionnelle pour tenir compte de la réduction du module permanent en cas de grande déformation = $(1 - \eta_1 / \eta_{1f})^{rm} * dfac \geq 0.1$ où "rm" et "dfac" sont des paramètres d'étalonnage.
- mod_3 fonction optionnelle pour tenir compte de la dégradation cyclique du module avec la déformation ou le nombre de cycles



Les inversions de contrainte se produisent si la valeur absolue du rapport de contrainte mobilisé (η) est inférieure à la valeur précédente et un croisement se produit si τ_{xy} change de signe. Une inversion de contrainte entraîne la remise de η_1 à 0 et η_{1f} à être recalculé. Cependant, le programme conserve les inversions précédentes (η_1 à 0 et η_{1f}) afin que les petites boucles hystériques qui sont des sous-ensembles de boucles plus grandes ne modifient pas le comportement de la grande boucle (figure 1.19). Avec l'équation ci-dessus, le module de cisaillement tangent varie tout au long du cycle de chargement pour donner des boucles de contrainte-déformation hystériques avec les caractéristiques illustrées dans la Figure 1.19.

2.7.3.1. Paramètres d'entrée du modèle

La liste des paramètres associés au modèle UBCHYST et leurs symboles correspondants dans la version DLL est présentée dans le tableau 2.4.

Tableau 2.4. Paramètres du modèle UBCHYST.

Description des paramètres	Symbole utilisé dans le modèle constitutif
Cohésion	hcoh
Angle de frottement	hfric
Angle de dilatation	hdil
Résistance à la traction	hten
Small strain max. shear modulus	hgmax
Module de cisaillement volumique	hk
Paramètre hystérique	hn
Paramètre hystérique	hrf
Paramètre hystérique	hrm
Paramètre hystérique	hdfac
Pression atmosphérique	hpa

2.7.3.2. Calibrage des paramètres du sol

Le modèle a été calibré en comparant la réponse cyclique uniforme à celle déduite des courbes de réduction du module et d'amortissement publiées (par exemple, Darendeli, 2001), comme le montre la figure 2.20, et/ou en comparant les résultats des essais de laboratoire de cisaillement simple cyclique pour un sol sans cohésion (sable). L'essai de cisaillement simple est préféré au chargement triaxial parce que le chemin de chargement avec la rotation des axes principaux, etc. ressemble plus étroitement au chemin de contrainte du tremblement de terre. ressemble davantage à la trajectoire de la contrainte due à un tremblement de terre. Comme le montre la figure 2.20a, le modèle UBCHYST correspond le mieux au modèle Darendeli (2001). correspond le mieux aux courbes de réduction du module de Darendeli (2001). Cependant, le modèle a surestimé la réponse d'amortissement aux déformations de cisaillement moyennes à grandes ($>0.1\%$) (Figure 2.20b). La raison de cette surestimation du facteur d'amortissement semble être due à la largeur de la boucle d'hystérésis dans le modèle UBCHYST. Dans le modèle UBCHYST. Les paramètres calibrés ont été utilisés pour l'étape suivante de la calibration comme décrit ci-dessous. Le site paramètres calibrés pour un sol sans cohésion



(Sable) pour différentes contraintes verticales effectives (0.25, 1, 4, 16 atm) sont résumés dans le tableau 2.5

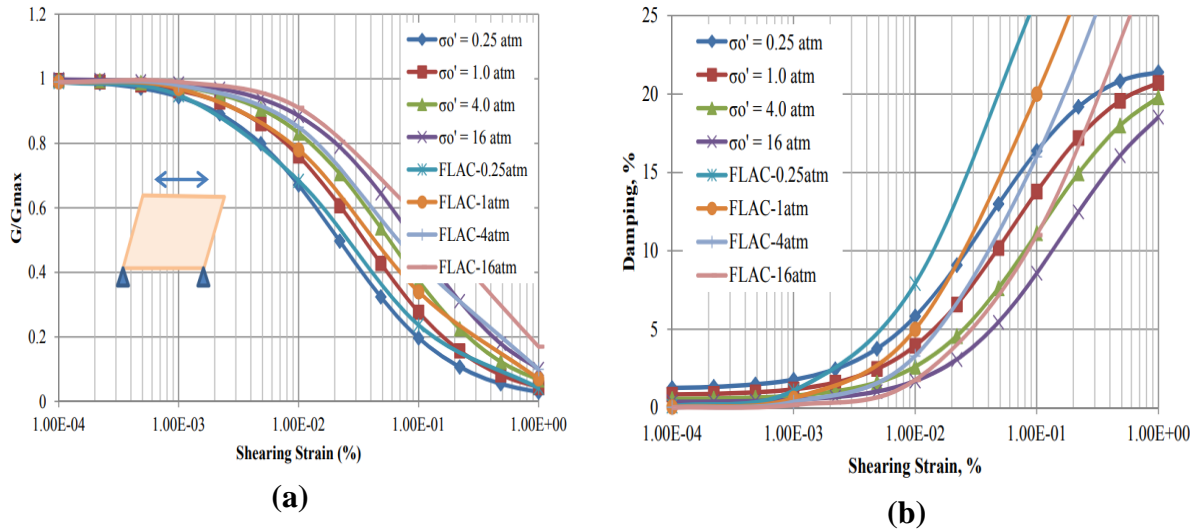


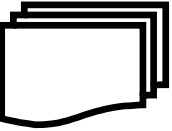
Figure 2.20- (a) Réduction du module et (b) Courbe du rapport d'amortissement estimée par FLAC en utilisant le modèle UBCHYST pour un sol sans cohésion (sable).

Tableau 2.5. Paramètres d'entrée initiaux pour les propriétés du sol UBCHYST dans le mode FLAC.

Paramètres du modèle UBCHYST	$\sigma'_0 = 25.33$ kPa (0.25 atm)	$\sigma'_0 = 101$ kPa (1 atm)	$\sigma'_0 = 404$ kPa (4 atm)	$\sigma'_0 = 1616$ kPa (16 atm)
hGmax (kPa)	2.70E+04	5.35E+04	1.07E+05	2.14E+05
hbulk (kPa)	2.70E+04	5.35E+04	1.07E+05	2.14E+05
Hcoh (kpa)	0	0	0	0
Hfric (deg)	35.0	35.0	35.0	35.0
Hdil(deg)	0.0	0.0	0.0	0.0
Hten(kpa)	0.0	0.0	0.0	0.0
Hn	3.0	3.3	4.0	4.0
hrf	0.98	0.98	0.98	0.98
hdfac	0.0	0.0	0.0	0.0
hrm	0.5	0.5	0.5	0.5
Hpa(kpa)	100	100	100	100
Hn1	1.0	1.0	1.0	1.0

2.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté le comportement dynamique des sols renforcés par pieux et inclusions rigides en utilisant des illustrations des dommages et différents types de ruptures qui ont eu lieu dues au différent tremblement de terre, à savoir, le séisme de Niigata 1964 et Kobe 1995 au Japan ; le séisme de Edgcombe 1987 à la nouvelle-Zélande; Loma Prieta 1989 California.



Les paramètres importants du comportement dynamique des sols. La diminution de la rigidité et l'augmentation de l'amortissement avec la déformation sont les principaux paramètres des sols sous chargement cyclique ou dynamique. Méthodes d'essai en laboratoire et in situ pour mesurer les valeurs de rigidité à faible déformation sont décrites. La dépendance de la vitesse, l'inversion de la contrainte et le phénomène de liquéfaction. La section 3 présente une brève description des modèles constitutifs utilisés dans cette étude : modèle linéaire, modèle élastique parfaitement plastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb, modèle de non linéaire UBCHYST. Le dernier est utilisé pour prendre en compte la dégradation du module de cisaillement sous un chargement dynamique et/ou cyclique.



3.1. Introduction

La méthode des différences finies est l'une des premières approches appliquées à la résolution numérique des équations différentielles. Elle a été utilisée pour la première fois par Euler, en 1768. La méthode des différences finies est directement appliquée à la forme différentielle des équations de base. Le principe est d'utiliser des expressions algébriques écrites en termes de variables (par exemple, contrainte ou déplacement) à des points discrets dans l'espace. Les deux méthodes numériques que ce soit MDF ou MEF produisent un ensemble d'équations algébriques à résoudre. Même si ces équations sont dérivées de manière assez différente, il est facile de montrer que les équations résultantes sont identiques pour les deux méthodes.

L'un des programmes informatiques les plus connus pour résoudre une variété de problèmes de mécanique des sols, que ce soit en statique ou/et en dynamique, y compris l'interaction dynamique sol-structure par différences finies est Flac2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua). En raison du fait que ce logiciel est utilisé dans cette thèse, les principales caractéristiques de la modélisation dynamique dans FLAC 2D sont présentées dans ce chapitre.

3.2. Schéma de résolution explicite

La méthode de résolution adoptée par Flac consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites, contrairement aux schémas de résolution implicites généralement adoptés. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. De plus, le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants, les chemins de contrainte et de déformations sont respectés à chaque pas.

La Figure 3.1 précise la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps Δt . Dans chaque boîte, toutes les variables à traiter sont remises à jour à partir de valeurs connues qui doivent, elles, rester fixes durant la période de calcul Δt . C'est le principe fondamental de la résolution explicite. Ainsi, le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée par Itasca Consulting Group (2002) en relativisant le problème : en effet, si un pas de temps Δt d'une durée assez petite est choisi, de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps, des éléments voisins ne pourront pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'« onde de calcul » est toujours supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pendant la durée Δt .

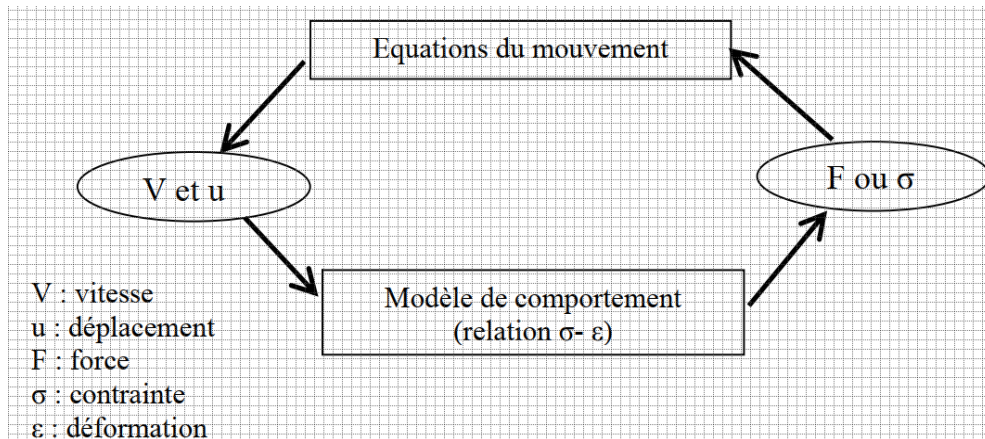


Figure 3.1 - Séquence de calcul générale, d’après Billiaux et Cundall (1993).

3.2.1. Modèles constitutifs implémentés dans le logiciel Flac 2D

Les modèles de comportement implémentés dans FLAC sont de trois catégories : le modèle nul qui représente une zone vide (excavation) ; le modèle élastiques qui décrit tout comportement linéaire et isotrope ; et le 3^{ème} type sont les modèles plastiques. La figure 3.2 Montre les différents modèles implémentés dans Flac par défaut. Il est possible d’introduire de nouvelles lois de comportement mécaniques dans le logiciel Flac.

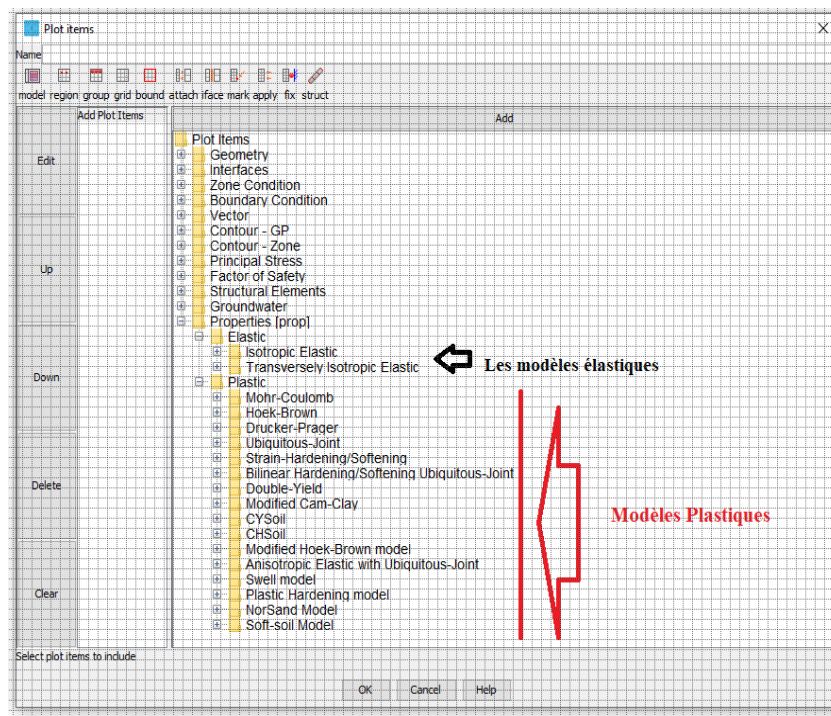


Figure 3.2- Modèles de comportement implémentés dans Flac 2D.

Le modèle non linéaire (UBCHYST) utilisé dans cette thèse est un modèle développé à l’université britannique de Colombie. Pour l’utiliser, le code source de ce modèle constitutif sous la forme DLL (Dynamic Link Library) a été ajouté au logiciel Flac. Les différents paramètres et le mode de calibrage relatifs au modèle UBCHYS, sont décrits dans le chapitre 2.



3.3. Eléments d'interface

Pour représenter les zones de contact entre les différents éléments constituant le modèle considéré dans une modélisation, les éléments dits interface sont utilisés pour décrire le comportement des déformations en cisaillement (surface de glissement) ou en traction (fissures). La figure 3 montre les éléments interfaces

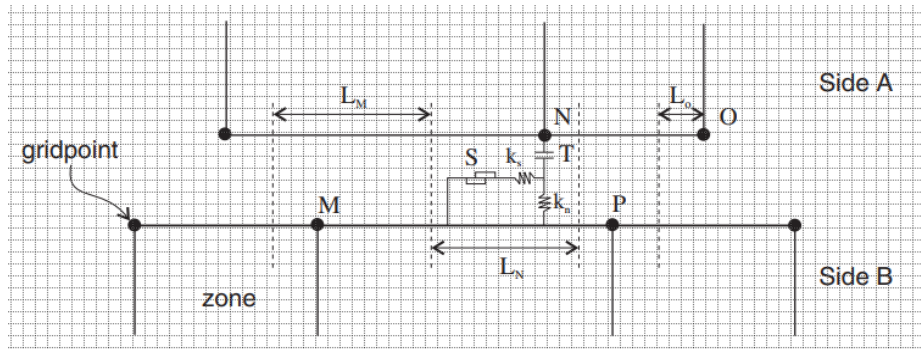


Figure 3.3- Eléments d'interface (Itasca 2011).

Où

L_N : est longueur associée au point N détermine la limite pour les segments adjacents (au milieu de deux points adjacents).

K_n : est la raideur normale (contrainte/déplacement).

k_s : est la raideur tangentielle (contrainte/déplacement).

C : est la cohésion.

ψ : est l'angle de dilatance.

φ : est l'angle de frottement.

T : est la résistance à la traction T (force).

La force de cisaillement sur un élément de longueur L est limitée par la relation :

$$F_{S,max} = C \cdot L + \tan(\varphi) \cdot F_n \quad (3.1)$$

Les valeurs de rigidité normale et de cisaillement ont été déterminées à l'aide de la méthode (2) basée sur le manuel de la FLAC (Itasca, 2011).

$$K_n = K_s = 10 \left(\frac{K + 1.3 G}{\Delta Z_{min}} \right) \quad (3.2)$$

Où

K et G sont respectivement le module volumique et le module de cisaillement et ΔZ_{min} est la plus petite dimension dans la direction normale des zones adjacentes (figure 3.4).

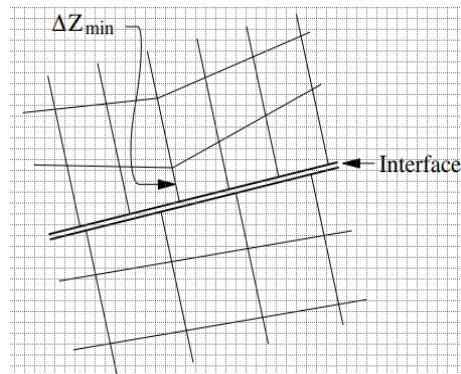


Figure 3.4- Dimension de la zone utilisée dans le calcul de la rigidité.

3.4. Les éléments structurels

La modélisation des différentes couches des sols et les inclusions rigides considérée dans cette thèse se fait par les différents éléments implémentés dans Flac 2D (figure 3.5). Parmi ces éléments, on trouve élément câble, poutre, pieu et éléments linéaires, etc. Dans notre thèse, l'élément pieu a été opté pour simuler les inclusions rigides considérées dans le renforcement du sol compressible.

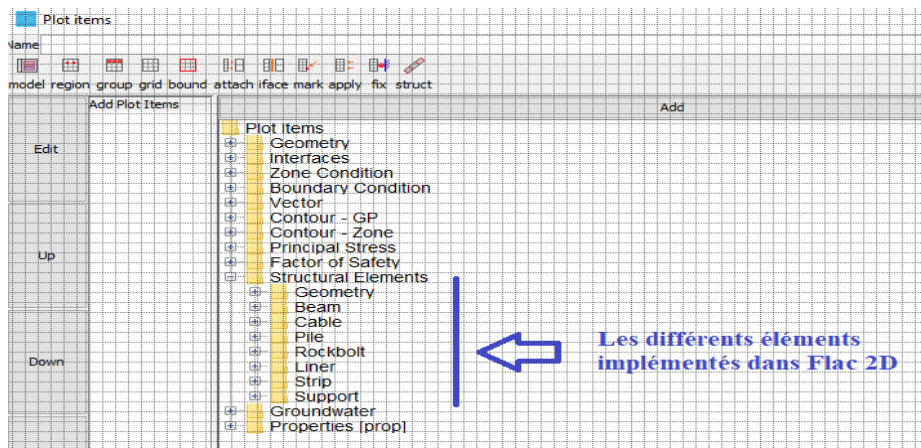


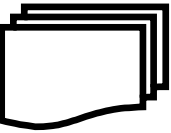
Figure3.5- les différents éléments implémentés dans Flac 2D.

