

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou



Faculté de génie de la construction
Département de génie civil
Laboratoire Géomatériaux,
Environnement et Aménagement(L.G.E.A)

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du Diplôme de Master Recherche
SPECIALITE : GENIE CIVIL
OPTION : Géotechnique et Environnement
Présenté par

M^r SI HADJ MOHAND SOUFYANE

Thème :

Comportement d'un sol renforcé par des
inclusions rigides en zone sismique
(FLAC2D).

Devant le jury d'examen :

M^{Me} LOUADJ S. Maitre de conférence à l'UMMTO.....Présidente

M^{Mc} BAIDIF. Maitre assistante à l'UMMTO.....Rapporteur

M^{elle} BELHASSANI O. Maitre assistante à l'UMMTO.....Examinatrice

M^{elle} BOUBRIT H. Maitre assistante à l'UMMTO.....Examinatrice

Promotion 2012-2013

REMERCIEMENTS

Ce présent mémoire a été réalisé au Laboratoire de Recherche Géomatériaux, Environnement et Aménagement (L.G.E.A) du département génie civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Je remercie tout d'abord les membres du jury qui me feront grand honneur d'examiner ce travail. Je les prie de croire à ma respectueuse reconnaissance.

J'exprime toute ma profonde gratitude et mes remerciements à ma promotrice, Madame BAIDI Fawzia Maître assistance et enseignante à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour avoir assuré l'encadrement scientifique de mes travaux.

Je n'oublierai pas d'exprimer mes remerciements à tous mes enseignants et surtout Mademoiselle BELHASSANI Ouarda qui ma aidé.

Je tiens enfin à remercier toutes les personnes qui ont contribué de prêt ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

*Je dédie ce modeste travail à :
Mes chers grands parents et mes
chers parents qui m'ont toujours
encouragé et soutenu.*

*Mon frère nassim, ma sœur ouafida
Tous mes cousins, cousines, oncles
et leurs familles*

*Tous mes amis(es), en particulier :
B .lynda, samia, sonia, louanes,
houcine, youssef*

Résumé

L'activité accrue de l'homme l'a poussé à exploiter les terrains de bonne qualité et à trouver des solutions pour continuer l'exploitation de ceux dont les portances sont faibles. Les ingénieurs ou les géotechniciens ont pris le temps dans la recherche pour créer des techniques d'amélioration et de renforcement qui elles soient des solutions pour ses mauvais sols dans l'objectif de diminuer les tassements total ou partielle, augmenter la capacité portante et aussi faire éliminer la liquéfaction du sol.

Ces techniques interviennent par l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol et parfois un renforcement seulement avec un ajout d'inclusion et aussi son mode de fonctionnement est différent selon la nature du sol.

Parmi ces techniques d'amélioration et de renforcement on a les inclusions rigides. Cette technique de renforcement donne un rendement efficace sur l'augmentation la capacité portante, diminution des tassements et elle réduit le risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

On a beaucoup d'approches pour étudier leur comportement dans le sol soit analytique, expérimental ou numérique avec des logiciels, dans notre étude on fait une analyse de comportement d'un sol renforcé par des inclusions rigides avec le logiciel Flac^{2D}.

Abstract

The greater activity of the man urged him to exploit (run) the good quality grounds and to find solutions to continue the exploitation of those whose bearing capacity is low. The engineers or the geotechnician took time to look for her to create techniques of improvement and strengthening which are solutions for his bad grounds in the objective of decreasing the collapses total or partial, increasing the carrying capacity and also making eliminate the liquefaction of the ground.

These techniques intervene by the improvement of the mechanical characteristics of the ground and sometimes a strengthening only with an addition of inclusion and also its way of functioning is different according to the nature of the ground.

Among these techniques of improvement and strengthening we have the stiff inclusions. This technique of strengthening gives an effective yield onto the increase the carrying capacity, the decrease the collapses and it reduces the risk of liquefaction in seismic zone.

We have a lot of approaches to study their behavior in the ground are analytical, experimental or digital with software, in our study we make one analysis of behavior of a ground strengthened by inclusions stiff with the software Flac2D.

Sommaire

Liste des symboles :

Liste des figures :

Liste des tableaux :

Introduction générale

CHAPITRE I généralités sur les techniques de renforcement et d'amélioration des sols

I.1	Introduction :	1
I.2	Définition du renforcement et de l'amélioration de sol :	2
I.2.1	Amélioration des sols sans apport de matériaux :	3
I.2.1.1	Mode statique :	3
I.2.1.1.1	Pré-chargement :	3
I.2.1.1.1.1	Pré- chargement seul :	4
I.2.1.1.1.1.1	Principe :	4
I.2.1.1.1.1.2	Mise en œuvre :	4
I.2.1.1.1.1.3	Domaine d'application :	5
I.2.1.1.1.2	Pré chargement par le vide :	8
I.2.1.1.1.2.1	Description du procédé :	8
I.2.1.2	Mode dynamique :	9
I.2.1.2.1	Compactage dynamique :	9
I.2.1.2.1.1	Définition :	9
I.2.1.2.1.2	Principe :	9
I.2.1.2.1.3	Mise en œuvre :	10
I.2.1.2.1.4	Domaine d'application :	11
I.2.1.2.2	Vibrocompactage :	11
I.2.1.2.2.1	Définition :	11
I.2.1.2.2.2	Principe :	11
I.2.1.2.2.3	Mise en œuvre :	12
I.2.1.2.2.4	Fonçage :	12
I.2.1.2.2.5	Ré-rangement :	12
I.2.1.2.2.6	Remonte :	12
I.2.1.2.2.7	Domaine d'applications :	12
I.2.2	Renforcement de sol avec apport de matériaux :	13

I.2.2.1	Renforcement par Inclusions souples :	14
I.2.2.1.1	Colonne ballasté :	14
I.2.2.1.1.1	Objectif du traitement	14
I.2.2.1.1.2	Domaines d'application :	14
I.2.2.1.1.3	Mode opératoire :	15
I.2.2.1.1.3.1	Par voie sèche :	15
I.2.2.1.1.3.2	Par voie humide	15
I.2.2.1.1.4	Mise en œuvre :	15
I.2.2.1.1.4.1	Par voie humide	15
I.2.2.1.1.4.2	par voie sèche	16
I.2.2.1.1.4.2.1	Préparation et Remplissage :	16
I.2.2.1.1.4.2.2	Fonçage :	16
I.2.2.1.1.4.2.3	Compactage :	17
I.2.2.1.1.4.2.4	Finition ;	17
I.2.2.1.1.5	Avantage :	17
I.2.2.1.2	Colonne ballastée pilonnée :	18
I.2.2.1.3	Plot ballastées pilonné :	18
I.2.2.2	Renforcement par Inclusion rigide :	19
I.2.2.2.1	Jet-Grouting	20
I.2.2.2.1.1	Définition :	20
I.2.2.2.1.2	Principe de la technique :	20
I.2.2.2.1.3	Mise en œuvre de la technique :	21
I.2.2.2.1.4	Les différents types de jet	23
I.2.2.2.1.4.1	Jet simple :	23
I.2.2.2.1.4.2	Jet double :	23
I.2.2.2.1.4.3	Jet triple :	24
I.2.2.2.1.5	Domaine d'application :	24
I.2.2.2.2	Deep soil mixing (DSM) :	24
I.2.2.2.2.1	Définition :	24
I.2.2.2.2.2	Mise en œuvre du DSM :	25
I.2.2.2.2.3	Domaine d'application du DSM :	26
I.2.2.2.2.4	Avantages et inconvénients du procédé DSM :	26
I.2.2.2.3	COLONNE AMODULE MIXTE	27

I.2.2.2.3.1	Définition :	27
I.2.2.2.3.2	Objectif :	27
I.2.2.2.3.3	Dispositions constructives :	27
I.2.2.2.3.4	Présentations des colonnes à module mixte :	28
I.2.2.2.3.5	Exécution :	29
I.2.2.2.4	Pieu :	30
I.2.2.2.4.1	Définition :	30
I.2.2.2.4.2	Classification des pieux :	31
I.2.2.2.4.2.1	Pieux refoulant le sol à la mise en place	32
I.2.2.2.4.2.1.1	Pieux battu préfabriqué :	32
I.2.2.2.4.2.1.2	Pieu en métal battu :	32
I.2.2.2.4.2.1.3	Pieux en béton foncé :	32
I.2.2.2.4.2.1.4	Pieux battu pilonné :	32
I.2.2.2.4.2.1.5	Pieu battu moulé :	33
I.2.2.2.4.2.1.6	Pieu battu enrobé :	33
I.2.2.2.4.2.1.7	Pieu tubulaire précontraint :	33
I.2.2.2.4.2.1.8	Pieu vissé moulé :	33
I.2.2.2.4.2.2	Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place :	34
I.2.2.2.4.2.2.1	Pieu foré simple:	34
I.2.2.2.4.2.2.2	Pieu foré à la boue :	34
I.2.2.2.4.2.2.3	Pieu foré tubé :	34
I.2.2.2.5	Puits :	34
I.2.2.2.5.1	Pieux tarière creuse :	34
I.2.2.2.6	Micro pieux :	35
I.2.2.2.7	Pieu injecté, sous haute pression, de gros diamètre :	35
I.2.2.2.8	Pieux particuliers :	36
I.2.2.3	Exemple :	36
I.2.2.3.1	Exemple de quelque pieu refoulant le sol à la mise en place :	36
I.2.2.3.1.1	Pieu tubé visse :	36
I.2.2.3.1.1.1	Description :	36
I.2.2.3.1.1.2	Procédé d'exécution :	36
I.2.2.3.1.1.3	Domaine d'application :	37
I.2.2.3.1.1.4	Environnement :	37

I.2.2.3.1.1.5	Spécifications techniques :	37
I.2.2.3.1.2	Pieu battu en béton préfabriqué :	38
I.2.2.3.1.2.1	Description :	38
I.2.2.3.1.2.2	Procédé d'exécution :	38
I.2.2.3.1.2.3	Domaine d'application :	38
I.2.2.3.1.2.4	Environnement :	39
I.2.2.3.1.2.5	Spécifications techniques :	39
I.2.2.3.2	Exemple de quelque pieu ne refoulant pas le sol à la mise en place :	39
I.2.2.3.2.1	Pieu à la tarière tubé :	39
I.2.2.3.2.1.1	Description :	39
I.2.2.3.2.1.2	Procédé d'exécution :	39
I.2.2.3.2.1.3	Domaine d'application :	40
I.2.2.3.2.1.4	Environnement :	40
I.2.2.3.2.1.5	Spécifications techniques :	41
I.3	Conclusion	42

CHAPITRE II : Renforcement par inclusion rigide

II.1	INTRODUCTION :	43
II.2	Description de la technique	44
II.2.1	Principe de fonctionnement :	44
II.2.1.1	Types d'inclusions rigides :	46
II.2.1.1.1	Inclusions préfabriquées :	46
II.2.1.1.1.1	Principaux avantages et les désavantages des pieux préfabriqués :	47
II.2.1.1.1.1.1	Avantage :	47
II.2.1.1.1.1.2	Désavantage :	47
II.2.1.1.2	Inclusions construites in situ :	47
II.2.1.1.2.1	Principaux avantages et les désavantages des pieux construits in situ :	47
II.2.1.1.2.1.1	Avantage :	48
II.2.1.1.2.1.2	Désavantage :	48
II.2.1.2	Plate-forme de transfert :	48
II.2.2	Disposition constructive :	49
II.3	Méthodes de dimensionnement des inclusions rigide :	50
II.4	Domaine d'applications :	51

II.4.1	Type d'ouvrages renforces	51
II.4.1.1	Remblais	51
ii.4.1.2	Dallages et fondations de batiments industriels, commerciaux etportuaires :	52
II.4.1.3	Reservoirs de stockage ou bassins et ouvrages de stations d'epuration	52
II.4.2	Conditions geotechniques	54
II.5	Avantage des inclusions :	54
II.6	Conclusion :	55
CHAPITRE III : Renforcement du sol en zone sismique		
III.1	Introduction :	56
III.2	Définition :	56
III.3	Les caractéristiques d'un séisme :	56
III.4	Les effets de séisme :	57
III.4.1	Les effets directs :	57
III.4.1.1	Les effets des sites :	57
III.4.1.2	Les failles actives :	58
III.4.2	Les effets induits :	58
III.4.2.1	Les mouvements de terrain	58
III.4.2.2	La liquéfaction des sols :	58
III.5	Séisme en Algérie :	58
III.6	Réglementation :	59
III.6.1	Classification selon les zones sismique :	59
III.6.2	Classification des sites :	60
III.7	Comportement sismique :	60
III.8	Action sismique :	61
III.9	Comportement sismique des inclusions rigides :	61
III.10	Les observations pos-sismique :	64
III.10.1	Quelle que exemple	64
III.11	Proposition des solutions sur la construction dans les zones sismique :	67
III.12	Conclusion :	68
CHPITRE IV : Simulation numérique des inclusions rigides		
IV.1	Introduction :	69
IV.2	Présentation du code de calcul Flac :	69
IV.2.1	Présentation de la méthode des différences finies	70

IV.2.2	Ecriture d'un fichier Flac	70
IV.2.3	Schéma de résolution explicite :	72
IV.2.3.1	Equations du mouvement :	73
IV.2.3.2	Modèle de comportement pour les sols	73
IV.2.3.2.1	Modèle élastique	74
IV.2.3.2.2	Modèle plastique :	74
IV.2.3.2.2.1	Elastoplasticité de Mohr-Coulomb	75
IV.2.3.2.2.2	Critère de Mohr- Coulomb	75
IV.2.3.2.2.3	Modèle nul :	76
IV.2.3.2.2.4	Modèle dynamique :	76
IV.3	Modélisation numérique	76
IV.3.1	Description de la plaine alluviale de Bejaia :	76
IV.3.1.1	Situation du site d'étude :	76
IV.3.1.2	Contexte géologique de la plaine alluviale de Bejaia :	76
IV.3.1.3	Contexte géologique de la zone d'étude :	77
IV.3.1.3.1	Alluvions anciennes :	77
IV.3.1.3.2	Alluvions marécageuses :	77
IV.3.1.3.3	Alluvions récentes :	77
IV.3.1.3.4	Remblais :	77
IV.3.1.4	Hydro-climatologie :	78
IV.3.1.5	Le climat :	78
IV.3.1.6	Hydrologie locale :	78
IV.3.1.7	Sismicité :	78
IV.3.2	Présentation du model de sol :	79
IV.3.2.1	Le maillage	80
IV.3.2.2	Définition des conditions aux limites et initiales	80
IV.3.3	Présentation et interprétation des résultats :	81
IV.3.3.1	Analyse du sol non renforcé sous un chargement statique :	81
IV.3.3.2	Analyse du sol renforcé sous chargement statique :	83
IV.3.3.3	Analyse du solrenforcé avec l'influence des paramètres :	86
IV.3.3.3.1	Analyse avec un ajout de Nombre de pieux :	86
IV.3.3.3.1.1	Analyse du sol renforcé avecun ajout 2piex en plus	86
IV.3.3.3.1.2	Analyse du sol renforcé avec un ajout de 3pieux en plus ;	88

IV.3.3.3.2	Analyse du sol renforcé avec un soulèvement des Tête d'inclusion	89
IV.3.3.3.3	Analyse du sol renforcé avec un changement de diamètre des inclusion de $D=1.2m$:	91
IV.3.3.3.4	Analyse du sol renforcé avec un changement de Rigidité de matelas K :	92
IV.3.3.3.5	Analyse du sol renforcé avec un changement de Distance entre inclusion d :	94
IV.3.3.3.6	Analyse du sol renforcé avec un changement de la hauteur de matelas $H = 1.5$	95
IV.3.3.4	Analyse du sol non renforcé sous chargement sismique	97
IV.3.3.5	Analyse du sol non renforcé sous chargement statique avec excitation sismique	97
IV.3.3.6	Analyse du sol renforcé sous chargement statique avec excitation sismique	99
IV.4	Conclusion :	101
Conclusion générale		

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau I.1 : Méthodes de pré chargement par augmentation de la contrainte totale.

Tableau I.2 : Méthodes de pré chargement par diminution de la pression interstitielle.

Tableau I.3: principaux types d'inclusion rigide(Briaçon2002)

Tableau I.4 : Principe et domaine d'application du DSM.

CHAPITRE IV

Tableau IV. 1:Propriété du sol

Tableau IV.2 : Propriétés des inclusions rigides

List des figures

Figure I.1 : représentation des techniques de renforcement selon la procédure et la nature du sol (GUIDE AFPS/CFMS Jean-Marc DEBATS).	2
Figure I.2 : Présentation les techniques mise en œuvre sans apport de matériaux (MENARD).	3
Figure I. 3 : Principe de pré-chargement pour le contrôle des tassements.	4
Figure I .4: Méthode de pré-chargement par augmentation de contrainte effective et diminution de pression interstitiel. PHILIPPE REIFFSTECK année 20 07-2008 cours traitement des sols	5
Figure I.5 : Principe de la consolidation atmosphère (MENRAD)	8
Figure I.6 : Exemple de chantier de compactage dynamique. Et Exemple d'un pilon (GEOPAC)	9
Figure I.7 : Les étapes de compactage dynamique. (GEOPAC)	10
Figure I.8 : Diffèrent procédure de réalisation le Vibrocompactage. (KELLER)	12
Figure I.9 : Exemple de Vibrocompactage.	13
Figure I.10 : Présentation des techniques mises en œuvre avec apport de matériaux (MENARD).	13
Figure I.11 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.	16
Figure I.12 : Mode opératoire de la technique de colonnes ballastées par voie sèche. (KELLER)	17
Figure I.13 : Réalisation les plots et colonne ballastées pilonné. (GEOPAC)	19
Figure.I.14 : Principe de la technique Jet-Grouting.	21
Figure. I.15 : Mise en œuvre de la technique Jet-Grouting. (SOLETANCHE BACHY)	22
Figure I.16 Quelques différents types de sols. (SOLETANCHE BACHY)	22
Figure. I.17 : Jet simple. (MENRAD)	23
Figure. I.18 : Jet double. (MENRAD)	23
Figure I.19 : Jet triple. (MENRAD)	24

Figure I.20: Les étapes de réalisation Deep soil mixing (DSM). (SOLETANCHE BACHY)	25
Figure I .21 : Les différents types de maillage DPM	25
Figure I .22 Principe de réalisation d'une CMM ([Bustamante et al. 2006]).KELLER	30
Figure I. 23 : Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De	31
Figure I.24 : Mode de construction des pieux. . (ECOLE POLYTECHNIQYE FEDDERALE DE LAUSANNE ; LABORATOIRE DE MECANIQUE DES ROCHE)	31
Figure I.25 : Profilés métalliques battus.	32
Figure. I.26 : Procédure d'exécution d'un pieu tubée vissé. (FRANKI)	37
Figure. I.27 : Procédure d'exécution pieu battu en béton préfabriqué. (FRANKI)	38
Figure.I.28 : Procédure d'exécution d'un Pieu à la tarière tubé. (FRANKI)	40
Figure I.29 : Schéma représentent les différent types de pieux. (ECOLE POLYTECHNIQYE FEDDERALE DE LAUSANNE ; LABORATOIRE DE MECANIQUE DES ROCHE)	41
Figure II.1 : Pont Rion-Antirion	43
Figure II.2 : Le mécanisme de l'un des quatre piles de pont Rion-Antirion	44
Figure II. 3. Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides en 2D. Sources Jenck 2005	45
FigureII.4 : Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides en 3D. Sources Jenck 2005	45
Figure II .5: Représentation du travail d'un pieu isolé et le groupe de pieux	49
Figure II.6:Schéma de tassement de sol renforcé selon l'effet d'emplacement des inclusions rigides	49
Figure II.7 : Les diffèrent type de maillage	50
Figure II.8 : Représentations les déférent cas au on utilise l'inclusion rigide	53

Introduction général

La raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires, ainsi que les zones industrielles, entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles, afin d'assurer le bon fonctionnement et la pérennité de ces ouvrages.

Le renforcement par inclusions rigides constitue une alternative intéressante aux techniques plus traditionnelles telles que le pré-chargement, la mise en place de drains verticaux, le remplacement du sol en place ... etc. Cette technique consiste à mettre en place un réseau d'inclusions à travers l'horizon compressible afin de transférer les charges vers un horizon plus rigide. Entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage renforcé, est édifié un « matelas de transfert de charge », qui, comme son nom l'indique, va contribuer au transfert des charges vers les inclusions par la formation de voûtes dans le sol granulaire constituant cette partie de l'ouvrage. Ce matelas permet la réduction et l'homogénéisation des tassements en surface du massif de fondation. Un géo synthétique peut éventuellement être intercalé à la base du matelas, contribuant au report de charges par effet membrane. En France, il n'existe pas de recommandations relatives à ce type d'ouvrage. Les différents éléments du système sont en interactions complexes et la connaissance du comportement de l'ouvrage demande à être approfondie.

La technique de renforcement des sols par des inclusions rigides verticales constitue une méthode compétitive aux autres. Notamment sur différents sols tels que les remblais, les structures sur dallage et les structures légères. Le succès de cette technique s'explique par la facilité de sa mise en œuvre et son coût compétitif. (Combarieu 1988, Briançon et al. 2004, Jenck 2005, Simon et Schlosser 2006).

La mise en œuvre de cette technique en zone sismique nous exige différentes approches, notamment sur le rôle du matelas dans la modification de la réponse du sol en champ libre (amplification) et dans la répartition des efforts dans les inclusions. Elle nous pose également la question de l'effet de groupe. D'une manière générale, elle nous impose l'étude de l'interaction sol inclusions- matelas-superstructure sous chargement sismique.

Le présent travail de mémoire a pour objectif d'améliorer nos connaissances sur la technique de renforcement des sols par inclusion rigide dans les zones sismique, avec une collecte d'informations et une étude numérique sur un sol situé au niveau du terminal de la ville de Bejaia qui est soumis à une excitation sismique et qui porte un silo de pétrole d'un chargement de 1,3 bar dans un model symétrique.

Ce travail est présenté en quatre chapitres qui sont les suivant :

Le premier chapitre traite les différentes techniques d'amélioration et de renforcement des mauvais sols soit par des améliorations en masse dynamique ou statique tel que pré-chargement, compactage et vibroflotation. On peut aussi bien utiliser un

renforcement par ajout ou sans ajout, selon la nature du sol et son mode de fonctionnement. Puis l'exécutions de ces renforcements, leurs avantages et leurs domaines d'application.

Le deuxième chapitre offre une connaissance plus approfondie de la technique de renforcement par inclusion rigide, ainsi que son mécanisme, son principe de fonctionnement et son domaine d'application.

Le troisième chapitre vise à l'évaluation de renforcement des sols en zone sismique avec une définition du séisme et ses origines, puis ses effets et ses conséquences sur les ouvrages et les structures .enfin les solutions apportées avec le renforcement.

Le dernier chapitre est présenté sur une simulation numérique qui dévoile le code de calcul par le logiciel flac^{2D}, puis une simulation sur le site de Bejaia et son d'analyse. Ensuite on a exposé les résultats obtenus après le lancement des différents calculs sur les sols renforcés et non renforcés, sous un chargement statique en modifiant différents paramètres des inclusions rigide. On a achevé notre simulation par ajouter une excitation sismique.

Enfin, on a terminé avec une conclusion générale.

I.1 Introduction :

Depuis les années 1950, qui marquent le début d'une période de développement économique et industriel, les implantations de projets divers (bâtiments industriels, ouvrages en terre, autoroutiers et ferroviaires, ouvrages hydrauliques) se multiplient dans des zones stratégiques mais parfois sur des «mauvais» sols considérés autrefois comme inconstructibles.

Lorsque les sols sont mous et compressibles (dépôts alluvionnaires récents), très lâches (sables lâches) ou d'origine anthropique (remblais inertes ou de décharge, remblais hydrauliques et sous l'eau), on adopte généralement des fondations profondes pour reprendre les charges appliquées par l'ouvrage. Mais ces solutions se heurtent parfois à des contraintes techniques (substratum très profond, sols liquéfiables en zones sismiques,...) qui les rendent financièrement onéreuses et donc difficiles à mettre en œuvre.

Pour éviter ces difficultés, il est possible aujourd'hui de recourir à des techniques «nouvelles » et « innovantes » permettant d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols. Ces techniques d'amélioration du sol sont, de nos jours, diverses et directement liées à la nature du sol et à sa granulométrie. Elles consistent à améliorer le sol, soit en agissant sur sa propre structure, soit en y incorporant des inclusions, ce qui permet de dégager deux classes de techniques :

- ✓ les procédés d'amélioration du sol en masse tel que (densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, vibroflotation, compactage statique en profondeur, consolidation et pré-chargement des sols fins et des sols organiques, drains verticaux, pré-chargement par le vide, électro-consolidation), injection des sols grenus et des sols fins et congélation des sols aquifères (sans écoulement) ;
- ✓ les procédés d'amélioration des sols par inclusions verticales tel que (colonnes ballastées et procédés connexes, inclusions rigides, colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet (technique souvent appelée « Jet Grouting »), colonnes de sol traité à la chaux et/ou au ciment).

En fin l'amélioration des terrains peut être réalisée en deux façons soit sans apport ou avec apport de matériaux.

Méthode	Types de sol					
	Matériaux évolutifs TOURBE	Argiles très molles	Argiles – limons compressibles	Remblais fins	Sables / graviers	Cailloux Remblais à blocs
Amélioration de sols dans la masse	PRECHARGEMENT + DRAINAGE					
				VIBROCOMPACTAGE		
				COMPACTAGE DYNAMIQUE		
				INJECTION SOLIDE		
Renforcement des sols par inclusions souples		COLONNES BALLASTÉES				
		PLOTS BALLASTÉES PILONNES (épaisseur < 5 m)				
Renforcement des sols par inclusions et éléments rigides		.. DE TYPE PIEUX A REFOULEMENT / SANS REFOULEMENT et JET GROUTING				
		... DE TYPE COLONNE DEEP SOIL MIXING				

Figure I.1 : représentation des technique de renforcement selon la procédure et la nature de sol (GUIDE AFPS/CFMS Jean-Marc DEBATS).

I.2 Définition du renforcement et de l'amélioration de sol :

❖ « L'amélioration de sol peut se comprendre comme l'augmentation de certaines caractéristiques mécaniques avec ou sans ajout de matériaux en agissant sur la réduction de l'indice des vides : réarrangement des grains par action mécanique, consolidation, injection, vibration ou congélation » ;

Le terme « amélioration des sols dans la masse » est également employé pour désigner les techniques comme le pré-chargement avec ou sans drainage, le compactage dynamique, le vibrocompactage.

❖ « Le renforcement de sol regroupe plus particulièrement l'ensemble des techniques conduisant à inclure des éléments verticaux dans le sol (inclusions) afin d'en améliorer la tenue sous l'effet d'une charge statique ou dynamique apportée par un ouvrage (fondations superficielles ou remblai) ou sous l'action de la poussée des terres dans le cas des ouvrages de soutènement ou de stabilisation des talus naturels » ;

Le terme « inclusion » employé concerne des éléments verticaux regroupant :

- les inclusions « souples » telles que les colonnes ballastées et les plots ballastés.
- Les inclusions « rigides » telles que les pieux et colonne module mixte.

I.2.1 Amélioration des sols sans apport de matériaux :

Ce sont des techniques qui s'applique en deux modes soit statiques ou dynamiques sur la structure des sols dans le but densifie et de faire un tassement total (réarrange les particules ou les graines).par des appareils et des engins.



Figure I.2 : Présentation des techniques mises en œuvre sans apport de matériaux (MENARD).

I.2.1.1 Mode statique :

I.2.1.1.1 Pré-chargement :

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement. Le pré-chargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs que les sols fins surtout argileux. Rechargement, en essayant d'obtenir par avance une partie au moins des déformations de fluage.

Cette technique a deux objectifs :

Accélérer la vitesse de tassement. Le sol traité est ainsi rendu constructible plus rapidement sans redouter, à moyen ou à long terme, des tassements absolus; augmenter la résistance au cisaillement. Cette augmentation améliore la capacité portante des sols.

Les méthodes d'amélioration des sols fins font tous appels à des techniques permettant de réduire l'indice des vides, avec diminution du volume d'eau interstitiel des sols partiellement ou complètement saturés. Pratiquement, il existe deux types de méthodes permettant

d'améliorer un sol fin pour qu'il supporte un ouvrage dans des conditions de tassement et de stabilité données :

- ✓ Pré chargement seul (par remblai)
- ✓ Pré chargement associé à un réseau drainant préalablement mis en place dans le sol à traiter (par vide).

I.2.1.1.1.1 Pré- chargement seul :

I.2.1.1.1.1.1 Principe :

La technique consiste à placer un chargement équivalent à la charge définitive de l'édifice sur le terrain avec une augmentation éventuellement d'une surcharge qui assure des effets réputés (connus). (la figure I.1)

- Engendre une évolution rapide de tassement de consolidation primaire, promptitude de l'apparition et l'essor de compressions secondaires, le cas échéant la construction dans les brefs délais (rapide).
- élévation la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, qui utilise de la construction par étape.

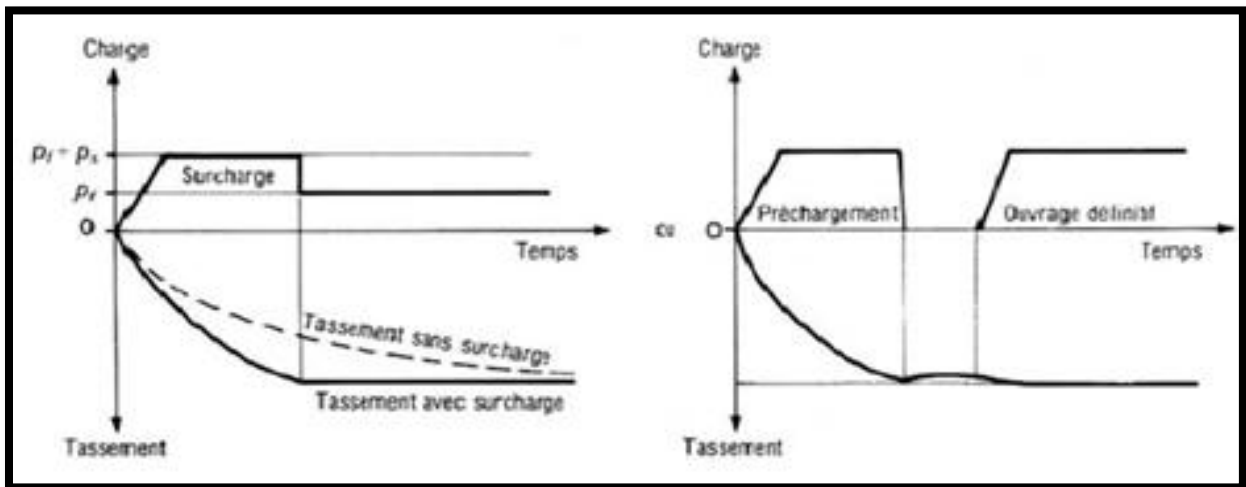


Figure I. 3 : Principe de pré-chargement pour le contrôle des tassements.

I.2.1.1.1.2 Mise en œuvre :

L'augmentation du degré de consolidation est liée à l'augmentation de la contrainte effective dans le sol de fondation, ce qui peut être obtenu par :

- ✓ une augmentation de la contrainte totale ;
- ✓ une diminution de la pression interstitielle.

L'amélioration des sols fins par pré chargement consiste donc à agir sur l'un de ces facteurs ou à combiner les deux méthodes à la fois, les principaux effets étant alors les suivants :

- diminution de l'indice des vides (augmentation du poids volumique) et diminution du volume d'eau interstitiel (donc de la teneur en eau);
- augmentation du degré de consolidation ; de la résistance au cisaillement non drainée C_u .

Le principe des différentes méthodes de réalisation sur chantier est donné par les schémas figures I.2, tandis que les tableaux I. 1 et I.2 décrivent ces méthodes.

I.2.1.1.1.3 Domaine d'application :

Cette technique est applique sur les sols fins et les sols grenus dans le domaine routier ou hydraulique.

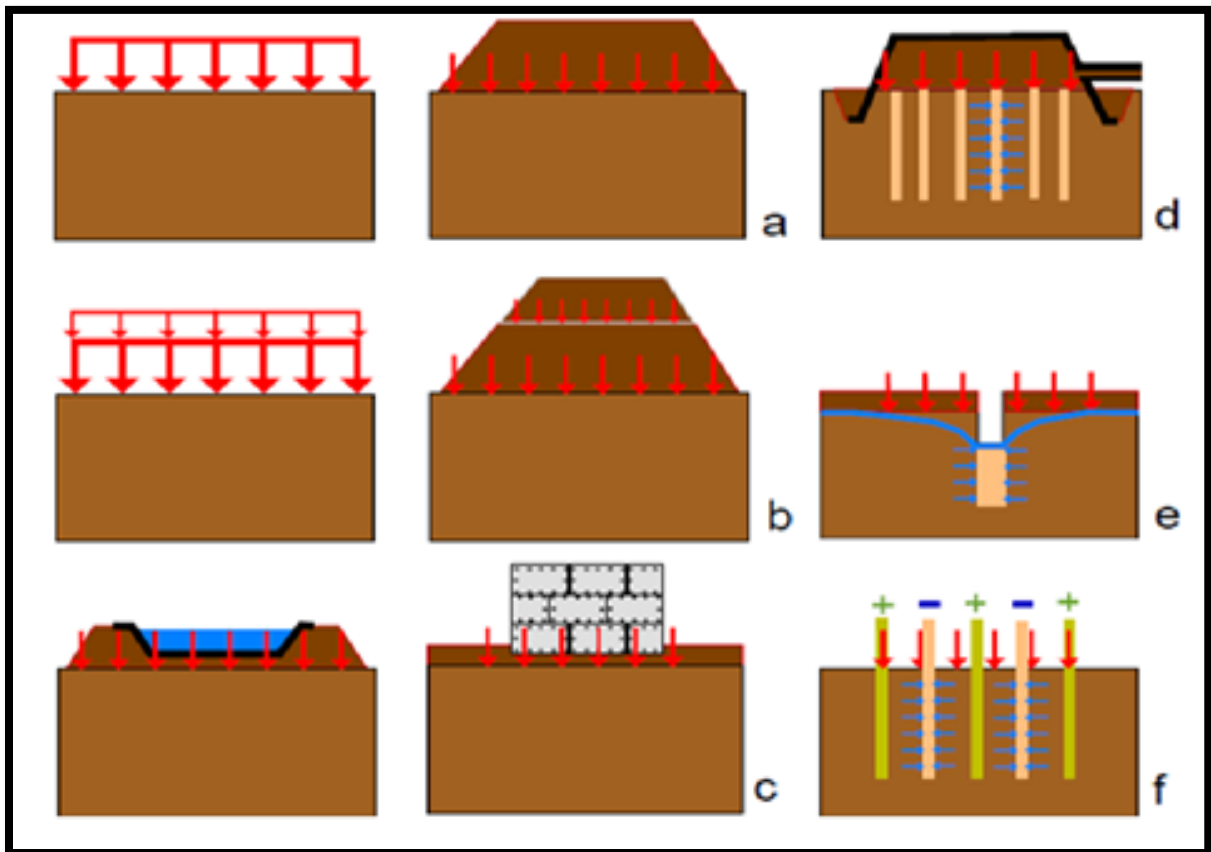


Figure I .4:Méthode de préchargement par augmantation de contrainte effective et diminution de pression intrstitiel. PHILIPPE REIFFSTECK année 20 07-2008 cours traitement des sol

Tableau I.1 : Méthodes de pré chargement par augmentation de la contrainte totale.

Méthode	Principe	Fréquence d'utilisation,	Avantages	Limite
Mise en place d'une charge équivalente à la valeur finale.	La charge définitive est appliquée suffisamment longtemps à l'avance pour que la consolidation soit suffisamment avancée à la mise en service de l'ouvrage	Méthode utilisée très couramment	Théorie de la consolidation bien connue (sauf sur la prévision des temps de consolidation). Réalisation facile. Bonne homogénéité du traitement.	Charge appliquée fonction de la capacité portante du sol. Peut nécessiter un chargement par étapes. Peut demander un délai assez long pouvant être réduit par mise en place d'un réseau drainant dans le sol de fondation.
Mise en place d'une charge équivalente à la valeur définitive, plus une surcharge (pré consolidation)	La mise en place d'une charge supérieure à la charge finale permet d'obtenir un tassement, plus important dans un délai plus court. La charge en excès est enlevée dès que le tassement obtenu est jugé suffisant.	Méthode utilisée couramment.	Théorie de la consolidation bien connue. Réalisation facile. Bonne homogénéité du traitement.	Charge appliquée fonction de la capacité portante du sol. Peut nécessiter un chargement par étapes. Demande un volume de remblai supplémentaire. Délai plus court que celui de la méthode précédente, pouvant être encore réduit par réseau drainant. Mise en dépôt ou réutilisation de la surcharge.
Chargement par réservoir.	Même principe que les deux méthodes précédentes.	Méthode spécifiquement adaptée aux réservoirs.	Théorie de la consolidation bien connue. Réalisation aisée si le réservoir constitue l'ouvrage définitif	Peut demander un remplissage progressif du réservoir. Possibilité de réduire le délai de consolidation par un réseau drainant.

Tableau I.2 : Méthodes de pré chargement par diminution de la pression interstitielle.

Méthode	Principe	Fréquence d'utilisation,	avantage	Limite
Application du vide	Le vide est appliqué soit dans des puits, soit dans des drains de sable à partir d'une membrane étanche recouvrant la zone à traiter.	Méthode utilisée exceptionnellement.	L'application du vide dans des puits amène une amélioration importante du sol. Élimination des problèmes de stabilité des remblais de pré chargement.	Méthode coûteuse nécessitant des équipements et un personnel spécialisés. applicable aux sols relativement perméables et saturés. Profondeur de traitement limitée à 7 m. Tassements non homogènes.
Abaissement du niveau de la nappe.	le rabattement de la nappe dans un sol compressible provoque des tassements	Méthode peu courante.	Cette méthode est plutôt une résultante de travaux provoquant ou nécessitant un rabattement de nappe	Peut provoquer des tassements importants du sol subissant le rabattement. Tassements non homogènes.
Electro-osmose	Une différence de potentiel appliquée entre une anode et une cathode provoque un écoulement d'eau vers, la cathode.	Méthode utilisée exceptionnellement.	Sous réserve de bien maîtriser les paramètres de traitement, la méthode est efficace. Elle est utilisée le plus souvent en travaux provisoires.	Méthode coûteuse demandant des équipements spéciaux et un personnel spécialisé. Utilisable dans les argiles et limons avec $k < 10^{-6}$ m/s. Difficultés pour prévoir les paramètres et les effets du traitement. Traitement non homogène qui n'est pas irréversible si le sol n'est pas chargé.

I.2.1.1.1.2 Pré chargement par le vide :

I.2.1.1.1.2.1 Description du procédé :

Il s'agit d'un procédé de consolidation des sols remplaçant une surcharge classique par la création d'une dépression sous une membrane étanche. Ce vide est maintenu par un double système de pompes, eau, gaz, breveté.

Le drainage vertical seul permet d'accélérer la consolidation mais l'anticipation des tassements demande du temps, de plus la montée de remblai excédentaire est parfois périlleuse et onéreuse. Le procédé, permet:

- de monter rapidement les remblais sans risque de rupture (six à neuf mois au lieu de dix-huit mois) ;
- degarantir, dans le temps, des tassements faibles

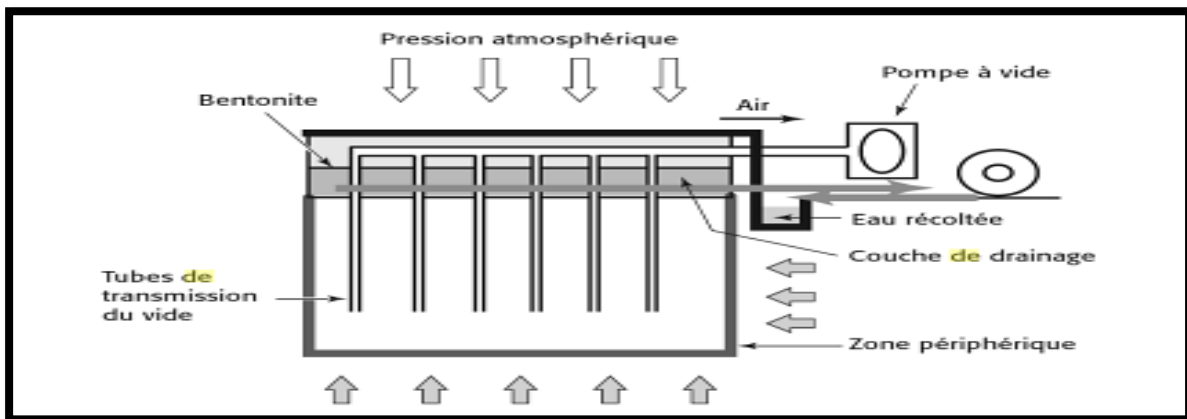


Figure I.5 : Principe de la consolidation atmosphère (MENRAD)

I.2.1.2 Mode dynamique :

I.2.1.2.1 Compactage dynamique :

I.2.1.2.1.1 Définition :

La technique de compaction dynamique consiste à la densification des sols en profondeur en utilisant les effets dynamiques produits par des impacts en surface.

