

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS – ALGER  
DEPARTEMENT RECHERCHE ET POST-GRADUATION



Mémoire présenté pour obtenir le diplôme de

**Magister en Génie Civil**

Spécialité : Géotechnique

---

**ETUDE NUMERIQUE ET EXPERIMENTALE  
DU COMPORTEMENT DES COLONNES BALLASTÉES**

---

Présenté par :

**GUENOUNA Farid**

*Ingénieur d'état en Génie Civil  
Diplômé de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger*

*Soutenu publiquement le 13/01/2009 devant le jury composé de :*

<b>BOUAFIA Ali</b>	<i>Professeur, U. Blida</i>	Président
<b>AMIEUR Mohamed</b>	<i>Maitre de conférences, ENTP</i>	Directeur de mémoire
<b>BELABDELOUAHAB Farid</b>	<i>Maitre de conférences, ENTP</i>	Examineur
<b>TAKI Mohamed</b>	<i>Maitre de conférences, ENTP</i>	Examineur
<b>ZITOUNI Zein-El-Abidine</b>	<i>Maitre de conférences, U. Blida</i>	Examineur

***À mes parents***

## **Remerciement**

Avant tout, Je remercie les membres du Jury pour avoir accepté de faire partie du Jury de cette thèse ainsi que pour le diplôme qu'ils m'ont accordé.

J'aimerais exprimer toute ma gratitude au Mr Mohamed AMIEUR, Maître de Conférences à l'ENTP d'Alger, Pour ses encouragements et ses nombreux conseils dispensés au cours de la préparation de ce mémoire. Je lui dois mes premiers pas dans la recherche.

J'adresse également mes remerciements à Mr Kamel GUENATRI de l'entreprise KELLER Fondations Spéciales pour les nombreuses discussions que nous avons eues sur certains points théoriques, pour ses conseils, ses orientations et l'aide qu'il m'a apportée.

J'associe à ces remerciements M. Jacques LHERBIER, Directeur d'exploitation au sein de la société KELLER France, ainsi que M. Thierry HERMGES, responsable de bureau d'étude au sein de la société KELLER France, et M. Guillaume TENDERO Ingénieur principal à la société KELLER France, pour leurs aides et leurs orientations.

Je remercie tous ceux qui ont contribué directement ou indirectement à la réalisation de ce travail de recherche ; que ceux qui m'ont aidé, d'un simple encouragement à un appui continu, trouvent ici mes expressions de ma reconnaissance très sincère.

Je voudrais enfin remercier profondément mes parents pour leur compréhension, leurs encouragements et leur soutien sans faille.

## Résumé

*L'objectif de ce travail de recherche est d'étudier le comportement des colonnes ballastées par des essais réalisés in-situ et des simulations numériques réalisées par le logiciel d'Eléments Finis PLAXIS.*

*L'application de cette technique d'amélioration des sols mous est nouvelle en Algérie, elle a été utilisée la première fois pour améliorer le sol des fondations d'un complexe agroalimentaire situé dans le port de Bejaia.*

*Cette étude comporte trois parties :*

*La première partie présente une recherche bibliographique qui expose le logiciel de calcul et les méthodes de traitement de sols mous avec une présentation particulière pour la technique des colonnes ballastées.*

*Dans une seconde partie, on présente des essais de chargement ainsi que des essais de pénétromètre dynamique. L'objectif de ces essais est de valider les résultats obtenus dans la phase de l'étude de projet et la vérification de la bonne exécution des travaux.*

*Enfin dans la dernière partie, nous présenterons la simulation d'un essai de chargement, les résultats obtenus seront comparés avec ceux obtenus in-situ. L'influence des paramètres géotechniques et géométriques sur le de comportement des colonnes ballastées est aussi étudiée.*

**Mots clés :** *traitement, sol mou, colonne ballastée, comportement, chargement, pénétromètre, modèle, numérique.*

## Abstract

*The objective of this research work is to study the behavior of stone columns by tests carried out in-situ and simulations carried out by the Finite Element software PLAXIS.*

*The use of this technique of soft soil improvement is new in Algeria; it was used the first time to improve the ground of agroalimentary complex foundations located in the port of Bejaia.*

*This work comprises three parts :*

*The first part presents a library search which exposes the PLAXIS software and soft soil improvement methods with a particular presentation of stone columns method.*

*In a second part, loading and dynamic penetrometer tests result are analyzed. The objective of those tests is the validation of results obtained in the project study phase and the checking of the good realization of the work.*

*Finally in the last part we will present the simulation of loading test, results obtained will be compared with those obtained in situ. The influence of the geotechnical and geometrical parameters on stone columns behavior is studied.*

**Key words:** *improvement, soft soil, stone column, behavior, loading, penetrometer, numerical, model.*

## ملخص

الهدف من هذا البحث هو دراسة كيفية تصرف الأعمدة ذات الأحجار المرصوصة وذلك عن طريق تجارب أجريت في مكان إنجاز المشروع وحسابات رقمية أجريت ببرنامج العناصر المنتهية "بلكسيس".

إن استعمال هذه الطريقة لتحسين التربة جديد في الجزائر، إذ استعملت لأول مرة سنة ٢٠٠١ وذلك لتحسين تربة أساسات مركب زراعي غذائي في بجاية.

هذه الدراسة تحتوي على ثلاثة أقسام:

القسم الأول يتألف من بحث مرجعي والذي يعرض البرنامج بلكسيس وطرق تحسين التربة الرديئة مع عرض خاص لطريقة الأعمدة ذات الأحجار المرصوصة.

في القسم الثاني، نعرض تجارب أحمال وتجارب البنيترومتر الديناميكي . الهدف من هذه التجارب هو إثبات صحة النتائج المتحصل عليها في مرحلة دراسة المشروع والتحقق من التنفيذ الصحيح للأشغال.

في القسم الأخير، نعرض حساب رقمي لتجربة أحمال، بعد ذلك نقارن نتائج هذا الحساب مع النتائج المتحصل عليها من التجارب التي أجريت في مكان المشروع. تأثير الخصائص الجيوتقنية و الهندسية على تصرف الأعمدة ذات الأحجار المرصوصة كانت محل دراسة في هذا البحث.

**كلمات مفتاحية:** التربة الرديئة، تحسين، الأعمدة ذات الأحجار المرصوصة، تصرف، تحميل، بنيترومتر، نموذج رقمي.

# TABLE DES MATIERES

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 : PRATIQUE DES ELEMENTS FINIS EN GEOTECHNIQUE .....</b>	<b>4</b>
1.1 INTRODUCTION .....	4
1.2 LE CODE D'ELEMENTS FINIS PLAXIS .....	4
1.3 ALGORITHME GENERAL DE RESOLUTION DU CODE PLAXIS .....	5
1.3.1 <i>L'entrée des Données de prétraitement</i> .....	8
1.3.2 <i>Le programme de calcul</i> .....	8
1.3.3 <i>Le programme des résultats</i> .....	9
1.3.4 <i>Courbes charge-déplacement et états de contrainte</i> .....	10
1.4 LES MODELES DE COMPORTEMENT UTILISES DANS PLAXIS .....	10
1.4.1 <i>Introduction</i> .....	10
1.4.2 <i>Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles</i> .....	11
1.4.3 <i>Comportement élasto-plastique</i> .....	12
1.4.4 <i>Modèle élastique linéaire</i> .....	13
1.4.5 <i>Modèle de Mohr-Coulomb</i> .....	14
1.4.6 <i>Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)</i> .....	17
1.4.7 <i>Les modules</i> .....	19
1.4.8 <i>Modèle pour sols mous (Soft Soil Model, SSM)</i> .....	22
1.4.9 <i>Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model, SSCM)</i> .....	25
1.5 CONCLUSION .....	26
<b>CHAPITRE 2 : METHODES DE TRAITEMENT DES SOLS MOUS .....</b>	<b>27</b>
2.1 INTRODUCTION .....	27
2.2 PRESENTATION DES TECHNIQUES D'AMELIORATION DES SOLS .....	27
2.2.1 <i>Compactage dynamique</i> .....	27
2.2.2 <i>Le vibrocompactage</i> .....	28
2.2.3 <i>Compactage horizontal statique</i> .....	30
2.2.4 <i>Drains verticaux</i> .....	30
2.2.5 <i>Compactage par explosion</i> .....	31
2.2.6 <i>Consolidation atmosphérique (Menard Vacuum)</i> .....	32
2.2.7 <i>Colonnes ballastées</i> .....	32
2.2.8 <i>Colonnes ballastées injectées</i> .....	33
2.2.9 <i>Plots ballastés</i> .....	34
2.2.10 <i>Jet Grouting</i> .....	35
2.2.11 <i>Soil mixing</i> .....	36

2.2.12	<i>Colonnes à Module Contrôlé</i> .....	36
2.2.13	<i>Inclusions rigides</i> .....	37
2.2.14	<i>Congélation</i> .....	38
2.3	CONCLUSION .....	39
<b>CHAPITRE 3 : AMELIORATION DES SOLS PAR COLONNES BALLASTEES .....</b>		<b>40</b>
3.1	INTRODUCTION .....	40
3.2	CONTEXTE HISTORIQUE ET GEOGRAPHIQUE DU DEVELOPPEMENT DES COLONNES BALLASTEES .....	40
3.3	OBJECTIFS DU TRAITEMENT DE SOL PAR COLONNES BALLASTEES .....	41
3.4	LES COLONNES BALLASTEES EN ALGERIE .....	41
3.5	EQUIPEMENTS DE MISE EN ŒUVRE .....	42
3.6	TECHNIQUES DE MISE EN ŒUVRE .....	44
3.6.1	<i>Colonnes exécutées par voie humide</i> .....	44
3.6.2	<i>Colonnes exécutées par voie sèche</i> .....	45
3.7	COLONNES BALLASTEES EN MER .....	46
3.8	CARACTERISTIQUES DES COLONNES BALLASTEES .....	47
3.8.1	<i>La longueur</i> .....	47
3.8.2	<i>Le diamètre</i> .....	47
3.8.3	<i>Le maillage</i> .....	48
3.9	DOMAINE D'APPLICATION DES COLONNES BALLASTEES .....	48
3.9.1	<i>Remblais</i> .....	48
3.9.2	<i>Dallages et fondations de bâtiments industriels, commerciaux et portuaires</i> .....	49
3.9.3	<i>Réservoirs de stockage ou bassins et ouvrages de stations d'épuration et de dessalement</i> .....	49
3.9.4	<i>Sols concernés</i> .....	50
3.9.5	<i>Charges appliquées et tolérances imposées</i> .....	51
3.10	MATERIAUX CONSTITUTIFS DES COLONNES .....	52
3.11	MATELAS DE REPARTITION .....	52
3.12	CONCLUSION .....	53
<b>CHAPITRE 4 : COMPORTEMENT DES COLONNES BALLASTEES .....</b>		<b>54</b>
4.1	INTRODUCTION .....	54
4.2	DEFINITIONS .....	54
4.2.1	<i>Équation d'équilibre</i> .....	54
4.2.2	<i>Taux d'incorporation</i> .....	56
4.2.3	<i>Rapport de concentration des contraintes verticales</i> .....	56
4.2.4	<i>Facteur de réduction des tassements</i> .....	57
4.3	COMPORTEMENT DES COLONNES BALLASTEES AU COURS DU TEMPS .....	57
4.3.1	<i>Phase initiale</i> .....	57
4.3.2	<i>Phase de consolidation</i> .....	57
4.3.3	<i>Phase de fluage</i> .....	57
4.4	MODELES DE COMPORTEMENT MECANIQUE D'UNE COLONNE ISOLEE SOUS CHARGEMENT STATIQUE VERTICALE .....	58
4.4.1	<i>Comportement de la colonne sous une fondation souple</i> .....	58

4.4.2	<i>Comportement de la colonne sous une fondation rigide</i>	59
4.4.3	<i>Mécanisme de rupture de la colonne ballastée</i>	60
4.4.4	<i>Interaction entre le sol et la colonne ballastée</i>	61
4.5	MODELES DE COMPORTEMENT D'UN RESEAU DE COLONNES BALLASTEES SOUS CHARGEMENT	
	STATIQUE VERTICALE	61
4.5.1	<i>Propriétés du sol entre les colonnes</i>	62
4.5.2	<i>Comportement des colonnes ballastées sous une fondation souple</i>	64
4.5.3	<i>Comportement des colonnes ballastées sous une fondation rigide</i>	64
4.6	COMPORTEMENT DES COLONNES BALLASTEES EN ZONE SISMIQUE	65
4.6.1	<i>Comportement sous séisme</i>	65
4.6.2	<i>Réduction du risque de liquéfaction</i>	66
4.7	CONCLUSION	67
<b>CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DES COLONNES BALLASTEES</b>		<b>68</b>
5.1	INTRODUCTION	68
5.2	DIMENSIONNEMENT DES COLONNES BALLASTEES PAR DES METHODES EMPIRIQUE	69
5.2.1	<i>Détermination de l'espacement entre les colonnes</i>	69
5.2.2	<i>Prévision de la capacité portante et du diamètre de la colonne</i>	69
5.3	DIMENSIONNEMENT DES COLONNES BALLASTEES PAR DES METHODES ANALYTIQUES	70
5.3.1	<i>Dimensionnement des colonnes ballastées isolées chargées en tête</i>	70
5.3.2	<i>Dimensionnement des réseaux des colonnes ballastées</i>	76
5.4	DIMENSIONNEMENT DES COLONNES BALLASTEES PAR LES METHODES NUMERIQUE	81
5.4.1	<i>Modélisation géométrique des milieux traités par colonnes ballastées</i>	81
5.4.2	<i>Lois de comportements utilisées par la Méthode des Eléments Finis pour modéliser les sols améliorés</i>	85
5.5	CONCLUSION	85
<b>CHAPITRE 6 : CONTROLE EXPERIMENTAL DES COLONNES BALLASTEES</b>		<b>86</b>
6.1	INTRODUCTION	86
6.2	CONTROLE DES MATERIAUX D'APPORT	86
6.3	ESSAIS DE CONTROLE LORS D'EXECUTION DES COLONNES BALLASTEES	87
6.3.1	<i>Essai d'étalonnage</i>	87
6.3.2	<i>Essai d'information</i>	87
6.3.3	<i>Attachements</i>	88
6.4	ESSAIS DE RECEPTION	88
6.4.1	<i>Les méthodes de réceptions disponibles sur le marché</i>	89
6.4.2	<i>Critères de réception</i>	92
6.5	CONCLUSION	93
<b>CHAPITRE 7 : ETUDE EXPERIMENTALE</b>		<b>94</b>
7.1	INTRODUCTION	94
7.2	PRESENTATION DE PROJET D'AMELIORATION DE SOL DE STATION DE DESSALEMENT DE HAMMA	94
7.3	OBJECTIFS TECHNIQUES DE PROJET	96

7.4	CARACTERISTIQUES DU SOL .....	97
7.5	REALISATION DES ESSAIS SUR COLONNES .....	99
7.5.1	<i>Essai de chargement</i> .....	99
7.5.2	<i>Essai de pénétromètre dynamique</i> .....	106
7.6	CONCLUSION .....	110
<b>CHAPITRE 8 : ETUDE NUMERIQUE .....</b>		<b>111</b>
8.1	ETABLISSEMENT D'UN MODELE DE CALCUL DE REFERENCE .....	111
8.1.1	<i>Introduction</i> .....	111
8.1.2	<i>Caractéristiques de sol</i> .....	111
8.1.3	<i>Hypothèse et géométrie</i> .....	111
8.1.4	<i>Propriétés des matériaux</i> .....	113
8.1.5	<i>Modélisation par PLAXIS</i> .....	114
8.1.6	<i>Procédure de calcul</i> .....	116
8.2	MODELISATION D'UN ESSAI DE CHARGEMENT SUR COLONNE BALLASTEE .....	116
8.3	ETUDE DE ROLE DE TRAITEMENT DE SOL PAR COLONNES BALLASTEES .....	118
8.3.1	<i>Conclusion</i> .....	120
8.4	ETUDE PARAMETRIQUE .....	121
8.4.1	<i>Influence de paramètres géotechniques du matelas de répartition</i> .....	121
8.4.2	<i>Influence de paramètres géotechniques de la colonne ballastée</i> .....	128
8.4.3	<i>Influence de paramètres géotechniques du sol</i> .....	134
8.4.4	<i>Étude de l'influence de l'épaisseur de matelas de répartition</i> .....	139
8.4.5	<i>Étude de l'évolution des tassements dans la colonne ballastée</i> .....	141
8.4.6	<i>Étude de l'influence de l'espacement entre colonnes ballastée sur la capacité portante de la colonne</i> .....	142
8.4.7	<i>Influence de diamètre effectif de la colonne sur le tassement</i> .....	143
8.4.8	<i>Influence de la Longueur de la colonne ballastée sur le tassement</i> .....	143
8.4.9	<i>Influence de type d'élément sur les résultats de calcul</i> .....	146
8.5	CONCLUSION .....	147
<b>CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES .....</b>		<b>149</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>		<b>151</b>
<b>ANNEXE A – ABAQUES DE DIMENSIONNEMENT DE PRIEBE .....</b>		<b>157</b>

# Liste des figures

<b>FIGURE 1.1-</b> POSITION DES NŒUDS ET DES POINTS DE CONTRAINTE DANS LES ELEMENTS DE SOL .....	5
<b>FIGURE 1.2-</b> L'ALGORITHME GENERAL DE RESOLUTION UTILISE DANS LE CODE PLAXIS .....	7
<b>FIGURE 1.3-</b> FENETRE PRINCIPALE DU PROGRAMME D'ENTREE DES DONNEES .....	8
<b>FIGURE 1.4-</b> FENETRE PRINCIPALE DU PROGRAMME DE CALCUL .....	9
<b>FIGURE 1.5-</b> BARRE D'OUTILS DE LA FENETRE PRINCIPALE DU PROGRAMME OUTPUT .....	9
<b>FIGURE 1.6-</b> BARRE D'OUTILS DE LA FENETRE PRINCIPALE DU PROGRAMME COURBE .....	10
<b>FIGURE 1.7-</b> MODELE MONODIMENSIONNEL DU COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUE .....	12
<b>FIGURE 1.8-</b> REPRESENTATION DU COMPORTEMENT ELASTIQUE-PARFAITEMENT PLASTIQUE .....	12
<b>FIGURE 1.9-</b> REPRESENTATION DU COMPORTEMENT ELASTO-PLASTIQUE AVEC ECROUISSAGE .....	12
<b>FIGURE 1.10-</b> FENETRE DES PARAMETRES DE MOHR-COULOMB .....	14
<b>FIGURE 1.11-</b> COURBE INTRINSEQUE DU MODELE DE MOHR-COULOMB .....	14
<b>FIGURE 1.12-</b> REPRESENTATION DU CRITERE DE MOHR-COULOMB DANS L'ESPACE DES CONTRAINTES .....	15
<b>FIGURE 1.13-</b> DEFINITION DU MODULE A 50% DE LA RUPTURE .....	16
<b>FIGURE 1.14-</b> FENETRE DES PARAMETRES AVANCES DU MODELE MOHR-COULOMB.....	17
<b>FIGURE 1.15-</b> FENETRE DES PARAMETRES DU HARDENING SOIL MODEL.....	18
<b>FIGURE 1.16-</b> REPRESENTATION DU HARDENING SOIL MODEL .....	20
<b>FIGURE 1.17-</b> DETERMINATION DU MODULE ŒDOMETRIQUE TANGENT .....	21
<b>FIGURE 1.18-</b> DEFINITION DE L'ANGLE DE DILATANCE .....	21
<b>FIGURE 1.19-</b> FORME DES SURFACES DE CHARGE DU HSM .....	21
<b>FIGURE 1.20-</b> FENETRE DES PARAMETRES DE MODELE DES SOLS MOUS .....	22
<b>FIGURE 1.21-</b> REPRESENTATIONS DE L'ESSAI ŒDOMETRIQUE .....	23
<b>FIGURE 1.22-</b> SURFACES DE CHARGE ELLIPTIQUES .....	25
<b>FIGURE 2.1-</b> LE PROCEDE RECOMMANDE POUR CHOISIR UN TYPE DE FONDATION .....	27
<b>FIGURE 2.2-</b> LE COMPACTAGE DYNAMIQUE .....	28
<b>FIGURE 2.3-</b> ETAT DE COMPACTITE DU SOL APRES ET AVANT LE TRAITEMENT .....	29
<b>FIGURE 2.4-</b> MODE OPERATOIRE DE VIBROCOMPACTAGE .....	29
<b>FIGURE 2.5-</b> TECHNIQUE DE COMPACTAGE DYNAMIQUE STATIQUE .....	30
<b>FIGURE 2.6-</b> DRAINS VERTICAUX .....	31
<b>FIGURE 2.7-</b> EXECUTION DE L'EXPLOSION .....	32
<b>FIGURE 2.8-</b> L'ETAT DU SOL APRES L'EXECUTION DE LA TECHNIQUE DE L'EXPLOSION SOUS SOL .....	32
<b>FIGURE 2.9-</b> RENFORCEMENT D'UN SOL COMPRESSIBLE PAR COLONNES BALLASTEES .....	33
<b>FIGURE 2.10-</b> MODE OPERATOIRE DES COLONNES BALLASTEES INJECTEES .....	34
<b>FIGURE 2.11-</b> REALISATION DES PLOTS BALLASTES .....	34
<b>FIGURE 2.12-</b> EXEMPLE D'UN PLOT BALLASTE .....	35
<b>FIGURE 2.13-</b> LE PROCESSUS DE JET GROUTING .....	36
<b>FIGURE 2.14-</b> PERFORATION DE SOL A L'AIDE DE DEUX TARIERES .....	36
<b>FIGURE 2.15-</b> MODE OPERATOIRE DES COLONNES A MODULE CONTROLE .....	37
<b>FIGURE 2.16-</b> TECHNIQUE D'AMELIORATION DES SOLS PAR INCLUSIONS RIGIDES .....	38
<b>FIGURE 3.1-</b> PILOTS DE SABLE A BAYONNE .....	41
<b>FIGURE 3.2-</b> QUANTITE EN ML DES COLONNES BALLASTEES REALISEES EN ALGERIE ENTRE 2001 ET 2006 .....	42

<b>FIGURE 3.3-</b> TYPE DE VIBREURS ET LE PRINCIPE DU VIBREUR RADIAL .....	43
<b>FIGURE 3.4-</b> MISE EN ŒUVRE DES COLONNES BALLASTEES PAR VOIE HUMIDE .....	44
<b>FIGURE 3.5-</b> EXECUTION DES COLONNES BALLASTEES PAR VOIE HUMIDE AU SEIN DE CHANTIER HAMMA WATER EN ALGERIE .....	45
<b>FIGURE 3.6-</b> EXECUTION DES COLONNES BALLASTEES PAR VOIE SECHE .....	46
<b>FIGURE 3.7-</b> MISE EN ŒUVRE DES COLONNES BALLASTEES PAR VOIE SECHE .....	46
<b>FIGURE 3.8-</b> EXECUTION DES COLONNES BALLASTEES EN MER .....	47
<b>FIGURE 3.9-</b> REMBLAI D'ACCES A UN OUVRAGE D'ART.....	48
<b>FIGURE 3.10-</b> CHEMINS DE FER.....	49
<b>FIGURE 3.11-</b> DALLAGES ET FONDATIONS DE BATIMENTS INDUSTRIELS.....	49
<b>FIGURE 3.12-</b> RESERVOIRS.....	50
<b>FIGURE 3.13-</b> LES SOLS CONCERNES PAR LA TECHNIQUE DES COLONNES BALLASTEES .....	51
<b>FIGURE 3.14-</b> MATELAS DE REPARTITION .....	53
<b>FIGURE 4.1-</b> RESEAU DE COLONNES BALLASTEES ET COLONNE ISOLEE .....	55
<b>FIGURE 4.2-</b> PRINCIPE DE CONCENTRATION DES CONTRAINTES ET REDUCTION DES TASSEMENTS .....	56
<b>FIGURE 4.3-</b> FLUAGE D'UNE COLONNE PAR MANQUE DE L'ETREINTE LATERALE .....	58
<b>FIGURE 4.4-</b> REPARTITION DES CONTRAINTES VERTICALES ET HORIZONTALE ET DEFORMATION AXIALE EN SURFACE D'UNE COLONNE SOUS UNE FONDATION SOUPLE .....	59
<b>FIGURE 4.5-</b> REPARTITION DES CONTRAINTES VERTICALES ET HORIZONTALE ET DEFORMATION AXIALE EN SURFACE D'UNE COLONNE SOUS UNE FONDATION RIGIDE .....	60
<b>FIGURE 4.6-</b> TYPE DE RUPTURE D'UNE COLONNE ISOLEE CHARGEE EN TETE EXECUTEE DANS UNE COUCHE COMPRESSIBLE HOMOGENE .....	60
<b>FIGURE 4.7-</b> INTERACTION SOL-STRUCTURE : REPARTITION DES CONTRAINTES DE CISAILEMENT LE LONG D'UNE COLONNE BALLASTEE COURTE ET EFFET DE POINTE .....	61
<b>FIGURE 4.8-</b> RESEAU DE COLONNES BALLASTEES : DOMAINE D'INFLUENCE DES COLONNES BALLASTEES .....	62
<b>FIGURE 4.9-</b> AMELIORATION DES PROPRIETES DES SOLS ENTRE COLONNES BALLASTEES.....	62
<b>FIGURE 4.10-</b> AMELIORATION DES PROPRIETES MECANQUES DES SOLS APRES TRAITEMENT PAR COLONNES BALLASTEES SOUS LES SEMELLES D'UN CENTRE POSTAL A GLASGOW .....	63
<b>FIGURE 4.11-</b> AMELIORATIONS DES PROPRIETES MECANQUES : RAPPORT $R_Q$ DES RESISTANCES EN POINTE $Q_c$ (APRES ET AVANT TRAITEMENT) EN FONCTION DE L'ESPACEMENT (D) ENTRE COLONNES .....	64
<b>FIGURE 4.12-</b> FACTEUR REDUCTEUR $R_D$ EN FONCTION DE LA PROFONDEUR Z .....	66
<b>FIGURE 5.1-</b> DETERMINATION DE L'ESPACEMENT DES COLONNES EN FONCTION DE LA RESISTANCE DU SOL AUTOUR DE LA COLONNE.....	69
<b>FIGURE 5.2-</b> DETERMINATION DE LA CAPACITE PORTANTE ET DU DIAMETRE EFFECTIF EN FONCTION DE L'ETREINTE LATERALE DU SOL ENCAISSANT .....	70
<b>FIGURE 5.3-</b> RUPTURE PAR EXPANSION LATERALE D'UNE COLONNE BALLASTEE ISOLEE SOUS CHARGE AXIALE EN TETE.....	71
<b>FIGURE 5.4-</b> CARACTERISATION DE LA SURFACE DE RUPTURE PAR CISAILEMENT GENERALISE D'UNE COURTE COLONNE BALLASTEE ISOLEE SOUS CHARGE AXIALE EN TETE .....	73
<b>FIGURE 5.5-</b> DETERMINATION PRATIQUE DE $\Delta$ .....	73
<b>FIGURE 5.6-</b> DEFINITION DES LONGUEURS $L_{MIN}$ ET $L_{MAX}$ D'UNE COLONNE BALLASTEE VIS-A-VIS DE LA RUPTURE PAR POINÇONNEMENT.....	74
<b>FIGURE 5.7-</b> FACTEUR D'INFLUENCE DES TASSEMENTS $I_P$ .....	76
<b>FIGURE 5.8-</b> CELLULE UNITAIRE CONSTITUEE DE LA COLONNE BALLASTEE ET DU SOL .....	78
<b>FIGURE 5.9-</b> MODELE BIDIMENSIONNEL EN ELEMENTS FINIS.....	81
<b>FIGURE 5.10-</b> MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS EN DEFORMATIONS PLANES DU MILIEU BIDIMENSIONNEL SOL/COLONNES- PRINCIPE D'EQUIVALENCE.....	82
<b>FIGURE 5.11-</b> MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS EN DEFORMATIONS AXISYMETRIQUES.....	83
<b>FIGURE 5.12-</b> MODELISATION D'UNE CELLULE ELEMENTAIRE EN DEFORMATION AXISYMETRIQUE.....	84
<b>FIGURE 5.13-</b> MODELISATION EN 3D D'UNE COLONNE BALLASTEE SOUS UNE FONDATION SUPERFICIELLE.....	84

<b>FIGURE 6.1-</b> REALISATION D'UN ESSAI D'INFORMATION SUR LE CHANTIER DE HAMMA.....	88
<b>FIGURE 6.2-</b> ENREGISTREMENT DES PARAMETRES .....	88
<b>FIGURE 6.3-</b> LE PENETROMETRE DYNAMIQUE .....	90
<b>FIGURE 6.4-</b> REALISATION D'UN ESSAI DE CHARGEMENT.....	91
<b>FIGURE 6.5-</b> EXEMPLE D'UN FICHIER EXCEL UTILISE PAR LA SOCIETE KELLER POUR CONTROLER LA PRODUCTION ET L'INCORPORATION DU BALLAST .....	92
<b>FIGURE 6.6-</b> DEGARNISSAGE D'UNE COLONNE POUR VERIFIER SON DIAMETRE.....	92
<b>FIGURE 7.1-</b> PRESENTATION DES ZONES TRAITEES .....	96
<b>FIGURE 7.2-</b> ESSAI DE CHARGEMENT SUR COLONNE BALLASTEE 'PROCEDE KELLER'.....	100
<b>FIGURE 7.3-</b> ESSAI DE CHARGEMENT SUR LA COLONNE S03-AA33 .....	102
<b>FIGURE 7.4-</b> ESSAI DE CHARGEMENT SUR LA COLONNE S04-617 .....	102
<b>FIGURE 7.5-</b> ESSAI DE CHARGEMENT SUR LA COLONNE S09-A41.....	103
<b>FIGURE 7.6-</b> ESSAI DE CHARGEMENT SUR LA COLONNE S22-4242 .....	104
<b>FIGURE 7.7-</b> COURBES CHARGEMENT/ TASSEMENT DES ESSAIS DE CHARGEMENT.....	105
<b>FIGURE 7.8-</b> PHOTO MONTRANT L'ESSAI DE PENETROMETRE DYNAMIQUE (CHANTIER DE HAMMA ).....	107
<b>FIGURE 7.9-</b> GRAPHES DES RESULTATS DES ESSAIS DE PENETROMETRE .....	109
<b>FIGURE 8.1-</b> PRESENTATION DE 14 COLONNES AU NIVEAU DU BATIMENT S 22 .....	112
<b>FIGURE 8.2-</b> MODELISATION D'UNE CELLULE ELEMENTAIRE EN DEFORMATION AXISYMETRIQUE.....	112
<b>FIGURE 8.3-</b> MODELISATION D'UN GROUPE DE COLONNES BALLASTEES EN DEFORMATION PLANE .....	113
<b>FIGURE 8.4-</b> DISCRETISATION PAR ELEMENTS FINIS D'UNE COLONNE ISOLEE .....	114
<b>FIGURE 8.5-</b> GENERATION DES PRESSIONS INTERSTITIELLES INITIALES POUR UNE COLONNE ISOLEE .....	114
<b>FIGURE 8.6-</b> GENERATION DES CONDITIONS INITIALES POUR UNE COLONNE BALLASTEE ISOLEE .....	115
<b>FIGURE 8.7-</b> MODELISATION D'UN GROUPE DE COLONNES BALLASTEES PAR PLAXIS.....	115
<b>FIGURE 8.8-</b> DISCRETISATION D'UN GROUPE DE COLONNES BALLASTEES PAR ELEMENTS FINIS.....	115
<b>FIGURE 8.9-</b> GENERATION DES PRESSIONS INTERSTITIELLES INITIALES POUR UN GROUPE DE COLONNES BALLASTEES.....	116
<b>FIGURE 8.10-</b> GENERATION DES CONTRAINTES INITIALES POUR UN GROUPE DE COLONNES BALLASTEES .....	116
<b>FIGURE 8.11-</b> MODELISATION DE L'ESSAI DE CHARGEMENT PAR PLAXIS .....	117
<b>FIGURE 8.12-</b> MAILLAGE DEFORME D'UNE COLONNE BALLASTEE ISOLEE CHARGEE EN TETE PAR 409 kN/M <sup>2</sup> .....	117
<b>FIGURE 8.13-</b> TASSEMENT D'UNE COLONNE BALLASTEE ISOLEE SOUS UNE CONTRAINTE VERTICALE AXIALE .....	117
<b>FIGURE 8.14-</b> COMPARAISON ENTRE LE TASSEMENT REEL ET LE TASSEMENT SIMULE PAR PLAXIS .....	118
<b>FIGURE 8.15-</b> MAILLAGE DEFORME DE SOL NON TRAITE .....	119
<b>FIGURE 8.16-</b> TASSEMENT D'UN SOL NON TRAITE SOUS UNE CHARGE DE 61,5 kN/M <sup>2</sup> .....	119
<b>FIGURE 8.17-</b> DEFORME D'UN SOL TRAITE PAR COLONNES BALLASTEES SOUS UNE CONTRAINTE VERTICALE DE 61.5 kN/M <sup>2</sup> .....	119
<b>FIGURE 8.18-</b> TASSEMENT D'UN SOL TRAITE SOUS UNE CONTRAINTE VERTICALE DE 61.5 kN/M <sup>3</sup> .....	120
<b>FIGURE 8.19-</b> TASSEMENT DE SOL AVANT ET APRES LE TRAITEMENT.....	120
<b>FIGURE 8.20-</b> TASSEMENT DE SOL TRAITE EN FONCTION DU MODULE DE RIGIDITE DE LA COLONNE BALLASTEE .....	122
<b>FIGURE 8.21-</b> INFLUENCE DE MODULE DE RIGIDITE SUR LE REPORT DE CHARGE .....	123
<b>FIGURE 8.22-</b> INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT SUR LE TASSEMENT DE SOL TRAITE .....	124
<b>FIGURE 8.23-</b> INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT SUR LE REPORT DE CHARGE.....	124
<b>FIGURE 8.24-</b> INFLUENCE DE LA COHESION SUR LE TASSEMENT DE SOL TRAITE .....	125
<b>FIGURE 8.25-</b> INFLUENCE DE LA COHESION SUR LE REPORT DE CHARGE.....	126
<b>FIGURE 8.26-</b> INFLUENCE DE COEFFICIENT DE POISSON SUR LE TASSEMENT .....	127
<b>FIGURE 8.27-</b> INFLUENCE DE COEFFICIENT DE POISSON SUR LE REPORT DE CHARGE.....	127
<b>FIGURE 8.28-</b> INFLUENCE DE MODULE DE RIGIDITE SUR LE TASSEMENT DE SOL TRAITE .....	128
<b>FIGURE 8.29-</b> INFLUENCE DE MODULE DE RIGIDITE SUR LE REPORT DE CHARGE .....	129

<b>FIGURE 8.30-</b> INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT SUR LE TASSEMENT .....	130
<b>FIGURE 8.31-</b> INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT SUR LE REPORT DE CHARGE.....	130
<b>FIGURE 8.32-</b> INFLUENCE DE LA COHESION SUR LE TASSEMENT DE SOL TRAITÉ .....	131
<b>FIGURE 8.33-</b> INFLUENCE DE LA COHESION SUR LE REPORT DE CHARGE.....	132
<b>FIGURE 8.34-</b> INFLUENCE DE COEFFICIENT DE POISSON SUR LE TASSEMENT DE SOL TRAITÉ .....	133
<b>FIGURE 8.35-</b> INFLUENCE DE COEFFICIENT DE POISSON SUR LE REPORT DE CHARGE.....	133
<b>FIGURE 8.36-</b> INFLUENCE DE MODULE DE RIGIDITE SUR LE TASSEMENT DE SOL TRAITÉ .....	134
<b>FIGURE 8.37-</b> INFLUENCE DE MODULE DE RIGIDITE SUR LE REPORT DE CHARGE .....	135
<b>FIGURE 8.38-</b> INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT SUR LE TASSEMENT DE SOL TRAITÉ .....	136
<b>FIGURE 8.39-</b> INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT SUR LE REPORT DE CHARGE.....	136
<b>FIGURE 8.40-</b> INFLUENCE DE LA COHESION SUR LE TASSEMENT DE SOL TRAITÉ .....	137
<b>FIGURE 8.41-</b> INFLUENCE DE LA COHESION SUR LE REPORT DE CHARGE.....	138
<b>FIGURE 8.42-</b> INFLUENCE DE COEFFICIENT DE POISSON SUR LE TASSEMENT DE SOL TRAITÉ .....	138
<b>FIGURE 8.43-</b> INFLUENCE DE COEFFICIENT DE POISSON SUR LE REPORT DE CHARGE.....	139
<b>FIGURE 8.44-</b> INFLUENCE DE L'ÉPAISSEUR DE MATELAS DE REPARTITION SUR LE TASSEMENT DE SOL TRAITÉ .....	140
<b>FIGURE 8.45-</b> INFLUENCE DE L'ÉPAISSEUR DE MATELAS DE REPARTITION SUR LE REPORT DE CHARGE.....	140
<b>FIGURE 8.46-</b> ÉVOLUTION DE TASSEMENT DANS LA COLONNE BALLASTÉE .....	141
<b>FIGURE 8.47-</b> CAPACITÉ PORTANTE DE LA COLONNE BALLASTÉE EN FONCTION DE L'ESPACEMENT ENTRE COLONNE.....	142
<b>FIGURE 8.48-</b> ÉVOLUTION DES TASSEMENTS EN TÊTE DE COLONNE EN FONCTION DE SON DIAMÈTRE EFFECTIF .....	143
<b>FIGURE 8.49-</b> DÉFORMATION DE SOL AVEC COLONNES BALLASTÉES DE 4.00 M.....	144
<b>FIGURE 8.50-</b> DÉFORMATION DE SOL AVEC COLONNES BALLASTÉES DE 6.00 M.....	144
<b>FIGURE 8.51-</b> DÉFORMATION DE SOL AVEC COLONNES BALLASTÉES DE 8.00 M.....	145
<b>FIGURE 8.52-</b> TASSEMENT EN TÊTE DE COLONNES BALLASTÉES DE 8M, 6M ET 4M RESPECTIVEMENT .....	145

## Liste des tableaux

<b>TABLEAU 1.1-</b> VALEURS DES PARAMETRES DE COMPRESSIBILITE ET DE GONFLEMENT $\lambda^*$ ET $k^*$ .....	23
<b>TABLEAU 3.1-</b> CHAMP D'APPLICATION DES COLONNES BALLASTEES : NATURE ET RESISTANCE DES SOLS (ETREINTE LATERALE) .....	50
<b>TABLEAU 3.2-</b> LIMITES D'APPLICATION DES COLONNES BALLASTEES : CHARGES APPLIQUEES ET TOLERANCES IMPOSEES .....	51
<b>TABLEAU 6.1-</b> ESSAI DE CONTROLE DES MATERIAUX D'APPORT POUR LA REALISATION DES COLONNES BALLASTEES .....	87
<b>TABLEAU 6.2-</b> ESSAIS DE RECEPTION POUR LE CONTROLE DES COLONNES BALLASTEES .....	89
<b>TABLEAU 6.3-</b> MODE OPERATOIRE DE L'ESSAI DE CHARGEMENT/DECHARGEMENT STATIQUE .....	91
<b>TABLEAU 6.4-</b> CRITERE DE RECEPTION SELON LE DTU 13.2 .....	93
<b>TABLEAU 7.1-</b> CARACTERISTIQUES DE SOL SOUS LE BATIMENT S 22 .....	97
<b>TABLEAU 7.2-</b> CARACTERISTIQUES MOYENNES DE SOL DE PROJET DE HAMMA .....	98
<b>TABLEAU 7.3-</b> EPAISSEURS DES COUCHES DE QUELQUES POINTS DE SONDAGE .....	98
<b>TABLEAU 7.4-</b> RESULTATS DE L'ESSAI DE CHARGEMENT SUR LA COLONNE S03- AA33 .....	101
<b>TABLEAU 7.5-</b> RESULTATS DE L'ESSAI DE CHARGEMENT SUR LA COLONNE S04- 617 .....	102
<b>TABLEAU 7.6-</b> RESULTATS DE L'ESSAI DE CHARGEMENT SUR LA COLONNE S09- A41 .....	103
<b>TABLEAU 7.7-</b> RESULTATS DE L'ESSAI DE CHARGEMENT SUR LA COLONNE S22- 4242 .....	104
<b>TABLEAU 7.8-</b> TASSEMENT ESTIME ET MESURE DES COLONNES BALLASTEES.....	106
<b>TABLEAU 7.9-</b> RESULTATS DES ESSAIS DE PENETROMETRE DYNAMIQUE .....	108
<b>TABLEAU 8.1-</b> PROPRIETES DES MATERIAUX.....	113
<b>TABLEAU 8.2-</b> TASSEMENT OBTENU POUR LES DIFFERENTS TYPES D'ELEMENT .....	146
<b>TABLEAU 8.3-</b> RAPPORT DE CONCENTRATION DE CONTRAINTES PAR TYPE D'ELEMENT .....	147

## Liste des notations

$\underline{\underline{K}}$	Tenseur de rigidité élastique
$\underline{\Delta f}$	Vecteur des forces hors équilibre
$\underline{\underline{B^T}}$	Opérateur discret associant le déplacement nodal à la déformation
$\underline{\underline{C^e}}$	Tenseur élastique de Hooke
$\underline{f}_{-ex}^n$	Vecteur des forces extérieures
$\underline{f}_{-in}^{n,i}$	Vecteur des forces intérieures
$\dot{\sigma}_w$	Surpression interstitielle
$\dot{\varepsilon}_v$	Déformation volumique
$n$	Porosité
$K_w$	Module volumique de l'eau
$E$	Module d'Young
$\nu$	Coefficient de poisson
$d\varepsilon$	Incrément de déformation
$d\varepsilon^e$	Incrément de déformation élastique
$d\varepsilon^p$	Incrément de déformation plastique
$G(\sigma_{ij})$	Potentiel plastique
$G$	Module de cisaillement
$\sigma_n$	Contraintes normales

$\tau$	Contraintes de cisaillement
$\psi$	Angle de dilatance
$c$	Cohésion
$\varphi$	Angle de frottement
$E_{oed}^{ref}$	Module tangent
$E_{50}^{ref}$	Module sécant de référence correspondant à la pression de référence
$E_{ur}^{ref}$	Module sécant dans un essai triaxial
$E_{oed}^{ref}$	Module en décharge
$C_c$	Indice de compression
$C_s$	Indice de gonflement
$e$	Indice des vides
$\varepsilon_1$	Déformation verticale
$q$	Effort déviatorique
$q_f$	Contrainte déviatorique ultime
$q_a$	Valeur asymptotique de la résistance au cisaillement
$E_{50}^{ref}$	Module sécant de référence
$\lambda$	Indice de compression
$\kappa$	Indice de gonflement
$\lambda^*$	Indice de compression modifié
$\kappa^*$	Indice de gonflement modifié
$\nu_{ur}$	Coefficient de poisson en charge-décharge
$C_p$	Compression unidimensionnelle

$\varphi_{cv}$	Angle du frottement critique
$A$	Aire totale de la cellule unitaire
$A_c$	Aire de la colonne
$A_s$	Aire du sol
$\sigma_0$	Contrainte moyenne appliquée sur l'aire totale $A$
$\sigma_c$	Contrainte transférée à la colonne
$\sigma_s$	Charge supportée par le sol
$n$	Rapport de concentration des contraintes verticales
$\beta$	Facteur de réduction des tassements
$\sigma_h$	Contrainte horizontale
$\sigma_{h0}$	Contrainte horizontale initiale qui règne dans le sol
$\Delta\sigma_h$	Contrainte de compression exercée dans le ballast
$\sigma_{clim}$	Charge axiale limite
$\tau_h$	Contrainte de cisaillement cyclique générée par le séisme
$M$	Magnitude du séisme
$\sigma'_{v0}$	Contrainte verticale totale dans le sol
$r_d$	Coefficient réducteur dépendant de la profondeur $z$
$a$	Taux d'incorporation de ballast
$C_u (D_{50}/D_{10})$	Coefficient d'uniformité de Hazen
$(D_{50})$	Diamètre à 50% de passants
$\sigma'_{clim}$	Contrainte verticale agissant sur la colonne à l'instant de la rupture
$\sigma'_{hlim}$	Contrainte horizontale effective maximale du sol

---

$\varphi_c$	Angle de frottement interne du ballast
$K_{pc}$	Coefficient de butée du ballast
$p_l$	Pression limite du sol ambiant
$u$	Pression interstitielle à la périphérie de la colonne
$u_0$	Pression hydrostatique régnant avant traitement
$p_l$	Valeur de la pression limite
$\sigma'_{ho}$	Contrainte horizontale effective dans le sol avant le traitement
$I_r$	Indice de rigidité
$c_u$	Cohésion non drainée du sol
$\delta$	Angle de la génératrice du cône avec l'horizontale
$D_c$	Diamètre initial de la colonne
$L_{cmin}$	Longueur minimale correspond à l'équilibre limite pour le poinçonnement
$L_{max}$	Longueur maximale de traitement
$s_i$	Tassement immédiat
$s_f$	Tassement final
$E'_s$	Module de sol drainé
$E_s$	Module de sol non drainé
$L_c$	Longueur de la colonne
$I_p$	Facteur d'influence
$\nu_s$	Coefficient de poisson du sol
$K_{ac}$	Coefficient de poussée du ballast
$\Delta a$	Accroissement de la section de la colonne

$\gamma$	Facteur d'influence
$\gamma_e$	Poids volumique équivalent
$C_e$	Paramètres équivalents pour la cohésion
$m$	Facteur d'homogénéisation
$\tau_e$	Résistance au cisaillement équivalente
$\tau_s$	Effort de cisaillement dans le sol
$\tau_c$	Effort de cisaillement dans la colonne
$\varphi_c$	Angle du frottement interne du ballast
$q_c$	Résistance en pointe
$q_s$	Frottement latéral
$E_M$	Module de déformation pressiométrique
$Q_s$	Charge de service
$R_d$	Résistance dynamique moyenne (essai pénétromètre dynamique)
$M_m$	Masse du mouton de battage (essai pénétromètre dynamique)
$H$	Hauteur de chute du mouton (essai pénétromètre dynamique)
$P$	Masse totale du train de tiges et de l'enclume (essai pénétromètre dynamique)

## **Introduction générale**

La raréfaction des sols de bonne qualité, pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires, ainsi que les zones industrielles, a entraîné 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 des sols compressibles par colonnes ballastées permet de réduire et d'homogénéiser les tassements sous les ouvrages. Ce procédé apporte une réponse pertinente aux soucis d'environnement et d'optimisation des coûts et des délais de construction.