3.5. Analyse dynamique

La modélisation numérique dans le cas dynamique diffère complètement du cas statique. Trois aspects très important doit être pris en considération dans un modèle FLAC pour une analyse dynamique : (1) le chargement dynamique et les conditions aux limites ; (2) la transmission des ondes à travers le modèle ; et (3) l'amortissement mécanique. Cette section définit les paramètres nécessaires de chaque aspect.

3.5.1. Le chargement dynamique

La charge dynamique d'entrée peut être appliquée en termes de contraintes, de forces, de vitesses ou d'accélération. Ces enregistrements de la source dynamique peuvent être appliqués aux nœuds intérieurs ou au niveau des limites du modèle. Le type de chargement dynamique appliqué dépend du type des conditions aux limites. Dans le cas des conditions aux limites de type calme, le



type de chargement dynamique adéquat est celui d'un enregistrement de contrainte tangentielle (c'est-à-dire, un enregistrement de vitesse est transformé en contrainte tangentielle en utilisant les équations (3.3)-(3.5). L'application d'un enregistrement de vitesse ou d'accélération aux frontières du modèle annule l'effet des frontières de type calme (quiet).

Une onde de vitesse peut être convertie en une onde de contrainte en utilisant quelle équation :

$$\sigma_n = 2(\rho C_p)v_n \quad (3.3)$$

Ou

$$\sigma_s = 2(\rho C_p)v_s \quad (3.4)$$

Où

σ_n = contrainte normale appliquée ;

σ_s = contrainte de cisaillement appliquée ;

ρ = densité de masse ;

C_p = vitesse de propagation de l'onde p dans le milieu, donné par l'équation 3.;

v_n = vitesse d'entrée des particules normales ; et

v_s = vitesse d'entrée des particules en cisaillement.

$$c_p = \sqrt{\frac{K+4G/3}{\rho}} \quad (3.5)$$

$$c_c = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.6)$$

3.5. 2. Ajustement de la taille des zones

Cet aspect est pris en compte pour s'assurer que les conditions du modèle répondent aux exigences de précision des transmissions d'ondes. La distorsion numérique de l'onde qui se propage peut se produire en fonction des conditions de modélisation. Le contenu en fréquence du mouvement d'entrée et les caractéristiques de la vitesse de l'onde du système affectent la précision de la transmission de l'onde. Kuhlemeyer et Lysmer (1973) ont suggéré que la taille maximale de l'élément spatial (Δl) doit être plus petite que le dixième ou le huitième de la longueur d'onde associée à la fréquence la plus élevée de l'onde d'entrée.

$$\Delta l = \lambda/10 \quad (3.7)$$

Où λ est la longueur d'onde associée à la composante de fréquence la plus élevée qui contient de l'énergie, qui peut être calculée à partir de la vitesse de l'onde (équation 3.4) pour les systèmes de milieu élastique.

Pour les cas de mouvements d'entrée à haute fréquence, il est nécessaire d'utiliser un maillage spatial fin pour obtenir des conditions de stabilité. Cela implique un petit pas de temps qui



peut conduire à un temps de calcul et une mémoire élevés pour les analyses. Si la partie majeure de la puissance de l'enregistrement est contenue dans les composantes de basse fréquence, l'historique d'entrée peut être adapté par un filtrage pour supprimer des composantes de haute fréquence. Cela permet d'utiliser un maillage plus grossier sans affecter de manière importante les résultats. Le pas de temps pour une analyse dynamique est déterminé par la plus grande rigidité du matériau et la plus petite zone du modèle, y compris les éléments de structure et d'interface. Le pas de temps est un paramètre important qui correspond au temps réel de chargement sismique par étape de calcul (Flac2D utilise un schéma de solution explicite par différences finies).

$$f = \frac{v_s}{\lambda} \quad (3.8)$$

3.5.3. Types d'amortissement

Le sol et les structures modélisés dans une analyse dynamique contiennent un certain degré d'amortissement de l'énergie vibratoire. Sans amortissement, le système oscillerait indéfiniment lorsqu'il est soumis à un chargement sismique. L'amortissement est dû, en partie, à la perte d'énergie résultant de la friction interne dans le matériau intact et du glissement le long des interfaces, si celles-ci sont présentes. Parmi les types d'amortissement implémentés dans Flac, l'amortissement de Rayleigh et l'amortissement local.

- **Amortissement local**

Le plus simple amortissement implémenté dans Flac2D est l'amortissement local, qui fonctionne en ajoutant ou en soustrayant la masse à un point de grille ou à un nœud structurel pendant certains moments du cycle d'oscillation. Afin de maintenir la masse globale du système, la masse ajoutée est égale à la masse soustraite. Lorsque la vitesse change de signe, la masse est ajoutée et soustraite lorsqu'elle passe par un point maximum ou minimum. Cela implique que les incréments d'énergie cinétique sont retirés deux fois par cycle d'oscillation. La quantité d'énergie retirée (ΔW) est proportionnel à l'énergie transitoire maximale (W). Le rapport $\Delta W/W$ peut être relié à l'amortissement critique (ξ). Ce modèle d'amortissement est contrôlé par le coefficient d'amortissement local (αL) qui est lié au rapport d'amortissement critique par l'équation 3.9.

$$\alpha L = \pi \xi \quad (3.9)$$

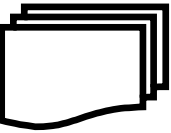
- **Amortissement de Rayleigh**

L'amortissement de Rayleigh a été utilisé à l'origine dans l'analyse des structures et des milieux élastiques, pour amortir les modes d'oscillation naturels du système. Les équations sont donc exprimées sous forme de matrice. Une matrice d'amortissement, C , est utilisée, avec des composants proportionnels à la masse (M) et à la rigidité (K).

Où

α = la constante d'amortissement proportionnelle à la masse ; et

β = la constante d'amortissement proportionnelle à la rigidité.



Si les rapports d'amortissement ($\xi_i - \xi_j$) associés à deux fréquences spécifiques ($\omega_i - \omega_j$) sont connus, les deux constantes d'amortissement de Rayleigh peuvent être déterminées par les équations suivante :

$$\alpha = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (3.10)$$

$$\beta = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (3.11)$$

Pour un système à plusieurs degrés de liberté, le rapport d'amortissement critique, ξ_i , à toute fréquence angulaire du système, ω_i , peut être trouvé à partir de (Bathe et Wilson 1976).

$$\alpha + \beta\omega_i^2 = 2\omega_i\omega_j \quad (3.12)$$

Ou

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta\omega_i \right) \quad (3.13)$$

Le rapport d'amortissement critique, ξ_i , est aussi connu comme la fraction d'amortissement critique pour le mode i avec fréquence angulaire ω_i .

La figure 3.5 montre la variation du rapport d'amortissement critique normalisé avec la fréquence angulaire ω_i . Trois courbes sont données : composantes de masse uniquement ; composantes de rigidité uniquement ; et la somme des des deux composantes. Comme on le voit, l'amortissement proportionnel à la masse est dominant dans les plages de fréquences angulaires inférieures, tandis que l'amortissement proportionnel à la rigidité est dominant dans les plages de fréquences angulaires inférieures. tandis que l'amortissement proportionnel à la rigidité domine aux fréquences angulaires plus élevées. La courbe représentant la somme des deux composantes atteint un minimum à :

$$\xi_{min} = (\alpha\beta)^{1/2} \quad (3.14)$$

$$\omega_{min} = (\alpha/\beta)^{1/2} \quad (3.15)$$

Ou

$$\alpha = \xi_{min}\omega_{min} \quad (3.16)$$

$$\beta = \xi_{min}/\omega_{min} \quad (3.17)$$

La fréquence centrale est alors définie comme

$$f_{min} = \omega_{min}/2\pi \quad (3.19)$$

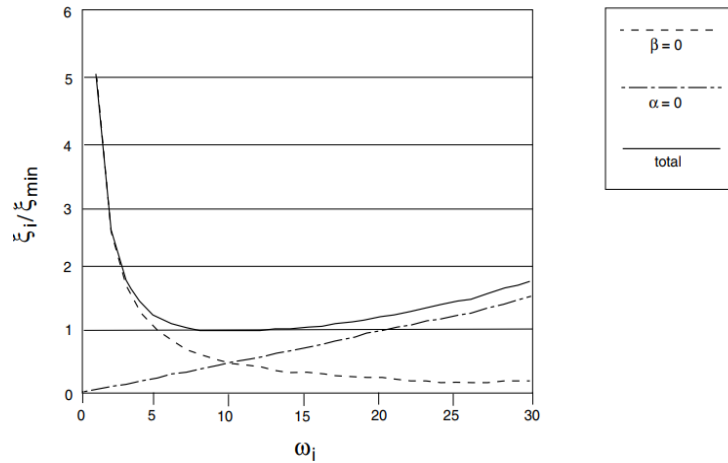


Figure 3.6- Variation du rapport d'amortissement critique normalisé en fonction de la fréquence angulaire.

L'amortissement de Rayleigh est spécifié dans le FLAC avec les paramètres f_{\min} en Hertz (cycles par seconde) et ξ_{\min}

3.6. Conditions aux limites

La modélisation des problèmes géo-mécaniques fait intervenir des milieux qui, à l'échelle de l'analyse, sont mieux représentés comme non délimités. Les excavations souterraines profondes sont normalement supposées être entourées d'un milieu infini, tandis que les structures de surface sont supposées reposer sur un demi-espace. Les méthodes numériques qui s'appuient sur la discrétisation d'une région finie de l'espace exigent que des conditions appropriées soient appliquées aux frontières numériques artificielles. Dans les analyses statiques, les frontières fixes ou élastiques (par exemple, représentées par des techniques d'éléments de frontière) peuvent être placées de manière réaliste à une certaine distance de la région de l'espace. Cependant, dans les problèmes dynamiques, ces conditions provoquent la réflexion des ondes qui se propagent vers l'extérieur et ne permettent pas le rayonnement d'énergie nécessaire. Dans cette étude, des conditions aux limites de type quiet et de type champ libre (Free Field) ont été utilisées.

3.6.1. Conditions aux limites de type calme

L'utilisation de conditions aux limites fixes ou élastiques pendant l'analyse dynamique produit la réflexion des ondes vers le modèle. L'utilisation d'un modèle plus grand est un moyen de surmonter ce problème ; cependant, il implique un grand effort de calcul car l'amortissement du matériau doit absorber la majeure partie de l'énergie des ondes réfléchies par les frontières éloignées. L'utilisation de frontières calmes ou silencieuses représente une meilleure option. Ces frontières visqueuses développées par Lysmer et Kuhlemeyer (1969) sont utilisées dans Flac2D. Si l'angle d'approche des ondes du corps aux frontières est supérieur à 30° , il y a une absorption complète. Ils utilisent des patins indépendants dans les directions normales et de cisaillement aux frontières du modèle (Fig. 3.7). Ces patins fournissent des tractions visqueuses normale et de cisaillement comme suit :



$$t_n = -\rho V_p v_n \quad (3.20)$$

$$t_s = -\rho V_s v_s \quad (3.21)$$

Où

ρ est la densité de masse, V_p et V_s sont les vitesses de l'onde p et de l'onde s respectivement et v_n et v_s sont les composantes normale et de cisaillement de la vitesse aux frontières respectivement. Dans l'analyse numérique, les tensions sont calculées et appliquées à chaque pas de temps de la même manière que les charges aux frontières.

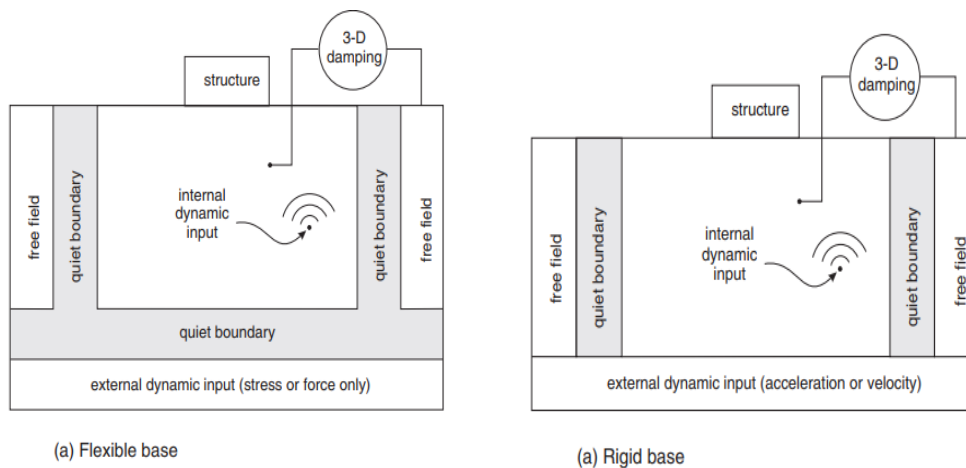


Figure 3.7- Types de conditions limites de chargement dynamique disponibles dans FLAC.

3.6.2. Conditions aux Limites de type champ libre

L'entrée sismique est normalement représentée par des ondes planes se propageant vers le haut à travers le matériau sous-jacent. Les conditions aux limites sur les côtés du modèle doivent tenir compte du mouvement en champ libre qui existerait en l'absence de la structure. Dans certains cas, des frontières latérales élémentaires peuvent être suffisantes. Par exemple, si une seule onde de cisaillement était appliquée sur la frontière horizontale AC, illustrée à la figure 3.8, il serait possible de fixer la frontière le long de AB et CD dans la direction verticale uniquement. Ces limites doivent être placées à des distances suffisantes pour minimiser les réflexions d'ondes et obtenir des conditions de champ libre. Pour les sols à fort amortissement, cette condition peut être obtenue avec une distance relativement faible (Seed et al. 1975). Cependant, lorsque l'amortissement du matériau est faible, la distance requise peut conduire à un modèle exagéré. Une procédure alternative consiste à renforcer le mouvement du champ libre de manière à ce que les frontières conservent leurs propriétés non réfléchissantes (c'est-à-dire que les ondes extérieures provenant de la structure sont correctement absorbées). Une technique de ce type a été développée pour FLAC, impliquant l'exécution d'un calcul de champ libre unidimensionnel en parallèle avec l'analyse de la grille principale.

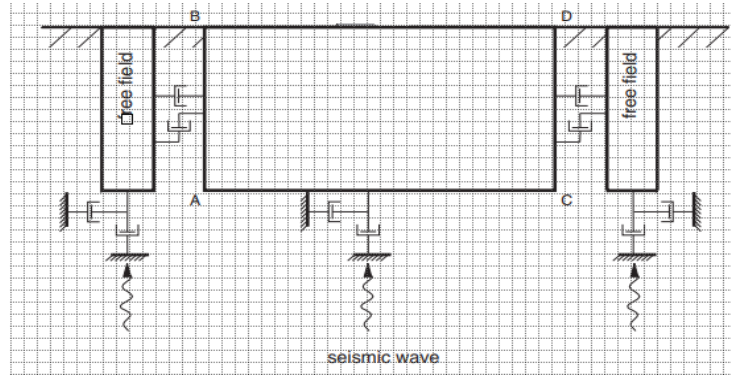
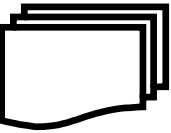


Figure 3.8- Modèle d'analyse sismique des structures de surface avec les conditions aux champs libres.

3.7. Conclusion

Dans ce chapitre, les principaux aspects à prendre en compte dans la modélisation numérique du système sol -inclusions rigides en analyse dynamique sont expliqués. D'abord, un aperçu de la méthode de différences finies implémentée dans Flac 2D a été donné. Puis, les différents paramètres considérés dans l'analyse dynamique, à savoir, l'ajustement de la taille des zones, les différentes formes de la source sismique, types d'amortissement et les conditions aux limites ont été décrits.

4.1. Introduction

Les sols compressibles couvrent plusieurs zones en Algérie, réparties de l'Est à l'Ouest. Pour cette raison, diverses études ont été menées pour mieux comprendre le comportement de ce type de sols. La construction des ouvrages tels qu'un remblai autoroutier, de voie ferrée, réservoirs et murs de soutènement sur un sol de ce type présente beaucoup de problèmes qui sont directement liés à la faible capacité portante du sol support ainsi qu'à sa très grande compressibilité. En plus des problèmes mentionnés ci-dessus, plusieurs études en Algérie sur des tronçons de l'autoroute Est-Ouest ont montré que la cause principale de plusieurs glissements de terrain est la présence de formations argileuses. Sans oublier qu'une grande partie de l'autoroute se trouve dans des zones sismiques, à savoir Boumerdes, Alger, Chlef, Constantine, Mila, etc. Notre principal objectif à travers cette étude est d'étudier l'influence de la technique de renforcement par inclusions rigides sur la réponse dynamique d'un sol compressible.

Cette étude présente une analyse de la réponse dynamique des sols compressibles avant et après renforcement par des inclusions rigides, pour mettre en évidence l'apport des inclusions rigides dans l'amélioration de la stabilité de ces sols (tassement et de capacité portante). Les simulations numériques sont accomplies en utilisant la méthode des différences finies au moyen du code de calcul Flac 2D.

4.2. Présentation du modèle

4.2.1. Géométrie du modèle (profil du sol et le remblai autoroutier)

Dans cette étude, les dimensions du modèle sont $40\text{ m} \times 18\text{ m}$. Le profil du sol se compose de trois couches, où une couche de sol compressible de 10 m d'épaisseur est supportée par un sol dur de 5 m de hauteur (Fig. 4.1). Ce modèle est symétrique par rapport à l'axe de l'autoroute.