I.2.1.2.1.2 Principe :

Les principes de base de la technique consistent en la transmission de haute énergie vers la couche de sol compressible afin d'améliorer les propriétés du sol en profondeur. La compaction dynamique est normalement associée à de nombreux tests in situ afin de vérifier que l'amélioration a été atteinte.



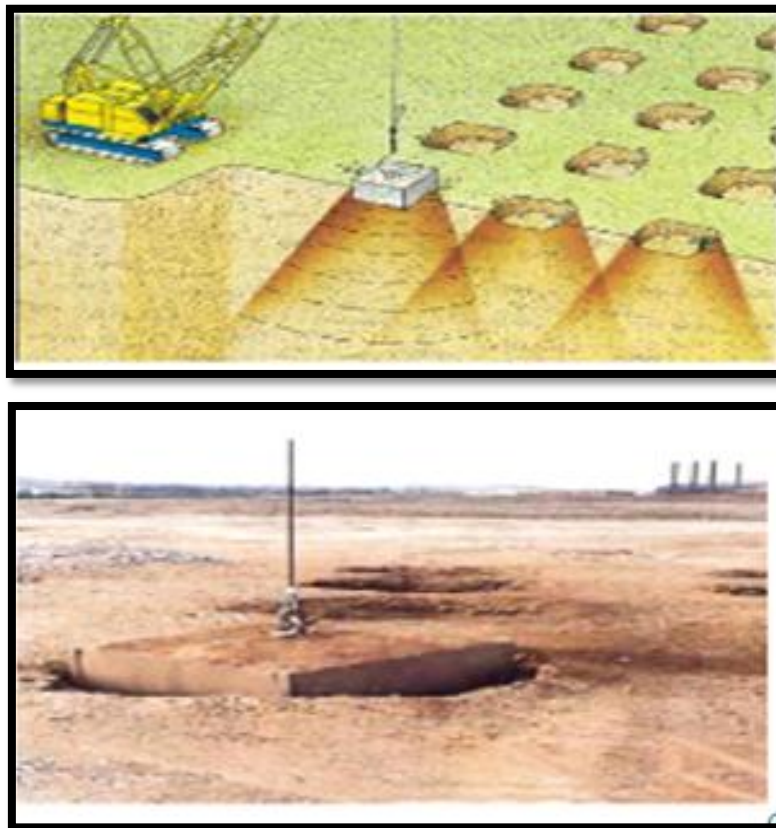


Figure I.6 : Exemple de chantier de compactage dynamique. Et Exemple d'un pilon (GEOPAC)

I.2.1.2.1.3 Mise en œuvre :

En pratique, la technique consiste à laisser tomber en chute libre ou en quasi-chute libre, d'une hauteur de 10 à 30 mètres, une masse pesant de 10 à 35 tonnes. Les impacts sont répétés selon un maillage défini en fonction du site à traiter et du futur ouvrage. Les engins porteurs sont, pour les énergies courantes, des grues sur chenilles de 80 à 120 tonnes conçues spécialement pour cet usage.

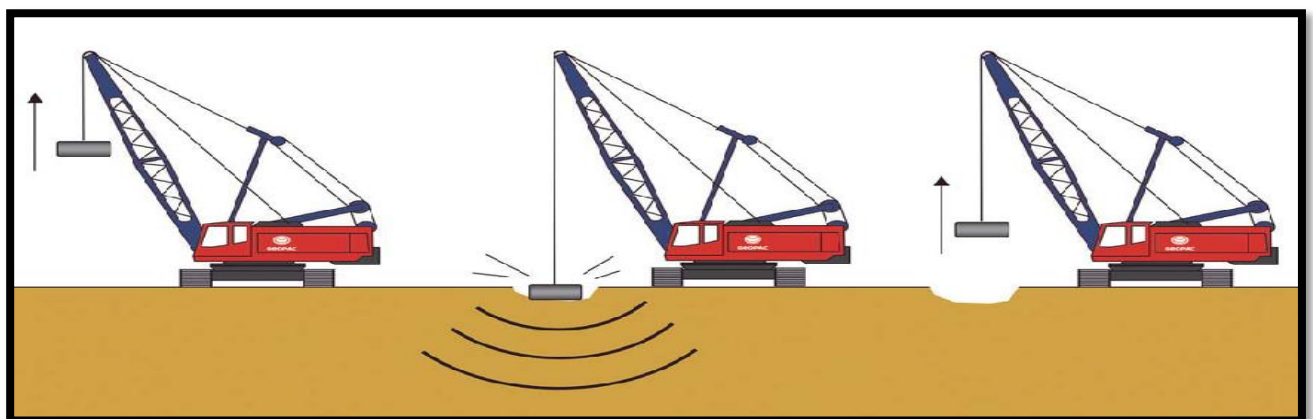


Figure I.7 : Les étapes de compactage dynamique. (GEOPAC)

Les paramètres du compactage, à savoir l'espacement entre les impacts, le nombre de coups par impact, le nombre de passes de compactage..., sont déterminés sur site en fonction de différents essais de contrôle (essais de calibration, mesures de tassements, contrôles des caractéristiques mécaniques du sol par essais in situ...).

Le compactage est poursuivi jusqu'à l'obtention des résultats voulus, nécessitant en général plusieurs passes, dont la dernière est exécutée par empreintes jointives de façon à traiter la partie supérieure du terrain.

I.2.1.2.1.4 Domaine d'application :

Traitement sous bâtiments industriels, plates-formes portuaires et aéroportuaires, remblais routiers et ferroviaires... ;

- Particulièrement adapté pour le traitement des sols de composition variable ou des remblais hétérogènes inertes contenant des blocs, source de faux-refus pour les solutions de renforcement de sol (inclusions, colonnes ballastées...);
- Bien adapté pour les ouvrages de grande surface par sa très grande vitesse d'exécution (> 10 000 m² par mois);
- Bien adapté et couramment utilisé pour le traitement anti-liquéfaction des sols.

I.2.1.2.2 Vibrocompactage :

I.2.1.2.2.1 Définition :

Le compactage d'un sol lâche ou d'un remblai non compact peut être obtenu en profondeur par la pénétration d'aiguilles vibrantes. L'objectif du Vibrocompactage est alors de densifier les sols en place par vibration.

I.2.1.2.2.2 Principe :

Les vibrations maintenues, associées à un apport important d'eau par lançage le long de l'aiguille vibrante, engendrent une liquéfaction localisée du sol qui permet aux grains de se réarranger en un état plus dense.

Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales et des objectifs à atteindre. La maille retenue doit conduire à un traitement le plus uniforme possible. Dans les sols granulaires non-cohérents tels que sables et graviers, le passage de l'aiguille vibrante provoque une liquéfaction et un tassement quasi immédiat. Dans les sols cohérents, l'aiguille vibrante, après sa remontée, laisse un trou qui doit être rempli d'agrégats graveleux.

I.2.1.2.2.3 Mise en œuvre :

On peut dégager trois procédures de réalisation de cette technique :

I.2.1.2.2.4 Fonçage :

C'est l'étape de pénétration l'aiguille vibrante dans le sol à l'aide de son propre poids et de l'appui de la machine, même aussi le lancement de l'eau et des vibrations horizontales entretenues, l'aiguille vibrante atteint rapidement la profondeur désirée. Les jets d'eau à la pointe sont alors coupés.

I.2.1.2.2.5 Ré-rangement :

L'eau arrive désormais uniquement par les orifices du haut de la partie vibrante. Le cône obtenu facilite le réarrangement des particules de sol. Le flux d'eau le long du vibreur aide au transport du matériau jusqu'à la zone de compactage à la base de l'aiguille vibrante.

I.2.1.2.2.6 Remonte :

Afin d'obtenir la profondeur désirée, on remonte progressivement l'aiguille vibrante par passes successives et produit de cette manière un cylindre de terrain densifié de 2 à 4 mètres de diamètre suivant le type de sol. Le resserrement du terrain en profondeur se traduit, à la surface, par un affaissement de forme conique qui doit probablement être compensé par l'ajout de matériaux que l'on déverse au fur et à mesure du retrait de la sonde.

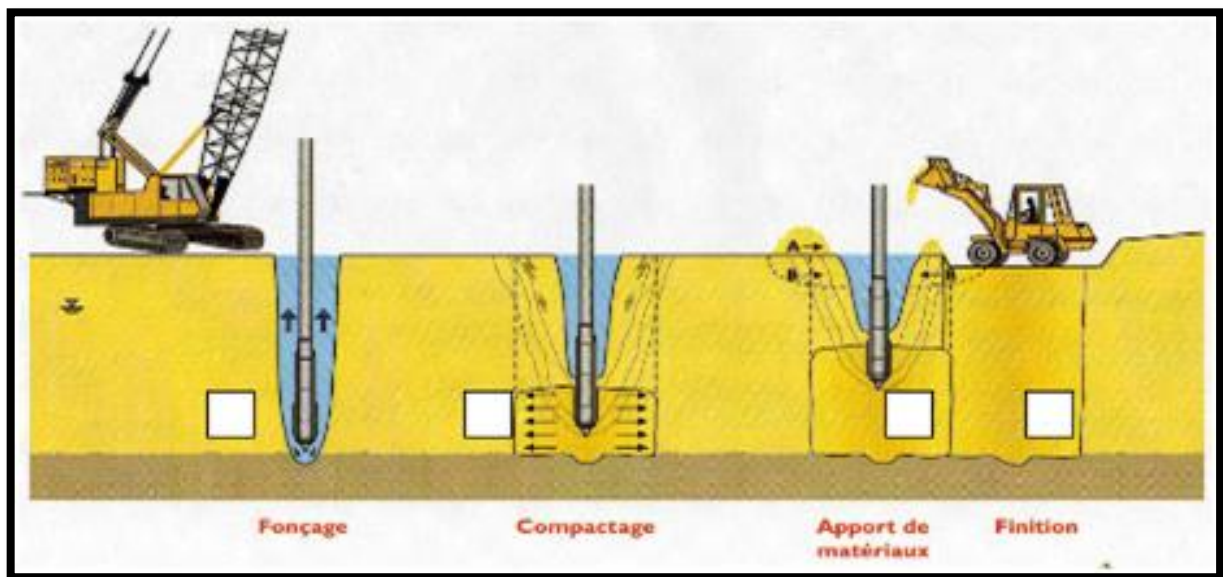


Figure I.8 : Différentes procédures de réalisation du Vibrocompactage. (KELLER)

I.2.1.2.2.7 Domaine d'applications :

- Le Vibrocompactage est couramment utilisé pour le traitement anti-liquéfaction des sols. Les terrains compactables par vibration correspondent en effet très bien aux spectres granulométriques des sols potentiellement liquéfiables;

- Traitement des remblais hydrauliques et des plates-formes gagnées sur la mer par dragage;
- Traitement des quais fluviaux ou maritimes, en arrière et/ou à l'intérieur des caissons ou des parois;
- Compactage en place de puits de fondation en matériaux de substitution.



Figure I.9 : Exemple de vibrocompactage.

I.2.2 Renforcement de sol avec apport de matériaux :

Ces technique consistent à ajouté des matériaux tel que le mélange avec le sol ou bien des inclusions préfabriqués ou fabrique in-situ.

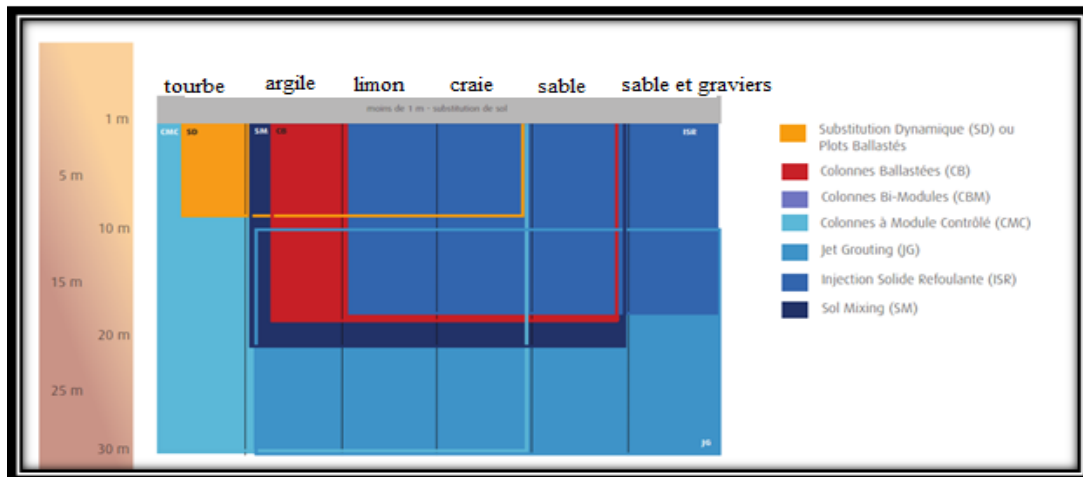


Figure I.10 : Présentation des techniques mises en œuvre avec apport de matériaux (MENARD).

I.2.2.1 Renforcement par Inclusions souples :

Le matériau d'apport est granulaire sans liant. Les principaux procédés sont :

- Les colonnes ballastées
 - ✓ Vibro-foncées avec matériel de vibroflotation ;
 - ✓ pilonnées avec matériel pour pieux battus pilonnés ;
- les picots de sable.

I.2.2.1.1 Colonne ballasté :

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives.

Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur. Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée. Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter.

I.2.2.1.1.1 Objectif du traitement

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un «maillage » de colonnes constituées de matériaux granulaire ou graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations.

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- Augmenter la capacité portante du sol ;
- Diminuer les tassements totaux et différentiels ;
- Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant ;
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

I.2.2.1.1.2 Domaines d'application :

Le procédé s'applique aux sols fins de faible cohésion : argiles, limons, mais on verra qu'il faut que le terrain ait quand même une certaine résistance ; et la technique ne convient pas pour des épaisseurs importantes de tourbes ou d'argiles trop compressibles, dans ce cas il est nécessaire de rigidifier les colonnes en les injectant.

Les colonnes ballastées sont utilisées pour améliorer les plates formes des fondations superficielles, en particulier pour les entrepôts industriels, les soutènements en remblai, les stations d'épuration, pour rendre le sol non liquéfiable.

I.2.2.1.1.3 Mode opératoire :

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

I.2.2.1.1.3.1 Par voie sèche :

Cette méthode se base sur l'injection de l'air pas de l'eau à haute pression dans le sol. Le sol déplacé est refoulé dans le sol encaissant et non extrait ; cette technique dite <<vibro-refoulement>> ;

I.2.2.1.1.3.2 Par voie humide

Cette méthode consiste à injecte de l'eau sous pression à fin de facilite le lançage de la foreuse. Cette méthode est nommé <<vibro -substitution >>, c'est-à-dire : remplacement de sol extrait par l'injection de l'eau avec l'apport d'un matériau (ballaste).

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement :

- De la nature et de l'état de saturation du sol ;
- Du but recherché ;
- Des caractéristiques des matériaux d'apport.

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles (gaves naturelles, roulées ou concassées).

La traversée des couches compactes ou d'obstacles peut être facilitée par un forage préalable, avec ou sans extraction de terrain. Tout volume excavé est rempli et compacté par le matériau d'apport.

I.2.2.1.1.4 Mise en œuvre :

I.2.2.1.1.4.1 Par voie humide

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution consiste à :

- Afin de réaliser la colonne ballastée, le vibreur avec les tubes prolongateurs est placé au-dessus du point projeté ;
- Après démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement ;
- Dès le début de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local temporaire de liquéfaction du sol ;
- Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend alors rapidement dans le sol sous l'effet de son propre poids ;

- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte, le lançage à eau est réduit, de telle façon que l'espace annulaire autour du vibreur et ses extensions reste ouvert grâce à la pression hydrostatique ;
- Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou ;
- En remontant et redescendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives jusqu'à la surface, le matériau d'apport est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée.

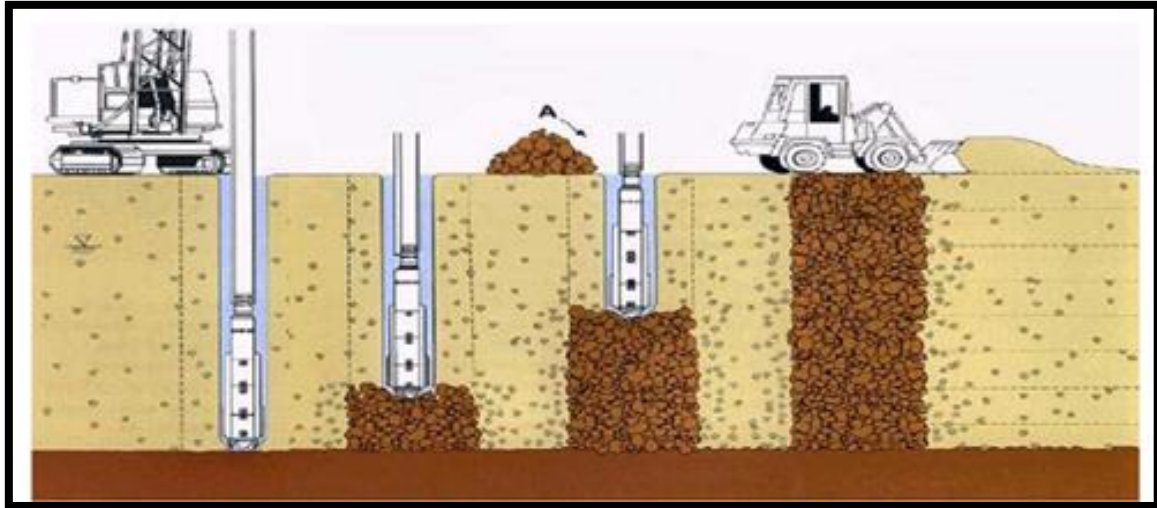


Figure I.11 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.

I.2.2.1.1.4.2 Par voie sèche

La réalisation des colonnes ballastées par voie sèche, dite encore par vibro-refoulement (vibro-déplacement en anglais) consiste à :

I.2.2.1.1.4.2.1 Préparation et Remplissage :

La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.

Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux contenu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.

I.2.2.1.1.4.2.2 Fonçage :

Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.

I.2.2.1.1.4.2.3 Compactage :

Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expansé le matériau latéralement dans le sol et le compacter.

I.2.2.1.1.4.2.4 Finition ;

On remonte par une continuité jusque à la surface en suite on passe à décape la surface.

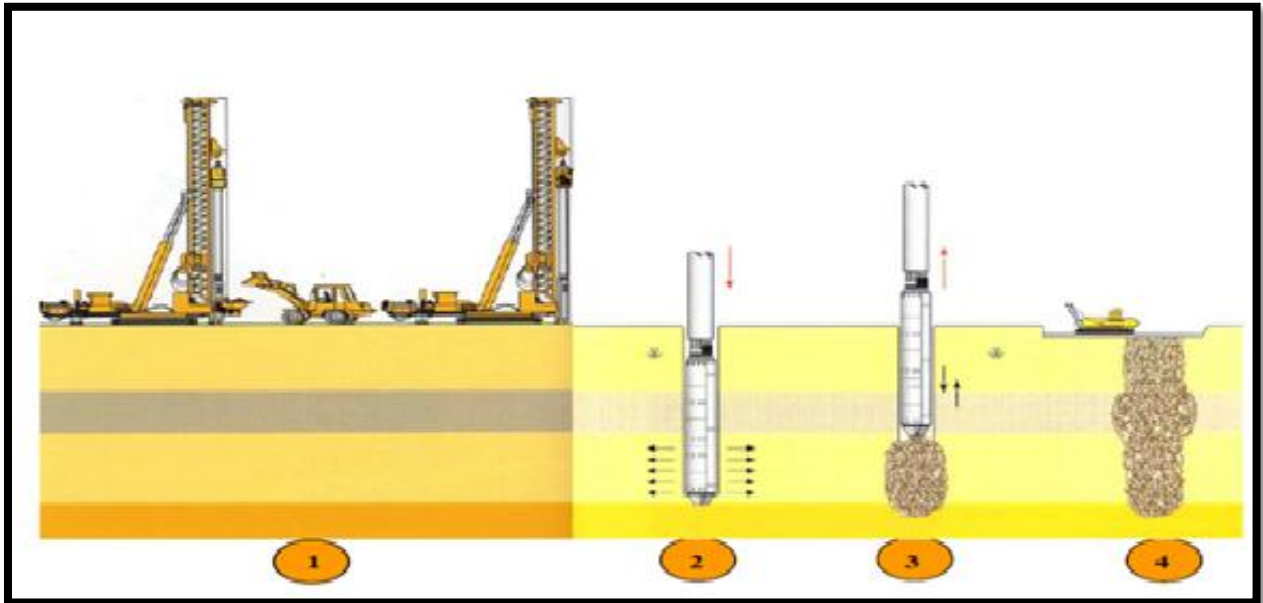


Figure I.12 : Mode opératoire de la technique de colonnes ballastées par voie sèche.
(KELLER)

I.2.2.1.1.5 Avantage :

- ✓ Amélioration de la portance des sols ;
- ✓ Autorise la mise en place d'un matelas de répartition sous dallage d'épaisseur réduite ;
- ✓ Les Colonnes Ballastées sont réalisées pour traiter les problèmes de tassement des couches compressibles et permettent de conserver des systèmes de fondations superficielles et des dallages ;
- ✓ Pas de recépage ni de temps de séchage avant l'intervention du gros œuvre, terrassement directement dans les colonnes pour la réalisation des semelles de fondation ;
- ✓ Rendements élevés ;
- ✓ Bien adaptées aux traitements anti-liquéfaction des sols en apportant des effets combinés de drainage et d'amélioration de la résistance au cisaillement du sol renforcé ;

- ✓ L'absence de liant dans le matériau constituant la colonne permet de garder une grande souplesse dans la mise en œuvre des fondations aussi bien en dimensionnement (reprise aisée des sollicitations horizontales, pas de point dur, contrainte de sol uniforme...) qu'en exécution (absence de recépage, semelle coulée pleine fouille, dallage terre-plein) ;
- ✓ Il en est de même pour les travaux de terrassement où la circulation des engins de chantier sur les plateformes de travail est possible et la facilité de traitement aux liants de ces dernières ne nécessite pas de précautions particulières ;
- ✓ Cette technologie permet un délai de production rapide ;
- ✓ Par ailleurs, il est à noter une possibilité de Co-activité avec les autres lots de la construction (gros-œuvre, terrassement) ainsi qu'un impact environnemental faible car d'une part, cette technique ne génère pas de déblais (chantier propre) et d'autre part, du fait de l'absence de liants hydrauliques, le bilan carbone est meilleur que celui des méthodes de fondations nécessitant du béton ;
- ✓ Pas de nuisances sonores ou vibrations en comparant avec d'autres procédés d'amélioration de sol ;
- ✓ De plus, la nature granulaire de la colonne ballastée permet de diminuer la nature gonflante de certaines argiles, moyennant une imperméabilisation de surface. Enfin, l'effet drainant.

I.2.2.1.2 Colonne ballastée pilonnée :

Elle est obtenue par battage d'un tube obturé à sa base jusqu'à la profondeur recherchée.

Le matériau est introduit par petites quantités en tête de tube et compacté au fur et à mesure par pilonnage en pied. Le tube est remonté petit à petit de sorte que le volume incorporé, toujours supérieur au gabarit du tube, est conforme au diamètre de calcul. Le diamètre du tube est choisi selon les caractéristiques du sol et de la colonne. Le poids du pilon est adapté à ce tube. L'énergie est modulée en faisant varier la hauteur de chute.

L'intérêt de cette méthode est le maintien des parois de la cavité par le tube. Cependant le battage du tube suppose que le sol ne soit pas trop compressible (ex : argile sensible) et que le chantier ne soit pas une zone fortement urbanisée. (vibration, nuisance,...).

I.2.2.1.3 Plot ballastés pilonnés :

Les colonnes sont obtenues par l'excavation de sol sur des profondeurs de 8m et des rayons de 2-3m et par compaction dynamique du ballast par une charge de 15-20tonnes tombant en chute libre de manière répétée

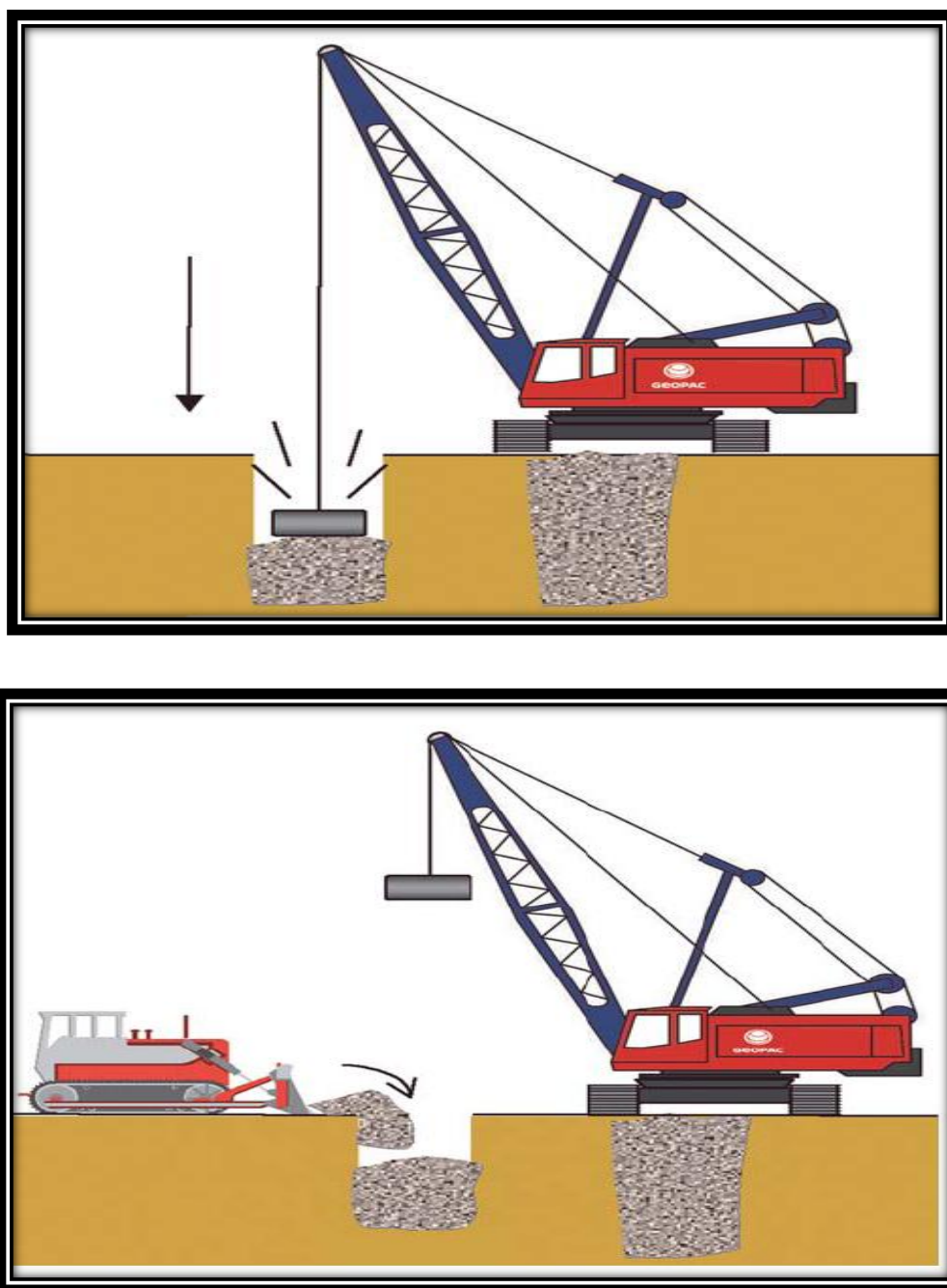


Figure I.13 : Réalisation des plots et colonnes ballastées pilonnées. (GEOPAC)

I.2.2.2 Renforcement par Inclusion rigide :

On constate que plusieurs auteurs qui ont travaillé sur les inclusions rigides parmi on trouve le résumé de Briaçon2002 et Kempfer2003 dans le tableau suivant :

Tableau I.3: principaux types d'inclusion rigide(Briaçon2002)

Type d'inclusion		E(Mep)	
Pieux préfabriqué	Pieux en bois	14 000	
	Pieux en métal	20 0000	
	Pieux en béton	10 000-20 000	
Pieux fabrique in situe	Pieu battu et foré	battus	Mortier : 2000-7400 Béton B15 :9000 Béton B25 :10815
		Forés simples	
		Forés tubés	
		à la terrière	
		star sol	
	VCC	10 000	
	CMC	500-20 000	
	PAR mixing	COLMIX	500-300
		Jet grouting	
		LCC	20-200

I.2.2.2.1 Jet-Grouting

I.2.2.2.1.1 Définition :

Le procédé Jet Grouting s'applique aux terrains difficilement injectables par les procédés classiques.

Il correspond à un traitement de sol dans la masse par mise en œuvre sous haute pression d'un jet de coulis à base de ciment réalisant in-situ un mélange sol-ciment.

Le terrain est déstructuré par la pression du jet et devient un mélange sol-coulis aux caractéristiques mécaniques et dimensionnelles recherchées.

I.2.2.2.1.2 Principe de la technique :

Le jet Grouting consiste à exécuter in situ des colonnes de béton de sol par un procédé hydrodynamique qui combine :

- La déstructuration du terrain par un jet à très grande vitesse ;
- L'extraction d'une partie du terrain jusqu'à la surface par les fluides du jetting

- L'incorporation au reste du terrain déstructuré d'un coulis sous pression.



Figure.I.14 : Principe de la technique Jet-Grouting.

I.2.2.2.1.3 Mise en œuvre de la technique :

L'équipement utilisé est composé d'une partie fixe (stockage des matériaux, centrale à coulis, pompe de haute énergie) reliée à une foreuse mobile par l'intermédiaire de conduites flexibles conçues pour supporter les hautes pressions.

L'outil de forage est équipé de buses d'injection choisies en fonction du type de terrain et des caractéristiques géométriques et mécaniques des colonnes voulues (diamètre, résistance...).

La réalisation d'une colonne de Jet Grouting passe par trois étapes:

- A. Réalisation d'un forage de petit diamètre (100 à 200 mm) par une colonne de tiges dotée d'une tête de perforation classique (tricône par exemple) et d'un dispositif de lancement ;
- B. Ouverture de la colonne de lancement, la colonne est équipée soit d'une buse (mono jet), Soit de deux ou trois buses d'injection (double ou triple jets), Dans ce forage, mise en vitesse d'un jet de fluide envoyé par une pompe à haute pression (plusieurs centaines de bars) à travers une ou plusieurs buses de petit diamètre (1 à 10 mm) placées au pied d'un train de tiges de diamètre 70 à 100 mm ;

C. Injection en remontant : dans la technique mono jet, un coulis de ciment à haute pression est injecté, le coulis assure à la fois la déstructuration du terrain et la consolidation par introduction du ciment ; dans les techniques à double ou triple jets, le sol est d'abord déstructuré par une injection d'air ou d'un mélange air et eau avant d'être injecté séparément par du coulis à l'aide d'une buse située plus bas sur la colonne de forage.

Pendant la phase jet, les volumes en excès du mélange sol-ciment (doivent ressortir librement en tête de forage (sinon, l'excès de matériaux risque de claquer le terrain et de créer des désordres au voisinage) et être évacués du chantier au fur et à mesure.

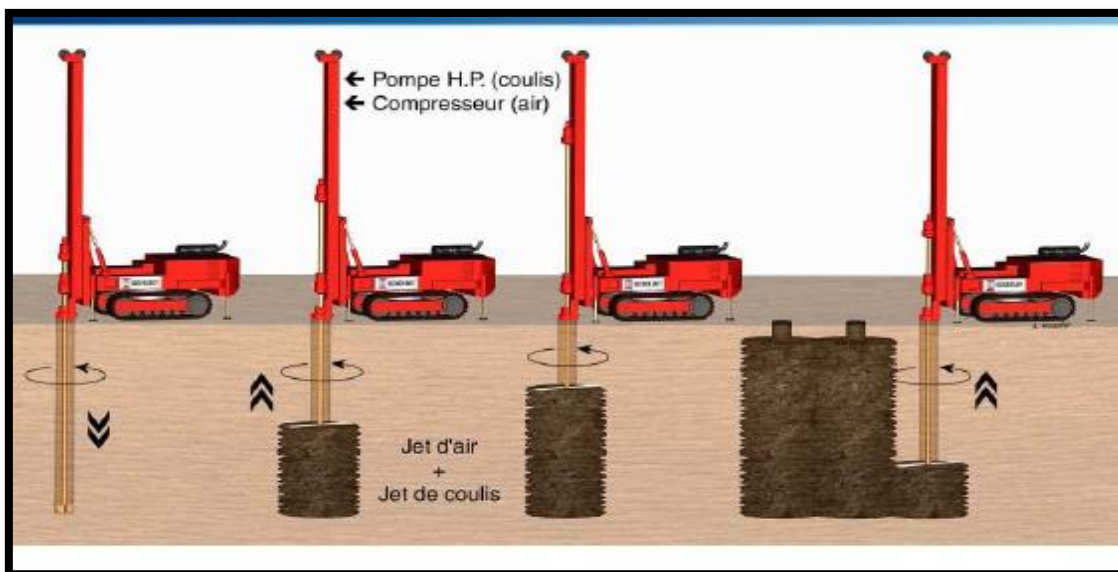


Figure. I.15 : Mise en œuvre de la technique Jet-Grouting. (SOLETANCHE BACHY)



Figure I.16 Quelques différents types de sols. (SOLETANCHE BACHY)

Le diamètre des colonnes dépend de la nature, de la puissance du jet, de la vitesse de remontée et de la vitesse de rotation, il peut varier de 60 cm à 1 m. La résistance à la compression simple dépend de la qualité du ciment utilisé, du rapport C/E du coulis et de la nature du sol.

I.2.2.2.1.4 Les différents types de jet

I.2.2.2.1.4.1 Jet simple :

Dans ce procédé, le fluide du jet est le coulis lui-même, qui assure les trois fonctions de déstructuration, extraction et incorporation. Une partie importante de l'énergie cinétique du jet est dissipée par frottement dans le terrain mis en suspension et les rejets formés deviennent parfois trop visqueux pour remonter librement jusqu'en tête de forage.

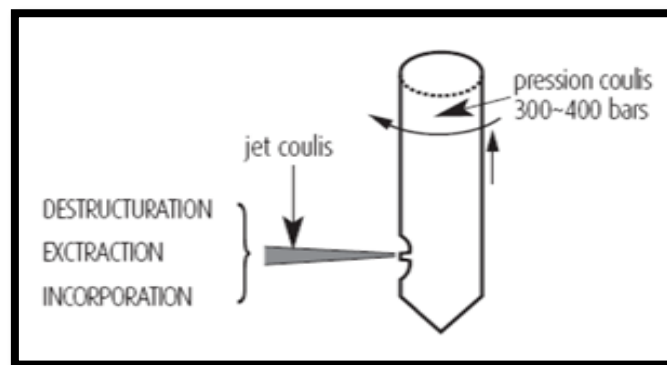


Figure. I.17 : Jet simple. (MENRAD)

I.2.2.2.1.4.2 Jet double :

Le jet de coulis à très grande vitesse est centralisé par un jet d'air annulaire, le rayon d'action et la capacité de destruction du jet se trouve considérablement augmenté par le cône d'air enveloppant. Dans ce procédé l'air facilite la bonne remontée des spoils (extraction du terrain en place par phénomène d'air lift).

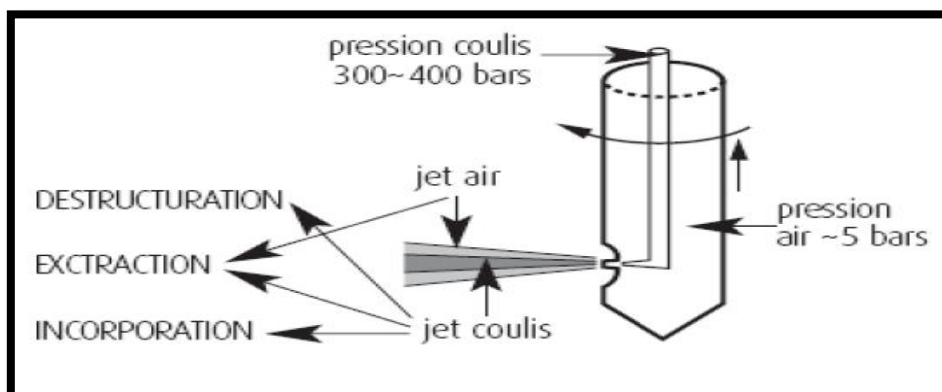


Figure. I.18 : Jet double. (MENRAD)

I.2.2.2.1.4.3 Jet triple :

Dans le jet triple, les fonctions déstructuration et extraction du terrain sont obtenues par un jet double d'eau et d'air séparément de la fonction d'incorporation du liant assurée par un jet de coulis envoyé simultanément à basse pression (quelques MPa) par une buse inférieure.

La pompe et le circuit haute pression utilisés en jet triple ne supportent que de l'eau, donc il est nécessaire d'avoir une pompe supplémentaire à basse pression pour le coulis et d'une ligne d'outils à triple tube.

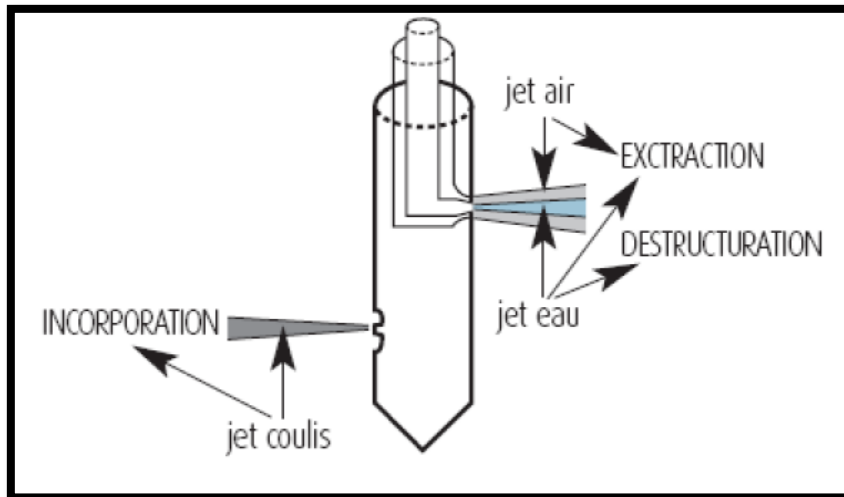


Figure I.19 : Jet triple. (MENRAD)

I.2.2.2.1.5 Domaine d'application :

La technique du Jet-Grouting peut être utilisée quel que soit la perméabilité ou la granulométrie du sol à traiter. En théorie, la technique est donc applicable dans la plupart des types de terrain, depuis les argiles molles jusqu'aux sables et graviers.

Elle est cependant mal adaptée aux graviers crus ou aux sols véhiculant des circulations d'eau importantes

I.2.2.2.2 Deep soil mixing (DSM) :

I.2.2.2.2.1 Définition :

Sol profond mélange (DSM) est un traitement du sol par lequel le sol est mélangé avec des matériaux à base de ciment réactifs et / ou autres. Le réactif est injecté à travers les barreaux creux Kelly en rotation, avec un certain type de l'outil de coupe vers le bas. La barre de Kelly dessus de l'outil peuvent avoir d'autres vols tarière discontinues et / ou des palettes de mélange ou de lames.

Le mélange du sol en profondeur est une technologie d'amélioration du sol utilisé pour le traitement des sols in situ pour améliorer la force et de réduire la compressibilité. Le processus implique un sol profond mélange de coulis ou de liant avec le sol pour créer un sol cimenté ou améliorés. Le procédé par voie humide est le cas, le liant est introduit sous forme de tourbillon, par opposition à la méthode sèche, où le liant introduit avec de l'air. Avec le mélange humide, le liant le plus couramment utilisé est le ciment.