La technique de renforcement par colonnes ballastées consiste à mettre en place un réseau d'inclusions granulaires 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. Ce matelas permet la réduction et l'homogénéisation des tassements en surface du massif de fondation.

Ces colonnes sont réalisées à l'aide d'un vibreur placé à l'extrémité d'un tube. Le vibreur descend en comprimant latéralement le sol jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé ou la pression d'eau. Lorsque la profondeur est atteinte, les matériaux d'apport sont mis en place et "bourrés" latéralement dans le sol, puis compactés par paliers successifs lors de la remontée du tube.

La technique de colonnes ballastées remonte au milieu du XXème siècle mais depuis 1970 environ elle a connu, avec le développement technologique des procédés de réalisation, un essor significatif pour la réalisation de projets de fondations d'ouvrages divers. Ses domaines d'application privilégiés sont les fondations de voies ferrées, de remblais routiers et les fondations superficielles de bâtiments industriels.

Cette technique a été utilisée la première fois en Algérie, en 2001 par l'entreprise spécialisée dans ce genre de travaux « Keller Fondations Spéciales ». Les principaux projets réalisés par la suite sont (CD-KELLER - Publications 2007) :

- Complexe agroalimentaire – Bejaia – 2001
- Construction d'un portique de Terminal à Containers – Bejaia – 2005
- Silos de stockage de céréales – Bejaia – 2005
- Construction d'un nouveau poste de chargement au terminal sud de la SONATRACH – Bejaia – 2005
- Construction d'une fromagerie – Kolea – 2005

- Liaison ferroviaire / Hassi Bounif –Oran – 2005
- Station de dessalement d'eau de mer Hamma Water (HWD) – Alger – 2006
- Liaison ferroviaire Oued S'mar /Gué de Constantine – Alger – 2006

L'objectif principal de ce travail est d'établir un état de l'art dans le domaine du renforcement de sol par colonnes ballastées et d'étudier son comportement mécanique en utilisant des essais en vraie grandeur et des simulations numériques par la méthode des éléments finis.

Le travail est subdivisé en huit chapitres :

Le premier chapitre présente le code d'analyse des problèmes géotechnique par élément finis PLAXIS, ce chapitre est organisé en trois parties principales, la première partie présente l'algorithme générale de résolution d'un problème géotechnique par PLAXIS, la deuxième traite en détail l'exploitation de logiciel PLAXIS, de l'entrée des données jusqu'à la sortie des résultats et en fin la dernière partie présente les différents modèles de comportement de logiciel PLAXIS.

Le deuxième chapitre présente la technique de traitement de sol par colonnes ballastées, et cela après avoir passé en revue quelques techniques de traitement de sol les plus utilisées.

Le troisième chapitre donne une synthèse bibliographique sur le traitement de sol par colonnes ballastées. Ce chapitre traite aussi, du développement de cette technique, en particulier de son application en Algérie. Les objectifs recherchés par l'exécution de la technique, sa mise en œuvre et les caractéristiques des colonnes sont présentés.

Le quatrième chapitre présente l'analyse du comportement des colonnes ballastées. Il présente l'équation d'équilibre d'un sol traité par colonnes ballastées chargées en tête. L'étude se fait d'abord sur le comportement d'une colonne ballastée isolée puis sur le comportement d'un groupe de colonnes et se termine par l'analyse du comportement des colonnes ballastées en zone sismique.

Le cinquième chapitre vise à faire le point sur les différentes méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées à savoir : des méthodes empiriques, analytiques et numériques.

Le sixième chapitre donne les différentes prescriptions en vigueur dans le domaine du contrôle et de la réception des colonnes ballastées, il présente les essais nécessaires avant et après la réalisation d'un projet de traitement de sol par colonnes ballastées.

Le septième chapitre présente la réalisation et l'analyse de deux types d'essais essentiels pour le contrôle de la conformité et la bonne exécution des colonnes ballastées, il s'agit de l'essai de chargement sur colonne ballastée isolée et l'essai de pénétromètre dynamique de type B.

Le huitième et dernier chapitre présente une étude numérique par le logiciel PLAXIS, cette étude consiste à établir un modèle de calcul de référence qui sera utilisé pour une simulation d'un essai de chargement et montrer le rôle d'un traitement de sol par colonnes ballastées. Il sera en même temps la base d'une étude paramétrique.

Finalement, une conclusion générale qui synthétise le travail et on propose quelques perspectives pour des travaux futurs.

# CHAPITRE 1

## PRATIQUE DES ELEMENTS FINIS EN GEOTECHNIQUE

---

### 1.1 INTRODUCTION

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, qui est constamment en progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient quasiment dans tous les domaines.

Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place au calcul numérique, car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela, les méthodes numériques offrent des facilités pour des analyses paramétriques. Si les modèles numériques sont toujours une affaire de spécialistes, Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation.

La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche). Les comportements de terrains sont souvent méconnus et non linéaires sous des sollicitations induites, ce qui nécessite un effort particulier.

Parmi ces méthodes numériques, la méthode des éléments finis qui est considérée satisfaisante puisqu'elle permet le traitement des problèmes géotechniques complexes.

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La méthode des éléments finis est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

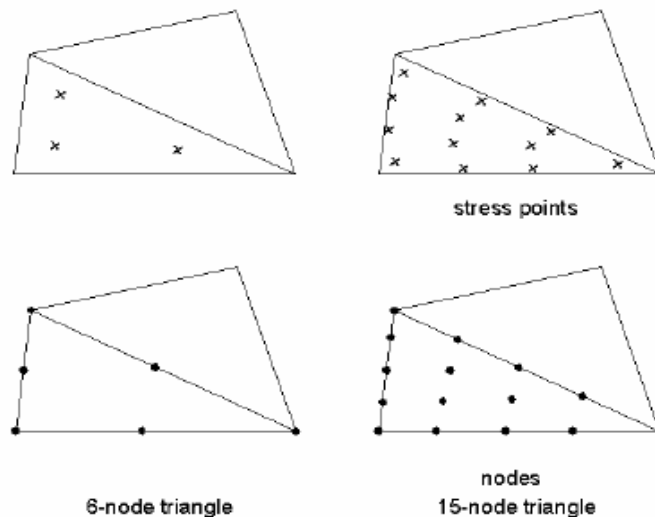
### 1.2 LE CODE D'ELEMENTS FINIS PLAXIS

Le code de calculs par éléments finis PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (TUD) en 1987 [18]. Dans les années suivantes, ce code, initialement réalisé pour analyser les digues en sols mous (argileux), a vu son champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques.

PLAXIS permet de réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Dans PLAXIS L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (Figure 1.1) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume.

L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisis.



**Figure 1.1-** Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol [18]

Le code de calcul PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (*Input, Calculations, Output et Curves*).

### 1.3 ALGORITHME GENERAL DE RESOLUTION DU CODE PLAXIS

Au niveau global, la résolution du système d'équations algébriques non linéaires se fait selon un processus itératif afin de déterminer les champs de déplacements, de vitesses et d'accélération nodaux à l'instant  $t_n$ . Pour chaque pas de temps, l'équilibre est généralement atteint après un certain nombre d'itérations (itérations d'équilibre).

L'algorithme général de résolution utilisé dans le code PLAXIS est présenté sur la Figure 1.2. Il se base sur la méthode de Newton-Raphson qui demeure une méthode relativement robuste pour

résoudre les problèmes intégrant des modèles de comportements complexes (Boulon et Flavigny, 1997 [68]). Notons que les itérations d'équilibre sont stoppées lorsque le critère de convergence au niveau global, formulé sur la base de forces résiduelles, est satisfait.

Le code PLAXIS utilise la convention de signe de la mécanique des milieux continus. En d'autres termes, les contraintes de compression, incluant les pressions interstitielles, sont considérées négatives, alors que les contraintes de traction sont positives.

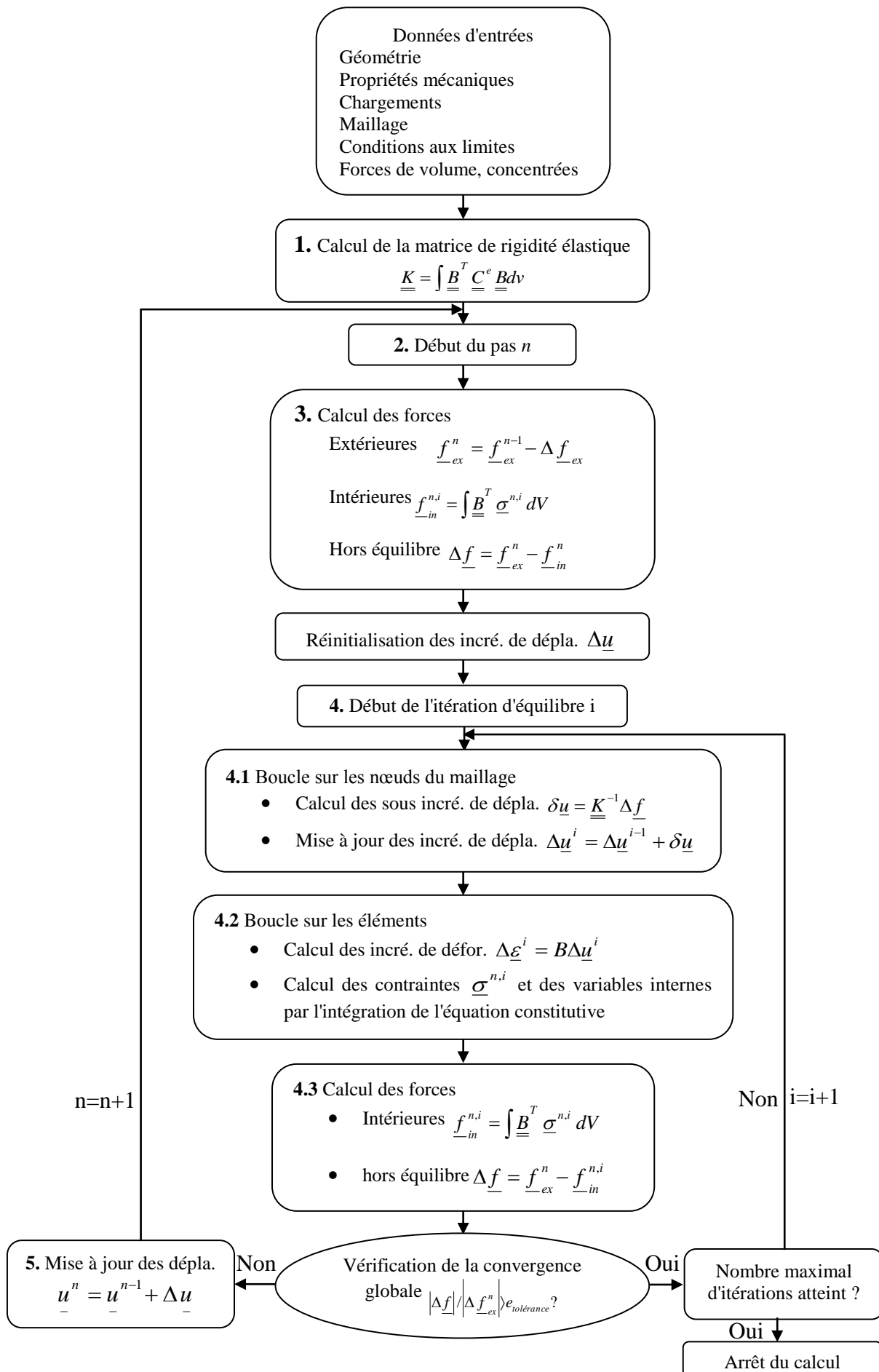


Figure 1.2- L'algorithme général de résolution utilisé dans le code PLAXIS [21]

Les différents programmes qui constituent le code PLAXIS sont:

### 1.3.1 L'entrée des Données de prétraitement

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec PLAXIS, l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données (Input). Pour générer un modèle d'éléments finis, l'utilisateur doit créer un modèle géométrique à deux dimensions composé de points, de lignes et d'autres composants. La génération d'un maillage approprié, des propriétés et des conditions aux limites, élément par élément est réalisée automatiquement par le générateur de maillage de PLAXIS à partir du modèle géométrique précédemment entré. Les utilisateurs peuvent aussi retoucher le maillage d'éléments finis pour améliorer ses performances. La dernière partie de l'entrée des données comprend la génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives pour définir l'état initial.

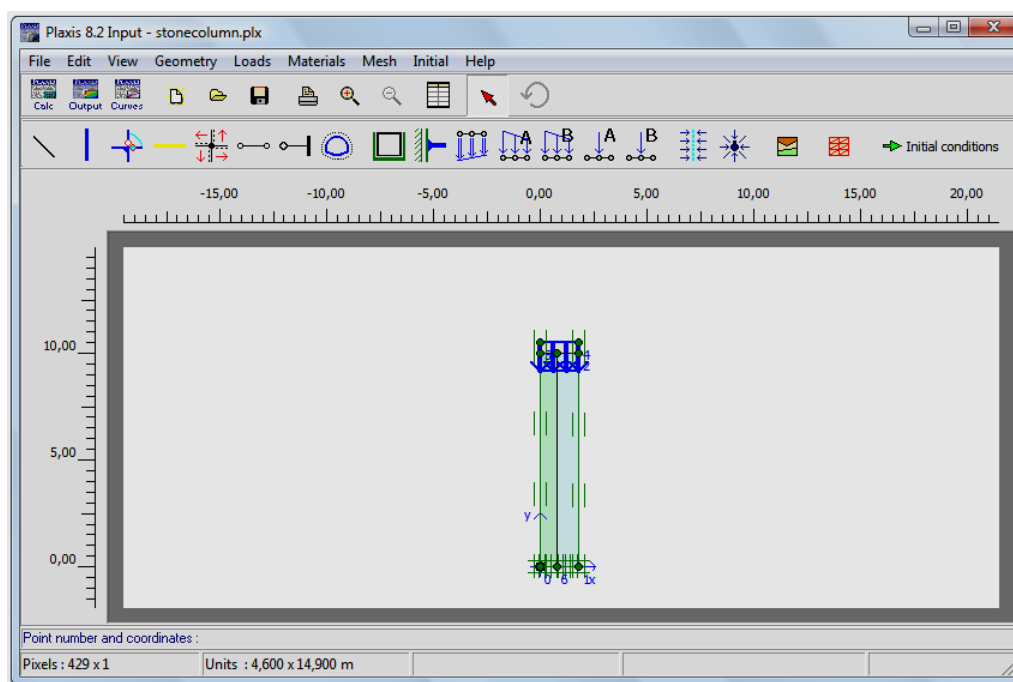


Figure 1.3- Fenêtre principale du programme d'entrée des données

### 1.3.2 Le programme de calcul

Après la définition d'un modèle en éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement qui seront appliqués.

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le calcul des écoulements a été abordé au précédent sous programme d'entrée des données, puisqu'il est employé pour générer la distribution des pressions interstitielles servant comme donnée initiale d'une analyse des déformations.

Dans la pratique, un projet peut se décomposer en plusieurs phases ; le processus de calcul avec PLAXIS est aussi divisé en étapes de calcul. L'activation d'un cas de charges, la simulation d'étapes de construction, l'introduction d'une période de consolidation, le calcul d'un facteur de sécurité sont des exemples de phases de calcul. Chaque phase de calcul est couramment divisée en un certain nombre de pas de calcul. Cela est dû au fait que le comportement non linéaire du sol nécessite l'application des charges par paliers (incréments de charge). Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de préciser l'état à obtenir à la fin de la phase de calcul. Dans PLAXIS, des procédures automatiques et robustes d'incrémentation des pas de chargement assurent un choix approprié des pas de calcul.

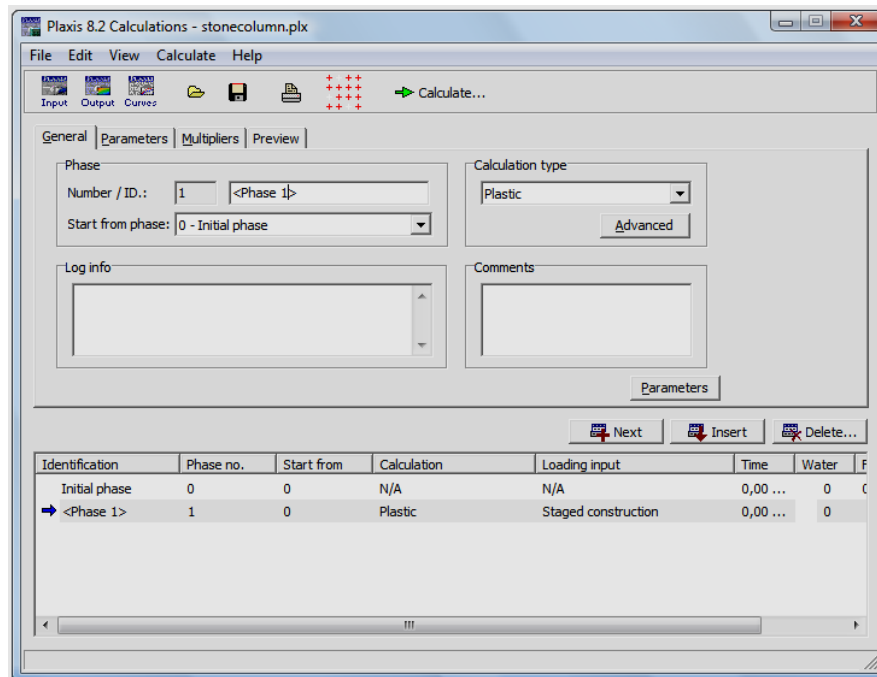


Figure 1.4- Fenêtre principale du programme de calcul

### 1.3.3 Le programme des résultats

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contrainte. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats.

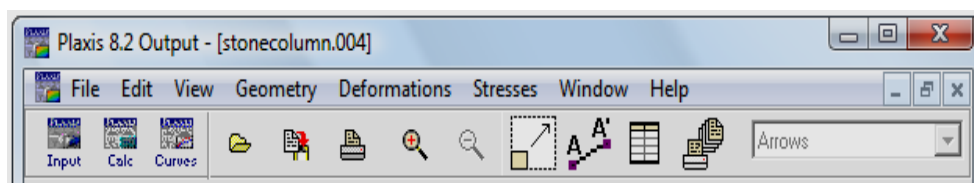


Figure 1.5- Barre d'outils de la fenêtre principale du programme output

### 1.3.4 Courbes charge-déplacement et états de contrainte

Le programme des courbes peut être utilisé pour dessiner des courbes charge- ou temps-déplacement, des courbes contraintes-déformations, des chemins de contrainte ou de déformation de points choisis dans la géométrie. Ces courbes présentent les évolutions au cours des différentes phases de calcul, ce qui donne un aperçu du comportement global et local du sol. Les points dont les courbes sont générées doivent être choisis avec l'option *select points for curves* dans le programme de calcul avant de lancer le processus de calcul. La distinction est faite entre les nœuds et les points de contrainte. En général, les nœuds sont utilisés pour générer les courbes charge-déplacement alors que les points de contrainte servent pour les courbes contraintes-déformations et les chemins de contrainte. Pendant les calculs, les informations relatives à ces points sont stockées dans les fichiers de données des courbes et elles sont utilisées pour générer les courbes. Il n'est pas possible de générer des courbes pour des points qui n'ont pas été sélectionnés puisque les informations requises ne sont pas disponibles dans les fichiers de données des courbes.



Figure 1.6- Barre d'outils de la fenêtre principale du programme courbe

## 1.4 LES MODELES DE COMPORTEMENT UTILISES DANS PLAXIS

### 1.4.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitations monotones que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par Eléments Finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demandent, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation (Colloque de Villard de Lans, 1983, Colloque de Cleveland, 1987,...). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes d'éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement de PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sol dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Dans ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une 'règle de calcul' de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simples, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrit ce comportement.
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

Dans ce sens, la modélisation numérique ne fournit, sous une autre forme, que les données du problème posé.

#### 1.4.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette : il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire les lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non-variation de volume ; celle-ci est elle-même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous les sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles : en fait, celles-ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre facilement que :

$$\dot{\sigma}_w = \frac{K_w}{n} \dot{\varepsilon}_v \quad (1.1)$$

Avec :

$\sigma_w$  : la surpression interstitielle

$n$  : la porosité

$K_w$  : le module volumique de l'eau

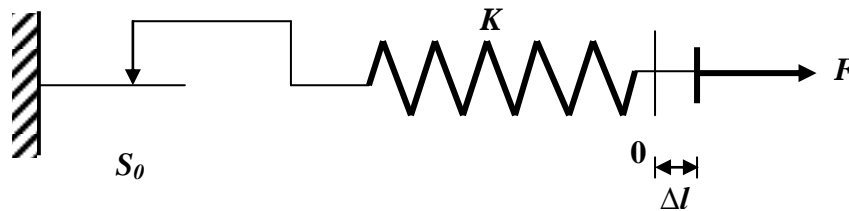
$\varepsilon_v$  : la déformation volumique

Des calculs en contraintes totales sont possibles, ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

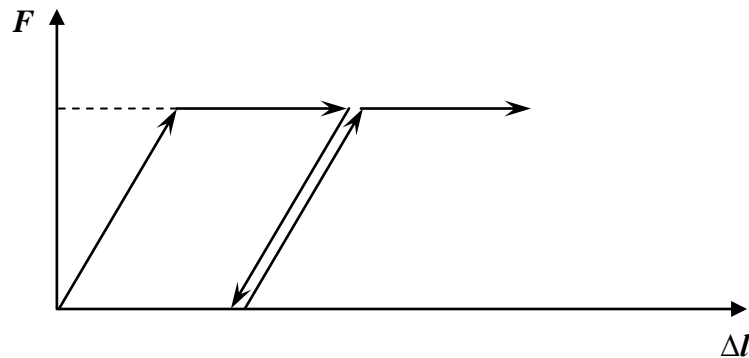
Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

### 1.4.3 Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être présenté par un modèle monodimensionnel, associant en série un ressort de raideur  $K$ , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil  $S_0$ . La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la Figure 1.8.



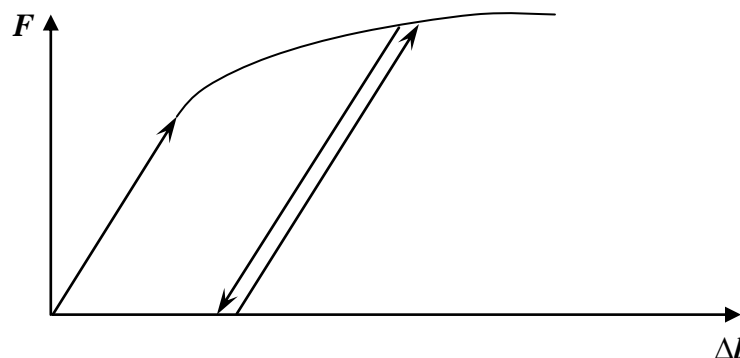
**Figure 1.7-** Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique [68]



**Figure 1.8-** Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique [68]

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté sur les Figure 1.7 et Figure 1.8, est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La Figure 1.9 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.



**Figure 1.9-** Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage [68]

Les schémas présentés sur les Figure 1.7 et Figure 1.8 sont une analogie mécanique monodimensionnelle. La généralisation à trois dimensions se fait d'une part, en introduisant une élasticité linéaire isotrope caractérisée par le module d'Young  $E$  et le coefficient de poisson  $\nu$  pour la partie élastique, tandis que le seuil  $S_0$  se généralise en un critère de plasticité (ou surface limite) :

$$F(\sigma_{ij}) = 0 \quad (1.2)$$

Dans l'espace des contraintes, si le point  $M$  représentatif de l'état de contrainte est tel que  $F(\sigma_{ij}) < 0$ , le matériau est élastique, tandis que les déformations plastiques apparaissent lorsque  $F(\sigma_{ij}) = 0$ . Un paramètre d'écrouissage peut intervenir dans l'expression de  $F$ .

On décompose l'incrément de déformation en une partie élastique et une partie plastique :

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (1.3)$$

L'incrément de déformation élastique  $d\varepsilon^e$  se calcule à partir de l'élasticité, tandis que l'incrément de déformation plastique  $d\varepsilon^p$  dépend de la règle d'écoulement. L'incrément de déformation plastique est défini par la donnée d'un potentiel plastique  $G(\sigma_{ij})$  et par un multiplicateur plastique  $\lambda$  comme suit :

$$d\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (1.4)$$

Le matériau est dit « standard » lorsque la règle d'écoulement  $G$  est identique au critère de plasticité  $F$ . dans le cas contraire, on a un matériau « non standard ». Pour qu'il y ait plasticité (ou rupture), il est donc nécessaire que le critère de plasticité soit vérifié et que les conditions d'essais permettent à la règle d'écoulement d'être vérifié.

#### 1.4.4 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . L'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young non drainé qui est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. D'une part  $K_u$  est infini (correspondant à  $\nu_u = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de  $G$  à  $E$  par la relation :

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (1.5)$$

Le modèle élastique de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser des éléments de structures en béton ou métallique, en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

### 1.4.5 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique-parfaitement plastique (sans écrouissage). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (1.6)$$

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\varphi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure 1.11).

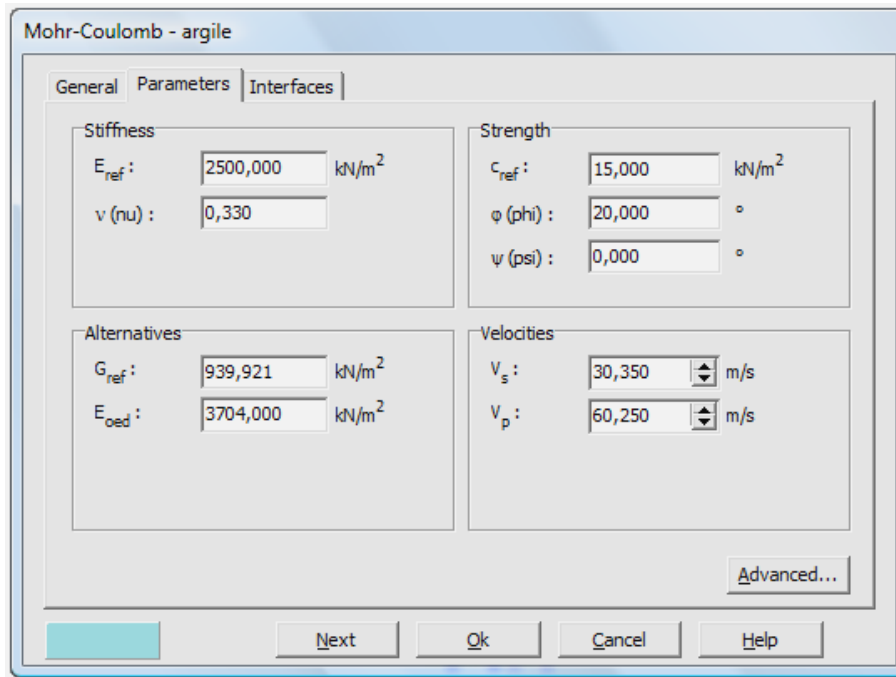


Figure 1.10- Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

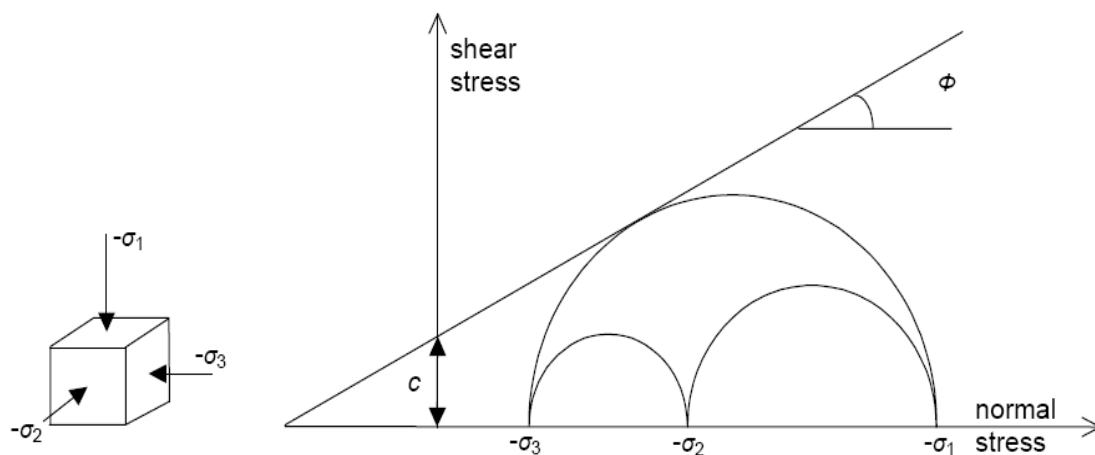
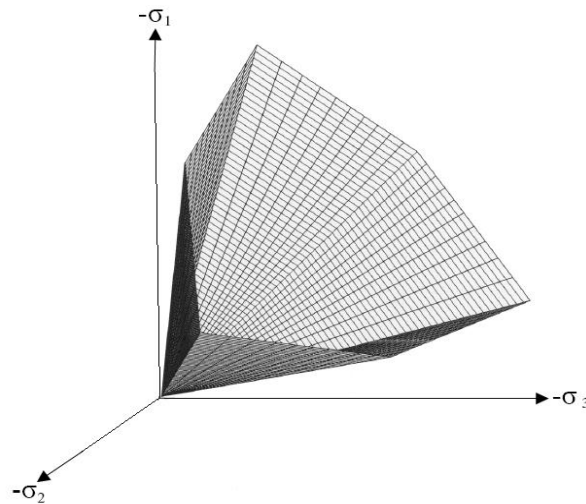


Figure 1.11- Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb [68]

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Figure 1.12) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.



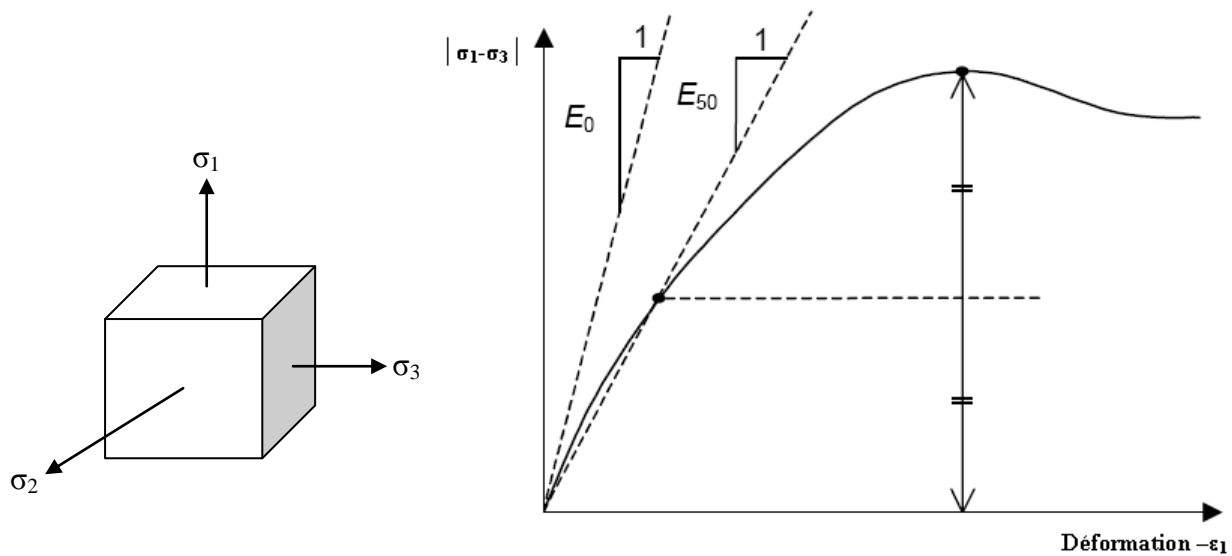
**Figure 1.12-** Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes [54]

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres (Figure 1.10).

Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont  $c$  et  $\varphi$ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

#### 1.4.5.1 Module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au  $G_{max}$ , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant un niveau de 50% du déviateur de rupture (Figure 1.13). L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant, et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.



**Figure 1.13-** Définition du module à 50% de la rupture [54]

Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi faire rentrer le gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

#### 1.4.5.2 Coefficient de poisson

Une valeur de 0.2 à 0.4 est préconisée pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure  $K_0$  ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5, sans que cette valeur soit atteinte.

#### 1.4.5.3 Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement 'du pic' soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement  $\varphi_{CV}$  (à volume constant, au palier).

#### 1.4.5.4 Cohésion

Pour les analyses en non drainé avec  $\varphi_u=0$ , PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec l'option C-Depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m). Cette option permet aussi de faire varier le module de déformation E avec la profondeur.

### 1.4.5.5 Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de 'dilatance' noté  $\psi$  ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ \quad (1.7)$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ \quad (1.8)$$

Le cas,  $\psi < 0$  correspond à des sables très lâches. La valeur  $\psi = 0$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

### 1.4.5.6 Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (Figure 1.12). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*tensile strength*).

### 1.4.5.7 Paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Figure 1.14).

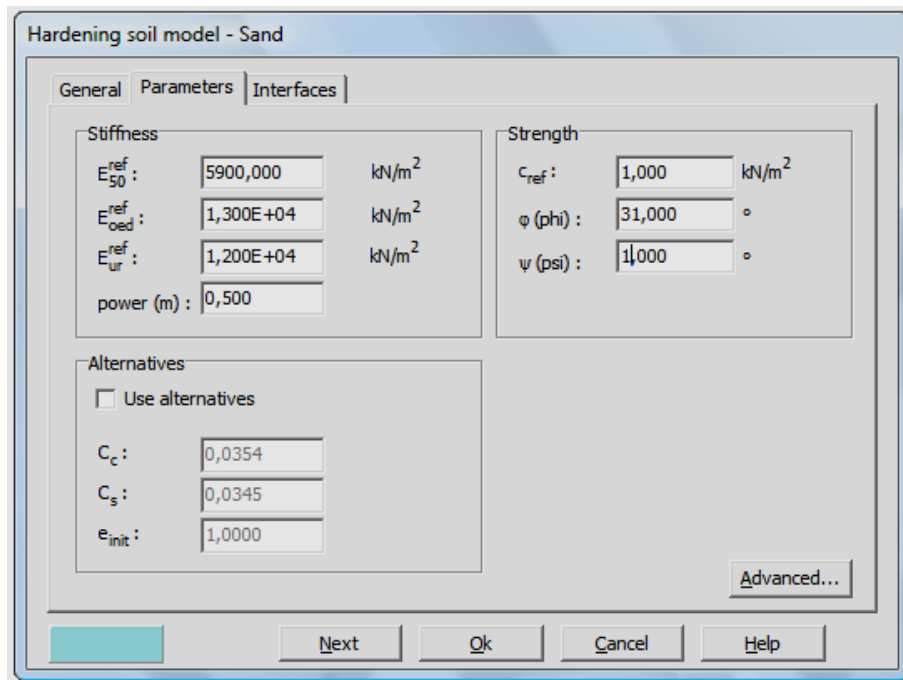
Figure 1.14- Fenêtre des paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb

### 1.4.6 Modèle de sol avec écouissage (*Hardening Soil Model*)

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points ; il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques en contraintes-déformation ne sont pas des droites.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module  $E_{50}$  n'est pas réaliste, il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De distinguer entre une charge et une décharge.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il prend en compte, en les améliorant, les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.



**Figure 1.15-** Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model

Avec :

$c$  : cohésion (effective)

$\varphi$  : angle de frottement effectif

$\psi$  : angle de dilatance

$E_{50}^{ref}$  : module sécant dans un essai triaxial

$E_{oed}^{ref}$  : module tangent dans un essai œdométrique

$m$  : puissance (environ 0,5 pour les sables)

$E_{ur}^{ref}$  : module sécant dans un essai triaxial Module en décharge (par défaut  $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$ )

$C_c$  : indice de compression

$C_s$  : indice de gonflement

$e_{init}$  : indice de vide initial

### 1.4.6.1 Courbe effort-déformation

Une idée fondamentale pour la formulation du HSM est le rapport hyperbolique entre la déformation verticale,  $\varepsilon_1$  et l'effort déviatorique,  $q$ , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxiaux drainés standard tendent aux courbes et rendement qui peuvent être décrites par :

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour } q < q_f \quad (1.9)$$

Avec :

$E_{50}$  : le module sécant dans un essai triaxial

La contrainte déviatorique ultime  $q_f$  et la valeur asymptotique de la résistance au cisaillement  $q_a$ , sont données comme suit :

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.10)$$

Et :

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (1.11)$$

Ou :

$R_f$  : le coefficient à la rupture  $q_f/q_a$  par défaut,  $R_f=0.9$

$\sigma'_3$  : la contrainte principale minimale, c'est la contrainte de confinement dans l'essai triaxial

$c$  : la cohésion

$\varphi$  : l'angle de frottement effectif

### 1.4.7 Les modules

Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + P^{ref}} \right)^m \quad (1.12)$$

Avec :

$$p^{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$$

$E_{50}^{\text{ref}}$  : le module sécant de référence correspondant à la pression de référence  $p^{\text{ref}}$

$m$  : la puissance (environ 0,5 pour les sables)

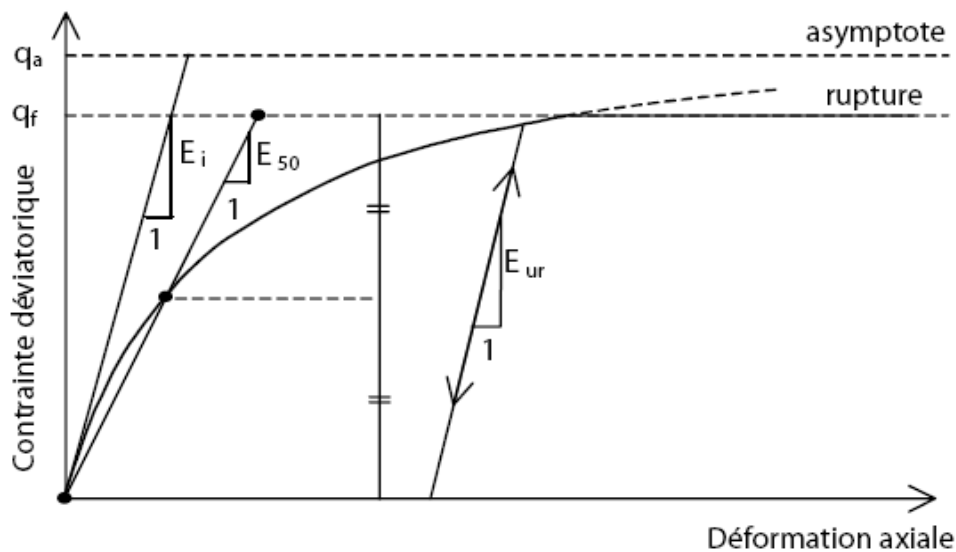
Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{\text{ref}} \left( \frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (1.13)$$

Avec :

$E_{ur}^{\text{ref}}$  : le module en décharge (par défaut  $E_{ur}^{\text{ref}} = 3 \text{ à } 4 E_{50}^{\text{ref}}$  )

Ces paramètres sont illustrés sur la Figure 1.16.



**Figure 1.16-** Représentation du Hardening Soil Model [68]

Le module œdométrique tangent et la dilatance (éventuellement tronquée) sont présentés respectivement sur les Figure 1.17 et Figure 1.18.

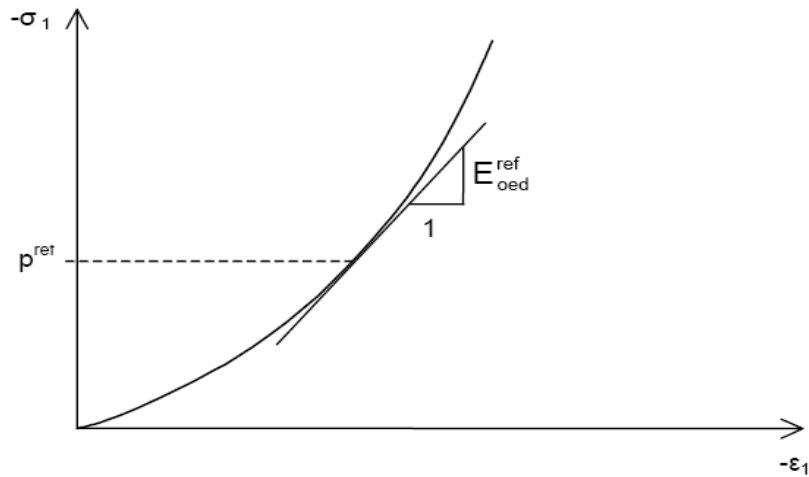


Figure 1.17- Détermination du module œdométrique tangent [68]

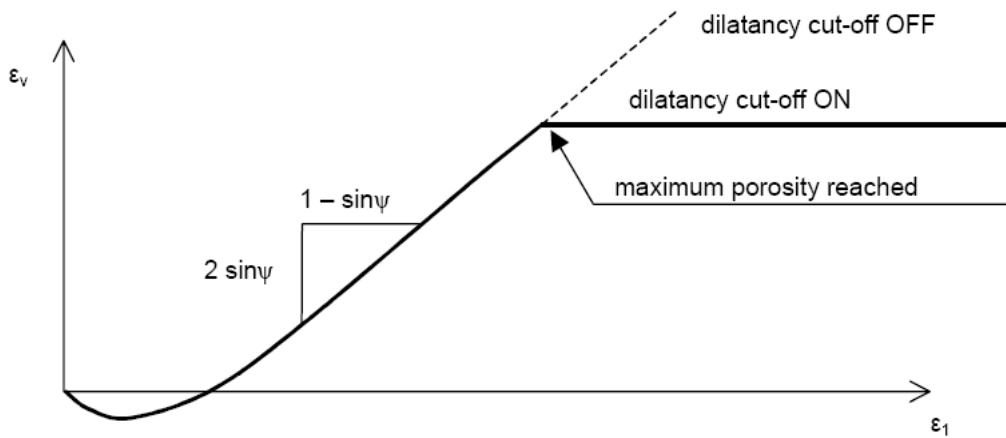


Figure 1.18- Définition de l'angle de dilatance [68]

1.4.7.1 Surfaces de charge

En fonction du paramètre d'écroûissage, on obtient alors dans le plan  $q-p$  la forme des surfaces de charge (Figure 1.19).

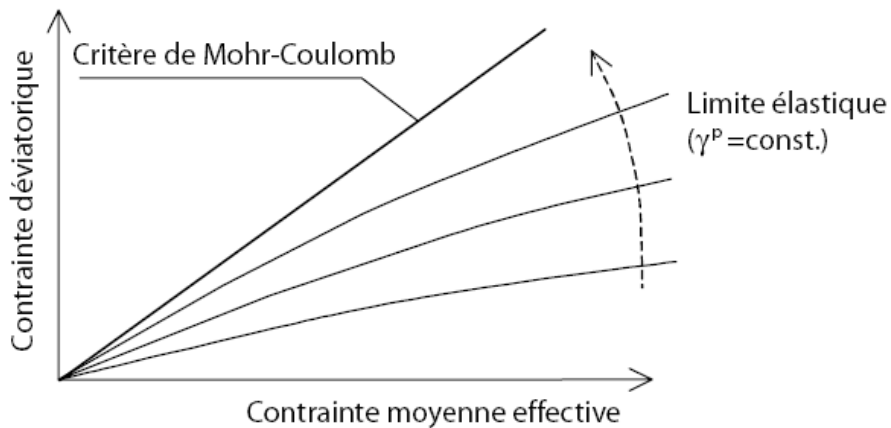


Figure 1.19- Forme des surfaces de charge du HSM [68]

### 1.4.8 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model, SSM)

Ce modèle est un modèle dérivé du Cam-Clay. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, mais si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

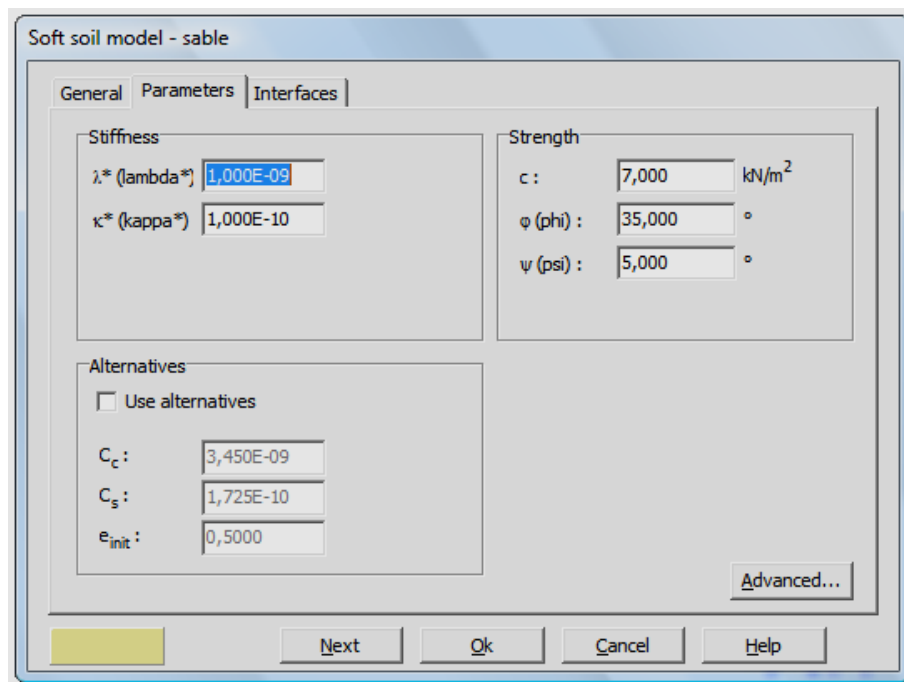


Figure 1.20- Fenêtre des paramètres de modèle des sols mous

#### 1.4.8.1 Paramètres de compressibilité

Les deux paramètres  $C_c$  et  $C_s$  décrivent le comportement œdométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de  $C_c$  et  $C_s$  en  $\lambda$  et  $\kappa$ . Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai œdométrique). On utilise alors  $\lambda^*$  (Indice de compression) et  $\kappa^*$  (Indice de gonflement). Dans ce cas, l'indice des vides est variable. Il peut être pris dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle du Cam-Clay sont données dans le Tableau 1.1.