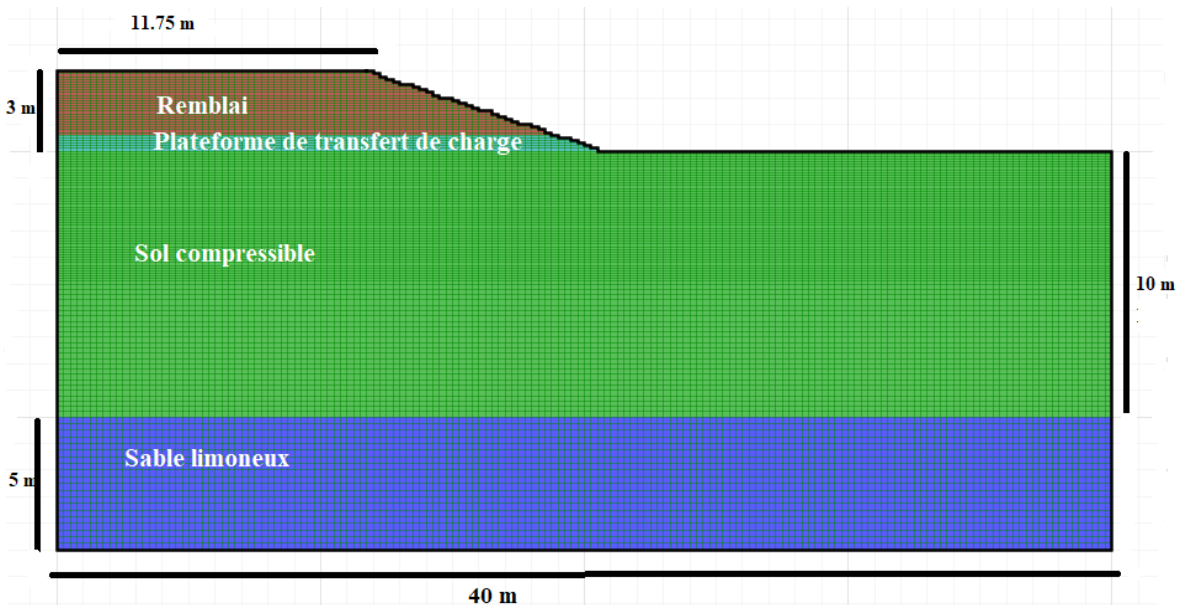


Figure 4.1- Géométrie du modèle.

L'autoroute est construite sur un remblai d'une largeur de 11,75 m en tête et d'un angle de pente d'environ 18°. La hauteur du remblai est de 3 m. Le remblai comprend une plate-forme de transfert de charge de 0,6 m d'épaisseur. La nappe phréatique n'a pas été configurée dans le modèle et les conditions drainées sont considérées pour l'analyse.

Le maillage de différence finie varie de 0.2 pour le sol compressible à 1m pour le sol dur. Ces dimensions de maillage pour chaque élément ont été choisies selon le critère de Kuhlemeyer et Lysmer (1973) pour éviter la distorsion des ondes sismique pendant la transmission des ondes sismiques à travers le sol (comme indiqué dans le chapitre 3). La Fig. 4.1 montre la discrétisation du système à l'aide du code de différences finies Flac2D. Afin de simplifier le problème, les couches de sol ont été supposées horizontales.

Pour le système d'inclusion rigide, une plate-forme de transfert de charge de 0,60 m de hauteur a été placée au-dessus des inclusions rigides. Cette valeur de hauteur est considérée comme dans les études similaires considérant les systèmes d'inclusion rigide sous chargement dynamique (Hatem 2009, Messioud et al. 2016, Okyay et al. 2012). Cette épaisseur de plate-forme permet le transfert adéquat de la charge aux inclusions rigides (Figure 4.2).

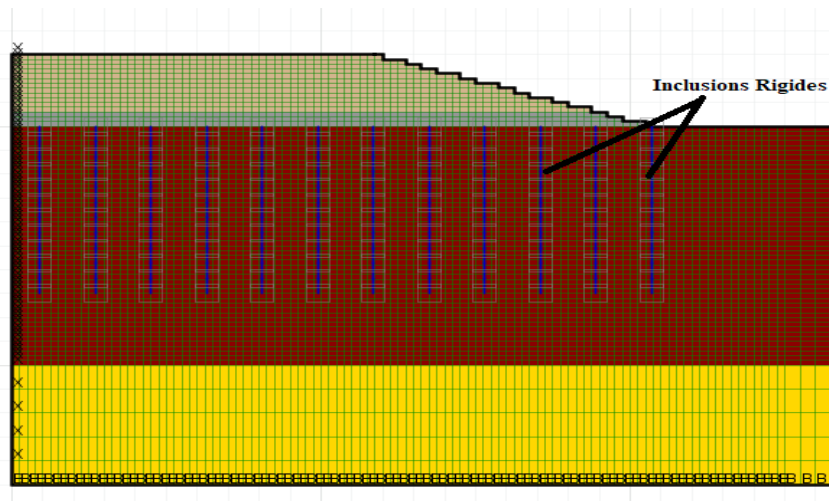


Figure 4.2- Modèle renforcé par des inclusions rigides.

Tableau. 4.1. Paramètres des différentes couches.

Paramètres	Sable limoneux	Sol compressible	Plateforme de transfert de charge	Remblai
Loi de comportement	UBCHYST	UBCHYST	UBCHYST	UBCHYST
Module volumique, K (MPa)	76	8.33	41.66	76
Module de cisaillement, G (MPa)	38	3.8	19	38
Masse volumique (kg/m ³),	2000	1600	2000	2000
Angle de frottement, φ (degré)	30	25	25	35
Cohésion, C (kPa)	15.2	5	50	0
Angle de Dilatation <i>dil</i>	0	0	0	0



Facteur de taux de stress Rf	1	0.8	0.98	1
Exposant du taux de contrainte n	2	2	2.5	2
Facteur du 1 ^{er} cycle Mod1	0.75	0.75	1	0.75
Exposant des grandes déformations Rm	0.5	0.5	0.5	0.5
Facteur de grande déformations dfac	0	0	0	0

Les paramètres du sol et des éléments structurels sont présentés dans le tableau (4.1 et 4.2). Les caractéristiques du sol ont été tirées de Jimenez (2019), Osouli & Zamiran (2017) et Candia & Sitar (2013). Les paramètres de calibration du modèle constitutif ubchyst ont été déterminés à partir d'essais expérimentaux (Osouli & Zamiran (2017) et Candia & Sitar (2013)). L'analyse numérique a été développée en utilisant 12 inclusions rigides par rangée dans le sol compressible, avec une longueur de 10 m. Le diamètre de ces éléments a été pris égal à 0.6 m. La séparation entre les éléments dans les deux directions est égale à 1.8 m (Fig. 4.2). Les caractéristiques des inclusions rigides ont été tirées de Jimenez (2019).

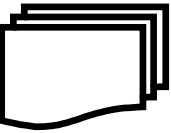
Tableau. 4.2. Paramètres d'inclusion rigide.

Masse volumique (kg/m ³)	Module de cisaillement, (MPa)	Module de Young E (MPa)
25000	12.5	30000

4.2.2. Conditions aux limites et interfaces

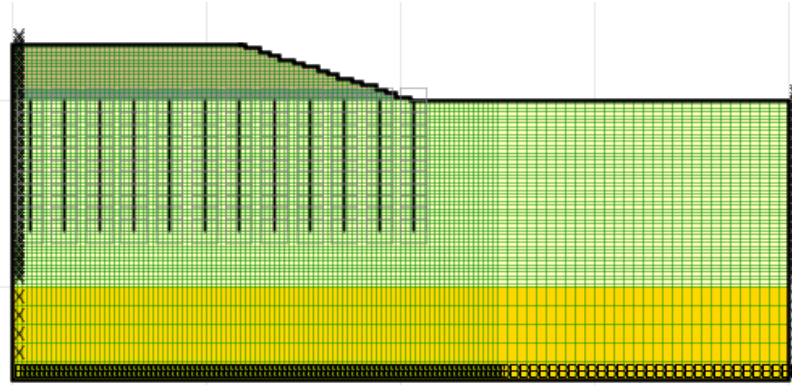
Des limites artificielles ont été utilisées pour représenter correctement la nature semi-infinie des dépôts de sol. Dans l'analyse statique, Les limites latérales étaient fixées dans la direction horizontale tandis que la partie inférieure était fixée dans toutes les directions. Cependant, dans l'analyse dynamique, ces conditions aux limites ont été remplacées par des frontières transmettantes (quiet boundary conditions) le long du fond du modèle pour minimiser les effets des ondes réfléchies, et des frontières absorbantes (free-field boundary conditions) sur les côtés pour éviter également les réflexions des ondes.

Un autre point important dans l'étude des systèmes d'interaction sol-structure (sol inclusion rigide pour le cas de notre étude) est liée aux interfaces sol-inclusion rigide pour représenter le glissement ou la séparation en raison des différentes propriétés du sol et des éléments structurels. Afin de vérifier l'influence des interfaces sur la réponse dynamique du système, un des cas analysé a été développé avec et sans interfaces. En utilisant un modèle avec les caractéristiques décrites ci-dessus, les éléments d'interface ont été placés autour des inclusions. Dans cette analyse, le comportement du sol a été considéré avec un modèle constitutif non linéaire UBCHYST et les inclusions rigides avec un comportement linéaire. Les valeurs de rigidité normale et de cisaillement des éléments d'interface sont calculées en utilisant l'équation 3.2 (Chapitre 3).

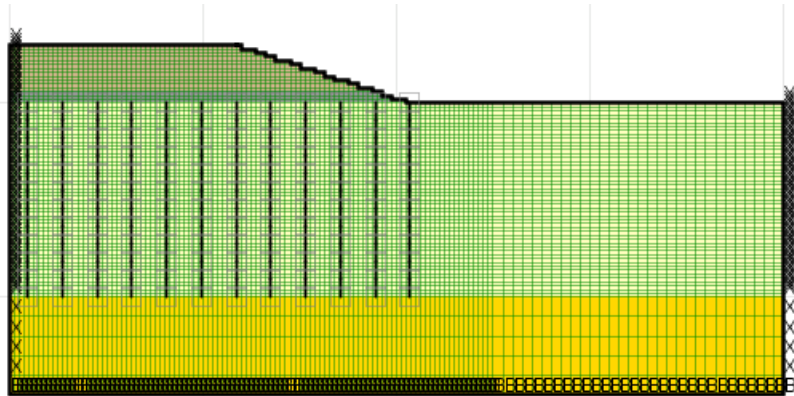


4.3. Les différents cas analysés

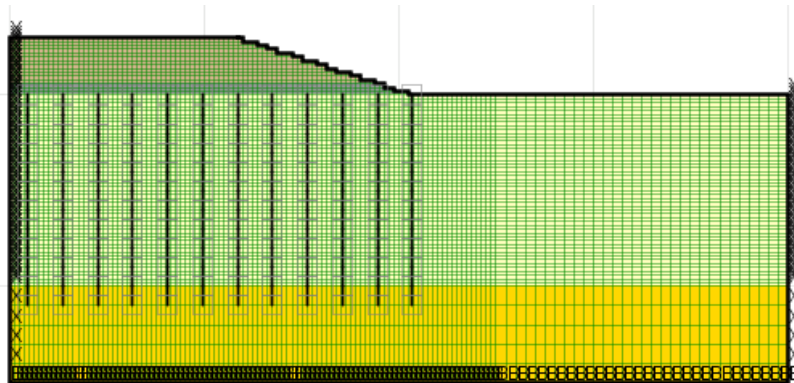
A travers cette étude, des calculs numériques ont été effectués pour différentes configurations des inclusions rigides. Les différents cas étudiés sont illustrés et schématiquement décrits par le tableau 4.3 et la figure 4.3.



1. Cas des inclusions rigides flottants (F_I.R)



2. Cas des inclusions rigides posés sur le sol rigide (P_I.R)



3. Cas des inclusions rigides ancrées dans le sol rigide (A_I.R)

Figure 4.3- Les différents cas pris dans la modélisation numérique.

Egalement, des cas supplémentaires ont été analysés pour étudier l'influence de la distance entre les inclusions rigides, le diamètre, l'effet de l'amplitude des différents séismes et les propriétés d'interface. Pour ces analyses, seuls le cas des inclusions rigides ancrées (A-R.I) a été considéré. Le tableau 4.4 présente l'intervalle des valeurs considérées pour chaque cas. Ainsi,

le diamètre de l'inclusion rigide est respectivement égal à 0,30, 0,50 et 0,60 m. En ce qui concerne l'espacement les valeurs de 2.5, 2, 1.6 ont été optées.

Tableau 4.3. Les différentes configurations des inclusions rigides.

Système	Symbole de la configuration	Type de la configuration
Inclusion rigide	P_I.R	Posé sur un sol dur
	F_I.R	Flottant
	A_I.R	Ancrée

Tableau 4.4. Plages de valeurs envisagées pour les cas supplémentaires analysés.

Type de configuration	L'espacement	Diamètre	Interface
A_R.I	1.6	0.3	Avec interface
	2	0.5	
	2.5	0.6	Sans interface

4.4. Le type de sollicitation dynamique

Pour étudier l'influence de la durée du chargement sismique et l'amplitude de l'accélération

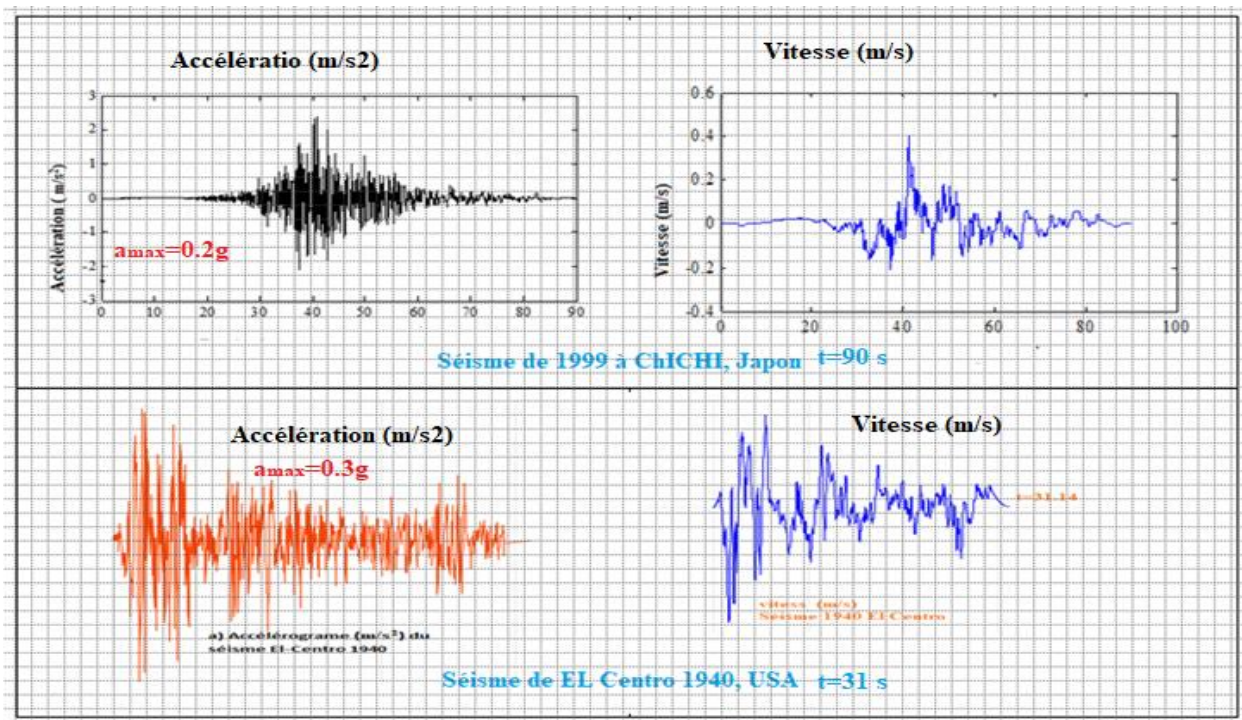


Figure 4.4- Différents séismes considérés dans la modélisation numérique.

maximale différents séisme ont été utilisés, à savoir, le séisme de Chichi 1999 et le séisme de El Centro 1940. Les différentes caractéristiques des séismes mentionnés ci-dessus sont données



dans le tableau 4.5. Les enregistrements originaux de chaque séisme sont présentés à la Figure 4.4.

Tableau 4.5. Mouvements de base sismique considérée dans notre étude.

Séisme	Date	Durée	Accélération max	Magnitude
CHICHI, USA	21 Septembre 1999	90 s	0.2g	7.6
EL-Centro, Japon	21 Mai 1940	31 s	0.3g	6.9

4.5. Procédure d'analyse

Dans notre étude, avant d'entamer l'analyse dynamique, une étude statique est nécessaire. Alors un état de contrainte initial est généré en 1^{er} lieu. Ensuite, les inclusions rigides sont installées et le modèle est équilibré en raison du poids des éléments verticaux tout en fixant des points pour enregistrer la réponse de l'ouvrage en termes de tassement, déplacement, contrainte et déformation tangentielles. La dernière étape du calcul statique considère l'activation de la plateforme de transfert de charge et de la couche du remblai. Pour les calculs dynamiques, les limites absorbantes et transmettantes sont ajoutées et les analyses dynamiques sont exécutées en appliquant la sollicitation sismique en termes de contrainte tangentielle à la base des modèles.

4.6. Vérification des systèmes analysés

Afin de montrer l'effet des inclusions rigides sur la réponse dynamique du remblai autoroutier opté dans cette thèse, la réponse du sol en termes de déplacements, de tassements, de contraintes et déformations de cisaillement a été obtenue.

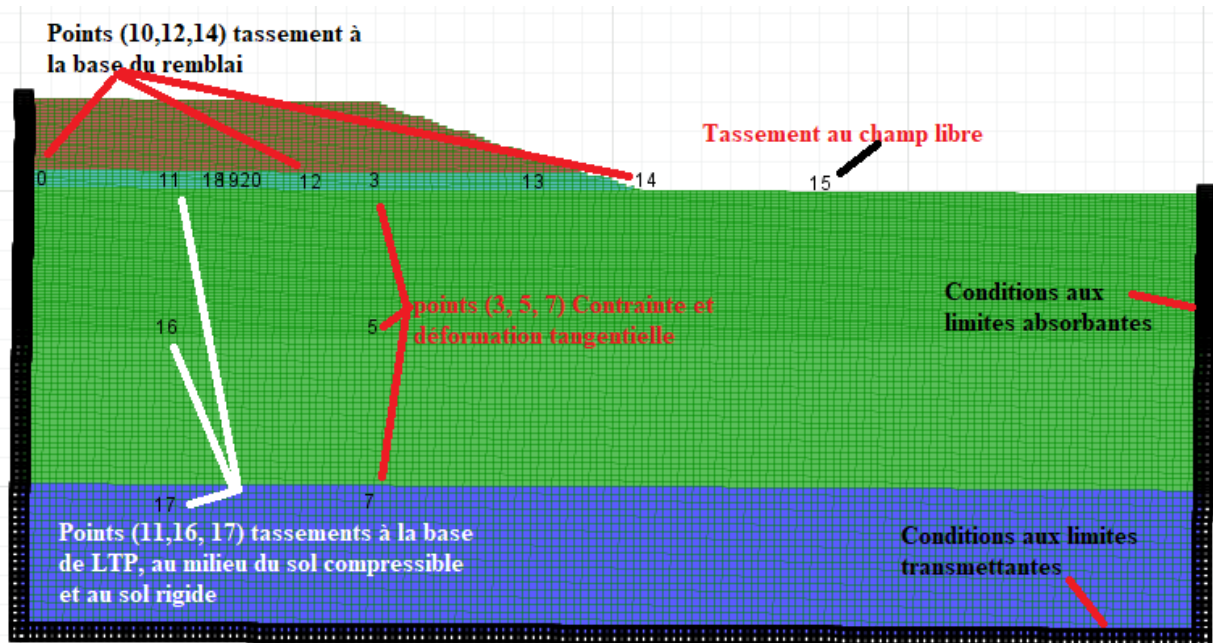


Figure 4.5- Points de contrôle choisis dans la modélisation numérique.