I.2.2.2.2 Mise en œuvre du DSM :

Le mélange de sol s'effectue comme suit :

- Rotation d'un outil de mélange ;
- Rotation inverse de forage, effectuée en même temps que le liant est injecté et mélangé avec le sol. L'outil reste sur le fond du trou, en tournant pour approximativement 0.5 à 2 mn pour un mélange complet ;
- Après, il est élevé en continuant à pomper le liant à un taux réduit ;
- Le retrait est à deux fois la vitesse de pénétration typiquement, 4 pieds à 10 pieds (1 à 3m) par minute.

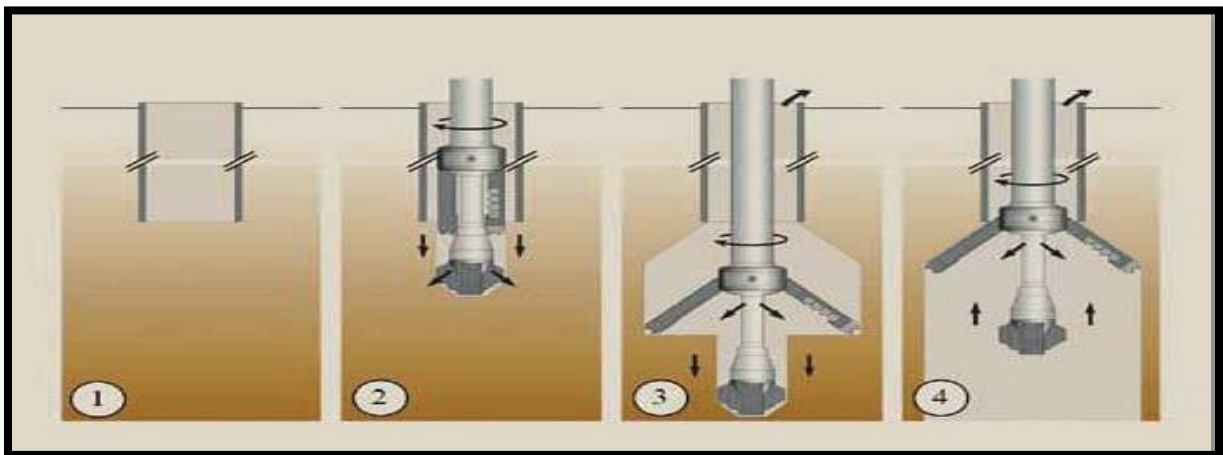


Figure I.20: Les étapes de réalisation Deep soil mixing (DSM). (SOLETANCHE BACHY)

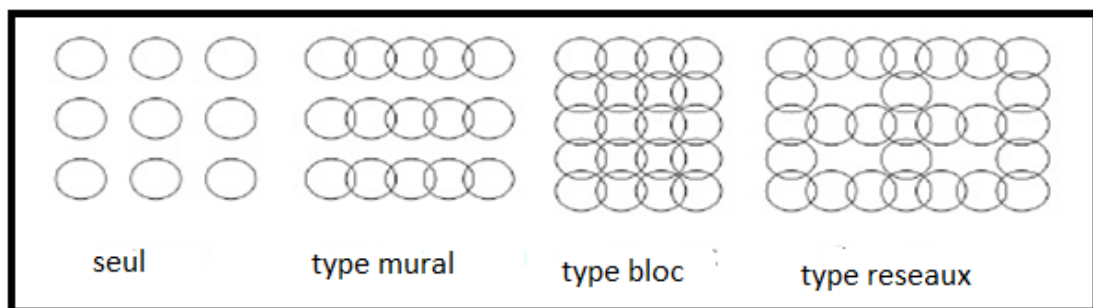


Figure I.21 : Les différents types de maillage DPM

I.2.2.2.3 Domaine d'application du DSM :

Cette technique est utilisée pour la construction de murs de soutènement ou le traitement des sols mous in-situ.

Les colonnes ainsi obtenues servent au transfert des charges en profondeur de bâtiments, de remblais ou de digues et peuvent également être imbriquées pour fournir une paroi étanche in-situ stabilisée. On pourra aussi citer le Deep Soil Mixing à sec :

Le mélange de sol à sec est un système de traitement de sol très efficace pour améliorer la performance d'argile molle, la tourbe et d'autres faibles sols. En variant la proportion de la chaux, du ciment et des adjonctions, une gamme de force gain peut être réalisée. Les plus grandes améliorations peuvent être réalisées dans des sols minéraux à faible teneur en humidité. Très bon résultats peuvent également être réalisés dans les argiles sensibles

Tableau I.4 : Principe et domaine d'application du DSM.

Résumé : Deep Dry Soil Mixing (DSM à sec)	
Principe	La stabilisation des produits chimiques
Applicable aux sol (s)	<ul style="list-style-type: none"> • Silt Limon argileux • Argile marine • Argile sensible • Vase • Tourbe
Effet (s)	<ul style="list-style-type: none"> • Augmentation de la résistance au cisaillement • Augmentation de la rigidité
Les applications	<ul style="list-style-type: none"> • Excavation profonde • Des routes et des talus de chemin de fer • Murs de quai
La profondeur maximale	25 m

I.2.2.2.4 Avantages et inconvénients du procédé DSM :

- Traitement des sols donc il en résulte de faible perméabilité ;
- Améliorer le support d'excavation ;
- S'adapter aux plusieurs types de sols (argile molles, tourbe...).

Cependant, il est limité aux moyens et aux grands projets à cause des coûts élevés de la conception.

- ✓ On remarque des poches sur un bloc de sol durci produites lorsqu'il y a eu un mélange insuffisant, où le sol-ciment n'a pas été intentionnellement et soigneusement mélangé ;
- ✓ Une petite faute de conception des colonnes ou un mauvais contrôle provoque un non chevauchement des colonnes, contrairement aux réglementations qui exigent un même et un chevauchement bien déterminé ;

I.2.2.2.3 COLONNE A MODULE MIXTE

I.2.2.2.3.1 Définition :

Une Colonne à Module Mixte (CMM) se compose de deux parties. D'une part, en partie supérieure, d'une colonne ballastée. D'autre part en partie inférieure, d'une inclusion rigide réalisée avec refoulement. La CMM a pour but de combiner les avantages des deux techniques.

I.2.2.2.3.2 Objectif :

La Colonne à Module Mixte est donc un procédé d'amélioration de sol pour des ouvrages fondés superficiellement. On distingue quatre objectifs :

- Réduction des tassements
- Augmentation de la capacité portante du sol
- Suppression du phénomène de point dur dans le cas d'un dallage.
- Reprise des efforts horizontaux et des moments sans réaliser de matelas intercalaire sous les semelles. Le matelas intercalaire est souvent difficilement réalisable et le contrôle du compactage est la plupart du temps impossible en fond de fouille. Il n'y a pas de transmission de ces sollicitations à la partie inférieure de la colonne non apte à reprendre des efforts de cisaillement importants.

Les charges appliquées en surface sont réparties entre le sol et les CMM. Les lois de comportement sont celles de colonnes ballastées en partie supérieure et celles d'inclusions rigides en partie inférieure.

Le procédé CMM s'applique à l'ensemble des sols cohérents (sols dans lesquels les grains ont des liaisons étroites avec l'eau) et pulvérulents (sols dans lesquels les grains n'ont que de faibles liaisons avec l'eau) et aux remblais.

I.2.2.2.3.3 Dispositions constructives :

La distance minimale entre deux CMM est d'au moins trois fois le diamètre de la partie inférieure de la CMM et au minimum égale à 1,00 m. Lorsque l'on se trouve en présence de semelles, ces dernières reposent directement sur les têtes de colonnes.

Dans le cas d'un dallage, celui-ci repose sur une couche de forme surmontant les CMM. Pour cette couche de forme d'épaisseur minimale 40 cm, les matériaux de classe F au sens de la norme NFP 11-300 "Matériaux utilisables dans la construction des remblais et couches de forme" ne sont pas admis. Le procédé CMM est mise en œuvre avec un maillage d'au plus 9 m² pour être efficace. Sous un dallage, le dispositif permet de supprimer le phénomène de points durs et des moments fléchissant induits dans le dallage. Les tassements différentiels sont en effet maîtrisés par la partie supérieure de la colonne.

Les prescriptions relatives aux matériaux de la partie ballastée de la Colonne à Module Mixte sont celles qui s'appliquent déjà aux Colonnes Ballastées. Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométrie parfaitement contrôlées.

I.2.2.3.4 Présentations des colonnes à module mixte :

Etude et modélisation du renforcement de sol par Colonnes à Module Mixte (CMM)
Grégory HARTWIGSEN (INSA STRASBOURG) 4 graves naturelles, roulées ou concassées.

La granulométrie du matériau d'apport doit se situer dans le fuseau caractéristique :

$$8\text{mm} < D_{\text{max}} < 40\text{mm}$$

$$0,25\text{mm} < D_{\text{min}} < 20\text{mm}$$

Les caractéristiques des matériaux sont les suivantes :

$$LA < 35$$

$$MDE < 30$$

$$LA + MDE < 60$$

LA : Essai Los Angeles, norme NF P 18573

MDE : Essai Micro Deval, norme NF P 18572

Le dosage minimal en ciment de la partie Inclusion Rigide de la CMM est de 200 kg par m³ et le choix de ce ciment tient compte de la nature du sol.

En zones sismiques, la CMM est très adaptée. La partie Inclusion Rigide n'est pas armée et ne peut assurer la portance nécessaire du sol lors d'un séisme.

La partie colonne ballastée sur une hauteur d'environ 1,50 m sous la semelle permet de constituer un matelas où toute la dissipation d'énergie de l'ouvrage va pouvoir s'opérer sans solliciter la partie inclusion rigide.

En présence d'un sol liquéfiable, le dimensionnement du renforcement devra faire l'objet d'étude spécifique détaillée tenant compte notamment du degré de risque de liquéfaction du sol.

Le procédé a également l'avantage de supprimer le risque de rupture des inclusions rigides lorsque celles-ci sont arasées au niveau de la plate-forme de travail ou légèrement en dessous : Circulation des engins de chantier lors du nivellement et du compactage de la plate-forme, terrassement et remblaiement des réseaux, terrassement des fouilles de semelles, ...

I.2.2.2.3.5 Exécution :

Comme indiqué précédemment, l'exécution d'une CMM se décompose en deux phases :

- Inclusion rigide réalisée avec refoulement en partie inférieure
- Colonne ballastée en partie supérieure

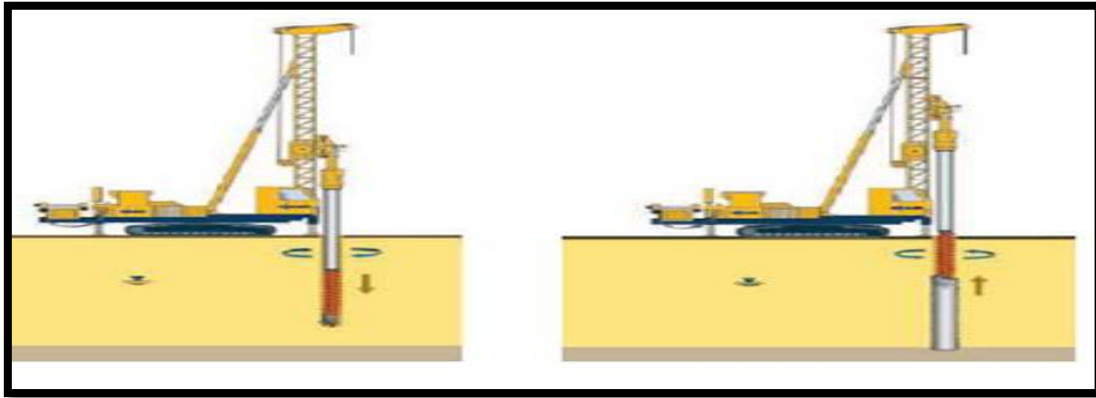
La 1^{ère} phase des travaux consiste en la réalisation de la partie inférieure à l'aide d'un outil à refoulement : Tarière à refoulement, tube vibrofoncé à bout fermé, vibreur de type alpha ou beta avec incorporation du matériau en bas de l'outil servant de tubage provisoire pendant la réalisation. Le refoulement permet d'obtenir un bon frettage du terrain.

Avant réalisation de la partie supérieure de la CMM, il est nécessaire de bien vérifier l'arasement supérieur de l'inclusion rigide. En effet, il faut s'assurer qu'elle est assez haute pour être en contact avec la partie ballastée.

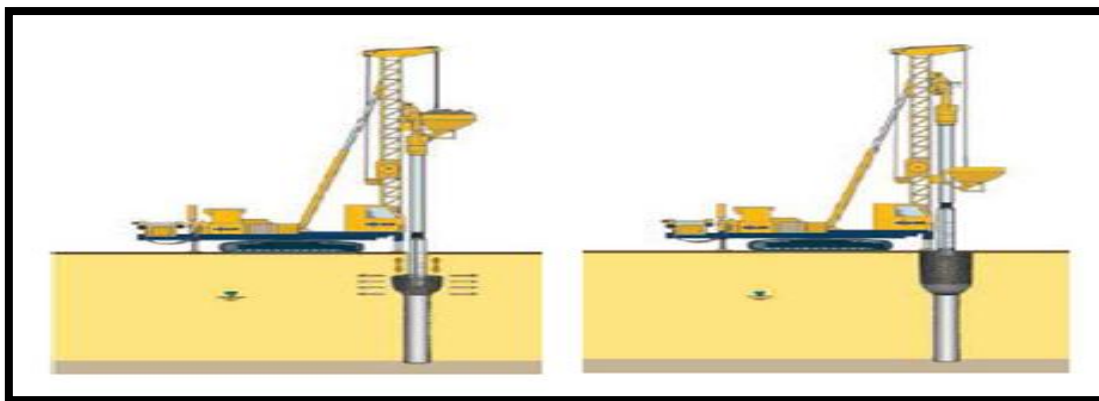
La 2^e phase des travaux consiste en la réalisation de la partie supérieure à l'aide d'un atelier spécifique conjuguant : un vibreur à sas de puissance inférieure à 100 kW et d'amplitude inférieure à 10 mm + une poussée statique de l'outil supérieure à 250 kN.

L'outil est descendu à la profondeur désirée. Celle-ci doit environ correspondre à la profondeur de l'arasement supérieur de l'inclusion rigide majorée de 0,5 m. C'est ce que l'on appelle hauteur de recouvrement. Cette opération doit naturellement s'effectuer avant prise de l'Inclusion Rigide.

On procède par passes successives de l'ordre de 30 à 50 cm en remontant le vibreur de façon à constituer une colonne continue ayant un diamètre variable suivant la consistance des couches traversées.



Procédure de la 1ere phase de réalisation de CMM



Procédure la 2e phase de réalisation de CMM

Figure I .22 Principe de réalisation d'une CMM ([Bustamante et al. 2006]).KELLER

I.2.2.2.4 Pieu :

I.2.2.2.4.1 Définition :

Le pieu est la réponse technique à l'éloignement en profondeur du sol porteur. Le pieu porte aussi le nom d'inclusion verticale. Il est partiellement ou totalement enfoui dans le sol et sert à transmettre les efforts appliqués sur les fondations. Le pieu est donc en quelque sorte une longue fondation qui reportera les charges de la structure sur des couches de sous-sol suffisamment résistantes.

Les trois parties principales d'un pieu sont **la tête**, **la pointe** et **le fût**; le fût étant compris entre la pointe et la tête. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches résistantes. Mécaniquement, on distingue la longueur D de la hauteur d'encastrement D_e . Cette valeur D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu.

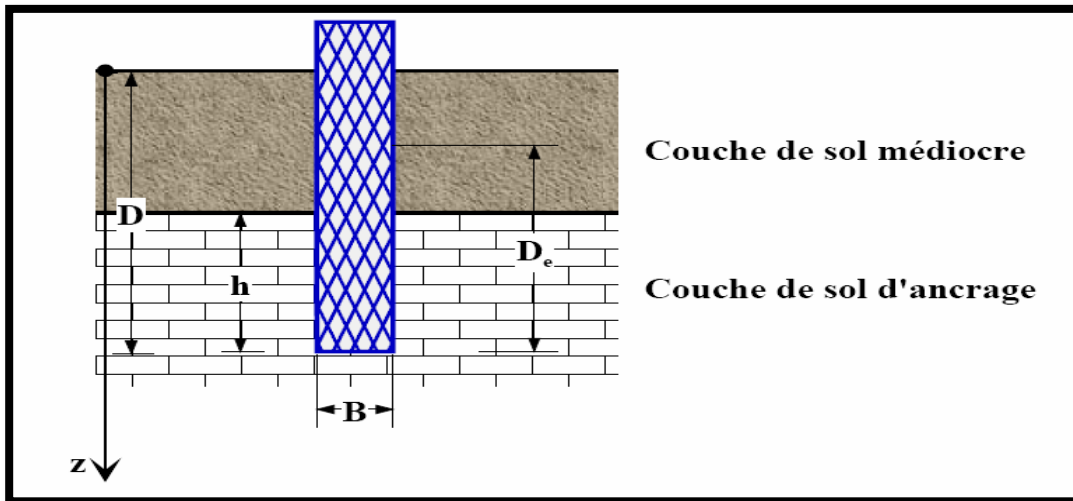


Figure I. 23 : Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e

I.2.2.4.2 Classification des pieux :

Traditionnellement, on classe les pieux :

- soit suivant la nature du matériau constitutif : bois, métal, béton ;
- soit suivant le mode d'introduction dans le sol :
 - pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage ;
 - pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique.

Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue :

- les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol ;
- les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol ;
- certains pieux particuliers dont le comportement est intermédiaire.

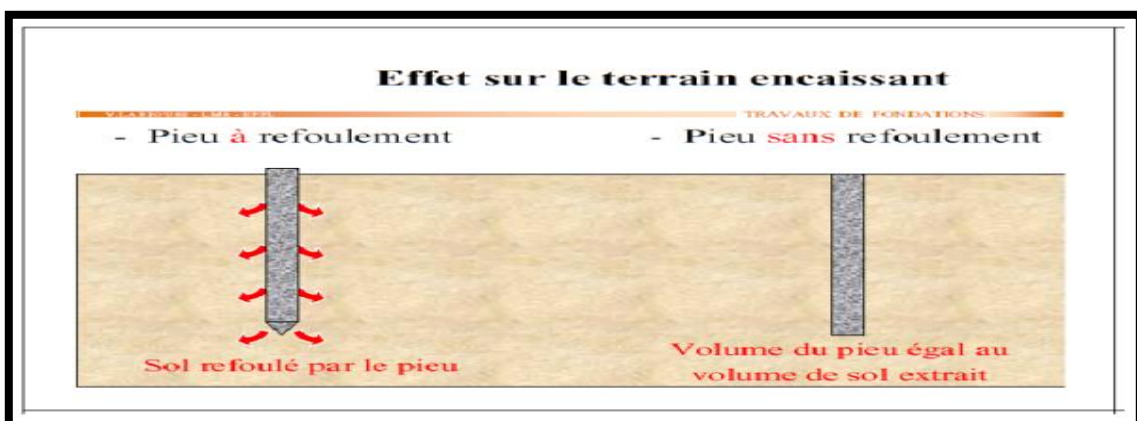


Figure I.24 : Mode de construction des pieux. . (ECOLE POLYTECHNIQUE FEDDERALE DE LAUSANNE ; LABORATOIRE DE MECANIQUE DES ROCHE)

I.2.2.4.2.1 Pieux refoulant le sol à la mise en place

I.2.2.4.2.1.1 Pieux battu préfabriqué :

Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibrofonçage.

I.2.2.4.2.1.2 Pieu en métal battu :

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0.2 à 0.5%), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont (figure I.14) :

- En forme de H ;
- En forme d'anneau (tube) ;
- De formes quelconques, obtenues par soudage de palplanches par exemple (pal pieux).

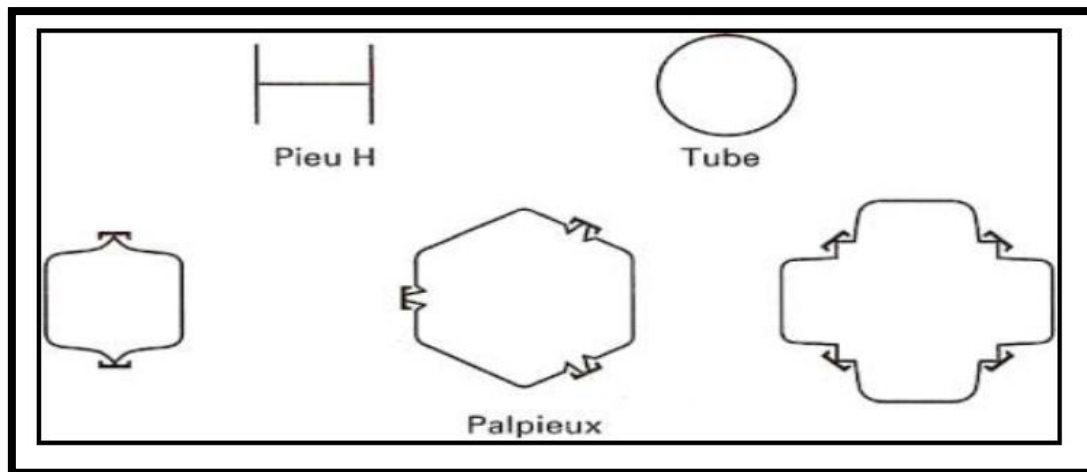


Figure I.25 : Profils métalliques battus.

I.2.2.4.2.1.3 Pieux en béton foncé :

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0.50 à 2.50m de longueur et de 30 à 60cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sur un massif de réaction.

I.2.2.4.2.1.4 Pieux battu pilonné :

Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pilonnées à l'aide du mouton de battage au fur et à mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.

I.2.2.2.4.2.1.5 Pieu battu moulé :

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

I.2.2.2.4.2.1.6 Pieu battu enrobé :

Ce pieu à âme métallique (acier E24-2 ou similaire) est constitué :

- De tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur ;
- De profilés H ;
- De caissons formés de profils ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments.

La pointe du pieu comporte un sabot débordant qui assure un enrobage du métal du fut du pieu de 4cm au minimum. Au fur et à mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage du sabot afin de constituer l'enrobage en remplissant le vide annulaire laissé par le débord de celui-ci.

I.2.2.2.4.2.1.7 Pieu tubulaire précontraint :

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1.5 à 3 m de longueur et 0.70 à 0.90 m de diamètre intérieur.

Leur épaisseur est voisine de 0.15 m des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

I.2.2.2.4.2.1.8 Pieu vissé moulé :

Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée.

Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et muni d'un bouchon. Au sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton. L'extraction de l'outil est

obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton prend en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil.

I.2.2.2.4.2.2 Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place :

I.2.2.2.4.2.2.1 Pieu foré simple:

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

I.2.2.2.4.2.2.2 Pieu foré à la boue :

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage. Les formes de section des différents types de barrettes exécutées dans ces conditions sont données.

I.2.2.2.4.2.2.3 Pieu foré tubé :

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière benne, etc. Sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration, ou foncé avec louvoisement au fus et à mesure de l'avancement du forage.

Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase.

I.2.2.2.5 Puits :

Fondations creusées à la main. Les moyens de forage employés exigent la présence d'hommes au fond du forage. Les parois du forage sont soutenues par un blindage.

I.2.2.2.5.1 Pieux tarière creuse :

Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait. On distingue trois types de matériel :

Type 1 : la tarière creuse continue sans enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage ;

Type 2 : la tarière creuse continue avec enregistrement spécifique des paramètres de forge et de bétonnage (profondeur, pression du béton, quantité de béton) ;

Type 3 : la tarière de type 2 équipée d'un tube de bétonnage télescopique retracé pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant l'opération de bétonnage.

I.2.2.2.6 Micro pieux :

La technique et l'utilisation de micro pieux prennent de plus en plus d'importance dans la géotechnique contemporaine, pour les problèmes les plus variés. On distingue, dorénavant, quatre types de micro pieux :

Type 1 : c'est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier. Ces micro pieux ne sont pas utilisés pour les ouvrages de génie civil.

Type 2 : c'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

Type 3 : c'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 MM. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

Type 4 : c'est un pieu foré de diamètre inférieur à 250mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1MPa. L'injection est répétitive et sélective. Lorsque la nature du sol le permet. Le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

I.2.2.2.7 Pieu injecté, sous haute pression, de gros diamètre :

Ce type de pieu, par opposition aux micro pieux de type 3 et 4, regroupe les pieux de forts diamètres, supérieurs à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système

d'injection constitué par un ou plusieurs tubes à manchettes. Lorsque l'armature est un tube métallique, ce tube peut faire office de tube à manchettes.

Dans certains cas, le tube métallique peut être équipé d'une succession de clapets spéciaux indépendants ou de rampes spéciales qui permettent l'injection. L'armature peut être également constituée par des profils (H ou caissons de palplanches). Le scellement au terrain est effectué par injection sélective sous haute pression d'un coulis ou d'un mortier à partir d'un obturateur simple ou double.

I.2.2.2.8 Pieux particuliers :

Il s'agit des pieux métalliques (H, tubes, pal pieux) étudiés, mais qui sont battus sans obturation de la base. Leur section réelle en pointe est faible par rapport à l'encombrement extérieur du pieu. Pour le calcul de la force portante, ils feront l'objet de recommandations particulières.

I.2.2.3 Exemple :

I.2.2.3.1 Exemple de quelque pieu refoulant le sol à la mise en place :

I.2.2.3.1.1 Pieu tubé vissé :

I.2.2.3.1.1.1 Description :

Le pieu tubé vissé est formé par le vissage sans vibrations dans le sol de tubes perdus en acier soudés bout à bout pendant l'exécution afin d'atteindre la profondeur désirée. Le segment de tube métallique inférieur est obturé à la base. Le dispositif de fermeture élargi du fût, refoulant le sol et évitant toute venue d'eau et / ou de terre lors de l'exécution du pieu, sert de pointe perdue qui est munie d'une ailette hélicoïdale à une seule spire.

I.2.2.3.1.1.2 Procédé d'exécution :

1. Implantation du pieu et soudage de la pointe perdue en acier.
2. Vissage de l'élément inférieur du tube (ou fourreau) en tôle d'acier et refoulement du sol.
3. Assemblage de l'élément de tube suivant par soudage ; Les fourreaux sont soudés progressivement l'un à l'autre ; La longueur du fourreau dépend de la hauteur libre disponible.
4. Mise en place de l'armature après avoir atteint le niveau d'assise voulu ;
5. Bétonnage du pieu; le niveau de bétonnage peut se faire d'une manière très précise rendant superflu le recépage du pieu - pieu tubé vissé terminé.

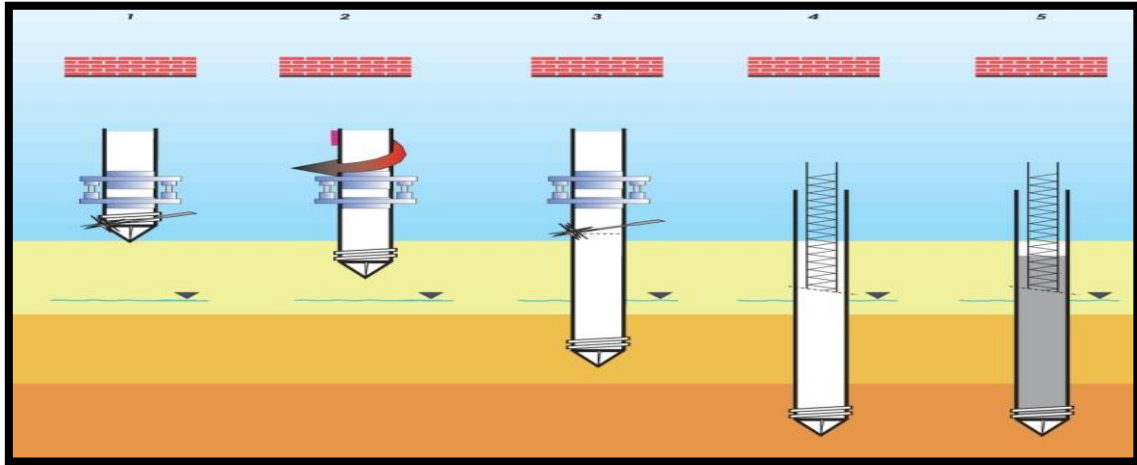


Figure. I.26 : Procédure d'exécution d'un pieu tubé vissé. (FRANKI)

I.2.2.3.1.1.3 Domaine d'application :

- Fondation sur pieux sans vibrations sous hauteur limitée ;
- Dans des endroits où les accès et / ou l'espace de travail sont limités ;
- Fondation sur pieux dans des sols agressifs et / ou pollués ;
- Fondation sur pieux dans des sols avec présence de mouvements d'eau souterrains où les tubes perdus forment une protection pour le béton ;
- Le niveau de bétonnage peut se faire d'une manière très précise rendant superflu le recépage du pieu.

I.2.2.3.1.1.4 Environnement :

- Sans vibrations ;
- Pas d'évacuation de terres ;
- Faible nuisance sonore ;
- Plate-forme de travail stable, sèche et plane requise.

I.2.2.3.1.1.5 Spécifications techniques :

- Refoulement de sol ;
- Diamètres du fût de 219 à 609 mm ;
- Diamètre extérieur (ou diamètre de la pointe perdue) jusqu'à 720 mm ;
- Capacité portante utile jusqu'à 2275 kN ;
- Enfouissement du tube sous le niveau de la plate-forme de travail possible ;
- Possibilité de réaliser le **pieu tubé vissé avec injection de coulis**.

I.2.2.3.1.2 Pieu battu en béton préfabriqué :

I.2.2.3.1.2.1 Description :

Le pieu battu en béton préfabriqué est une colonne en béton précontraint de hautes caractéristiques résistantes qui est battue dans le sol au moyen d'un mouton diesel ou hydraulique réglable.

I.2.2.3.1.2.2 Procédé d'exécution :

- 1) Positionnement du pieu en béton préfabriqué.
- 2) Le pieu est battu dans le sol au moyen d'un mouton diesel ou hydraulique jusqu'à la profondeur requise ;
- 3) Des casques de battage spéciaux en bois ou en matière synthétique limitent autant que possible les dommages à la tête du pieu provoqués éventuellement par les coups du mouton durant la phase de battage ;
- 4) Moyennant le contrôle de la mesure du refus, le pieu est battu dans la couche résistante jusqu'à une profondeur égale à du pieu.

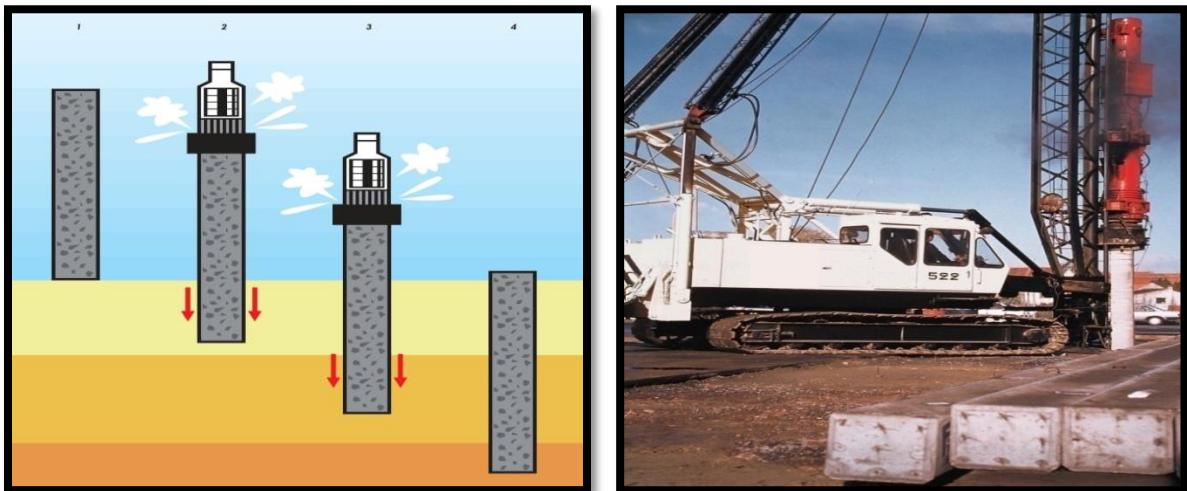


Figure. I.27 : Procédure d'exécution pieu battu en béton préfabriqué. (FRANKI)

I.2.2.3.1.2.3 Domaine d'application :

- Convient le mieux pour la reprise d'efforts faibles à moyens dans des conditions de sols homogènes ;
- Campagne géotechnique préliminaire étendue car une bonne connaissance de la nature et du comportement du sol est requise ;
- Vaste domaine d'application ;
- Compte tenu de la préfabrication et du délai de livraison, la configuration exacte du pieu et la charge définitive doivent être connues avant l'exécution ;

- Aucun risque de surconsommation de béton dans des couches très faibles ou médiocrement résistantes.

I.2.2.3.1.2.4 Environnement :

- Autorisation de battage ;
- Provoque des nuisances sonores ;
- Pas d'évacuation de terres ;
- Plate-forme de travail stable, sèche, plane et accessible aux camions (livraison des pieux préfabriqués).

I.2.2.3.1.2.5 Spécifications techniques :

- Sections carrées variant entre 180 x 180 mm² et 450 x 450 mm² ;
- Peuvent éventuellement être couplés ;
- Longueur maximale dépendant de la section et des possibilités de transport ;
- Haute qualité de béton, généralement précontraint ;
- Pieu à refoulement de sol avec surface de fût lisse ;
- Capacité portante utile variant entre 325 et 2050 kN ;
- Inclinaison possible, peut atteindre une inclinaison maximale de 1/3 ;
- Contrôle de l'exécution possible grâce à des mesures d'intégrité ;

Exécution rapide

I.2.2.3.2 Exemple de quelque pieu ne refoulant pas le sol à la mise en place :

I.2.2.3.2.1 Pieu à la tarière tubé :

I.2.2.3.2.1.1 Description :

La technique de forage par "double rotation" permet de réaliser le pieu à la tarière tubée, sous tubage provisoire, avec extraction des terres. Le système des pieux forés par double rotation convient parfaitement à la mise en place de parois de pieux (sécants, tangents, continus). Installation sans vibrations, sans nuisances sonores et mise en place de l'armature après le bétonnage.

I.2.2.3.2.1.2 Procédé d'exécution :

- 1) Positionnement de la tarière, entourée d'un tube de forage en acier. Tarière et tube sont montés sur deux tables de rotation superposées (double table de forage) et tournent en sens inverse. La fermeture du clapet d'obturation, fixé à la base de la tarière, empêche la pénétration d'eau et / ou de terre dans l'axe central creux de la tarière continue pendant le vissage ;

- 2) Tarière et tube sont vissés simultanément dans le sol mais le tube tourne dans le sens inverse de la tarière ; Extraction des terres: les déblais remontent par les spires de la tarière ;
- 3) Descente à la profondeur d'assise choisie. Évacuation des déblais par les ouvertures en haut du tube et chute des terres ;
- 4) Ouverture du clapet d'obturation, tarière et tube extraits ensemble, remplissage simultané de l'espace ainsi créé par du béton pompé au travers de l'âme de la tarière et formation du fût du pieu ;
- 5) Mise en place de la cage d'armature dans le béton frais.

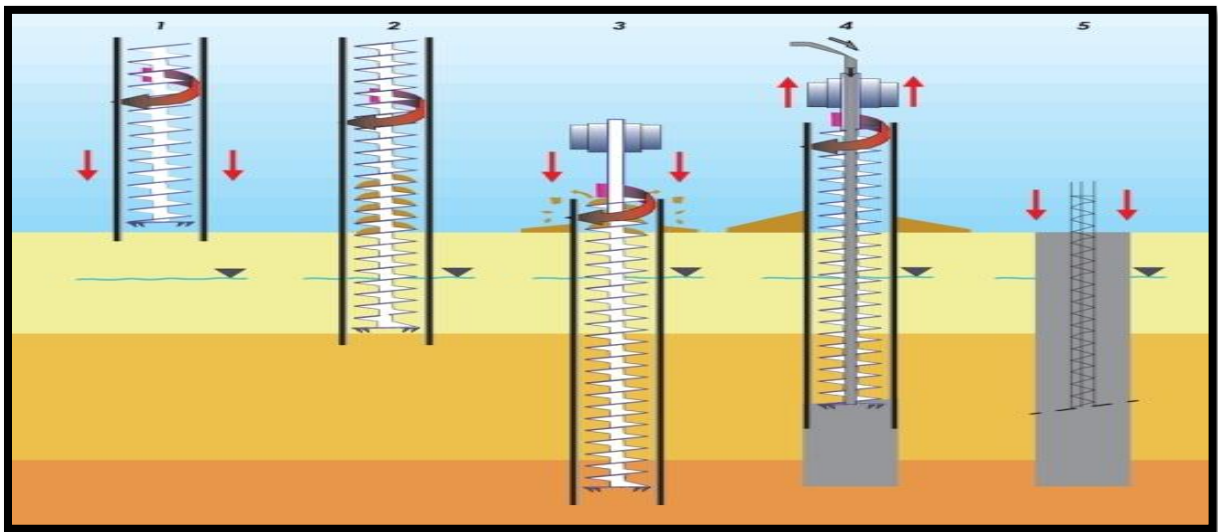


Figure.I.28 : Procédure d'exécution d'un Pieu à la tarière tubé. (FRANKI)

I.2.2.3.2.1.3 Domaine d'application :

- Utilisé en particulier pour la réalisation de murs de soutènement et / ou d'étanchéité ;
- Peut être exécuté à travers d'anciennes fondations (maçonnerie) ;
- Réalisation des pieux très près de bâtiments adjacents (quelques cm).

I.2.2.3.2.1.4 Environnement :

- Absence de vibrations ;
- Nuisances sonores réduites ;
- Évacuation des terres ;
- Plate-forme de travail stable, sèche et plane.

I.2.2.3.2.1.5 Spécifications techniques :

- Diamètres disponibles de 420 jusqu'à 620 mm ;
- Les pieux étant installés sous tubage, ils peuvent être réalisés à proximité immédiate d'obstacles (15 cm). C'est pourquoi on utilise le terme FOW, qui signifie en anglais "Front Of Wall": devant la paroi (VDW = "Vor Der Wand" en allemand) ;
- Capacité portante utile atteignant 2350 kN ;
- Possibilité de contrôle de qualité du processus d'exécution par l'enregistrement continu des paramètres d'installation.

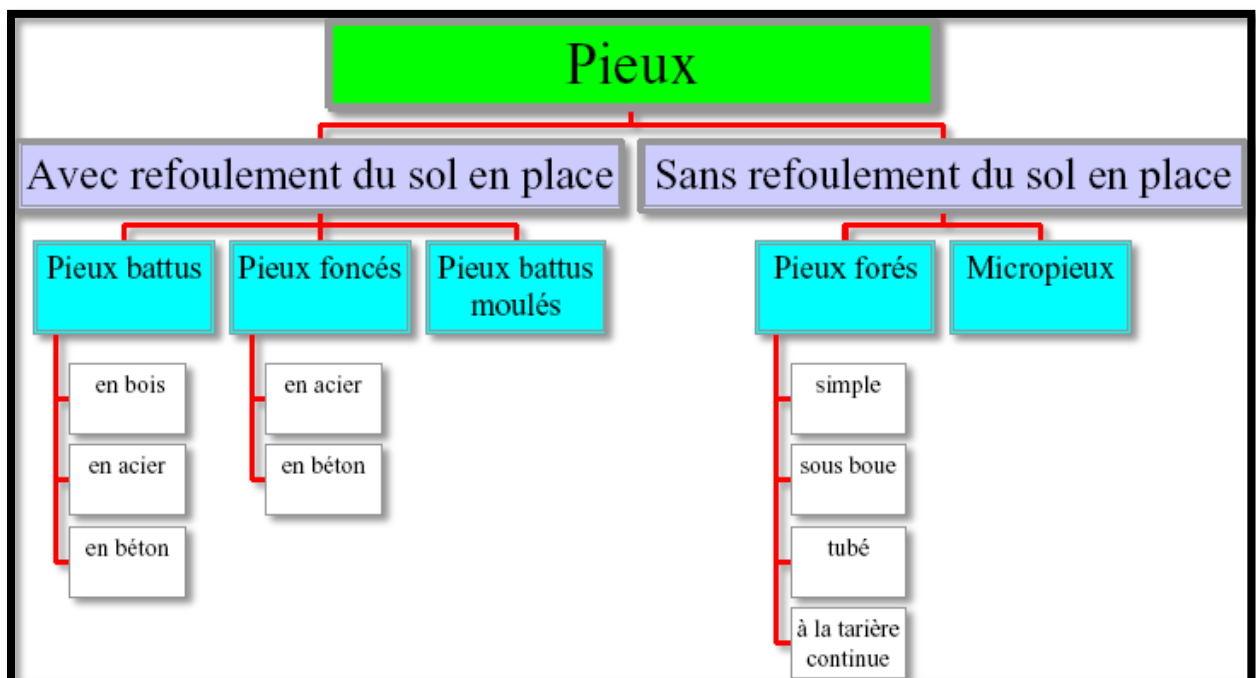


Figure I.29 : Schéma représentant les différents types de pieux. (ECOLE POLYTECHNIQUE FEDERALE DE LAUSANNE ; LABORATOIRE DE MECANIQUE DES ROCHE)

I.3 Conclusion

Dans ce chapitre est consacré aux généralités sur les techniques de renforcement et amélioration des sols, comme on a montré les différentes techniques avec leur principe de fonctionnement, la mise en œuvre, leur importance et l'efficacité sur les ouvrages.