Relation avec l'indice des vides	$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$
Relation avec les paramètres « Hollandais »	$\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	$\kappa^* \approx \frac{1-\nu_{ur}}{1+\nu_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)}$	$\kappa^* \approx 1.3 \frac{1-\nu_{ur}}{1+\nu_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

**Tableau 1.1-** Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement  $\lambda^*$  et  $\kappa^*$  [24]

Avec :

$\lambda$  : indice de compression

$\kappa$  : indice de gonflement

$\lambda^*$  : indice de compression modifié

$\kappa^*$  : indice de gonflement modifié

$e$  : indice des vides

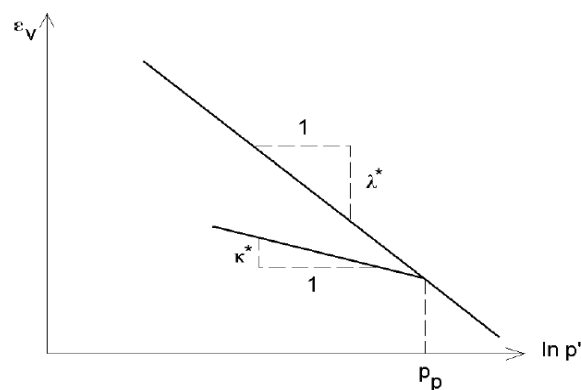
$\nu_{ur}$  : coefficient de poisson en charge-décharge

$C_c$  : indice de compression

$C_s$  : indice de gonflement

$C_p$  : compression unidimensionnelle

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres.



**Figure 1.21-** Représentations de l'essai œdométrique [68]

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

### 1.4.8.2 Cohésion

Une cohésion effective peut être introduite dans le SSM. Elle peut être nulle.

### 1.4.8.3 Paramètre de frottement

On introduit directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement.

### 1.4.8.4 Paramètre de dilatance

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible.

### 1.4.8.5 Paramètre de contrainte $K_0$

Avant de définir le paramètre  $K_0$ , il est nécessaire de déterminer le paramètre  $M$  qui représente la pente de ce qu'on appelle « critical state line ». Par défaut,  $M$  peut être calculé par la relation (1.14).

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \quad (1.14)$$

Où :

$\varphi_{cv}$  : est l'angle de frottement critique qui est égal à  $\varphi + 0.1^\circ$ .

Cette valeur de  $M$  est une valeur pratique calculée par défaut. D'ailleurs, PLAXIS permet de calculer, une valeur approximative de  $K_0^{NC}$ , qui correspond à la valeur de  $M$  calculée à partir de l'équation (1.14) En général, la valeur de  $K_0^{NC}$  calculée par le programme est supérieure à celle calculée par la formule de Jaky ( $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$ ). Sinon, on pourrait introduire une valeur de  $K_0^{NC}$  pour calculer la valeur de  $M$  par la formule de Brinkgreve, 1994 (1.15).

$$M = \sqrt[3]{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\left(\frac{\lambda^*}{\kappa^*} - 1\right)}{\frac{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^*}{\kappa^*} - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} \quad (1.15)$$

$$M \approx 3.0 - 2.8K_0^{NC} \quad (1.16)$$

Avec :

$$K_0^{NC} = \sigma'_{xx} / \sigma'_{yy} \quad \text{le coefficient } K_0 \text{ relié à } M$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'érouissage dans le plan  $p$ - $q$ .

### 1.4.8.6 Coefficient de Poisson

Dans les modèles Cam-clay et leurs dérivés (dont le SSM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans un processus charge-décharge œdométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de  $K_0$  (i.e.  $\nu/(1-\nu)$ ) mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (1.17)$$

### 1.4.8.7 Les surfaces de charges

La Figure 1.22 fournit, dans le plan  $(p, q)$  une représentation des surfaces de charges et de la surface de plasticité. Les surfaces de charge sont des ellipses avec écoulement associé (incrément de déformation normal à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilatance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant).

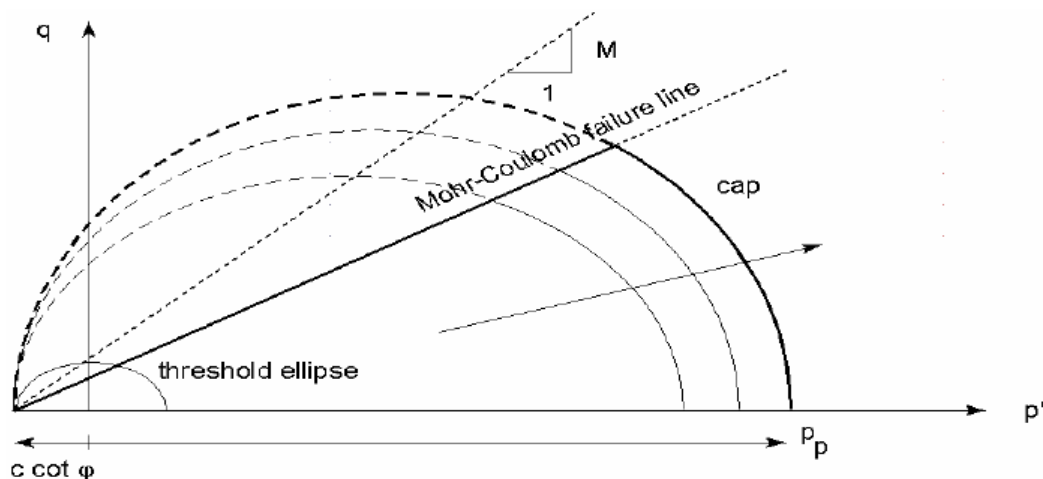


Figure 1.22- Surfaces de charge elliptiques [68]

### 1.4.8.8 Prise en compte de la surconsolidation

PLAXIS calcule la pression de préconsolidation  $p_c$  à partir des données géotechnique de sol. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (*POP (Pre Overburden Pressure)*).

### 1.4.9 Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model, SSCM)

Le SSM permet de prendre en compte l'érouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle

est caractérisée par le paramètre  $C\alpha$ . Elle génère ce qui est appelé la quasi préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

## 1.5 CONCLUSION

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans PLAXIS est un modèle de comportement simple et robuste. Il n'a pas la complexité ni les possibilités que l'on peut rencontrer dans d'autres modèles, dont notamment les modèles élasto-plastiques à plusieurs surfaces de charge avec écrouissage. Ces derniers modèles sont plus aptes à décrire le comportement non-linéaire des sols et le comportement sous sollicitations cycliques.

Pour les applications géotechniques qui se traitent souvent soit par des calculs élastiques, soit par des calculs rigides-plastiques, l'approche en déformation permise par le modèle de Mohr-Coulomb est sûrement avantageuse et marque un progrès intéressant. Le recours aux méthodes de calcul par éléments finis est aussi une alternative aux calculs élasto-plastiques dérivés de méthodes de coefficient de raideur.

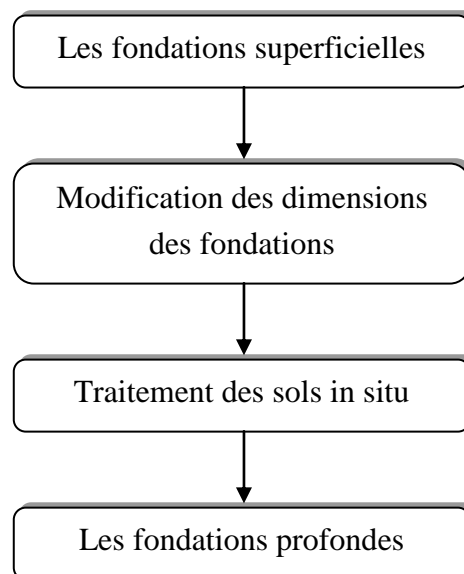
La détermination des paramètres mécaniques du modèle de Mohr-Coulomb est simple. Ces paramètres ont la signification physique à laquelle le géotechnicien est habitué. La plus grande difficulté reste, comme dans toute simulation numérique ou tout calcul, la sélection adéquate des paramètres à affecter aux différents matériaux et à prendre en compte dans les calculs.

## CHAPITRE 2

# METHODES DE TRAITEMENT DES SOLS MOUS

### 2.1 INTRODUCTION

Quand une fondation appropriée doit être conçue pour une superstructure, l'ingénieur géotechnicien suit un processus pour choisir le type optimum de fondation. L'organigramme ci-dessous (Figure 2.1), illustre les étapes importantes de ce processus, qui est basé sur le principe des solutions moins chères, elles doivent être recherchées avant de proposer des solutions de fondation relativement coûteuses. D'après l'organigramme présenté ci-dessous, on remarque que le recoure aux fondations profondes est la dernière solution à envisager après avoir passé par la technique de l'amélioration des sols dont l'avantage est double : une exécution rapide et à moindre coût.



**Figure 2.1-** Le procédé recommandé pour choisir un type de fondation [33]

### 2.2 PRESENTATION DES TECHNIQUES D'AMELIORATION DES SOLS

#### 2.2.1 Compactage dynamique

Il s'agit d'un procédé (1965-L. Ménard) Qui consiste à pilonner le sol en surface avec une masse. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration. Au bout de quelques jours (ou semaines), une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées.

Le matériel est constitué d'un pilon de 8 à 50 t (coque d'acier cubique ou cylindrique pleine de béton armé) manipulé par un engin de levage (jusqu'à 40 m de hauteur de chute).

L'énergie unitaire nécessaire augmente linéairement avec le carré de la hauteur de couches à compacter (de 200 tm à 2 000 tm). La hauteur courante est de 10/15 m, elle peut atteindre 25/30 m.

Souvent, plusieurs opérations de compactage sont nécessaires, séparées des durées de temps de quelques semaines (2 à 6).

Le procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air occlus (1 à 4 %) (Cas des tourbes ou des remblais récents avec matières organiques). Son emploi peut être intéressant pour consolider des couches sous l'eau.

Des précautions doivent être prises vis-à-vis des avoisinants, pour étudier la propagation des ondes de battage. Le procédé s'applique à des zones dégagées (sites urbains proscrits).

De même, les terrains cohérents saturés restituent l'énergie de l'impact en se déformant sans se compacter (argiles plastiques et limons saturés).

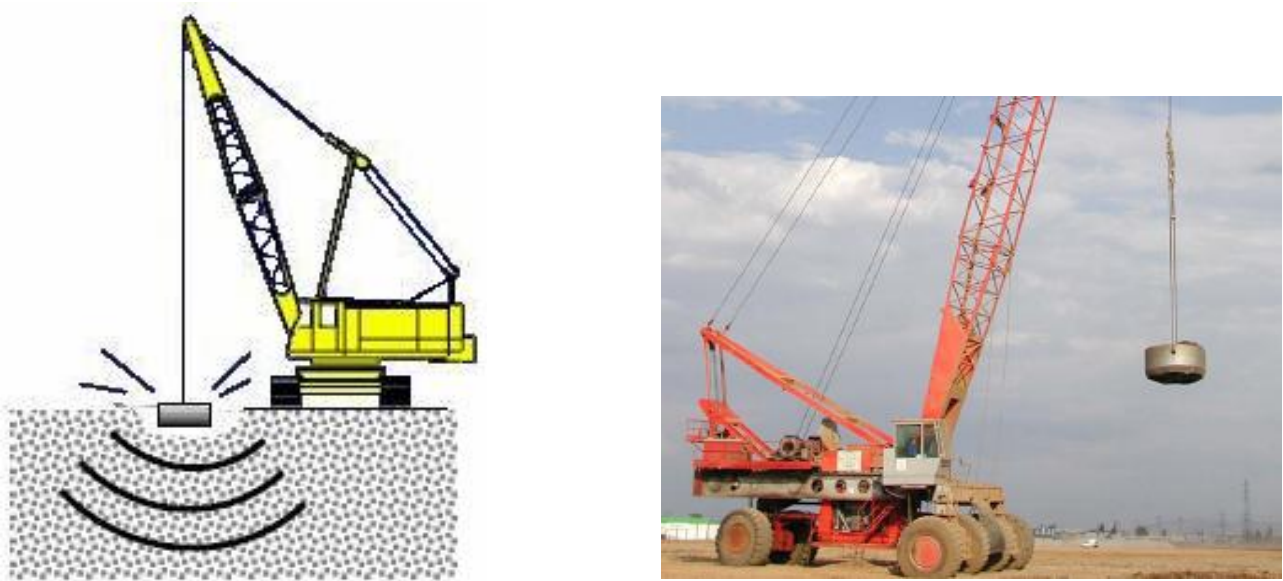


Figure 2.2- Le compactage dynamique [49]

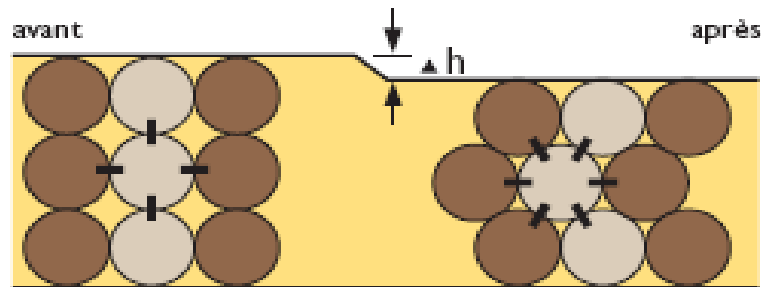
### 2.2.2 Le vibrocompactage

Le vibrocompactage a été inventé au début des années 1930. Cette technique s'applique aux sols granulaires non-cohérents tels que sables et graviers. On réalise le compactage en masse des sols grenus à l'aide de vibreurs spécifiques à basses fréquences. Les outils sont suspendus à des grues, mais peuvent aussi, pour de faibles profondeurs, être montés sur porteurs. La pénétration de l'outil, ainsi que dans certains cas le compactage, sont facilités par un fluide de lancement, généralement de l'eau sous pression. Le compactage se fait par passes successives en remontant l'outil, selon des critères déterminés par des essais préalables. La résistance du sol après traitement dépend de la granulométrie du terrain et de l'adéquation du type de vibreur.

Les vibrations émises par l'outil permettent un réarrangement optimal des grains de sable, ou autres matériaux en place, de manière à ce qu'ils occupent le plus petit volume possible.

Ce procédé agit donc par augmentation de la densité en place, ou réduction de la porosité.

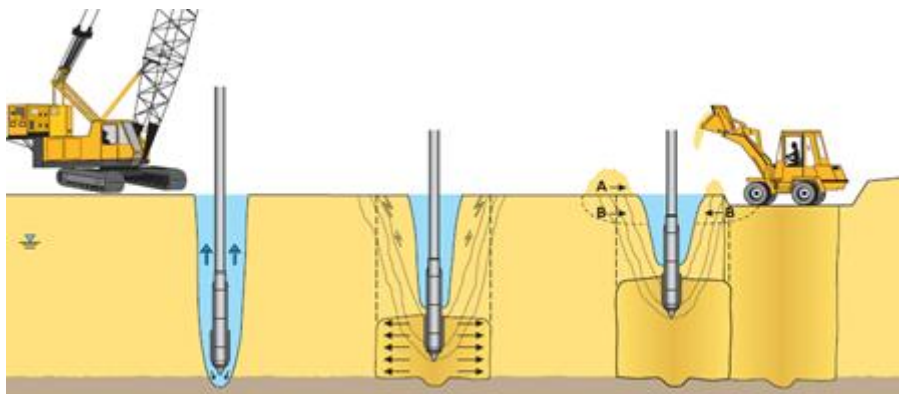
Il consiste non à créer des éléments porteurs, mais à augmenter la capacité portante du terrain, qui pourra alors être sollicité par des fondations superficielles.



**Figure 2.3-** Etat de compacité du sol après et avant le traitement [30]

Les étapes d'exécution du vibrocompactage sont les suivantes :

- L'outil, dont la puissance et les caractéristiques sont variables en fonction du terrain, est foncé jusqu'à la profondeur finale à atteindre. Sa descente s'opère grâce à l'effet conjugué de son poids, de la vibration et de l'eau de lançage. Le débit d'eau est alors diminué.
- Le vibrocompactage est alors réalisé par passes successives de bas en haut. Le volume compacté est un cylindre d'un diamètre pouvant atteindre 5 m. L'augmentation progressive de l'intensité consommée par le vibreur permet de mesurer la croissance de la compacité du sol.
- Autour du vibreur apparaît un cône d'affaissement, que l'on comble au fur et à mesure soit par des matériaux d'apport (A), soit en décapant progressivement les matériaux du site (B). En fonction de l'état initial, on peut atteindre une quantité de 10% de matériaux ajoutés par rapport au volume traité.
- Après traitement, la plate-forme est réglée et recompressée à l'aide d'un rouleau vibrant.



**Figure 2.4-** Mode opératoire de vibrocompactage (Document Keller, [30])

### 2.2.3 Compactage horizontal statique

En règle générale, il s'agit d'injecter sous pression dans le sol un mortier de consistance raide à plastique. Ce mortier s'expande de manière relativement homogène dans le sol et forme ainsi des inclusions de forme sphérique, et recoupées verticalement entre elles.

Le terrain environnant se trouve donc comprimé autour de l'inclusion, et sa compacité augmentée. Contrairement à d'autres procédés d'injection, le mortier ne pénètre pas dans les vides interstitiels (comme lors d'une injection de coulis traditionnelle) ni ne forme des veines dans des zones de claquage.

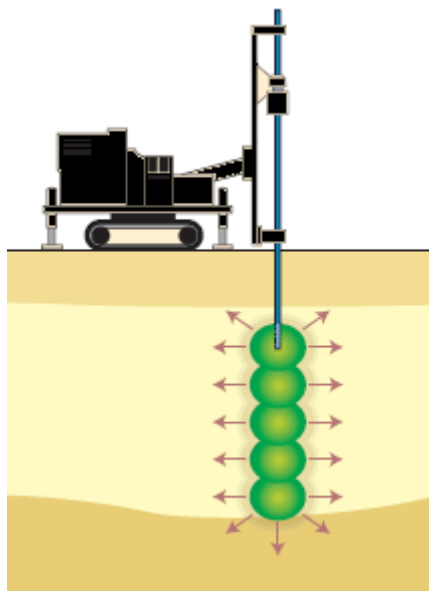
Selon les objectifs du traitement ou la nature du sol, divers critères d'arrêt peuvent être utilisés : atteindre une pression donnée, atteindre un certain volume, par palier, dépasser la valeur du soulèvement limite prévus pour le projet, ou encore dès saturation du sol et refus.

L'application du procédé est régie par la norme européenne EN 12 715.

Le Compactage horizontal statique peut être mis en œuvre pour l'amélioration des sols grenus, particulièrement lorsque ceux-ci sont lâches à moyennement denses.

Le procédé s'utilise aussi dans des sols fins, afin de réaliser des inclusions de plus grande résistance et de grande portance au sein d'horizons peu porteurs, et ainsi augmenter leur capacité portante.

Lors de la mise en œuvre dans des sols argileux saturés, il faut tenir compte d'importantes augmentations de la pression interstitielle.



**Figure 2.5-** Technique de compactage dynamique statique [29]

### 2.2.4 Drains verticaux

Le drain vertical vise à diminuer le temps requis pour la consolidation de sols mous en accélérant, à l'aide d'une surcharge, l'expulsion de l'eau qu'ils contiennent.

Le drain vertical est constitué d'une plaquette ondulée ou surmontée de " chevilles " en polymère flexible. Cette plaquette, mesurant 100 mm de largeur sur 6 mm d'épaisseur, est enrobée d'une membrane géotextile synthétique, choisie en fonction des propriétés de filtration recherchées et de sa capacité à résister à l'abrasion lors de son installation.

Le drain est inséré dans le sol à l'aide d'un mandrin creux fixé à une flèche verticale rattachée à une rétrocaveuse ou à une grue sur chenilles. Une force statique est utilisée pour enfoncer le mandrin et ancrer le drain à la profondeur désirée. En présence de couches de matériaux raides, un vibreur est ajouté au mandrin, ou des avant-trous sont pratiqués pour passer à travers des couches très raides.

L'espacement des drains est habituellement calculé à l'aide de la formule de " Barron " qui tient compte de la période de consolidation recherchée, du coefficient de consolidation horizontal du sol et du degré moyen de consolidation visé.

Après leur installation, un coussin de sable filtrant et une surcharge, qui peuvent dans le cas d'approches de viaducs constituer une partie des remblais permanents, sont placés au-dessus de la surface de travail pour provoquer l'acheminement de l'eau interstitielle vers les drains qui, à leur tour, l'amèneront vers la surface, accélérant dès lors la consolidation des sols mous.

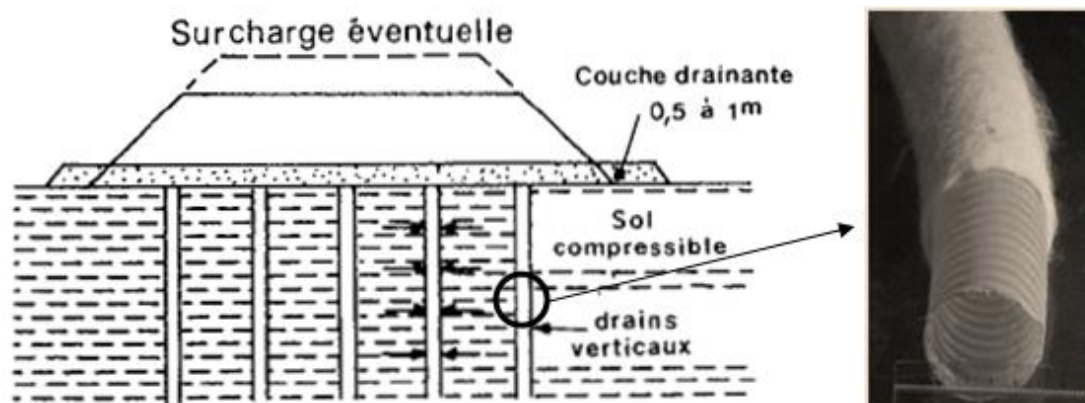


Figure 2.6- Drains verticaux [49]

### 2.2.5 Compactage par explosion

Dans le compactage par explosion, la densification se produit après qu'une charge soit détonée au-dessous de la surface de la terre. La détonation induit la liquéfaction dans le sol, qui recompacte à un état plus dense, un sol plus stable sous les pressions induites par l'explosion et par gravitation.

Le compactage par explosion est utilisé pour des profondeurs illimitées, il est plus adapté pour les sables propres et les sables limoneux avec des densités relatives initiales moins de 50 à 60 %.

L'amélioration des caractéristiques des sols, tels que la résistance au cisaillement et la rigidité, est habituellement dépendante du temps qui peut aller jusqu'à plusieurs semaines.

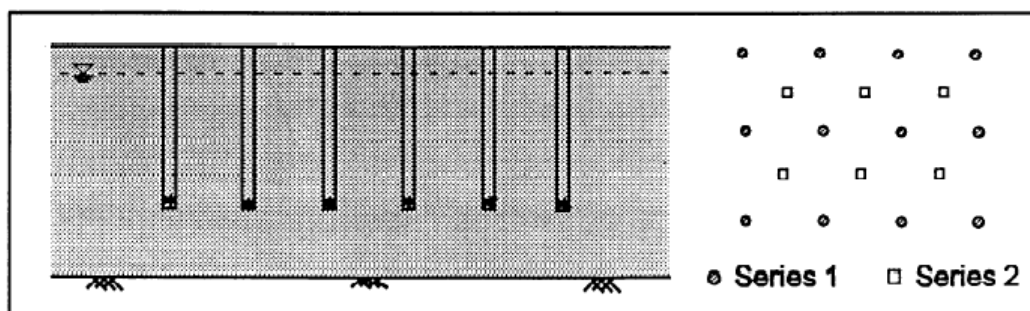


Figure 2.7- Exécution de l'explosion [33]



Figure 2.8- L'état du sol après l'exécution de la technique de l'explosion sous sol

### 2.2.6 Consolidation atmosphérique (Menard Vacuum)

Menard Vacuum est 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.

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

Le procédé breveté par Menard, permet :

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

Dans ce cas, les tassements dans les trente ans suivant la mise en service de l'ouvrage doivent être inférieurs à 10 cm.

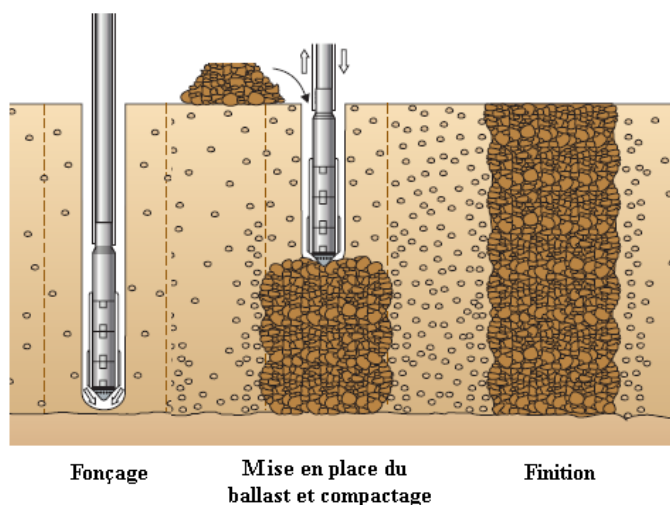
### 2.2.7 Colonnes ballastées

Cette technique est utilisée dans les sols cohérents, tels que les limons et les argiles. Le compactage d'un sol lâche ou d'un remblai non compact peut être obtenu en profondeur par la pénétration

d'aiguilles vibrantes. La base de l'aiguille est animée d'un mouvement pulsatoire horizontal d'une fréquence constante.

Dans les sols granulaires, le passage de l'aiguille vibrante provoque une liquéfaction du sol et un tassement quasi immédiat. Dans les sols cohérents, l'aiguille vibrante, après sa remontée, laisse un vide qui doit être rempli d'agrégats graveleux, par l'orifice du forage ou par la pointe du vibreur à sas. Ces agrégats sont compactés par une nouvelle pénétration du vibreur avec refoulement du sol en place.

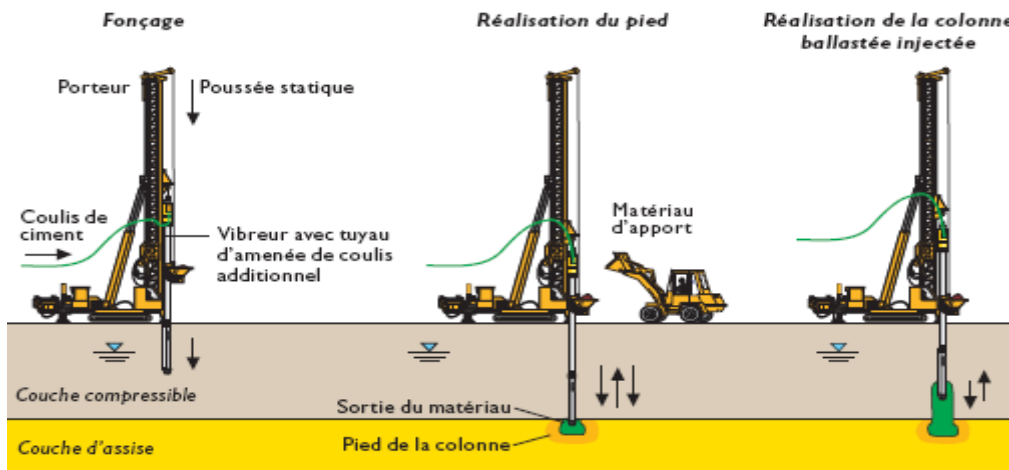
On procède par passes successives de 30 à 50 cm, en remontant le vibreur pour constituer une "colonne ballastée", qui agit comme élément porteur et comme drain vertical.



**Figure 2.9-** Renforcement d'un sol compressible par colonnes ballastées (Document Keller)

### 2.2.8 Colonnes ballastées injectées

Ces éléments de fondation sont réalisés de la même manière que les colonnes ballastées. Dans le cas des colonnes ballastées injectées, on ajoute au matériau d'apport un liant sous forme d'un coulis de ciment pour qu'on obtienne une colonne rigide après la prise. Pour les colonnes en béton prêt à l'emploi, le matériau d'apport mis en œuvre est du béton spécial de qualité B15 à B20. Celui-ci est mis en œuvre de la même façon que le matériau d'apport utilisé pour les colonnes ballastées. Les effets du compactage sur le sol environnant, par vibration et refoulement, ne sont pas diminués.



**Figure 2.10-** Mode opératoire des colonnes ballastées injectées (Document Keller, [68])

### 2.2.9 Plots ballastés

Le principe de la substitution dynamique est le renforcement du sol par la création de colonnes de 2 à 3 mètres de diamètre, en matériaux granulaires très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées plots ballastés pilonnés.

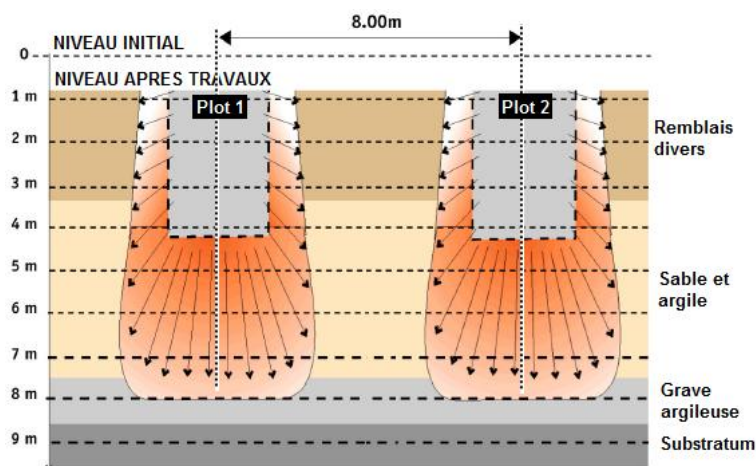
La mise en œuvre s'effectue à l'aide d'engins spécialisés, proches de ceux utilisés pour le compactage dynamique.

Les deux techniques sont fréquemment employées de manière complémentaire sur les mêmes chantiers.

Les plots ballastés vont pénétrer dans le sol par pilonnage, à l'aide d'une masse de 15 à 30 tonnes, en chute libre de 10 à 30 mètres. L'emplacement du plot est préparé par une pré-excavation qui va être partiellement remplie d'un bouchon de matériaux que le pilonnage fera descendre à la profondeur voulue. Le plot est ensuite rechargé puis compacté par phases successives.



**Figure 2.11-** Réalisation des plots ballastés (Photo Entreprise G.T.S)



**Figure 2.12-** Exemple d'un plot ballasté (Photo Entreprise G.T.S)

### 2.2.10 Jet Grouting

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.

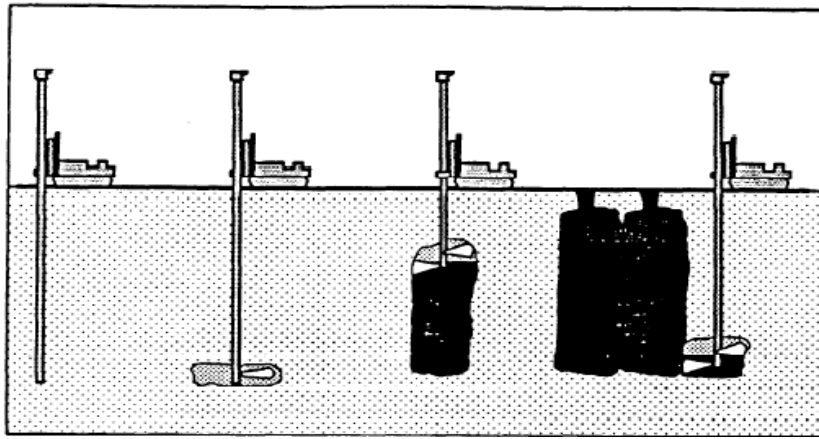
L'atelier se compose d'une partie fixe (stockage du ciment, d'une centrale de fabrication du coulis, d'une pompe haute pression) reliée par une conduite à une foreuse mobile sur chenilles.

La tête de forage est munie de buses d'injection spécifiquement choisies en fonction des terrains rencontrés et des caractéristiques du résultat recherché.

La réalisation du traitement se fait en trois phases :

- Dimensionnement du traitement nécessaire
- Forage destructif de petit diamètre (environ 15 cm) jusqu'au niveau inférieur des terrains à traiter.
- Mise en œuvre sous très haute pression (environ 450 bars) d'un coulis par remontée et rotation simultanées du train de tige.

La colonne de mélange sol-ciment peut atteindre plus de 2 m de diamètre.



**Figure 2.13-** Le processus de Jet Grouting (Document Keller)

### 2.2.11 Soil mixing

Ce procédé permet d'assurer des interventions en milieu très exigus ou difficiles d'accès afin d'opérer la consolidation de talus en remblais. Cette technique, utilisée pour les terrains particulièrement médiocres, consiste à compacter les sols meubles grâce à deux ou plusieurs tarières parallèles, qui, dans un premier temps, déstructurent le terrain, et permettent ensuite le recompactage de la colonne après incorporation d'un liant spécifique.



**Figure 2.14-** Perforation de sol à l'aide de deux tarières [49]

### 2.2.12 Colonnes à Module Contrôlé

Les colonnes à module contrôlé sont des inclusions semi-rigides et cimentées dont les modules de déformation sont de 5 à 30 fois plus faibles que ceux du béton.

Elles sont mises en œuvre comme dans le procédé de renforcement du sol.

Ce type de traitement n'est pas destiné à réaliser des pieux devant supporter la totalité de la charge apportée par l'ouvrage, mais à réduire la déformabilité globale du sol à l'aide d'éléments semi-rigides régulièrement répartis.

Le principe des colonnes à module contrôlé trouve son origine dans la méthode des inclusions au sens le plus large. Les procédés de réalisation, de dimensionnement et de contrôle ont cependant été développés par MENARD pour obtenir les meilleurs résultats.

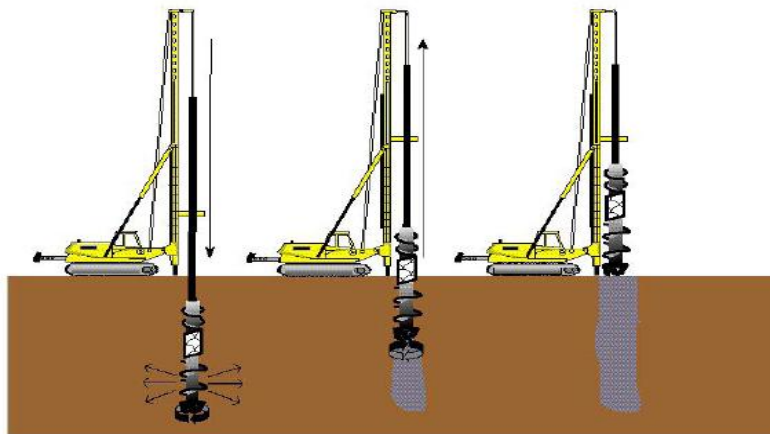
Cette technique est préférable aux colonnes ballastées lorsque :

- Le sol est trop mou ou organique et n'offre pas d'étreinte latérale suffisante.
- Les charges sont élevées ou les tolérances de tassement sévères.

Les colonnes à module contrôlé sont généralement réalisées par une vis spéciale à refoulement du sol.

Cette technique ne comporte ni vibration ni battage, donc elle n'a aucun préjudice sur l'environnement. L'outil est vissé dans le sol jusqu'à la profondeur désirée puis lentement remonté sans déblais. Un coulis ou mortier est alors incorporé dans le sol par l'âme de la tarière creuse de la vis spéciale, de façon à constituer une colonne de 40 à 60 cm de diamètre de matériau cimenté qui admet des contraintes de 10 à 50 bars selon les dosages. Dans certains cas, le refoulement peut être obtenu par battage d'un tube fermé à sa base.

Les colonnes à module contrôlé sont toujours coiffées d'un matelas de répartition lorsqu'elles supportent un dallage.



**Figure 2.15-** Mode opératoire des Colonnes à Module Contrôlé (Document MENARD SOLTRAITEMENT)

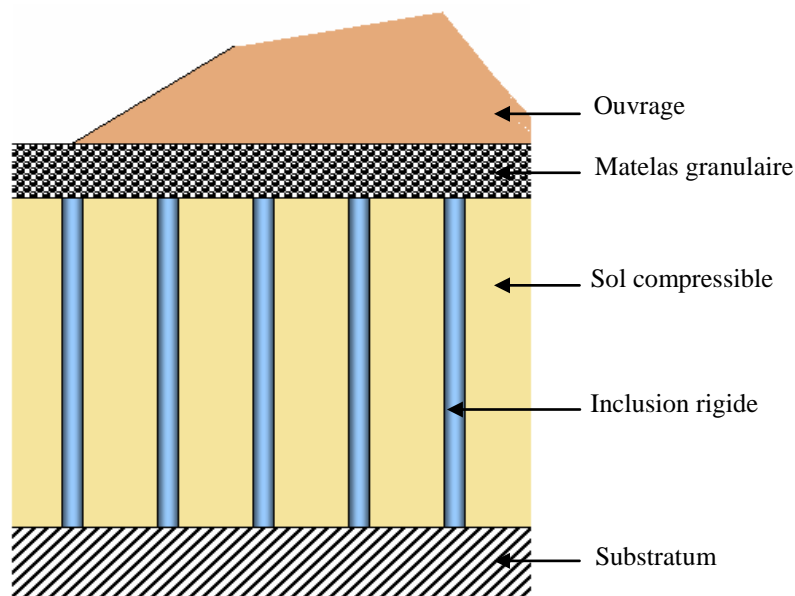
### 2.2.13 Inclusions rigides

Elles sont mises en œuvre par refoulement du terrain en place et ne produisent quasiment aucun déblai.

Différents modes de mise en place (forage avec ou sans refoulement, battage, vibration) et différents types de matériaux (béton ou mortier, gravier, mélange sol/ciment) sont utilisables pour réaliser au meilleur coût un système de fondations superficielles à rigidité adaptée au sol environnant.

Elles permettent d'atteindre des objectifs de tassements plus stricts selon le maillage choisi et peuvent même reprendre des charges ponctuelles sous des bâtiments. Elles peuvent être armées afin de leur assurer une plus grande résistance vis-à-vis des efforts horizontaux. Un matelas, en matériaux de remblais non putrescibles, est mis en place entre la tête des colonnes et la base de la structure afin d'assurer une répartition des charges entre les différentes inclusions.

Les ouvrages pouvant être posés sur un sol préalablement amélioré sont ceux pour lesquels un certain tassement est toléré (environ 1 cm), par exemple, les bâtiments qui devront être étudiés et rigidifiés afin de limiter les effets des tassements différentiels.



**Figure 2.16-** Technique d'amélioration des sols par inclusions rigides

### 2.2.14 Congélation

La congélation des terrains aquifères instables est un procédé ancien, à caractère provisoire, employé pour le creusement de fouilles, de puits ou de galeries, qui permet également le "sauvetage" d'ouvrages à la suite d'incidents (renard, débouillage). Elle rend le sol étanche et résistant.

Le schéma de principe du procédé est le suivant :

- Exécution de sondages encaissant l'ouvrage à construire, sur la hauteur des couches aquifères, espacement des forages voisin de 1 m.

- Mise en place de tubes réfrigérants (sondes) : fermés à leur base, ils contiennent des tubes plus petits, ouverts à leur partie inférieure.
- Mise en circulation d'un liquide à basse température arrivant par le tube intérieur et remontant dans l'espace annulaire en empruntant la chaleur au terrain encaissant.
- Congélation progressive des couches autour des sondes, pour l'obtention d'une paroi de terrain gelé dur et imperméable.
- Maintien de cette paroi durant les travaux de génie civil.

Il existe plusieurs méthodes :

- La méthode ouverte, à l'azote liquide.
- La méthode fermée, à la saumure.
- La méthode dite combinée.

### 2.3 CONCLUSION

Il y a une variété de techniques pour améliorer les sols mous ou compressibles. Le choix et le succès d'un système d'amélioration de sol dépend de la compréhension complète des conditions de sol, des charges appliquées par les structures et des tassements admissibles.

## **CHAPITRE 3**

# **AMELIORATION DES SOLS PAR COLONNES BALLASTEES**

---

### **3.1 INTRODUCTION**

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.

### **3.2 CONTEXTE HISTORIQUE ET GEOGRAPHIQUE DU DEVELOPPEMENT DES COLONNES BALLASTEES**

L'historique réalisé par les auteurs précise que dans ce domaine, plusieurs procédés existent et ont fait l'objet de développement depuis les années 1950. On peut citer :

- Les pieux de sable compacté, mis en œuvre comme les pieux classiques avec tubage récupérable : procédé type « Franki » (Bustamante et al., 1991 ).
- Les picots de sable de Menard-Solcompact (Fournol et Juillié, 1986).
- Les colonnes ballastées réalisées au moyen de vibreurs électriques à sas, de type vibreur à torpille Keller ou dérivé (vibreur hydraulique), dont le procédé a été mis au point et développé par Keller en 1936.
- Les plots ballastés mis en place par substitution dynamique, qui constituent une variante de l'utilisation du matériel développé par Menard pour le compactage dynamique (Gambin, 1984 ; Liausu Et Juillié, 1990).

Les plots de sable sont plus anciens (Figure 3.1-a). La « Livraison N°40 » du Magazine pittoresque (1839) précise, dans son « Magasin pittoresque – Fondations en sable », que « le colonel Burbach eut l'heureuse idée de remplacer par des pilots incorruptibles en sable les pieux de bois dont l'altération est si profonde en quelques années » afin de fonder les pilastres du bâtiment de l'arsenal de Bayonne (Figure 3.1-b). Le procédé consistait à enfoncer dans le sol un pilot de bois de 0.15 m de diamètre et de 2 m de longueur, puis à l'arracher et à remplir de sable le trou ainsi réalisé.



a- Pilier fondé sur massif de sable

b- Pilastre fondé sur pilots en sable

**Figure 3.1-** Pilots de sable à Bayonne (« Livraison N°40 » du Magasin pittoresque, 1839)

### 3.3 OBJECTIFS DU TRAITEMENT DE SOL PAR COLONNES BALLASTÉES

La mise en œuvre des colonnes ballastées a pour objectif de:

- Augmenter la capacité portante du sol.
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.
- Diminuer les tassements totaux et différentiels.
- Diminuer le temps de consolidation.
- Amélioration des caractéristiques du sol encaissant.

### 3.4 LES COLONNES BALLASTÉES EN ALGERIE

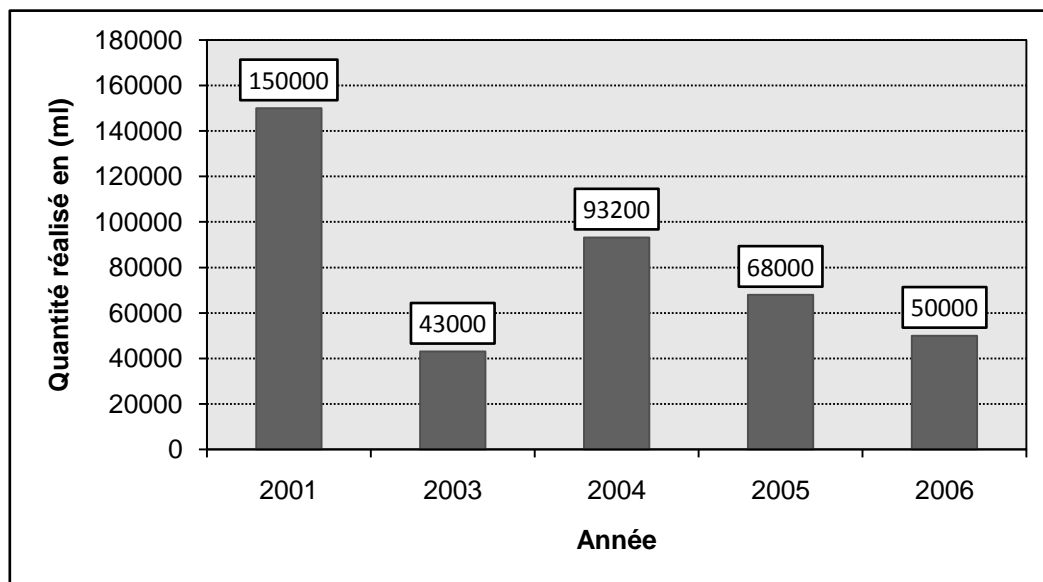
La technique d'amélioration des sols par colonnes ballastées est très récente en Algérie, c'est l'entreprise Keller Fondations Spéciales qui avait réalisé le premier chantier de travaux de ce genre en 2001 à Bejaia, jusqu'à maintenant cette entreprise reste la seule qui exécute cette technique en Algérie.