Tous ces résultats ne prennent en compte que l'influence du chargement dynamique car les valeurs du sol à l'état initial (après la mise en place des inclusions rigides et du remblai) pour tous les modèles en calcul statique ont été initialisées avant l'application du chargement dynamique. Cette initialisation des valeurs a été développée dans tous les cas analysés dans ce manuscrit.

Les mesures présentées ci-après ont été prises dans des points bien choisis pour capturer l'effet du système inclusion rigide sur la réponse dynamique d'un ouvrage construit sur un sol compressible. La position des points susmentionnés est la même pour tous les cas analysés. La figure (4.5) illustre la position des différents points ainsi que la réponse cherchée.

4.7. Résultats et discussion

Dans cette partie, la même procédure d'analyse a été optée pour tous les cas considérés dans cette thèse. C'est-à-dire, d'abord une étude statique composé de :

1. Analyse du profil du sol composé seulement des deux couches (sol compressible et couche rigide),
2. L'installation des inclusions rigides
3. Activation de la couche de transfert de charge
4. Activation de la couche du remblai

Puis l'étude dynamique, qui contient à son tour la modélisation dynamique de chaque cas séparément en cherchant la réponse du modèle en termes de tassement, déplacement, contrainte et déformation tangentielles dans les points indiqués dans la figure 4.5, pour chaque séisme, parmi les séismes suivants :

1. Séisme d'El-Centro 1940
2. Séisme de CHICHI 1999

4.7.1. Simulation numérique

Pour mettre en évidence l'influence des inclusions verticales sur l'amélioration de la stabilité des sols compressibles, des simulations numériques sans et avec inclusions verticales ont été effectuées pour les deux cas statique et dynamique.

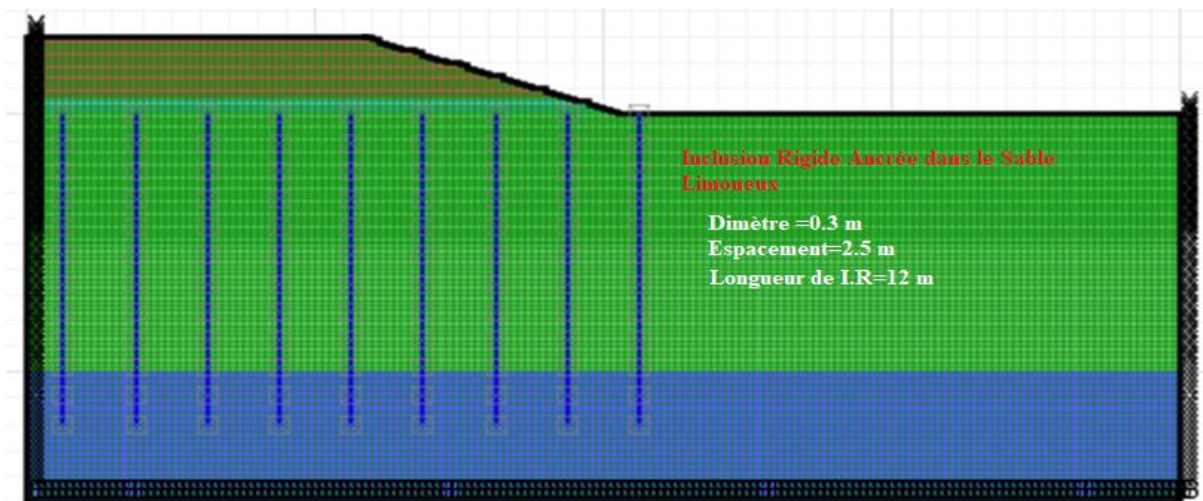


Figure 4.6- Géométrie du modèle numérique du 1^{er} cas (Configuration de type R.I_A).

La configuration du modèle utilisé pour les deux simulations est illustrée par la figure 4.6. Les caractéristiques des différentes couches sont données dans le tableau 4.1. Le diamètre et l'espacement entre axes sont indiqués dans la figure 4.6.



4.7.1.1 Analyse Statique

✚ Analyse statique Sans inclusions verticales

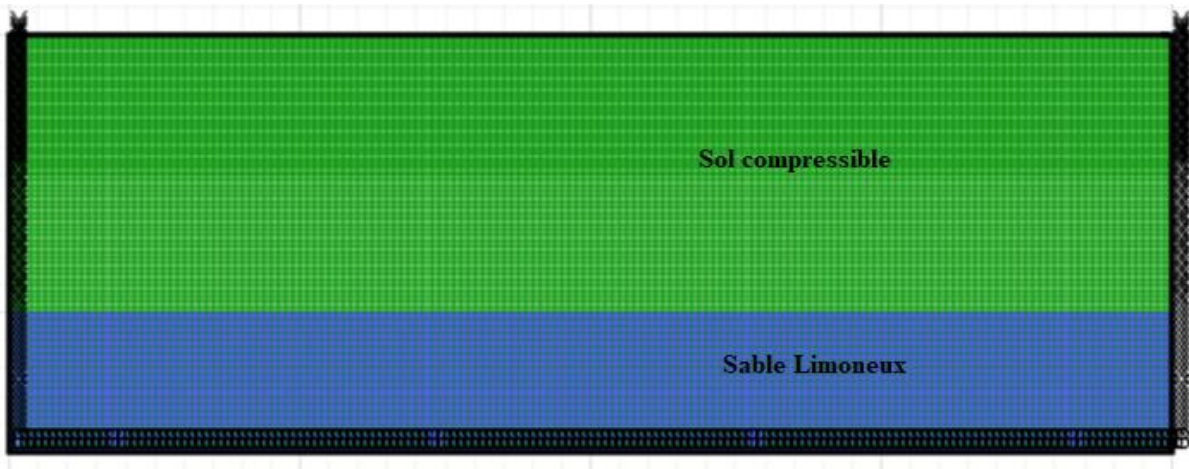


Figure 4.7- Configuration du profil du sol avant renforcement.

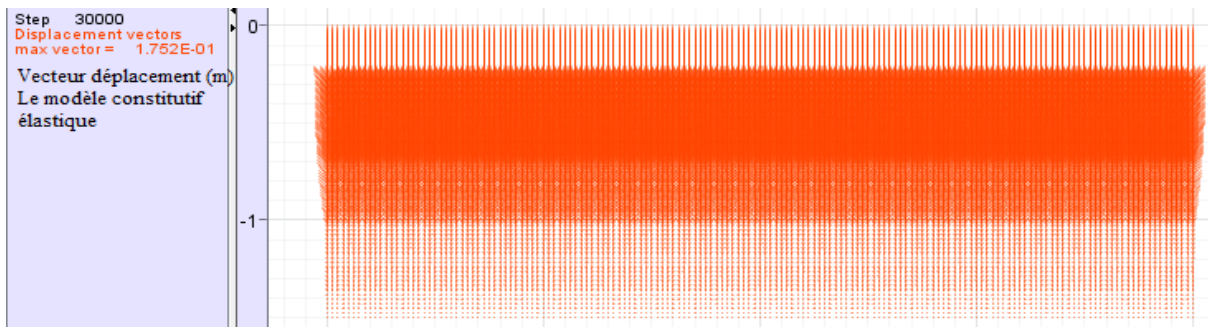


Figure 4.8- Vecteur déplacement pour le profil du sol en considérant le modèle constitutif élastique.

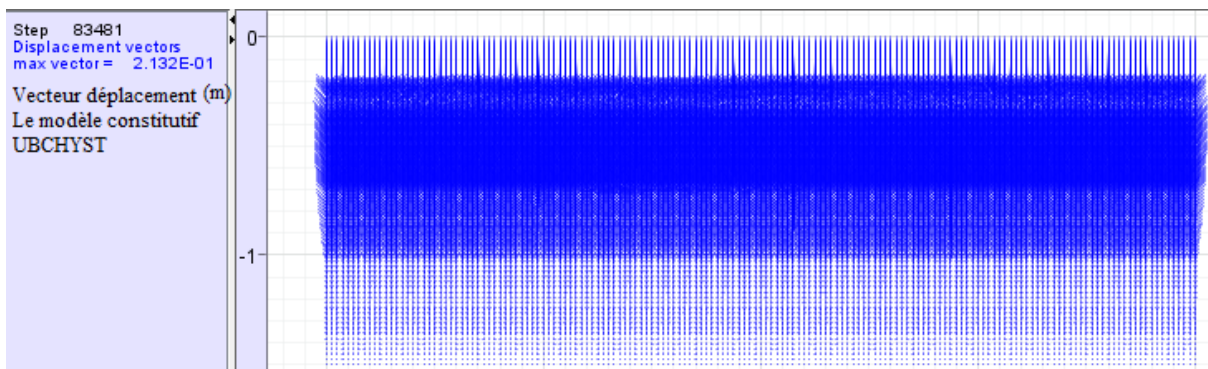


Figure 4.9- Vecteur déplacement pour le profil du sol en considérant le modèle constitutif UBCHYST.

D'après les figures (4.8 et 4.9), la valeur du vecteur de déplacement max du sol élastique égale 17.5 cm, par contre celui du sol avec un modèle UBCHYST est augmenté à une valeur de 21.32 cm sous son poids propre.

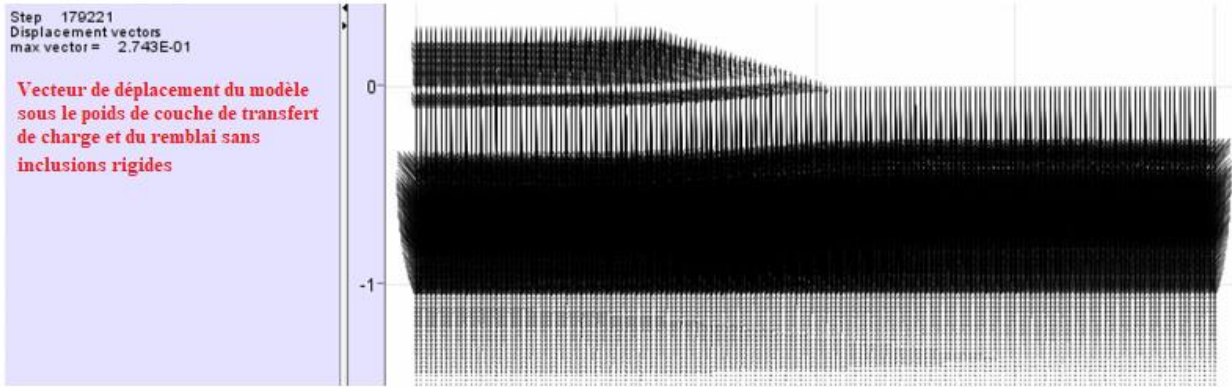


Figure 4.10- Vecteur déplacement pour le cas statique sans inclusions verticales rigides.

La figure 4.10 montre le vecteur des déplacements pour le cas statique. La valeur max du déplacement sous la charge du remblai a atteint une valeur de 27.43 cm. La figure 4.11 montre les tassements statiques dans les points (10,12 et 14). D'après les résultats obtenus, le tassement au pied du remblai (point14) a une valeur max de 20.34 cm. Par contre le tassement aux points (10 et 12) a atteint une valeur max de 24.41 cm. Cela peut être expliqué par le fait que les deux points (10 et 12) sont plus chargés que le point (14).

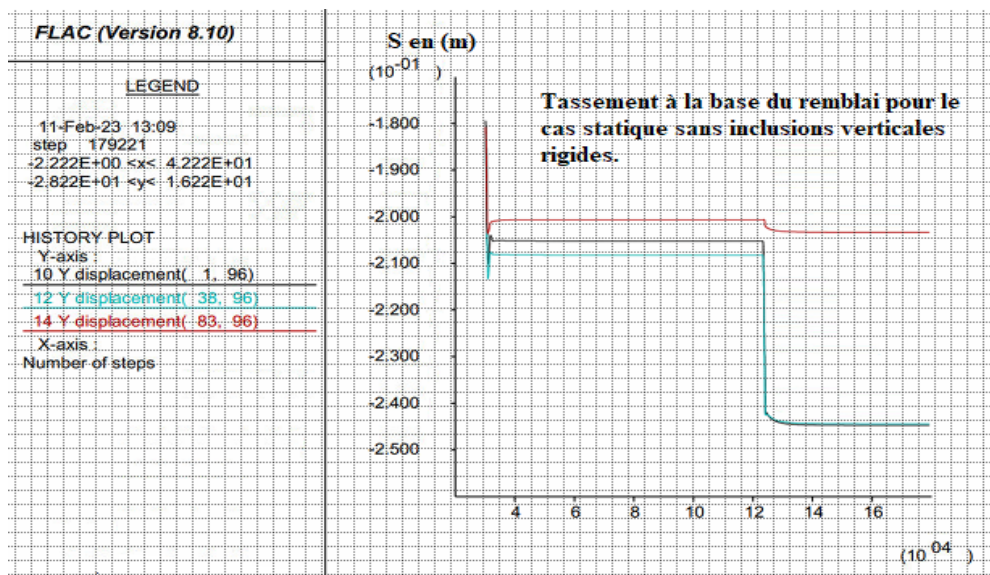


Figure 4.11- Tassement à la base du remblai pour le cas statique sans inclusions verticales rigides.

Analyse statique avec inclusions verticales

Les mêmes étapes de la section précédente sont établies, sauf que dans cette section le sol compressible est renforcé par les inclusions rigides comme montré à la figure (4.12).

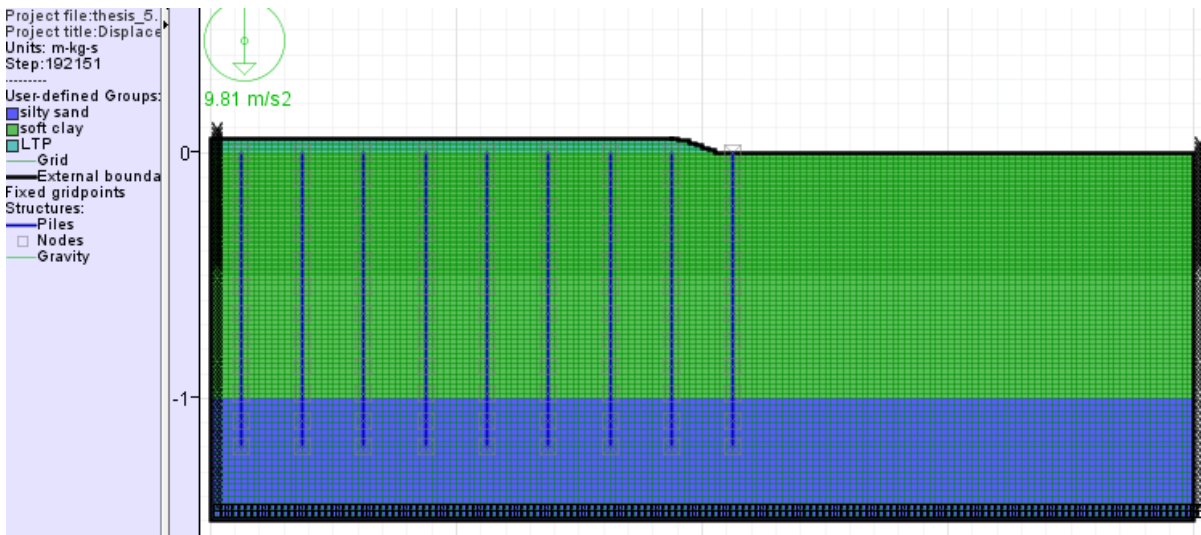
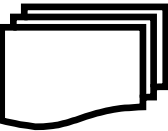


Figure 4.12- Configuration du modèle après renforcement sous la charge de la plateforme de transfert de charge.

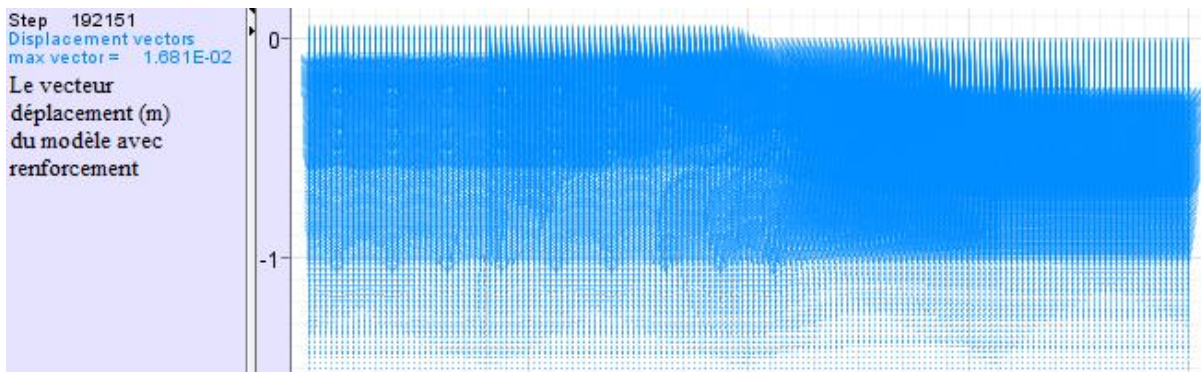


Figure 4.13- Vecteur déplacement pour le profil du sol en considérant le modèle constitutif UBCHYST.