On voit que ces techniques sont coûteuses et des prix élevés pour la réalisation, pour cela l'ingénieur ou géotechnicien doit faire un diagnostic bien précis pour faire un bon choix parmi ces techniques. Parce que le choix de la méthode d'amélioration et de renforcement de sol dépend des paramètres à prendre en compte que l'on peut résumer ainsi :

1) Caractéristiques du sol à améliorer :

- épaisseur de mauvais sol à traiter ;
- nature du sol (cohérent, granulaire, présence de blocs), déterminée par les courbes granulométriques et les essais d'identification (limites d'Atterberg essentiellement) ;
- connaissance des déformations et évolution dans le temps : essais in situ (pénétrömètre statique, piézocône, pressiomètre) et essais de laboratoire (triaxial et odomètre) ;
- présence de matières organiques ;
- teneur en eau et positions de la nappe.
- Caractéristiques de l'ouvrage à fonder :
- charges soit ponctuelles, soit réparties ;
- sensibilité aux tassements.
- Environnement du chantier :
- proximité d'ouvrages existants sensibles ;
- contraintes de hauteur (lignes EDF...).

2) Temps disponible pour la construction.

3) Estimation le coût de réalisation ;

4) Les moyens disponibles pour la réalisation qui dépend de l'Entreprise et le matériau sur le marché

II.1 Introduction :

De nos jours nous assistons à une raréfaction des sols de bonnes qualités. En effet, la plus part des terrains possédant de bonnes caractéristiques sont d'ores et déjà exploités. Par conséquent ces zones fortement compressibles ne peuvent être utilisées en l'état. Comme les ingénieurs ou les géotechniciens procède un choix sur les techniques d'amélioration et de renforcement pour avoir une bon assise des ouvrages ou édifiés selon le diagnostic conclu dans le chapitre1.

Dans notre objectif est de parler sur la technique de renforcement par inclusion rigide, leurs efficacités, le principe et le domaine d'application etc.

La technique des inclusions rigides verticales est utilisée pour fonder sur des horizons compressibles des ouvrages tels que les dallages, les remblais, les bâtiments industriels et commerciaux, les réservoirs et bassins. Cette technique vise à limiter les tassements absolus et différentiels sans passer par des superstructures rigides et onéreuses ou par des solutions traditionnelles telles que le pré chargement qui allongent les délais de construction. Bien que le procédé des inclusions rigides verticales soit très ancien (pieux bois), la réalisation d'ouvrages renforcés par inclusions rigides ne s'est développée que depuis le milieu des années 70, principalement dans les pays scandinaves ;

D'après ces auteurs Briançon et al 2004;Simon et al2005 ; Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales est une technique de plus en plus répandue pour réduire les tassements du sol et permettre la construction d'un ouvrage, soit via un dallage, soit par la mise en place d'un remblai sur le sol renforcé.

L'exemple le plus fameux est peut-être celui du pont Rion-Antirion (fig.1), situé en zone sismique. Chacune des quatre piles repose sur un matelas de transfert de charge (ballast), lui-même placé sur le fond marin préalablement renforcé par un réseau d'inclusions rigides métalliques flottantes (Garnier *et al*, 1999; Pecker, 2000, Raultetal, 2006).



Figure II.1 : Pont Rion-Antirion

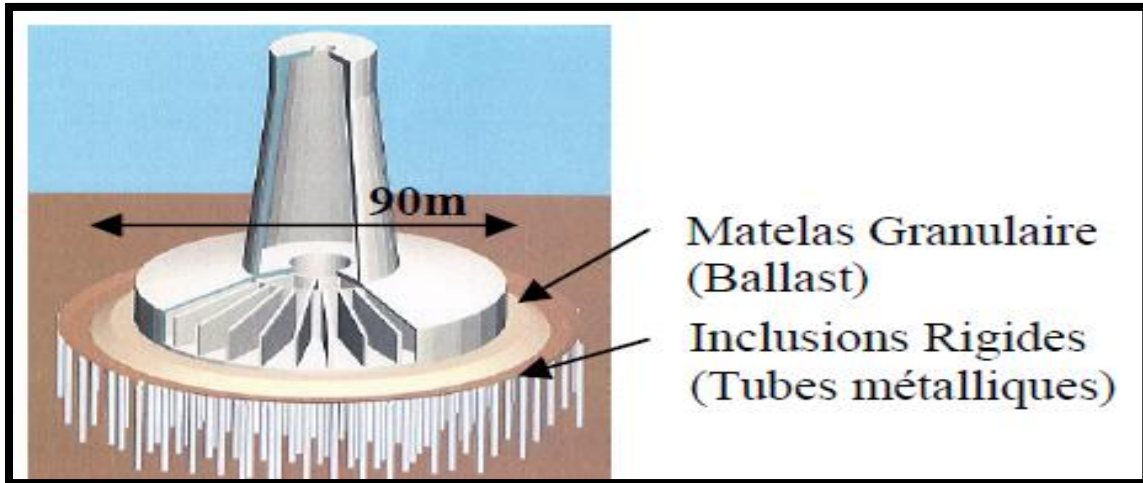


Figure II.2 : Le mécanisme de l'un des quatre piles de pont Rion-Antirion

II.2 Description de la technique

II.2.1 Principe de fonctionnement :

On caractérise le renforcement par inclusions rigides verticales par la combinaison entre les inclusions qui assurent le renforcement et une plateforme de transfert de charge disposée entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage ; cette plateforme assure la répartition de la charge entre les inclusions et le sol compressible (Figure II.3). Les inclusions peuvent être de différentes natures et construites par différentes méthodes que nous détaillerons par la suite.

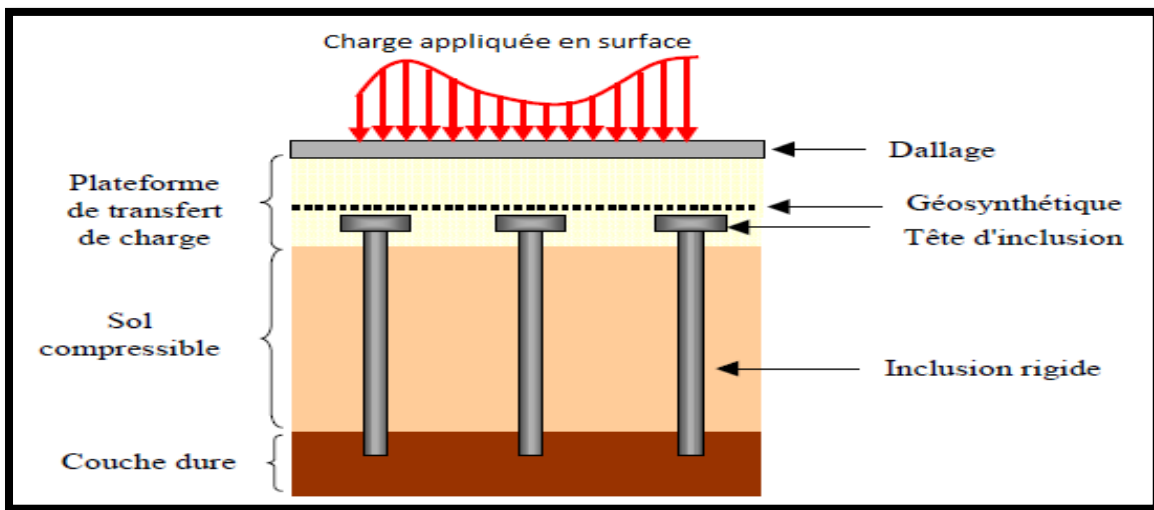
Ce type de fondation peut être défini par le fait que la charge s'applique simultanément aux têtes d'inclusions et au sol compressible, ce qui la différencie des méthodes de fondation traditionnelles. Le dimensionnement des réseaux d'inclusions et de la plateforme de transfert de charge doit être tel que la part transmise aux inclusions soit beaucoup plus grande que celle transmise au sol.

Le rôle des inclusions est de transmettre la charge due au poids de l'ouvrage et les charges de service vers le substratum afin de réduire ou même annuler les tassements. Pour cela, les inclusions sont posées sur la couche dure ou légèrement ancrées dans celle-ci. Les inclusions peuvent aussi être coiffées par une tête plus large afin d'augmenter le taux de couverture et optimiser l'efficacité du dispositif. Les inclusions sont mobilisées d'une part par la charge directement appliquée sur leur tête mais aussi par l'effet d'accrochage du sol encaissant lorsque celui-ci tasse sous le chargement appliqué par le poids de l'ouvrage.

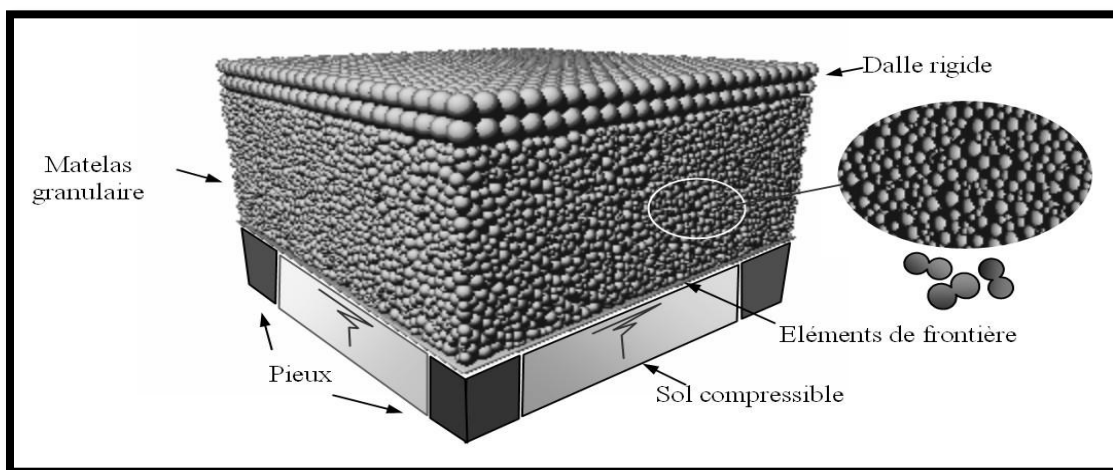
La plateforme de transfert de charge a un rôle tout aussi important puisque les mécanismes assurant la répartition de la charge s'y développent.

Cette plateforme peut être composée de matériaux granulaires traités ou non traités ; elle peut être renforcée ou non par une ou plusieurs nappes géosynthétiques ; sa hauteur et ses caractéristiques mécaniques sont des paramètres importants vis à vis du développement des mécanismes de transfert de charge.

C'est l'interposition de cette plate-forme granulaire qui différencie cette technique de celle des fondations mixtes, où la structure repose directement sur les pieux ou autres inclusions. Limitant la charge transmise au sol compressible, cette plate-forme permet de réduire à la fois le tassement absolu et différentiel. Interface au rôle mécanique essentiel entre la charge et les inclusions, il peut être amélioré par traitement ou à l'aide de nappes géosynthétiques horizontales.



FigureII. 3. Schéma de principe d'un renforcement par Inclusions Rigides en 2D. Sources Jenck 2005



FigureII.4 : Schéma de principe d'un renforcement par Inclusions Rigides en 3D. Sources Jenck 2005

Il est important de noter que c'est bien la combinaison des inclusions et de la plate forme granulaire qui assure la réduction des tassements différentiels sous l'ouvrage tout en évitant l'interposition d'un élément de structure rigide et onéreux. La désolidarisation entre les inclusions permet ainsi de simplifier les liaisons et peut apporter aussi une solution efficace vis a-vis des sollicitations sismiques (Pecker et Teyssandier, 1998).

La charge est appliquée à la surface de la plate-forme de transfert. Celle-ci doit permettre le développement de voûtes prenant appui sur les inclusions et transférant une part importante des charges sur la tête des inclusions. Le développement de cet effet de voûte suppose, d'une part, que la plate-forme granulaire ait une résistance au cisaillement suffisante et, d'autre part, que son épaisseur permette à la voûte de se former. Les inclusions peuvent aussi être coiffées par une tête plus large (dallette) afin d'augmenter le taux de couverture et optimiser l'efficacité du dispositif. Par ailleurs, les efforts résiduels sur la couche compressible font tasser celle-ci, induisant un frottement négatif sur les inclusions rigides qui transfère ainsi une part supplémentaire de la charge due à l'ouvrage.

II.2.1.1 Types d'inclusions rigides :

Suivant la nature, les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible, de nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés, allant des pieux classiques aux colonnes de sol traité. On présente ici les principaux types d'inclusions, en les différenciant selon qu'elles sont préfabriquées ou fabriquées in situ. Parmi les inclusions fabriquées in situ, on peut encore distinguer deux familles : les inclusions de type pieux et les inclusions fabriquées par mélange d'un liant avec le sol en place.

II.2.1.1.1 Inclusions préfabriquées :

Parmi les inclusions préfabriquées, on retrouve principalement tous les types de pieux mis en place par battage ou fonçage ; leur avantage est d'être constitué d'un matériau manufacturé et contrôlé, dont les propriétés géométriques et mécaniques sont connues. Elles sont généralement mises en place par refoulement et ne sont donc pas source de déblais. Souvent faciles à mettre en œuvre dans des sols mous, elles peuvent être peu économiques si leur dimensionnement est contrôlé par leur fonçage. Plus généralement, leur mise en œuvre peut être source de nuisances (bruits, vibrations) et, dans certains cas, le refoulement latéral du sol peut affecter les structures ou les pieux adjacents.

II.2.1.1.1.1 Principaux avantages et les désavantages des pieux préfabriqués :

Pour présenter les principaux avantages et les désavantages des pieux préfabriqués, on peut se référer à ceux donnés par Tomlinson (1987) résumés dans le site Internet "Pile info" (www.geoforum.com).

II.2.1.1.1.1.1 Avantage :

- matériau des pieux peut être contrôlé avant l'insertion dans le sol,
- stabilité dans les sols compressibles,
- pas de dégâts engendrés sur le pieu par soulèvement du sol lors de l'insertion des pieux adjacents,
- procédure de mise en œuvre non affectée par le niveau de la nappe,
- de très grandes longueurs de pieux peuvent être mises en œuvre.

II.2.1.1.1.1.2 Désavantage :

- risque de casse lors de la mise en place occasionnant des délais supplémentaires pour le remplacement,
- peu économique si le choix et donc le coût des matériaux est guidé par les contraintes de mise en œuvre plutôt que par les contraintes en service,
- cause de nuisance et risque de dégâts par le bruit et les vibrations,
- impossibilité d'insérer de gros diamètres,
- risques de dégâts sur les structures adjacentes dus au déplacement du sol lors de la mise en œuvre.

II.2.1.1.2 Inclusions construites in situ :

De mise en œuvre plus souple que les pieux préfabriqués avec peu de risques de soulèvement du sol adjacent, leur longueur peut s'adapter aux variations des conditions de site. Toutefois, la fabrication in situ rend le risque de défauts locaux, voire de malfaçons, plus important.

II.2.1.1.2.1 Principaux avantages et les désavantages des pieux construits in situ :

Comme pour les pieux préfabriqués, on peut se référer aux avantages et désavantages donnés par Tomlinson (1987) résumés dans le site Internet "Pile info" (www.geoforum.com).

II.2.1.1.2.1.1 Avantage :

- variation de la longueur pour mieux s'adapter aux conditions du sol,
- insertion de gros diamètres,
- installation sans bruit ni vibrations notables,
- pas de risque de soulèvement de sol,
- possibilité d'obtenir dans l'argile des pieds d'inclusions deux à trois fois plus larges que le diamètre de la colonne.

II.2.1.1.2.1.2 Désavantage :

- risque de striction dans les sols compressibles,
- installation du béton non faite dans des conditions idéales,
- élargissement du pied de l'inclusion impossible dans un sol sans cohésion.

II.2.1.2 Plate-forme de transfert :

La plate-forme de transfert assure la transition entre les inclusions rigides et les charges appliquées au sol. Elle doit permettre de passer graduellement d'une charge répartie à un chargement concentré au droit des inclusions rigides : réduisant les tassements différentiels entre les points situés au droit des inclusions et ceux situés entre les inclusions, elle diminue les sollicitations des ouvrages ainsi fondés.

En raison de son importance dans le système de renforcement par inclusions rigides, la plate-forme de transfert de charge est couramment constituée par un matériau noble (grave, ballast). L'utilisation de tels matériaux pouvant entraîner un surcoût élevé, on utilise parfois des matériaux traités (par exemple à la chaux ou au ciment).

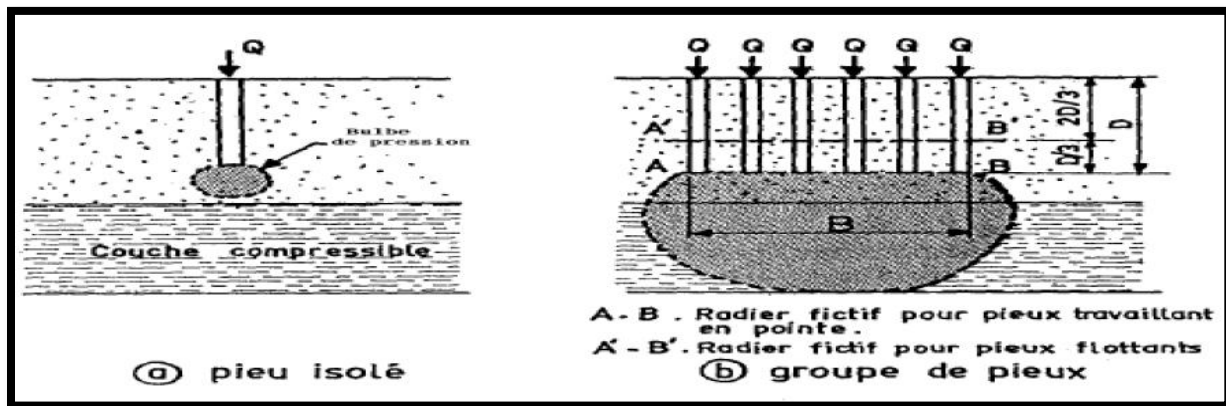
Les mécanismes de transfert de charge couramment admis sont la création de voûtes ou l'effet silo tel qu'il a été décrit notamment par Terzaghi (1943). Dans ces conditions, les caractéristiques importantes sont le comportement au cisaillement et le module de déformation du matériau constitutif. A priori, un module de déformation et un angle de frottement élevé, une forte dilatance sous cisaillement sont des caractéristiques favorables au développement de voûtes. À défaut de caractéristiques suffisantes, le matériau peut être traité. Toutefois, les connaissances concernant le développement de ces reports de charge en fonction de la nature et des propriétés du sol constitutif de la plate-forme granulaire méritent encore d'être largement approfondies.

Dans la bibliographie concernant les ouvrages renforcés par inclusions rigides, on ne trouve généralement pas de données caractérisant la plate-forme. D'après Glandy et Frossard (2002), la couche de répartition doit être mise en œuvre suivant les critères routiers, qu'elle soit constituée de matériaux frottant (sables ou graves) et/ou renforcée de liants (ciments, chaux, etc.) ou de nappes géosynthétiques.

Cette couche pourra être caractérisée par des essais in situ de type routiers ou des essais géotechniques plus classiques (pressiomètre ou pénétromètre), et des essais de laboratoire : caractéristiques physiques, indice CBR, essais à la plaque, mesure de la cohésion et de l'angle de frottement interne.

II.2.2 Disposition constructive :

Dans la figure 5 on voit une comparaison entre effet d'une inclusion isolé (pieu) et effet d'un groupe, c'est-à-dire un pieu qui travaille seul poinçonne la couche compressible par contre le travail de groupe le sol supporte ses charges avec création des grand bulbes.



FigureII .5: Représentation du travail d'un pieu isolé et le groupe de pieux

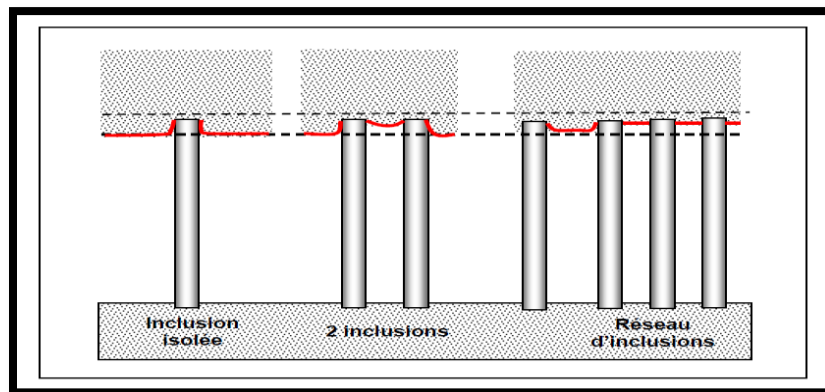
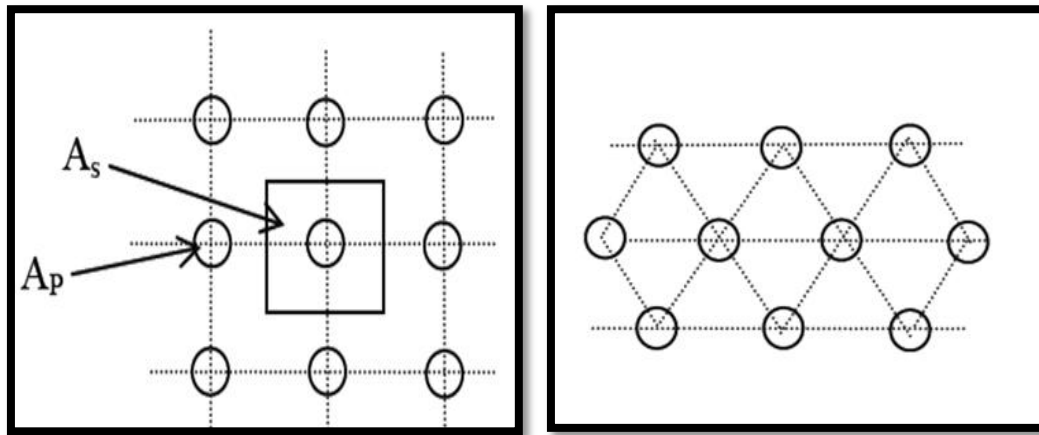


Figure II.6:Schéma de tassement de sol renforcé selon l'effet d'emplacement des inclusions rigides

La figure 6 montre clairement les différents états de tassement des sols renforcés selon le nombre et l'écart entre inclusion.



a) Le maillage carré.

b) Le maillage triangulaire

Figure II.7 : Les différents types de maillage

Donc la bonne répartition des inclusions rigides dans le sol, nous donne une réduction des tassements efficaces et un transfert de charge sur les inclusions jusqu'à une bonne assise. Cette répartition des inclusions est dépendante de la distance entre axe des inclusions qui se calcule soit :

Le taux de la surface de la tête d'inclusion supporte la surface qui revient sur elle :

A_P : surface de la tête d'inclusion

$$\alpha = A_P / A_S$$

A_S : surface supporté par l'inclusion

Ou bien on prend une valeur dans l'intervalle imposé par les géotechniciens :

D : diamètre de l'inclusion

$$2.5D \leq d \leq 3.5D$$

d : distance entre axe

II.3 Méthodes de dimensionnement des inclusions rigide :

D'après Briançon (2002), les méthodes de dimensionnement des inclusions rigides se différencient par leur concept :

- Les inclusions reprennent totalement la charge appliquée. Le remblai et l'ouvrage en surface, plus particulièrement dans le cas de la mise en place d'une nappe de renforcement géosynthétique transfère aux inclusions toutes les charges qui n'ont pas été transférées par effet de voûte. Dans cette condition, la réaction du sol de fondation est négligée.
- Le système peut être optimisé en tenant compte du support partiel apporté par le sol. Les inclusions supportent partiellement la charge en surface, la contribution du sol compressible est prise en compte dans le dimensionnement.

Dans les inclusions rigides verticales on doit porter une grande attention aux mécanismes de cisaillement qui se développent au sein du matelas granulaire au-dessus des inclusions. Contrairement au mode de renforcement par colonne ballasté, où il n'y a aucun cisaillement entre colonnes et sol, les tassements sont supposés uniformes à toutes profondeurs. Par conséquent, la mobilisation du cisaillement au-dessus et autour des inclusions rigide provoque une rotation des contraintes principales dans tout le massif support de la fondation. C'est ce mécanisme de transfert de charge qui va nous intéresser pour le dimensionnement.

Des méthodes analytiques ont été développées afin de déterminer le transfert de charge dans le matelas granulaire en cas d'une force statique verticale. Certains de ces méthodes prennent en considération un renforcement par géosynthétique du matelas.

Des nombreux travaux ont été consacrés à comprendre les mécanismes régissant le transfert de charge au sein du matelas de transfert de charge afin de déterminer la répartition des charges entre ce qui est transmise directement à la couche compressible et ce qui transite par les inclusions. Des méthodes analytiques ont été proposées pour le mécanisme de transfert de charge ; elles sont basées sur les différents concepts ou théories suivants :

- Le concept de Marston et Anderson, 1913.
- La théorie de Terzaghi, 1943.
- La théorie de Combrieu
- Les modèles analytiques de voûte.

II.4 Domaine d'applications :

II.4.1 Type d'ouvrages renforcés :

II.4.1.1 Remblais :

Les remblais sur sols compressibles d'ouvrages linéaires tels que les routes, autoroutes et voies ferrées constituent un domaine d'application du renforcement par inclusions rigides verticales. Dans ce groupe d'ouvrages, on distingue deux types de remblais :

- les remblais de sections courantes,
- les remblais de sections particulières comme les accès aux ouvrages d'art.

Les remblais d'accès aux ouvrages d'art diffèrent des sections courantes par l'importance particulière des interactions avec les fondations de l'ouvrage et des tassements différentiels.

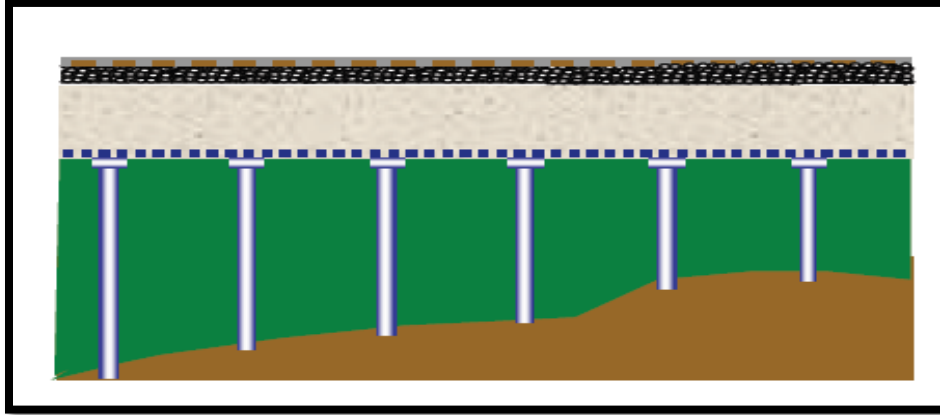
La charge appliquée aux inclusions est la combinaison d'une charge répartie due au poids du remblai et d'une charge de trafic. Le renforcement par inclusions rigides verticales permet d'accélérer la construction des remblais et assure un tassement différentiel faible et contrôlé.

II.4.1.2 Dallages et fondations de bâtiments industriels, commerciaux et portuaires :

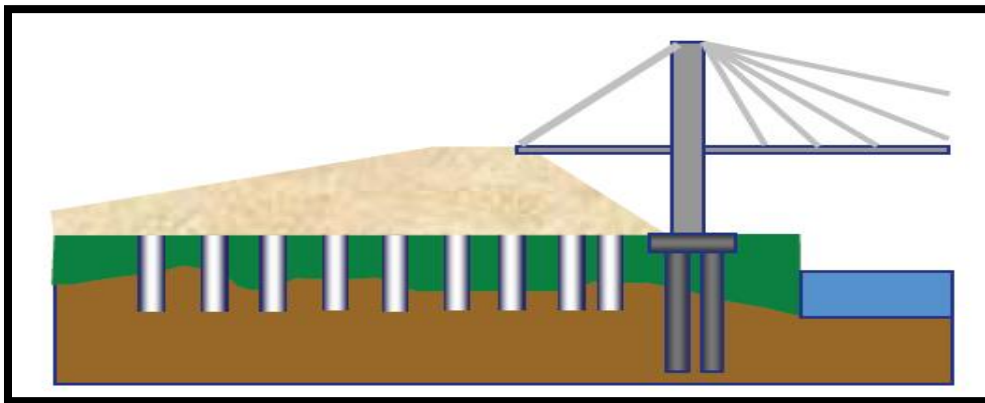
Ces ouvrages diffèrent des remblais par la faible épaisseur de sol granulaire entre les têtes d'inclusions et l'ouvrage. L'exigence principale de ces ouvrages est de minimiser le tassement différentiel entre les fondations et le dallage. Par ailleurs, des charges localisées importantes (stockage de conteneurs, voies de roulement...) peuvent être appliquées sur les dallages qui doivent encaisser les charges sans tassements différentiels importants.

II.4.1.3 Réservoirs de stockage ou bassins et ouvrages de stations d'épuration

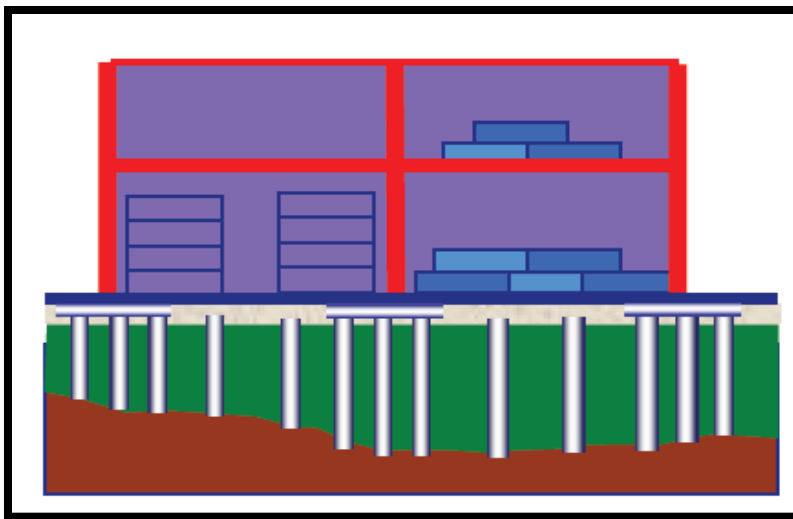
Cette dernière catégorie est proche de la précédente en termes de tassement admissible qui doit rester très faible afin de ne pas endommager l'ouvrage. Les charges appliquées sont des charges réparties par le dallage, elles sont variables selon de taux de remplissage des réservoirs.



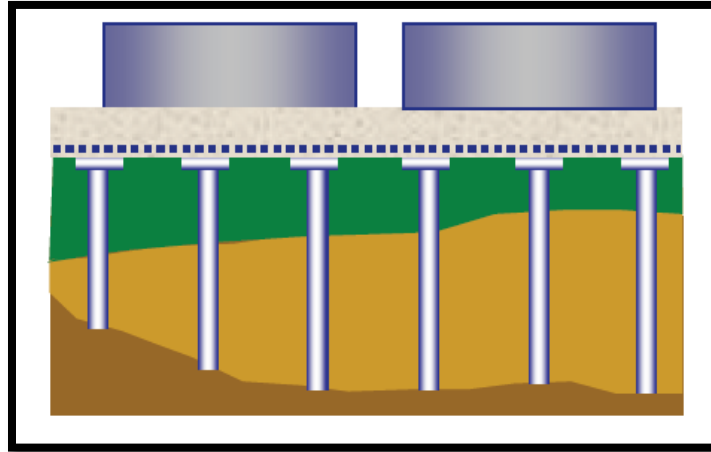
Voirie



Remblai d'accès à un ouvrage d'art



Dallages et fondations de plate-forme industrielle



Réservoirs

Figure II.8 : Représentations les différents cas au on utilise l'inclusion rigide

II.4.2 Conditions géotechniques :

Les méthodes de renforcement par inclusions rigides verticales s'appliquent aux sols meubles. Selon les méthodes de mise en place, certaines techniques ne sont pas applicables à des sols contenant des blocs ou des bancs rocheux.

Hormis les pieux forés simples qui nécessitent un terrain sec et cohérent, toutes les autres méthodes de pieux fabriqués *in situ* s'appliquent aux terrains alluvionnaires, limons, silts, argiles et marnes.

En ce qui concerne les méthodes de mélange d'un liant avec le sol, il est recommandé de tester préalablement le sol lorsque celui-ci contient plus de 10% de tourbe.

Les méthodes de renforcement par inclusions rigides verticales peuvent aussi être utilisées pour la construction d'ouvrages sur d'anciens Centres de Stockages de Déchets (CSD). L'application dans ce domaine est encore très peu développée, mais la méthode a déjà fait ses preuves notamment pour la construction d'un remblai d'accès à un ouvrage d'art à Triel sur Seine (France).

L'utilisation d'inclusions rigides peut s'étendre à un dernier domaine d'application : le renforcement d'ouvrages en zone sismique. En effet, il est important que pour des sollicitations importantes, l'ouvrage garde un comportement sain sans détérioration rapide, ni risque d'instabilité. Le renforcement par inclusions rigides permet de répondre à cet objectif en aménageant des zones dissipatives d'énergie aux endroits appropriés et en renforçant l'ouvrage en dehors de ces zones : la zone dissipative d'énergie est fournie par le matelas de transfert de charge (couche granulaire) sur laquelle l'ouvrage peut éventuellement glisser sans dommage ; le renforcement du sol, hors zone dissipative, est obtenu à l'aide d'inclusions rigides qui préviennent le développement de surface de rupture dans le sol.

II.5 Avantage des inclusions :

- Anti liquéfactions.
- Dissipation des effets inertiels sur inclusion à l'aide de matelas (isolent) .
- Evaluation de la capacité portant.
- Une bonne réduction de tassement soit partielle ou totale.
- Résiste aux efforts sismiques.
- Réserve et cirage de sol.

II.6 conclusion :

Ce chapitre représente une synthèse sur le renforcement des sols par inclusions rigides verticales qui présente des avantages dans la construction des ouvrages de génie civil.

Il existe une grande variété de ce type d'inclusions qui diffèrent selon la nature de leur matériaux de construction, selon leur procédé de fabrication (préfabriquées ou réalisées in-situ), ou encore selon leur mode de mise en œuvre (avec refoulement, sans refoulement, par mélange avec le sol en place ...).

Comme cette technique a deux paramètres important de sa constitution (inclusion, matelas) qui nous donne un renforcement efficace. Mais la combinaison de ces paramètres qui dépendent de la rigidité, la nature de l'inclusion, hauteur de matelas. On peut avoir des centaines d'exemplaires à étudier pour trouver un bon renforcement. Expérimentalement et théoriquement est long donc on fait cette étude avec logiciel qui nous va y avoir dans le chapitre 4 <simulation numérique>.

III.1 Introduction :

La réalisation des ouvrages demande des études approfondies dans le but d'avoir une bonne assise et des bons édifices par ce qu'ils sont soumis à des contraintes statiques telles que les charges d'exploitation et les charges temporaires et aussi à des contraintes dynamiques telles que des explosions, efforts brusques ou des excitations sismiques.

Le renforcement du sol en zones sismiques exploite aussi des études pour bien définir le risque, le bon dimensionnement et de connaître les caractéristiques de séisme et de quelle manière réagisse sur les ouvrages.

III.2 Définition :

Un séisme (ou tremblement de terre) est une fracturation brutale des roches en profondeur créant des failles dans le sous-sol ou en surface, et se traduisant par des vibrations du sol. Les dégâts sur les bâtiments dépendent de l'amplitude, de la durée, de la fréquence des vibrations, des caractéristiques du terrain, ainsi que de la distance au foyer.

III.3 Les caractéristiques d'un séisme :

- **son foyer (hypocentre) :** point de départ du séisme, c'est-à-dire la région de la faille d'où partent les ondes sismiques (il peut être à plusieurs kilomètres de profondeur).
- **sa magnitude :** paramètre lié à la quantité d'énergie libérée par un tremblement de terre. On la calcule, soit à partir de l'amplitude du signal enregistré par un sismographe, soit à partir de la durée de ce signal. La célèbre et ancienne "magnitude sur l'échelle de Richter" est aujourd'hui remplacée par différents calculs plus précis de magnitude.
- **son intensité :** qui ne se calcule pas mais est mesurée par l'échelle MSK (de Medvedev, Sponheuer, et Karnik) graduée de I à XII degrés (notés en chiffres romains) en fonction de l'ampleur des effets et dégâts produits. Il n'existe aucune véritable relation entre magnitude et intensité, deux séismes de même magnitude pouvant donner en surface des intensités maximales très différentes.
- **sa fréquence et la durée des vibrations :** deux paramètres ayant une incidence fondamentale sur les effets en surface.
- **sa faille :** rupture de la roche en profondeur pouvant se propager jusqu'à la surface du sol.
- **son épicerne :** c'est le point de la surface du sol le plus proche du foyer. Il est défini par ses coordonnées latitude et longitude. Un séisme principal est souvent suivi d'un cortège de séismes plus petits et plus diffus (pouvant néanmoins être destructeurs) qu'on appelle "répliques". Ces répliques peuvent se produire pendant plusieurs

semaines à plusieurs mois après le séisme principal, en général dans une zone un peu plus grande que celle affectée par le séisme principal. Un même séisme sera ressenti avec des intensités différentes selon la distance par rapport à l'épicentre et selon les caractéristiques du terrain (effets de site).

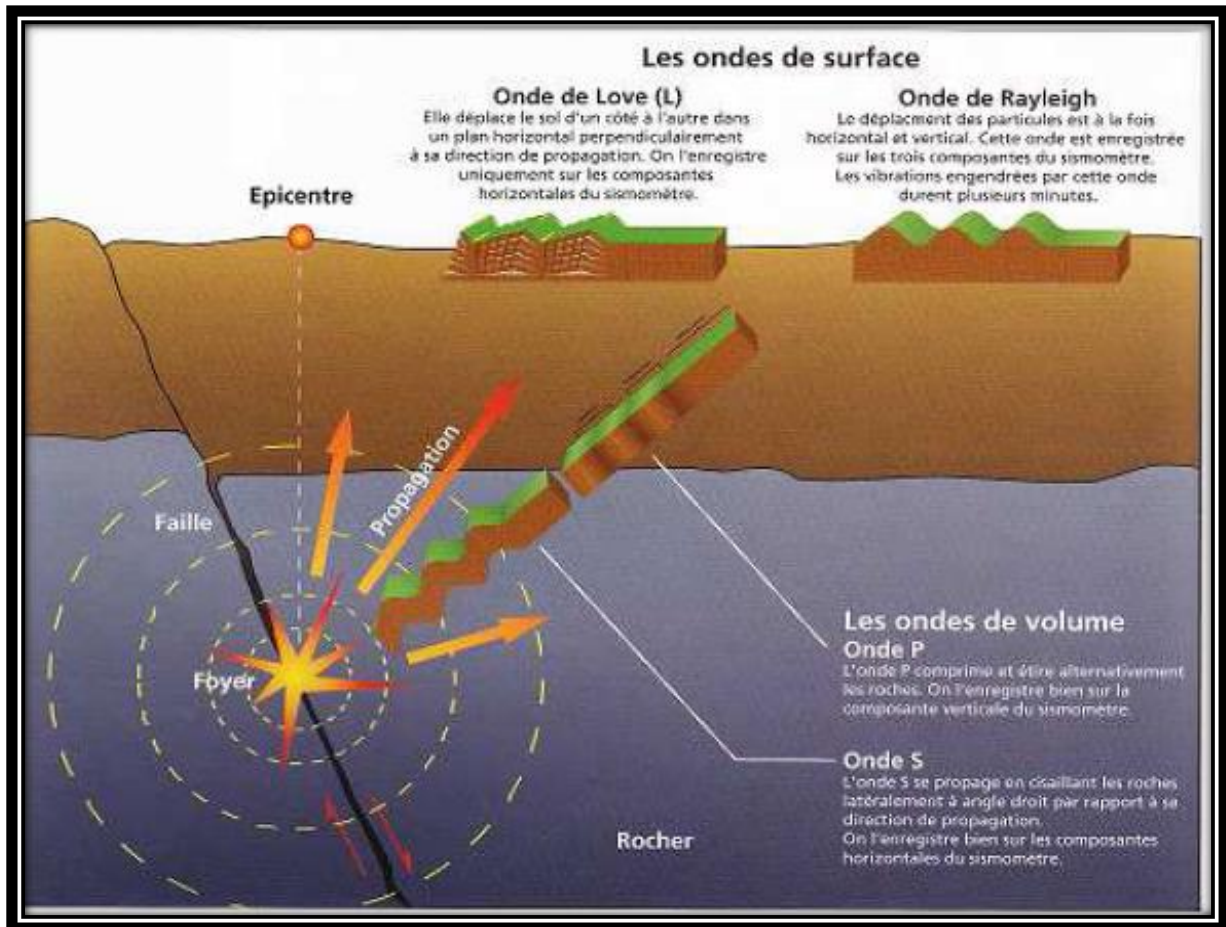


Figure III.1 : Représentation des caractéristiques d'un séisme (J. Mazars 2008)

III.4 Les effets de séisme :

Les effets destructeurs d'un séisme sont de deux sortes.