D'après les informations obtenues de l'entreprise Keller, près de 405 000 ml de colonnes ballastées ont été réalisés en Algérie entre 2001 et 2006 pour traiter le sol sous les différents ouvrages (réservoirs, silos de stockage, bâtiments industriels, chemins de fer,..). L'histogramme ci-dessous montre la quantité de colonnes ballastées réalisée par an.

Les principaux projets de colonnes ballastées réalisés en Algérie sont :

- Complexe agroalimentaire – Bejaia – 2001
- Construction d'un portique de Terminal à Containers – Bejaia – 2005
- Silos de stockage de céréales – Bejaia – 2005
- Construction d'un nouveau poste de chargement au terminal sud de la SONATRACH – Bejaia – 2005

- Construction d'une fromagerie – Kolea – 2005
- Liaison ferroviaire / Hassi Bounif –Oran – 2005
- Station de dessalement d'eau de mer Hamma Water (HWD) – Alger – 2006
- Liaison ferroviaire Oued S'mar /Gué de Constantine – Alger – 2006



**Figure 3.2-** Quantité en ml des colonnes ballastées réalisées en Algérie entre 2001 et 2006 (Entreprise Keller)

### 3.5 EQUIPEMENTS DE MISE EN ŒUVRE

Les équipements principaux pour la réalisation des colonnes ballastées sont les suivants :

#### a. La grue sur chenilles ou la machine de base

C'est la grue qui soutient le vibreur et les tubes d'extension.

#### b. Des chargeurs sur pneus

Pour la livraison de matériau d'apport.

#### c. Les équipements de pompage

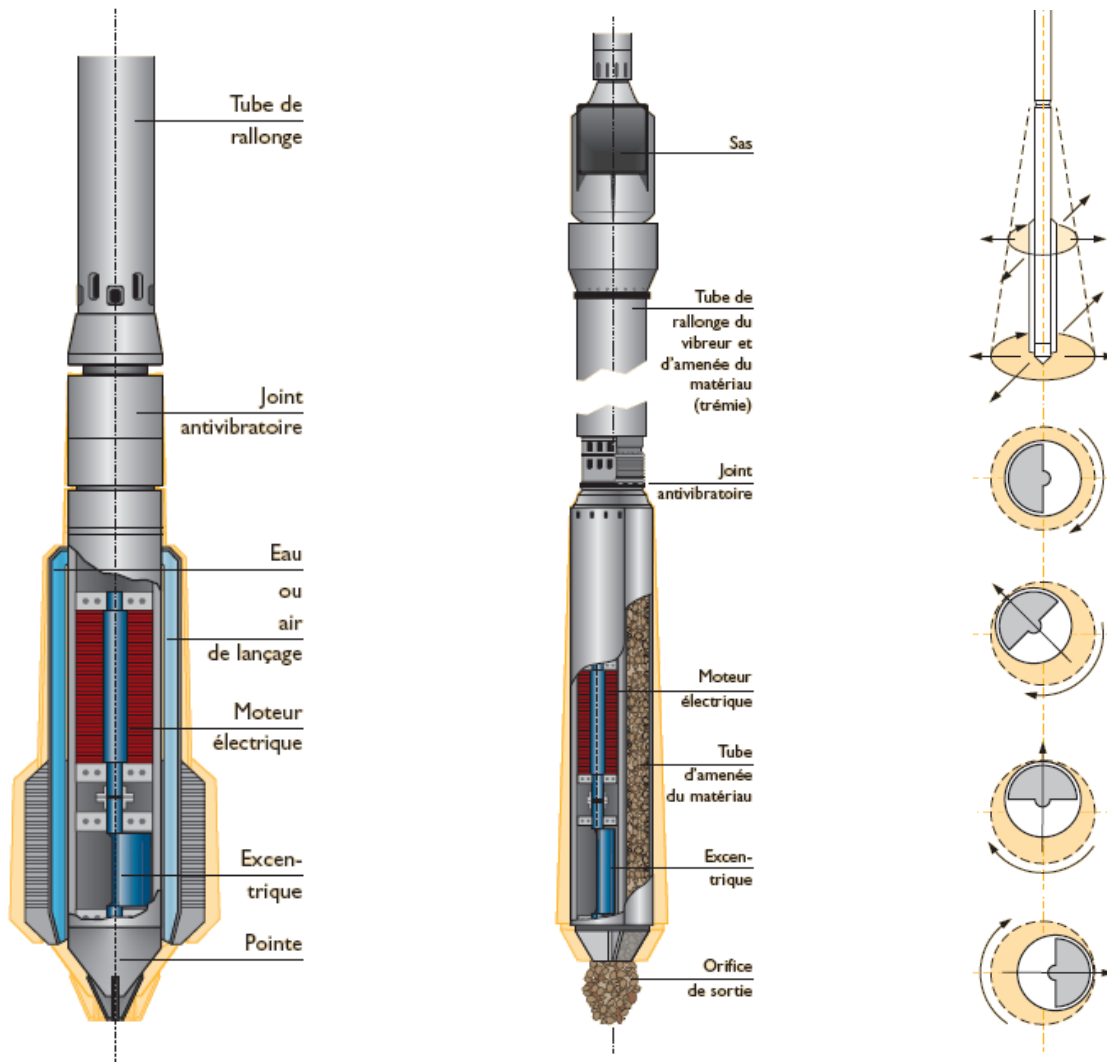
Ils constituent l'ensemble des conduites, des vannes et des pompes à eau.

#### d. Le vibreur

La qualité des colonnes ballastées dépend de la puissance du vibreur. L'élément essentiel de système de vibration est le vibreur horizontal situé à l'extrémité basse du système vibrant. Celui-ci contient en partie basse une charge excentrée tournant autour d'un axe, actionné par un moteur monté immédiatement au-dessus et directement relié à l'axe. Au dessus de l'élément vibrant qui contient le moteur et l'excentrique se trouve un élément antivibratile qui sépare le vibreur du tubage qui lui fait suite et à partir duquel la partie active est suspendue. Des vibrations situées

essentiellement dans un plan horizontal sont ainsi appliquées au sol autour du point le plus bas de la machine qui est aussi la partie active enterrée dans le sol.

Les premiers appareils de vibration étaient actionnés par des moteurs électriques. La plupart des machines récentes sont cependant hydrauliques parce que ce système peut générer une énergie plus grande à partir d'un moteur relativement petit ; ainsi les dimensions de la machine qui déterminent sa force de pénétration peuvent rester faibles. Les dimensions de vibreur sont approximativement 3.1 m de longueur et 0.5 m de diamètre et sa puissance varie entre 37.7 et 226 kW.



a- Vibreur sans sas

b- Vibreur à sas

c- Le principe du vibreur radial

**Figure 3.3-** Type de vibreurs et le principe du vibreur radial [30]

**e. Dispositifs de contrôle et de vérification**

Les données importantes de chaque étape de compactage peuvent être mesurées, enregistrées et imprimées sous forme de fiches individuelles et récapitulatives.

### 3.6 TECHNIQUES DE MISE NE ŒUVRE

Les colonnes ballastées sont mises en œuvre : soit par voie humide, soit par voie sèche.

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

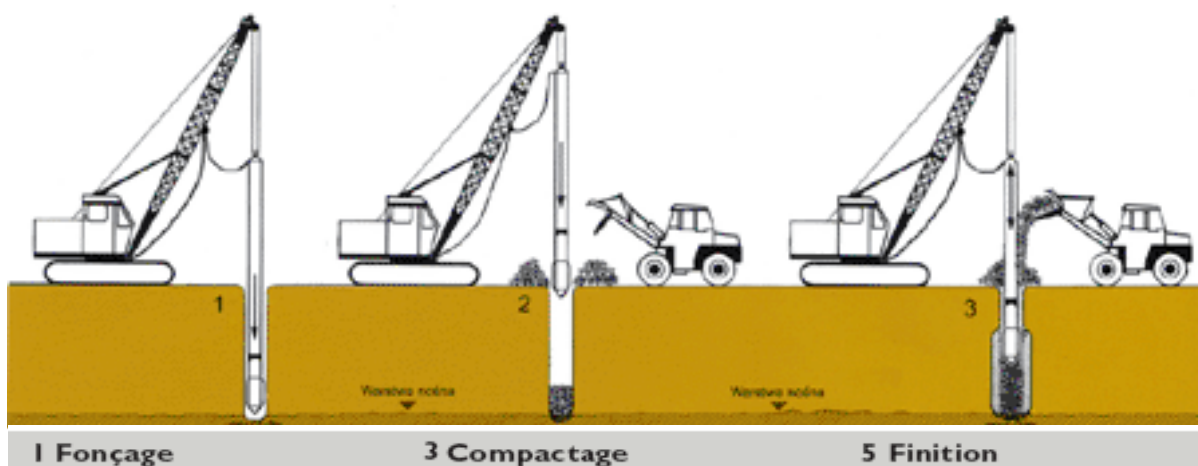
- De la nature et de l'état de saturation du sol.
- Du but recherché.
- Des caractéristiques des matériaux d'apport.

#### 3.6.1 Colonnes exécutées par voie humide

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

- Faire pénétrer l'outil, dont la puissance et les caractéristiques sont variables en fonction du terrain, jusqu'à la profondeur finale à atteindre, sa descente s'opère grâce à l'effet conjugué de son poids, de la vibration et de l'eau de lancement. Le débit de l'eau est alors diminué.
- Remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le ballast dans le forage préalable.
- Compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

La Figure 3.4 présente les phases successives de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.



**Figure 3.4-** Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide (Document Hydraulik Services)

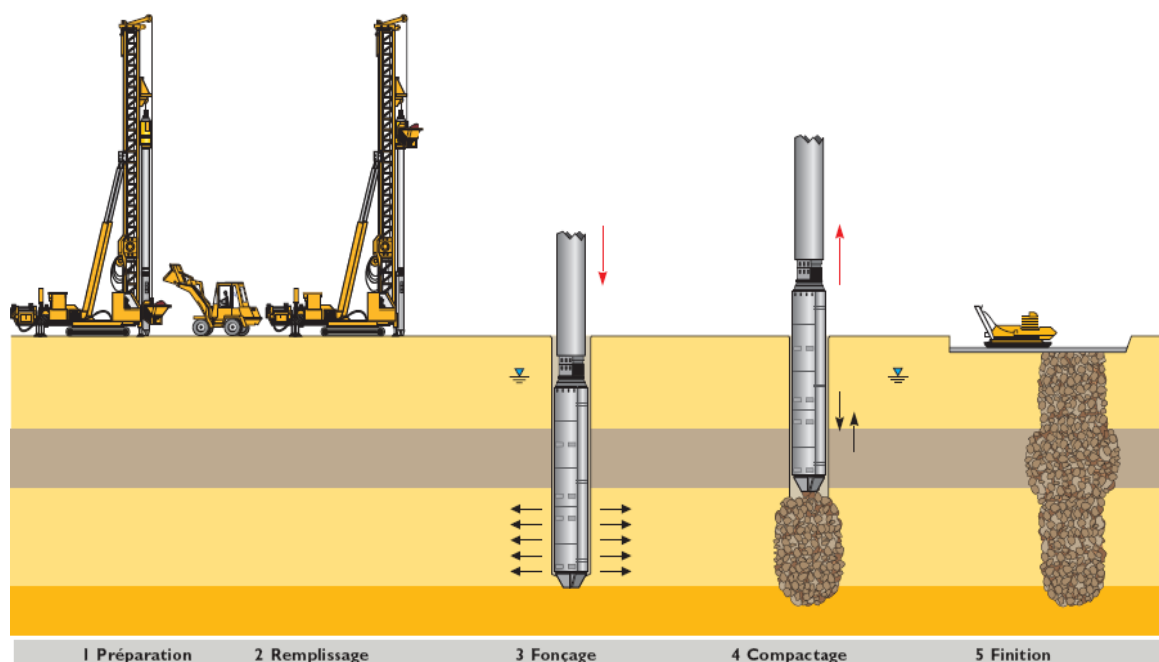


**Figure 3.5-** Exécution des colonnes ballastées par voie humide au sein de chantier Hamma Water en Algérie (Photo Keller Algérie)

### 3.6.2 Colonnes exécutées par voie sèche

Les étapes d'exécution des colonnes par voie sèche, dite encore par vibro-refoulement (vibrodisplacement) sont les suivantes :

- 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 continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.
- 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.
- 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 expanser le matériau latéralement dans le sol et le compacter.
- La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu. Les semelles de fondations sont alors réalisées de manière traditionnelle.



**Figure 3.7-** Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller)



**Figure 3.6-** Exécution des colonnes ballastées par voie sèche

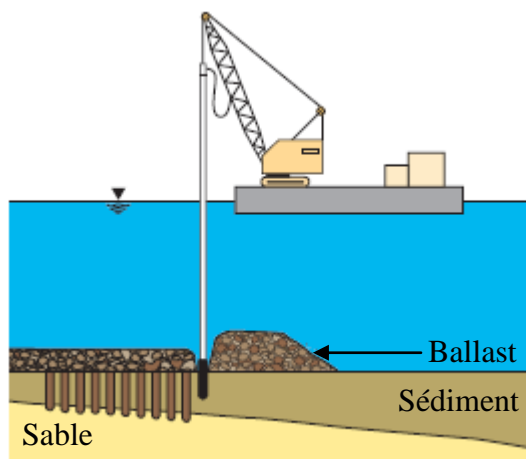
### 3.7 COLONNES BALLASTÉES EN MER

L'amélioration des sols d'assise des fondations est parfois nécessaire sous les ouvrages marins (jetées et mur de quai). L'application du procédé terrestre aux milieux aquatiques nécessite des moyens et des techniques différentes. Usuellement, deux techniques sont employées pour la réalisation des colonnes ballastées sous la mer (Debats et Degen, 2001[23]) :

- La méthode du tapis de ballast, qui consiste à mettre en œuvre les colonnes par voie humide avec alimentation en ballast par le haut. avant le fonçage des vibreurs, un matelas de matériaux d'apport est disposé sur le fond.

- L'exécution des colonnes par voie humide avec alimentation du ballast par le bas, à l'aide d'une trémie-réservoir unique.

Ces deux techniques présentent l'inconvénient majeur de ne pas permettre de vérifier avec précision le volume du ballast incorporé dans la colonne, globalement, il est en fonction de la profondeur (Dhouib et al., 2005 [24]).



**Figure 3.8-** Exécution des colonnes ballastées en mer [30]

### 3.8 CARACTERISTIQUES DES COLONNES BALLASTÉES

#### 3.8.1 La longueur

D'une façon générale, les longueurs de colonnes ballastées sont plus importantes en mer qu'en terre. D'après les entreprises spécialisées, les colonnes ballastées nécessaires dans le cas des ouvrages marins atteignent souvent 10 à 30 m. Dans le cas des ouvrages terrestres, les profondeurs de traitement sont variables mais restent en moyenne autour de 8 à 10 m, sans excéder 25 m.

#### 3.8.2 Le diamètre

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- De l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré.
- Des terrains traversés et de leurs caractéristiques.
- De l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre, poussée verticale éventuelle et temps passé).

Le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance des couches traitées.

On obtient les mêmes caractéristiques pour les colonnes mise en œuvre par voie humide ou par voie sèche, excepté le diamètre qui est plus important dans le cas de la mise en œuvre par voie humide grâce à l'extraction du sol produite par le lançage à l'eau.

Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm et par voie humide varient entre 80 et 120 cm.

### 3.8.3 Le maillage

L'espace des points de compactage détermine les propriétés du sol à la profondeur traitée. Le procédé doit assurer une incompressibilité et une résistance adéquate pour un espacement maximal et donc un coût minimal.

Le dimensionnement du réseau de colonnes dans le sol est en fonction des tassements admissibles et des charges qui seront appliquées par l'ouvrage.

## 3.9 DOMAINE D'APPLICATION DES COLONNES BALLASTÉES

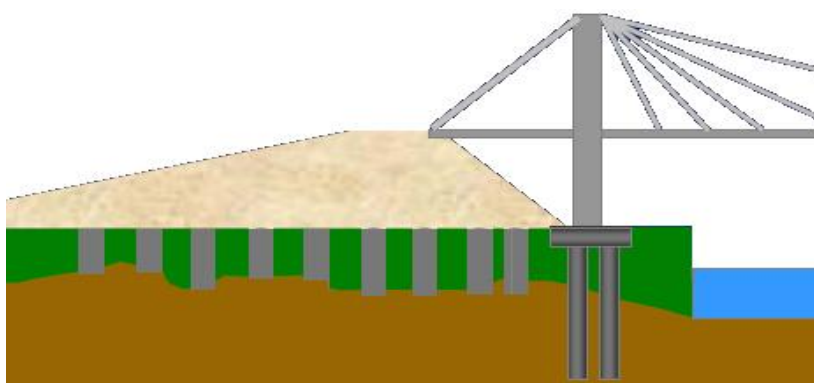
### 3.9.1 Remblais

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 type d'ouvrages, on distingue :

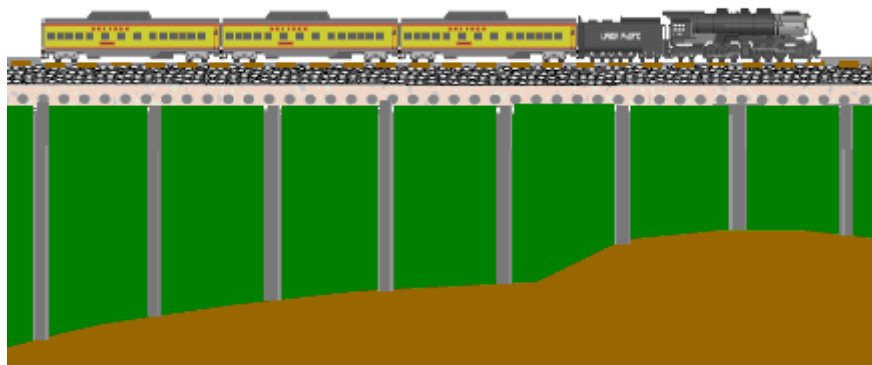
- Les remblais de sections courantes.
- Les remblais de sections particulières comme les accès aux ouvrages d'art.

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.



**Figure 3.9-** Remblai d'accès à un ouvrage d'art



**Figure 3.10-** Chemins de fer

### 3.9.2 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 importantes localisées (stockage de conteneurs, voies de roulement...) peuvent être appliquées sur les dallages qui doivent encaisser les charges sans tassements différentiels importants.



**Figure 3.11-** Dallages et fondations de bâtiments industriels

### 3.9.3 Réservoirs de stockage ou bassins et ouvrages de stations d'épuration et de dessalement

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

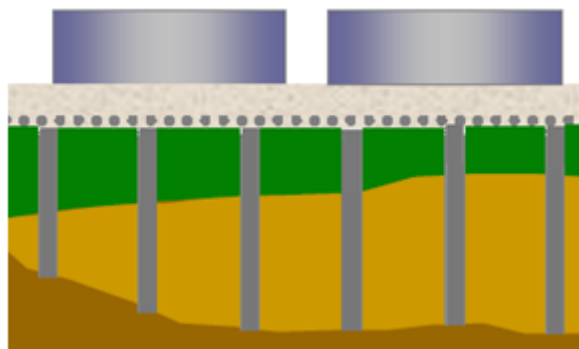


Figure 3.12- Réservoirs

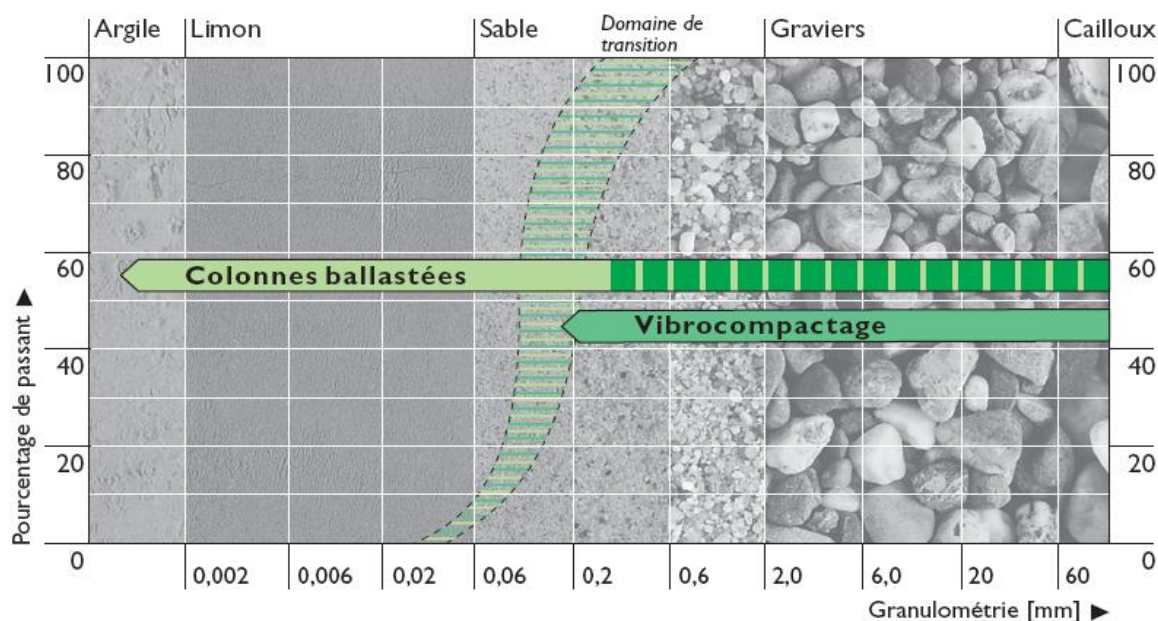
### 3.9.4 Sols concernés

Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans les terrains présentant dans le temps des risques de perte des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieur à 5%.

Le Tableau 3.1 donne les types des sols concernés par l'amélioration en utilisant les colonnes ballastées, et les résistances latérales (ou étreinte latérale) que peut offrir le sol pour la stabilité de la colonne.

Sols	Faisabilité	Etreinte latérale				Remarques
		$P_1$ (kPa)	$q_c$ (MPa)	$N_{SPT}$ (coups)	$C_u$ (kPa)	
<b>Argile</b>	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50	-
<b>Limon</b>	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50	-
<b>Sable fin lâche</b>	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	-	-
<b>Tourbe</b>	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
<b>Autres sols organiques</b>	Non	-	-	-	-	-
<b>Remblai inerte</b>	Oui	200-500	0.6-1.6	-	-	Matériau évolutif
<b>Décharge</b>	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif

**Tableau 3.1-** Champ d'application des colonnes ballastées : nature et résistance des sols (étreinte latérale) [24]



**Figure 3.13-** Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées  
(Document Keller, [29])

### 3.9.5 Charges appliquées et tolérances imposées

Le Tableau 3.2 donne les plages de variation des charges apportées aux fondations de projets fondés sur sols améliorés par colonnes ballastées et les tolérances des tassements absolus et différentiels imposées. Il s'agit de données recoupées avec les informations recueillies auprès des entreprises spécialisées ou issues de la littérature (Dhouib et Blondeau 2005, [24]).

Type d'ouvrage	Hauteur/épaisseur (m)	Contrainte appliquée (kPa)	Descente de charge	Tassements absolus (cm)	Tassements différentiels (cm)
Remblais	2-12	40-250	-	2-20	2-5
Dallages	0.12-0.20	10-50	-	< 2	< 1
Radiers	0.30-0.60	50-80	-	3-5	1
Semelles isolées	-	-	150-1500 kN	1-2	0.5
Semelles filantes	-	-	100-300 kN/m	1-2	0.5

**Tableau 3.2-** Limites d'application des colonnes ballastées : charges appliquées et tolérances imposées [24]

### 3.10 MATERIAUX CONSTITUTIFS DES COLONNES

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles.

Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- LA (Essai Los Angeles, norme NF P 18573) < 35
- MDE (Essai Micro Deval, norme NF P 18572) < 30
- LA+ MDE < 60

La granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont plus sensibles : une granulométrie inadaptée est source de bouchons dans le tube.

On peut retenir les valeurs indicatives suivantes :

- Vibreur à tube latéral de remplissage par le bas : le fuseau granulométrique, le plus utilisé est le fuseau 8/40.
- Autres procédés : le fuseau granulométrique, le plus utilisé est le fuseau 20/75.

Le critère de propreté selon la norme NFP 18591 est le suivant : le passant inférieur à 80 µm est inférieur à 5%.

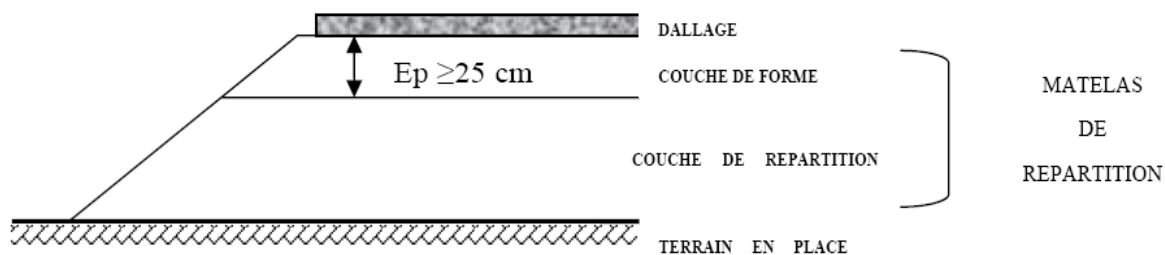
### 3.11 MATELAS DE REPARTITION

Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les colonnes ballastées et l'ouvrage en surface. Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes des colonnes ballastées. Le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire.

Les « recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées » du COPREC (2004 [28]) précisent que l'épaisseur du matelas de répartition dépend de plusieurs facteurs tels que la nature et l'intensité des charges, le type de fondations (cas des dallages armés ou non), le module de déformation du matériau du matelas et du sol encaissant et les caractéristiques des colonnes ballastées (diamètre, maillage). Il stipule enfin que l'épaisseur du matelas doit être d'au moins 0.5 m sous les charges réparties avec des entraxes entre colonnes d'au plus 3 m et que le matelas n'est pas nécessaire sous les éléments de fondation rigide (semelle isolées, semelles filantes).

Les colonnes et le matelas de répartition sont rarement réalisés avec le même matériau. Généralement le matelas est mis en place sous forme de grave naturelle (0-31 mm ou 0-80 mm) ou grave-ciment sur grave naturelle, voire de limon traité. L'épaisseur du matelas varie entre 0.3 et 1m.

En pratique, hors zone sismique, les semelles isolées et filantes ainsi que les radiers ne nécessitent en général aucun matelas contrairement aux dallages, armés ou non.



**Figure 3.14-** Matelas de répartition (Document COPREC 2004, [28])

### 3.12 CONCLUSION

La technique d'amélioration des sols en place par colonnes ballastées a connu un grand développement depuis quelques décennies. Ce développement est lié aux performances du procédé, qui allie rapidité d'exécution et, par conséquent, coût de revient relativement bas, et, pour les colonnes mises en œuvre par voie sèche, propreté du site qui facilite largement la coordination des travaux sur site entre divers corps d'état.

En plus, le caractère « déformable » des colonnes ballastées offre une grande « souplesse », qui s'adapte bien aux déformations des ouvrages souples tels que les remblais, les dallages et les radiers souples. Sous les fondations rigides, l'égalité des tassements de la surface du sol et de la tête de colonnes peut réduire les risques de tassements différentiels, notamment lorsque les descentes de charge sont uniformes. Les limites actuelles en termes d'étreinte latérale et de tassement sont rappelées dans le Tableau 3.1 et le Tableau 3.2.

L'application hâtive du procédé pour fonder des ouvrages lourds et sensibles peut entraîner, contrairement aux fondations profondes classiques (pieux, barrettes, micro-pieux), des désordres résultant de déformations excessives.

Le caractère frottant du ballast sans cohésion nécessite que le sol encaissant possède une étreinte latérale suffisante capable de confiner le ballast. De plus, cette étreinte doit être pérenne dans le temps, ce qui exclut la réalisation des colonnes ballastées dans les sols organiques (tourbe ou autres) et les matériaux de décharges ménagères.

Il convient, enfin d'insister sur le caractère « déformable » des colonnes ballastées qui, contrairement aux inclusions rigides ou semi rigides, ne constituent pas de « points durs » sous la fondation mais offrent tout simplement une amélioration globale du comportement du sol traité.

## CHAPITRE 4

# COMPORTEMENT DES COLONNES BALLASTÉES

---

### 4.1 INTRODUCTION

La compréhension du comportement des colonnes ballastées depuis leurs construction jusqu'au transfert total de la charge en tête des colonnes est essentielle pour faire un bon dimensionnement et choisir le bon matériau d'apport pour cet élément d'amélioration des sols.

Le comportement d'une colonne ballastée dépend :

- De la disposition de la colonne.
- De la charge appliquée.
- De type de fondation : souple ou rigide
- De la nature du sol à améliorer.
- Du matériau employé.

### 4.2 DEFINITIONS

#### 4.2.1 Équation d'équilibre

En admettant que les déformations radiales s'annulent à mi-chemin entre deux colonnes du centre du réseau de colonnes ballastées, ce qui suppose que la colonne est confinée, on peut introduire le principe de la cellule unitaire (Ghionna et Jamiolkowski, 1981 [41], (Figure 4.1). La charge verticale appliquée en moyenne à la surface du sol  $\sigma_0$ , se répartit à la surface du domaine cylindrique, entre les colonnes et le sol en proportion de leurs aires respectives.

La Figure 4.1 représente une charge répartie sur une fondation reposant sur un sol traité par colonnes ballastées, les paramètres caractérisant un sol traité sont définis comme suit :

L'aire de la colonne :

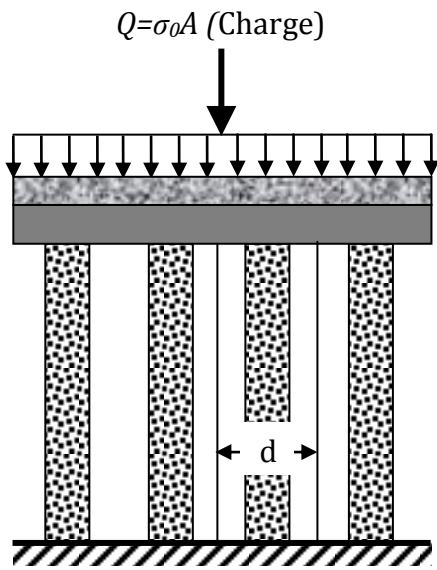
$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4} \quad (4.1)$$

L'aire totale de la cellule unitaire :

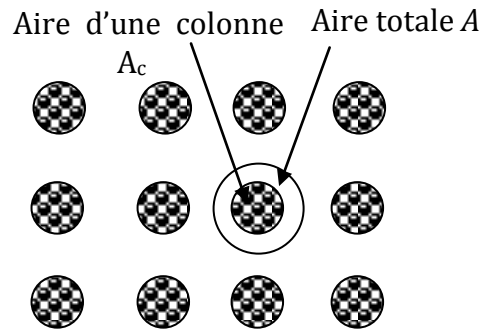
$$A = \frac{\pi d_c^2}{4} \quad (4.2)$$

L'aire du sol :

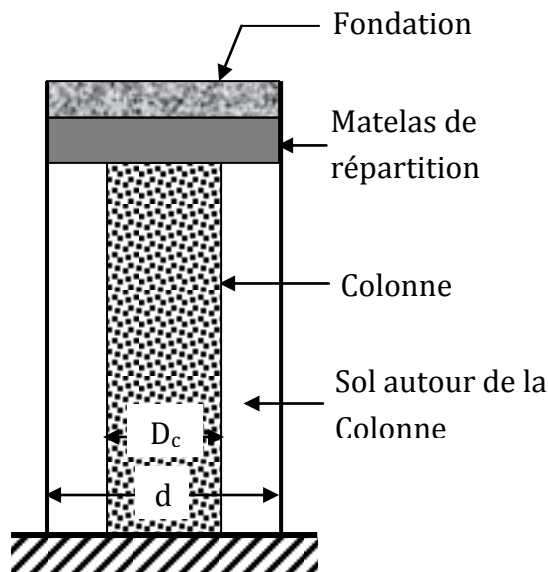
$$A_s = A - A_c \tag{4.3}$$



a- Réseau de colonnes ballastées



b- Vue en plan du réseau

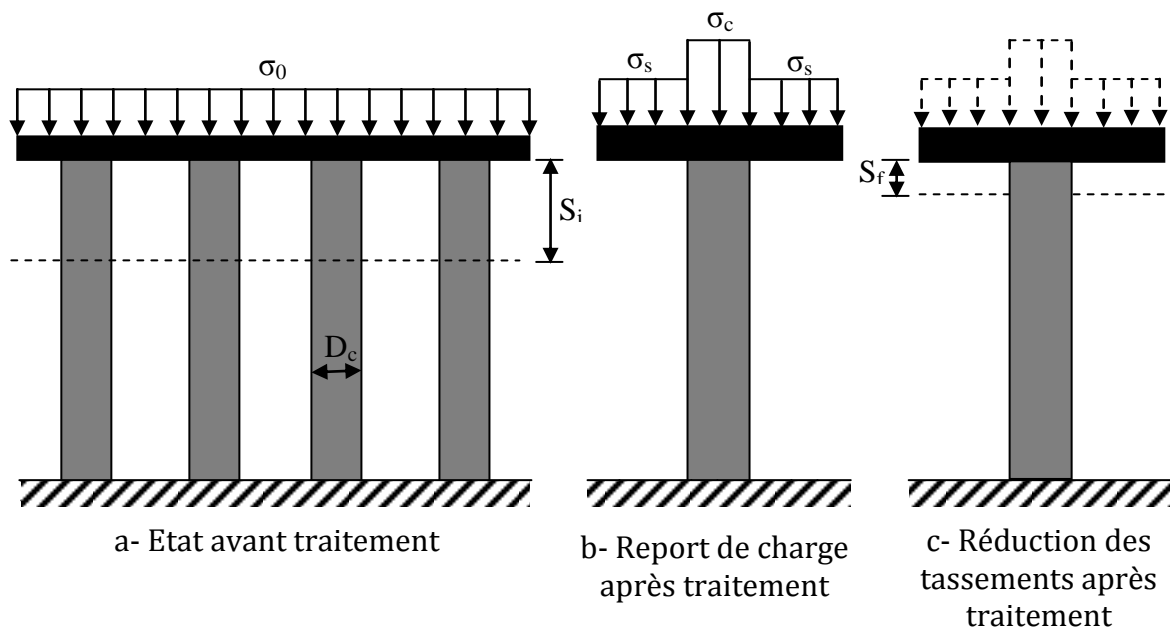


c- Colonne isolée : principe de la cellule unitaire (Ghionna et Jamiolkowski, 1981)

**Figure 4.1-** Réseau de colonnes ballastées et colonne isolée

La relation entre la contrainte moyenne  $\sigma_0$  appliquée sur l'aire totale  $A$ , la contrainte  $\sigma_c$  transférée à la colonne d'aire  $A_c$  et la charge  $\sigma_s$  supportée par le sol sur l'aire  $A_s$  peut s'écrire, en utilisant les notations des Figure 4.1 et Figure 4.2 :

$$A\sigma_0 = A_c\sigma_c + A_s\sigma_s \quad (4.4)$$



**Figure 4.2-** Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements (Dhouib 2005)

#### 4.2.2 Taux d'incorporation

Le coefficient d'incorporation  $a$  est le rapport de l'aire de la colonne  $A_c$  sur l'aire totale  $A$  du domaine d'influence de la colonne (Figure 4.1), soit :

$$a = \frac{A_c}{A} \quad (4.5)$$

#### 4.2.3 Rapport de concentration des contraintes verticales

Les colonnes ballastées ont des résistances et des modules supérieurs à ceux du sol traité. Il se développe pour cette raison un mécanisme de transfert de la charge  $\sigma_0$  qui conduit à une concentration de la contrainte verticale sur les colonnes  $\sigma_c$  et à une réduction de la charge sur le sol  $\sigma_s$ . Par définition le rapport de concentration des contraintes verticales, est le rapport de la contrainte apportée par la colonne  $\sigma_c$  à celle apportée par le sol après traitement  $\sigma_s$ .

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad (4.6)$$

Dans le cas d'une fondation rigide, les tassements en tête de la colonne et les tassements du sol entre les colonnes sont identiques, donc on peut écrire le rapport de concentration des contraintes comme suit :

$$n = \frac{\text{le module de déformation élastique de la colonne}}{\text{le module de déformation élastique de sol entre les colonnes}} = \frac{E_c}{E_s} \quad (4.7)$$

#### 4.2.4 Facteur de réduction des tassements

La charge  $\sigma_0$  appliquée par la fondation sur le sol d'assise produirait, avant le traitement de sol, un tassement moyen  $s_i$ . Après le traitement les tassements diminuent globalement. On peut définir le facteur de réduction des tassements  $\beta$ , comme le rapport du tassement  $s_i$  du sol avant traitement sur le tassement  $s_f$  du milieu composite obtenu après traitement, soit :

$$\beta = \frac{s_i}{s_f} \quad (4.8)$$

### 4.3 COMPORTEMENT DES COLONNES BALLASTÉES AU COURS DU TEMPS

Le comportement des colonnes ballastées au cours du temps passe par trois phases essentielles :

- La phase initiale : elle correspond aux étapes de construction du remblai ou de la mise en place de la charge pour les autres ouvrages (radiers, dallages et semelles).
- La phase de consolidation : cette phase est accélérée par le caractère drainant des colonnes.
- La phase de fluage : elle est en relation avec le caractère fluant ou non du sol encaissant.

#### 4.3.1 Phase initiale

Dans la phase initiale, les pressions interstitielles n'ont pas le temps de se dissiper, il n'y a donc pas de transfert de charge et les tassements sont théoriquement négligeables, mais il peut se produire tout de même des tassements instantanés.

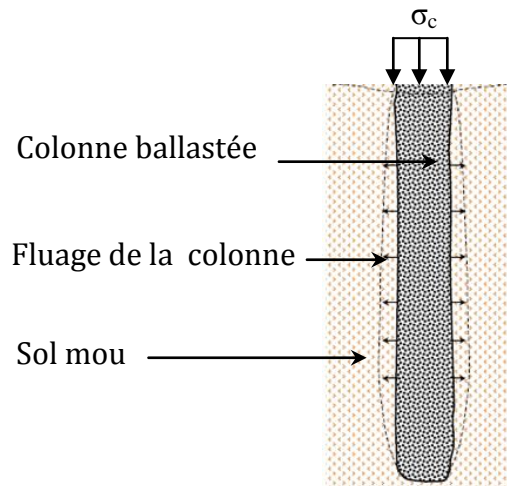
#### 4.3.2 Phase de consolidation

Dans la phase de consolidation, les pressions interstitielles se dissipent, le transfert de charge se produit progressivement dans le temps et les tassements primaires se mobilisent. On observe un report progressif de charge qui provoque, entre le temps initial  $t_i$  et un certain temps final  $t_f$ , une augmentation de la contrainte verticale  $\sigma_c$  sur la colonne et une diminution de la contrainte verticale  $\sigma_s$  sur le sol. A partir d'un certain temps final  $t_f$  il y a stabilisation des contraintes sur les colonnes et sur le sol.

#### 4.3.3 Phase de fluage

Le fluage, appelé généralement consolidation secondaire, est par définition le déplacement, ou la déformation, en fonction du temps sous un chargement constant ou une contrainte constante.

Bell (2000[11]) a réalisé un essai de chargement sur une semelle filante coiffant cinq colonnes ballastées, à partir de cet essai l'auteur a conclu que les déformations des colonnes ballastées dues au fluage augmentent lorsque l'enfoncement de la fondation croit, ce qui est peut être expliqué par la dégradation de la structure du sol traité. D'une manière générale ce phénomène de fluage est produit lorsqu'il y a un manque de l'étreinte latérale de sol encaissant les colonnes.



**Figure 4.3-** Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale [49]

#### 4.4 MODELES DE COMPORTEMENT MECANIQUE D'UNE COLONNE ISOLEE SOUS CHARGEMENT STATIQUE VERTICALE

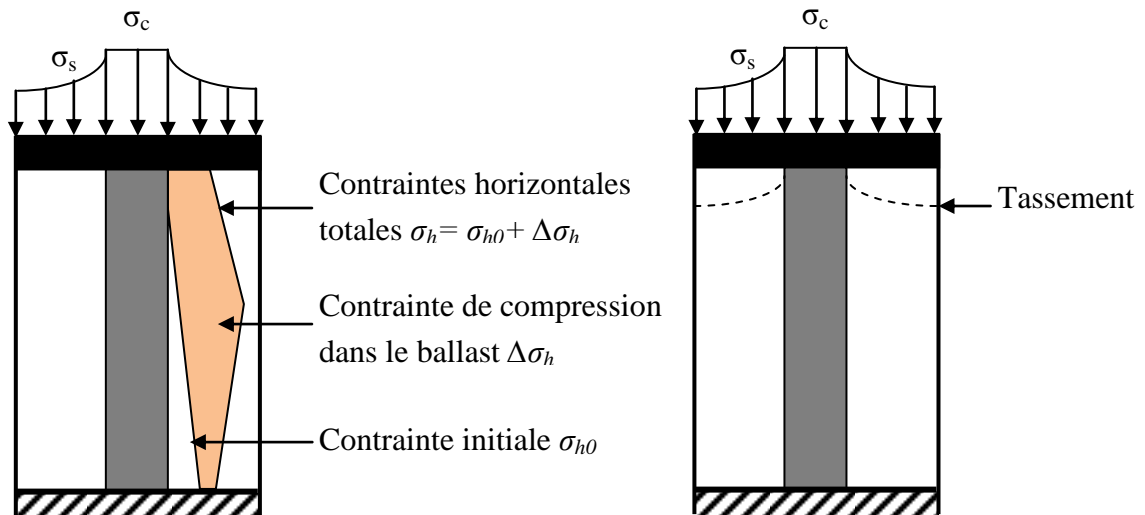
Une colonne ballastée peut tasser sous la charge appliquée, le ballast peut également subir des déformations radiales avec un mécanisme d'interaction « sol/colonne » qui dépend de la rigidité relative de la fondation par rapport au sol qu'elle sollicite.

Les fondations souples et les fondations rigides sont les deux types de fondations qui peuvent être construit sur les colonnes ballastées. Pour ces deux types, la concentration des charges sur la colonne, transmise par l'ouvrage, correspondent à un déchargement du sol autour de la colonne au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire du sol, accélérée par le caractère drainant des colonnes.

##### 4.4.1 Comportement de la colonne sous une fondation souple

Sous la fondation souple (Figure 4.4-b), le report de charge est moins accentué, les contraintes réparties sur le sol  $\sigma_s$  et sur la colonne  $\sigma_c$  évoluent dans un rapport de 3 à 5 (Vautrain, 1980 [72]) et les tassements sont plus importants sur le sol que sur la colonne.

La contrainte horizontale  $\sigma_h$  qui confine le ballast résulte de la contrainte horizontale initiale qui règne dans le sol  $\sigma_{h0}$  et de la contrainte de compression exercée dans le ballast  $\Delta\sigma_h$ , elle augmente jusqu'à une profondeur caractéristique déterminée, puis diminue (Figure 4.4-a).



a- Répartition des contraintes horizontales de déformation radiale de la colonne

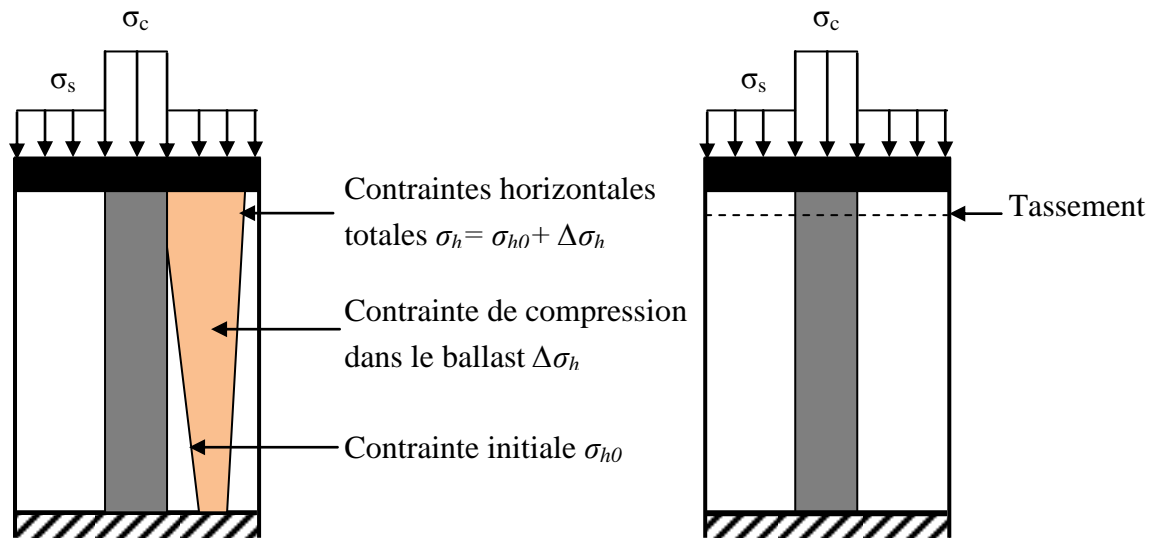
b- Répartition des contraintes verticales et déformation axiale en surface de la colonne

**Figure 4.4-** Répartition des contraintes verticales et horizontale et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation souple (Eggstad, 1983 [32])

#### 4.4.2 Comportement de la colonne sous une fondation rigide

A la base de la fondation rigide (Figure 4.5-b), il y a une concentration de contraintes plus importante sur la colonne et un meilleur déchargement du sol et Compte tenu du caractère indéformable de la fondation, les tassements en surface du sol et de la colonne sont identiques (Soyez, 1985[66] et Belcotec, 1985 [9]).