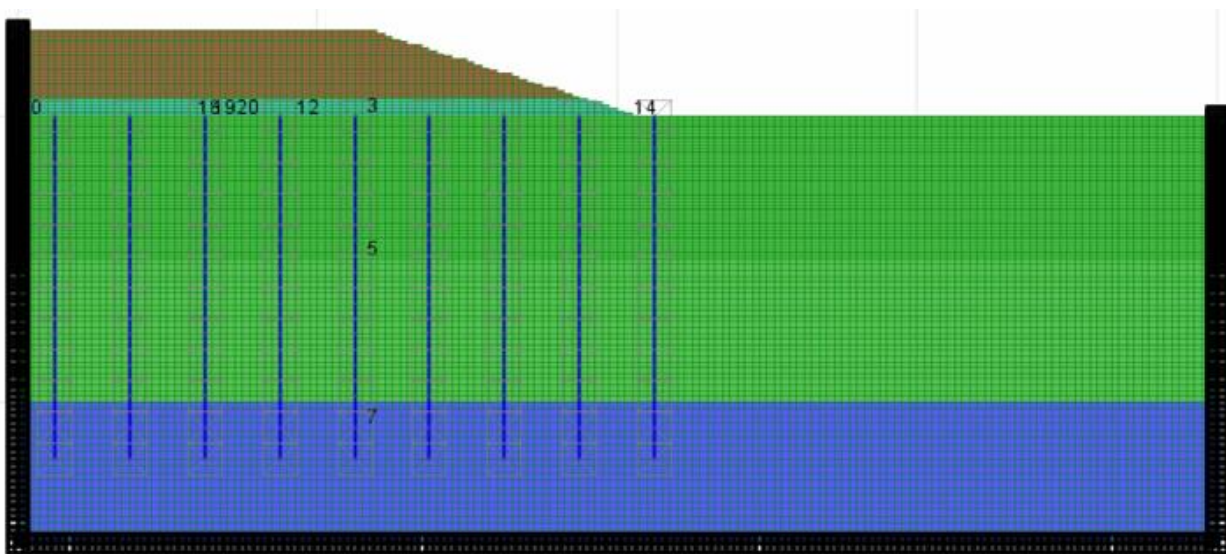


Figure 4.14- Configuration du modèle après renforcement sous la charge de la plateforme et du remblai.



D'après la figure 4.13, le déplacement max du sol renforcé sous le chargement du poids de LTP a diminué à la valeur de 1.68 cm. Cela est dû aux propriétés de l'interaction sol inclusion rigide.

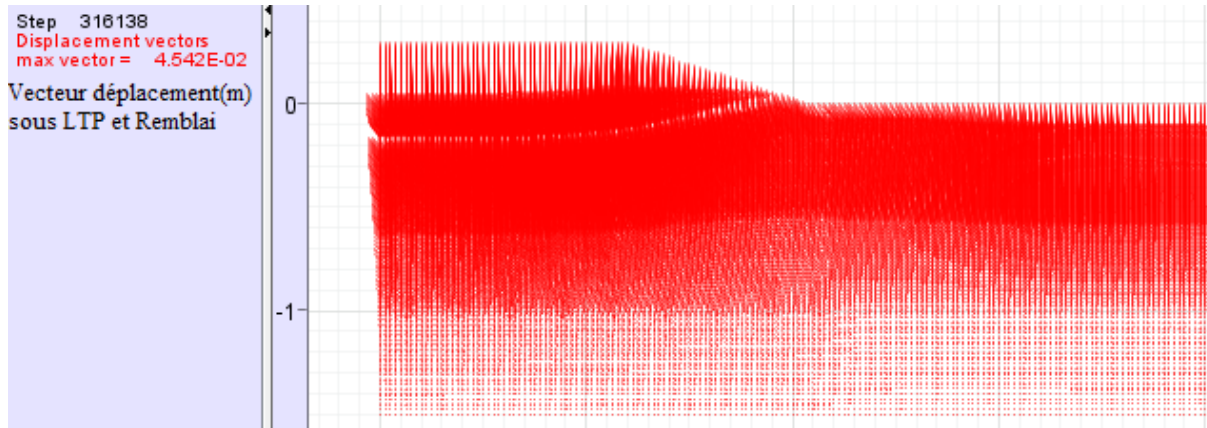


Figure 4.15- Vecteur déplacement pour le profil du sol en considérant le modèle constitutif UBCHYST sous le poids de LTP et du remblai.

Tableau 4.6. Tassements totaux et différentiels à la base du remblai pour le cas statique.

Type de configuration I.R_A	Tassement au point (10)	Tassement au point (12)	Tassement au point (14)	Tassements différentiels max
Sans I.R	-24.49	-24.41	-20.34	-4.15 cm
Avec I.R	-3.99	-3.77	-1.08	-2.91
Amélioration en %				29.87%

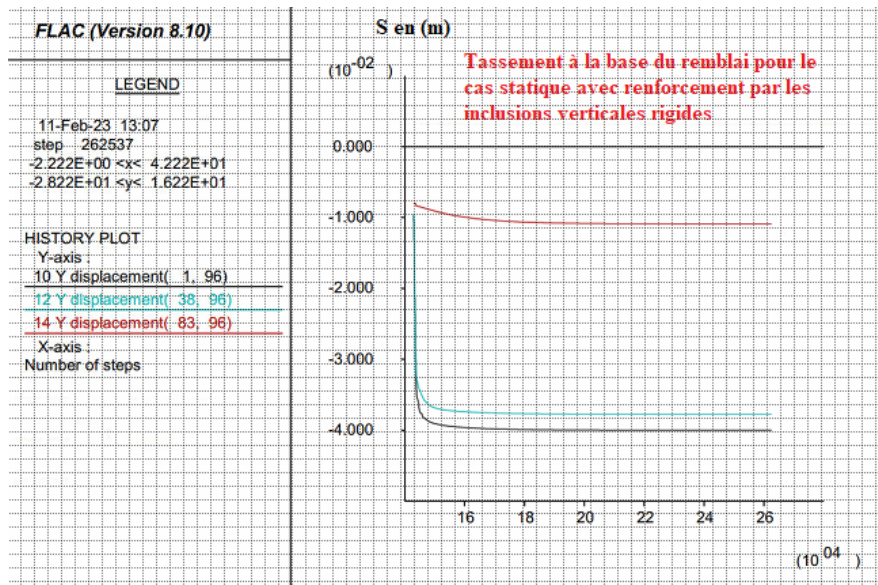


Figure 4.16- Tassement à la base du remblai pour le cas statique avec renforcement par les inclusions verticales rigides.

Le déplacement statique max dû au poids du remblai pour le cas renforcé par des inclusions verticales rigides (figure 4.14) a atteint la valeur de 4.54 cm (figure 4.15). Ce qui fait une diminution de 22.89 cm.

Tableau 4.7 Tassement à la tête et au milieu des inclusions rigides.

Type de configuration I.R_A	Tassement (tête de I.R)au point (18)	Tassement (Milieu I.R) au point (20)
Sans Inclusions	-24.64	-24.59
Avec Inclusions	-3.96	-3.90
Amélioration en %	83.92 %	84.13%

Les résultats obtenus en analyse statique montrent une amélioration considérable en termes de tassements totaux avec des pourcentages allant jusqu'aux 84.13%. Egalement, le tassement différentiel a connu une amélioration de 29.87 % (tableaux (4.6) et (4.7)). Ces améliorations peuvent être expliquées par l'effet de la rigidité au cisaillement fournie par l'interaction des éléments rigides avec le sol environnant.

4.7.1.2 Analyse Dynamique

Dans cette partie, des résultats en termes de tassement total et différentiel à la base de la couche de transfert de charge, contrainte et déformation tangentielle au milieu de la couche compressible ont été calculés pour différents cas, répartis comme suit :

- ✚ Le 1^{er} cas, un sol compressible sans inclusions verticales rigides soumis aux séismes de Chichi 1999 et d'El Centro 1940.
- ✚ Le 2^{ème} cas, le sol compressible renforcé par des inclusions verticales rigides (les 3 types de configurations) soumis uniquement au séisme d'El-Centro 1940.

➤ Analyse dynamique sans inclusions verticales rigides (Séisme d'El-Centro 1940)

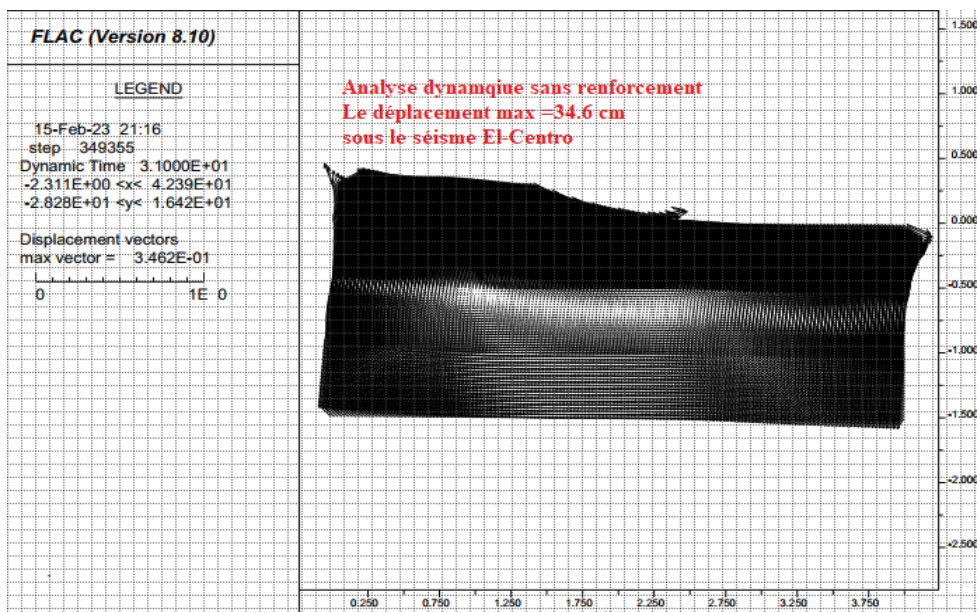


Figure 4.17- Vecteur déplacement pour le profil du sol en considérant le modèle constitutif UBCHYST sous le poids de LTP et du remblai.

La figure 4.17 montre le vecteur des déplacements pour le cas dynamique sans renforcement. La valeur max du déplacement sous la charge du remblai a atteint une valeur de 34.62 cm en considérant le séisme d'El Centro.

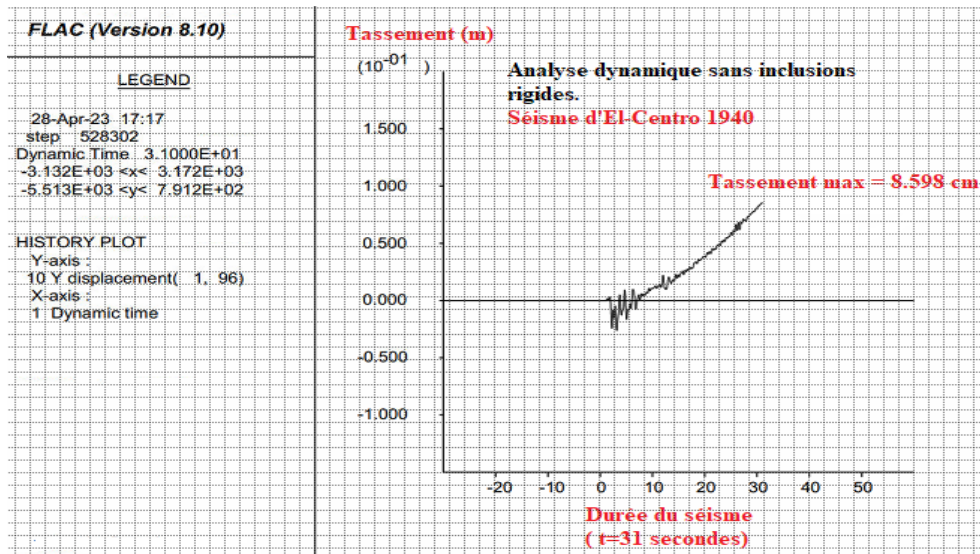


Figure 4.18- Tassement à la base du remblai (point 10) dû au séisme d'EL Centro.

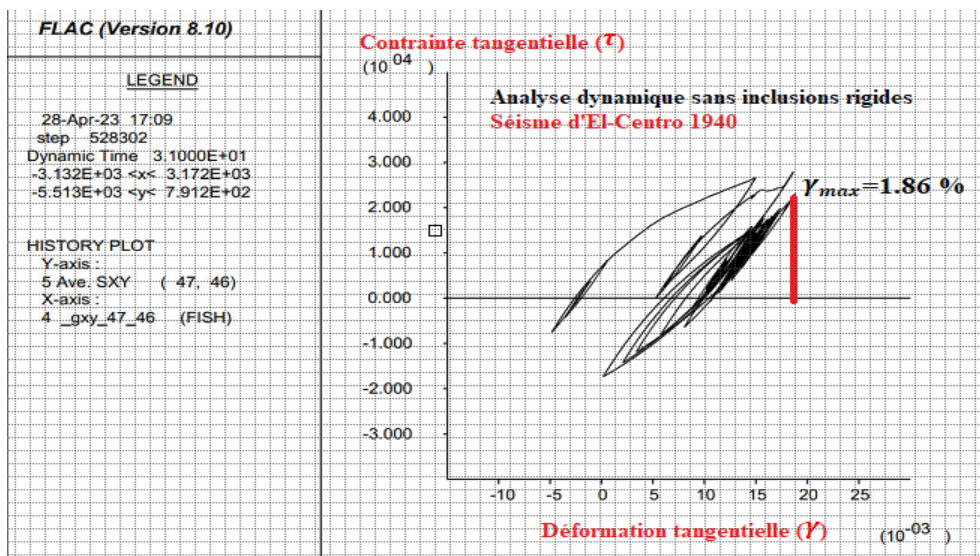


Figure 4.19- La boucle hystérétique (τ) en fonction de (γ) dans le sol rigide.

La déformation tangentielle max au milieu de la couche compressible due au chargement sismique EL-Centro a atteint une valeur de 1.86%. Le tassement au milieu de la base du remblai dû au séisme d'EL-Centro égale 8.598 cm.

✚ (Séisme de CHICHI 1999)

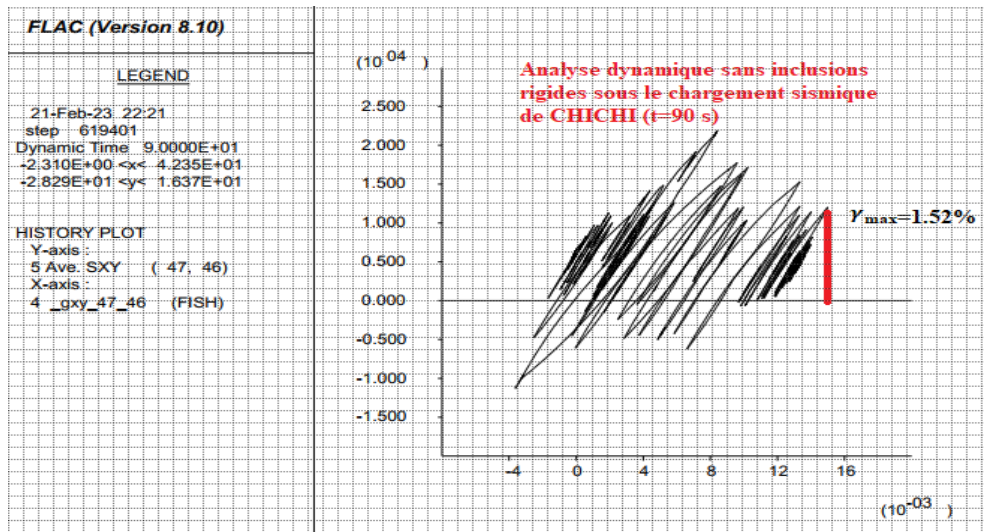


Figure 4.20- La boucle hystérique (τ) en fonction de (γ) dans le sol rigide.

La déformation tangentielle max au milieu de la couche compressible due au chargement sismique de CHICHI a atteint une valeur de 1.52 %.

Les résultats obtenus dans cette section indiquent que la durée du séisme a une influence significative sur le tassement. Par exemple, le séisme de chichi avec une durée de 90 secondes a induit un tassement de 12.49 cm, plus grand que celui induit par le séisme d'El Centro ($t=31s$). Par contre la déformation tangentielle a été plus grande dans le cas d'El Centro que celle de CHICHI. Cela peut être expliqué par la valeur de l'accélération max. Cette dernière est plus grande pour El Centro (0.3g) que pour CHICHI (0.2g).

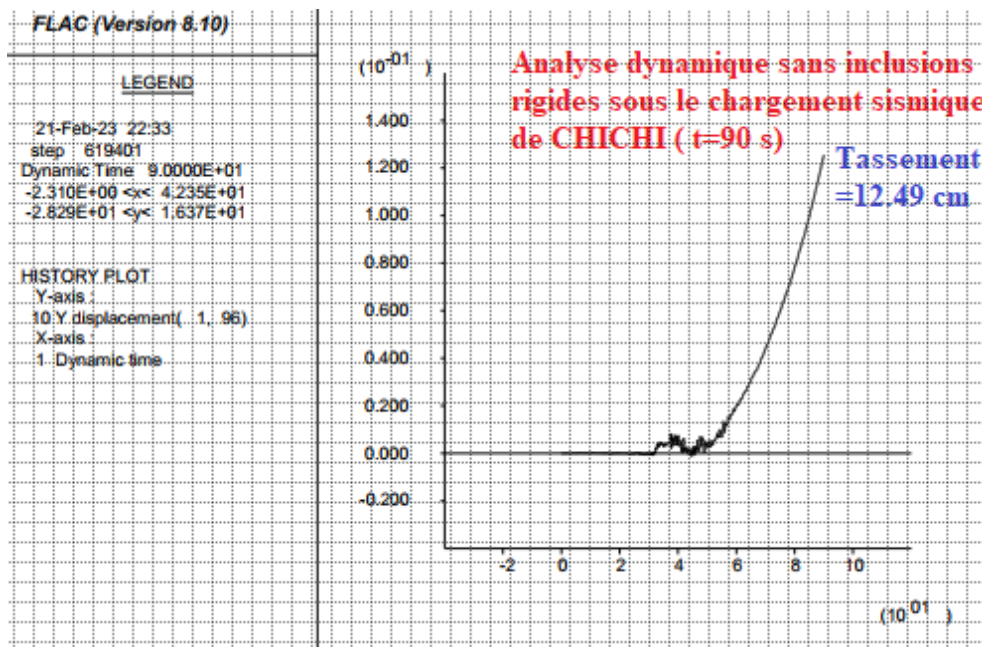


Figure 4.21- Tassement à la base du remblai (point 10) dû au séisme de CHICHI.