III.4.1 Les effets directs :

Ils concernent les déformations liées aux vibrations résultant du passage des ondes. Lorsqu'on considère un sol rocheux parfaitement homogène ces effets ne dépendent que de l'énergie du séisme et de la distance par rapport à l'épicentre. On parle alors d'effet au rocher horizontal.

Si cette description est suffisante pour une analyse à une échelle régionale, localement on peut avoir des modifications significatives de ces effets:

- d'une part, la configuration (topographie, géologie) du terrain peut modifier les caractéristiques du signal vibratoire (amplitude, fréquence) ; on parle alors d'**effet de site**.

- d'autre part, les déformations du sol peuvent se produire au voisinage des failles, si celles-ci participent à la genèse du séisme. De telles failles sont appelées **failles actives**.

III.4.1.1 Les effets des sites :

Les irrégularités de la surface topographique et la présence de couches souterraines de nature et de géométrie variables conduisent à modifier, parfois profondément, les caractéristiques des vibrations du sol. Des amplifications de ces vibrations peuvent se produire alors au niveau des sites défavorables.

Deux grands ensembles d'effets de sites peuvent être distingués :

- **Les effets de site topographiques :** les sommets des buttes, les crêtes allongées, les rebords de plateaux et de falaises sont souvent le siège d'amplifications importantes, intéressant une large gamme de constructions.
- **Les effets de site liés à la structure et à la nature du sous-sol :** les caractéristiques mécaniques de certaines couches géologiques superficielles et leur géométrie (empilement, remplissage de fond de vallée zones de mangrove, contact tectonique ou stratigraphique) sont susceptibles de modifier le signal sismique. Certaines catégories de bâtiments seront fortement sensibles à ces amplifications en fonction de leur nombre d'étages par exemple. Seule une étude détaillée permet d'évaluer ces effets de site.

III.4.1.2 Les failles actives :

En cas de séisme suffisamment fort et superficiel, la rupture sur un plan de faille ayant engendré le séisme peut se propager depuis le foyer jusqu'en surface du sol, occasionnant alors des déplacements et des déformations importants. Une faille est dite "active" lorsqu'elle a été récemment le site d'un tremblement de terre (c'est-à-dire, pour le géologue, il y a moins de quelques milliers d'années), ou est susceptible de l'être dans un futur proche (même gamme de temps). Le mouvement relatif des deux compartiments situés de part et d'autre de la faille pourrait atteindre en certaines régions de la Guadeloupe, plusieurs dizaines de centimètres. Les ouvrages fondés sur ces failles ou à leur voisinage subiraient alors des désordres graves.

Pour la prise en compte de ces "objets" géologiques, il est important de préciser que la probabilité d'observer en Guadeloupe, à l'échelle de la durée de vie d'un ouvrage, des ruptures de surface sur le segment de faille particulier susceptible de l'affecter, est faible.

III.4.2 Les effets induits :

L'ensemble des mouvements de terrain (glissements, chutes de blocs, embâcles) pouvant être provoqués par un séisme, est appelé effets induits. Il convient d'y ajouter la liquéfaction des sols, phénomène qui ne se produit que sous sollicitation sismique. En dehors de tout effet local, seul un séisme majeur est susceptible de générer des effets induits.

III.4.2.1 Les mouvements de terrain

Les mouvements de terrain induits sont de même nature que ceux observés hors sollicitation sismique (ceux-ci sont décrits par une fiche spécifique). L'analyse des séismes historiques montre cependant que ceux-ci induisent une généralisation des phénomènes d'instabilité.

III.4.2.2 La liquéfaction des sols :

La liquéfaction est un phénomène qui ne se produit que sous sollicitation sismique et concerne certaines formations géologiques : sables, limons ou sables vaseux, quelques fois des vases, saturées d'eau et peu compactes.

Le passage d'une onde sismique peut provoquer une déstructuration brutale du matériau avec remontée éventuelle des sols liquéfiés en surface, rendant particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations.

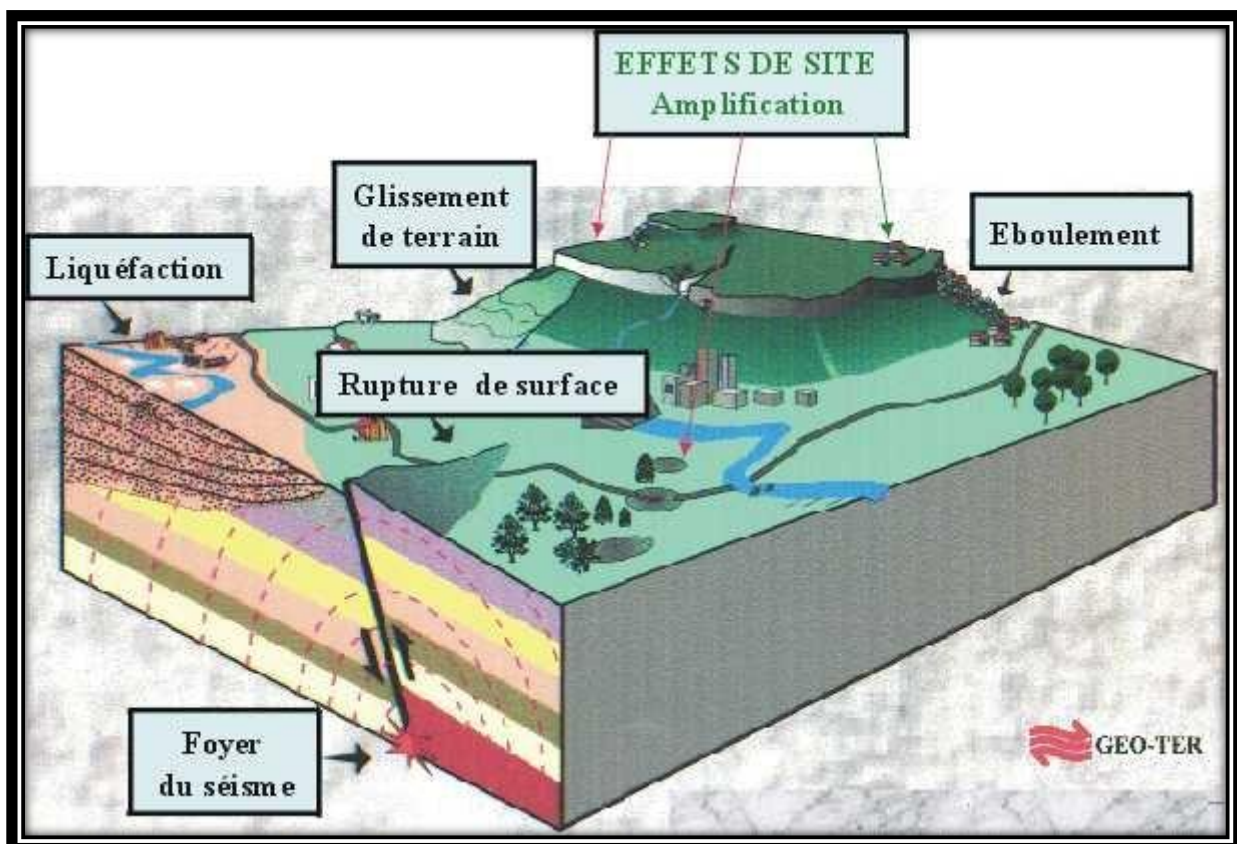


Figure III.2 :Présentation des effets du séisme

III.5 Séisme en Algérie :

L'Algérie se situe sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie. Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes.

Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. Les principales failles actives sont localisées au niveau de la chaîne de montagne nord-africaine (Atlas). Le mouvement relatif des bords de la faille tel qu'il a été enregistré par les sismomètres montre un raccourcissement cohérent avec le mouvement global des plaques.

III.6 Réglementation :

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 » qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTP) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 88 », ces documents constituent la seule référence en matière du parasismique en Algérie.

Les différents cas de pathologies et de dommages occasionnés aux ouvrages dans les wilayas d'Alger et de Boumerdès à la suite du tragique séisme du 21 mai 2003, ont révélé, outre la violence du séisme de magnitude 6.8 sur l'échelle de RI CHTER, des défaillances dans plusieurs constructions réalisées ou en cours de réalisation.

L'établissement d'un ADDENDA au « RPA 99 », connu sous l'appellation « RPA 99 VERSION 2003 » et qui porte essentiellement sur deux volets :

- Révision du zonage sismique du RPA 99.
- Nouvelles prescriptions, plus restrictives, pour le système de portiques autostables en béton armé (système poteaux-poutres).

III.6.1 Classification selon les zones sismique :

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante et dont la figure ci-dessous représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des Différentes wilayas. L'annexe I du « RPA 99, version 2003 » donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre deux zones sismiques différentes ou plus.

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible

- Zones IIa et IIb : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

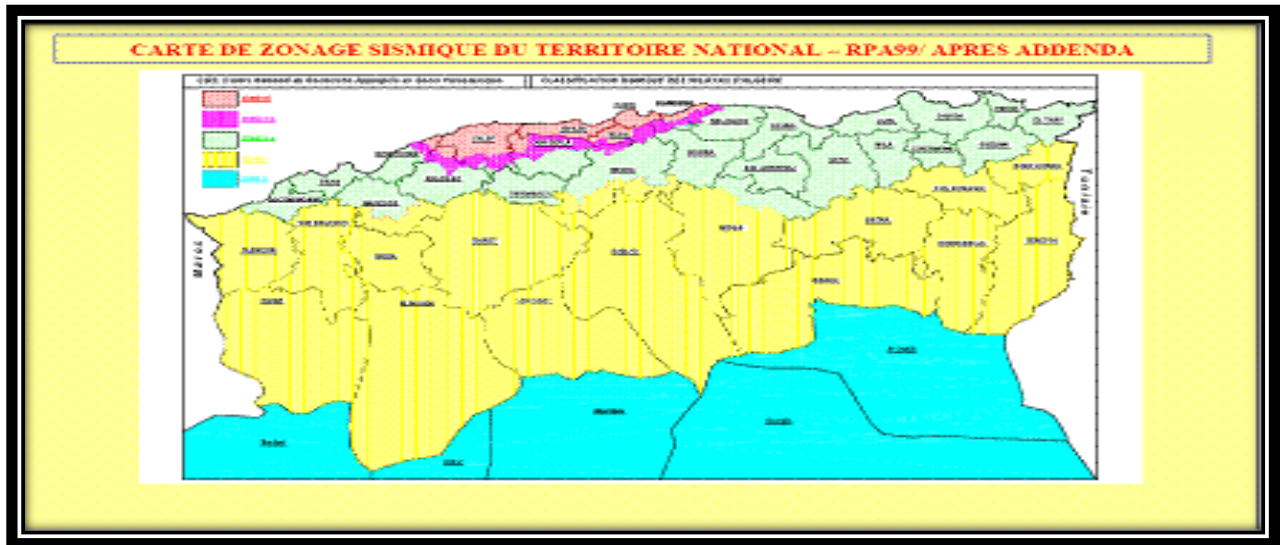


Figure III .3 : Présente le zonage sismique de l'Algérie

III.6.2 Classification des sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- Catégorie S1 (site rocheux) : Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (VS) à 800m/s.
- Catégorie S2 (site ferme) : Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec VS 400 m/s à partir de 10 m de profondeur.
- Catégorie S3 (site meuble) : Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec VS 200 m/s à partir de 10 m de profondeur.
- Catégorie S4 (site très meuble) : Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec VS < 200 m/s dans les 20 premiers mètres.- Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec VS < 200 m/s dans les 20 premiers mètres.

III.7 Comportement sismique :

L'étude du comportement des inclusions rigide sous chargement sismique nécessite la résolution d'un problème d'interaction sol-structure prenant en compte les différents éléments du système de renforcement par inclusion rigide, à sa voire le sol, les inclusions, le matelas de répartition.

Bien que les codes de constructions parasismiques actuelles consistent à calculer la réponse sismique d'une structure en considérant que la structure est encastree à la base.la

fondation et la structure, car l'interaction entre ces éléments peut être l'origine des dommages induits lors du chargement sismique

III.8 Action sismique :

Dans la modélisation sismique on utilise deux approches du calcul :

- Une approche temporelle qui donne la variation temporelle des sollicitations à partir des enregistrements réels ou de la modélisation.
- Une approche par spectres, qui donne les caractéristiques spectrales des mouvements sismique.

Le mouvement sismique est défini par ses trois composantes : deux composantes horizontales orthogonales, indépendantes et représentée par le même spectre, et une composante verticale, qui peut être représentée par le spectre de la composante horizontale, mais avec une intensité égale à 70% de celle de la composante horizontale. Le mouvement sismique subit des variations spatiales et temporelles lors de sa propagation. Les modifications spatiales et temporelles du mouvement sismique peuvent avoir des effets d'amplification ou d'atténuation du mouvement.

III.9 Comportement sismique des inclusions rigides :

Le renforcement des sols par des inclusions rigides présente des avantages pour la construction en zone sismique. Vis à vis d'un chargement sismique, ce type de renforcement s'apparente à un système d'isolation à la base de l'ouvrage. Le matelas de transfert constitue une zone de dissipation d'énergie entre la structure et les éléments rigides. Ceci conduit à réduire les forces inertielles.

Le comportement des IR se réfère dans un premier temps à celui des pieux. Dans le cas d'un événement sismique, le pieu est soumis aux deux types de sollicitations générées respectivement par l'interaction cinématique et l'interaction inertielle, qui se superposent dans le système sol-pieux superstructure.

L'interaction cinématique concerne le pieu soumis à une sollicitation provenant du mouvement du sol induit par la propagation d'ondes sismiques en champ libre. Il est à noter que, lors de la présence de plusieurs couches de sol ayant différents modules de cisaillement, l'effet cinématique peut s'avérer particulièrement important au niveau de leurs interfaces.

Des approches analytiques ont été proposées par de nombreux auteurs ([Margason, 1975], [Dobry et O'Rourke, 1983], [Gazetas, 1984], ou encore [Nikolaou et al, 2001]) permettant d'évaluer les déformations du pieu en fonction de la déformée du sol en champ libre. Étant simples à utiliser et prenant en compte divers paramètres, ces approches analytiques ont des domaines d'application très limités, dans lesquels les analyses sont réalisées dans le domaine fréquentiel pour des propagations d'ondes unidirectionnelles.

L'interaction inertielle consiste à étudier la réponse du système sol-pieu soumis à une charge dynamique appliquée à la tête du pieu, induite par la superstructure mise en mouvement par l'interaction cinématique.

Dans la plupart des cas, l'interaction inertielle a une prédominance vis-à-vis de l'interaction cinématique sur le comportement du système sol-pieux- superstructure. Les modèles analytiques pour l'étude de l'interaction inertielle consistent très souvent à simuler l'interface sol-pieu par une série de ressorts (modèle de Winkler) et amortisseurs.

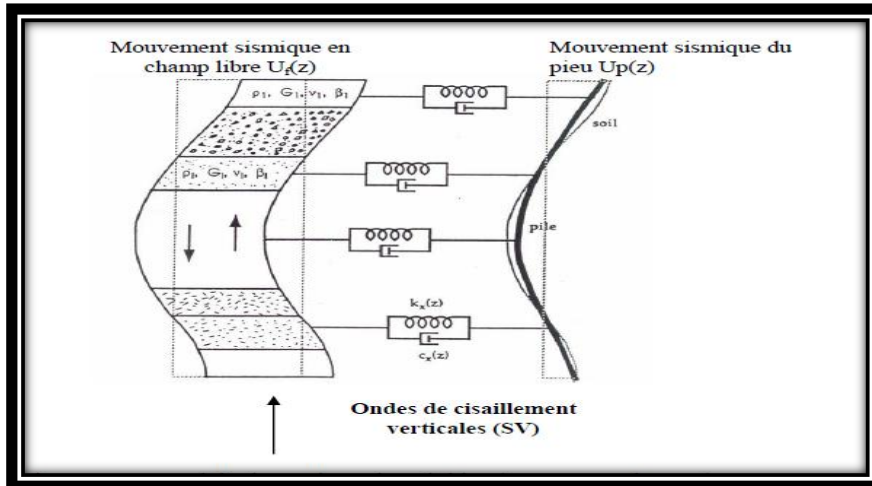


Figure III.4 : Modèle dynamique de Winkler (Gazetas et al.1998)

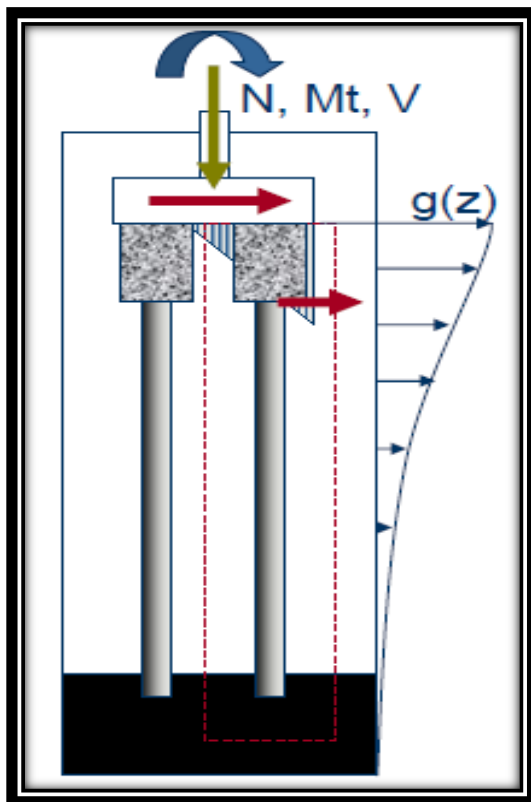


Figure III.5 : Effet inertielle seul

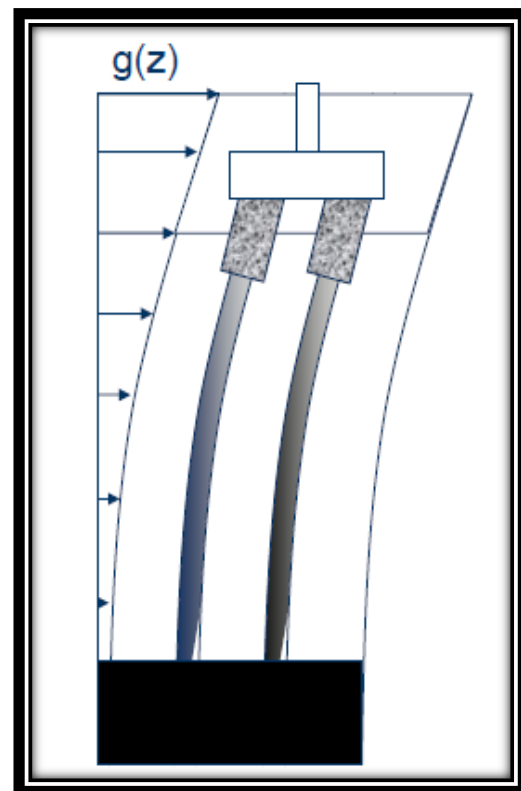


Figure III.6 : Effet cinématique seul

Ces modèles ont été développés progressivement par différents auteurs. [Novak et Aboul-Ella, 1978] ont proposé un modèle composé d'un ressort de module complexe fonction de la fréquence. Il ne tient compte que du comportement linéaire.

Ensuite, le modèle de Matlock a été développé avec un ressort non linéaire et un amortisseur linéaire indépendants de la fréquence. Diverses variantes de ressorts et amortisseurs ont été introduites par [Nogami, 1991], [El-Naggar et Novak, 1996] et [Boulangier et al, 1999] dans leurs modèles analytiques afin d'améliorer la performance des modèles en rapprochant le comportement réel.

Outre les approches analytiques, un grand nombre d'études expérimentales (en vraie grandeur et sur modèles réduits) et numériques (2D et 3D) ont été réalisées sur l'interaction sol-pieux- structure. Les modélisations physiques de l'interaction inertielle sont réalisées soit par impact ([Bonab, 2003]), soit par vibration forcée de la tête du pieu. Beaucoup d'essais ont visé à étudier simultanément l'interaction inertielle et cinématique ([Wilson, 1998], [Meymand, 1998]) en simulant un séisme sur une structure fondée sur pieux ;

Mayoral et al. (2006) ont étudié à l'aide d'une modélisation 2D la réponse dynamique d'une inclusion isolée implantée dans un sol représentatif des conditions géotechnique de Mexico. ils montrent que le système matelas –inclusion permet une réduction de l'ordre de 17% de l'accélération en surface .ils montrent qu'une partie important de cette réduction est apportée par le matelas de répartition et que les inclusions n'apporte que 1% de réduction de l'accélération

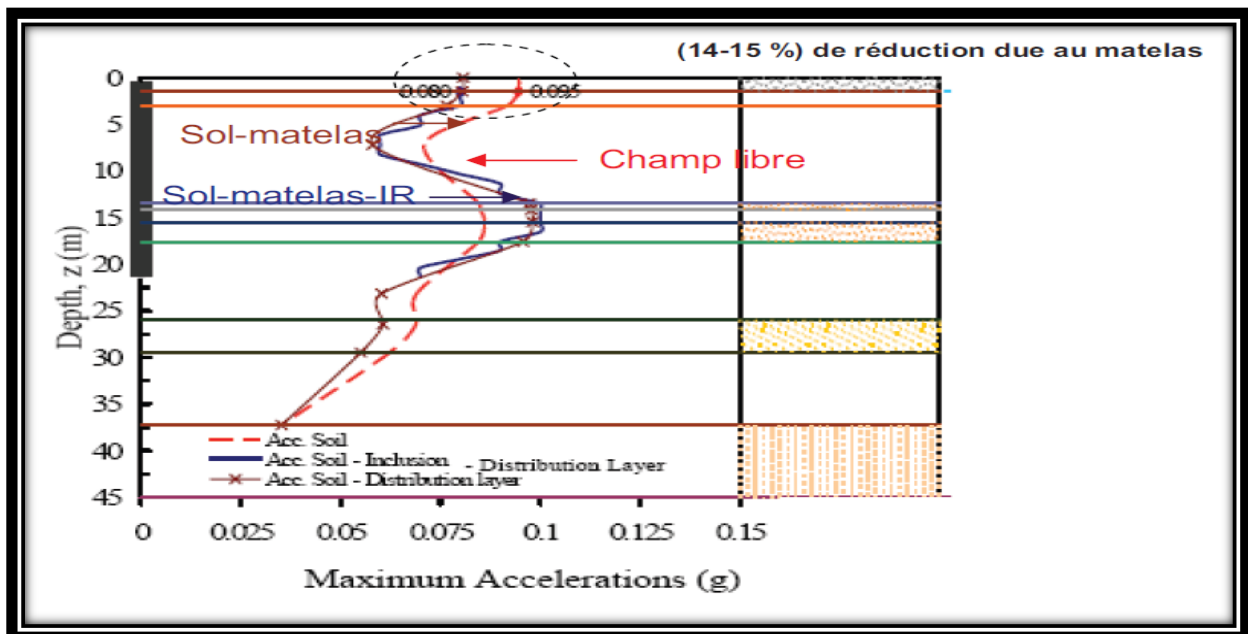


Figure III.7 : Réponse sismique d'un sol renforcé par inclusion rigide.

Rangel Nunez et ai. (2006) ont réalisé une étude 2D par la méthode d'éléments finis du comportement sismique de deux sections de sol renforcé par un groupe d'inclusion rigide, les deux sections sont respectives des sols de Mexico. Pour les périodes supérieures à 1 .5s, on

note une augmentation du spectre d'accélération avec la diminution de l'espacement entre les inclusions. une tendance inverse est observé pour les périodes plus courtes.

L'influence des conditions de liaison en tête et en pied des inclusions sur la réponse dynamique a été également étudiée. ils montrent les inclusions encastrées à leur base, une augmentation du spectre d'accélération pour les périodes courtes. Les analyse effectuées montrent également une réduction du spectre au voisinage de la résonance lorsque la largeur de la zone renforcé augmente au delà de 1.5 fois la hauteur de la couche.

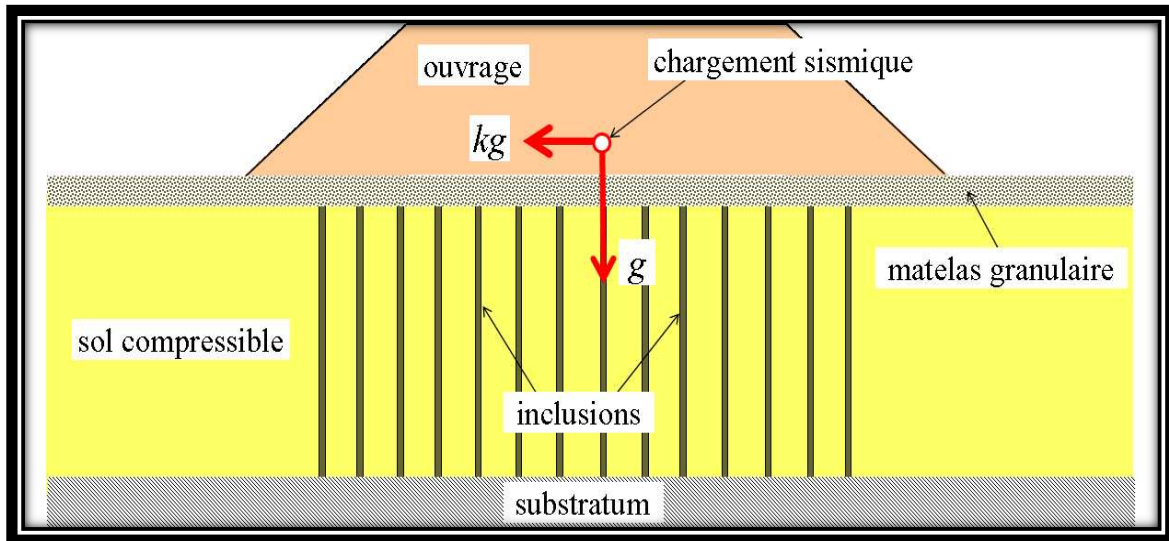


Figure. III.8 : Principe du renforcement d'une couche de sol par des inclusions verticales, soumise à un chargement sismique.

III.10 Les observations pos-sismique :

Les observations post-sismique donnent une excellente indication sur la performance des ouvrages durant un tremblement de terre. c'est d'ailleurs une source précieuse pour évaluer le comportement des ouvrages et faire évoluer le règlement parasismique. ces observation montrent que l'effondrement d'un ouvrage résulte d'un ou plusieurs problèmes liés à ses trois principale composantes tel que la superstructure, les fondations ou encore la perte de résistance du sol.

III.10.1 Quelle que exemple

Séisme d'Alaska (27mars 1964, Mw=8.3) :

Le séisme d'Alaska a causé l'effondrement de plusieurs ouvrages. Selon Ross et al. (1973), la cause principale des dommages induits dans la majorité des ouvrages ce séisme est la liquéfaction de sol

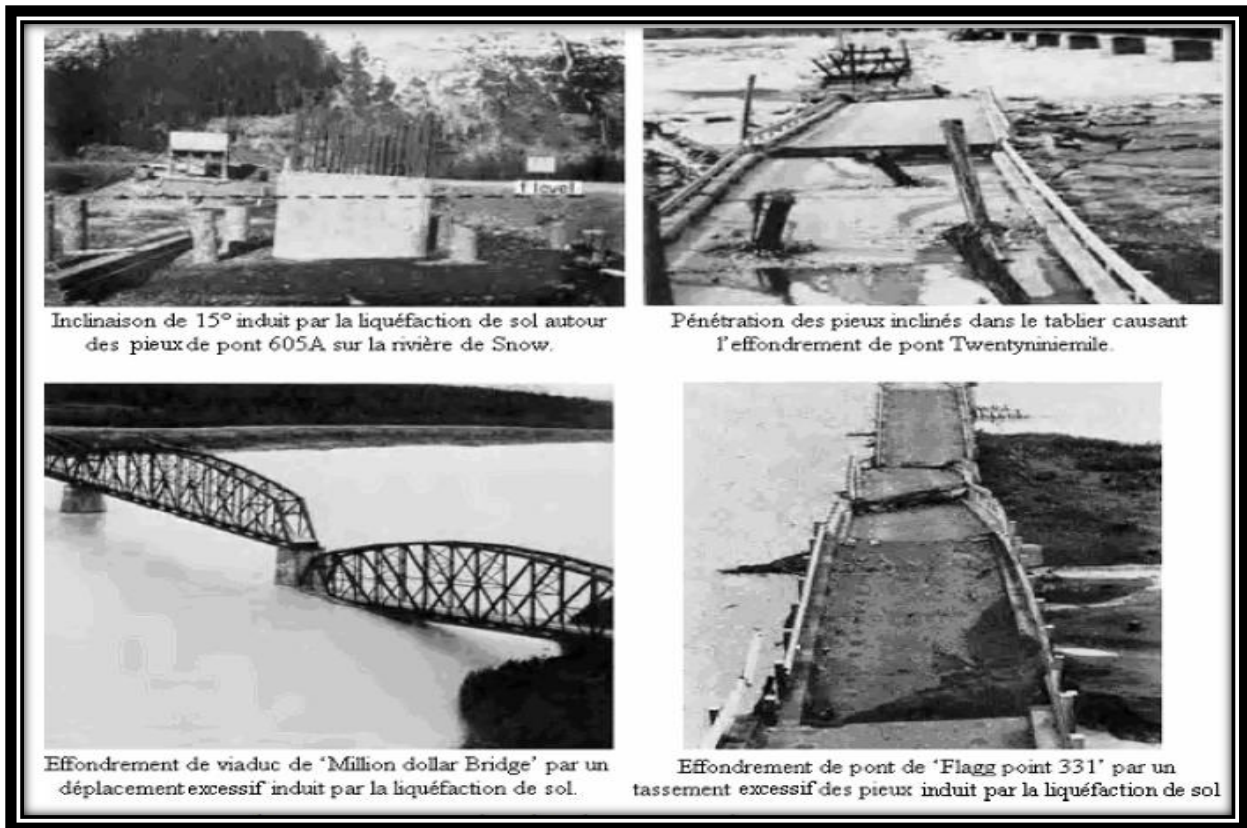


Figure III. 9: exemples des dommages des ouvrages causés par le séisme Alaska 1964.

Séisme de Niigata (16 juin 1964. $M_w=7.3$) :

Ce séisme a causé des dommages importants dans plusieurs ouvrages fondés sur des pieux. Par exemple, la liquéfaction de la couche supérieure de sable lâche a causé l'effondrement du pont de Showa, fondé sur les pieux inclinés. Les dommages importants dans les pieux ont été amplifiés par la résonance du pont avec ce séisme.



Figure III. 10: effondrement de pont de Showa par liquéfaction de sol (Séisme de Niigata 1964)



Figure III.11 : Dommages de pieux inclinés au niveau de la connexion avec leur chevêtre (Séisme de Loma Prieta 1989).





Figure III.12 : Effondrement du pont de Struve Slough de Wastonville et les dommages subis par ses fondations, (Séisme de Loma Prieta 1989).

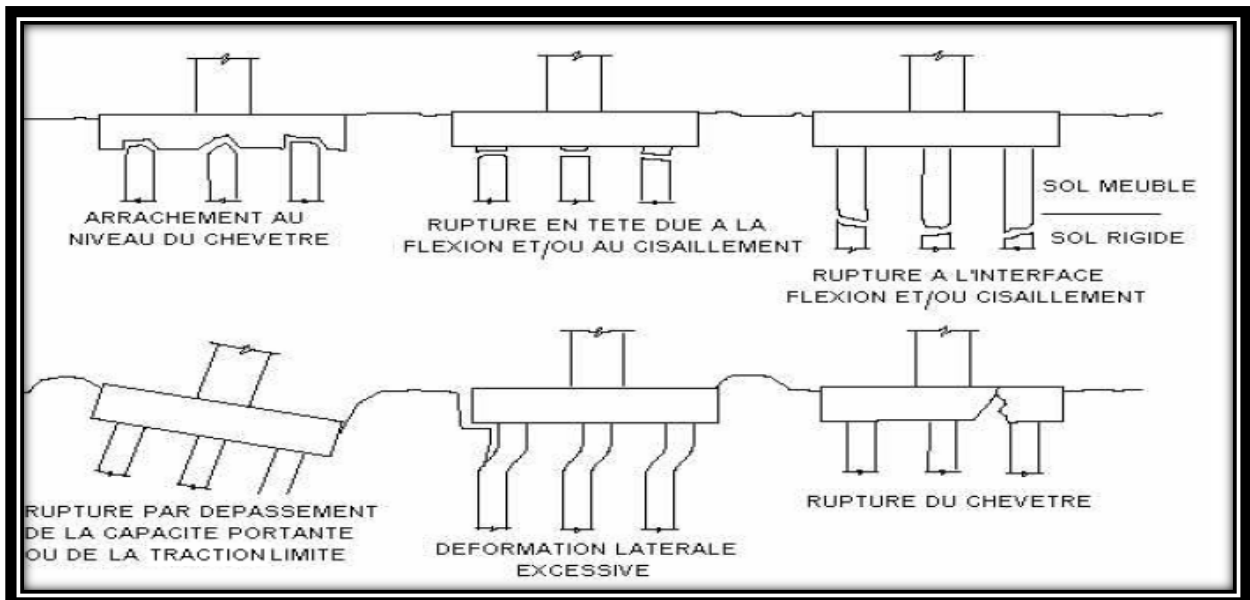


Figure III .13 : Modes de rupture observés lors des tremblements de terre (Wilson 1998).

III.11 Proposition des solutions sur la construction dans les zones sismique :

La construction des ouvrage ne sert pas de le rigidifie seulement, mais aussi il faut avoir une bonne assise ou implantation, c'est-à-dire on cherche un bon sol ou on faire un renforcement par plusieurs techniques que on a vue dans le premier chapitre.

On sait que le séisme nous cause de plusieurs problèmes tels que la liquéfaction des sols, affaissement des sols, glissements de terrain et ras de mer etc. donc l'étude géotechnique est obligatoire pour avoir bonne réalisation des ouvrages. Parce que le géotechnicien suit plusieurs étapes pour identifie la nature et lithologie du sol que lui sert de propose le types de fondation ou une technique de renforcement si le sol est mouvais par exemple :

Affaissement des sols : on les améliore par la technique de compactage dynamique ou Vibrocompactage par ce que ils existent à l'intérieur du sol des vide ou cavité

Le phénomène de liquéfaction : l'amélioration de ce problème dépend sur la nature de l'ouvrage à construis :

Si une plateforme soit de stockage, une piste ou une voie etc. ont les améliore par la technique de pré-chargement.

Si une construction des grand ouvrages on Apple à des techniques de renforcement tel que les colonnes ballasté, les inclusions rigide selon la granulométrie du sol

III.12 Conclusion :

On a consacré ce chapitre parle sur le séisme et ses effet qui créa des problèmes sur la terre puis on a proposé quelque solution par des technique de renforcement.

Dans le chapitre suivant on faire une analyse numérique pour une technique de renforcement qui est inclusion rigide par sollicitation sismique.

IV.1 Introduction :

L'homme a un caractère de simplification depuis son existence sur la terre, c'est-à-dire il cherche toujours d'améliorer son mode de vie avec la résolution des problèmes expérimentalement ou théoriquement, par exemple dans la construction, on trouve beaucoup d'auteurs ou d'ingénieurs qui ont travaillé sur la réalisation des ouvrages ou édifiés (route, bâtiments, ouvrage en terre etc.).

Comme la nature a des contraintes ou des paramètres qui s'influencent sur les veilles ouvrage et sur l'extension ou la réalisation des nouvelles ouvrages. Malgré la condense de ces paramètres (séisme, raréfaction des bons sols, glissement de terrain, effondrement des ouvrages etc.) l'ingénieur détermine des normes de constructions et de crée des techniques de renforcement et d'amélioration. Mais la résolution des ces problèmes prennent plus du temps avec les méthodes manuels, alors l'ingénieur exploite un autre moyen plus efficace pour la résolution, on parle de l'outil informatiques qui a été développé dans les derniers années avec les différentes programmations (création des logiciels) d'analyse et de simulation, dans la géotechnique il y a plusieurs logiciels qui ont été inventés selon l'approche de calcul, la nature de la recherche et de l'étude.

Enfin, notre objectif est de faire une simulation numérique de la technique de renforcement des inclusions rigides dans les zone sismique avec logiciel FLAC 2D 6.0.

IV.2 Présentation du code de calcul Flac :

Le code de calcul FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua, Itasca Consulting Group Inc.), est un logiciel crée par Peter Cundall en 1986 et développé par la suite par la société américaine ITASCA Consulting Group. Il est spécialement conçu pour résoudre les problèmes de géo-mécanique en général, et pour les problèmes de mécanique des sols en particulier.

Le code de calcul FLAC 2D utilisé dans la modélisation est basé sur la méthode des différences finies. Les concepteurs de ce code ont utilisé un concept appelé «méthode des éléments lagrangiens».

Le code de calcul Flac est doté de la possibilité de simuler le comportement des sols sous différentes sollicitations, et s'applique dans des domaines différents tel que :

- Dynamiques : c'est la simulation d'un séisme ou d'une explosion.
- Statiques : éléments de structure, tel que la poutre, les câbles, les poteaux et les piliers.
- L'analyse thermique : simulation des flux transitoires de chaleurs dans les matériaux et des contraintes induites.

IV.2.1 Présentation de la méthode des différences finies :

Cette méthode permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou au limites. Toute dérivée dans le système d'équation est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équation (contraintes-déformations), en des lieux discrets dans l'espace.

L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de simplifier considérablement la description géométrique du milieu, ce qui facilite la mise en œuvre informatique du modèle (petit nombre de nœuds, automatisation du maillage, convergence rapide). La difficulté réside dans la détermination des caractéristiques équivalentes et la taille des échantillons à prendre en compte pour le modèle numérique soit représentative du massif réel.

Dans le domaine de modélisation des inclusions rigides, la méthode des différences finis présente les avantages suivant :

- Modélisation géométrique simple des inclusions rigides et des sols.
- Possibilité de maillage varié pour affiner des zones critiques.
- Introduction assez facile des paramètres de calcul.
- Rapidité d'exécution des calculs grâce aux développements informatiques récents.
- Représentation graphique des résultats pour la connaissance en tout point du modèle de l'état des déformations et des contraintes.
- Modification des paramètres et reprise aisée des calculs pour un meilleur paramétrage.

IV.2.2 Ecriture d'un fichier Flac :

Quel que soit le problème traité, l'écriture d'un fichier exécutable sous Flac suit les étapes suivantes :

1. Définition de ou des configurations retenues (mode de calcul) ;
2. Géométrie du problème ;
3. Choix de model de comportement et de ses paramètres ;
4. Détermination des différentes conditions initiales et limites ;
5. Spécifier les fonctions ou les variables définies par l'utilisateur ;
6. Résolution du problème

L'organigramme présenté dans la (fig. IV.1) illustre le principe de résolution numérique des problèmes géotechniques exploités dans le code de calcul.