Pour ce type de fondation, la contrainte totale horizontale qui confine la colonne, décroît linéairement en fonction de la profondeur (Figure 4.5-a).



a- Répartition des contraintes horizontales de déformation radiale de la colonne

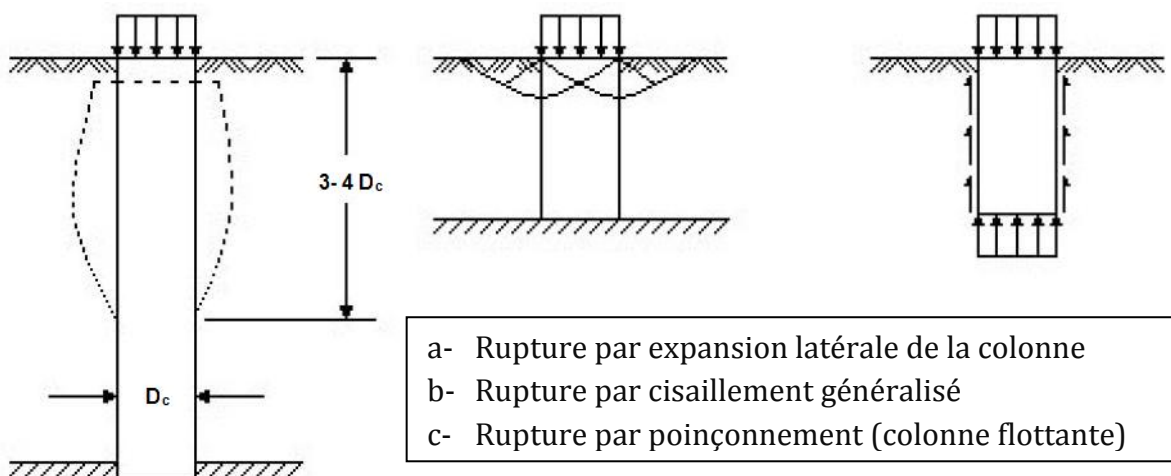
b- Répartition des contraintes verticales et déformation axiale en surface de la colonne

**Figure 4.5-** Répartition des contraintes verticales et horizontale et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation rigide (Eggestad, 1983 [32])

### 4.4.3 Mécanisme de rupture de la colonne ballastée

Les mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée dans un massif de sol mou homogène sous la charge axiale limite  $\sigma_{clim}$  correspondent, d'après Datye, 1982 [22], aux trois configurations schématiques de la Figure 4.6 :

- Rupture par expansion latérale de la colonne.
- Rupture par cisaillement généralisé.
- Rupture par poinçonnement (colonne flottante).

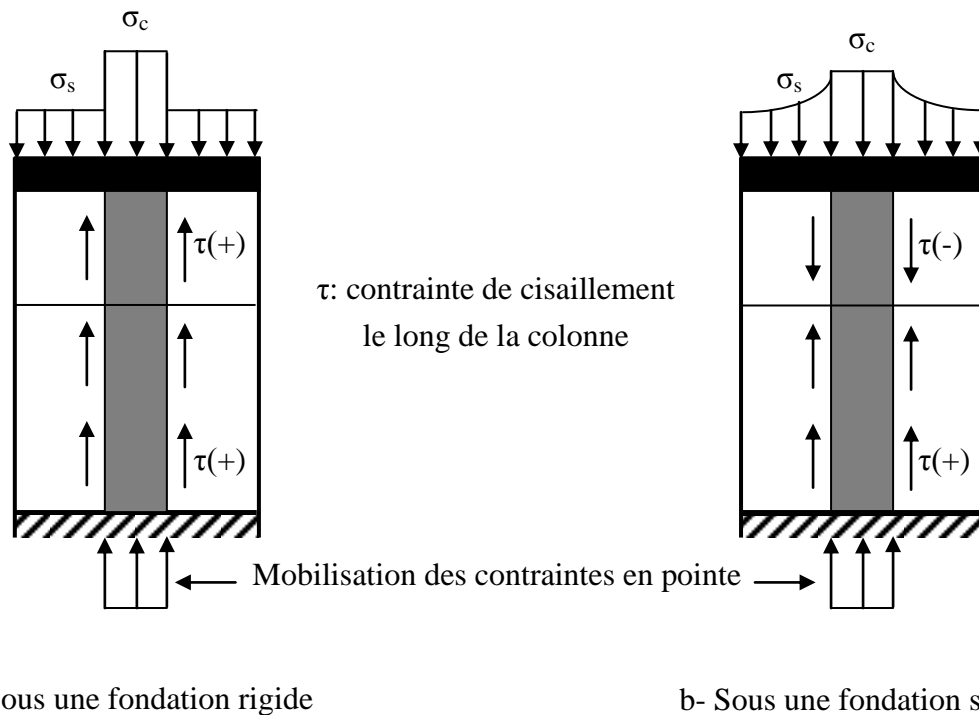


**Figure 4.6-** Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (Datye, 1982 [22])

#### 4.4.4 Interaction entre le sol et la colonne ballastée

L'interaction entre le sol et la colonne ballastée (Figure 4.7) dépend de la rigidité relative de la fondation et du sol d'assise. Eggestad, 1983 [32] note, dans le cas des colonnes courtes ou flottantes, que :

- Dans le cas de la fondation souple (Figure 4.7-b), le tassement du sol est plus important que celui de la colonne et le sol a un effet d'entraînement sur le ballast sur une profondeur critique ou les contraintes de cisaillement sont négatives (frottement négatif, Combarieu, 1974 [20] , BELCOTEC, 1985 [9]).
- Lorsque la fondation est rigide (Figure 4.7-a), les tassements en surface du sol et en tête de la colonne sont identiques ; les contraintes de cisaillement qui s'exercent à l'interface sol/ballast demeurent positives le long de la colonne et le sol a tendance à freiner le ballast (frottement positif).



**Figure 4.7-** Interaction sol-structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe (Eggestad, 1983 [32])

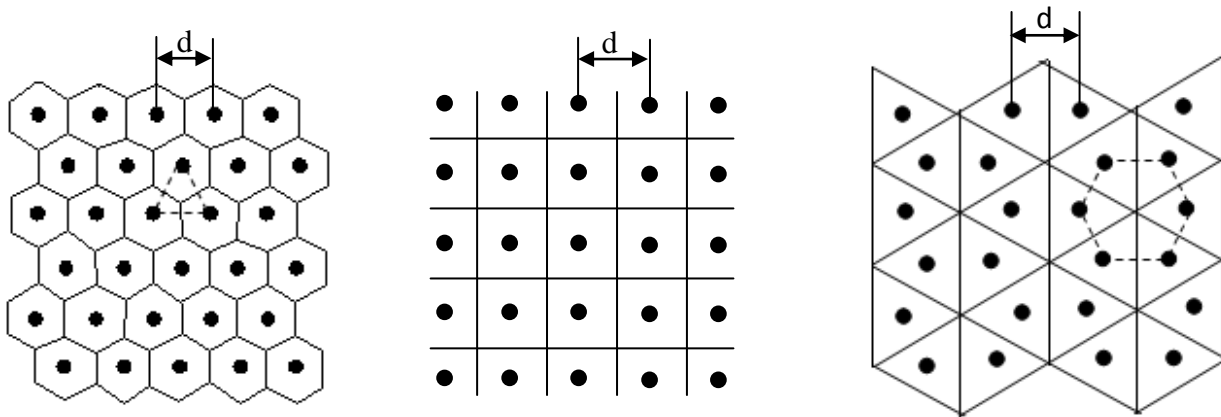
#### 4.5 MODELES DE COMPORTEMENT D'UN RESEAU DE COLONNES BALLASTEES SOUS CHARGEMENT STATIQUE VERTICALE

Un réseau de colonnes ballastées est un ensemble de colonne construit selon un maillage défini, pour obtenir un milieu traité capable de supporter des structures qui lui seront destinées.

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées (Figure 4.8) :

- Selon un maillage hexagonal.
- Selon un maillage carré.

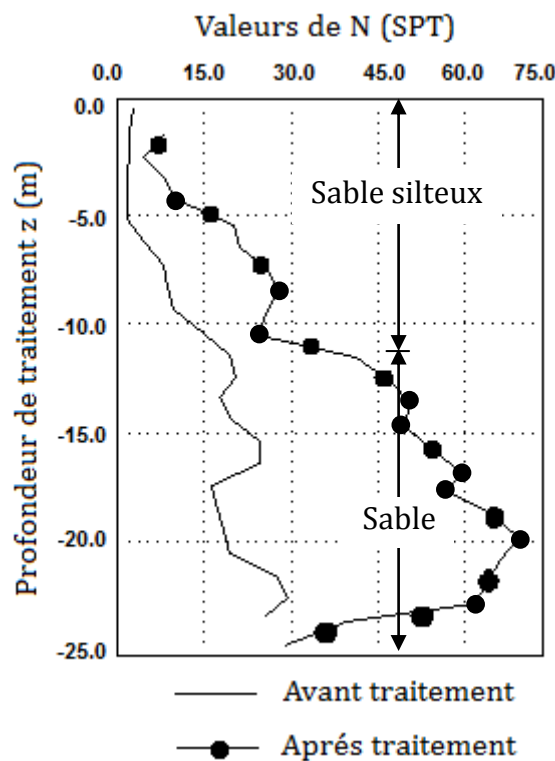
- Selon un maillage triangulaire.



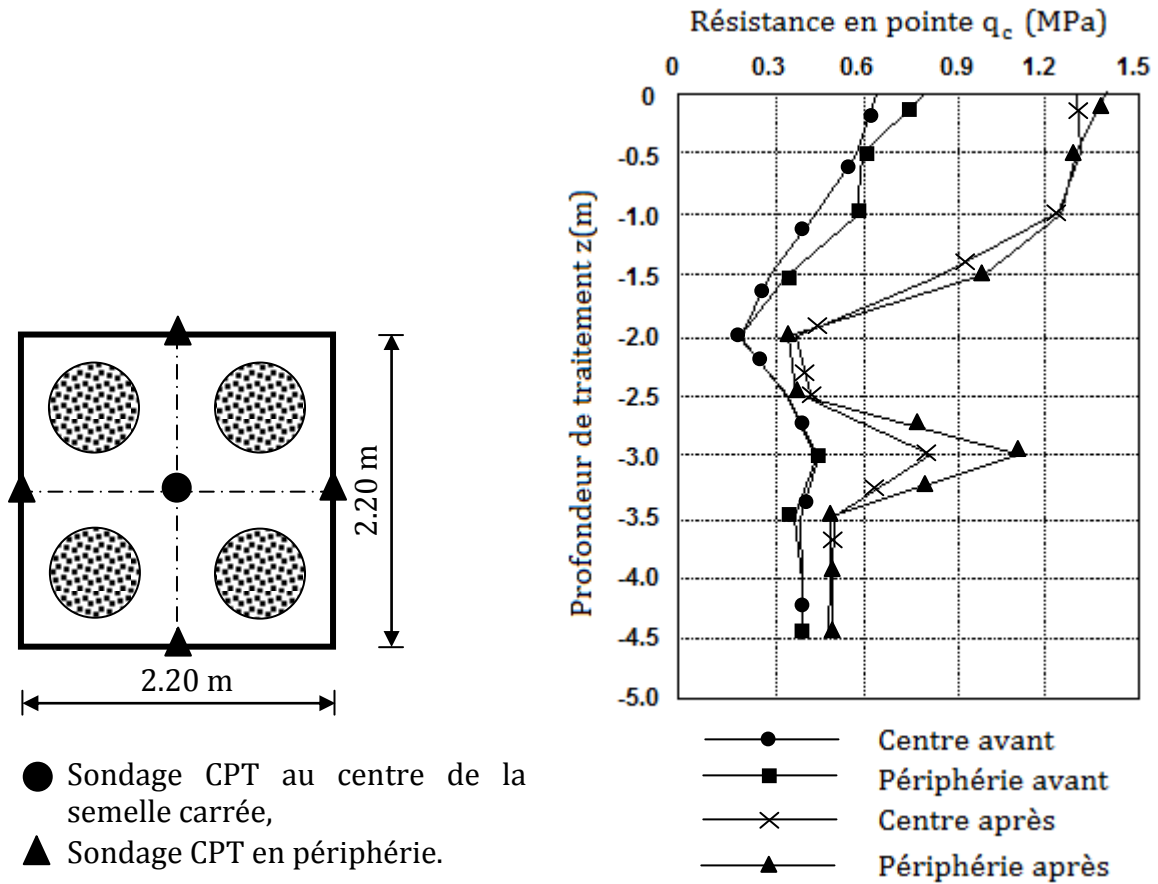
**Figure 4.8-** Réseau de colonnes ballastées : domaine d’influence des colonnes ballastées (Baalam et Poulos, 1983)

#### 4.5.1 Propriétés du sol entre les colonnes

D’une manière générale, l’amélioration des caractéristiques mécaniques des sols fins (limons et argiles) est faible entre les colonnes, Par contre, les sols sableux peuvent être densifiés entre les colonnes comme il l’a montré Chambosse en 1983 [19] et Bell et al. 1986 [10]. Leurs travaux montrent clairement que les améliorations des propriétés mécaniques des sols fin pulvérulents sont possibles et essentiellement lorsque le maillage des colonnes est relativement serré.



**Figure 4.9-** Amélioration des propriétés des sols entre colonnes ballastées (Chambosse, 1983)

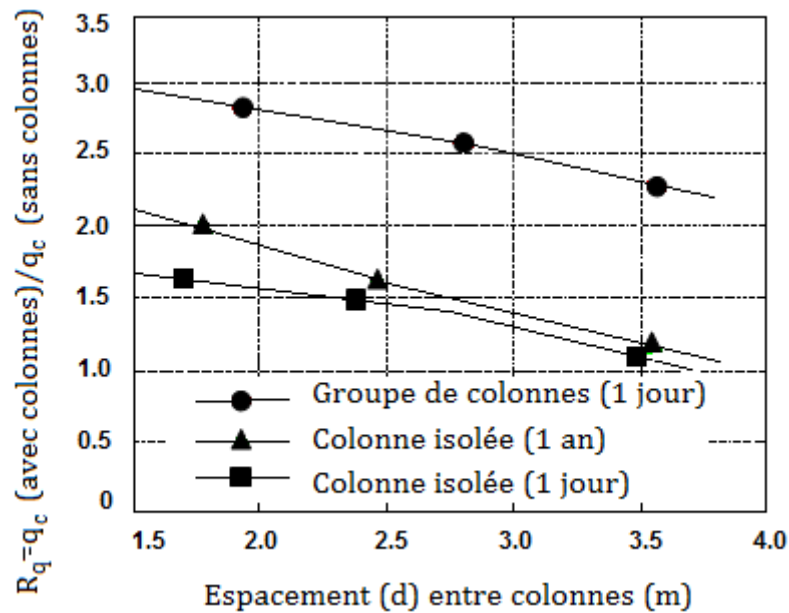


a- Disposition des colonnes ballastées et des sondages CPT

b- Résultats des sondages de pénétration statique CPT avant et après traitement

**Figure 4.10-** Amélioration des propriétés mécaniques des sols après traitement par colonnes ballastées sous les semelles d'un centre postal à Glasgow (Bell et al., 1986)

Slocombe et al. [64] par leurs travaux réalisés en 2000 [64], montrent que les colonnes en groupe conduisent à une meilleur densification des sols pulvérulents lâches et qu'il se produit un resserrage, avec le temps, des particules du sol après la dissipation des pressions interstitielles.



**Figure 4.11-** Améliorations des propriétés mécaniques : rapport  $R_q$  des résistances en pointe  $q_c$  (après et avant traitement) en fonction de l'espacement ( $d$ ) entre colonnes (Slocombe et al. 2000 [64])

#### 4.5.2 Comportement des colonnes ballastées sous une fondation souple

Pour les fondations souples, la mise en place du matelas de répartition est indispensable pour une meilleure répartition des contraintes.

Eggestaad, 1983 [32], Wallays, 1983 [73], Soyez [66] 1985 et Belcotec 1985 [9] ont montré que le transfert de la charge sur la tête des colonnes est moins accentué lorsque la fondation est souple comme dans le cas des remblais.

Le report de charge conduit à des tassements qui sont plus au moins proches (Vautrain, 1980 [72], Faure 1982 [38], Soyez 1985 [66]) et comme pour une colonne isolée chargée en tête, la contrainte horizontale totale confinant le ballast résulte de la contrainte horizontale initiale qui règne le sol avant traitement et d'une contrainte supplémentaire de compression exercée dans le ballast (Eggestaad, 1983 [32]).

#### 4.5.3 Comportement des colonnes ballastées sous une fondation rigide

Pour ce type de fondation la concentration des contraintes est plus accentuée par rapport au cas de la fondation souple (Eggestaad, 1983 [32]) et les tassements sont identiques en raison du caractère indéformable de la fondation (Belcotec, 1985 [9]). Pour cette raison d'égalité des tassements en tête de la colonne et à la surface du sol, le frottement demeure positif sur toute la hauteur des colonnes (Dhouib et al., 2005 [26]).

Comme pour une colonne chargée en tête, la contrainte horizontale autour des colonnes décroît linéairement en fonction de la profondeur (Eggestaad, 1983 [32]).

## 4.6 COMPORTEMENT DES COLONNES BALLASTÉES EN ZONE SISMIQUE

### 4.6.1 Comportement sous séisme

Jusqu'à ce jour, il n'existe pas de méthodes suffisamment développées pour étudier le comportement des colonnes ballastées en zone sismiques, mais, malgré le peu de résultats de développement et de recherche dans ce domaine, certains auteurs ont élaboré des approches pour étudier le comportement sous séisme des sols traités par colonnes ballastées et évaluer le risque de liquéfaction.

Dans les zones sismiques, Priebe (1978 [56], 1998 [59]) propose une approche basée sur des corrélations analogues à celles de Seed et al (1983 [62]) (Figure 4.11) qui permettent d'exprimer le rapport de la contrainte de cisaillement cyclique générée par le séisme  $\tau_h$  à la contrainte verticale effective  $\sigma'_{v0}$  régnant dans le sol, par l'expression suivante (Suzuki et al, 1997 [67]) :

$$\frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}} = 0.1(M - 1) \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \quad (4.9)$$

Ou :

$M$  : magnitude du séisme

$g$  : accélération de la pesanteur

$\sigma'_{v0}$  : contrainte verticale totale dans le sol

$r_d$  : coefficient réducteur dépendant de la profondeur  $z$  (Figure 4.11)

Pour introduire l'influence de la colonne sur la contrainte de cisaillement induite par le séisme, Priebe (1998) apporte une correction au rapport des contraintes cycliques (équation 4.9) par le biais du facteur d'amélioration  $n_0$ , soit :

$$\left( \frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}} \right)_{\text{corrigé}} = \frac{1}{n_0} \left[ 0.1(M - 1) \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \right] \quad (4.10)$$

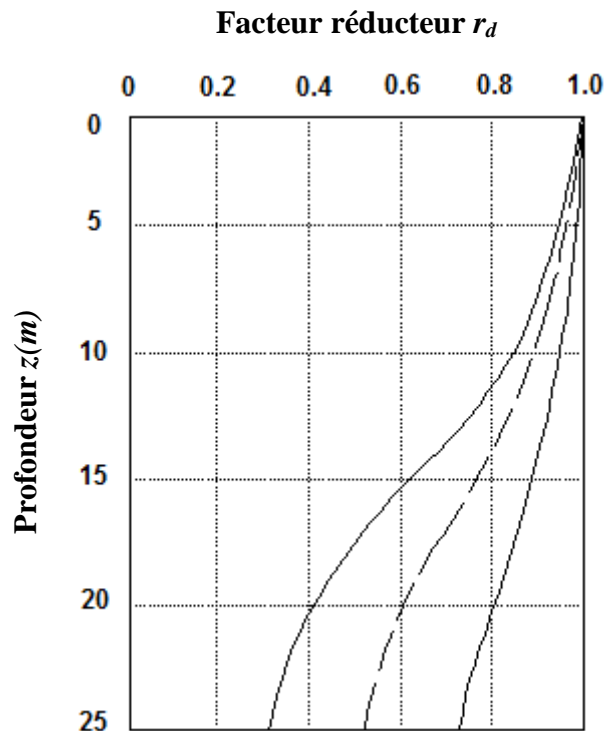
Ou le facteur d'amélioration  $n_0$  est fonction du taux d'incorporation  $a$  ( $A_c/A$ ), qui pour des déformations à volume constant ( $\nu=0.5$ ) est donné par :

$$n_0 = 1 + a \left[ \frac{1}{K_{ac}(1 - a)} - 1 \right] \quad (4.11)$$

Avec :

$$K_{ac} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (4.12)$$

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (4.13)$$



**Figure 4.12-** Facteur réducteur  $r_d$  en fonction de la profondeur  $z$  ( Seed et Idress, 1971 [61])

#### 4.6.2 Réduction du risque de liquéfaction

Il convient de rappeler que, selon les règles PS92, sont considérés comme potentiellement liquéfiables les sols sableux lâches ayant les caractéristiques suivantes :

- Degré de saturation voisin de 100%.
- Coefficient d'uniformité de Hazen  $C_u (D_{50}/D_{10})$  inférieure à 15.
- Diamètre à 50% de passants ( $D_{50}$ ) compris entre 0.05 et 1.5 mm.
- Sols soumis à une contrainte effective verticale  $\sigma'_v$  inférieure à 0.3 MPa en l'état final du projet.

Les colonnes ballastées jouent le rôle de réduction de risque de liquéfaction selon la nature des sols traités et la présence des fines dans ces sols :

- Dans les sols fins cohérents (argiles, limons avec un pourcentage élevé de fines), l'incorporation du ballast purement frottant élimine totalement le risque de liquéfaction de ces matériaux déjà non liquéfiables en raison de la présence importante de fines (>35/40%), mais, lorsque la perméabilité des sols fins augmente et leur indice de plasticité diminue, il peut y avoir risque de liquéfaction.
- Dans les sables fins lâches (y compris avec un pourcentage de fines élevé mais inférieur à 35%), donc liquéfiables, le ballast a pour rôle d'améliorer, comme pour les sols fins, le

drainage, d'accélérer la dissipation des surpressions interstitielles et de réduire le potentiel de liquéfaction du milieu traité par colonnes ballastées.

- Lorsque les sables lâches présentent un pourcentage de fines inférieur à 10-12% (sol liquéfiables) l'exécution de colonnes ballastées permet de réduire le risque de liquéfaction.

#### 4.7 CONCLUSION

Les colonnes ballastées sont caractérisées par un nombre de paramètres tels que la section de la colonne  $A_c$ , le taux d'incorporation du ballast  $a$ , le rapport de concentration des contraintes verticales  $n$  et le facteur de réduction des tassements  $\beta$ . Ces paramètres sont essentiels pour comprendre le comportement des colonnes ballastées et faire leur dimensionnement.

Les tassements sous les fondations rigides, en tête des colonnes et en surface du sol, sont identiques et diffèrent pour les fondations souples, en raison du mode de répartition des contraintes en tête de colonne et à la surface du sol.

En plus de l'augmentation de la capacité portante du sol traité par le transfert des charges en tête des colonnes, certains auteurs ont montré qu'il y a aussi une amélioration des caractéristiques mécaniques du sol entre les colonnes.

En zone sismique, les colonnes ballastées agissent comme des drains et permettent de dissiper les surpressions interstitielles et d'atténuer, par conséquent, la contrainte de cisaillement induite par le séisme. En effet, cette contrainte se répartit entre le sol et la colonne en proportion du transfert de charge et des raideurs relatives sol/colonne ballastées.

## CHAPITRE 5

# DIMENSIONNEMENT DES COLONNES BALLASTÉES

---

### 5.1 INTRODUCTION

La technique de traitement de sol par colonnes ballastées est une méthode maintenant éprouvée d'amélioration des propriétés géotechniques des sols mous. De nombreux chantiers, réalisés sur la base de méthodes de dimensionnement simples, ont permis de tirer des conclusions pratiques, en particulier sur les valeurs des paramètres introduits dans ces calculs. D'un autre côté, des méthodes de dimensionnements plus sophistiquées ont été élaborées indépendamment de l'expérience acquise.

Les méthodes de calcul d'une colonne ballastée se sont développées autour de ses deux cas limites d'utilisation que sont, d'une part la colonne isolée chargée en tête, et d'autre part la colonne incluse dans un réseau destiné à renforcer une couche compressible sous un ouvrage de grandes dimensions. Dans le premier cas, l'accent est mis sur la détermination de la charge limite de la colonne (calcul à la rupture) ; dans le second cas, c'est par contre la réduction des tassements (calcul en déformation) ; qui gouverne le plus souvent le dimensionnement d'un projet.

L'application des méthodes numérique pour l'analyse des problèmes géotechniques se développe et le calcul par la méthode des éléments finis est employé de plus en plus pour analyser le comportement de sol sous les différents types d'ouvrages, Cette méthode a l'avantage d'appréhender tous les paramètres du modèle retenu (déplacements, déformations, contraintes, iso-valeurs des paramètres et zones de plastification préalable). Mais l'application de cette méthode pour le dimensionnement des colonnes ballastées, nécessite une attention particulière quant à la modélisation des colonnes et aux conditions aux limites ; les résultats dépendent fortement du modèle rhéologique et de ses paramètres géomécaniques (en particulier, module de Young, coefficient de Poisson, la cohésion et l'angle de frottement des matériaux), qu'ils doivent être validés par le géotechnicien.

Dans le présent chapitre, les méthodes empiriques, analytiques et numériques pour l'étude des colonnes ballastées seront présentées.

## 5.2 DIMENSIONNEMENT DES COLONNES BALLASTÉES PAR DES METHODES EMPIRIQUES

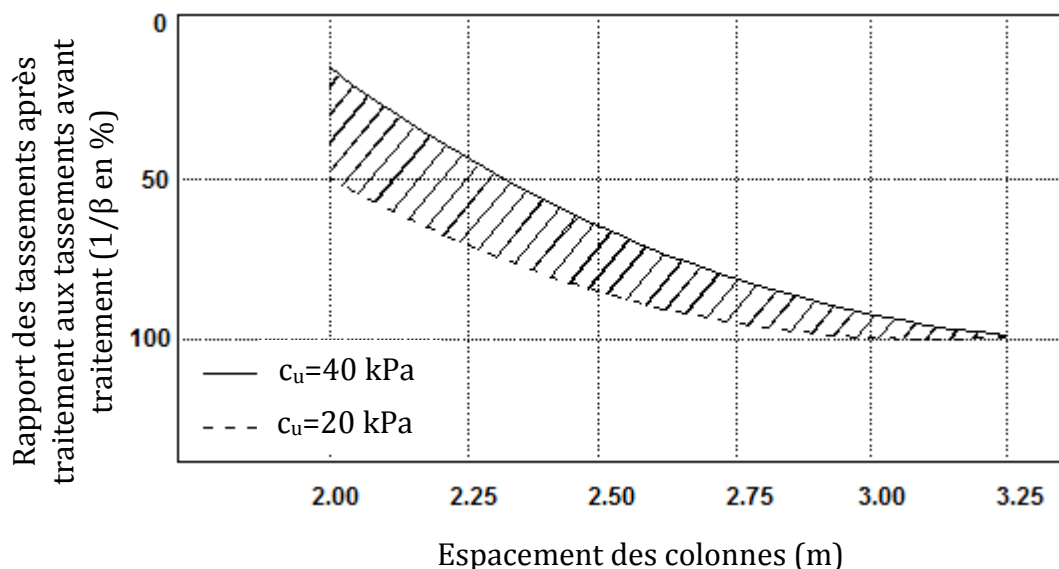
### 5.2.1 Détermination de l'espacement entre les colonnes

En négligeant les tassements immédiats et les déplacements générés par les contraintes de cisaillement, Greenwood (1970 [42]) propose un abaque de prédimensionnement donnant le facteur de réduction des tassements ( $1/\beta$  en %) en fonction de l'espacement  $d$  des colonnes ballastées pour des plages de variation de la cohésion non drainée  $c_u$  des argiles encaissantes de 20 à 40 kPa (Figure 5.1).

Pour qu'un sol puisse être traité par des colonnes ballastées, et quelle que soit l'action recherchée, la maille de référence la plus grande doit être de  $9 \text{ m}^2$  d'une part, et, le taux de substitution doit être supérieur à 3 % d'autre part.

Pour une semelle filante comportant une seule rangée de colonnes et dépourvue de matelas de répartition, l'entraxe maximal sans justification spécifique est de 2.5 m.

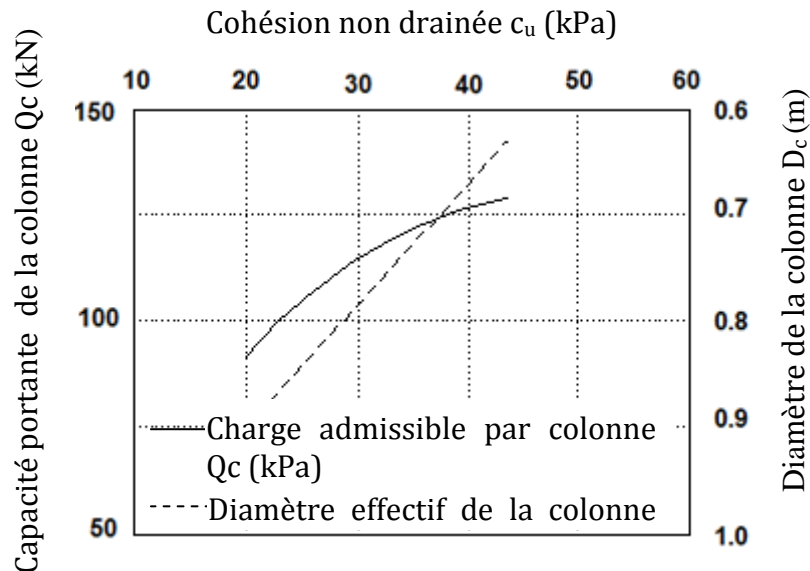
La maille de référence minimale est de  $2,4 \text{ m}^2$ . Pour les semelles filantes et les groupes de 2 à 5 colonnes, l'espacement entre axes de colonnes n'est pas inférieur à  $1,5\varnothing$  et 1,20 m.



**Figure 5.1-** Détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne (Greenwood, 1970 [24])

### 5.2.2 Prévision de la capacité portante et du diamètre de la colonne

En 1968, Thorburn et Mac Vicar [70] avaient proposé une règle de dimensionnement graphique des colonnes ballastées, ils ont élaboré des abaques simples permettant la détermination du diamètre et la capacité portante de la colonne en fonction de la résistance du sol encaissant (Figure 5.2).



**Figure 5.2-** Détermination de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant (Thorburn, 1975 [69])

## 5.3 DIMENSIONNEMENT DES COLONNES BALLASTÉES PAR DES MÉTHODES ANALYTIQUES

### 5.3.1 Dimensionnement des colonnes ballastées isolées chargées en tête

#### 5.3.1.1 Charge limite en tête d'une colonne ballastée

Les colonnes dont la base repose sur un horizon raide doivent, selon que leur longueur est supérieure à quatre fois leur diamètre, être dimensionnées vis-à-vis d'une rupture par expansion latérale de la colonne.

La rupture par cisaillement généralisé doit être vérifiée pour les colonnes courtes reposant sur un horizon raide.

Les colonnes flottantes doivent quant à elles vérifier une condition supplémentaire de « non poinçonnement », à l'instar d'un pieu classique.

##### 5.3.1.1.1 Mise en équation de la rupture par expansion latérale

Cette théorie repose sur une analogie entre la colonne et une éprouvette de matériau pulvérulent (de même angle de frottement  $\varphi_c$  que le ballast) subissant une compression triaxiale sous une contrainte de confinement égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol entourant la colonne, à la profondeur où ses caractéristiques mécaniques sont minimales.

Le caractère drainant du ballast fait que l'on raisonne en contraintes effectives à l'intérieur de la colonne, ce qui permet d'écrire :

$$\sigma'_{clim} = \sigma'_{hlim} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (5.1)$$

On peut écrire aussi la relation précédente sous la forme :

$$\sigma'_{clim} = \sigma'_{hlim} K_{pc} \quad (5.2)$$

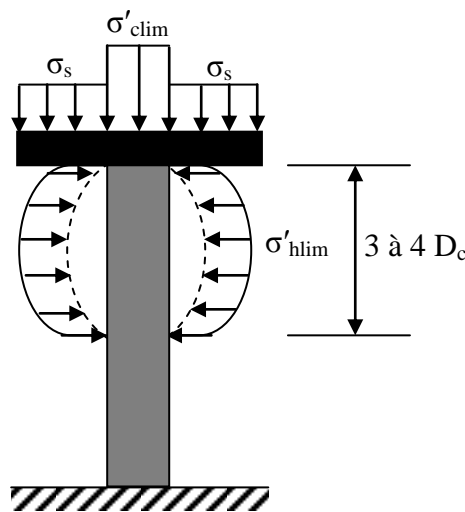
Ou :

$\sigma'_{clim}$  : la contrainte verticale agissant sur la colonne à l'instant de la rupture.

$\sigma'_{hlim}$  : la contrainte horizontale effective maximale du sol.

$\varphi_c$  : l'angle de frottement interne du ballast.

$K_{pc}$  : le coefficient de butée du ballast.



**Figure 5.3-** Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête (Greenwood, 1970 [24])

Par analogie avec la sonde pressiométrique Ménard, l'étreinte latérale peut être exprimée sous la forme :

$$\sigma'_{hlim} = p_t - u \quad (5.3)$$

Ou :

$p_t$ : la pression limite du sol ambiant

$u$  : la pression interstitielle à la périphérie de la colonne

Deux « écoles » se dégagent à ce sujet. La première, représentée par Ghionna et Jamiolkowski (1981[41]) et Smolczyk (1983[65]) tend à donner à  $u$  la valeur  $u_0$  de la pression hydrostatique régnant avant traitement ; la seconde, avec Greenwood et Kirsch (1983[43]) , considère que  $u=0$ , ce qui revient à travailler en contraintes totales dans le sol ambiant.

D'une manière générale, la valeur de la pression limite de sol ambiant est donnée par :

$$p_l = (\sigma'_{h0} + u_0) + kc_u \quad (5.4)$$

Avec :

$\sigma'_{h0}$  : contrainte horizontale effective dans le sol avant le traitement.

$k$  : coefficient multiplicateur.

Hughes et Withers (1974) ont proposé pour  $k$  l'expression suivante :

$$k = 1 + \ln \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)c_u} \quad (5.5)$$

Cette expression est utilisée par Wroth et Hughes lors de l'étude du pressiomètre autoforeur de Cambridge. Au vu d'essais drainés réalisés avec cet appareil, ils ont conseillé d'adopter  $k=4$ .

Braus (1978a, [16]) a utilisé la relation déduite des travaux de Vesic sur l'expression des cavités cylindriques dans les milieux cohérents, cette relation est donnée comme suite :

$$k = (1 + \ln I_r) \quad (5.6)$$

L'indice de rigidité  $I_r$  pour un sol purement cohérent, lors d'une sollicitation non drainée est donné par la relation :

$$I_r = \frac{E_s}{3c_u} \quad (5.7)$$

Nahrgang (1976), a donné à  $k$  la valeur 6.18, cette valeur est issue des essais effectués au laboratoire sur modèle réduit sur la base de la théorie d'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu cohérent.

Ghionna et Jamiolkowski (1981, [41]) proposent d'estimer  $E_c$  à partir d'essais *in situ* au pressiomètre autoforeur.

Le paramètre fondamental de ce type de calcul est l'angle de frottement  $\varphi_c$  constitutif de la colonne. Soyés (1984), a recommandé une valeur de  $38^\circ$ .

### 5.3.1.1.2 Mise en équation de la rupture par cisaillement généralisé

La contribution la plus connue, et certainement la plus utile, sur ce sujet est celle de Brauns (1978 a[16], 1978 b[14] et 1980[15]) qui a envisagé le cas de la rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « sol-ballast » limité par une surface tronconique centrée sur l'axe de la colonne, ainsi que l'illustre la Figure 5.4.

L'intérêt de la théorie développée par Brauns est de pouvoir prendre en compte une surcharge  $\sigma_s$  appliquée à la surface du sol, autour de la fondation placée en tête de la colonne.

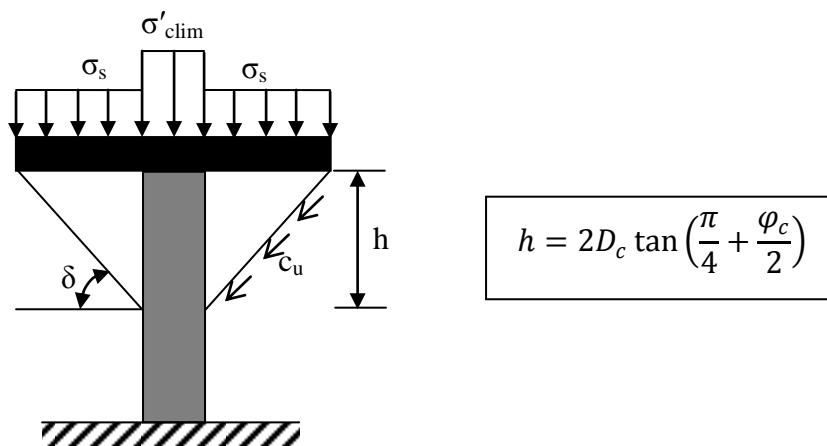
Moyennant quelques hypothèses simplificatrices (en particulier l'absence de cisaillement à l'intérieur de la surface de rupture et la conservation des volumes) la contrainte verticale limite  $\sigma'_{clim}$  en tête de colonne vérifie l'équation :

$$\sigma'_{clim} = \left[ \sigma_s + \frac{2c_u}{\sin(2\delta)} \right] [1 + \sin(2\delta)] \left[ 1 + \frac{\sqrt{K_{pc}}}{\tan \delta} \right] k_{pc} \tag{5.8}$$

Dans laquelle :

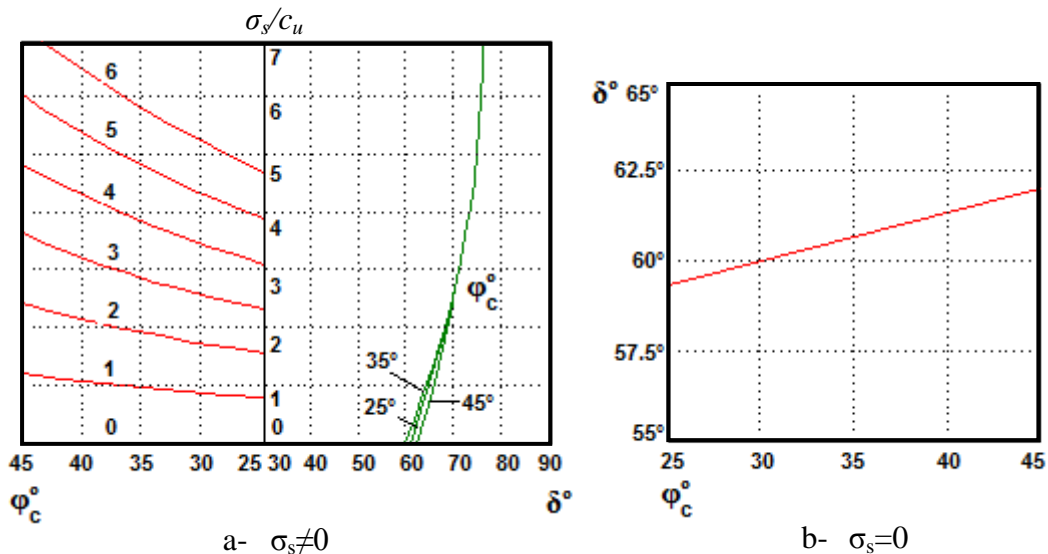
$c_u$ : la cohésion non drainée du sol, supposée constante sur toute la profondeur du traitement

$\delta$  : l'angle de la génératrice du cône avec l'horizontale



**Figure 5.4-** Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une courte colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête (Brauns, 1978-b [24])

L'angle  $\delta$  peut être déterminé rapidement grâce à l'abaque de la Figure 5.5-a. Dans le cas particulier où  $\sigma_s$  est égale à zéro, la courbe de la Figure 5.5-b donne directement  $\delta$  en fonction de  $\varphi_c$ .



**Figure 5.5-** Détermination pratique de  $\delta$  (Brauns, 1978b [14])

### 5.3.1.1.3 Mise en équations de la rupture par poinçonnement d'une colonne flottante

Pour les colonnes flottantes, le poinçonnement a lieu lorsque la résistance du sol sous la pointe de la colonne ne peut pas équilibrer la contrainte verticale  $\sigma_v(z)$  qui se transmet dans la colonne.

Hughes et al (1975[45]) et Brauns J. (1980[15]) ont considéré que la colonne travaillait comme un pieu rigide avec développement d'un effort de pointe et d'un frottement latéral positif. Ils ont fait l'hypothèse que la résistance au cisaillement mobilisée sur la périphérie de la colonne est égale à la résistance au cisaillement non drainée  $c_u$  du sol. Dans le calcul, cette cohésion non drainée  $c_u$  sera supposée constante sur toute l'épaisseur de la couche compressible.

Considérons la colonne ballastée de la Figure 5.6, caractérisée par un poids volumique  $\gamma_c$  et un diamètre initial  $D_c$ . La contrainte verticale régnant à la profondeur  $z$  à l'intérieur de la colonne est :

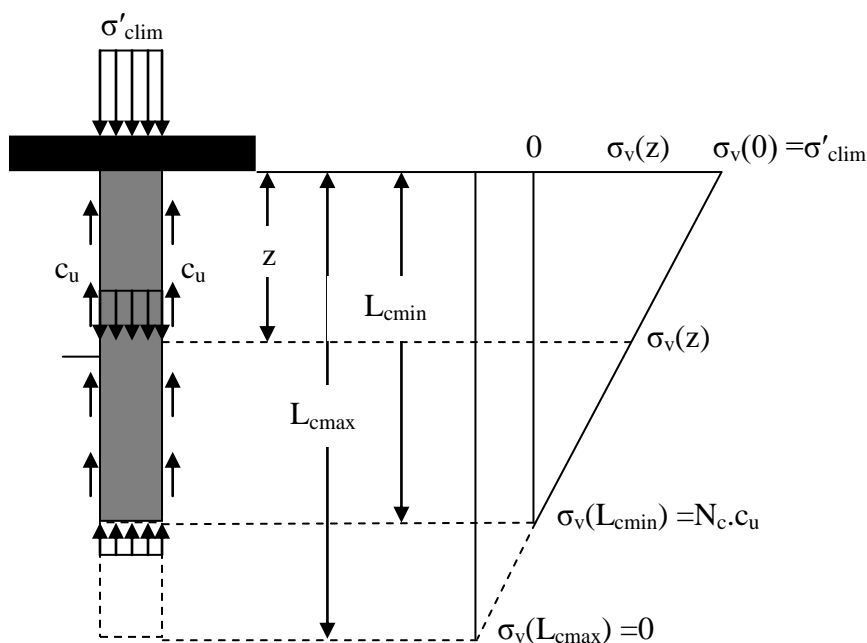
$$\sigma_v(z) = \sigma_{clim} + z \left( \gamma_c - \frac{4c_u}{D_c} \right) \quad (5.9)$$

Cette équation permet de déterminer la longueur minimale ainsi que la longueur maximale de la colonne.

La longueur minimale  $L_{cmin}$  correspond à l'équilibre limite pour le poinçonnement.

Si l'on assimile la colonne ballastée à un pieu flottant dans un sol homogène isotrope purement cohérent, la longueur minimale de la colonne  $L_{cmin}$  est donnée par :

$$L_{cmin} = \frac{D_c}{2} \left( \frac{N_c c_u - \sigma_{clim}}{\gamma_c - 2c_u} \right) \quad (5.10)$$



**Figure 5.6-** Définition des longueurs  $L_{cmin}$  et  $L_{cmax}$  d'une colonne ballastée vis-à-vis de la rupture par poinçonnement (Brauns, 1980 [24])

La valeur de  $N_c$ , est la valeur utilisée pour le dimensionnement de pieux traditionnels.

En temps, il existe une longueur de traitement  $L_{cmax}$ , caractérisée par  $\sigma_v(L_{cmax}) = 0$ , au-delà de laquelle le traitement est inutile.

La valeur de longueur maximale de traitement  $L_{cmax}$  est donnée par la relation :

$$L_{cmax} = \frac{D_c}{2} \left( \frac{\sigma_{clim}}{2c_u - \gamma_c} \right) \quad (5.11)$$

L'optimisation de la longueur  $L_c$  des colonnes flottantes doit vérifier la condition suivante :

$$L_{cmin} \leq L_c \leq L_{cmax} \quad (5.12)$$

La Figure 5.6 illustre le mécanisme de rupture par poinçonnement d'une colonne flottante et l'évolution de la contrainte verticale développée dans la colonne en fonction de la profondeur.