➤ **Analyse dynamique avec inclusions verticales rigides**

Afin de montrer l'effet des inclusions rigides, une analyse dynamique du sol compressible renforcé par des inclusions rigides a été effectuée. Trois types de configurations ont été utilisés dans cette analyse. Seulement le séisme d'El Centro 1940 a été opté. Les paramètres géométriques optés pour cette section sont comme suit : $d=0.6$ m et espacement $S=1.8$ m

✚ **Cas Flottant**

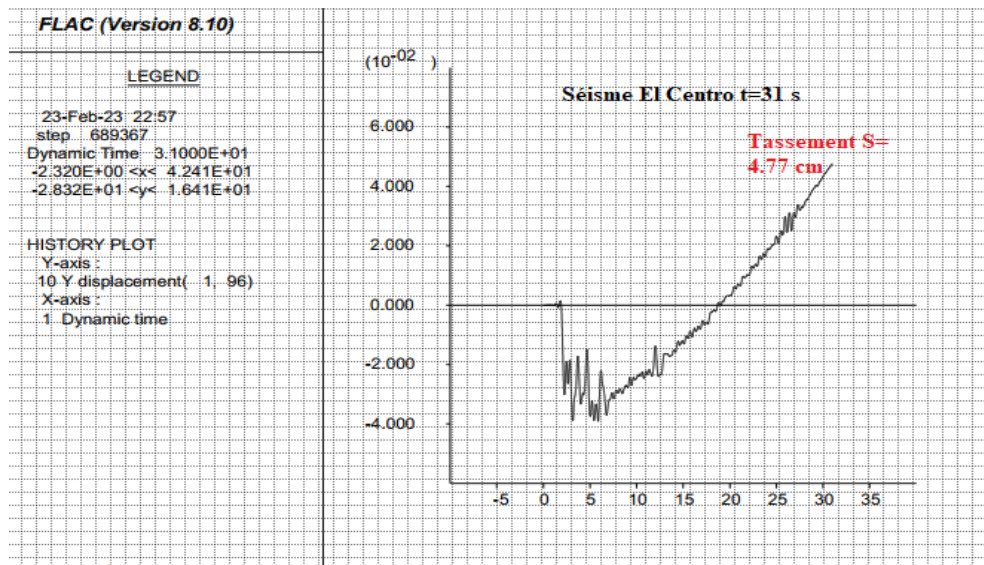


Figure 4.22- Tassement à la base du remblai (point 10) dû au séisme d'EL Centro.

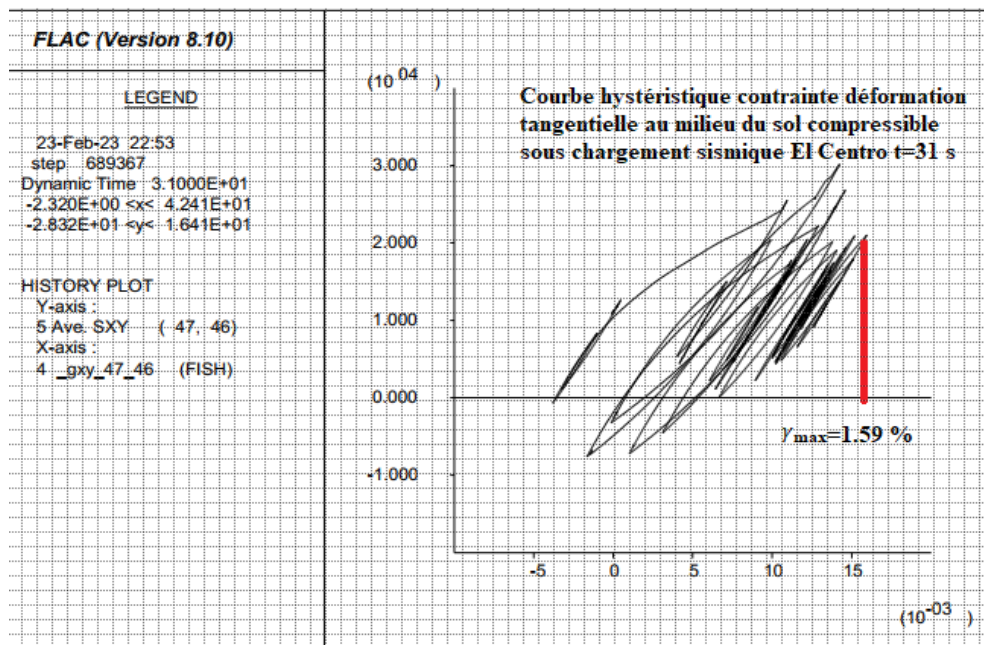


Figure 4.23- La boucle hystérique (τ) en fonction de (γ) au milieu du sol compressible.

Les figures (4.22 et 4.23) montrent respectivement, le tassement au point (10) et la courbe hystérique contrainte déformation tangentielle au milieu du sol compressible sous le

chargement sismique d'El Centro. D'après les résultats, le tassement a atteint une valeur finale de 4.77 cm. La déformation tangentielle a atteint une valeur max de 1.59 %.

✚ Cas des inclusions rigides posés sur le sol rigide (P_I.R)

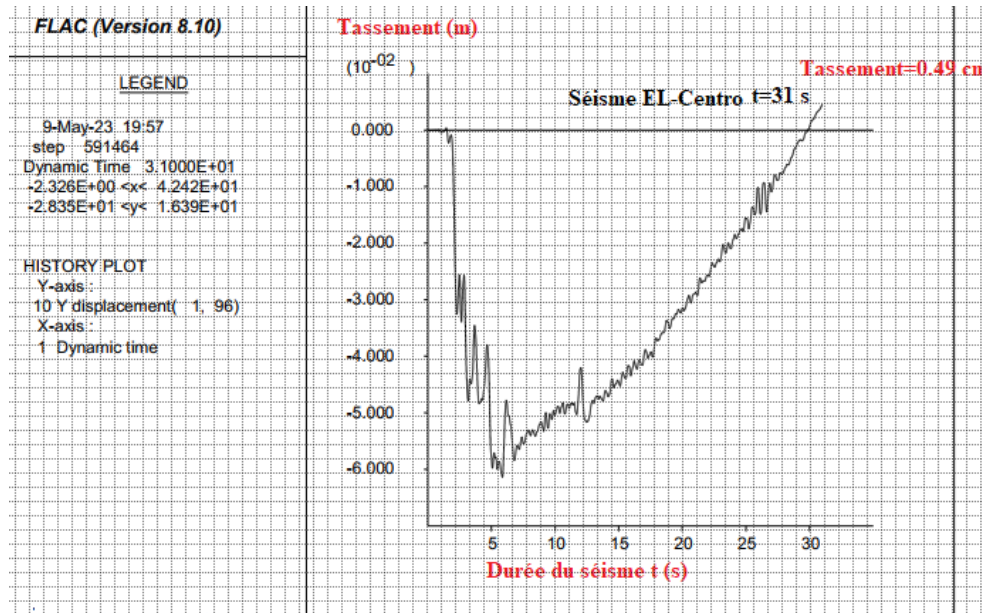


Figure 4.24- Tassement à la base du remblai (point 10) dû au séisme d'EL Centro

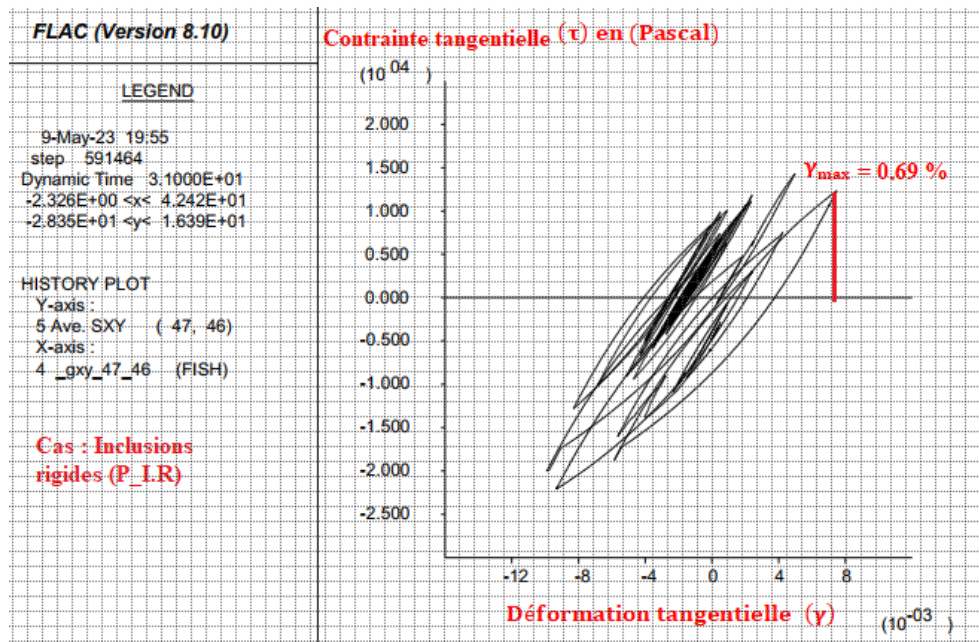


Figure 4.25- La boucle hystérétique (τ) en fonction de (γ) au milieu du sol compressible.

Les figures (4.24 et 4.25) montrent respectivement, le tassement au point (10) et la courbe hystérétique contrainte déformation tangentielle au milieu du sol compressible sous le chargement sismique d'El Centro pour le cas des inclusions rigides posées sur la couche rigide. D'après les résultats, le tassement a atteint une valeur finale de +0.49 cm. Ce qui indique un soulèvement. La déformation tangentielle a atteint une valeur max de 0.69 %.

✚ Cas ancré

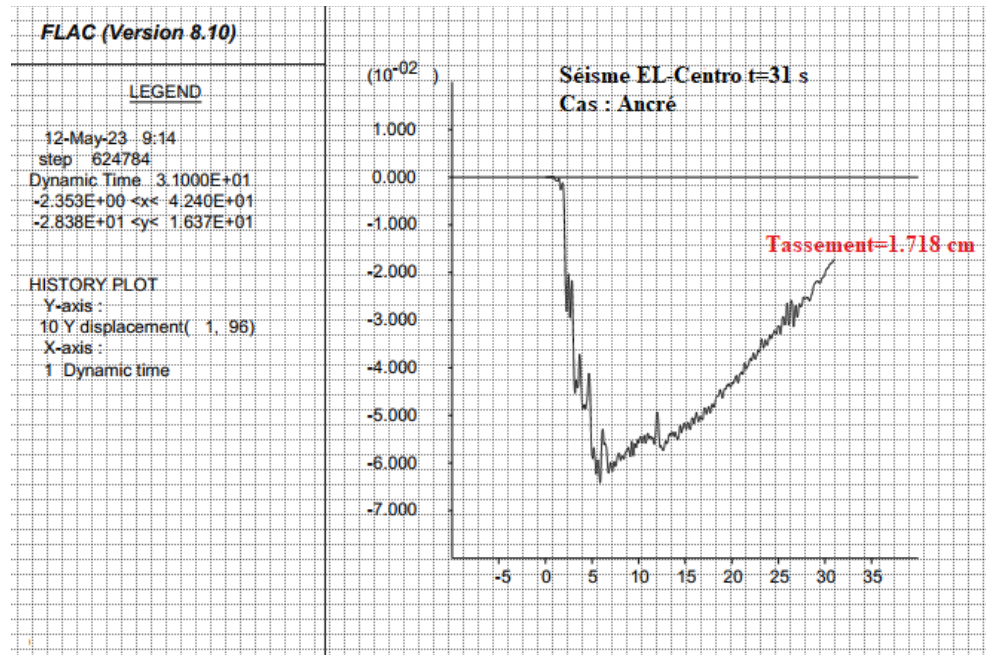


Figure 4.26- Tassement à la base du remblai (point 10) dû au séisme d'EL Centro.

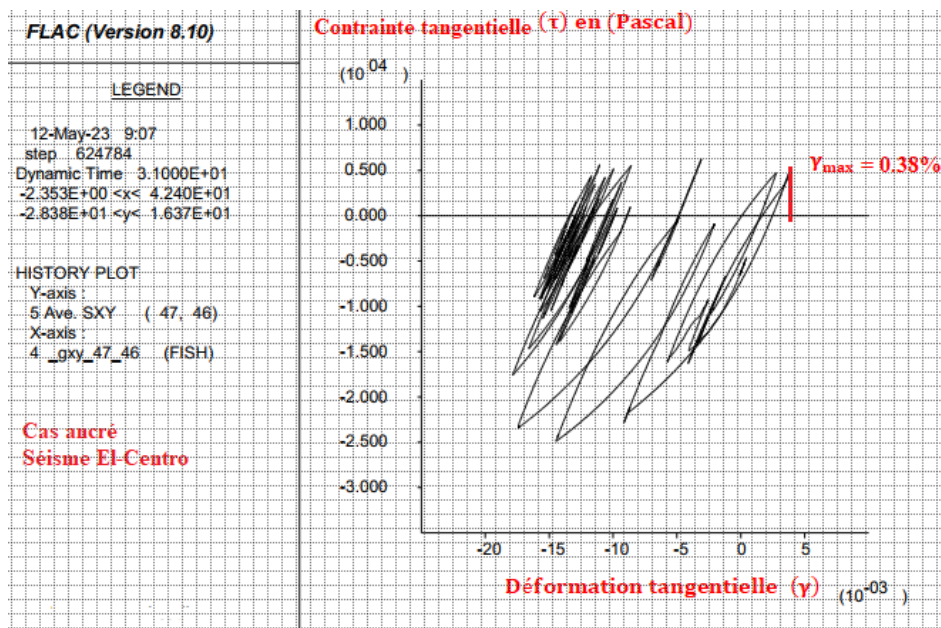


Figure 4.27- La boucle hystérétique (τ) en fonction de (γ) au milieu du sol compressible.

Les figures (4.26 et 4.27) montrent respectivement, le tassement au point (10) et la courbe hystérétique contrainte déformation tangentielle au milieu du sol compressible sous le chargement sismique d'El Centro pour le cas ancré. D'après les résultats, le tassement a diminué à la valeur de 1.718 cm. La déformation tangentielle à une valeur max de 0.38 %.



Tableau 4.8. Tassements totaux et déformation tangentielle pour l'analyse dynamique.

Type de configuration	Tassement au point (10)	Déformation tangentielle (γ)
Sans I.R	8.598 cm	1.86%
Avec I.R.flottant	4.77 cm	1.59%
Avec I.R.Posé	0.49 cm	0.69%
Avec I.R.Ancrée	1.718 cm	0.38%

D'après le tableau 4.8, les résultats obtenus dans l'analyse dynamique du cas renforcé de toutes les configurations ont montré une amélioration significative. Cela peut être expliqué par l'effet de l'interaction sol inclusion.

4.8. Analyse paramétrique

Dans cette section, une étude paramétrique a été effectuée pour mettre en évidence l'influence des différents paramètres, à savoir, le diamètre des inclusions rigides, l'espacement entre axes, le type de chargement sismique et l'effet de l'interaction sol-inclusion rigide. Le tassement total et différentiel aux points 11, 12 et 13 ont été calculés.

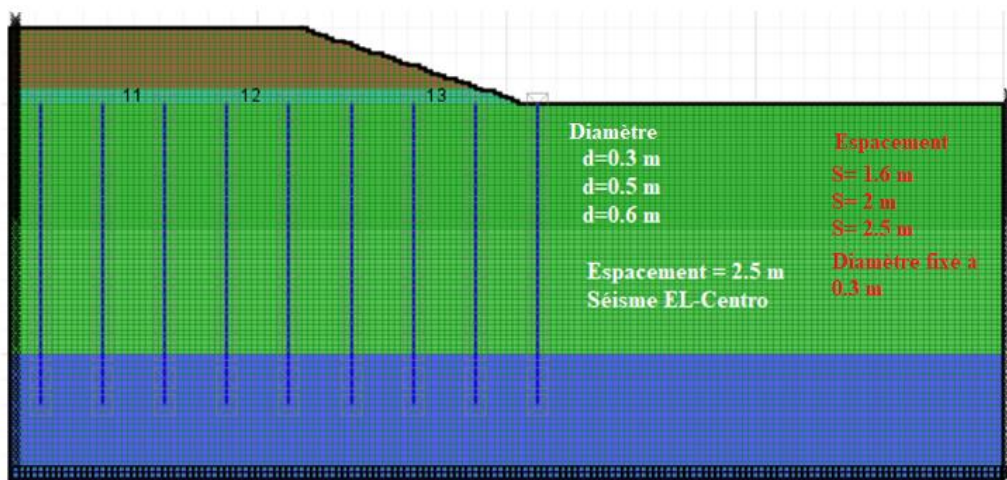


Figure 4.28- Configuration du modèle optée pour l'analyse paramétrique.

La configuration optée pour cette section est illustrée à la figure 4.28. Les différentes valeurs des diamètres considérés sont 0.3, 0.5 et 0.6 m.

➤ L'influence du diamètre

Les différentes valeurs des diamètres considérés sont 0.3, 0.5 et 0.6 m.

✚ Diamètre $d=0.3$ m et un espacement $S=2.5$ m

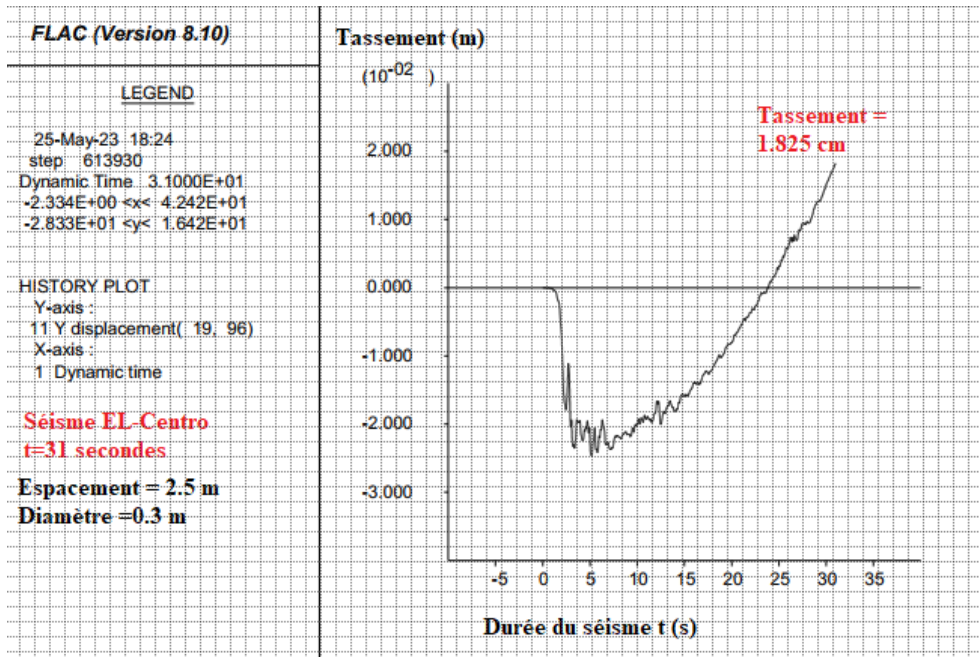


Figure 4.29- Tassement dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai au point (11).