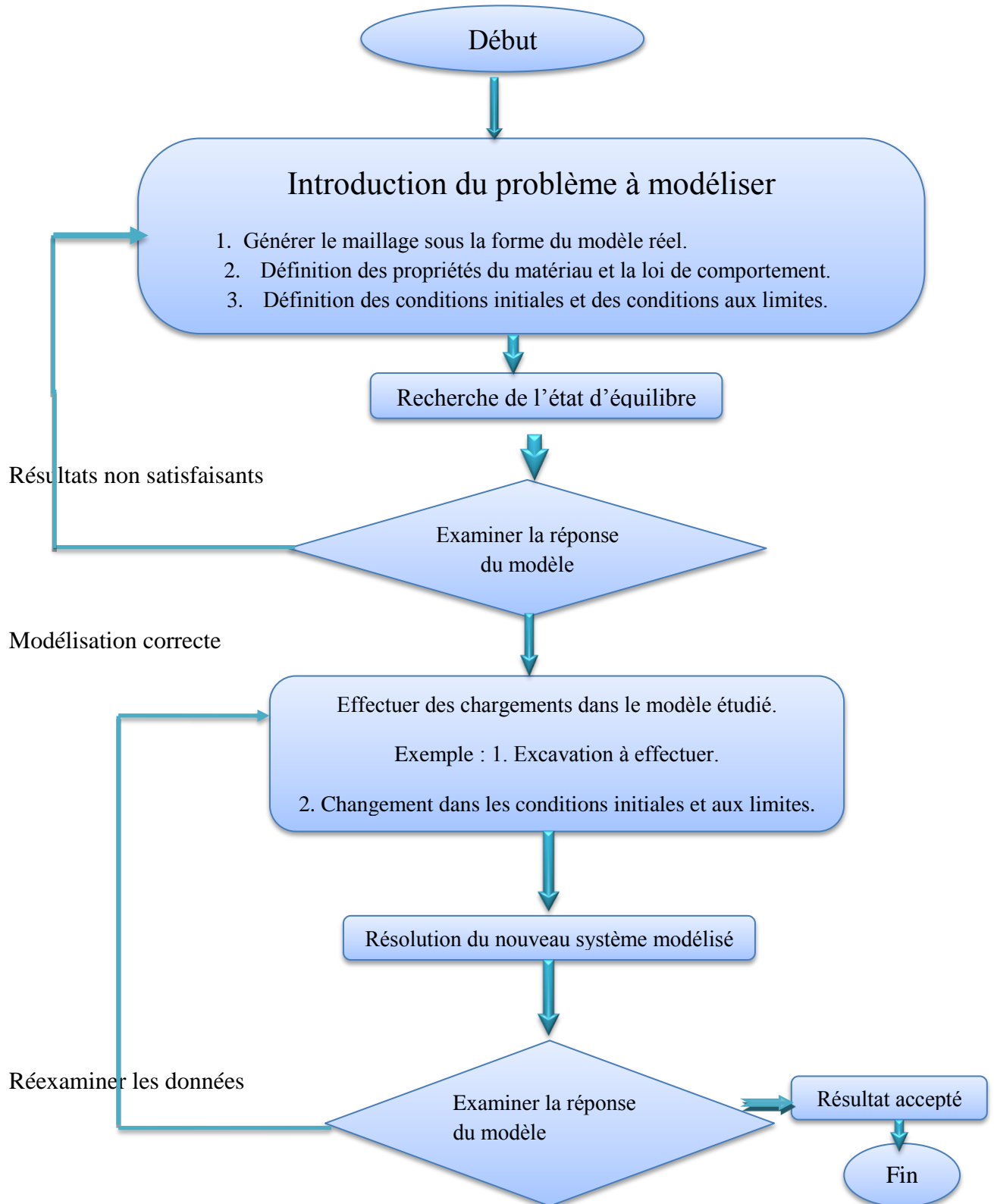


Figure IV.1: Procédé général de résolution des problèmes en géotechniques selon Flac^{2D}

IV.2.3 Schéma de résolution explicite :

A l'origine, la méthode de résolution explicite s'inspire du principe de propagation et de dissipation de l'énergie cinétique au sein d'un corps déformable en mouvement. En effet, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène physique en considérant les équations de la dynamique du mouvement.

Le déséquilibre induit par une modification de l'état de contraintes, dans une zone localisée, va se propager dans l'ensemble du système. Dans ce contexte, l'objectif de la méthode explicite aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique (élastoplastique) ou quasi-statique (viscoplastique) par l'intermédiaire des équations de la dynamique. La (fig. IV.2) précise le rôle de ces équations dans la séquence de calcul parcourue pendant un incrément de temps, dt .

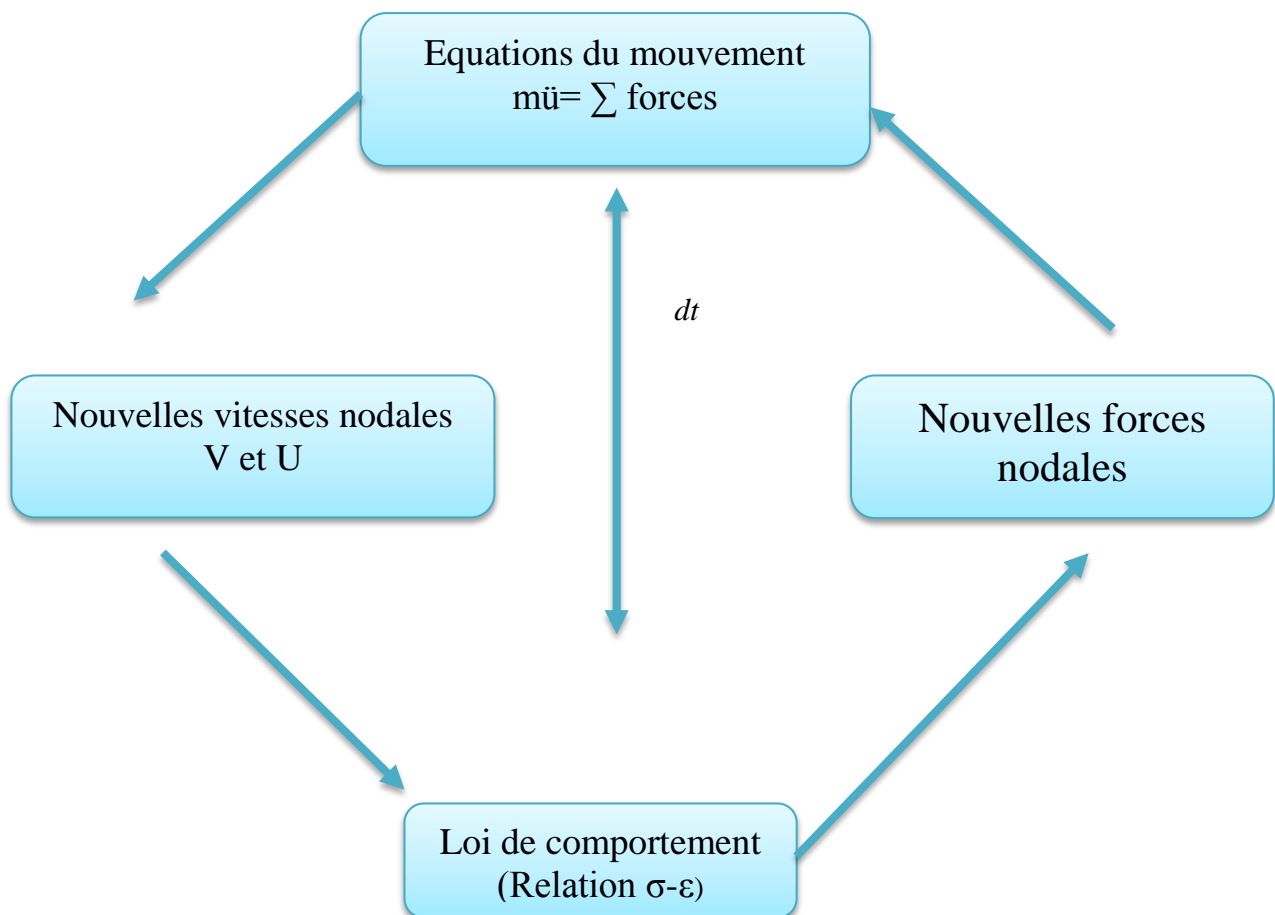


Figure IV.2 : Une séquence de calcul Flac pour un pas de temps dt , d'après Itasca

V : vitesse
 U : déplacement
 F : force
 σ : contrainte
 ϵ : déformation

IV.2.3.1 Equations du mouvement :

L'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation différentielle suivante :

$$\rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i$$

Avec :

ρ : Masse volumique.

t : Temps.

x_i : Composante du vecteur position.

g_i : Composante de l'accélération gravitationnelle générée par les forces de volume.

σ_{ij} : Composante du tenseur des contraintes.

u_i : Composante du vecteur vitesse nodale.

Les taux de déformations ε_{ij} sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes et forces déduites des taux de déformation.

Les taux de déformations incrémentales sont donnés par la formulation suivante :

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) dt$$

IV.2.3.2 Modèle de comportement pour les sols

Les matériaux géotechniques sont des matériaux complexes, la réponse mécanique de ces milieux dépend essentiellement des lois de comportement qui lui ont été affectées. Il est donc très important de choisir le modèle rhéologique qui pourra reproduire avec une fidélité optimale la réponse du massif face aux sollicitations qui lui sont imposées et en fonction des grandeurs recherchées.

La loi de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui permet d'exprimer les efforts intérieurs en fonction des grandeurs cinématiques qui décrivent la déformation du milieu. La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée comme suit :

$$\sigma_{ij} = f \varepsilon_{ij}$$

σ_{ij} : Tenseur des contraintes.

ε_{ij} : Tenseur des déformations.

f : Fonctionnelle.

Les lois de comportement sont souvent utilisées sous forme incrémentales comme suit :

$$\delta \varepsilon_{ij} = G(\delta \sigma_{ij})$$

$\delta \sigma_{ij}$: L'incrément de contrainte.

$\delta \varepsilon_{ij}$: L'incrément de déformation.

G : Fonction tensorielle.

Le logiciel Flacintègre de nombreux modèles constitutifs, chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques et descriptifs de la rhéologie du matériau.

IV.2.3.2.1 Modèle élastique :

L'élasticité correspond à la partie réversible des déformations. Ce modèle se subdivise en deux modèles :

- Le premier est le modèle élastique linéaire isotrope où toutes les propriétés mécaniques du matériau sont les mêmes, le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes, et la relation la plus courante est donnée par la relation de Hooke :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij}$$

$$\sigma_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \varepsilon_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \varepsilon_{kk} \cdot \delta_{ij}$$

δ_{ij} : Indice de Kronecker

E et ν sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G par les relations suivantes :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

Le second est le modèle non linéaire anisotrope où toutes les propriétés mécaniques du matériau sont différentes suivant la direction considérée.

IV.2.3.2.2. Modèle plastique :

Ce groupe contient huit modèles plastiques, ils sont les suivants : Drucker Prager, Mohr-Coulomb, Strain Softening/Hardening, Double yield, Modified Cam Clay model, Hoek-Brown model, Ubiquitous-joint model et Bilinear Strain Softening/Hardening Ubiquitous-joint model.

IV.2.3.2.1 Elastoplasticité de Mohr-Coulomb :

La théorie de l'élastoplasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. L'intérêt de l'analyse en plasticité par rapport à un modèle élastique, est de limiter les contraintes à des valeurs finies.

Le modèle élastoplastique de Mohr Coulomb est le modèle conventionnel utilisé pour représenter la déformation élastique linéaire et la rupture en cisaillement des sols. Dans ce modèle, l'incrément de déformation totale se décompose en deux parties ; l'une élastique et l'autre plastique :

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p$$

Les paramètres nécessaires d'utilisation dans ce modèle dans le Flac sont de deux nature :

1. Des paramètres d'élasticité : - le module de cisaillement, G
- le module d'incompressibilité élastique, k
2. Des paramètres de plasticité : - la cohésion, c
- l'angle de frottement interne, φ
- la résistance à la traction, σ

IV.2.3.2.2 Critère de Mohr- Coulomb :

Il s'agit d'un critère d'expression simple, bien adapté aux matériaux de type sol « Frottants » et « cohérents ». Dans le plan de Mohr, (fig.IV.3) il s'écrit :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

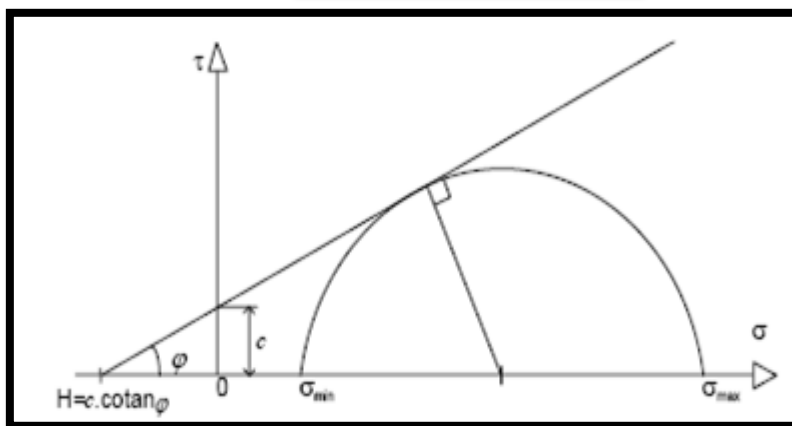


Figure IV.3 : Représentation de la courbe intrinsèque

Ce critère exprime en fait une relation entre le rayon et l'abscisse du centre du cercle de Mohr : les cercles de Mohr limites admettent donc une enveloppe appelée « courbe intrinsèque ».

IV.2.3.2.2.3 Modèle nul :

Il contient un seul modèle utilisé dans le cas où on représente une excavation. Toutes les propriétés de ce modèle sont nulles.

IV.2.3.2.2.4 Modèle dynamique :

Il contient un seul modèle qui est le modèle de Finn. C'est la simulation d'un séisme ou d'une explosion.

IV.3 Modélisation numérique :

Dans le cadre de la modélisation numérique, il est important de connaître en premier lieu les données géologiques, hydrologiques et géotechniques de la zone d'étude.

IV.3.1 Description de la plaine alluviale de Bejaia :

IV.3.1.1 Situation du site d'étude :

Bejaia, Bougie ou Bgayet est une ville algérienne située à l'est d'Alger. C'est une ville très peuplée (173 601 habitants en 2010, site internet Wikipédiat), elle aussi connue pour son grand pôle industriel et son port pétrolier et commercial. La plaine alluviale de Bejaia s'étend sur une superficie d'environ 750 hectares. Elle renferme la majeure partie des terrains situés aux embouchures des oueds Soummam et Seghir.

IV.3.1.2 Contexte géologique de la plaine alluviale de Bejaia :

La plaine alluviale de Bejaia s'étend sur une superficie avoisinant 750 hectares. Elle renferme la majeure partie des terrains situés aux embouchures des oueds Soummam et Seghir. Cette zone n'avait connue dans le passé de développement urbain à cause des différents aléas mis en évidence après des études hydrauliques et géotechniques réalisées dans la région.

Sur le plan hydraulique, le risque d'inondation par les crues de l'oued Soummam constitue une contrainte en matière d'urbanisation et nécessite des aménagements adéquats pour limiter les dommages. Le débordement de l'oued Soummam en l'an 2003 avait causé d'énormes dommages aux infrastructures de base et aux équipements limitrophes (routes, aéroport et habitations).

Sur le plan géotechnique, la plus part des terrains ont été couverts par des essais de reconnaissance pour évaluer la résistance des sols et leur degré de constructibilité. Il s'avère que les couches superficielles de nature alluvionnaire, dominance sablo-argileuses et parfois hétérogènes, n'ont pas encore atteint un degré de consolidation suffisant, par conséquent leur capacité portante est faible et leur compressibilité est élevée.

IV.3.1.3 Contexte géologique de la zone d'étude :

La plaine alluviale de Bejaia est située dans le tell septentrional kabyle (zone interne). La géologie régionale matérialise cette plaine dans les bassins synclinaux post nappe du tell. La dépression située entre les djebels Gouraya au nord et Sidi Boudraham au sud-ouest a été comblée par les alluvions fines des oueds Seghir et Soummam interpénétrées dans les dépôts marins transgressifs. Du point de vue stratigraphie, l'ensemble des dépôts est d'âge quaternaire, on retrouve par conséquent les formations suivantes :

IV.3.1.3.1 Alluvions anciennes :

Elles sont représentées par des marnes graveleuses, de galets et de niveaux de sable de plage emballés dans une matrice limoneuse de teinte grise. Ces alluvions provenant du démantèlement de formation anciennes qui s'observent à l'embouchure de l'oued Soummam sur la rive droite. Ces terrasses s'étendent sur plusieurs centaines de mètres.

IV.3.1.3.2 Alluvions marécageuses :

Elles sont constituées par des éléments fins limoneux et vaseux avec intercalations des sables fins. A cet effet, on retrouve à tous les niveaux des traînées, des filets finement sableux et des petits coquillages blancs. Il s'agit toujours de sols plus ou moins organiques brun-noirs d'aspect vasard.

IV.3.1.3.3 Alluvions récentes :

Ce sont des dépôts légèrement limoneux et caillouteux provenant des oueds Soummam et Seghir et couvrent la majeure partie de la plaine de Bejaia.

IV.3.1.3.4 Remblais :

Ces remblais sont peu compacts, sauf dans le premier mètre, ils sont constitués de sols hétérogènes du type argilo caillouteux avec mélange de quelques blocs.

La ville de Bejaia s'accroche aux pentes du djebel Gouraya, puis s'étend vers le sud, dans la plaine. L'aménagement de la zone portuaire s'est fait à l'embouchure de l'oued Soummam et des terrains ont été gagnés sur la mer.

Il résulte de cette histoire géologique que la zone portuaire prolongeant la plaine alluviale est constituée par des matériaux fins plus ou moins vasards (limons, argiles) et sables déposés sur un substratum rocheux assez profond de l'ordre de 40 à 50 m, de nature marne-calcaire du crétacé.

IV.3.1.4 Hydro-climatologie :

La présence de l'eau dans le sous-sol à une influence importante sur son comportement mécanique et elle pose toujours des problèmes délicats de stabilité des constructions lourdes (Tours, silos,...). L'eau peut contribuer à la dégradation des caractéristiques mécaniques d'un sol et par conséquent modifier la stabilité des terrains.

L'hydrologie présente un aspect complémentaire à l'étude géologique d'une région, elle contribue à la connaissance de l'origine, la distribution et les écoulements des eaux souterraines.

IV.3.1.5 Le climat :

La ville de Bejaia jouit un climat méditerranéen caractérisé par un été chaud et sec et un hiver pluvieux et humide. L'analyse des précipitations moyennes enregistrées en 1995 et 2004 [source ONM] montre une intensité pluvieuse élevée entre les mois d'octobre et avril avec un pic au mois de décembre (143,60 mm) et un minimum au mois de juillet (6 mm). Durant la décennie (2000-2010), l'année 2003 était la plus pluvieuse avec une précipitation de (189,90 mm), cela avait engendré des inondations par les crues de l'oued Soummam.

IV.3.1.6 Hydrologie locale :

La morphologie et le climat de la région avait favorisé essentiellement la formation des cours et des ravinements à ruissellement intermittents. Le régime d'écoulement est irrégulier, il connaît parfois de fortes crues en hiver à cause de la superficie des bassins versants qui s'y déversent et plus souvent il est sec en été.

IV.3.1.7 Sismicité :

La Wilaya de Bejaia connue le phénomène de sismicité dans les années soixante 12.02.1960 d'une magnitude VIII- IX 5.6 de puis un autre séisme ayant ébranlé la région Babors

(22/05/2006) de magnitude enregistrée est de 5,8 sur l'échelle ouverte de Richter., elle est classe dans la zone II a (sismicité moyenne), selon le règlement parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003.

IV.3.2 Présentation du model de sol :

Après analyse et étude les différent rapport de sol, on constate que le sol de Bejaia est caractérisé par une faible résistance. Alors qu'on a beaucoup de réalisation et d'extensions industrielles sur le côté terminal du port par exemple les bacs de stockage et silo pétrole. Donc il faut avoir une capacité portante qui va supporter les charges de ses ouvrages plus l'excitation sismique.

Le but de notre travail est de modélisé un renforcement par un inclusion rigide, afin d'améliorer et d'augmenter la capacité portante du sol.

Tableau IV. 1:Propriété du sol

Couches	Profondeur (m)	hauteur	γ (Kg/m ³)	E(Pa)	ν	C (Pa)	ϕ (°)
Sol et gravier		1	2000	16×10^6	0,33	3×10^3	38
Sable fin et gravier	1-14	14	1660	23×10^5	0,33	3×10^4	32
Argile limoneux	14 - 16	2	1800	4×10^6	0,33	4×10^4	13
Sable fin et cailloux	16-23	7	1880	47×10^5	0,33	3×10^4	34
Argile compactée	23-26	3	2050	7×10^6	0,33	6×10^4	15
Marne	26-40	14	2090	4×10^8	0,33	8×10^4	20

Tableau IV.2 : Propriétés des inclusions rigides

Nature d'inclusion	D (m)	ρ (kg/m ³)	E (MPa)	ν
Pieu	1	25×10^2	25×10^3	0.33

IV.3.2.1 Le maillage :

Le maillage adopté pour notre étude est un maillage carre tel que chaque maille 1x1m pou .le profil du sol s'étant 40m.

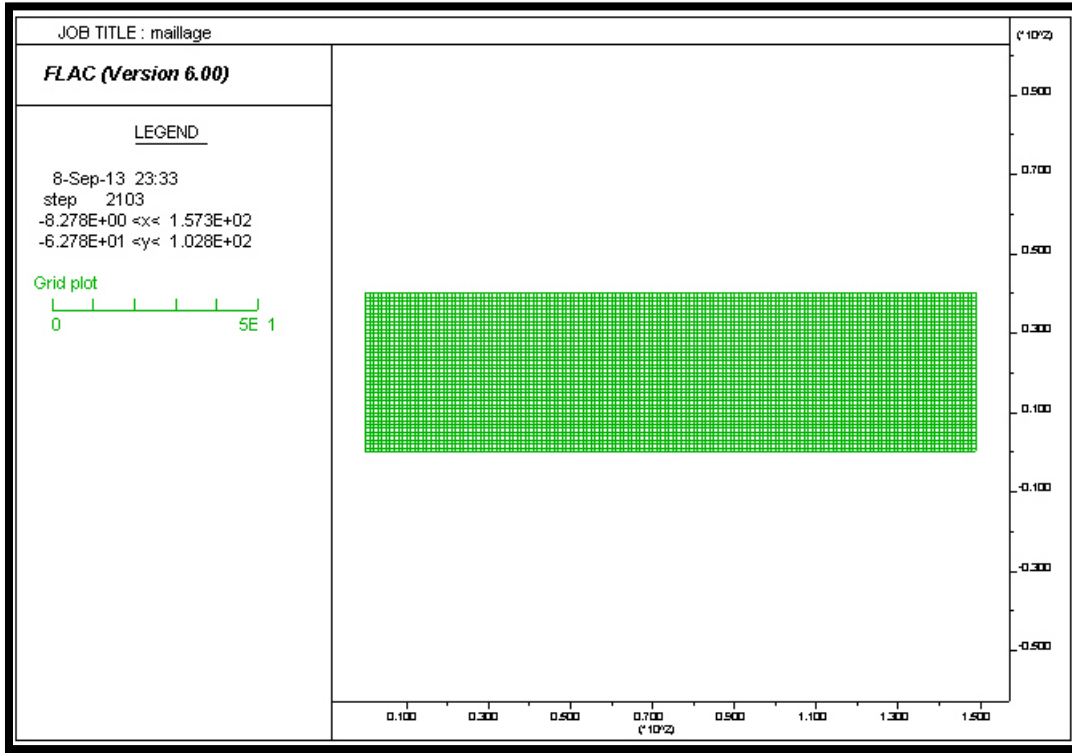


Figure IV .4 .Présentation de maillage

IV.3.2.2 Définition des conditions aux limites et initiales :

Les conditions initiales appliquées au modèle sont les contraintes présentes initialement dans le sol ; celle-ci différent selon le type de sol utilisé dans l’analyse. Elles sont calculées à partir des relations suivantes :

$$\sigma_{yy} = \rho gh$$

$$\sigma_{xx} = k_0 \sigma_{yy}$$

$$\sigma_{zz} = \sigma_{xx}$$

Avec

ρ : La masse volumique du sol.

σ :Les contraintes.

g : Accélération gravitaire.

h : Hauteur de la couche du sol.

Les conditions initiales sont les fixations le contour ou les frontières absorbantes du modèle de sol selon la direction i, j avec la commande `fix x y`

IV.3.3 Présentation et interprétation des résultats :

Après avoir introduit le maillage du sol, les conditions initiales et aux limites (contrainte, les déplacements initial, la vitesse initial), puis le modèle de comportement (Mohr-Coulomb elastoplastique), ainsi que les propriétés du matériau à modéliser (les paramètres de chaque couche soit le module de cisaillement G , le module de compressibilité K , la cohésion C , l'angle de frottement ϕ) et la propriété de la structure de renforcement (la nature d'inclusion et de matelas puis leurs paramètres).

En fin le code de calcul FLAC^{2D} procède à la résolution des équations différentielles du système modélisé. Ceci conduit à faire sortir les résultats obtenus après avoir introduit la programmation.

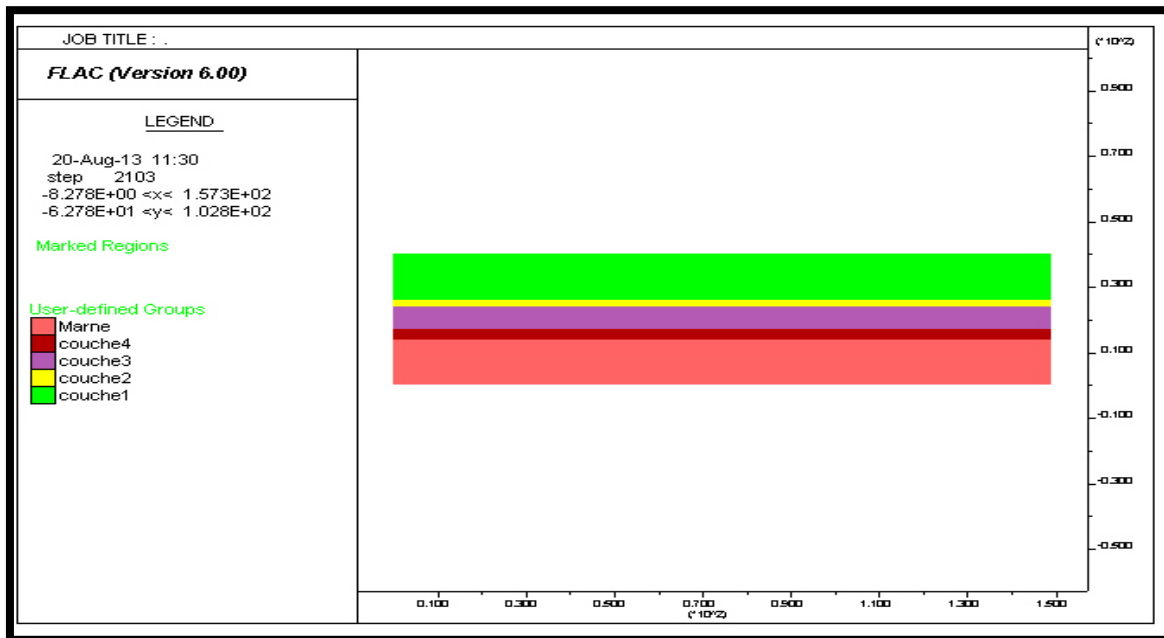


Figure IV. 5: Présentation du modèle à analyser

IV.3.3.1 Analyse du sol non renforcé sous un chargement statique :

On applique un chargement statique vertical uniformément réparti au centre du sol qui représente la largeur du silo et le poids du silo remplis, cette valeur a été estimée enverront 1,3bar.

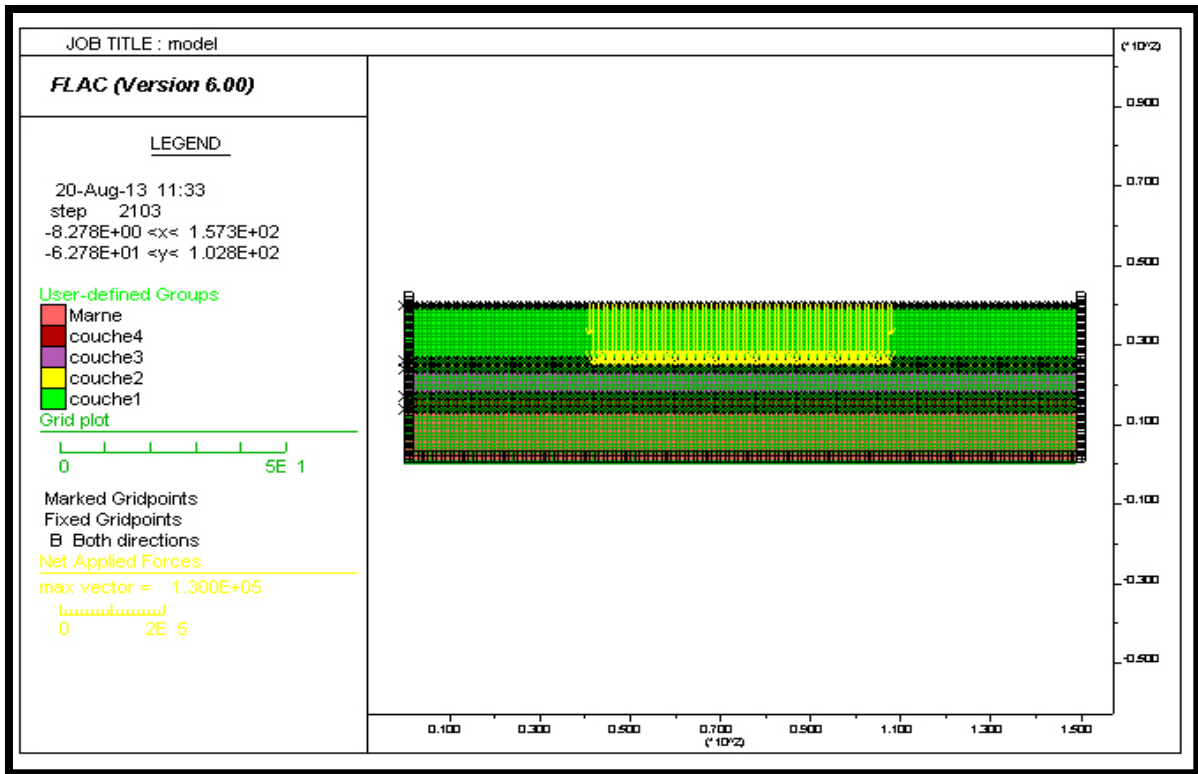


Figure IV .6 : Présentation du model à analyser sous chargement statique sans renforcement

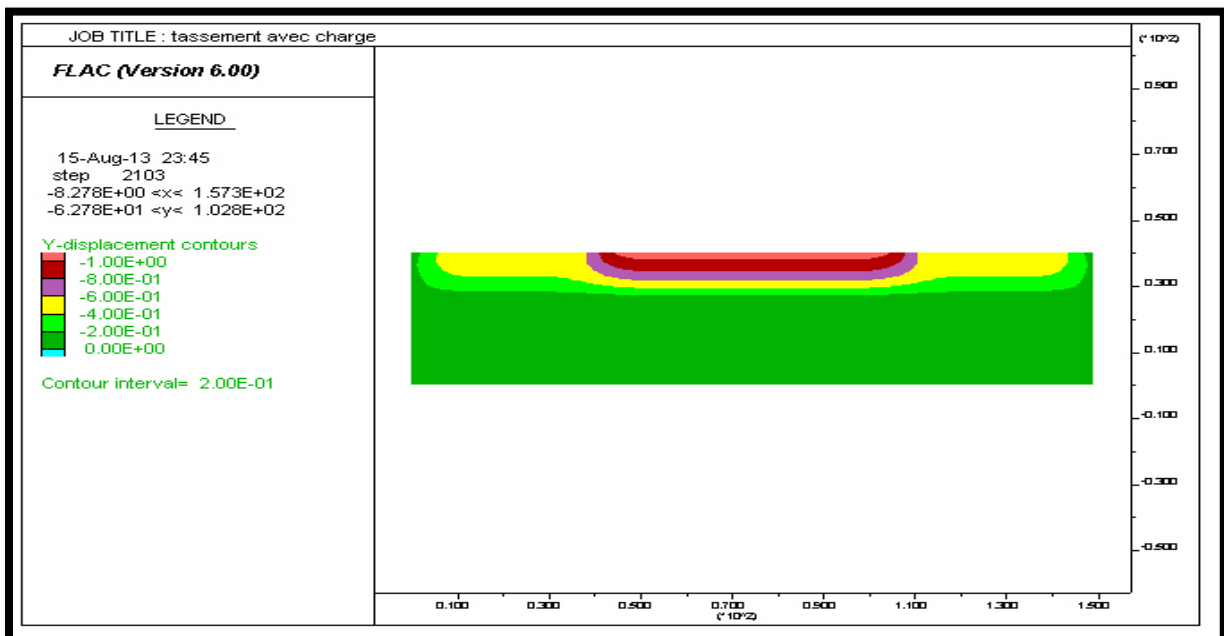


Figure IV.7 : Résultat des tassements obtenus sous chargement statique sans renforcement

La figure 7 nous montre la constitution des tassements et leurs formes (contours) dans le sol étudié. C'est-à-dire on remarque un grand tassement qui est de l'ordre 1m en dessous de la charge(au niveau de matelas élastique), suivi par une succession d'autres tassementsa une moindre valeur qui s'élargissent sur les côtés de la charge et une variation de leurs surface en profondeur avec un intervalle de 20cm chacun. Jusqu'à un tassement près ce que nul.

IV.3.3.2 Analyse du sol renforcé sous chargement statique :

On introduit sur ce mauvais sol les coordonnées de la technique de renforcement par inclusion rigide dans l'intérêt d'évaluer les tassements. La technique de renforcement d'un sol avec inclusion rigide, nous impose de considérer un matelas élastique de 1m. selon le mode de renforcement, le nombre d'inclusion est imposé par l'espacement entre eux, donc sur toute la longueur de silo.

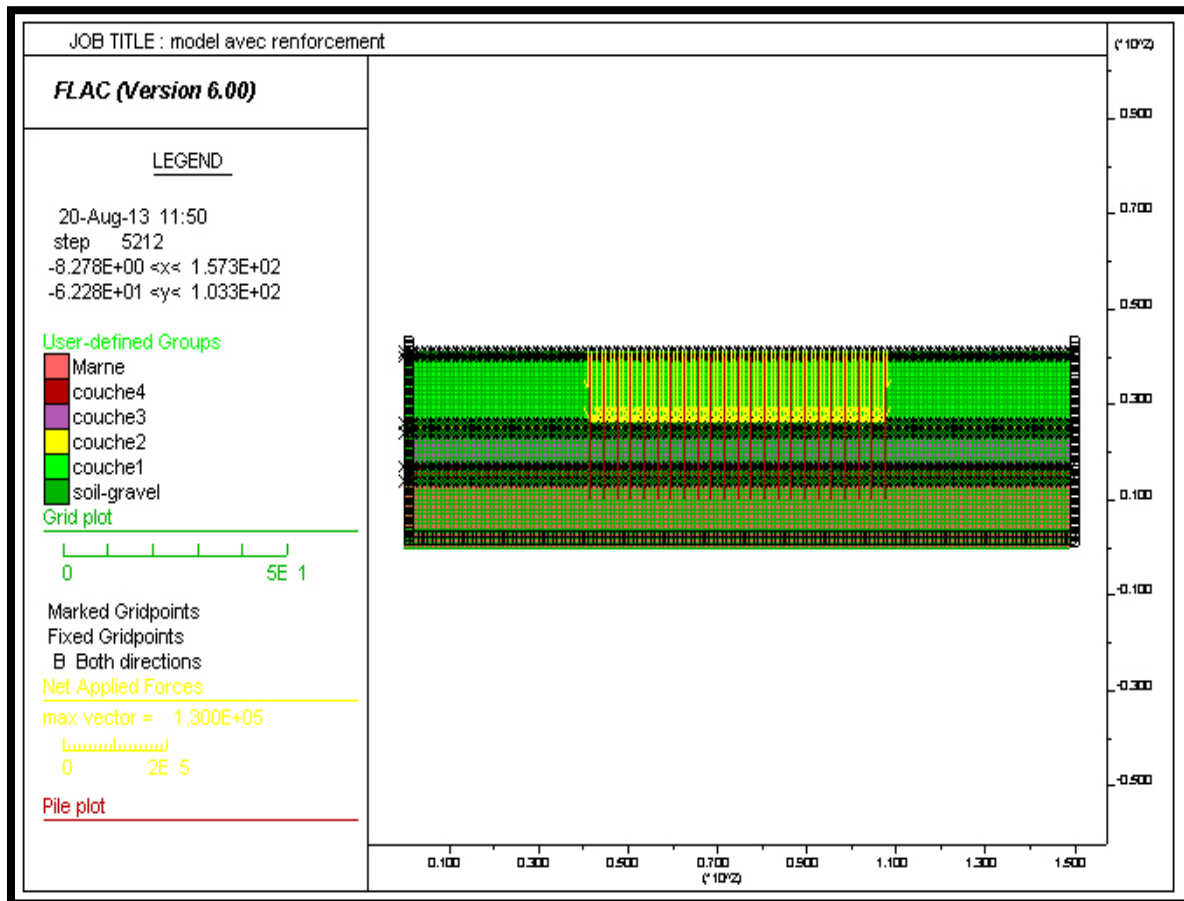


Figure IV.8: présentation le model à analyser sous chargement statique avec renforcement

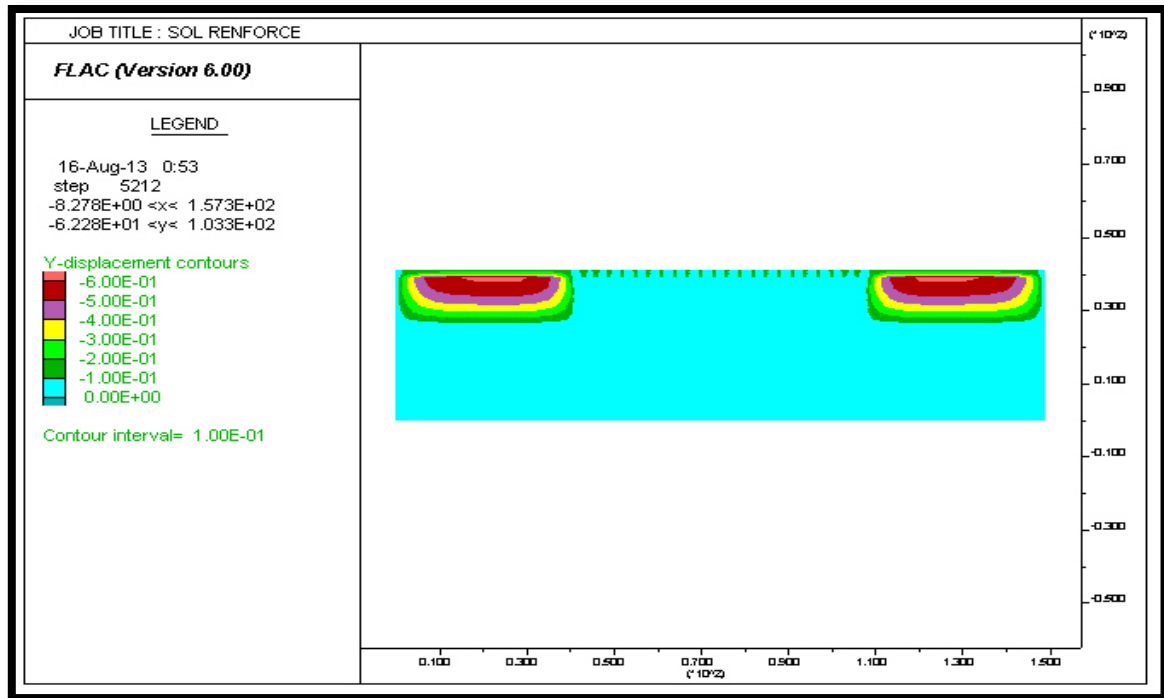


Figure. IV.9 : résultat des tassements de sol sous chargement statique avec renforcement.