### 5.3.1.2 Tassement d'une colonne isolée chargée en tête

#### 5.3.1.2.1 Application des travaux de Mattes et Poulos (1969)

Pour estimer les tassements d'une colonne isolée chargée en tête, Greenwood et Kirsch (1983[43]) ; Madhav (1982) utilisent les travaux développés par Mattes et Poulos (1969[52]) pour les pieux traditionnels, dont l'originalité est de prendre en compte la compressibilité propre du pieu. Cette méthode admet que la charge ne s'applique pratiquement que sur l'inclusion, et que les tassements immédiats pseudo-élastiques de celle-ci constituent la majeure partie de sa déformation finale.

Les tassements immédiats  $s_i$  et finals  $s_f$  en tête de la colonne peuvent être déterminés en injectant les modules drainé  $E'_s$  et non drainé  $E_s$  des sols et de la colonne dans la formule développée pour les pieux par Mattes et Poulos (1969[52]), soit :

$$s_i = \frac{Q_s}{L_c E_s} I_p \quad (5.13)$$

Et

$$s_f = \frac{Q_s}{L_c E'_s} I_p \quad (5.14)$$

Ou :

$Q_s$  : désigne la charge aux états limites de service (ELS) en tête de la colonne

$L_c$  : la longueur de la colonne

$E_s$  : le module d'élasticité non drainé du sol

$E'_s$  : le module d'élasticité drainé du sol

$I_p$  : le facteur d'influence qui dépend de la rigidité relative colonne/sol ( $k=E_c/E_s$ ) est donné par le graphe de la Figure 5.7

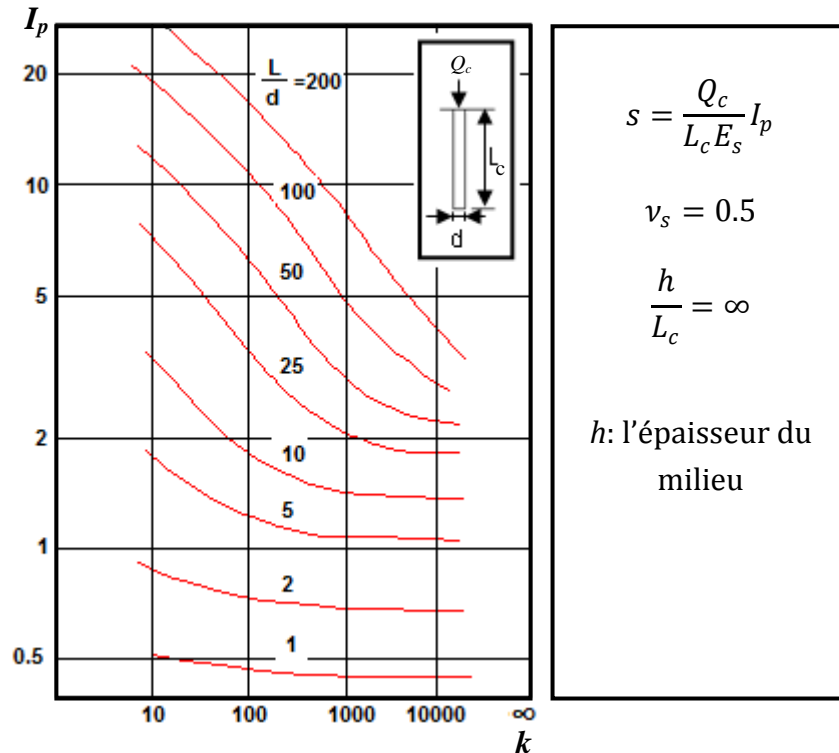


Figure 5.7- Facteur d'influence des tassements  $I_p$  (Mattes et Poulos, 1969 [24])

### 5.3.2 Dimensionnement des réseaux des colonnes ballastées

Le dimensionnement des réseaux de colonnes ballastées a fait l'objet d'un certain nombre de publications destinées à apprécier les divers effets bénéfiques du traitement. Nous ne détaillerons pas dans ce qui suit les travaux traitant la réduction des tassements et l'amélioration de la stabilité générale des ouvrages en terre.

Les hypothèses suivantes sont faites pour déterminer l'effet d'exécution des réseaux de colonnes ballastées sur la réduction des tassements dans le sol traité :

- Les colonnes ballastées sont exécutées sur toute la profondeur de la couche compressible.
- Le tassement instantané et secondaire sont négligés.
- Les fondations sont supposées rigides.
- Les tassements en surface sont égaux ( $s_s = s_c$ ).

#### 5.3.2.1 Réduction des tassements d'un sol traité par des réseaux de colonnes ballastées

Les deux approches utilisées pour étudier la réduction des tassements dans le sol après traitement, sont l'approche élastique et l'approche à la rupture.

### 5.3.2.1.1 Approche élastique du problème

Dans cette méthode, on considère que la colonne et le sol qui l'entoure ont un comportement élastique, généralement linéaire.

Kempfert H.G., Gebreselassie B. (2006 [48]) Considèrent qu'à long terme la contrainte moyenne  $\sigma_0$  est toujours appliquée en surface, l'évolution du sol renforcé pouvant se traduire par un module d'élasticité équivalent  $\bar{E}'$  à long terme, intégrant les caractéristiques mécaniques différentes du ballast et du sol, ce module est donnée par :

$$\bar{E}' = \frac{E_c A_c + E_s (A - A_c)}{A} \quad (5.15)$$

Ou:

$A$  : l'aire totale de la zone d'influence

Ce qui correspond à la relation du facteur de réduction des tassements suivante :

$$\beta = 1 + a \left( \frac{E_c}{E_s} - 1 \right) \quad (5.16)$$

Avec :

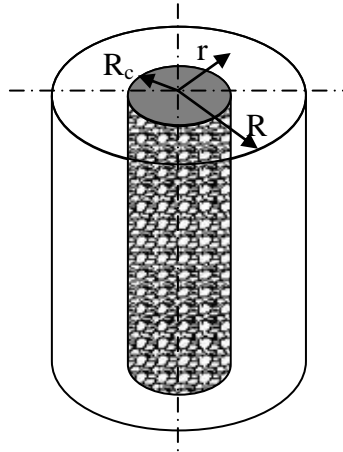
$a$ : le taux d'incorporation

Balaam et al. (1976[6]), ont proposé une autre méthode basée sur le comportement élastique linéaire du sol et de la colonne.

### 5.3.2.1.2 La méthode de Priebe (Dhouib et al., 2005[24])

La méthode de Priebe est considérée la méthode la plus adaptée pour le dimensionnement des colonnes ballastées (Dhouib et al., 2004a[26]), elle est basée sur la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique, dans laquelle l'ensemble « sol-colonne » est supposé vérifier les hypothèses suivantes :

- Les tassements en surface sont égaux ( $s_s = s_c$ ).
- Les déformations de la colonne suivent celles du sol.
- Le matériau de la colonne est incompressible et ces déformations se font à volume constant.
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité  $E_s$  et un coefficient de poisson  $\nu_s$  constant sur toute la profondeur.
- Il y a la conservation des sections planes.
- Le poids volumique du sol et de la colonne sont égaux.



**Figure 5.8-** Cellule unitaire constituée de la colonne ballastée et du sol

Dans son approche de dimensionnement des colonnes ballastées, l'auteur introduit trois critères principaux (Dhouib et al., 2004a[26]) :

- Prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement.
- Incidence de la compressibilité de la colonne.
- Effet de la profondeur.

#### a- Prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement

La prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement est caractérisée par le facteur d'amélioration  $n_0$  donné par :

$$n_0 = 1 + a \left[ \frac{0.5 + f(v_s, a)}{K_{ac} f(v_s, a)} - 1 \right] \quad (5.17)$$

Ou :

$v_s$  : le coefficient de poisson du sol

$f(v_s, a)$  : une fonction donnée par :

$$f(v_s, a) = \frac{(1 - v_s)(1 - a)}{(1 - 2v_s) + a} \quad (5.18)$$

$K_{ac}$  : le coefficient de poussée du ballast, exprimé par

$$K_{ac} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (5.19)$$

La compatibilité des tassements avec la compressibilité de la colonne conduit Priebe (1995[58]) à limiter le facteur de profondeur au rapport des modules ( $E_c/E_s$ ) divisé par celui des contraintes ( $\sigma_c/\sigma_s$ ), soit :

$$f_d \leq \frac{E_c}{E_s} \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \quad (5.20)$$

### b- Prise en compte de la compressibilité de la colonne

La compressibilité de la colonne se traduit, d'après l'auteur par un accroissement  $\Delta a$  de la section de la colonne, fonction de la rigidité relative colonne/sol ( $E_c/E_s$ ) ; cet accroissement est donné par Priebe (1995[58]) :

$$\Delta a + a = \bar{a} = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta \left( \frac{1}{a} \right)} \quad (5.21)$$

Ou  $\Delta \left( \frac{1}{a} = \frac{A}{A_c} \right)$  dépend directement du rapport des modules ( $E_c/E_s$ ) selon l'abaque (2) de l'annexe A.

Le nouveau rapport des sections  $\bar{a} = a + \Delta a$  peut être injecté dans la formule (17) afin de déterminer le facteur d'amélioration  $n_1$ , soit :

$$n_1 = 1 + \bar{a} \left[ \frac{0.5 + f(v_s, \bar{a})}{K_{ac} f(v_s, \bar{a})} - 1 \right] \quad (5.22)$$

La valeur de  $n_1$  déterminée directement à partir de l'abaque (1) de l'annexe A, en fonction du rapport ( $A/A_c$ ) majoré de l'accroissement  $\Delta (A/A_c)$ .

### c- Introduction de l'influence de la profondeur

L'influence de la profondeur est caractérisée, d'après l'auteur, par un facteur de profondeur  $f_d$  donné par l'expression suivante :

$$f_d = \frac{1}{1 - y \left( \frac{\sum_i^n \sigma_{si}}{\sigma_0} \right)} \quad (5.23)$$

Ou :

$\sum_i^n \sigma_{si}$  : la somme des contraintes verticales régnant au milieu des couches de sol encaissant (couche  $i$  à  $n$ ).

$y$  : le facteur d'influence qui est directement donné par l'abaque (3) de l'annexe (A) en fonction du rapport ( $A/A_c$ ) majoré de l'accroissement  $\Delta (A/A_c)$ .

### 5.3.2.2 Amélioration de la stabilité générale d'un ouvrage en terre

En plus de la réduction des tassements sous les ouvrages, les colonnes ballastées peuvent aider à améliorer la stabilité générale des ouvrages (Priebe, 1995[58] ; Aboshi et al. 1979[1] ; Di Maggio 1978[27]). Afin d'effectuer l'analyse de stabilité avec une couche homogène de sol, Di Maggio (1978[27]) a défini un poids volumique équivalent comme suit :

$$\gamma_e = a\gamma_c + (1 - a)\gamma_s \quad (5.24)$$

Encore d'autres paramètres équivalents pour la cohésion et l'angle de frottement interne sont également donnés par Priebe 1995 ; Di Maggio 1978[27] comme suit :

$$c_e = (1 - m)c_s + m.c_c \quad (5.25)$$

Où  $m$  est le facteur d'homogénéisation, d'après Di Maggio (1978[27]) ce facteur peut prendre la valeur de taux d'incorporation  $a$  :

$$m = a \quad (5.26)$$

Tandis que Priebe (1995[58]) a tenu compte de l'effet de transfert de charge sur la colonne et lui a donné le rapport suivant :

$$a = m_{min} \leq m \leq m_{max} = \frac{A_c \sigma_c}{A \sigma_0} \quad (5.27)$$

Aboshi et al. (1979[1]) ont défini une résistance au cisaillement équivalente le long de la surface de rupture, exprimé par :

$$\tau_e = (1 - a)\tau_s + a\tau_c \cos \alpha \quad (5.28)$$

Ou :

$$\tau_c = \sigma_{c,z} \cos \alpha \tan \varphi_c \quad (5.29)$$

$$\sigma_{c,z} = \sigma_c + \gamma'_c z \quad (5.30)$$

$$\tau_s = c_u \quad (5.31)$$

Ou :

$\tau_s$  : l'effort de cisaillement dans le sol le long de la surface de rupture

$\tau_c$  : l'effort de cisaillement dans la colonne le long de la surface de rupture

$\sigma_{c,z}$  : la contrainte verticale dans la colonne à la profondeur  $z$

$\alpha$  : l'angle entre la surface de la rupture et l'horizontale

$\varphi_c$  : l'angle du frottement interne du ballast

## 5.4 DIMENSIONNEMENT DES COLONNES BALLASTÉES PAR LES METHODES NUMERIQUE (LA METHODE DES ELEMENTS FINIS)

La Méthode des éléments finis est une méthode numérique très utilisée pour modéliser le sol amélioré par colonnes ballastées. Les propriétés des matériaux non-linéaires, le comportement d'interface et les conditions aux limites peuvent être modélisés par cette méthode. Trois types de modélisation sont généralement utilisés, la modélisation bidimensionnelle, tridimensionnelle ou axisymétrique. La plupart des études ont utilisé le modèle axisymétrique de la cellule unitaire pour analyser le comportement d'un sol amélioré par un réseau de colonnes ballastées sous une charge uniformément répartie sur surface [7][6][5][7] ou d'une colonne ballastée isolée chargée en tête [46] ; Aboshi, et al. [1] ont utilisé un modèle en 2D.

Cette méthode consiste à discrétiser le modèle géométrique fini (sol et colonne) en sous-ensemble de référence à partir de conditions aux limites en déplacement et en contraintes pour construire une matrice de rigidité globale. On calcul ensuite, pour une loi de comportement donnée et pour chaque cas de chargement étudié, les déplacements, les déformations et les contraintes en tous les points du modèle défini.

Cette méthode a l'avantage d'appréhender tous les paramètres du modèle retenu (déplacements, déformations, contraintes, iso-valeurs des paramètres et zones de plastification préalable).

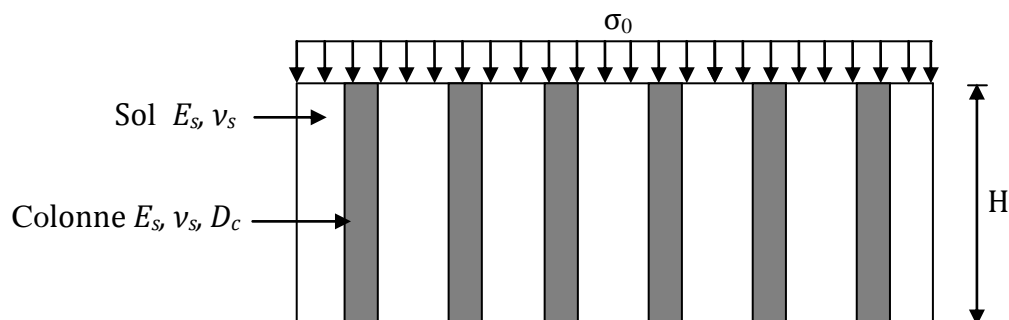
Trois modèles peuvent être envisagées pour l'étude des colonnes ballastées par la méthode des éléments finis.

### 5.4.1 Modélisation géométrique des milieux traités par colonnes ballastées

#### 5.4.1.1 Modélisation bidimensionnelle en déformation plane

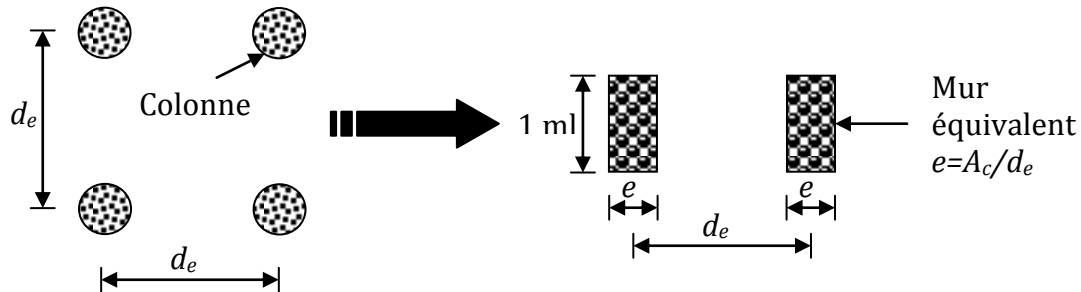
(Van Impe et de Beer, 1983[71] ; Alamgir et al 1996[2] et Dhouib et al, 1998[25]) ont proposé une modélisation en déformation plane des colonnes ballastées sous une charge uniformément répartie.

Alamgir a modélisé un réseau de colonnes ballastées en 2D en déformations planes avec un diamètre et une hauteur réelle des colonnes (Figure 5.9).



**Figure 5.9-** Modèle bidimensionnel en éléments finis (Alamgir et al., 1996[2])

Pour modéliser correctement la rigidité globale de sol amélioré, Dhouib (1998[25]) a défini un modèle qui assimile les colonnes à des ‘murs’ verticaux équivalents par mètre de sol, ceci revient à chercher une épaisseur ( $e$ ) du mur équivalent. L'épaisseur est déterminée en divisant la section réelle  $A_c$  par l'espacement ( $d$ ) entre deux colonnes consécutives (Figure 5.10).



**Figure 5.10-** Modélisation par éléments finis en déformations planes du milieu bidimensionnel sol/colonnes- principe d'équivalence (Van Impe, 1983[71], Dhouib et al.1998[25])

#### 5.4.1.2 Modélisation bidimensionnelle en déformation axisymétrique

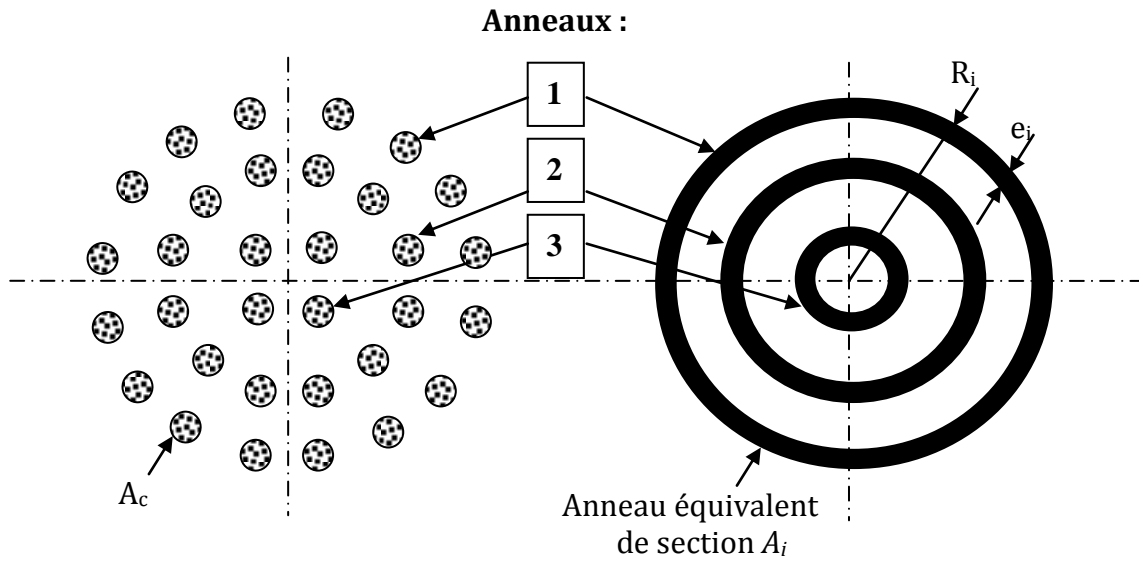
Il s'agit des radiers circulaires ou la prise en compte du caractère axisymétrique conduit à assimiler les colonnes ballastées de section  $A_c$  à des « anneaux concentrique » d'épaisseur déterminée à partir de la surface équivalente  $A_i$ , calculée pour les  $N$  colonnes situées sur le parcours de l'anneau ( $i$ ) (Dhouib et al. 2004[26]), soit la Figure 5.11:

$$A_i = NA_c \quad (5.32)$$

Si l'on appelle  $R_i$  le rayon moyen de l'anneau  $i$ , son épaisseur  $e_i$  est définie par :

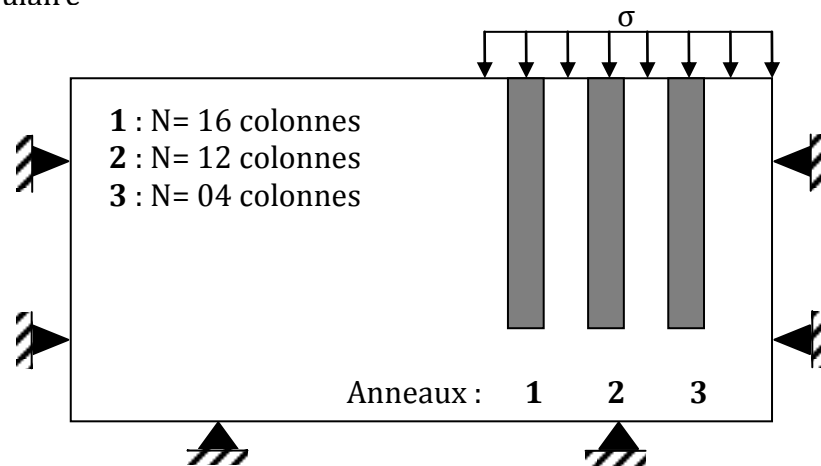
$$\left[ \left( R_i + \frac{e_i}{2} \right)^2 - \left( R_i - \frac{e_i}{2} \right)^2 \right] = \frac{NA_c}{\pi} \quad (5.33)$$

L'utilisation de modèle de la cellule unitaire en déformation axisymétrique pour étudier le comportement des colonnes ballastées, a montré une bonne concordance avec des résultats obtenus par l'expérience (A. P. Ambily et al. 2007[3]). D'après R.D. Barksdale (1983[8]) ce modèle expérimentalement le plus utilisé pour l'étude des colonnes ballastées.



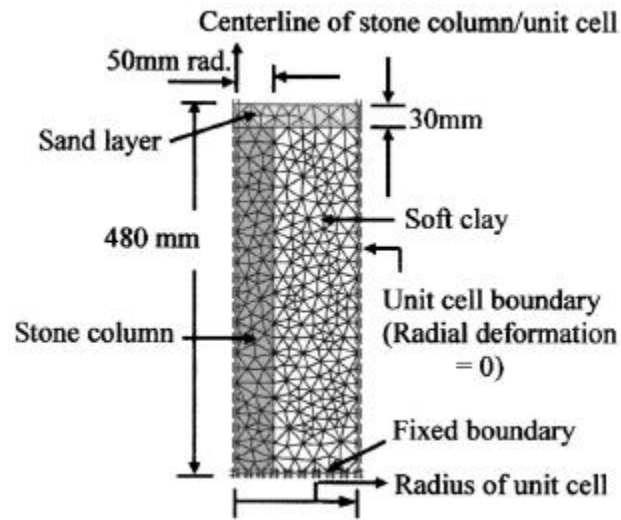
b- Disposition des colonnes ballastées sous le radier circulaire

c- Anneaux concentriques équivalents



a- Modèle géométrique aux éléments finis

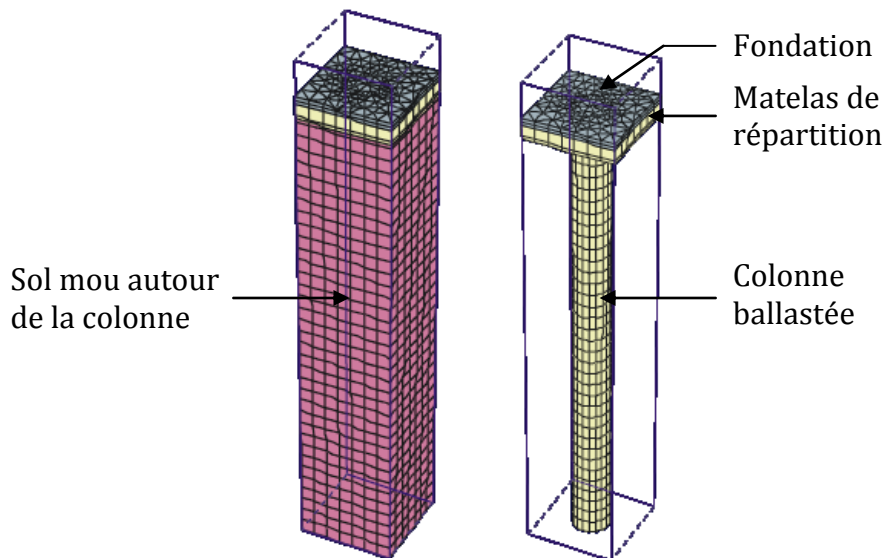
**Figure 5.11-** Modélisation par éléments finis en déformations axisymétriques (anneaux concentriques équivalents, Dhoubi et al.2004[26])



**Figure 5.12-** Modélisation d'une cellule élémentaire en déformation axisymétrique (A. P. Ambily et al., 2007 [3])

#### 5.4.1.3 Modélisation tridimensionnelle

Ce type de modélisation est fortement recommandé pour modéliser les colonnes ballastées sous les fondations superficielles (charges concentriques) pour intégrer le caractère tridimensionnel du problème (Dhouib et al. 2005[24]).



**Figure 5.13-** Modélisation en 3D d'une colonne ballastée sous une fondation superficielle [40]

### 5.4.2 Lois de comportements utilisées par la Méthode des Eléments Finis pour modéliser les sols améliorés

Plusieurs modèles de comportements ont été utilisés pour dimensionner les colonnes ballastées par la méthode des éléments finis.

Pour simuler le comportement d'un milieu amélioré par colonnes ballastées, Balaam et al. (1976[6]) et Ka-Ching Cheng 1998[47], ont utilisé la méthode des éléments finis avec un comportement élastoplastique du milieu composite. A.P Ambily et al (2007[2]) ont aussi utilisé le même modèle avec les conditions drainées de sol, de ballast et de sable.

Alamgir et al. (1996[2]) ont proposé une approche élastique pour dimensionner un réseau des colonnes ballastées.

Pour simuler le comportement d'un sol amélioré par des colonnes ballastées encaissées par géogrille, S.N. Malarvizhi et al (2005[50]) ont utilisé le modèle de type 'soft soil' pour le sol et le modèle élastoplastique pour les colonnes ballastées.

Le modèle élastoplastique de Mohr-coulomb est le modèle le plus utilisé pour le dimensionnement des colonnes ballastées vue à ses résultats qui sont généralement proches de ceux trouvés par des essais expérimentaux qui restent les seuls moyens pour valider ce genre d'études.

## 5.5 CONCLUSION

L'éventail des méthodes de calcul disponibles est actuellement suffisant pour permettre une évaluation correcte des divers paramètres nécessaires au dimensionnement d'un projet de renforcement de sol par colonnes ballastées.

La capacité portante de la colonne peut être estimée de manière rapide et aisée à partir de l'abaque empirique de Thorburn (1975[69]). L'espacement entre colonnes d'un réseau de colonnes ballastées peut être déduit de l'abaque de Greenwood (1970[42]) en fonction de la cohésion non drainée  $c_u$  du sol.

La méthode de Priebe (1976[55],1995[58]), dont la justification mathématique repose sur la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique est, de nos jours, la plus élaborée pour l'évaluation des tassements des colonnes ballastées, elle a l'avantage de proposer des abaques simples d'usage.

L'étude de la stabilité des remblais sur sols mous traités par colonnes ballastées peut être muée par les relations de Priebe (1995[58]) et de Aboshi et al. (1979[1]).

Avec l'évolution rapide des moyens informatiques, la méthode des éléments finis peut être aisément appliquée aux milieux traités par colonnes ballastées qui a l'avantage de l'introduction assez facile des paramètres de calcul, de la rapidité des calculs et de la présentation graphique des résultats.

## **CHAPITRE 6**

# **CONTROLE EXPERIMENTAL DES COLONNES BALLASTEES**

---

### **6.1 INTRODUCTION**

Seul le DTU 13.2 (Norme NF P 11-212) relatif aux « fondations profondes pour le bâtiment » prescrit, en tant que document officiel, dans son chapitre 8, les moyens de contrôle et fixe des critères de réception des colonnes ballastées.

Les « Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement » du COPREC 2004[28] complètent, avec plus de détails, les prescriptions du DTU 13.2.

Le fascicule 62, Titre 5 ne donne aucune prescription dans le domaine, ce qui n'exclut pas l'application du procédé aux ouvrages d'art des marchés publics. L'Eurocode 7, prescrit, dans son Chapitre 5, des généralités sur les techniques d'amélioration et de renforcement des sols, sans détails particuliers sur les colonnes ballastées.

Nous présentons, dans ce qui suit, les différentes prescriptions en vigueur dans le domaine du contrôle et de la réception des colonnes ballastées.

Les règles en vigueur (DTU 13.2 et Recommandations du COPREC, 2004[28]) exigent :

- De réaliser avant et au cours de l'exécution des colonnes ballastées, des essais d'étalonnage et des essais d'information, et d'en fournir les attachements.
- De réaliser des essais de réception comprenant les contrôles du diamètre, de la continuité et de la compacité de la colonne, ainsi que des essais de chargement et de déchargement.

### **6.2 CONTROLE DES MATERIAUX D'APPORT**

Les essais de contrôle des matériaux d'apport pour réaliser les colonnes ballastées sont nécessaires.

Dans la pratique courante, il est généralement demandé :

- D'indiquer l'origine des matériaux.
- De se procurer ou de réaliser des analyses granulométriques et des essais de « Los Angeles : LA » et de « Micro-Deval : MDE ».

Le type et le nombre d'essai sont récapitulés dans le Tableau 6.1.

Type d'essai	Colonne ballastée
<b>Granulométrie</b>	1 tous les 1000 m <sup>3</sup>
<b>Los Angeless</b>	1 tous les 2000 m <sup>3</sup>
<b>Micro-Deval</b>	1 tous les 2000 m <sup>3</sup>

**Tableau 6.1-** Essai de contrôle des matériaux d'apport pour la réalisation des colonnes ballastées (DHOUIB et al. 2005)

### 6.3 ESSAIS DE CONTROLE LORS D'EXECUTION DES COLONNES BALLASTEES

#### 6.3.1 Essai d'étalonnage

Avant le démarrage de la réalisation des colonnes ballastées, des essais d'étalonnage doivent être effectués.

Ils sont destinés à :

- Choisir et adapter, si nécessaire, les moyens retenus pour l'exécution des colonnes.
- Vérifier si les caractéristiques des sols à traiter (coupe approximative, compacité, hétérogénéité) sont conformes aux recommandations du rapport du sol (profondeur de traitement et/ou de refus, taux d'incorporation en ballast, diamètre requis, soulèvement de la plate forme).

Dans la pratique courante, les essais d'étalonnage consistent à réaliser des colonnes à proximité des points de sondages de reconnaissance pour vérifier les profondeurs projetées et les volumes à incorporer afin de réadapter, si nécessaire, le matériel nécessaire à la bonne exécution des colonnes.

#### 6.3.2 Essai d'information

Les essais d'information s'effectuent, comme les essais d'étalonnage de préférence à proximité des sondages de reconnaissance afin de vérifier la compatibilité des données sur les sols avec les moyens mis en œuvre.



Figure 6.1- Réalisation d'un essai d'information sur le chantier de Hamma (Photo Keller)

### 6.3.3 Attachements

Les attachements sont les fiches de synthèse qui donnent, pour chaque colonne, les caractéristiques d'exécution enregistrées automatiquement : date, profondeur, énergie et taux d'incorporation en ballast (Figure 6.2).

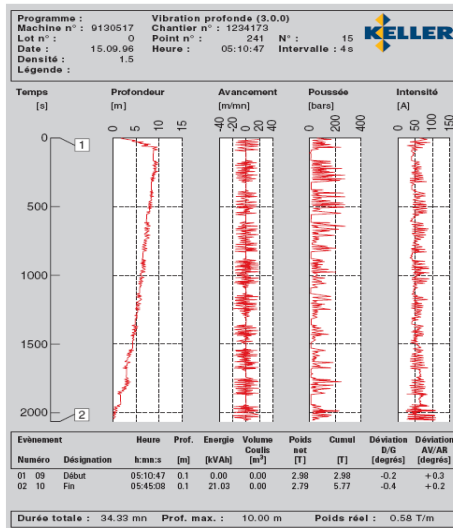


Figure 6.2- Enregistrement des paramètres [30]

### 6.4 ESSAIS DE RECEPTION

Les essais de réception sont destinés à :

- Vérifier le diamètre de la colonne par un simple dégagement de sa tête.
- Contrôler la continuité de la colonne par un forage approprié au sein de la colonne.

- Contrôler sa compacité par mesure mécanique continue (pénétromètre dynamique).
- Suivre les tassements de la colonne par un cycle de chargement / déchargement.

Notons que le dégarnissage se fait sur des colonnes situées hors de l'emprise de l'ouvrage, par simple dégarnissage de la tête sur une profondeur minimale de 1 m.

Les essais de réception doivent être réalisés à proximité des essais d'information.

Tableau 6.2 récapitule le type et le nombre d'essais de réception à réaliser selon les règles en vigueur.

Type d'essai de réception	Colonne par voie humide	Colonne par voie sèche
Dégarnissage	Au minimum 3	
Continuité	1 pour 50 colonnes	
Compacité	1 pour 50 colonnes	
Chargement/déchargement	1 pour 800 m de colonnes ou 1 essai par chantier	1 pour 1000 m de colonnes ou 1 essai par chantier

**Tableau 6.2-** Essais de réception pour le contrôle des colonnes ballastées [24]

#### 6.4.1 Les méthodes de réceptions disponibles sur le marché

##### 6.4.1.1 Contrôle par pénétration statique (CPT)

Le pénétromètre statique permet de mesurer en continu (Norme NF P 94-113) :

- La résistance en pointe, noté  $q_c$ .
- Le frottement latéral  $q_s$ .

Lors de la réalisation d'un essai de pénétromètre statique on peut rencontrer plusieurs difficultés, telle que :

- Les faux refus, dus à un blocage de la pointe du pénétromètre sur les gros éléments du matériau constitutif de la colonne.
- Les déviations des tiges, susceptibles de sortir de la colonne.
- Les difficultés de circulation des engins (pénétromètre à 200 kN) lorsque le sol est boueux en surface (exécution des colonnes par voie humide) ou fortement décomprimé en raison de la plate-forme.

##### 6.4.1.2 Contrôle par le pressiomètre Louis Ménard (MPT)

La réalisation des essais pressiométriques Louis Ménard (Norme NF 94-110-1) nécessite d'une manière générale :

- Soit un forage préalable, si les parois de forage sont stables.
- Soit le fonçage direct d'un tube dans lequel est introduite la sonde Louis Ménard.

En termes de contrôle de colonnes ballastées par le pressiomètre Louis Ménard, l'emploi du tube est nécessaire en raison du caractère bouillant du ballast. Le procédé peut se heurter aux mêmes difficultés que celles du pénétromètre statique (faux refus, déviation, des tiges). A cela s'ajoute la discontinuité de la mesure puisque les essais pressiométriques sont généralement exécutés tous les mètres, à moins qu'il ne soit procédé à l'enregistrement automatique et continu des paramètres de forage : vitesse d'avancement, pression d'appui sur l'outil de forage, couple de rotation et pression d'injection. Cette dernière peut présenter un intérêt en cas de déviation des tiges dans des sols fins argileux, théoriquement imperméables.

En pratique, l'essai pressiométrique a l'avantage de mesurer au sein de la colonne, en plus de la pression limite  $p_l$ , le module de déformation pressiométrique  $E_M$  qui permet de caractériser le rapport des modules ( $E_c/E_s$ ) si le module  $E_s$  du sol encaissant est préalablement connu.

### 6.4.1.3 Contrôle par pénétromètre dynamique

L'essai de pénétromètre dynamique consiste à enfoncer dans le sol un train de tiges muni en tête d'une pointe conique, et ce par l'intermédiaire de coups donnés par un mouton de masse déterminée tombant d'une hauteur déterminée.

Pour les colonnes ballastées, le but de cet essai est de vérifier les caractéristiques mécaniques dans l'axe de la colonne à partir de 1.0 m de profondeur.

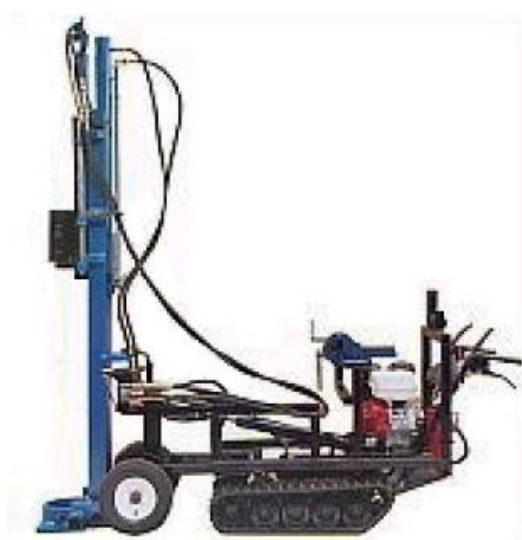


Figure 6.3- Le pénétromètre dynamique

### 6.4.1.4 Contrôle par pénétromètre à carottier

Les essais de pénétration dynamique au carottier « Standard Pénétration Test » ne sont pas nombreux, voire inexistantes pour les raisons suivantes :

- difficulté de prélever, par des carottiers standards, des échantillons de ballast.
- Des faux refus, comme des déviations de tige, sont aussi à craindre comme dans les autres procédés de contrôle.

#### 6.4.1.5 Essai de chargement statique sur la colonne

L'essai de chargement consiste à contrôler la capacité portante de la colonne par l'application d'une charge axiale équivalant à 1.5 fois la charge de service ( $Q_s$ ) et la mesure de l'enfoncement de la colonne en fonction des paliers de chargement/déchargement.

Pour ce faire, l'essai nécessite la mise en place d'une plaque métallique en tête de la colonne préalablement arasée à la cote normale d'utilisation.



**Figure 6.4-** Réalisation d'un essai de chargement (Photo Keller Algérie)

L'essai est généralement réalisé selon le mode opératoire du LCPC : la charge est appliquée progressivement suivant au moins 6 paliers de chargement et 4 paliers de déchargement, avec mesure de l'enfoncement à l'aide de comparateurs (au nombre de 4 avec un minimum de 2) selon les séquences résumées dans le Tableau 6.3.

Phase	Paliers	Lectures par palier (mn)
<b>Chargement</b>	$Q_N/4 - Q_N/2 - 3Q_N/4 - Q_N - 5Q_N/4 - 3Q_N/2$	1-2-3-4-5-10-15-30-45-60
<b>Déchargement</b>	$5Q_N/4 - Q_N - 3Q_N/4 - Q_N/2 - Q_N/4$	1-2-3-4-5

**Tableau 6.3-** Mode opératoire de l'essai de chargement/déchargement statique

#### 6.4.1.6 Contrôle de volume livré et incorporé du ballast

Le DTU 13.2 stipule que les volumes incorporés de ballast sont au moins égale à 1.5 fois le volume théorique de la colonne ballastée, ce qui représente, compte tenu du serrage, un supplément moyen de diamètre de l'ordre de 10%.

Généralement le taux d'incorporation réel dépend de l'étreinte latérale des sols et de leur capacité à absorber les granulats lors des opérations de compactage.

Nb jours		Nb postes		Nb total CB		Profondeur Total (m)		Nb de godets/CB		VOLUME INC		Diamètre Moyen (m)		tonnage	
4 JOURS		4		15		127,35		10		135,9		NA		93,724	
N°	Date	Poste	Numéro de CB	Profondeur (m)	Nombre de godets	VOLUME INC	diamètre théorique	tonnage							
1	11/02/2006	jour	test CK 5	6,96	13	11,7	1,2	8,1							
2		jour	test CK6	7,52	11	9,9	1,1	6,8							
3	12/02/2006	jour	test CK4	10,00	14	12,6	1,1	8,7							
4			test CK3	10,00	15	13,5	1,1	9,3							
5			test CK2	9,54	9	8,1	0,9	5,6							
6			test CK1	9,18	10	9	0,9	6,2							
7	13/02/2006	jour	4292	4,45	5	4,5	0,9	3,1							
8			4268	9,81	13	11,7	1,0	8,1							
9	14/02/2006	nuit	4244	9,27	9	8,1	0,9	5,6							
10		KT02	4220	9,18	9	8,1	0,9	5,6							
11			4196	9,00	9	8,1	0,9	5,6							
12			4172	9,18	10	9	0,9	6,2							
13			4148	9,18	10	9	0,9	6,2							
14			4124	9,27	8	7,2	0,8	5,0							
15			4291	4,81	6	5,4	1,0	3,7							

Figure 6.5- Exemple d'un fichier Excel utilisé par la société Keller pour contrôler la production et l'incorporation du ballast

6.4.1.7 Observation visuelle

Comme autres moyens de contrôle des colonnes ballastées on a aussi les observations visuelles suivantes :

- Dégarnissage de la colonne ballastée pour mesurer son diamètre (Figure 6.6).
- Suivi des tassements des ouvrages.
- Mesure du soulèvement de la plate forme pendant l'exécution des colonnes ballastées.



Figure 6.6- Dégarnissage d'une colonne pour vérifier son diamètre

6.4.2 Critères de réception

Le Tableau 6.4 résume les caractères de réception fixés par le DTU 13.2 pour chaque procédé de contrôle.

Procédé de contrôle	Critère de réception
Pénétromètre statique (CPT)	$q_c > 10$ MPa
Pressiomètre louis Ménard (MPT)	$p_l > 1.5$ MPa
Pénétromètre dynamique (PDA, PDB)	$R_d > 15$ MPa
Pénétromètre à carottier (SPT)	$N_{spt} > 30$

**Tableau 6.4-** Critère de réception selon le DTU 13.2 (Norme NF P 11-212)

Les Recommandations du COPREC, 2004[28], exigent pour l'essai de pénétromètre dynamique une résistance dynamique de pointe  $R_d$  supérieure à 15 MPa.

L'essai de chargement est considéré comme « conforme » si les deux critères suivant sont vérifiés simultanément :

- La charge de fluage n'est pas atteinte.
- L'enfoncement à la fin du palier de la charge de service  $Q_s$  reste inférieur aux tassements sous  $Q_s$  estimés dans la note de dimensionnement du projet.

## 6.5 CONCLUSION

Pour le contrôle des colonnes ballastées, on peut retenir deux phases distinctes mais complémentaires :

- La phase de validation de la faisabilité du procédé.
- La phase de validation de l'exécution du procédé.

Dans la phase de validation de la faisabilité du procédé, les essais d'étalonnage et d'information présentent un grand intérêt car ils permettent d'approuver ou désapprouver la solution d'amélioration des sols par colonnes ballastées, les attachements aussi constituent une bonne identification des colonnes exécutées.

Dans la phase de validation de l'exécution des colonnes, les essais de réception sont aussi importants lorsque les essais d'étalonnage et d'information ainsi que les attachements sont concluants. L'importance de ses essais réside dans leur capacité de vérifier, pendant les étapes d'exécution du procédé, le diamètre de la colonne par le dégarnissage de la tête, sa continuité et sa compacité par les essais mécaniques appropriés, et de mesurer l'enfoncement en tête de la colonne à l'aide de l'essai de chargement.

## CHAPITRE 7

# ETUDE EXPERIMENTALE

---

### 7.1 INTRODUCTION

Le projet, objet de notre étude concerne un renforcement de sol dans le cadre de la construction d'une station de dessalement d'eau de mer à Alger.

Après le dimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes analytiques et numériques la réalisation des essais de contrôle est nécessaire pour vérifier les résultats obtenus et confirmer si les objectifs recherchés par cette technique sont atteints.

Dans ce qui suit on va faire une présentation générale de projet de station de dessalement, les résultats de l'étude géotechnique de site qui ont été obtenus par le bureau d'étude de sol et les zone concernées par notre étude expérimentale.

On effectue ensuite une présentation des différents essais réalisés sur les colonnes (essai de chargement et essai de pénétromètre dynamique). Une analyse des résultats est menée pour définir le comportement des colonnes en fonction de la charge appliquée en surface de sol traité.

Une comparaison des résultats obtenus par l'essai de chargement en grandeur réel avec ceux qui sont obtenus lors de dimensionnement des colonnes ballastées sera réalisée.

### 7.2 PRESENTATION DE PROJET D'AMELIORATION DE SOL DE STATION DE DESSALEMENT DE HAMMA

La station de dessalement d'eau de mer du Hamma, est la plus grande station de dessalement en Afrique. Le projet qui a démarré en 2005, est composé de deux unités principales : la Station de Dessalement d'Eau de Mer du Hamma et les ouvrages de raccordement. Sa capacité de production journalière est de 200.000 m<sup>3</sup> correspondant à 30 % de la consommation actuelle d'eau potable dans l'agglomération algéroise. Cette station se compose de plusieurs structures.

La nature médiocre et hétérogène de sol de projet ainsi que la durée limitée de réalisation de ce projet de grande importance ont contraint la société de réalisation de désigner le leader mondial de traitement de sol « Keller fondation spéciale » de faire un traitement de sol par colonnes ballastée. Cette technique en plus de ses avantages cités en dessus elle a un avantage très important celui de l'élimination de risque de liquéfaction des couches liquéfiables en cas de séisme.

Les travaux d'amélioration de sol se sont déroulés entre février et juin 2006. Plus de 6.000 colonnes ballastées ont été réalisées par voie humide à des profondeurs variant entre 5 et 12 m, selon une maille définie par un bureau d'étude américain (Stanley), au total il y a 30 000 ml de colonnes ballastées réalisées pour traiter une surface de 21000 m<sup>2</sup>.

La présence de multiples blocs dans le terrain a rendu le chantier particulièrement difficile, mais les mesures élaborées en amont pour résoudre ce problème ont permis de limiter le temps de production et de respecter les délais impartis.

Les ouvrages construits sont fondés sur des radiers dont les dimensions varient entre 3,00 et plus de 50,00 m de côtés.

Les radiers sont réalisés de manière traditionnelle et reposent directement sur le sol renforcé.