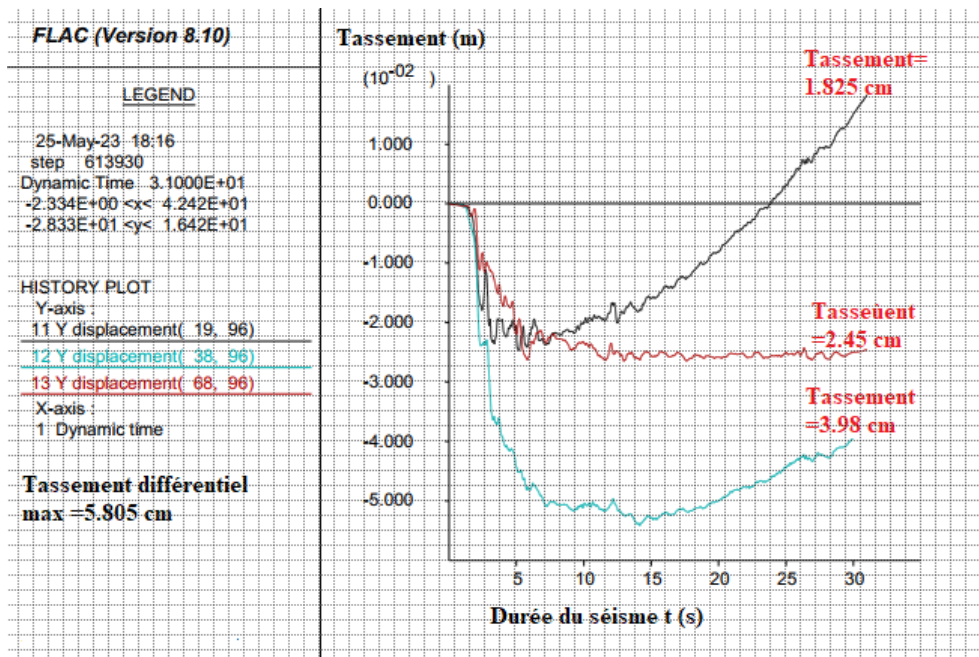


Figure 4.30- Tassement différentiel dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai.

Les figures de (4.29) à (4.30) indiquent les valeurs du tassement total au point 11 et le tassement différentiel calculé aux différents points à la base du remblai. Pour le cas de diamètre égal à 0.3m, le tassement au point (11) a atteint une valeur de 1.825 et le tassement différentiel une valeur de 5.805 cm.

✚ Diamètre $d=0.5$ m et un espacement $S=2.5$ m

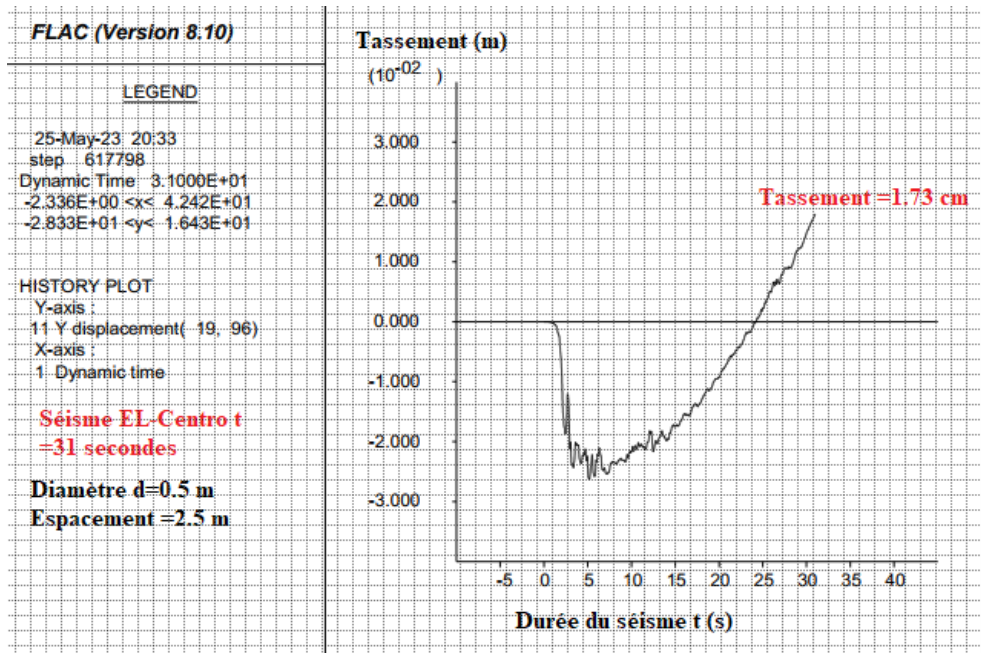


Figure 4.31- Tassement dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai au point (11).

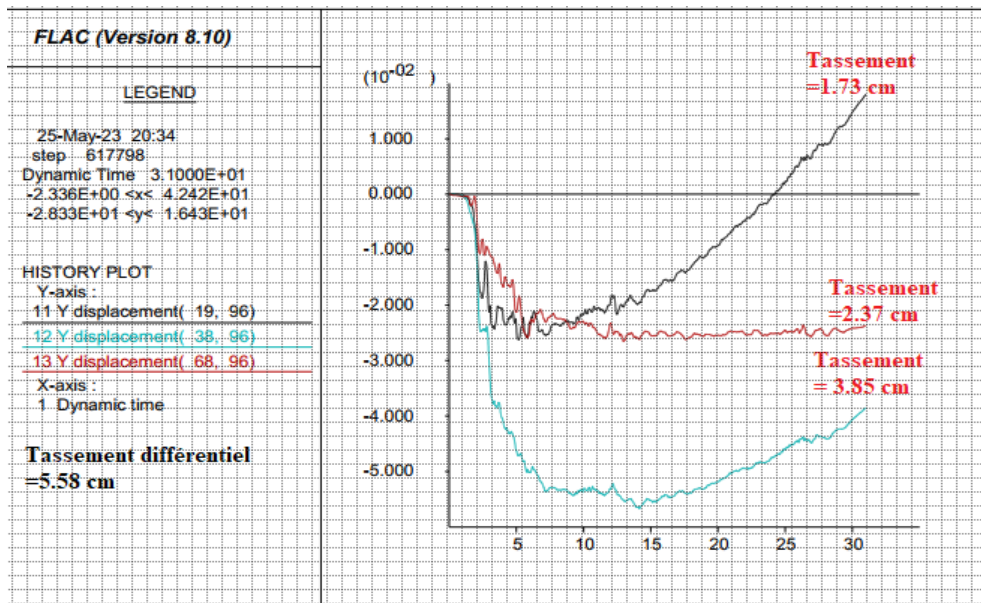


Figure 4.32- Tassement différentiel dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai.

Les figures de (4.31) à (4.32) indiquent les valeurs du tassement total et le tassement différentiel calculé aux mêmes points pour le cas de diamètre égal à 0.5m. Le tassement au point (11) a diminué une valeur de 1.73 cm et le tassement différentiel une valeur de 5.58 cm.

✚ Diamètre $d=0.6$ m et un espacement $S=2.5$ m

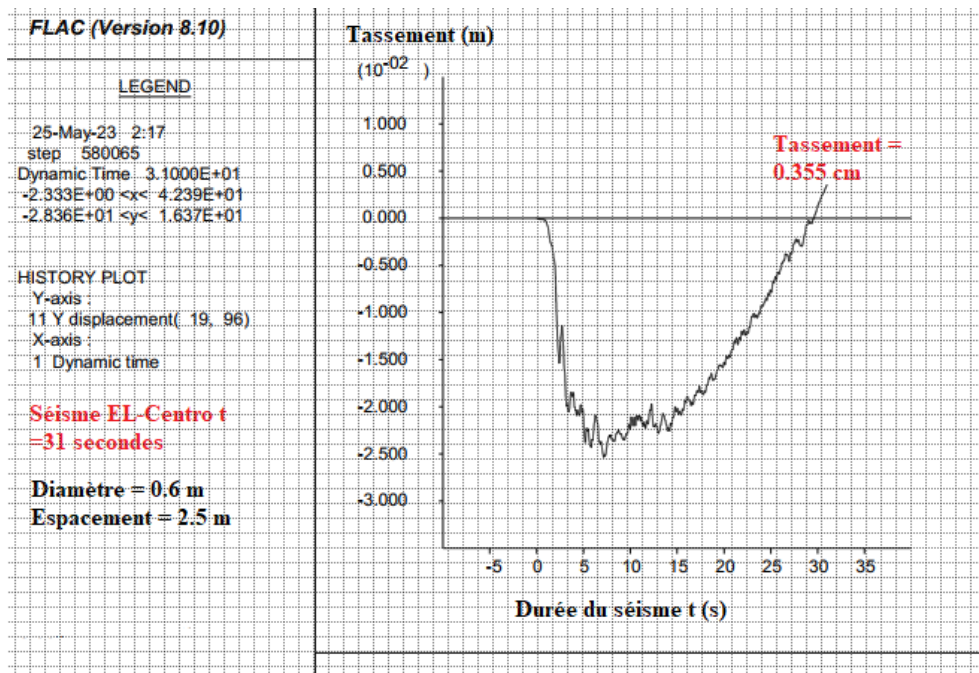


Figure 4.33- Tassement dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai au point (11).

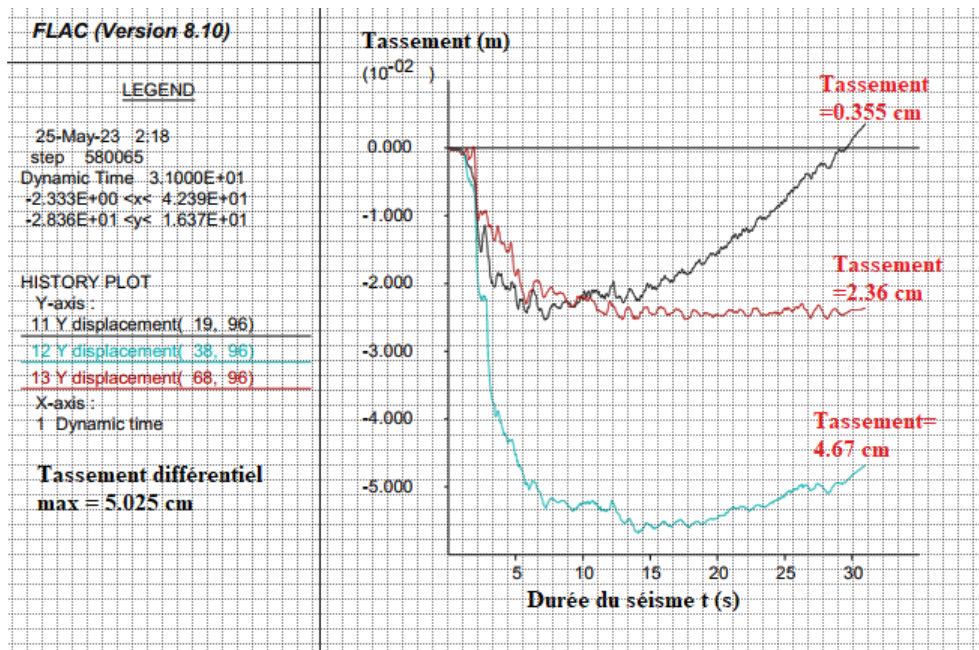


Figure 4. 34- Tassement différentiel dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai.

Les figures de (4.33) et (4.34) illustrent les valeurs du tassement total et différentiel pour le cas de diamètre égal à 0.6 m. Les résultats indiquent que les tassements minimales sont ceux du diamètre le plus grand. Par exemple le tassement au point (10) pour le cas du diamètre égale 0.3 m est de 1.825 cm. Par contre celui du diamètre 0.6 m est de 0.355 cm. Ce qui fait une diminution de 1.47 cm, et une amélioration de 19.45 %. Cela est dû à la surface de contact entre

les inclusions rigides et le sol compressible. Plus le diamètre est grand, plus la surface de contact est grande. Ce qui induit une résistance à l'interface plus grande et un tassement plus petit.

➤ **L'influence de l'espacement entre axes des inclusions rigides**

La configuration optée pour cette section est de type ancré. Les différentes valeurs d'espacements considérés sont 1.6, 2 et 2.5 m. Le diamètre est fixé à 0.3m.

✚ **Espacement S=2.5 m et diamètre d=0.3 m**

Les valeurs du tassement total et différentiel à la base du remblai pour un sol compressible renforcé par des inclusions qui ont un diamètre de 0.3 un et un espacement de 2.5 m sont 1.82 cm et 5.80 respectivement. Pour étudier l'effet de l'espacement, les valeurs de tassements pour les espacements de 2 m et 1.6 m sont illustrées dans les figures (4.35-4.38)

✚ **Espacement S=2 m et diamètre d=0.3 m**

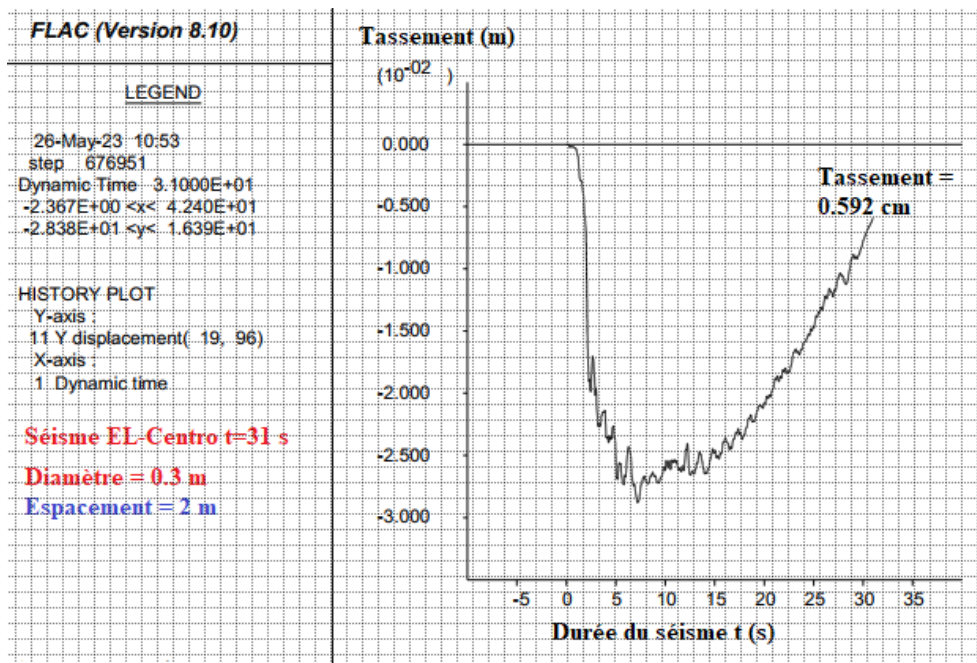


Figure 4. 35- Tassement dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai au point (11).

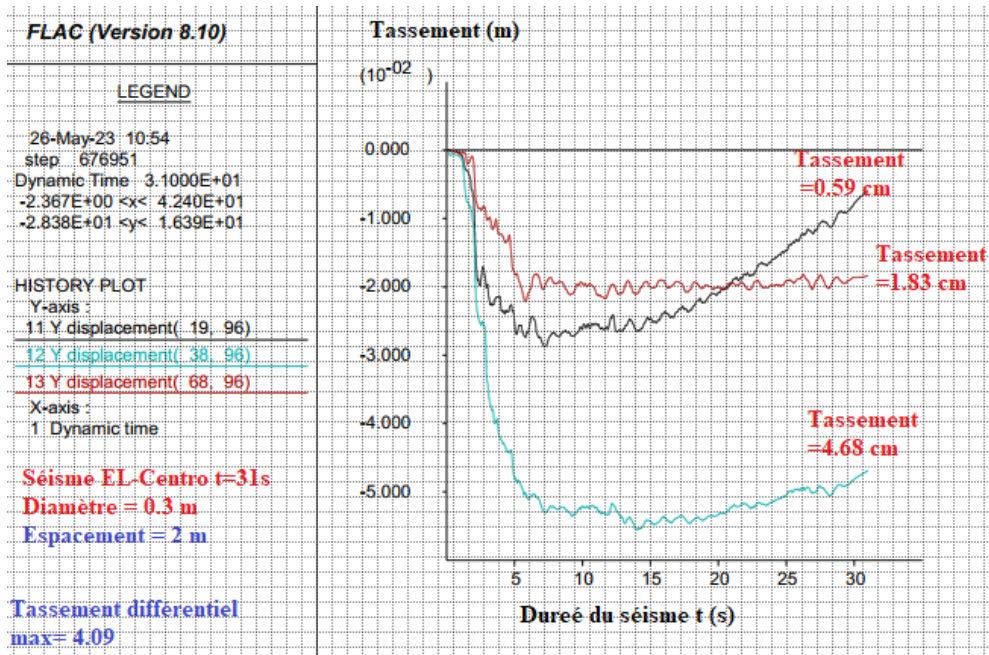


Figure 4.36- Tassement différentiel dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai.