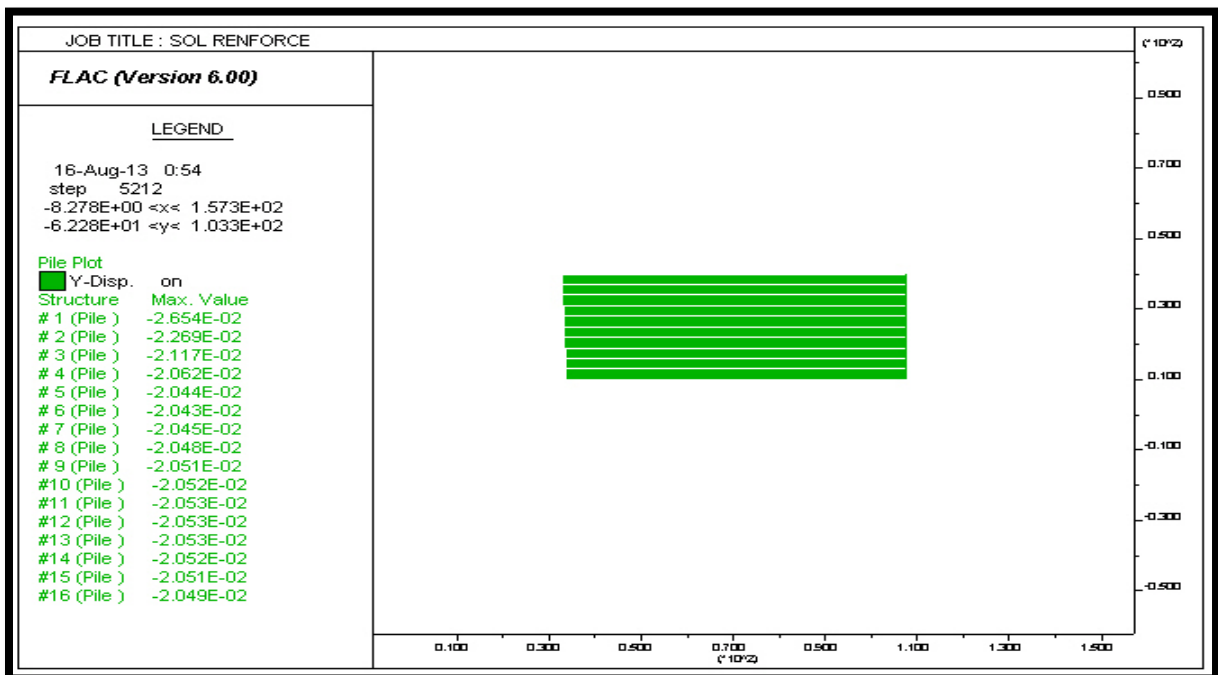


Figure IV .10 : Résultat des tassements des pieux.

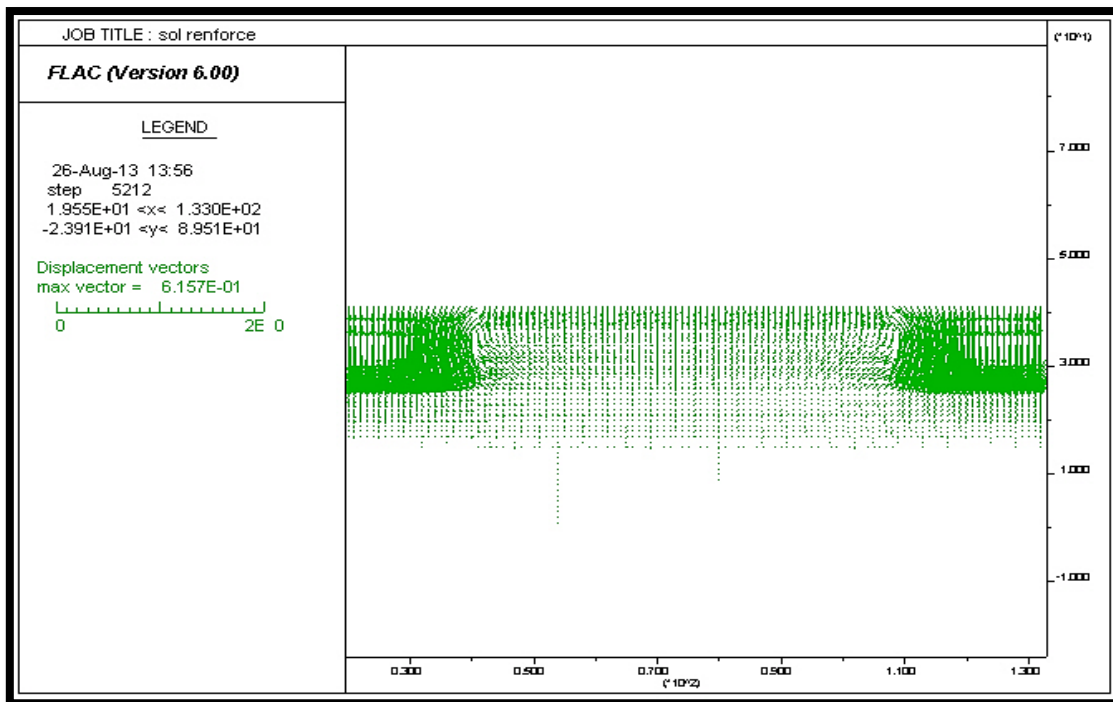


Figure IV.11: Présentation des vecteurs déplacements du sol

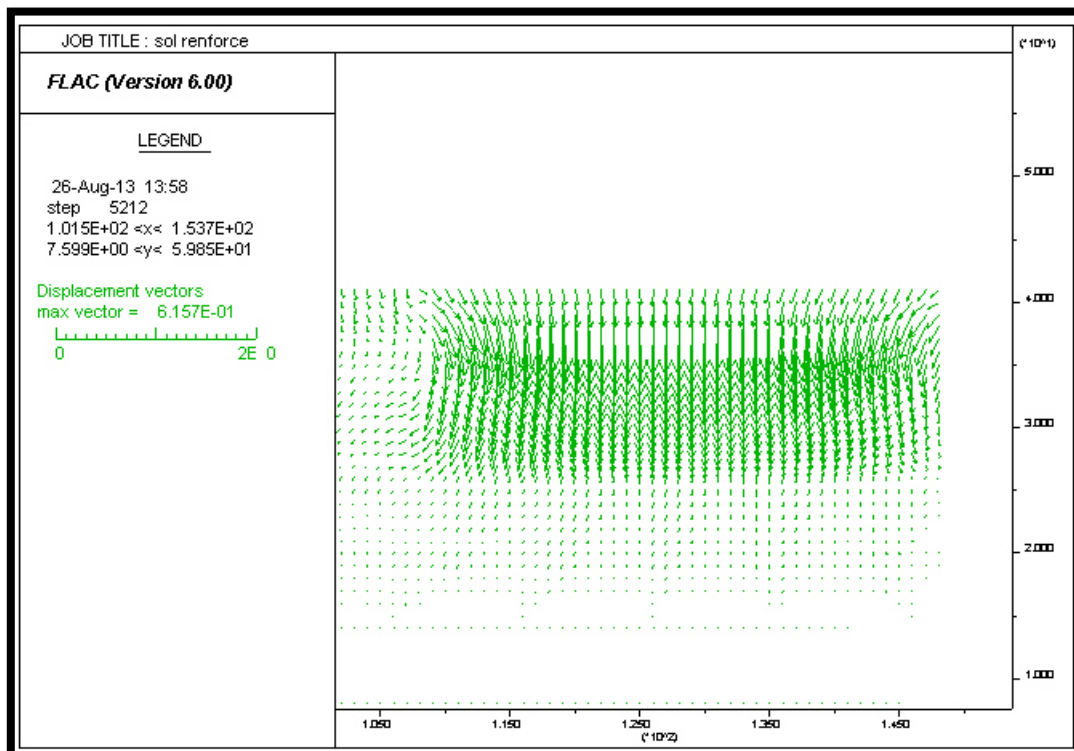


Figure IV.12: Présentation un agrandissement une partie de contour déplacement

La figure 9 montre le changement des formes des contours de déplacement (tassements) du sol après le renforcement. On voit un tassement presque nul approche de zéro dans la zone renforcée et quelque petit point de tassement dans le matelas élastique sa valeur est 10cmet dû par l'effet de voûte.

En dehors de la zone renforcée, on remarque des zones de tassement tel que la valeur max est de 60 cm. Dans la couche superficielle, cette valeur diminue en profondeur.

La figure 10, nous donne les valeurs de tassement des pieux. On voit une grande excitation sur les pieux extrêmes qui subissent un grand tassement 2,654 cm puis ce diminue sur les pieux à côté jusqu'à 2,048 cm au 8^{ème} pieu, en suite il commence d'augmenter 2,053 cm jusqu'à 11^{ème} et 12^{ème} pieu et symétrique pour le reste.

La figure 11, nous explique comment le sol bouge à l'intérieur, comme on voit sur la partie zoomé ou agrandie, les vecteurs de déplacement de sol justifient les grands tassements sur les côtés.

IV.3.3.3 Analyse du sol renforcé avec l'influence des paramètres :

IV.3.3.3.1 Analyse avec un ajout de Nombre de pieux :

On ajoute des pieux sur les côtés en dehors de la charge, pour le sol renforcé précédemment avec deux pieux pour chaque côté puis trois pieux.

IV.3.3.3.1.1 Analyse du sol renforcé avec un ajout 2 pieux en plus :

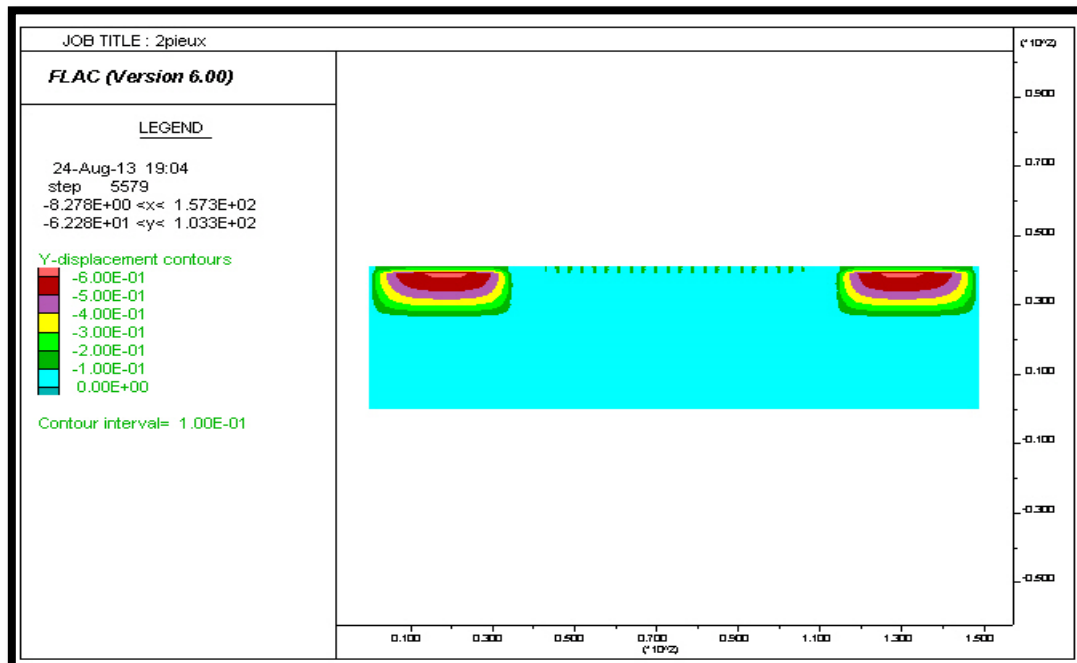


Figure IV.12 : Les tassements de sol sous chargement statique avec renforcement. (+2pieux)

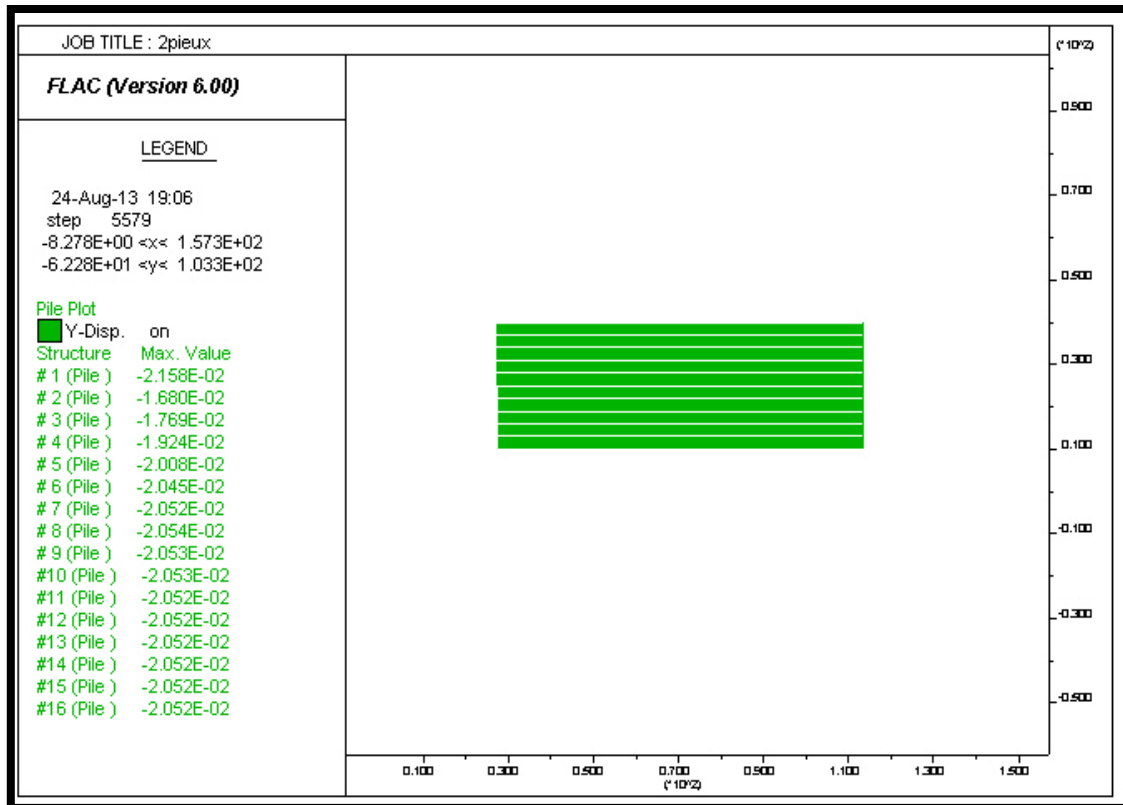


Figure IV .13: Résultat des tassements des pieux (+2pieux).

On voit sur la figure 12 que les contours déplacements (les tassements) de sol sont presque pareils avec l'analyse précédent, mais on remarque sur les pieux qu'on a ajouté, il n'y a pas des tassements au niveau de matelas. Seulement un raccourcissement des surfaces des tassements de sol sur les côtés, même avec l'ajout des quatre pieux les valeurs de tassement sont identiques.

La figure 13 montre les tassements des pieux. Qui sont un peu moins par rapport à la première analyse (renforcement des sols sous chargement statique), le tassement de pieu max est deux virgules cent cinquante-huit centimètre sur le premier pieu et le tassement de pieu min est un virgule six cent quatre-vingt centimètre sur le deuxième pieu.

Si on compare ces résultats par rapport aux résultats des tassements des pieux de la première analyse (renforcement des sols sous chargement statique), on remarque une diminution des tassement des pieux sur les quatre premiers pieux, puis il y a une augmentation sur les quatre pieux suivants, et les autres ont les mêmes valeurs ou bien avec des variations minimales.

IV.3.3.3.1.2 Analyse du sol renforcé avec un ajout de 3pieux en plus ;

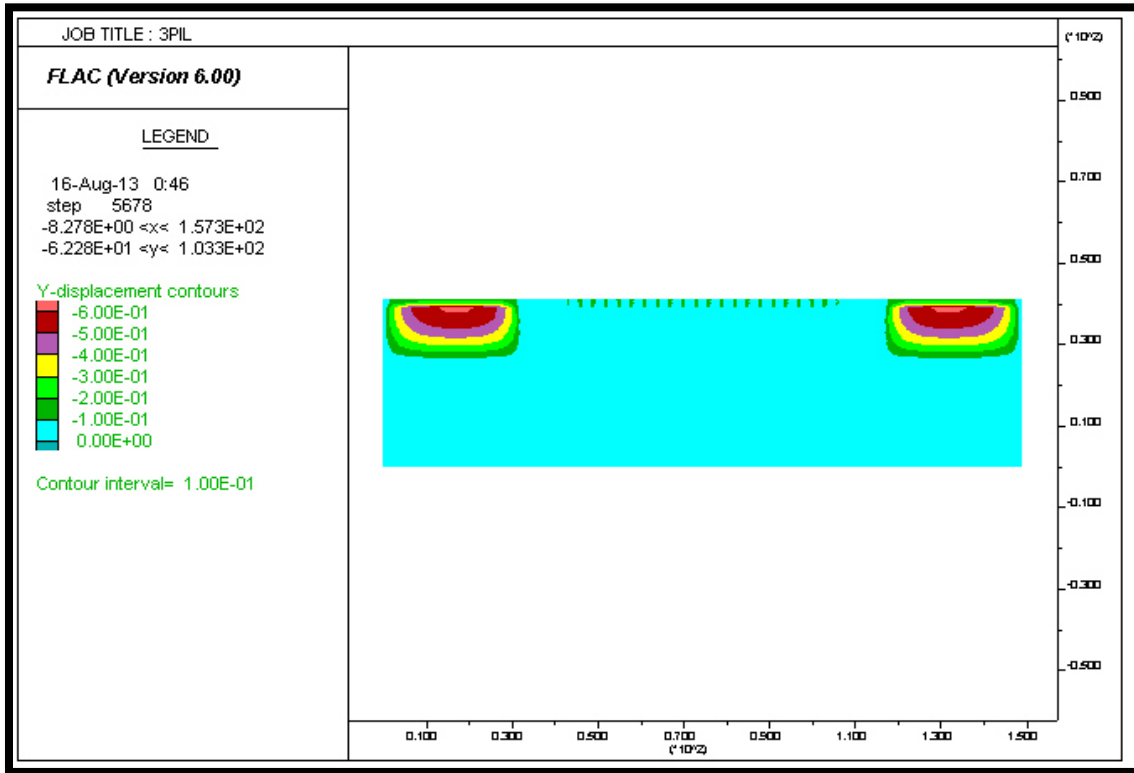


Figure IV .14 : Le contour de tassements du sol sous chargement statique avec renforcement. (+3pieux)

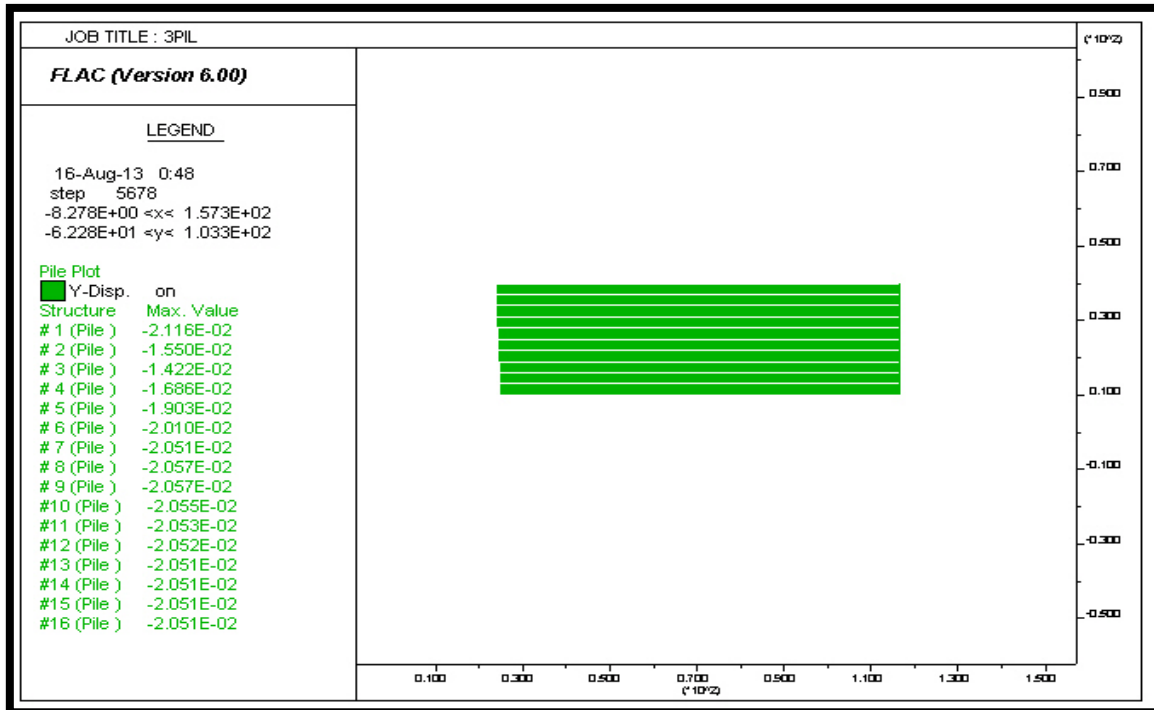


Figure IV .15 : Résultat des tassements des pieux (+3pieux)

Dans la figure 14, on remarque que les contours du déplacement (tassements) du sol sont les mêmes que celle avec deux pieux (fig. IV.12) .c'est à dire on a des petite surface de tassement au niveau du matelas en dessous de la charge de l'ordre de dix centimètre, par contre les tassements sont presque nul dans la zone renforce en d'hors de la charge ;aussi un raccourcissement des surfaces de tassement sur les côtés là où il n'y a pas de renforcement toujours dans l'ordre de soixante centimètre avec une diminution successive de dix centimètre jusqu'a un tassement presque néant.

La figure15 , nous étale la variation des valeurs de tassement des pieux selon la sollicitation à l'effort , on a un tassement max de pieu de l'ordre de deux virgule cent size centimètre sur le premier pieu , en suite on a un tassement de pieu min de un virgule cent quarante quatre centimètre au troisième pieu.

Si on compare les résultats des tassements des pieux dans l'analyse avec ajout + 2 et +3 pieux , on trouve les mêmes effets , c'est à dire on aperçoit une influence sur les premier pieux extrême avec une réduction des tassements des pieux, puis une augmentation des tassement sur les secondes pieux, et les autres peuvent avoir une petite variation de zéro virgule un millimètre .

IV.3.3.2Analyse du sol renforcé avec un soulèvement des Tête d'inclusion :

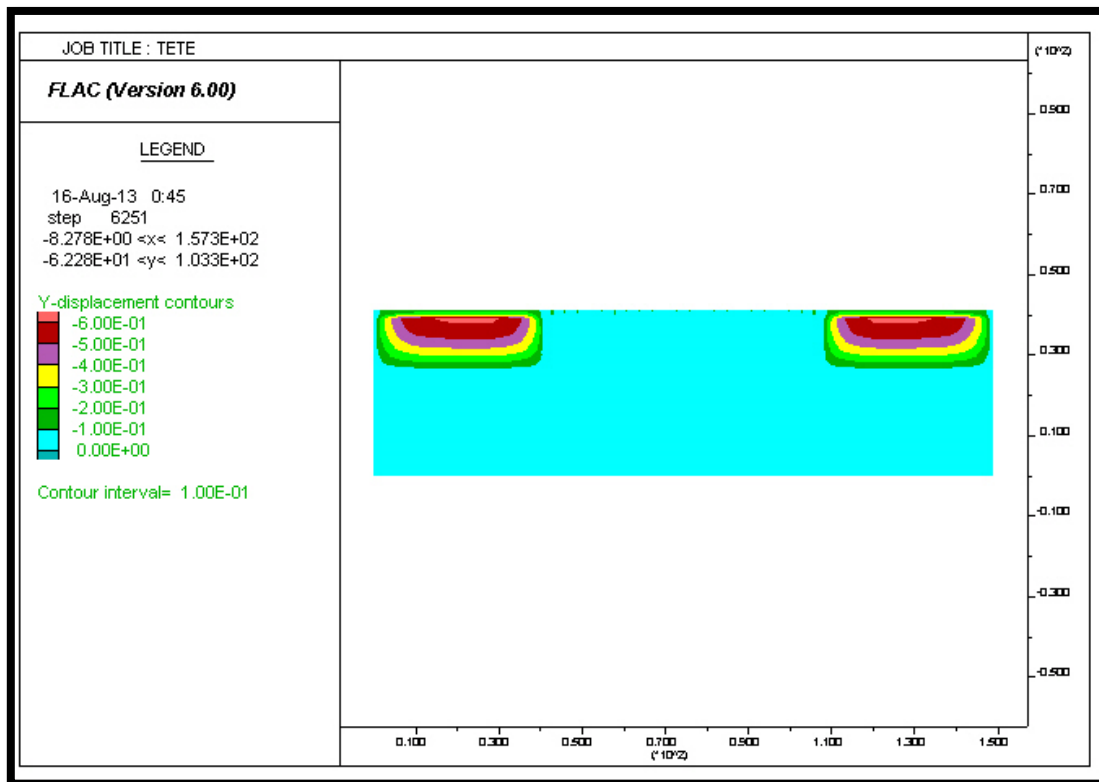


Figure IV .16 : Présentation le contour de tassements du sol sous charge avec soulèvement des têtes des pieux

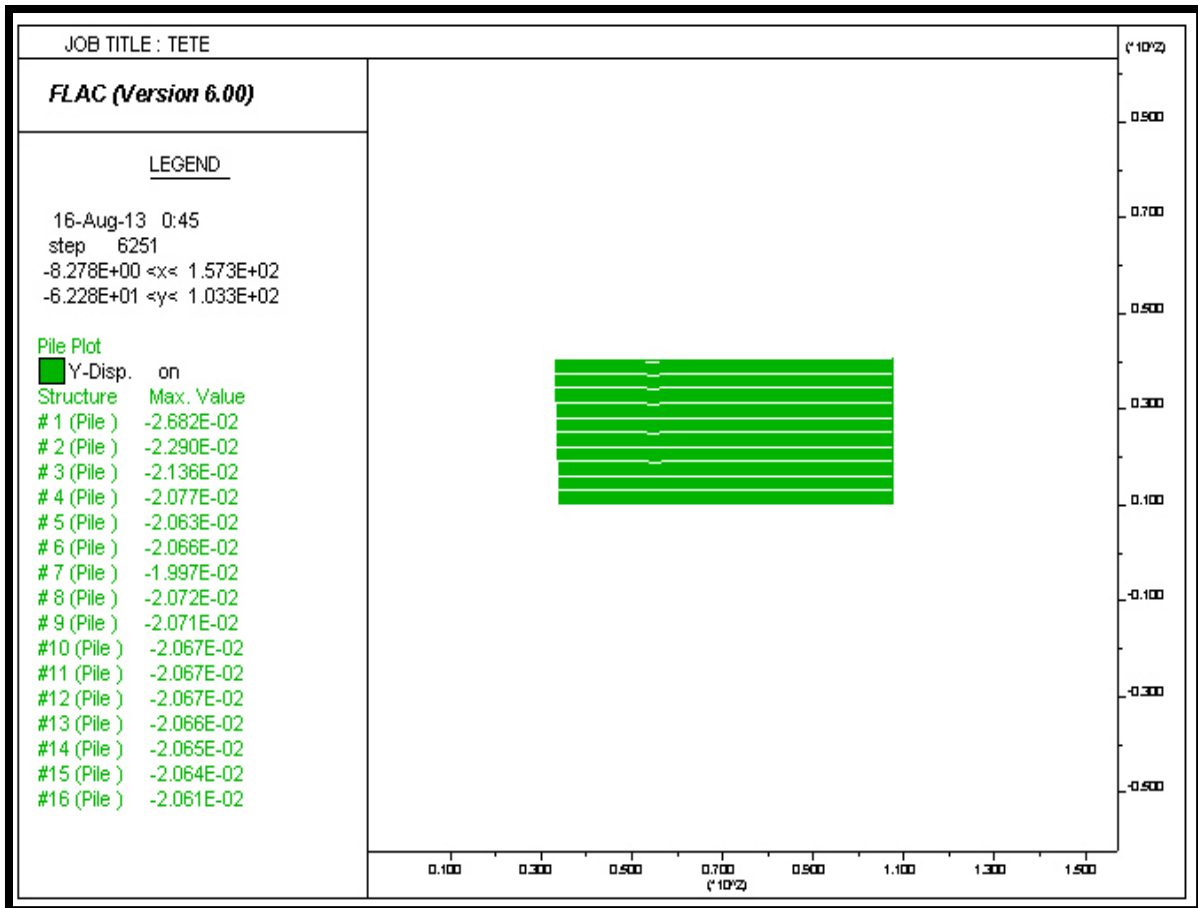


Figure IV .17: Les valeurs de tassement des pieux sous charge avec soulèvement des têtes des pieux

On voit sur la figure 16 le contour déplacement (le tassement) de sol est presque néant au niveau de la zone renforcée, et que les autres tassements sont figés dans le même ordre.

la figure 17, le tassement max de pieu est 2.682 cm sur les pieux extrême et le tassement min de pieu est 1.997cm.

En comparant ces résultats, avec les résultats obtenus lors de l'analyse du sol renforcé avec inclusions rigides en considérant les têtes des inclusions sous le matelas élastique on remarque une légère amélioration des contours déplacements dans le sol au niveau des inclusions

IV.3.3.3 Analyse du sol renforcé avec un changement de diamètre des inclusion de $d=1.2m$:

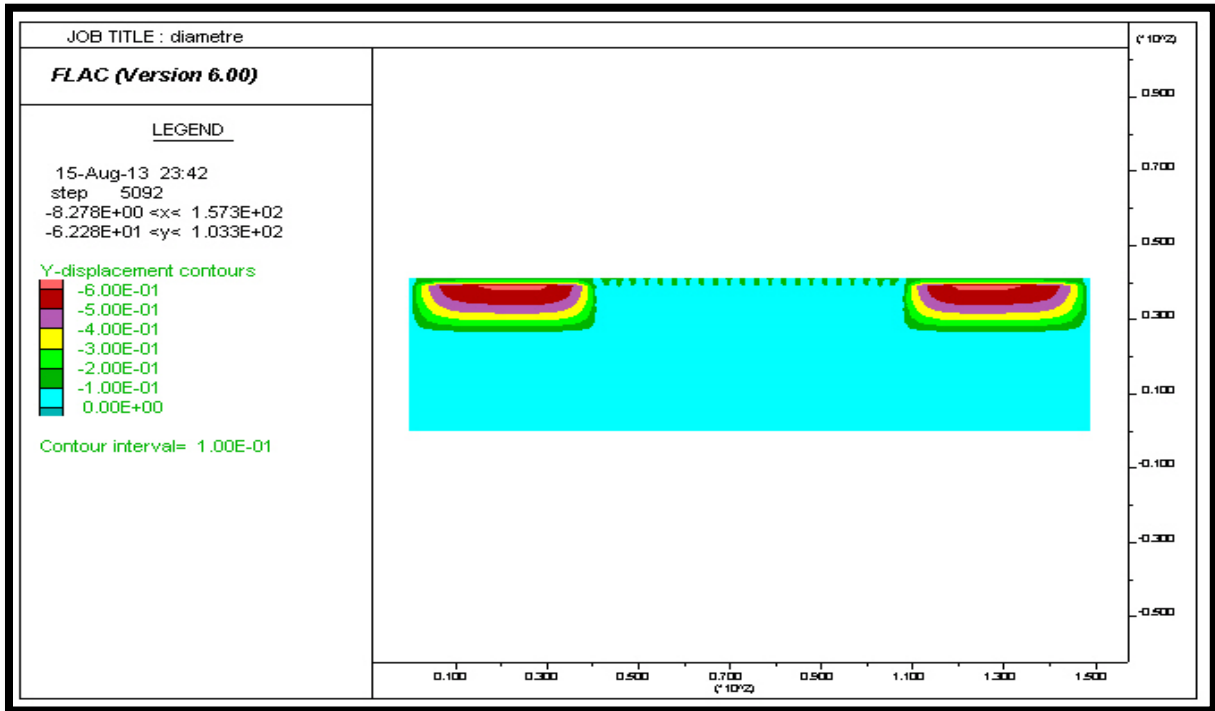


Figure IV .18 : Présentation le contour de tassement du sol renforcé sous charge avec changement le diamètre des inclusions

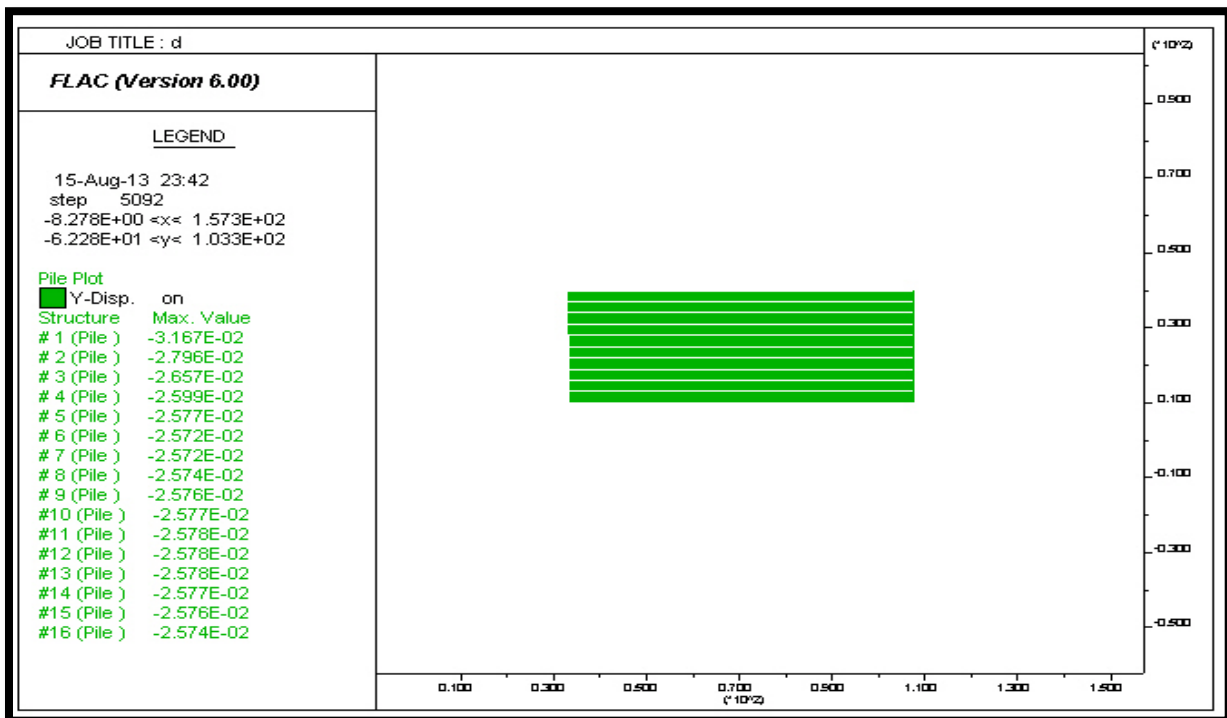


Figure IV .19: Les valeurs de tassement des pieux sous charge avec changement le diamètre des pieux

La figure 18, nous présente le schéma de tassement du sol renforcé avec des pieux de diamètre 1,2m, ces tassement sont presque semblable par rapport à la premier analyse(renforcement des sols sous chargement statique), c'est-à-dire on a des points de tassement dans la zone renforcée au niveau de matelas élastique avec une valeur de 10 cm, ainsi les tassements au niveau de la zone non renforcée sont similaire aussi à la premier analyse. des tassements superficiels de 10cm qui se progressent successivement par intervalle de 10cm avec un élargissement petit jusqu'à un tassement de 60 cm ,puis les tassements commencent à se réduire par le même intervalle et la même forme.

La figure 19 nous donne l'évolution des tassements des pieux après le changement de diamètre des pieux qui sont renforcés dans le sol par une valeur max 3,67cm toujours sur les pieux extrême puis un enfoncement min de 2,572cm au niveau de sixième et septième pieu.

IV.3.3.3.4 Analyse du sol renforcé avec une variation de la rigidité du matelas :

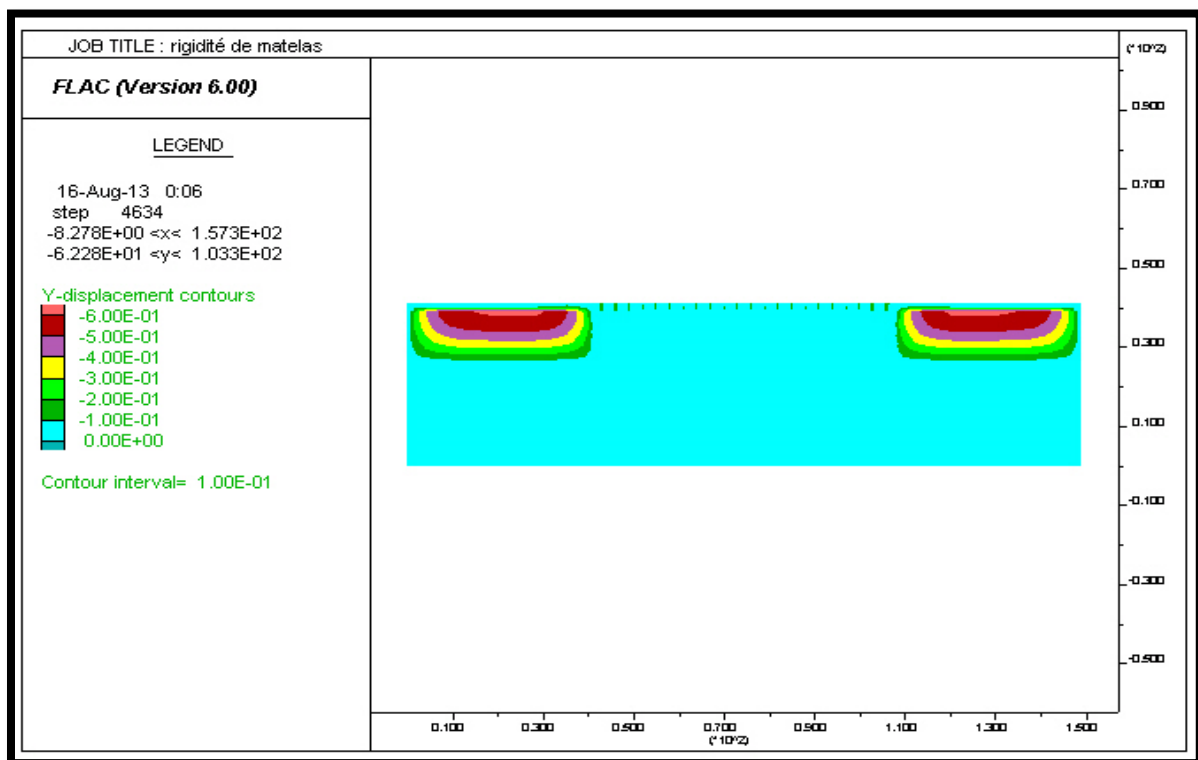


Figure IV .20 : Résultat des contours de déplacement (tassements) de sol renforcé sous chargement avec changement k

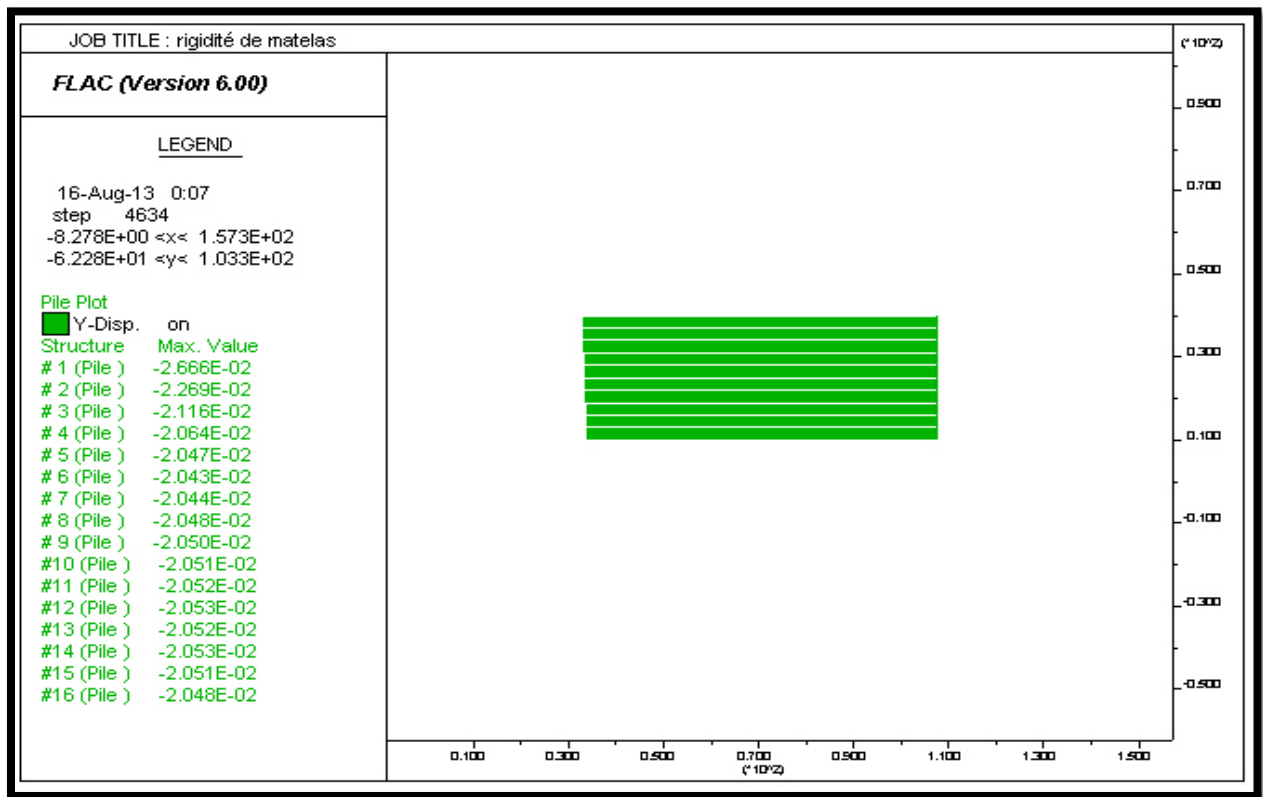


Figure IV .21 : Résultat des tassements des pieux.