Pour le traitement de sol de ce projet la société Keller Fondation spéciales a réalisé un renforcement de sol par colonnes ballastées avec les caractéristiques suivantes :

- Les maillages des colonnes ballastées sont variables en fonction des conditions de charge et des dimensions des radiers.
- Les diamètres des colonnes ballastées sont variables (de Ø 0.80 m à Ø 1.00 m) en fonction de la compacité locale des sols traversés qui peut présenter des variations importantes dans le remblai hétérogène.
- Les profondeurs des colonnes ballastées sont variables en fonction de l'épaisseur du remblai : les colonnes ballastées sont descendues au refus de l'outil dans les sables et graviers compacts ou sur le toit des couches grésifiées.
- L'épaisseur de matelas de répartition est égale à 60 cm.

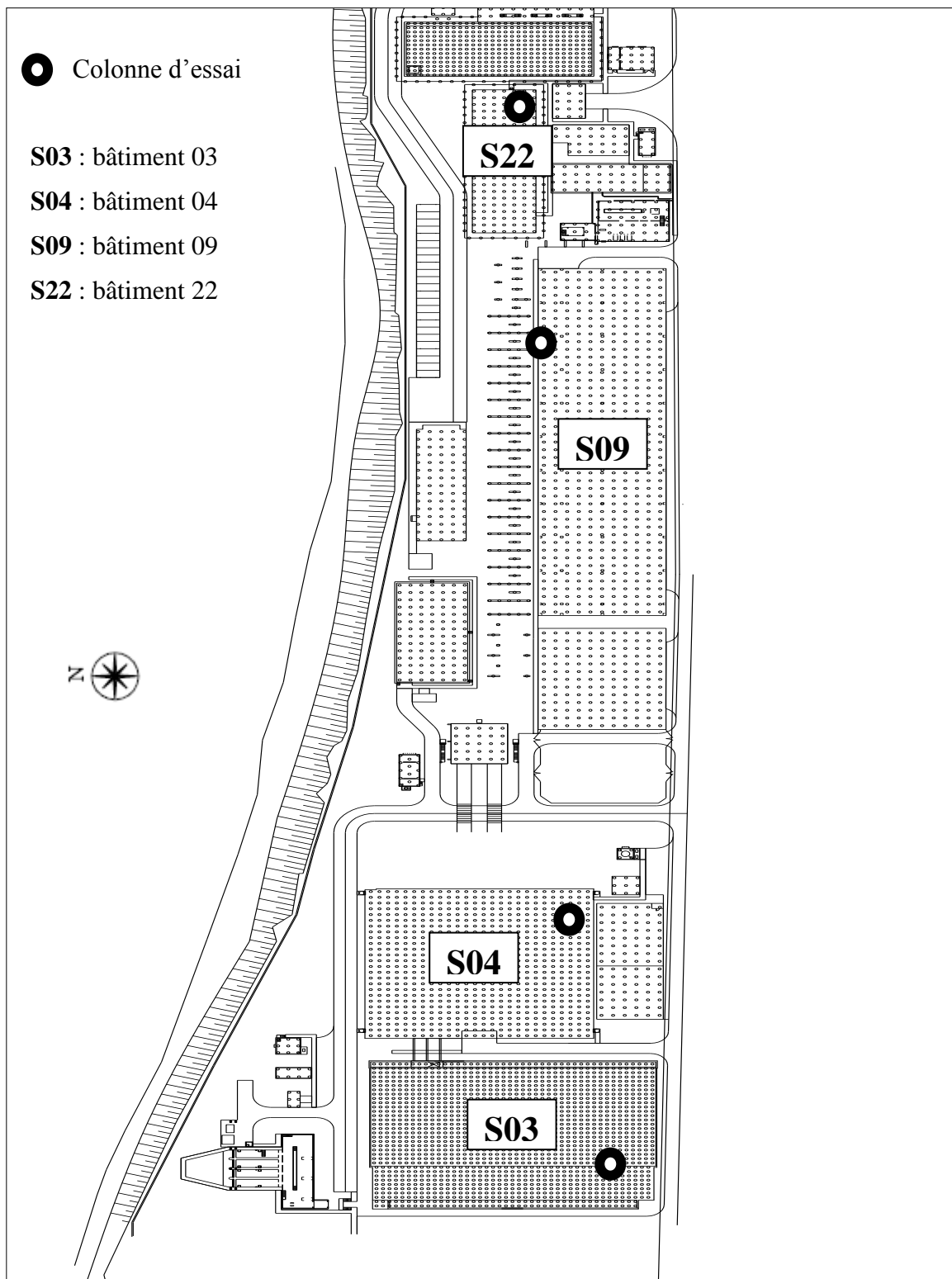


Figure 7.1- Présentation des zones traitées

### 7.3 OBJECTIFS TECHNIQUES DE PROJET

- Augmenter et garantir la contrainte admissible requise pour le sol renforcé.
- Diminuer les tassements absolus et différentiels à des valeurs admissibles grâce à l'augmentation et à l'homogénéisation des caractéristiques mécaniques équivalentes.

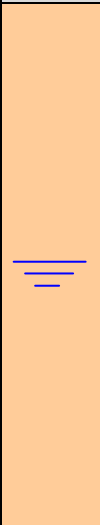

- Elimination du risque de liquéfaction des couches identifiées comme liquéfiables en cas de séisme.

#### 7.4 CARACTERISTIQUES DU SOL

Les caractéristiques de sol sont définies à partir des études de sol réalisées par le laboratoire L.C.T.P et le laboratoire HAMZA INTERNATIONAL.

La principale particularité du projet réside dans la présence de remblai hétérogène sur toute la surface du site. Ce remblai repose soit sur du sol dense et compact, soit dans certains cas sur du sable lâche et/ou du sol argileux mou.

Le Tableau 7.1 donne les différentes couches et les caractéristiques de sol sous le bâtiment S22.

Prof. (m)	Coupe	Description	E (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_u$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)
0.00		Remblai hétérogène (sable, limon, gravier et béton)	20	19	12	15	15
4.00							
8.00		Sable dense	100	19	12	25	25
15.00							

**Tableau 7.1-** Caractéristiques de sol sous le bâtiment S 22 [44]

L'étude géotechnique de la zone de projet a donné les caractéristiques moyennes de sol présentées dans le tableau ci-dessous :

Couches identifiées	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$E$ (MPa)	$P_l$ (MPa)
Remblai hétérogène	19	12	15	15	20	0.5
Argile sableuse molle	16	10	10	10	5	0.25
Grès ou argile compacte	19	12	25	25	100	5

**Tableau 7.2-** Caractéristiques moyennes de sol de projet de Hamma [44]

Remarque:

- Dans toutes les couches, on admettra :

$$\nu = 0.33$$

- Matériau constitutif des colonnes ballastées :

$$\gamma = 18 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\gamma' = 12 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$c' = 0$$

$$\varphi' = 40^\circ$$

$$E = 100 \text{ MPa}$$

- Le niveau d'eau statique au niveau de - 4.00 m/TN.

Le Tableau 7.3 nous montre les résultats de quelques sondages réalisés au niveau de site de projet.

Couches identifiées	N° de sondage et épaisseur de couches en (m)			
	BH 30-8 Zone (S3)	BH 30-7 Zone (S4)	BH 20-2 Zone (S22)	BH 30-4 Zone (S9)
Remblai hétérogène	6.00	8.50	8.00	6.50
Argile sableuse molle	0.00	0.00	0.00	1.60
Grès marneux ou argile compacte	9.00	6.50	7.00	6.90

**Tableau 7.3-** Epaisseurs des couches de quelques points de sondage [44]

## 7.5 REALISATION DES ESSAIS SUR COLONNES

Pour contrôler la bonne exécution des colonnes ballastées et valider les méthodes de dimensionnement deux types d'essais sont réalisés après le traitement de sol, il s'agit de :

- Essai de chargement.
- Essai de pénétromètre dynamique lourd.

Ceux-ci ont été réalisés 15 jours après l'exécution des colonnes ballastées.

Les colonnes concernées par ces essais sont les suivantes (Figure 7.1) :

- La colonne N°AA-33 sous le bâtiment S03.
- La colonne N°617 sous le bâtiment S04.
- La colonne N°A-41 sous le bâtiment S09.
- La colonne N°4242 sous le bâtiment S22.

### 7.5.1 Essai de chargement

Il s'agit d'un essai de chargement statique sur une colonne ballastée, qui permet généralement d'observer le tassement en grandeur réel d'une colonne ballastée afin de comparer les résultats avec les estimations faites dans la note de calcul.

#### 7.5.1.1 Description de l'essai

Le dispositif de mise en charge est constitué par un vérin hydraulique double effet dont la force et le déplacement doivent évidemment être compatibles avec la charge finale de l'essai et l'enfoncement maximal prévisible de la colonne.

Il est intercalé entre le « système de réaction » et une plaque de répartition circulaire d'un diamètre proche de celui de la colonne ballastée (environ 80 cm) et d'épaisseur 10 cm. Ce vérin qui est actionné par une pompe doit en principe être muni d'une rotule pour assurer la verticalité des efforts et éviter les pertes par frottement.

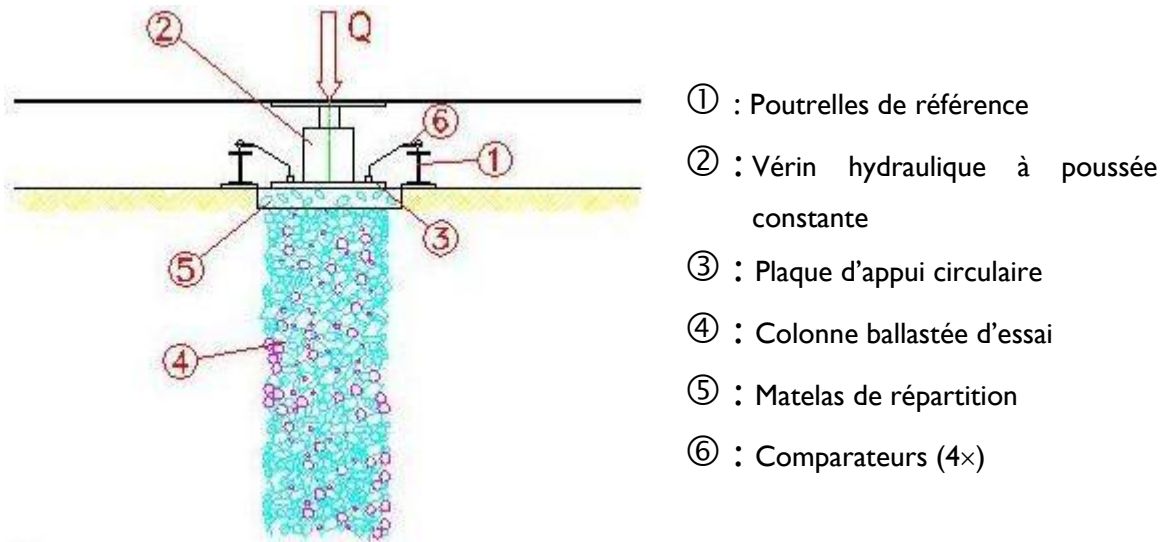
Pour garantir une bonne répartition de contraintes, un lit de sable est mis en place entre la plaque et la tête de la colonne.

Le « système de réaction » de réaction peut être, soit un système d'ancrage, soit un massif poids, ou un engin de chantier (grue, foreuse, ...) de poids propre supérieur à la charge maximale à appliquer, pour notre cas on a utilisé la grue comme un système de chargement.

Les tassements sont mesurés à 4 points de la plaque à l'aide de comparateurs (indicateurs de précision au 100<sup>ème</sup> de mm) dont la course est compatible avec les tassements à mesurer, disposés entre la plaque et des poutrelles métalliques indépendantes servant de référence « zéro » qui reposent sur le sol par l'intermédiaire de cales à bonne distance de la colonne chargée.

Chaque palier de chargement est contrôlé au moyen d'un manomètre à pression d'huile. Grâce à une pompe hydraulique reliée directement au manomètre, on assure une charge constante pour chaque palier.

Ci-après, le schéma de l'instrumentation :



**Figure 7.2-** Essai de chargement sur colonne ballastée 'procédé Keller'

### 7.5.1.2 Procédure d'exécution

#### 7.5.1.2.1 Choix de la colonne d'essai

Généralement, la colonne d'essai est choisie arbitrairement, de préférence dans une zone où l'essai présente un intérêt particulier (profil géotechnique défavorable, charge plus importante, ...).

#### 7.5.1.2.2 Charge appliquée

La charge à appliquer sur la colonne est généralement donnée par le maître d'œuvre pour le projet de Hamma elle a été arrêtée à  $Q_s=250$  kN.

#### 7.5.1.2.3 Paliers de chargement

Pour répondre aux exigences du D.T.U. 13.2. (Chargement à 150% de la charge de service  $Q_s$ ) et pour obtenir des résultats significatifs et exploitables dans le cas d'un essai sur colonnes ballastées, les paliers suivants seront respectés :

- Préchargement de 0 à  $0.25 Q_s$  maintenu pendant 15 minutes et déchargement rapide pour vérifier le bon fonctionnement du système et pour supprimer les défauts de contact entre la plaque et la tête de colonne.

- Chargement de 0 à 1.5  $Q_s$  par 6 paliers égaux de 0.25  $Q_s$ .
- Chaque palier est maintenu constant pendant 60 minutes (\*).
- Pour chaque palier, les lectures des déformations sont faites aux temps suivants :
  - toutes les minutes entre 1 et 5 minutes.
  - toutes les 5 minutes entre 5 et 30 minutes.
  - toutes les 15 minutes entre 30 et 60 minutes.
- Déchargement par paliers de 0.25  $Q_s$  tonnes maintenus pendant 5 minutes avec lectures toutes les minutes.

(\*) : Les paliers de chargements peuvent être raccourcis à 30 minutes voire moins si l'on obtient rapidement une déformation stabilisée. La déformation est dite « stabilisée » lorsque la vitesse d'enfoncement n'excède pas 0.02 mm/min

Les mises en charge doivent être les plus rapides possibles et le temps initial de chaque palier correspond à la fin de la mise en charge.

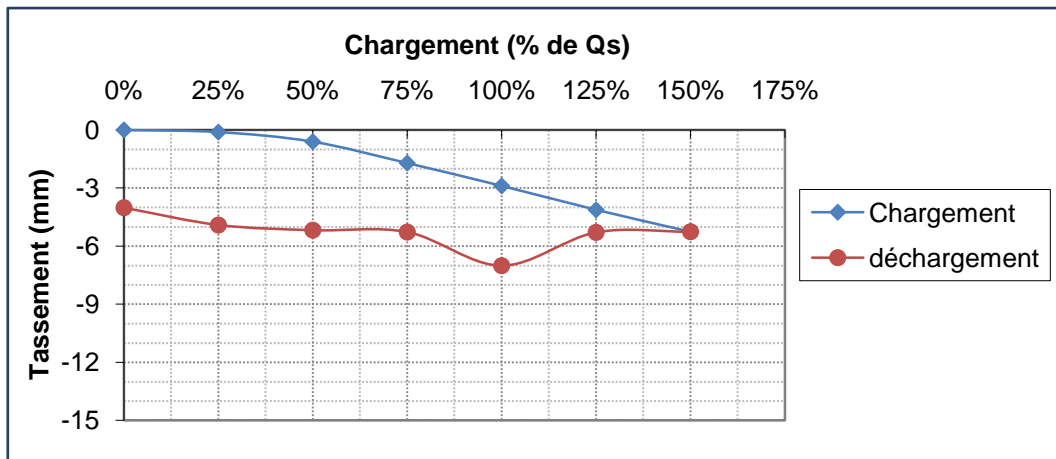
### 7.5.1.3 Résultats des essais

Les résultats de l'essai de chargement sur la colonne AA-33 au niveau du bâtiment S03 sont donnés dans le tableau ci-dessous (Tableau 7.4).

Palier de charge [%]	Tassement moyen	
	chargement [mm]	déchargement [mm]
0%	0.00	-4.02
25%	-0.11	-4.91
50%	-0.61	-5.18
75%	-1.71	-5.27
100%	-2.89	-7.01
125%	-4.13	-5.29
150%	-5.26	-5.26

**Tableau 7.4-** Résultats de l'essai de chargement sur la colonne S03- AA33

Le tassement obtenu sous la charge de service  $Q_s$  est de 2.89 mm, ce tassement augmente pour une charge égale à 1.5  $Q_s$  à 5.26 mm, le tassement final après le déchargement est égal à 4.02 mm.



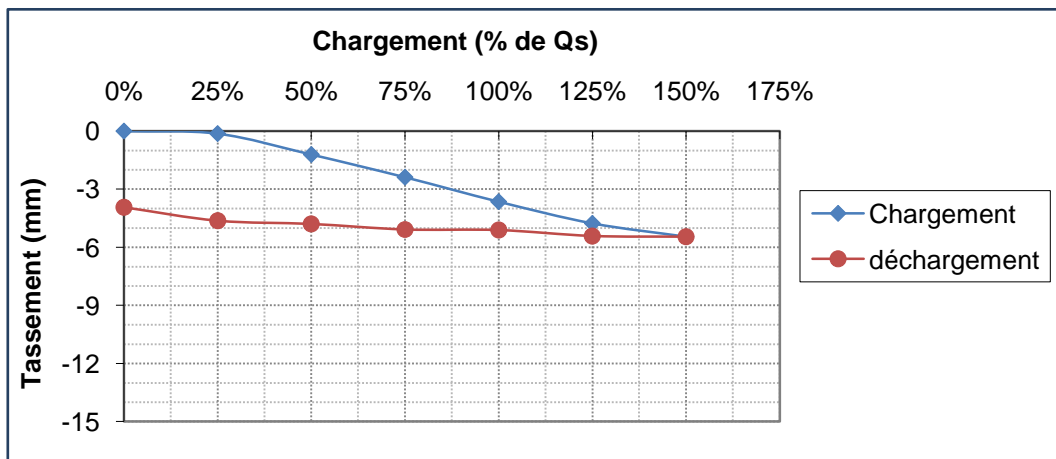
**Figure 7.3-** Essai de chargement sur la colonne S03-AA33

Le Tableau 7.5 montre le tassement obtenu à partir d'un essai de chargement sur la colonne 617 au niveau de bâtiment S04 (Figure 7.1).

Palier de charge [%]	Tassement moyen	
	chargement [mm]	déchargement [mm]
0%	0.00	-3.93
25%	-0.13	-4.63
50%	-1.21	-4.80
75%	-2.38	-5.08
100%	-3.65	-5.11
125%	-4.77	-5.42
150%	-5.46	-5.46

**Tableau 7.5-** Résultats de l'essai de chargement sur la colonne S04- 617

Le tassement obtenu sous la charge de service  $Q_s$  est de 3.65 mm, ce tassement augmente jusqu'à 5.46 mm sous la charge de 1.5  $Q_s$  et le tassement final après déchargement est de 3.93 mm.



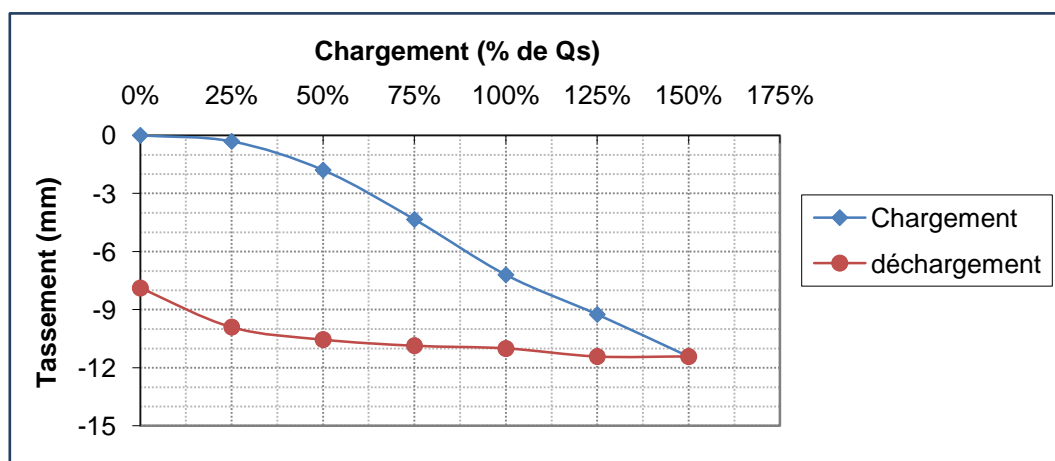
**Figure 7.4-** Essai de chargement sur la colonne S04-617

L'essai de chargement sur la colonne n° A41 de bâtiment S09 (Figure 7.1) nous donne les tassements présentés dans le Tableau 7.6.

Palier de charge [%]	Tassement moyen	
	Chargement [mm]	Déchargement [mm]
0%	0.00	-7.89
25%	-0.31	-9.91
50%	-1.79	-10.56
75%	-4.34	-10.87
100%	-7.20	-11.01
125%	-9.25	-11.43
150%	-11.42	-11.42

**Tableau 7.6-** Résultats de l'essai de chargement sur la colonne S09- A41

Le tassement obtenu sous la charge de service  $Q_s$  est de 3.65 mm, ce tassement augmente jusqu'à 11.42 mm sous la charge de 1.5  $Q_s$  et le tassement final après déchargement est de 7.89 mm.



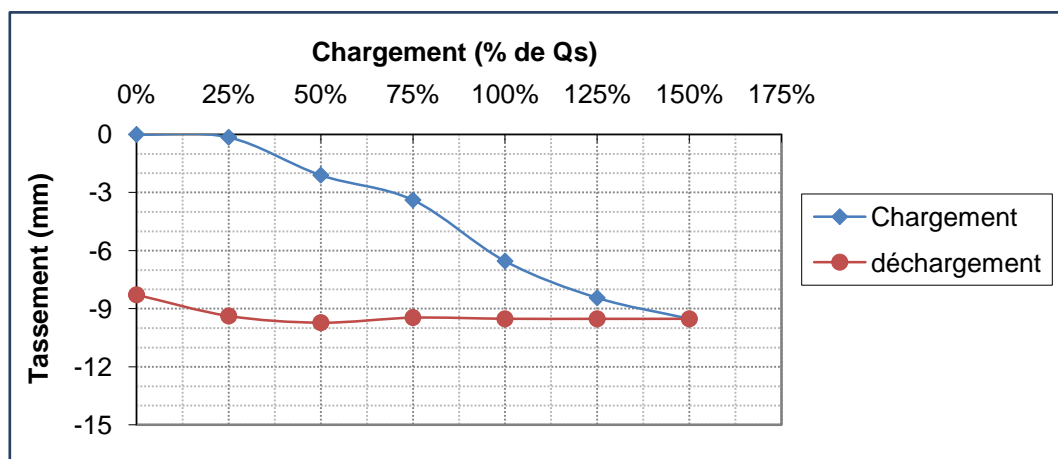
**Figure 7.5-** Essai de chargement sur la colonne S09-A41

Le tableau ci-dessous présente le tassement obtenu après l'exécution d'un essai de chargement sur la colonne 4242 de bâtiment S22.

Palier de charge [%]	Tassement moyen	
	Chargement [mm]	Déchargement [mm]
0%	0.00	-8.29
25%	-0.15	-9.38
50%	-2.10	-9.72
75%	-3.39	-9.47
100%	-6.54	-9.52
125%	-8.44	-9.53
150%	-9.52	-9.52

**Tableau 7.7-** Résultats de l'essai de chargement sur la colonne S22- 4242

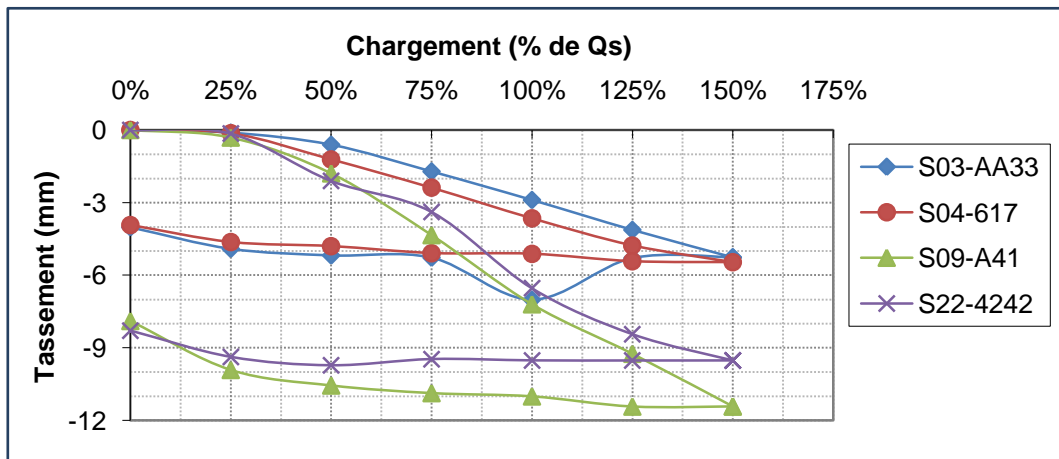
Le tassement obtenu sous la charge de service  $Q_s$  est de 6.54 mm, ce tassement augmente jusqu'à 9.52 mm sous la charge de 1.5  $Q_s$  et le tassement final après déchargement est de 8.29 mm.



**Figure 7.6-** Essai de chargement sur la colonne S22-4242

#### 7.5.1.4 Analyse des résultats des essais de chargement

La Figure 7.7 regroupe les courbes des essais de chargement présentés ci-dessus.



**Figure 7.7-** Courbes chargement/ tassement des essais de chargement

Ces courbes montrent deux types de résultats, un tassement d'environ 5 mm pour les colonnes AA33 et 617 et un autre dans les environs de 10 mm pour les colonnes A41 et 4242.

La plus grande valeur du tassement est enregistrée pour la colonne A41, cette valeur est due à la présence d'une couche d'argile dans la zone d'exécution des colonnes, cette couche a une valeur de résistance latérale très faible, aussi cette colonne est située en rive, donc elle n'est pas confinée sur son côté nord ce qui donne une augmentation des tassements dans la colonne.

La colonne 4242 donne une valeur de tassement proche de celle de la colonne A41, vu que ces colonnes sont situées dans le même endroit, avec des caractéristiques de sol identiques. C'est le même cas pour les colonnes AA33 et 617.

#### **7.5.1.5 Comparaison entre les tassements obtenus en phase de dimensionnement de projet et ceux qui sont obtenus en phase de contrôle « essai de chargement »**

Le dimensionnement des colonnes ballastées de projet de Hamma a été réalisé au sein de bureau d'étude de Keller en France par un logiciel basé sur la méthode analytique de Priebe (pour les colonnes AA33 et 617) et le logiciel PLAXIS (pour les colonnes A41 et 4242). Les tassements qui sont obtenus par l'étude sont regroupés avec ceux qui sont obtenus après le chargement des colonnes avec  $1.5 Q_s$  dans le tableau 7.8. Dans ce dimensionnement, il a été modélisé l'ensemble sol- colonnes- fondations et le tassement obtenu correspond d'une colonne ballastée au sein d'un groupe de colonnes.

Les tassements calculés sont beaucoup plus grands que ceux de la colonne isolée testée dans l'essai de chargement in-situ et cela à cause du phénomène de transfert de charge au sein de groupe de colonnes, ce qui équivaut à un effet de groupe sur le tassement de la colonne ballastée.

N° de la colonne	Tassement estimé [mm]	Tassement mesuré [mm]
S03-AA33	-35.23	-5.26
S04-617	-28.10	-5.46
S09-A41	-24.40	-11.42
S22-4242	-15.80	-9.52

**Tableau 7.8-** Tassement estimé et mesuré des colonnes ballastées

D'après les valeurs du Tableau 7.8, on déduit ce qui suit :

- Les valeurs de tassement mesurées en grandeur réelle sont toujours inférieures aux valeurs estimées dans la phase de l'étude du projet.

## 7.5.2 Essai de pénétromètre dynamique

### 7.5.2.1 Introduction

Le but de cet essai est de vérifier les caractéristiques mécaniques dans l'axe d'une colonne à partir de 1.0 m de profondeur. La résistance dynamique ( $R_d$ ) doit être au minimum 10 bars, une valeur qui a été fixée par les recommandations SOFFONS-COPREC. Le D.T.U 13.2 chapitre 8 fixe cette valeur à 15 bar.

### 7.5.2.2 Description de l'essai

L'essai de pénétromètre dynamique consiste à enfoncer dans le sol un train de tiges muni en tête d'une pointe conique, et ce par l'intermédiaire de coups donnés par un mouton de masse de 63.5 daN tombant d'une hauteur de 50 cm.

La mesure du nombre de coups (N) nécessaires pour enfoncer de 20 cm le train de tiges permet de déterminer la résistance de pointe dynamique  $R_d$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) définie par la formule de « Hollandais » comme suit :

$$R_d = \frac{M_m^2 \cdot H}{A \cdot e \cdot (M_m + P)} \quad (\text{kg}/\text{cm}^2) \quad (7.1)$$

Avec :

$M_m$  : masse du mouton de battage [kg]

$H$  : hauteur de chute du mouton = 50 [cm]

$A$  : section de la pointe = 5 [cm<sup>2</sup>]

$e$  : enfoncement par coup [cm]

$P$  : masse totale du train de tiges et de l'enclume [kg]

La pénétromètre se place sur l'axe de la colonne ballastée à tester, qui a été préalablement repérer.

Les profondeurs des sondages pourront varier en fonction des contraintes inhérentes à la réalisation de ce type d'essai dans un matériau de grande classe granulométrique (refus, déviation du train de tiges, etc...).

Pour atteindre notre objectif on étudie quatre essais de pénétromètre sont réalisés, les colonnes concernées sont :

La colonne 617 bâtiment S04, la colonne K33 bâtiment S03, la colonne G07 bâtiment S23 et la colonne 14 bâtiment S14.

**Tige de pénétromètre  
dynamique**

**Tête de la colonne  
ballastée**



**Figure 7.8-** Photo montrant l'essai de pénétromètre dynamique (Chantier de Hamma )

### 7.5.2.3 Résultats des essais

Les résultats des essais sont présentés dans le Tableau 7.9.

Profondeur (m)	Résistance dynamique (bars)			
	S04 - 617	S03 - K33	S23 - G7	S14 - 14
0,00	0	0	0	0
0,20	120	90	90	95
0,40	160	190	135	160
0,60	390	165	240	380
0,80	445	310	318	362
1,00	360	318	337	280
1,20	267	182	350	200
1,40	300	190	382	168
1,60	200	150	368	250
1,80	200	158	500	310
2,00	215	232	refus	500
2,20	170	222	-	refus
2,40	170	160	-	-
2,60	215	140	-	-
2,80	245	109	-	-
3,00	340	215	-	-
3,20	420	200	-	-
3,40	493	260	-	-
3,60	500	170	-	-
3,80	refus	258	-	-
4,00	-	263	-	-
4,20	-	188	-	-
4,40	-	250	-	-
4,60	-	330	-	-
4,80	-	400	-	-
5,00	-	refus	-	-

**Tableau 7.9-** Résultats des essais de pénétromètre dynamique

### 7.5.2.3.1 Interprétations des résultats

Les résultats des sondages au pénétromètre dynamique lourd présentés dans le Tableau 7.9 sont donnés sous forme de diagrammes indiquant :

- En abscisse, la résistance dynamique de pointe  $R_d$  (bar).
- En ordonnée, la profondeur correspondant (m).

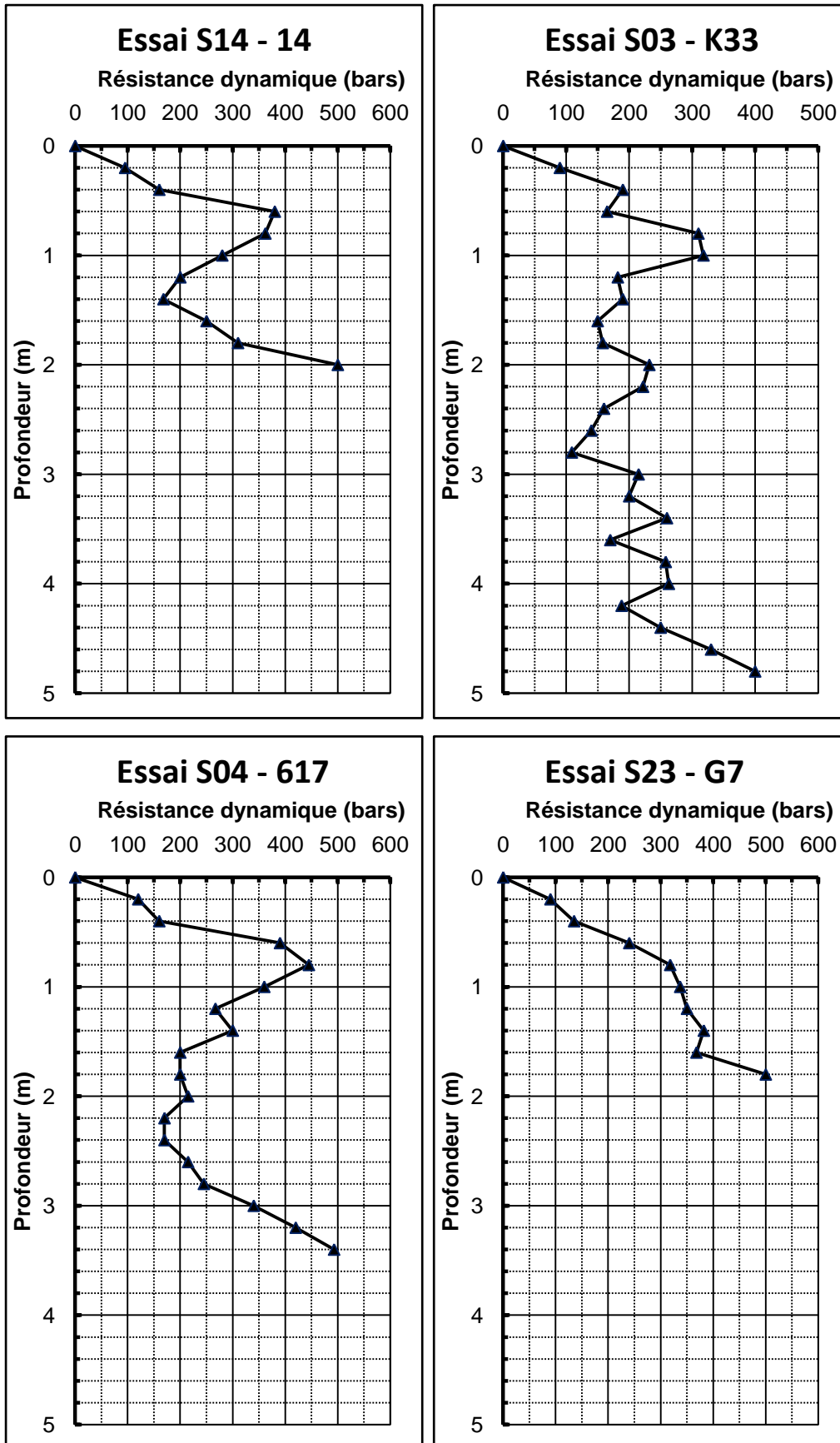


Figure 7.9- Graphes des résultats des essais de pénétromètre

Nous pouvons constater que, comme c'est souvent le cas dans ce type de travaux (le matériau granulaire de la colonne étant par définition beaucoup plus compact que le sol environnant), la tige du pénétromètre n'a pas pu descendre au-delà de 5.00 mètres. En effet, des refus sont observés sur l'intégralité des essais réalisés.

Les valeurs de résistance de pointe  $R_d$  obtenues au delà de 1 m de profondeur des colonnes (par la formule empirique des Hollandais) sont comprises en moyenne entre 10 et 50 MPa, ce qui est plus qu'acceptable, étant donné que les valeurs minimales requises selon le récent projet de recommandations SOFFONS-COPREC sont fixées à 10 MPa.

De plus, par expérience, ces valeurs vont augmenter dans le temps (après quelques semaines) après dissipation des pressions interstitielles générées lors du compactage et reconsolidation de la zone annulaire perturbée en périphérie des colonnes.

## 7.6 CONCLUSION

D'après les résultats obtenus par l'essai de chargement et l'essai au pénétromètre dynamique, on voit clairement que les colonnes ballastées répondent aux critères de réception de la norme D.T.U. 13.2. et aux recommandations du SOFFONS-COPREC. Les objectifs recherchés par ce projet de traitement de sol, sont atteints.

Les résultats obtenus par ces essais de contrôle valident l'utilisation de la méthode analytique de Priebe et la méthode numérique (MEF), pour le dimensionnement des colonnes ballastées.

# CHAPITRE 8

## ETUDE NUMERIQUE

---

### 8.1 ETABLISSEMENT D'UN MODELE DE CALCUL DE REFERENCE

#### 8.1.1 Introduction

La simulation numérique est un outil puissant pour analyser le comportement de l'ouvrage physique modélisé dans diverses conditions. La modélisation numérique permet notamment de faire varier les propriétés du matelas, du sol et de la colonne ballastée.

Dans cette partie on va établir des modèles géométriques pour faire une étude détaillée sur le comportement des colonnes ballastées en fonction des différents paramètres.

#### 8.1.2 Caractéristiques de sol

Les caractéristiques de sol sont définies à partir des études de sol réalisées par le laboratoire L.C.T.P et le laboratoire HAMZA INTERNATIONAL.

#### 8.1.3 Hypothèse et géométrie

##### 8.1.3.1 Hypothèse de calcul

1. La loi de comportement de Mohr-Coulomb est utilisée pour tous les matériaux.
2. La contrainte initiale verticale due à la charge de gravité est considérée dans l'analyse.
3. La contrainte due à l'installation de la colonne ballastée n'est pas considérée, elle dépend de la méthode de construction.

##### 8.1.3.2 Géométrie du modèle

###### 8.1.3.2.1 Hypothèses

Pour atteindre les objectifs cités ci-dessus, on utilisera deux modèles géométriques différents, le premier présente la modélisation en déformations axisymétriques d'une cellule élémentaire et le deuxième présente la modélisation d'un groupe de colonnes ballastées en déformations planes.

Les 192 colonnes ballastées exécutées au niveau de bâtiment S 22 ont les caractéristiques suivantes:

- Un diamètre théorique de la colonne égal à 0.80 m.

- Une longueur de la colonne de 8.00 m.
- Un maillage rectangulaire de dimensions 2.33 x 2.07 m.

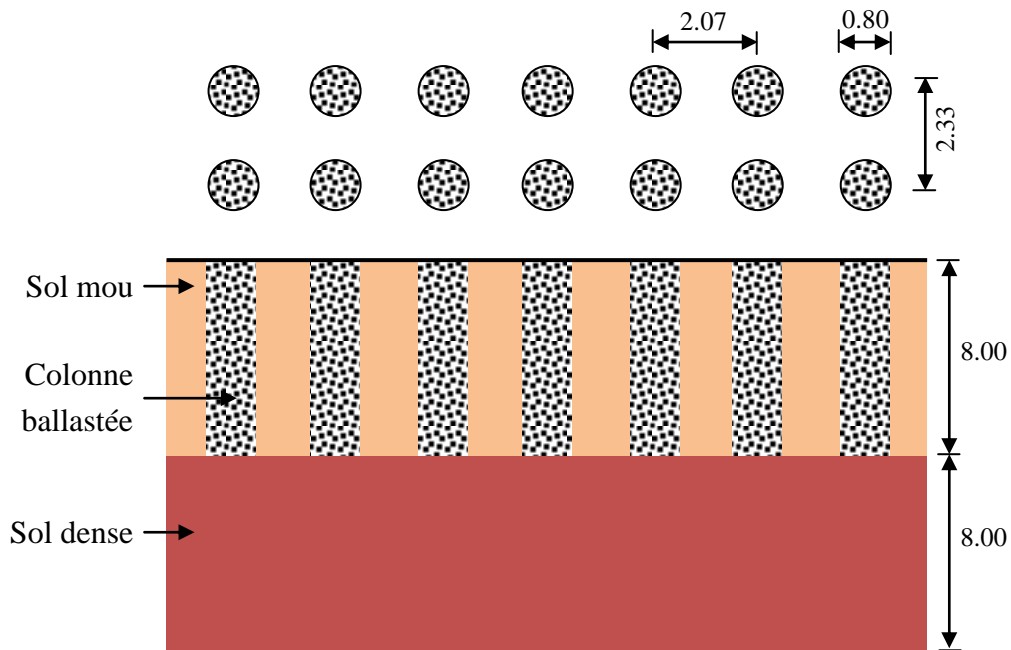
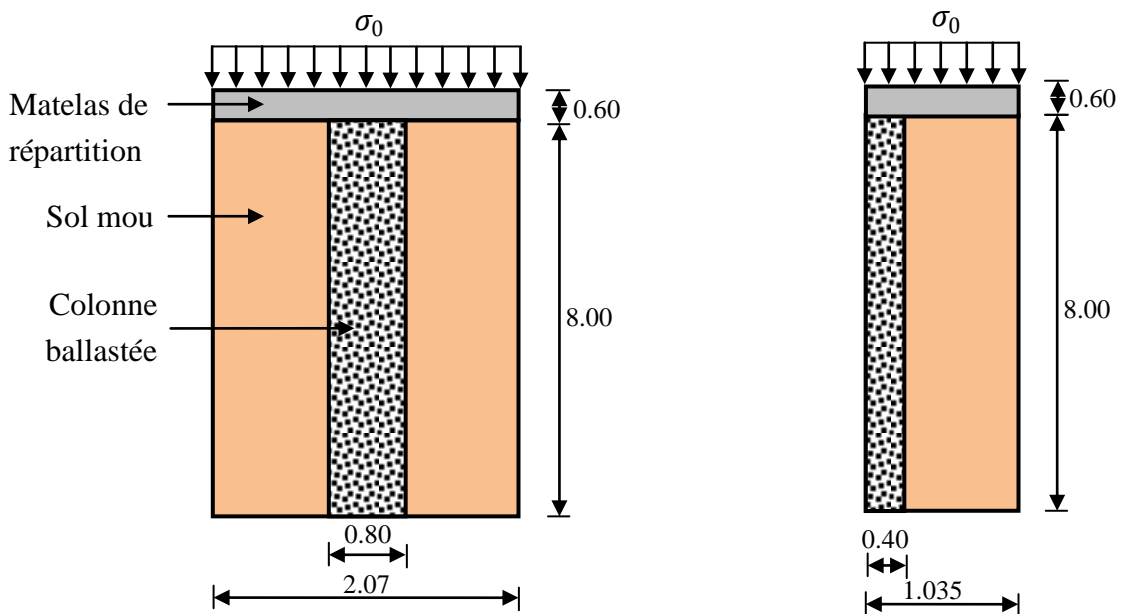


Figure 8.1- Présentation de 14 colonnes au niveau du bâtiment S 22

8.1.3.2 Modélisation d’une colonne ballastée isolée en déformation axisymétrique

Le modèle de la cellule élémentaire est largement utilisé pour étudier le comportement des colonnes ballastées, notre modèle est constitué d’un matelas granulaire de 0.60 m, une colonne ballastée de 8.00 m de longueur et 0.80 m de diamètre placée dans un remblai hétérogène de 8.00 m d’épaisseur.



a- Modèle réel d’une cellule élémentaire

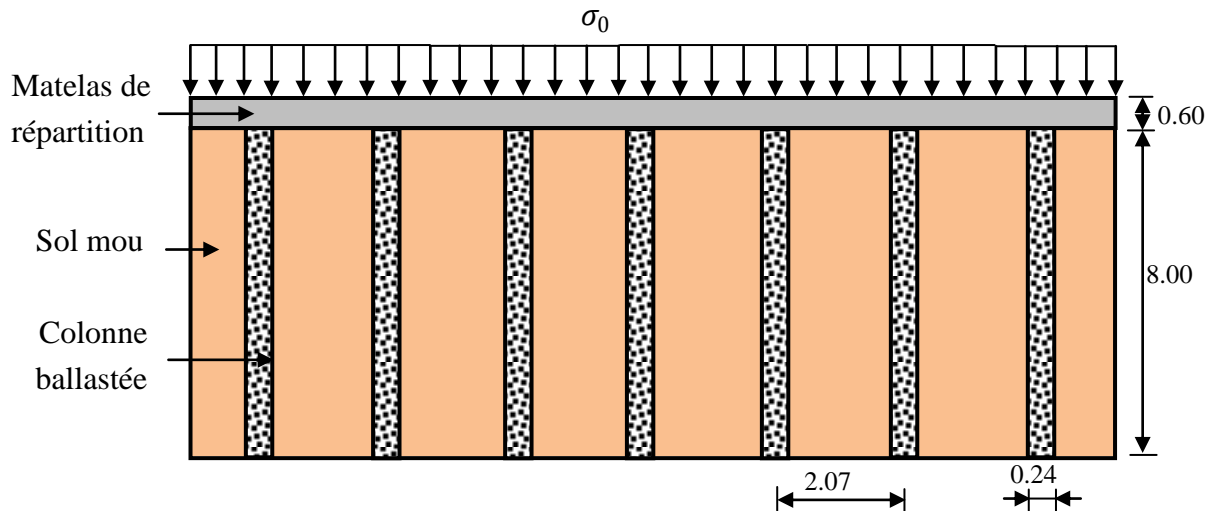
b- Modèle axisymétrique d’une cellule élémentaire

Figure 8.2- Modélisation d’une cellule élémentaire en déformation axisymétrique

### 8.1.3.2.3 Modélisation d'un groupe de colonnes ballastées en déformations planes

Ce modèle est utilisé par Van Impe (1983) et Dhouib (1998) pour modéliser un réseau de colonnes ballastées en déformations planes.