Les figures (4.35) et (4.34) montrent les tassements à la base du remblai pour un espacement de 2m. D'après les résultats, le tassement total au point (11) a diminué à une valeur de 0.592 cm et le tassement différentiel également a diminué à une valeur de 4.09 cm

✚ **Espacement S=1.6 m et diamètre d=0.3 m**

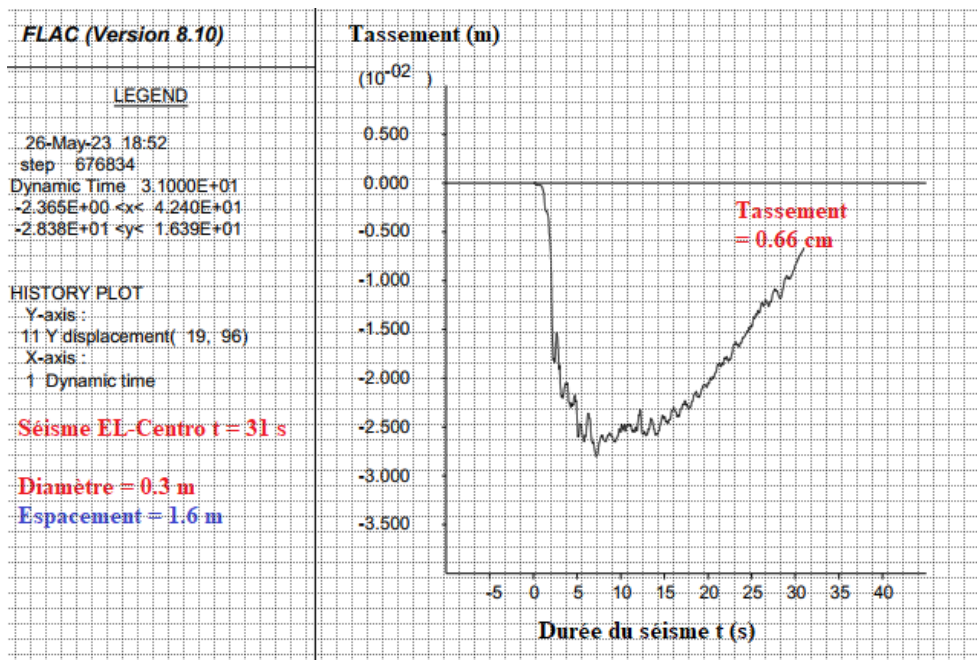


Figure 4.37- Tassement dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai au point (11).

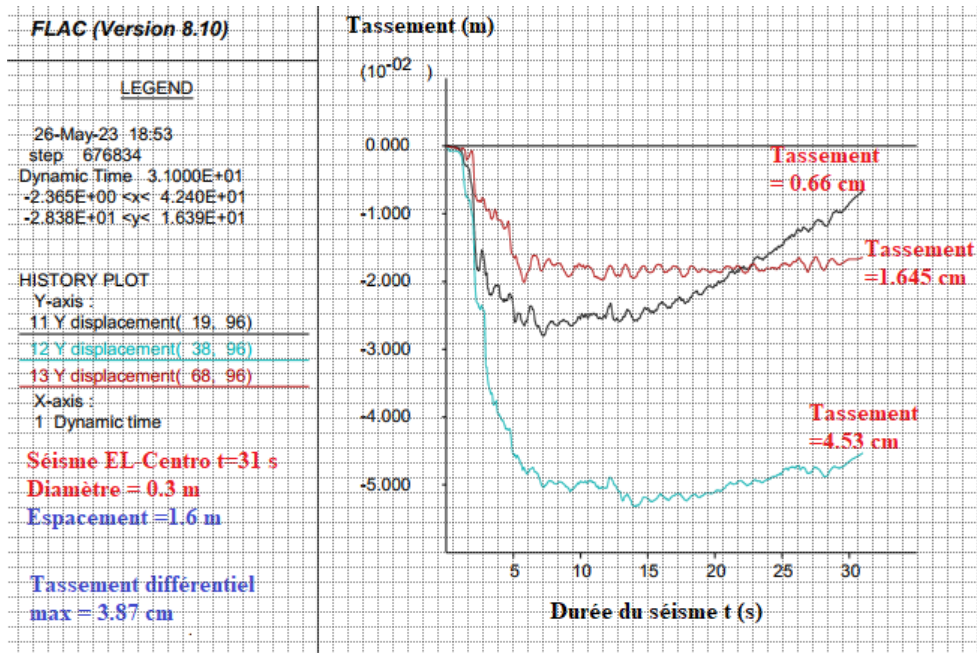


Figure 4.38- Tassement différentiel dû au séisme d'EL Centro à la base du remblai.

Les figures (4.37) et (4.34) montrent les tassements à la base du remblai pour un espacement de 1.6 m. D'après les résultats, l'espacement influence significativement sur la valeur du tassement final. Par exemple, pour un espacement de 2.5 m, le tassement final dû au chargement séismique (El Centro) au point (11) égale 1.825 cm. Par contre, pour un espacement de 1.6 cm, le tassement au même point égale 0.66 cm. Ce qui fait une amélioration de 36.16 %.

4.9. Conclusion

Dans ce chapitre, une analyse numérique a été effectuée pour étudier l'influence des inclusions verticales rigides sur la stabilité des sols compressibles. D'abord, une analyse statique avec et sans inclusions verticales a été effectuée. Les résultats obtenus en termes de tassements totaux et différentiels à la base du remblai ont montré une amélioration considérable avec des pourcentages allant jusqu'à 83 %. Pareillement, une diminution de 29% au tassement différentiel. Pour le cas dynamique, également une comparaison entre système renforcé et système non renforcé a été effectuée. Pour cela, la réponse sismique du modèle en termes de tassements totaux, tassements différentiels, moments dans les inclusions rigides et contraintes et déformations tangentielles a été évaluée. Pour cette analyse dynamique, le modèle du système sol et inclusions rigides ancrées a été utilisé. Les résultats obtenus ont montré également l'efficacité des inclusions verticales dans l'amélioration des sols compressibles sous chargement dynamiques pour les trois configurations renforcées. Pour les tassements totaux, l'amélioration a diminué de 8.59 cm jusqu'à 0.49 cm et la déformation tangentielle a diminué également de 1.86 % jusqu'à 0.38%

Des simulations numériques supplémentaires ont été effectuées pour étudier l'effet de certains paramètres, à savoir le diamètre, l'espacement et l'interface. Pour cela, différentes valeurs pour chaque paramètre ont été considérées. Les résultats trouvés sont en bon accord avec

les résultats publiés dans la littérature. Les conclusions tirées de cette étude paramétriques sont comme suit :

- Plus le diamètre est grand, plus la surface de contact est grande. Ce qui augmente la résistance fournie par l'interaction sol inclusion rigide et diminue le tassement.
- La diminution de l'espacement entre les inclusions rigides diminue le tassement.
- L'amplitude a une influence significative sur la contrainte et la déformation tangentielle

La durée du chargement sismique a une influence importante sur le tassement

Conclusion générale

Dans cette thèse, une étude numérique a été effectuée pour mettre en évidence l'influence des inclusions verticales sur la stabilité des sols compressibles. Pour atteindre cet objectif, des simulations numériques ont été effectuées en considérant plusieurs paramètres, à savoir la configuration géométrique des inclusions verticales, le type de chargement sismique, le phénomène d'interaction sol-inclusions.

D'abord, une analyse statique avec et sans inclusions verticales a été effectuée. Les résultats obtenus en termes de tassements totaux et différentiels à la base du remblai ont montré une amélioration considérable avec des pourcentages allant jusqu'à 83 %. Pareillement, une diminution de 29% au tassement différentiel. Pour le cas dynamique, également une comparaison entre système renforcé et système non renforcé a été effectuée. Pour cela, la réponse sismique du modèle en termes de tassements totaux, tassements différentiels, moments dans les inclusions rigides et contraintes et déformations tangentielles a été évalué. Les résultats obtenus ont montré également l'efficacité des inclusions verticales dans l'amélioration des sols compressibles sous chargement dynamiques. L'effet significatif dans le système d'inclusion rigide est évident en considérant différentes configurations des inclusions verticales rigides. Malgré un chargement sismique similaire dans toutes les configurations, les tassements totaux et différentiels diminuent avec le nombre de d'éléments verticales, la diminution de l'espacement et avec également l'augmentation du diamètre. Ceci est dû à l'interaction cinématique entre les inclusions verticales et le sol environnant.

Références bibliographiques

- Abdoun, T. and Dobry, R., 2002. Evaluation of pile foundation response to lateral spreading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(9–12), pp.1051–1058
- Andersen, K.H., 2009. Bearing capacity under cyclic loading — offshore, along the coast, and on land. The 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo, 23 November 2007. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(5), pp.513–535
- ASIRI Projet National (2012). Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales.
- Bathe, K. J., & Wilson, E. L. (1976). Numerical methods in finite element analysis. *Englewood Cliffs, NJ*, 2.
- Benz, T., 2007. Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. PhD Thesis. University of Stuttgart
- Berrill, J.B. et al., 2001. Case study of lateral spreading forces on a piled foundation. *Geotechnique*, 51(6), pp.501–517.
- Bhattacharya, S. and Goda, K., 2013. Probabilistic buckling analysis of axially loaded piles in liquefiable soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 45, pp.13–24
- Bhattacharya, S., 2003. Pile Instability during Earthquake Liquefaction. PhD thesis. University of Cambridge
- Bhattacharya, S., Adhikari, S. and Alexander, N.A., 2009. A simplified method for unified buckling and free vibration analysis of pile-supported structures in seismically liquefiable soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(8), pp.1220–1235
- Billaux, D., & Cundall, P. (1993). Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens. *Revue française de Géotechnique*, (63), 9-21.
- Briançon, L., & Simon, B. (2012). Performance of pile-supported embankment over soft soil: full-scale experiment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(4), 551-561.
- Briançon, L., Dias, D., & Simon, C. (2015). Monitoring and numerical investigation of a rigid inclusions–reinforced industrial building. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(10), 1592-1604.
- Chevalier, B., Briançon, L., Villard, P., & Combe, G. (2010). Prediction of load transfers in granular layers used in rigid inclusions technique—Experimental and discrete element method analysis. In *GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design* (pp. 1718-1726).
- Darendeli, M.B., 2001. Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. PhD thesis. The University of Texas at Austin
- Davis, E. H., & Poulos, H. G. (1972). The analysis of piled raft systems. *Australia Geotechnique Journal*, 2(1), 21-27.
- Dinh, A. Q. (2009). *Étude sur modèle physique des mécanismes de transfert de charge dans les sols renforcés par inclusions rigides. Application au dimensionnement* (Doctoral dissertation, Ecole des Ponts ParisTech).

- Fattah, M. Y., Mohammed, H. A., & Hassan, H. A. (2016). Load transfer and arching analysis in reinforced embankment. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 169(11), 797-808.
- Garala, T. K., Madabhushi, G. S., & Di Laora, R. (2022). Experimental investigation of kinematic pile bending in layered soils using dynamic centrifuge modelling. *Géotechnique*, 72(2), 146-161.
- Gazetas, G. and Mylonakis, G., 1998. Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues. *Geotechnical Special Publication*, 2(75), pp.1119–1174.
- Ghionna, V.N. and Porcino, D., 2006. Liquefaction Resistance of Undisturbed and Reconstituted Samples of a Natural Coarse Sand from Undrained Cyclic Triaxial Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(2), pp.194–202
- Girout, R., Blanc, M., Dias, D., & Thorel, L. (2014). Numerical analysis of a geosynthetic-reinforced piled load transfer platform—validation on centrifuge test. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(5), 525-539.
- Hamada, M., 1992. Large ground deformations and their effects on lifelines: 1964 Niigata earthquake. Case Studies of liquefaction and lifelines performance during past earthquake. Technical Report NCEER-92-0001, Volume-1, Japanese case studies., Buffalo, NY
- Han, J. (2015). Recent research and development of ground column technologies. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 168(4), 246-264.
- Han, L. H., Yao, G. H., Chen, Z. B., & Yu, Q. (2005). Experimental behaviours of steel tube confined concrete (STCC) columns. *Steel and Composite Structures, An International Journal*, 5(6), 459-484.
- Hatem, A., 2009. Comportement en zone sismique des inclusions rigides Analyse de l'interaction sol-inclusionmatelas de répartition-structure. Université des Sciences et Technologies de Lille I, Lille, France
- Houda, M., Jenck, O., & Emeriault, F. (2021). Soft soil improvement by rigid inclusions under vertical cyclic loading: numerical back analysis. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 25(3), 409-428.
- Hyodo, M., Hyde, A.F.L. and Aramaki, N., 1998. Liquefaction of crushable soils. *Géotechnique*, 48(4), pp.527–543
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W., 2008. Soil liquefaction during earthquakes Earthquake., Oakland, California, USA
- Iglesia, G. R., & Einstein, H. H. (2015). Closure to “Investigation of Soil Arching with Centrifuge Tests” by Geraldo R. Iglesia, Herbert H. Einstein, and Robert V. Whitman. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(7), 07015010.
- Ishihara, K., 1993. Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique*, 43(3), pp.351–451
- Itasca, U. (2011). UDEC—Universal Distinct Element Code. *Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis*.
- Jenck, O., Combe, G., Emeriault, F., & De Pasquale, A. (2014, January). Arching effect in a granular soil subjected to monotonic or cyclic loading: kinematic analysis. In *8th in-*

- ternational conference on physical modelling in geotechnics, Perth, Australia* (pp. 1243-1249).
- Jenck, O., Dias, D., & Kastner, R. (2009). Three-dimensional numerical modeling of a piled embankment. *International Journal of Geomechanics*, 9(3), 102-112.
- Jimenez, G. A. L. (2019). *Static and Dynamic behaviour of pile supported structures in soft soil* (Doctoral dissertation, Université Grenoble Alpes).
- Jimenez, G. A. L. (2019). *Static and Dynamic behaviour of pile supported structures in soft soil* (Doctoral dissertation, Université Grenoble Alpes).
- Kazemian S & Barabchi M (2017) Review of soft soils stabilization by grouting and. *Scientific Research and Essays*, 7(24), 2104-2111.
- Kechebour R F & Talah A (2018) Durability of new roads: case study of the Algerian east west highway. *Int. J Struct. Civ. Eng*, 7(1), 87-91.
- Kitazume, M., & Terashi, M. (2013). *The deep mixing method* (Vol. 21). London: CRC press.
- Kitazume, M., Okano, K., & Miyajima, S. (2000). Centrifuge model tests on failure envelope of column type mixing method improved ground. *Soils and Foundations*, 40(4), 43-55.
- Kivelö, M. (1998). *Stabilization of embankments on soft soil with lime/cement columns* (Doctoral dissertation, Institutionen för anläggning och miljö).
- Klouche, F., Kara Mostefa, E., Sekkel, A., Maliki, M. & Bouguenaya, M. (2022)Effect of waste concrete on the compressibility of clay from the Bouhanak region (Algeria),” *Euro-Mediterr. J. Environ. Integr.*,
- Kramer, S.L., 1996. Geotechnical Earthquake Engineering Prentice-Hall, ed., New Jersey
- Kuhlemeyer, R. L., & Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(5), 421-427.
- Le Hello, B., & Villard, P. (2009). Embankments reinforced by piles and geosynthetics— Numerical and experimental studies dealing with the transfer of load on the soil embankment. *Engineering geology*, 106(1-2), 78-91.
- Mánica Malcom, M. Á., Ovando-Shelley, E., & Botero Jaramillo, E. (2016). Numerical study of the seismic behavior of rigid inclusions in soft Mexico City clay. *Journal of Earthquake Engineering*, 20(3), 447-475.
- Mánica Malcom, M. Á., Ovando-Shelley, E., & Botero Jaramillo, E. (2016). Numerical study of the seismic behavior of rigid inclusions in soft Mexico City clay. *Journal of Earthquake Engineering*, 20(3), 447-475.
- Mazzei, D., Kniss, K., Elsaid, F., & Zhang, Y. (2019, March). Rigid inclusions ground improvement for a new energy facility: Design, construction, and full-scale embankment load testing and results. In *Geo-Congress 2019: Soil Improvement* (pp. 101-114). Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Meymand, P., 1994. Shaking Table Scale Model Tests of Nonlinear Soil-Pile-Superstructure Interaction In Soft Clay. PhD thesis. University of California, Berkeley

- Naesgaard, E., Byrne, P., & Amini, A. (2011). Hysteretic model for non-liquefiable soils (UBCHYST5d). *UBCHYST5d Memo*.
- Peiris, L.M.N., 1998. Seismic Modelling of rock-fill embankments on deep loose saturated sand deposits. PhD thesis. University of Cambridge U.K
- Randolph, M. F. (2003). Science and empiricism in pile foundation design. *Géotechnique*, 53(10), 847-875.
- Santamarina, J. C., K. A. Klein, and M. A. Fam. 2001. Soils and Waves, Particulate Materials Behavior, Characterization and Process Monitoring. ed. John Wiley & Sons Ltd. Chichester, England, UK
- Saxena, S. & Roy, I. R. (2022). Suitability Analysis of Stone Column Materials with PLAXIS. *Engineering, Technology & Applied Science Research*, 12(2), 8421-8425.
- Seed, H.B. et al., 1988. The Mexico Earthquake of September 19, 1985- Relationships between soil conditions and earthquake ground motions. *Earthquake Spectra*, 4(No. 4), pp.687-729
- Seed, R.B., Cetin, K.O. and Moss, R.E.S., 2001. Recent advances in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation. Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn, pp.1-45.
- Shao, x., zhang, j., liu, q., & zhang, s. (1986). The common features of deep structures in some large-earthquake areas of the north china plain and their implication for earthquake site prediction. *Journal of physics of the earth*, 34(supplement), s223-s239.
- Shi-Ping, z. h. a. n. g., xi-fei, c. h. e. n., shao-wei, y. a. o., & chen, d. e. n. g. (2022). coupled dynamic responses between saturated soil and pile systems under vertical earthquakes. 39, 1-18.
- Thyagaraj T (2019) *Ground Improvement Techniques and Geosynthetics*. Springer: Berlin/Heidelberg, Germany.
- Tokimatsu, K., Suzuki, H. and Suzuki, Y., 2001. Back-Calculated p-y Relation of Liquefied Soils from large Shaking Table Tests. In International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. pp. 1-6
- Van Eekelen, S. J. M., Bezuijen, A., & Van Tol, A. F. (2013). An analytical model for arching in piled embankments. *Geotextiles and Geomembranes*, 39, 78-102.
- Van Eekelen, S. J., Bezuijen, A., Lodder, H. J., & van Tol, E. A. (2012). Model experiments on piled embankments. Part I. *Geotextiles and Geomembranes*, 32, 69-81.
- Villard, P., & Briançon, L. (2018). Le renforcement des sols: des techniques devenues indispensables. *Encyclopédie de l'environnement, Université de Grenoble Alpes*.
- White, D. J., & Bolton, M. D. (2005). Comparing CPT and pile base resistance in sand. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 158(1), 3-14.
- Wong, P., & Muttuvel, T. (2012). Design of embankments supported on controlled modulus columns. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 6(2), 207-213.
- Xu, K. J., & Poulos, H. G. (2001). 3-D elastic analysis of vertical piles subjected to "passive" loadings. *Computers and Geotechnics*, 28(5), 349-375.