La figure 20, nous montre aussi les résultats après le changement de la rigidité de matelas élastique, on remarque un réconfort presque total dans la zone renforcée, c'est-à-dire on a un tassement infiniment petit mais le logiciel prend directement la valeur 0. Sur le matelas élastique de la zone non renforcée on trouve des tassements nuls suivis par des tassements qui prennent les mêmes valeurs et les mêmes formes que la première analyse (renforcement des sols sous chargement statique).

La figure 21 explique les l'évolution des tassements des pieux de plus enfoncé dans le sol et le moins enfoncé avec des valeurs de max et min respectivement 2.666 cm et 2.043cm.

La comparaison de cette analyse avec la première, on remarque une bonne amélioration sur la partie renforcée avec les mêmes tassements des pieux.

IV.3.3.3.5 Analyse du sol renforcé avec un changement de Distance entre inclusion d :

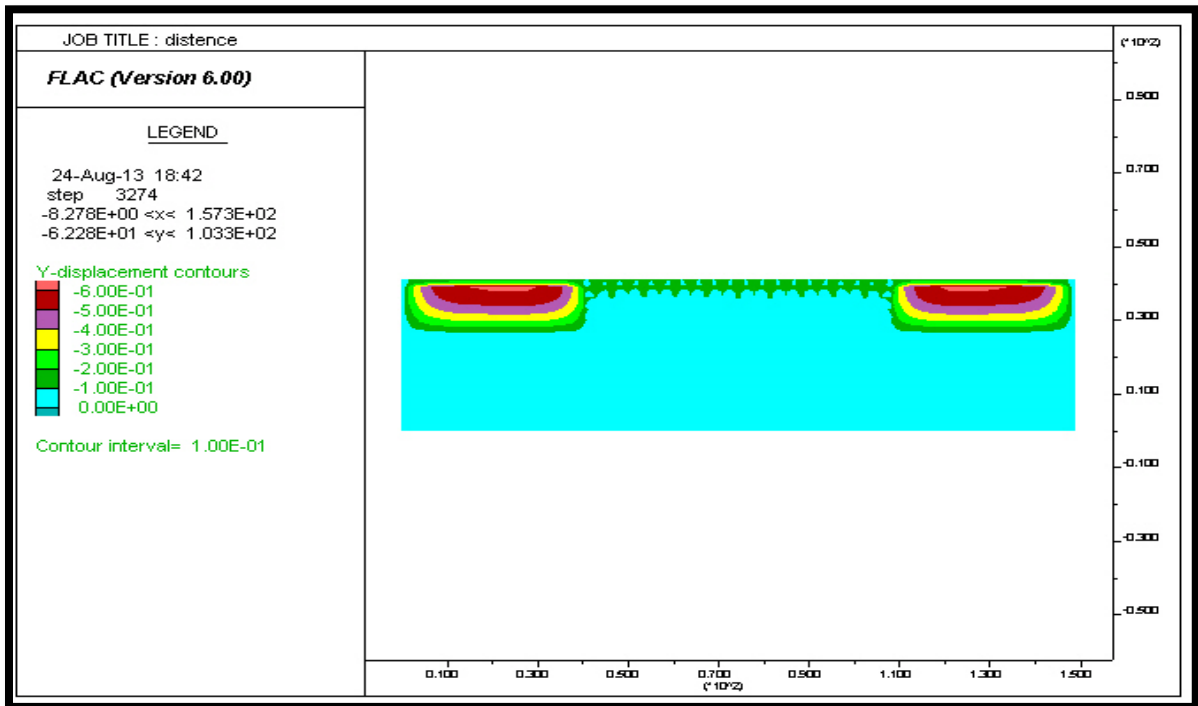


Figure IV .22 : Résultat des contours de déplacement (tassements) du sol renforcé sous chargement avec changement d

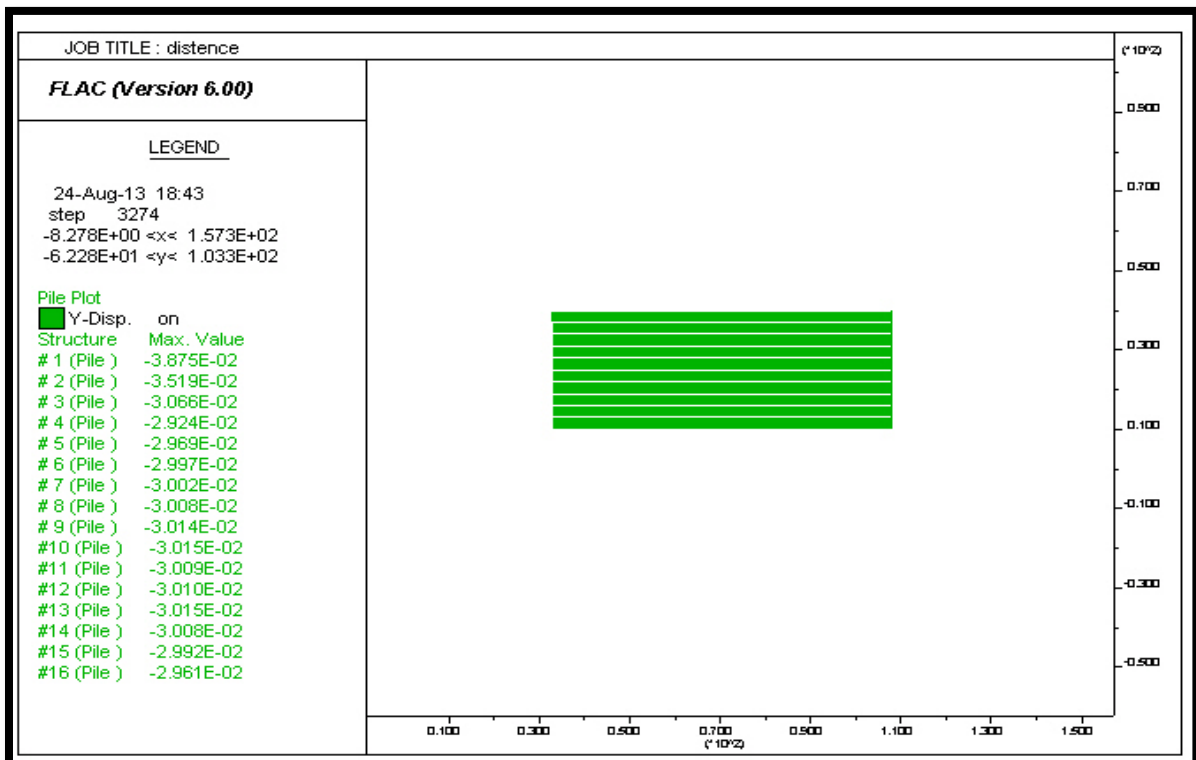


Figure23 : Résultat des tassements des pieux.

Dans la figure 22 ; on aperçoit les surfaces de tassements du sol au niveau de matelas un peu développé 10 cm dans la zone renforcée, et sur les côtés les tassements du sol sont restés aux mêmes valeurs et aux mêmes formes de tassement.

La figure 23 nous présente les valeurs de tassement des pieux après le changement des distances entre les axes des pieux. On observe une augmentation dans les valeurs de tassement des pieux que leur max est de 3.875cm trois sur les pieux extrême et d'une valeur min est de 2.924cm.

Analyse du sol renforcé avec un changement de la hauteur de matelas (H =1.5)

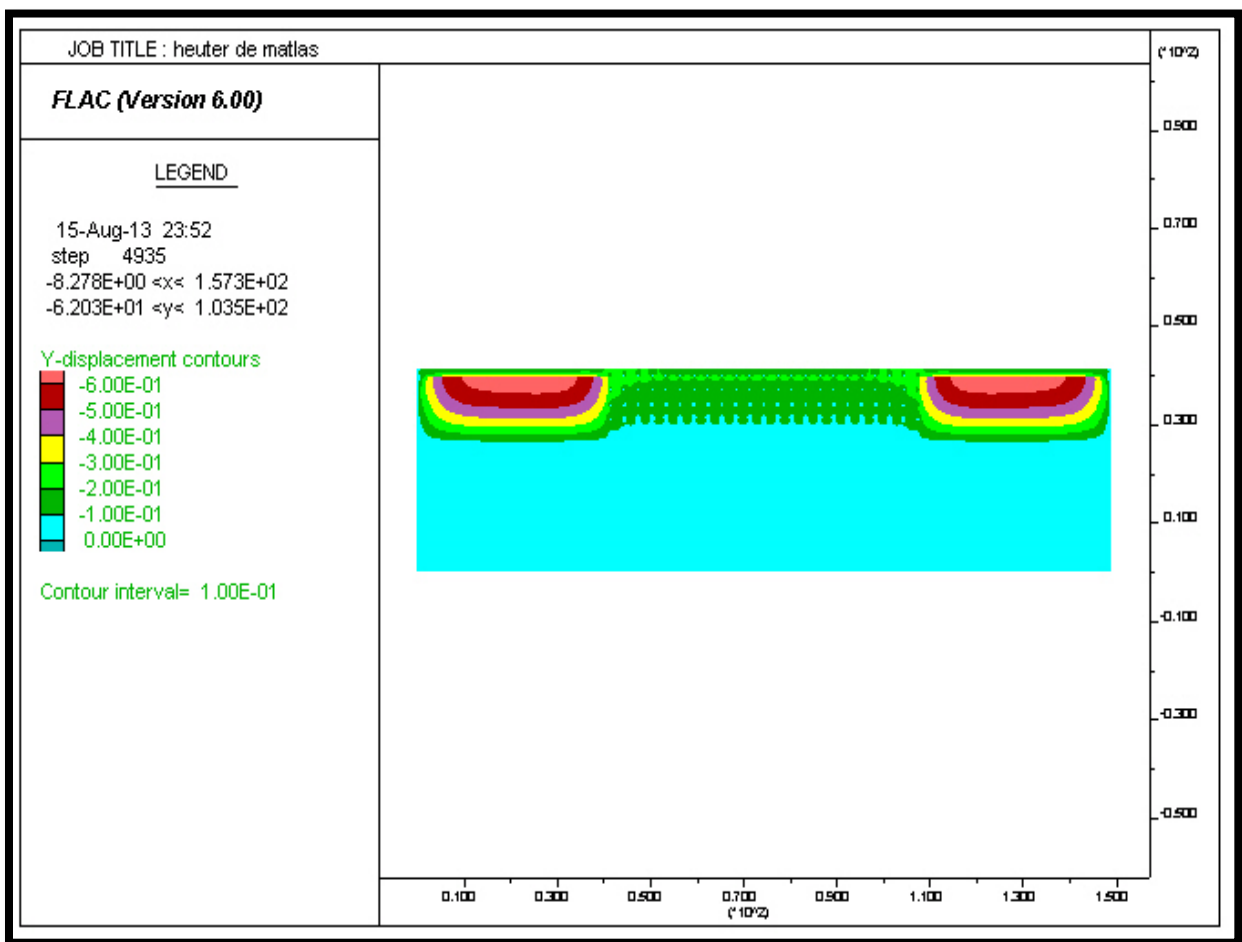


Figure IV .24 : Présentation les contours de tassements du sol renforcé sous chargement statique avec changement de la hauteur de matelas.

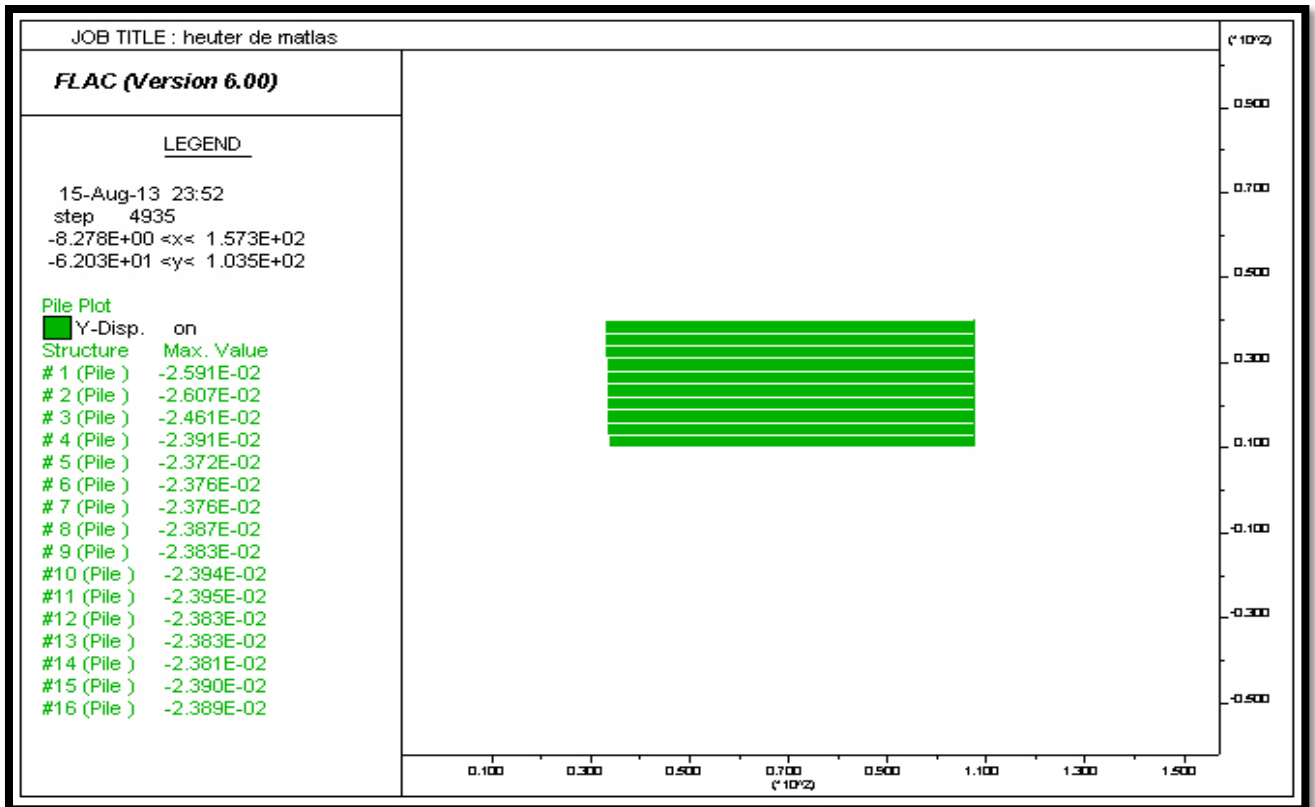


Figure IV.25 : résultat des tassements des pieux après changement la hauteur de matelas

Dans la figure 24, le plan de tassement du sol est le même que celui de la première analyse (renforcement des sols sous chargement statique), mais on remarque un changement sur la partie renforcée aux extrémités ; et au niveau de matelas des petites sections de tassement de l'ordre de 20 cm, puis un autre tassement d'une surface épaisse sur la profondeur d'une valeur de 10cm suivie par un tassement presque néant.

Sur les côtes de renforcement le tassement est tendu de 60 cm, les restes prennent la même forme et la même valeur.

Dans figure 25 : en référence a la première analyse on constate une augmentation des tassements sur tous les pieux, d'une différence de 0.3cm.

IV.3.3.4 Analyse du sol non renforcé sous chargements :

Dans cette analyse on concéder notre sol libre sans renforcement qui ne sera soumis uniquement à l'excitation sismique

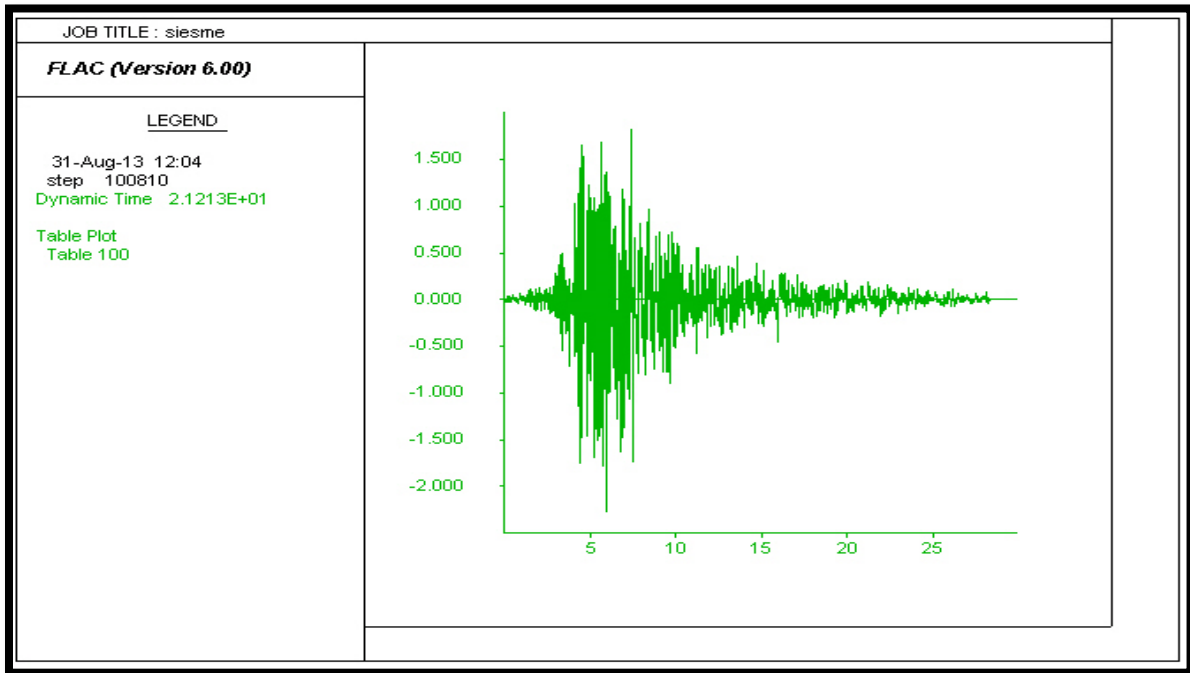


Figure IV .26 : Présentation la courbe de l' accélogramme

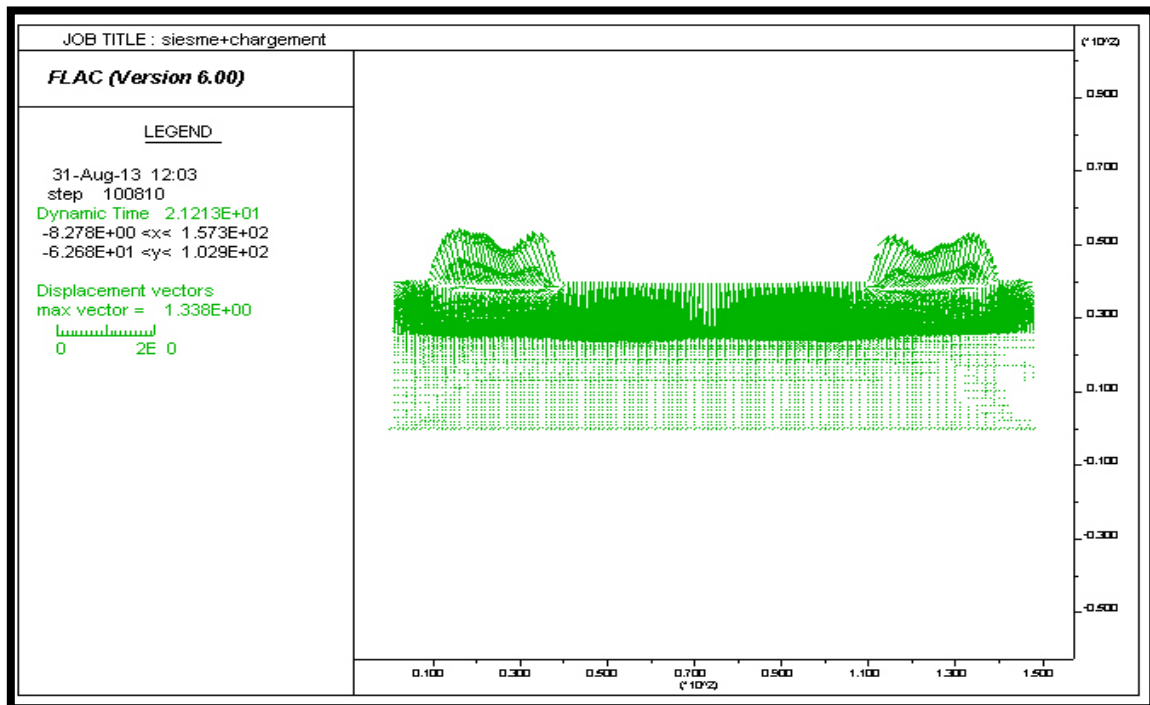


Figure IV .27 : Présentation les vecteur de déplacent du sol sous chargement statique avec excitation sismique

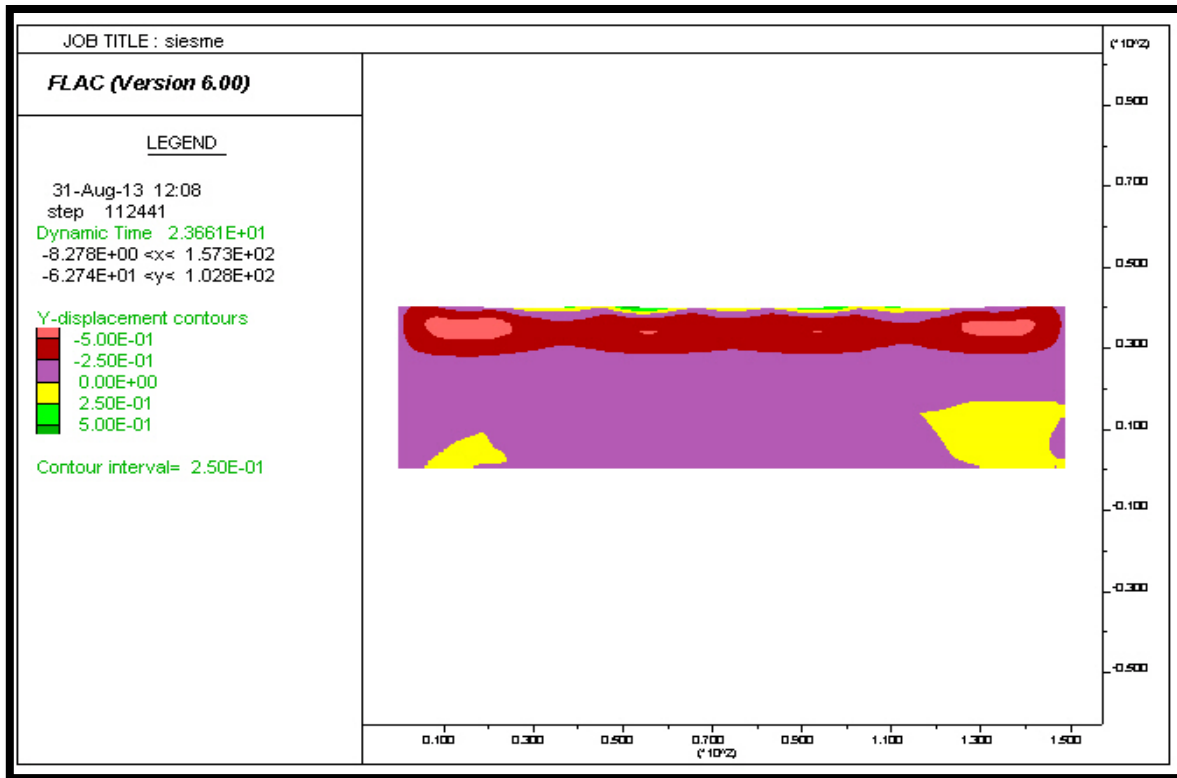


Figure IV .28 : Présentation les contours de tassement du sol sous chargement statique avec excitation sismique

IV.3.3.5 Analyse du sol non renforcé sous chargement statique avec excitation sismique

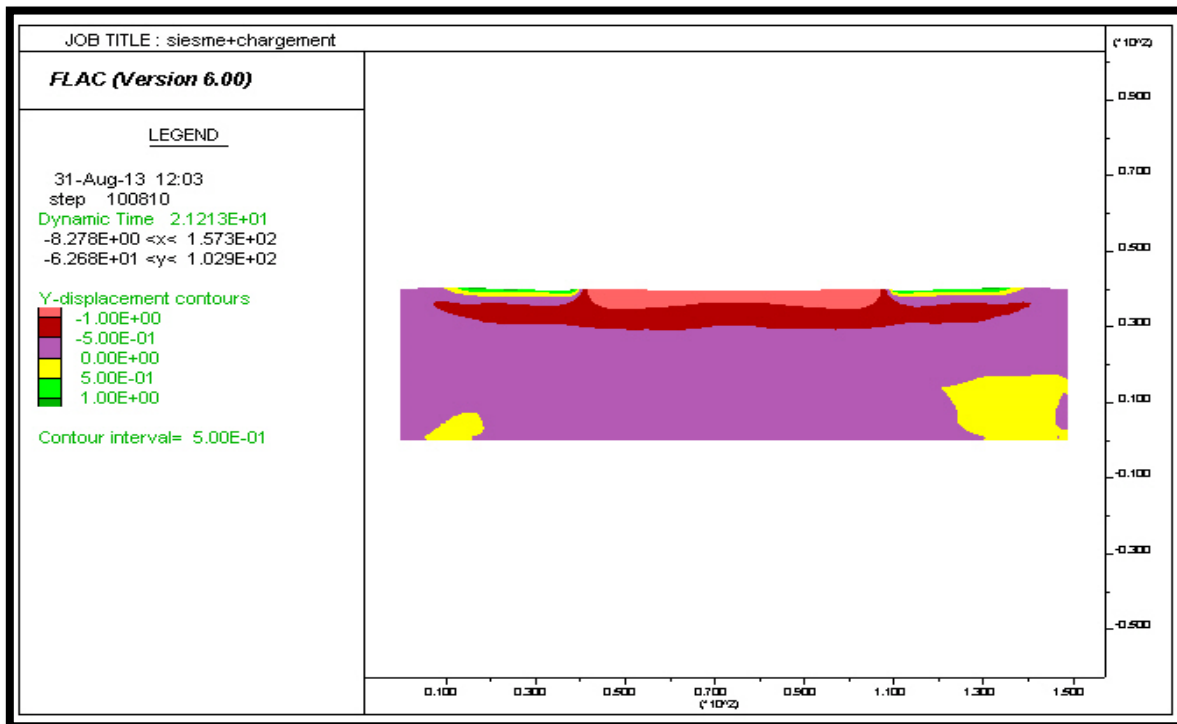


Figure IV .29 : Présentation les contours de tassement du sol sous excitation sismique .

Dans la figure 28 : on voit les contours déplacement (des tassements) de sol sous l'action sismique, et sa valeur est de 50cm à l'intérieur du sol au niveau des couches superficiel sur les côtés puis une longue surface de tassement à l'intérieure aussi d'une valeur 25 cm .Ensuite on trouve des petites surfaces de soulèvement de cin50cm et le reste de sol a des tassements infiniment petits.

Dans la figure 29 on remarque un changement sur la forme de tassement après avoir un chargement vertical toujours sous excitation sismique, on a un contours déplacement (un tassement) max en dessous de la charge verticale d'une valeur de 1m et suivi par des tassement élague sur les côtés de la charge de 50cm,et aussi on observe un soulèvement sur les côtés de la charge avec des petite surface d'une valeur max est de 1m.

Dans la figure 27 nous éclaire la façon le sol bouge sous charge vertical avec excitation sismique

IV.3.3.6 Analyse du sol renforcé sous chargement statique avec excitation sismique

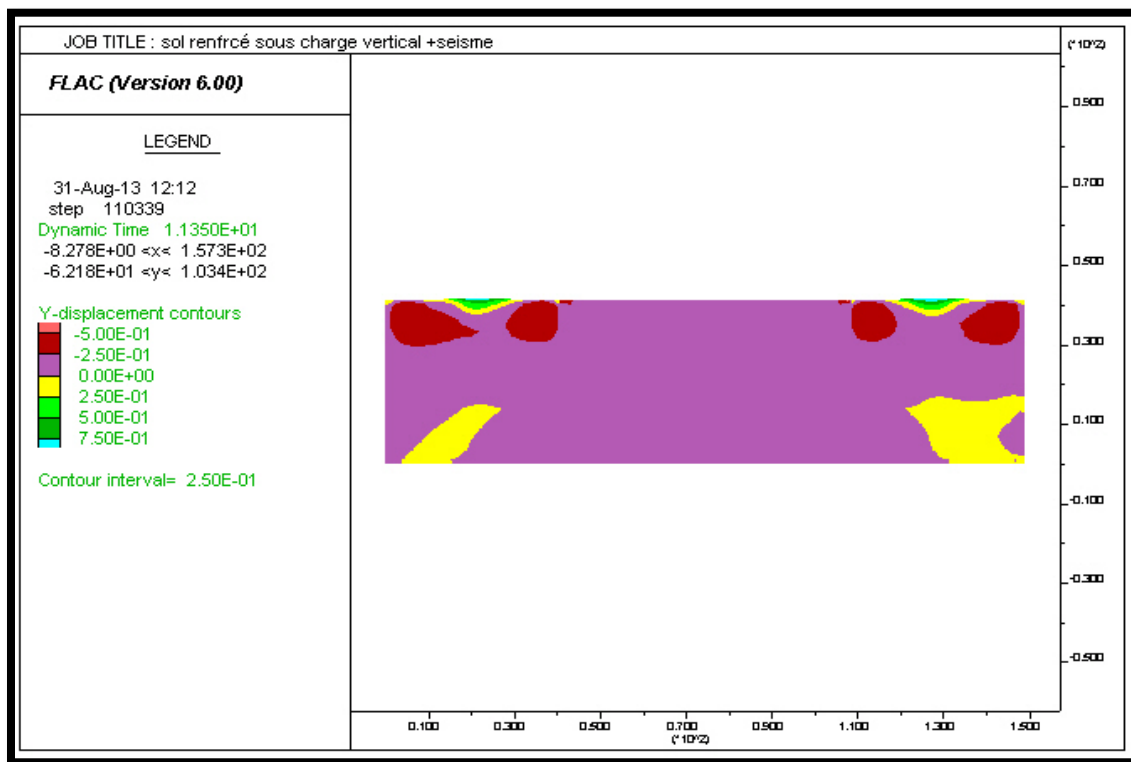


Figure IV .30 : Présentation des contours de tassements du sol renforcé sous charge statique avec excitation sismique.

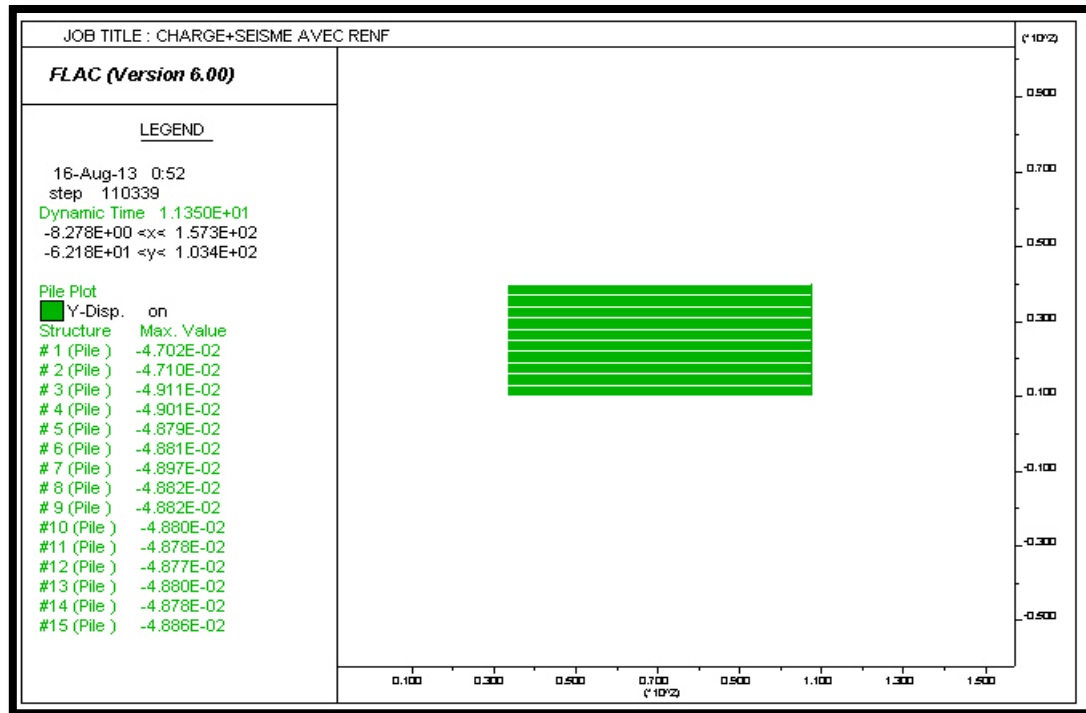


Figure IV .31 : Présentation les tassements des pieux

Dans la figure30 : on distingue un grand changement après le renforcement de sol qui soums à un chargement vertical avec excitation sismique sur les contours déplacement (les tassements) du sol, c'est à dire on ne trouve pas des tassements dans la zone renforcé, et on remarque des petites surface de tassement et de soulèvement du sol en dehors de la zone renforcé.

Sur la figure 31 : on trouve que les tassements des pieux sont admissibles par ce que la valeur max est de4.911cm

IV.4 Conclusion :

On a présente dans ce chapitre le code de calcul Flac^{2D}utilisé de notre analyse, puis le profil de siteoù situé notre mode, en suite on a passe de montré les différents résultatsqu'on a obtenu après plusieurs simulation soit statique, sismique et les deux en même temps sans renforcement et avec renforcement par des inclusionsrigide.

La technique de renforcement des sols par inclusion rigide est une technique très efficace, par ce qu'ilmaintient le sol et supporte les charges, c'est-à-dire il réduise les tassements du sol, augmente la capacité portante et élimine presque la liquéfaction du sol.

Cette technique a besoin d'avoir un bon dimensionnement, par ce que leur paramètre influence sur sa fonctionnalité.

Conclusion générale

Ce travail a été entrepris dans le but de collecter des informations et d'approfondir nos connaissances relative aux techniques d'amélioration et de renforcement des sols.

La recherche bibliographique nous a permis d'apercevoir la multitude et la variété des techniques d'améliorations et de renforcements des sols. Et que chacune d'entre elles se distingue par son mode de fonctionnement et son domaine d'application approprié. Mais on peut dire aussi qu'elles ont en commun un seul et même objectif, qui est l'augmentation de la capacité portante et la réduction des tassements en éliminant les risques de liquéfaction. Ces techniques restent toujours onéreuses à mettre en œuvre. Ce qui conduit les géotechniciens à faire une étude approfondie et une parfaite connaissance du sol à renforcer, afin d'aboutir à un bon choix ralliant économie et efficacité.

La technique de renforcement par des inclusions rigide est l'une des techniques qui s'adapte sur toutes natures de mauvais sols. Son principe de fonctionnement est simple. Il se fait en transférant les charges en premier lieu sur le matelas puis sur les inclusions par un effet de voûte et jusqu'au niveau du substratum.

Parmi les catastrophes naturelles qui influe beaucoup sur le sol on trouve le séisme. C'est un phénomène qui pose des problèmes aux ingénieurs par ses effets de site ou d'induite qui cause l'effondrement des ouvrages, l'affaissement des plates-formes, glissement de terrain, liquéfaction des sols ... etc.

Dans ce contexte, on a effectué une simulation de renforcement sur notre sol avec les caractéristiques mécaniques déterminées par un laboratoire de travaux publique, avec la technique d'inclusion rigide constitué par un matelas élastique et d'inclusion vertical dont on a simulé avec différents diamètres et différentes distances entre chaque inclusion pour voir l'influence de ces paramètres.

Suite à cela, on a aperçu qu'en augmentant le diamètre des inclusions on aura toujours un bon renforcement du sol, mais en constatant qu'à l'extrémité des têtes d'inclusion il y a des petits déplacements (petit tassement) ; puis en ajoutant le nombre d'inclusion les petits tassements se dissipent jusqu'à presque un renforcement parfait. À partir de cela, on peut dire que le diamètre des inclusions n'influe pas sur le renforcement des sols.

Puis on a étudié l'influence de la distance entre les inclusions en l'augmentant à chaque simulation ; on a constaté que plus la distance est grande, plus il y a de grand tassement. Cela nous mène à dire qu'il n'y a pas eu la transmission de charges par l'effet de voûte.

On a aussi constaté, qu'en plaçant les têtes d'inclusion à l'intérieur du matelas on obtiendrait des tassements assez négligeables qu'en les plaçant au-dessus du matelas.

Aussi on a remarqué que la rigidité du matelas joue un rôle essentiel dans le renforcement du sol ; mais la hauteur de celui-ci aussi influence directement sur le sol en causant des tassements élevés avec de grandes hauteurs de ce matelas.

Ensuite, on a refait la même simulation avec la méthode dynamique (excitation sismique), les résultats obtenus sont dans l'ordre des résultats trouvé par la méthode statique. À partir de cela on peut dire que cette technique est efficace même dans les zones sismiques.

Enfin on peut dire que le renforcement par inclusion rigide est l'une des méthodes les plus efficace de renforcement de sols mais tout en maîtrisant à la fois trois paramètres essentiels à savoir le diamètre, la distance mais aussi la hauteur du matelas des inclusions.

Bibliographie :

Association française du génie parasismique (AFPS), Comité français de mécanique des sols (CFMS). « Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques » Presse des ponts 2012.

Bouafia A « introduction à la dynamique des sols » ; office des publications universitaires 2010
Tome 1 principe de base
Tome 2 calcul dynamique des ouvrages géotechniques,

De Gennaro V, Frank R. « Modélisation de l'interaction sol-pieu par la méthode des éléments finis ». École Nationale des Ponts et chaussées-LCPC, Institut Navier, (2005) ;

FRANK R, « Calcul des fondations superficielles et profondes », Techniques de l'ingénieur, Paris, (2003)

Hatem A., Shahrour I., Lambert S., Alsaleh H. (2009) Analyse du comportement sismique des sols renforcés par des inclusions rigides et par des colonnes à module mixte, Rencontres de l'AUGC.

KRAMER S.L « Géotechnique Tremblement de terre Ingénierie ». New Jersey: Prentice-Hall, 1996;
L. Briançon, R. Kastner, B. Simon, D. Dias « Etat des connaissances - Amélioration des sols par inclusions rigides ». Symp. Int. Sur l'Amélioration des Sols en Place. ASEP-GI, 9-10 septembre 2004, Paris, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2004, pp 15-44.

Melbouci B « méthode de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, » 2009 Edition El -Amel

O. Combarieu « Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l'édification de remblais sur sols médiocres » Revue Française de Géotechnique, 1988, vol. 44, pp 57-79.

O. Jenck « Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique » Thèse, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2005.

PLUMELLE C, « Cours-Fondations-Profondes ». CNAM, Paris, 2003;

R. Ousta « Etude du comportement sismique des micropieux » Thèse de doctorat, Université Lille 1, 6 mars, 1998.

X Zhang « Modélisation physique et numérique des interactions sol structure sous sollicitations dynamiques transverses » Thèse de doctorat .UNIVERSITÉ DE GRENOBLE spécialité : Matériaux, Mécanique, Génie civil, Electrochimie 28 octobre 2011

www.franki-geotechnics.be/Business-Units/Piles/Secanspalenwand---Verbuisd-avegaarsysteem.aspx

www.menard-web.com

<http://www.keller-france.com/techniques/applications/amelioration-et-renforcement-de-sol>

[http://fr.atarfil.com/productos_y_aplicaciones/aplicaciones/refuerzo de suelos/](http://fr.atarfil.com/productos_y_aplicaciones/aplicaciones/refuerzo_de_suelos/)

www.soletanchefreyssinet.com