Notre modèle a une forme rectangulaire de 14.49 m de longueur et 8.60 m de hauteur, il est constitué de 7 colonnes ballastées de 8.00 m de longueur et 0.24 m de diamètre, ces colonnes sont exécutées dans un remblai hétérogène de 8.00 m d'épaisseur, le tout repose sur un sol compact (Figure 8.3). Un matelas granulaire de 0.60 m sera construit pour répartir les contraintes verticales sur les têtes de colonnes ballastées.



**Figure 8.3-** Modélisation d'un groupe de colonnes ballastées en déformation plane

### 8.1.4 Propriétés des matériaux

Les propriétés de remblai et de ballast utilisés dans la modélisation par PLAXIS sont données dans le tableau ci-dessous :

Paramètres	Nom	Remblai	Ballast	Sable	Unité
Modèle type	Model	MC*	MC*	MC*	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	Drainé	-
Poids volumique sec	$\gamma_{dry}$	12	12	20	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique humide	$\gamma_{wet}$	19	18	17	kN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_{ref}$	20000	100000	50000	kN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\nu$	0.33	0.33	0.33	-
Cohésion	$C_{ref}$	15	0	7	kN/m <sup>3</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	15	40	32	°
Angle de dilatation	$\psi$	0	10	2	°
Epaisseur ou longueur		8	8	0.60	m

MC\* : modèle de Mohr-Coulomb

**Tableau 8.1-** Propriétés des matériaux

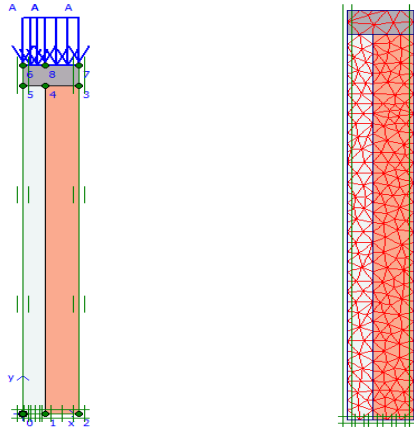
## 8.1.5 Modélisation par PLAXIS

### 8.1.5.1 Colonne ballastée isolée

Les étapes d'analyse d'un comportement d'une colonne ballastée isolée, de la modélisation géométrique jusqu'à la procédure de calcul sont présentés dans ce qui suit.

#### 8.1.5.1.1 Conditions aux limites

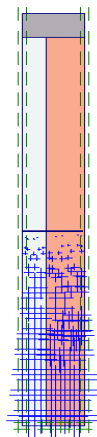
On choisit des conditions aux limites par défaut, déplacements libres sur les deux côtés verticaux et bloqués au fond.



**Figure 8.4-** Discretisation par éléments finis d'une colonne isolée

#### 8.1.5.1.2 Conditions hydrauliques

Le poids volumique de l'eau est de  $10 \text{ kN/m}^3$ . Les conditions hydrauliques initiales sont générées sur la base d'une nappe phréatique située à  $-4.00 \text{ m}$ .

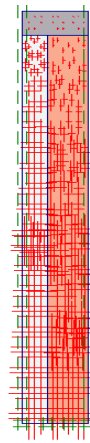


**Figure 8.5-** Génération des pressions interstitielles initiales pour une colonne isolée

#### 8.1.5.1.3 Conditions initiales

pour générer le champ de contraintes initiales dû au poids des terres PLAXIS propose une valeur de  $K_0$  par défaut basée, sur la formule de Jaky :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (8.1)$$

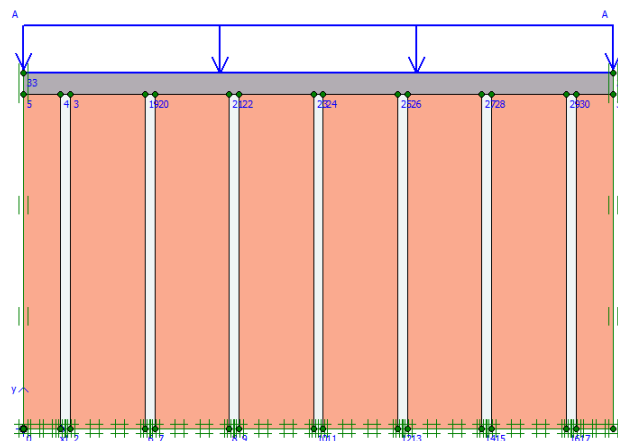


**Figure 8.6-** Génération des conditions initiales pour une colonne ballastée isolée

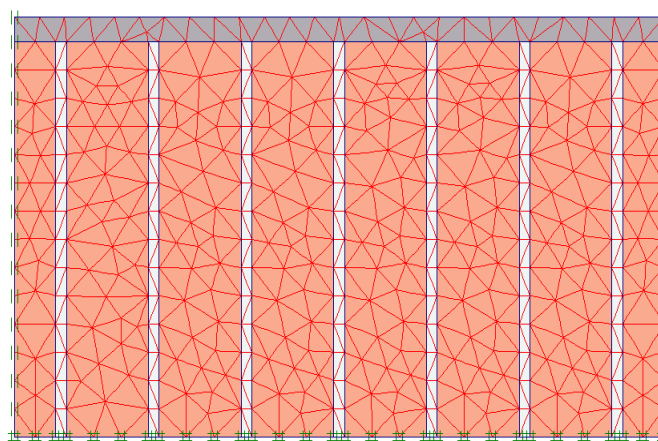
### 8.1.5.2 Groupe de colonnes ballastées

Dans cette partie on présentera les étapes de la modélisation d'un groupe de colonnes ballastées par le logiciel PLAXIS.

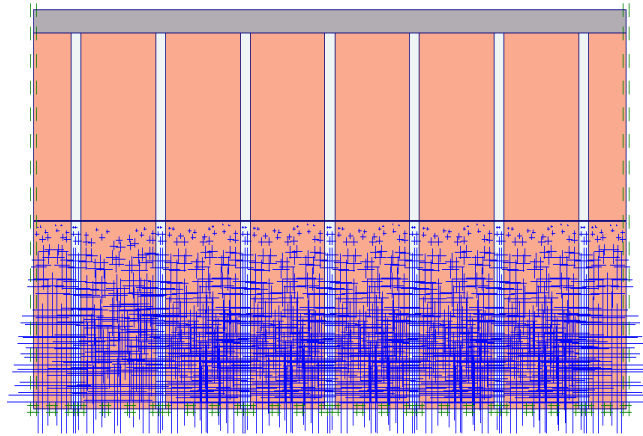
Les conditions aux limites et les conditions initiales sont les mêmes que celles qui sont utilisées pour la modélisation d'une colonne ballastée isolée.



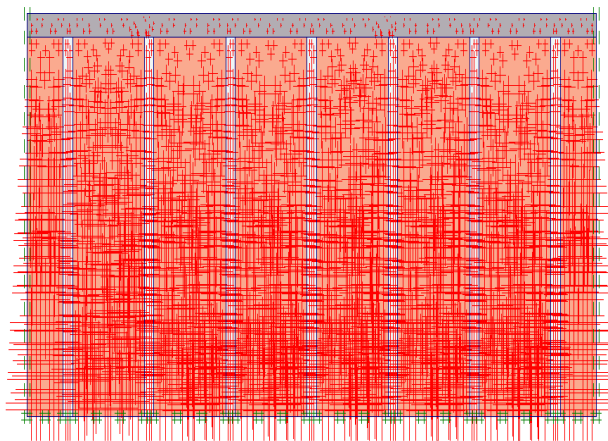
**Figure 8.7-** Modélisation d'un groupe de colonnes ballastées par PLAXIS



**Figure 8.8-** Discrétisation d'un groupe de colonnes ballastées par éléments finis



**Figure 8.9-** Génération des pressions interstitielles initiales pour un groupe de colonnes ballastées



**Figure 8.10-** Génération des contraintes initiales pour un groupe de colonnes ballastées

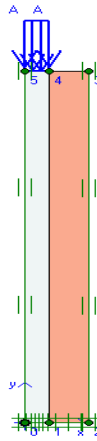
### 8.1.6 Procédure de calcul

Après la génération des conditions initiales, le programme de calcul sera lancé.

Dans la procédure de calcul, on applique simultanément le poids des terres dans le massif et une charge extérieure appliquée sur le sol.

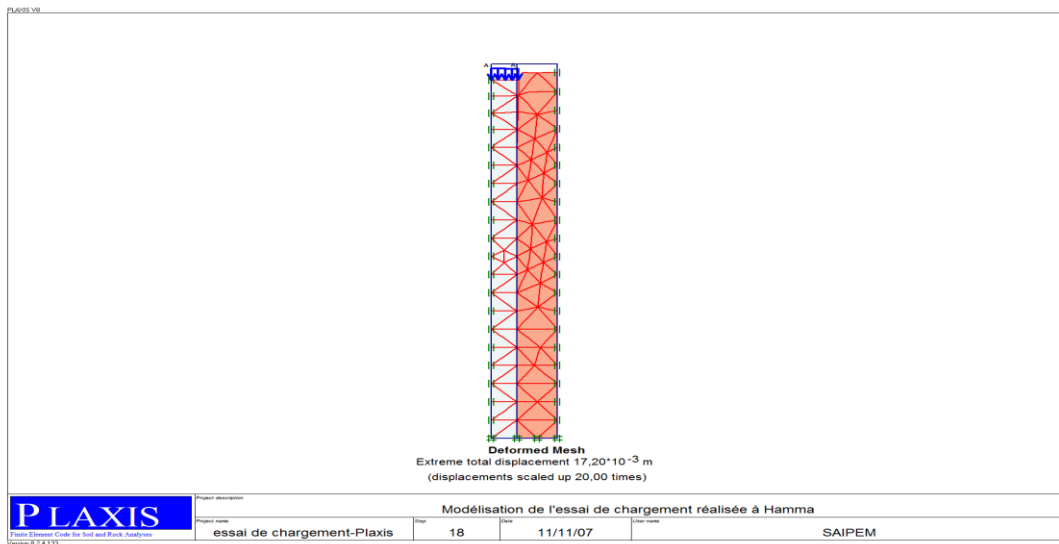
## 8.2 MODELISATION D'UN ESSAI DE CHARGEMENT SUR COLONNE BALLASTEE

L'objectif de ce calcul est de faire une étude comparative entre les tassements d'une colonne ballastée isolée simulée par PLAXIS et ceux sont obtenus par le chargement d'une colonne ballastée dans le cadre de réalisation des essais de contrôle pour le projet de Hamma water à Alger. Une charge de  $409 \text{ kN/m}^2$  sera appliquée en tête de la colonne.

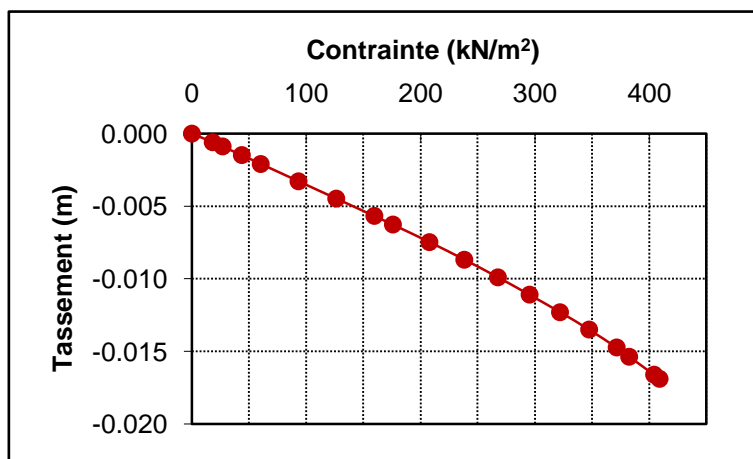


**Figure 8.11-** Modélisation de l'essai de chargement par PLAXIS

La Figure 8.12 montre le maillage déformé d'une cellule élémentaire partiellement chargé en tête.



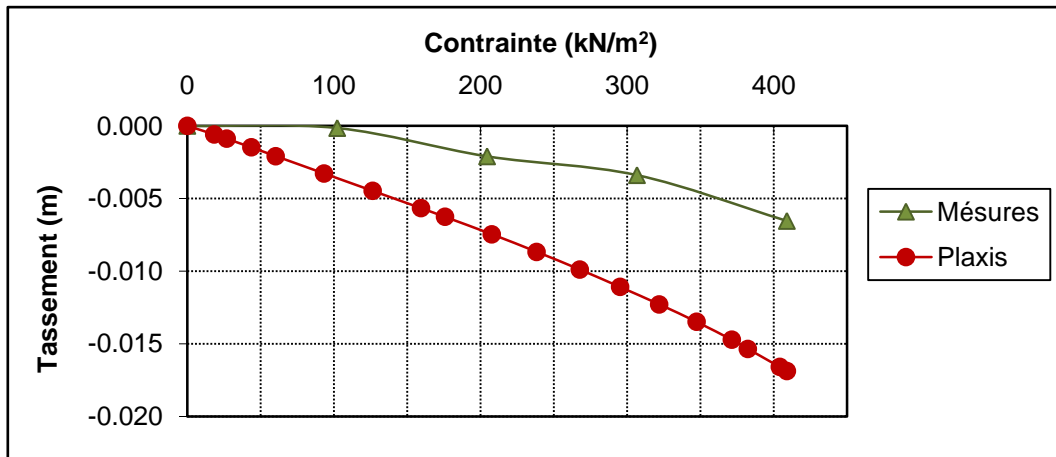
**Figure 8.12-** Maillage déformé d'une colonne ballastée isolée chargée en tête par 409 kN/m<sup>2</sup>



**Figure 8.13-** Tassement d'une colonne ballastée isolée sous une contrainte verticale axiale

La Figure 8.13 montre le tassement d'une colonne ballastée sous une contrainte verticale axiale.

Les valeurs de tassements obtenus par logiciel PLAXIS ainsi que ceux qui sont mesurés in situ sur une colonne ballastée chargée en tête sont illustrés sur la Figure 8.14.



**Figure 8.14-** Comparaison entre le tassement réel et le tassement simulé par PLAXIS

D'après les résultats présentés dans la Figure 8.14, on déduit :

- L'essai de chargement in situ donne un tassement maximum de 6.54 mm pour une charge de 409 kN/m<sup>2</sup>.
- L'analyse de l'essai de chargement par le logiciel PLAXIS donne un tassement maximum de 16.9 mm sous la même charge.
- La différence remarquable de tassement obtenu par l'essai in-situ et la simulation de cet essai par PLAXIS réside dans le choix des caractéristiques mécaniques du sol et de la colonne ainsi que la loi de comportement approximative de Mohr-coulomb utilisée par PLAXIS.
- Le logiciel PLAXIS est un moyen adapté pour l'étude de comportement des colonnes ballastées.

### 8.3 ETUDE DE ROLE DE TRAITEMENT DE SOL PAR COLONNES BALLASTÉES

Cette analyse a pour objectif de définir le rôle et l'intérêt de traitement de sol par colonnes ballastées, pour atteindre cet objectif on va estimer les tassements dans le remblai hétérogène sans et avec les colonnes ballastées. Les caractéristiques de ce sol sont données dans le Tableau 7.1.

La Figure 8.15 donne la déformée de maillage obtenue par le logiciel PLAXIS par un sol non traité.

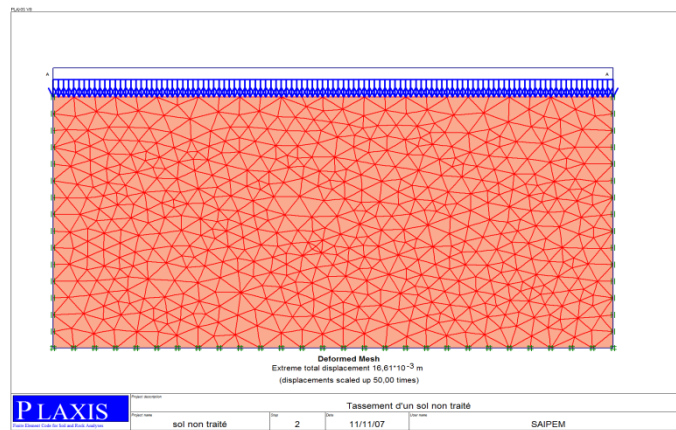


Figure 8.15- Maillage déformé de sol non traité

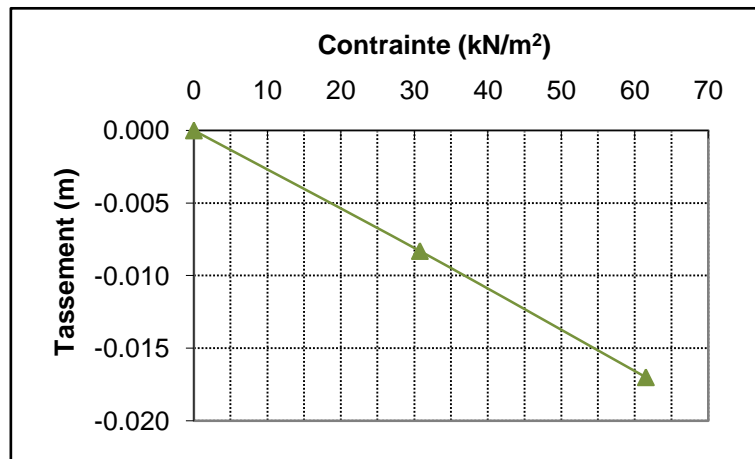


Figure 8.16- Tassement d'un sol non traité sous une charge de 61,5 kN/m<sup>2</sup>

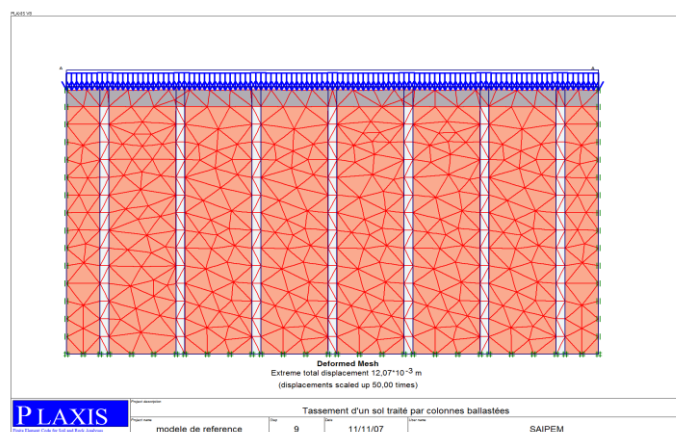
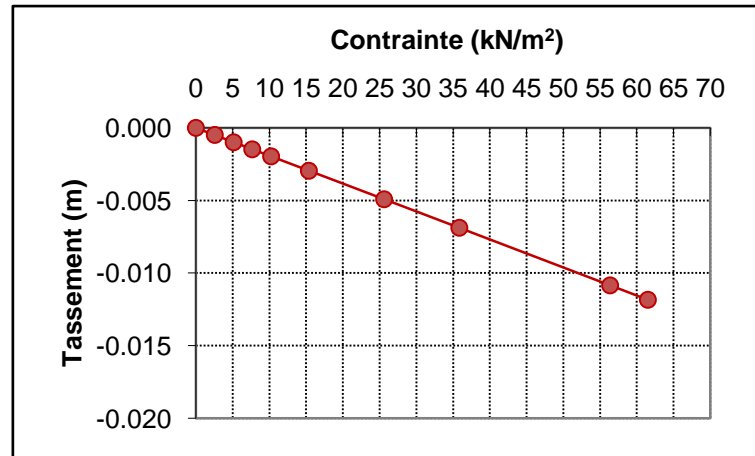
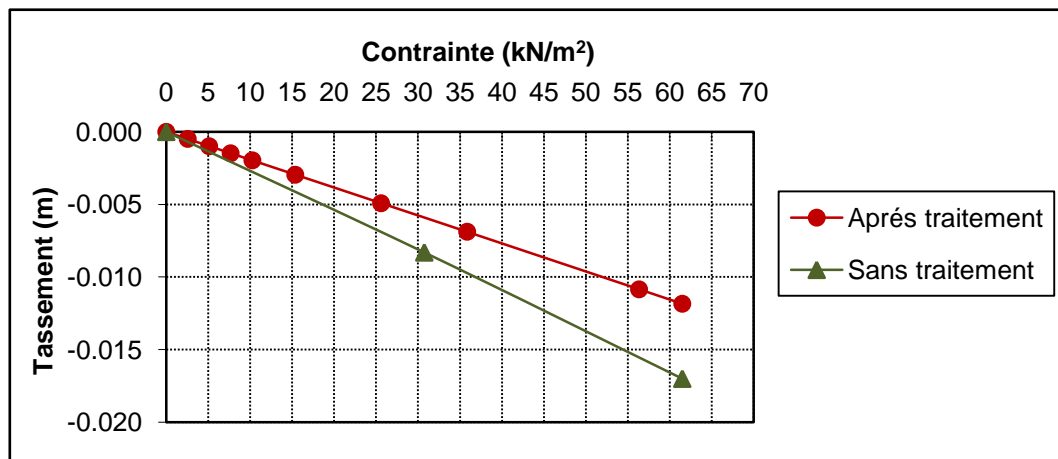


Figure 8.17- Déformé d'un sol traité par colonnes ballastées sous une contrainte verticale de 61.5 kN/m<sup>2</sup>



**Figure 8.18-** Tassement d'un sol traité sous une contrainte verticale de 61.5 kN/m<sup>3</sup>



**Figure 8.19-** Tassement de sol avant et après le traitement

L'examen des courbes de la Figure 8.19 nous conduit à noter les points suivants :

- Le tassement avant le traitement du sol par colonnes ballastées sous une charge verticale de 61.5 kPa est de 17 mm.
- Le tassement estimé sous la même charge après le traitement de sol est de 12 mm.
- Un facteur de réduction de tassement de 1,5 est obtenu après l'exécution des colonnes ballastées, ce facteur montre le rôle important des colonnes ballastées dans l'amélioration des sols mous.

### 8.3.1 Conclusion

Le logiciel PLAXIS avec son modèle de comportement de Mohr-coulomb est adapté pour l'analyse de comportement des colonnes ballastées.

La technique de traitement de sol par colonnes ballastées est une bonne technique pour le traitement des sols mous. Dans notre cas, un rapport de réduction de tassement de 1.5 est obtenu.

## 8.4 ETUDE PARAMETRIQUE

Dans cette partie on va étudier l'influence des paramètres géotechniques et géométriques de matelas de répartition, de colonne ballastée et de sol sur le comportement d'un sol traité par colonnes ballastées.

Des simulations seront faites pour étudier :

- L'influence de paramètres géotechniques  $E$ ,  $c$ ,  $\varphi$ ,  $\nu$  de matelas de répartition, de colonne ballastées et de sol.
- L'influence de l'épaisseur du matelas de répartition.
- L'influence du diamètre de la colonne ballastée.
- L'influence de la distance entre axes des colonnes.
- L'influence de la longueur de la colonne.
- Le tassement en fonction de la profondeur.
- L'influence de l'espacement entre colonnes sur la capacité portante de la colonne ballastée.
- L'influence de type d'éléments sur les résultats de calcul.

L'objectif recherché de cette étude est de définir la sensibilité des paramètres intervenants dans le dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées et de mieux comprendre le comportement de la colonne ballastée.

Pour l'étude de l'influence de paramètres géotechniques de matelas, de la colonne et du sol, les caractéristiques présentées dans le Tableau 8.1 restent les mêmes sauf le module de rigidité du remblai qui va prendre une valeur de  $1500 \text{ kN/m}^2$

### 8.4.1 Influence de paramètres géotechniques du matelas de répartition

Le matelas de répartition est construit de sable avec une rigidité plus grande que celle du sol non traité.

Le comportement de sol du matelas est simulé par le modèle de comportement de Mohr-Coulomb, l'influence de quelques paramètres de ce modèle sur le tassement de sol traité et le report de charge verticale en tête de colonne sera étudiée, les paramètres ci-dessous sont concernés :

- Module de la rigidité  $E$ .
- Angles de frottement  $\varphi$ .
- La cohésion  $c$ .
- Coefficient du poisson  $\nu$ .

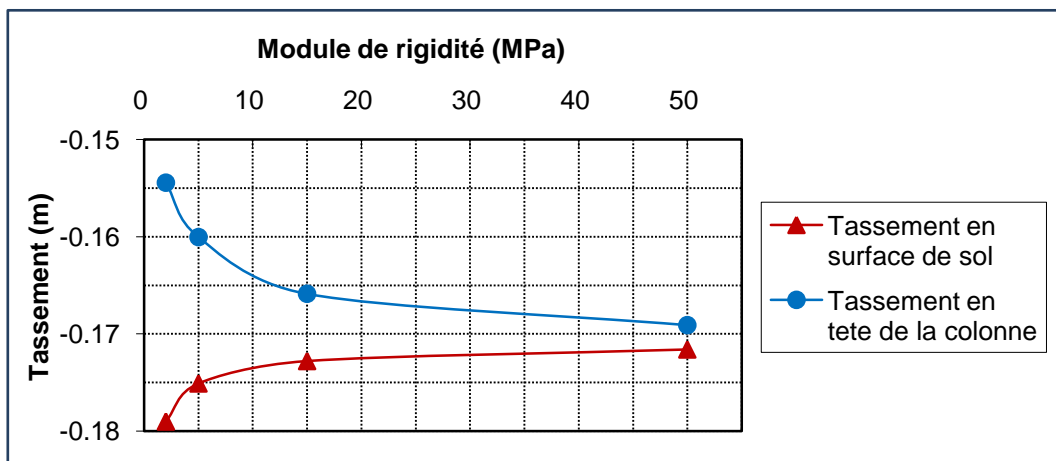
### 8.4.1.1 Influence de module de rigidité

Pour étudier l'influence du module de rigidité du matelas de répartition sur le tassement et le report de la charge verticale, nous avons fait le calcul pour chacune des valeurs suivantes de  $E$  :

- $E = 2$  MPa
- $E = 5$  MPa
- $E = 15$  MPa
- $E = 50$  MPa

#### 8.4.1.1.1 Influence sur le tassement

La Figure 8.20 fournit les tassements en surface de sol et en tête de colonne correspondant aux quatre valeurs du module de rigidité.

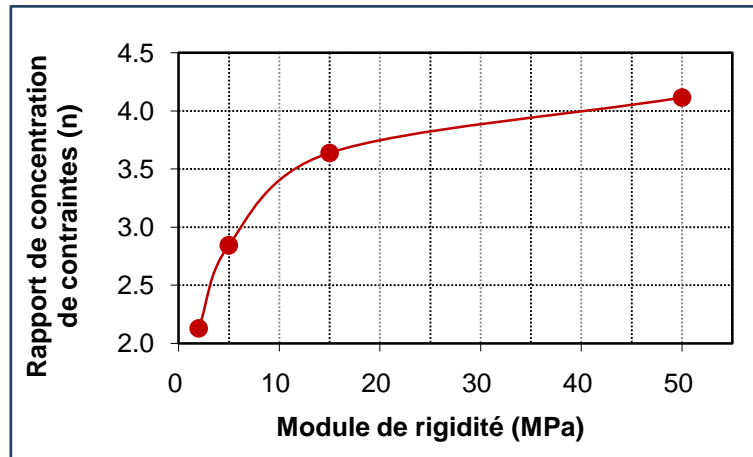


**Figure 8.20-** Tassement de sol traité en fonction du module de rigidité de la colonne ballastée

Trois constatations s'imposent :

- Plus le module de rigidité est grand, plus le tassement en surface de sol diminue, la diminution est de 5% pour un module de rigidité de 50 MPa par rapport à un module de 2 MPa.
- Plus le module de rigidité augmente, plus le tassement en tête de colonne augmente, l'augmentation est de 10% pour un module de rigidité de 50 MPa par rapport à un module de 2 MPa.
- Pour des grandes valeurs du module de rigidité, les tassements sont homogènes en surface de sol traité.

### 8.4.1.1.2 Influence sur le report de charge



**Figure 8.21-** Influence de module de rigidité sur le report de charge

La Figure 8.21 montre l'évolution de rapport de concentration de contraintes en fonction du module de rigidité du matelas, on remarque que, plus le module de rigidité du matelas augmente plus le rapport de concentration de contraintes augmente. Pour un module de rigidité de 50 MPa, on a une augmentation de rapport de concentration de contrainte de 93% par rapport un module de rigidité de 2 MPa.

### 8.4.1.1.3 Conclusion sur l'influence du module de rigidité

Le module de rigidité du matelas de répartition a une influence majeure sur la réduction et l'homogénéisation des tassements en surface du sol traité et le report de la charge verticale en tête de la colonne ballastée.

### 8.4.1.2 Influence de l'angle de frottement

Pour étudier l'influence de l'angle de frottement du matelas de répartition, des simulations sont faites pour les valeurs suivantes :

- $\varphi=10^\circ$
- $\varphi=20^\circ$
- $\varphi=30^\circ$
- $\varphi=40^\circ$
- $\varphi=50^\circ$

8.4.1.2.1 Influence sur le tassement

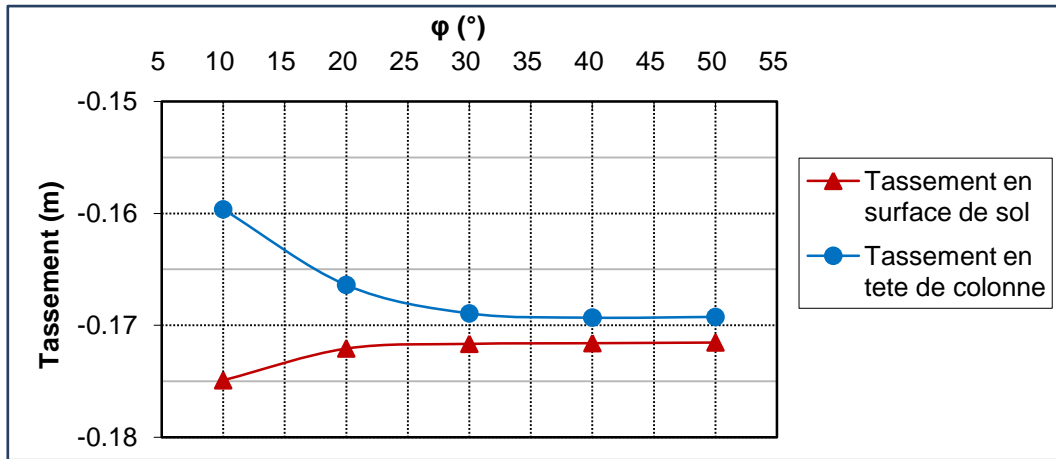


Figure 8.22- Influence de l'angle de frottement sur le tassement de sol traité

L'analyse des graphes de la Figure 8.22 nous montre :

Que le tassement en surface du sol diminue lorsque l'angle de frottement du matelas augmente. On a un tassement égal à 17.5 cm pour une valeur de phi égale à 10°, ce tassement sera diminué et stabilisé à une valeur de 17.2 cm pour les valeurs de phi supérieures à 20°, soit une réduction de 2%.

Plus la valeur de l'angle de frottement du matelas augmente plus la valeur du tassement en tête de colonne augmente. Pour une valeur de l'angle de frottement phi égale à 10°, On a un tassement de 16 cm. Le valeur de tassement est constante et égale à 16.9 cm pour des valeurs de phi supérieures ou égale à 30°.

8.4.1.2.2 Influence sur le report de charge

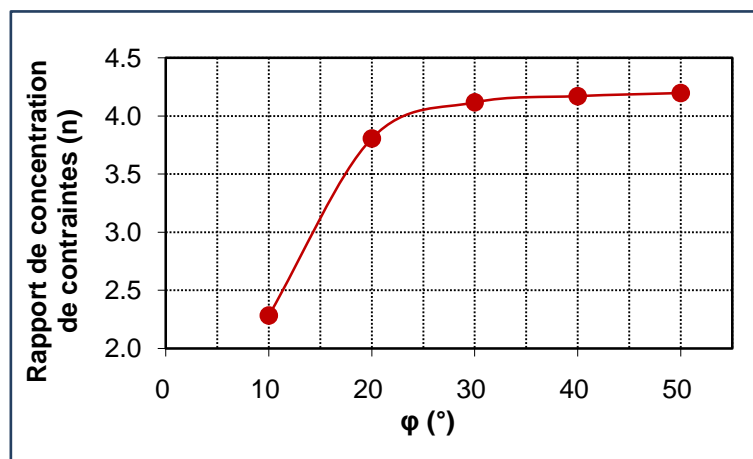


Figure 8.23- Influence de l'angle de frottement sur le report de charge

La figure ci-dessus montre l'évolution de coefficient de concentration de contraintes verticales en tête de colonne ballastée, à partir de cette figure on remarque que plus la valeur de l'angle de frottement augmente, plus le report de la charge en tête de colonne augmente.

Pour une valeur de  $\varphi$  égale à  $30^\circ$ , on a une augmentation du rapport de concentration de contrainte de 80% par rapport à une valeur de  $\varphi$  égale à  $10^\circ$ . Pour une valeur de  $\varphi$  égale à  $50^\circ$  on a une augmentation de rapport de concentration de contrainte de 2% par rapport à une valeur de  $\varphi$  égale à  $30^\circ$ .

#### 8.4.1.2.3 Conclusion sur l'influence de l'angle de frottement

Quelque soit la valeur de  $\varphi$ , son influence sur les tassements en surface du sol reste faible, en tête de colonne son influence passe de faible à très faible pour des grandes valeurs.

L'angle de frottement  $\varphi$  a une influence importante sur le report de la charge verticale pour des valeurs inférieures à  $30^\circ$ .

#### 8.4.1.3 Influence de la cohésion

Pour étudier l'influence de la cohésion du matelas de répartition sur le tassement du sol traité et le report de la charge verticale sur la tête de la colonne ballastée, on a fait des simulations avec les valeurs suivantes :

- $C=0 \text{ kN/m}^2$
- $C=3 \text{ kN/m}^2$
- $C=7 \text{ kN/m}^2$
- $C=9 \text{ kN/m}^2$

##### 8.4.1.3.1 Influence sur le tassement

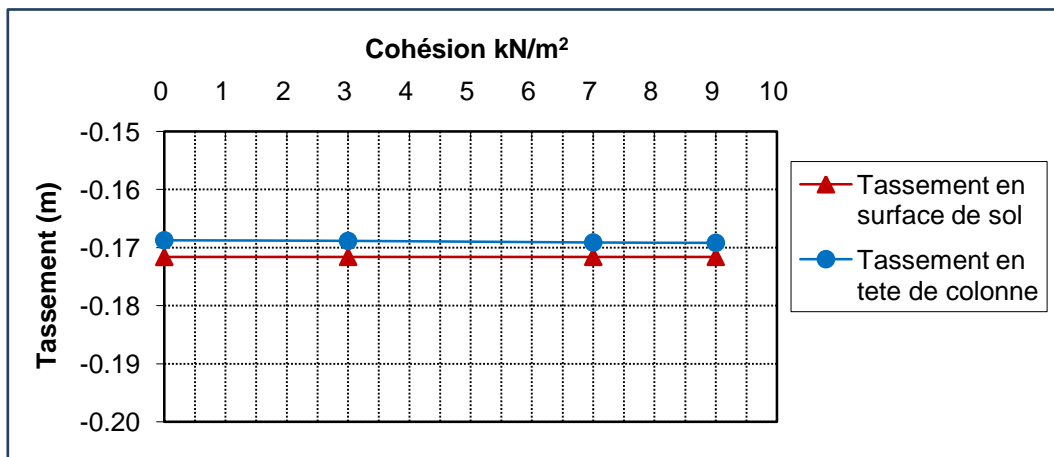
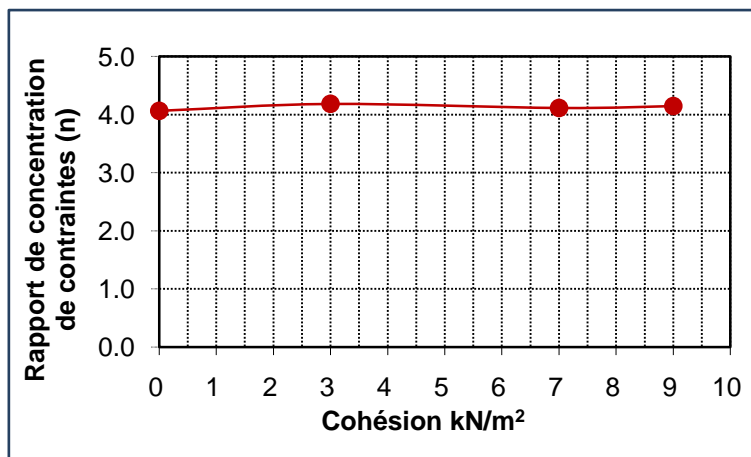


Figure 8.24- Influence de la cohésion sur le tassement de sol traité

La figure ci-dessus montre que le tassement en surface de sol et en tête de colonne ballastée reste constant, quelque soit la valeur de la cohésion du matelas de répartition, on a une valeur de 17,2 cm en surface du sol et 16,9 cm en tête de colonne.

### 8.4.1.3.2 Influence sur le report de charge



**Figure 8.25-** Influence de la cohésion sur le report de charge

La Figure 8.25 présente l'évolution du rapport de concentration de contraintes en fonction de la cohésion de matelas de répartition, sur cette figure on remarque une petite variation de 2% du rapport de concentration de contraintes, cette variation est obtenue entre une valeur minimale de la cohésion égale à 0 kN/m<sup>2</sup> et une valeur maximale de 9 kN/m<sup>2</sup>.

### 8.4.1.3.3 Conclusion sur l'influence de la cohésion

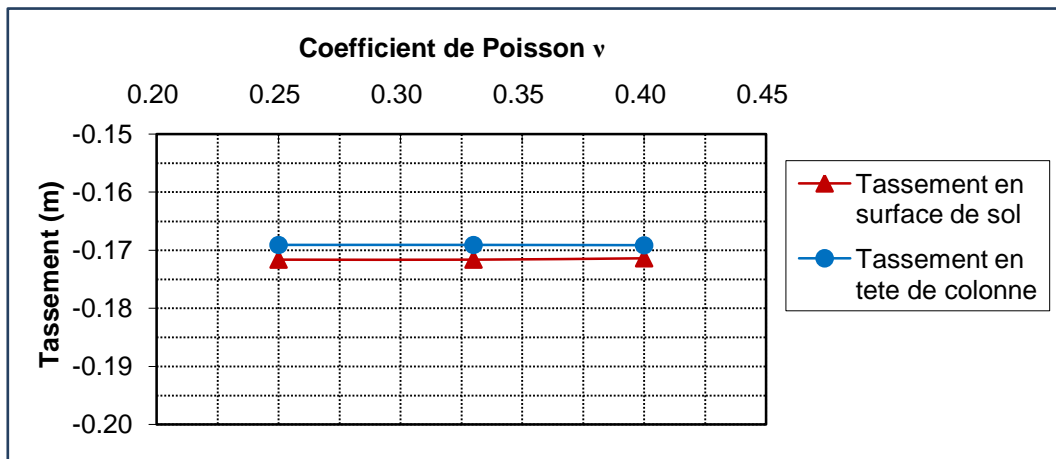
Cette analyse nous montre que la cohésion du matelas de répartition n'a aucune influence sur le tassement en surface de sol traité et sur le report de la charge verticale en tête de la colonne ballastée.

### 8.4.1.4 Influence du coefficient de poisson

Des simulations sont faites pour étudier l'influence du coefficient de Poisson du matelas de répartition sur le tassement en surface du sol traité et le report de la charge verticale sur la tête de la colonne ballastée, les valeurs suivantes sont utilisées :

- $\nu = 25$
- $\nu = 33$
- $\nu = 40$

#### 8.4.1.4.1 Influence sur le tassement



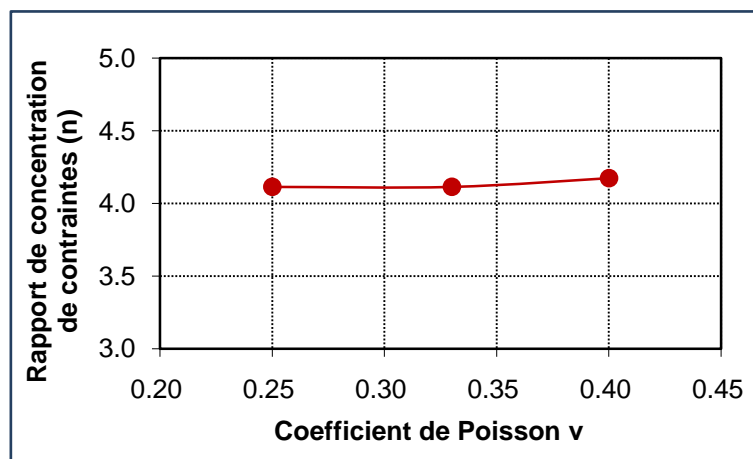
**Figure 8.26-** Influence de coefficient de Poisson sur le tassement

La figure ci-dessus montre que le tassement en surface de sol et en tête de colonne reste constant quelque soit la valeur de  $\nu$ .

Un tassement égal à 17 cm est enregistré en surface de sol et 16.9 cm en tête de la colonne ballastée.

#### 8.4.1.4.2 Influence sur le report de charge

Les résultats concernant les trois calculs sont présentés ci-après (Figure 8.27).



**Figure 8.27-** Influence de coefficient de Poisson sur le report de charge

Nous remarquons que le rapport de concentration de contraintes en tête de colonne reste constant pour 0.25 et 0.33 de coefficient de Poisson, par rapport à ces valeurs on a une augmentation de coefficient de concentration de contraintes égale à 1% pour une valeur de coefficient de poisson égale à 0.40.

### 8.4.1.4.3 Conclusion sur l'influence de coefficient de Poisson

Les résultats précédents nous montrent que le coefficient de Poisson du matelas de répartition n'a aucune influence sur le tassement du sol traité et sur le report de la charge verticale en tête de la colonne ballastée.

## 8.4.2 Influence de paramètres géotechniques de la colonne ballastée

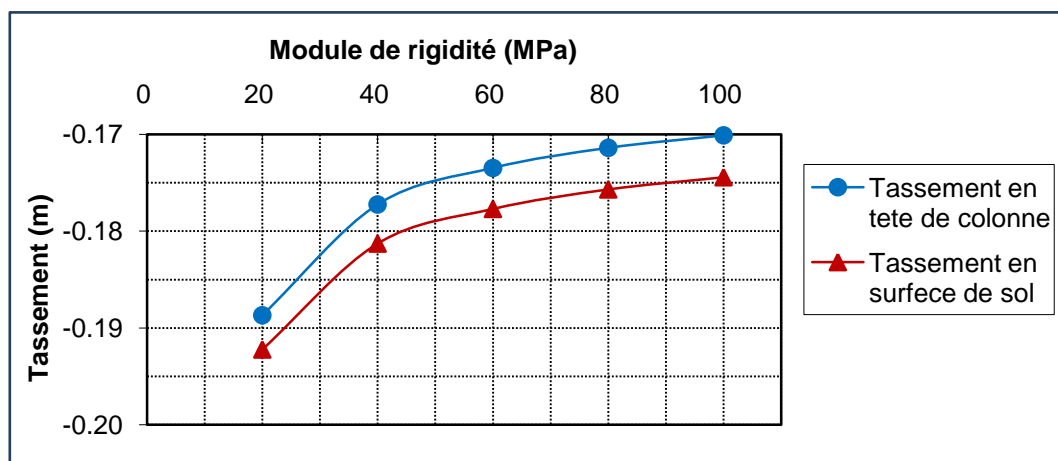
### 8.4.2.1 Influence du module de rigidité

Pour étudier l'influence du module de rigidité sur la réduction de tassement en surface de sol traité et le report de la charge en tête de la colonne, on a fait des simulations avec les valeurs suivantes :

- $E = 20$  MPa
- $E = 40$  MPa
- $E = 60$  MPa
- $E = 80$  MPa
- $E = 100$  MPa

#### 8.4.2.1.1 Influence sur le tassement

La Figure 8.28 montre l'évolution des tassements en surface de sol traité en fonction du module de rigidité.



**Figure 8.28-** Influence de module de rigidité sur le tassement de sol traité

On remarque que les tassements en surface du sol et en tête de colonne diminuent lorsque le module de la rigidité augmente, pour une valeur de 100 MPa, on a une diminution de tassement de 10 % par rapport à une valeur de 20 MPa.

### 8.4.2.1.2 Influence sur le report de charge

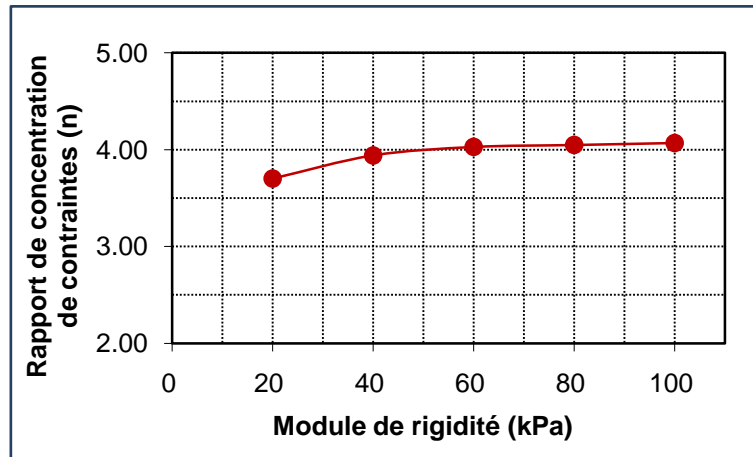


Figure 8.29- Influence de module de rigidité sur le report de charge

On remarque sur la Figure 8.29 que le coefficient de concentration de contrainte augmente, lorsque le module de rigidité augmente, mais cette augmentation est faible à partir d'une valeur supérieure à 60 MPa.

### 8.4.2.1.3 Conclusion sur l'influence du module de rigidité

L'analyse précédente montre que le module de rigidité de la colonne a une influence importante sur la réduction des tassements d'un sol traité.

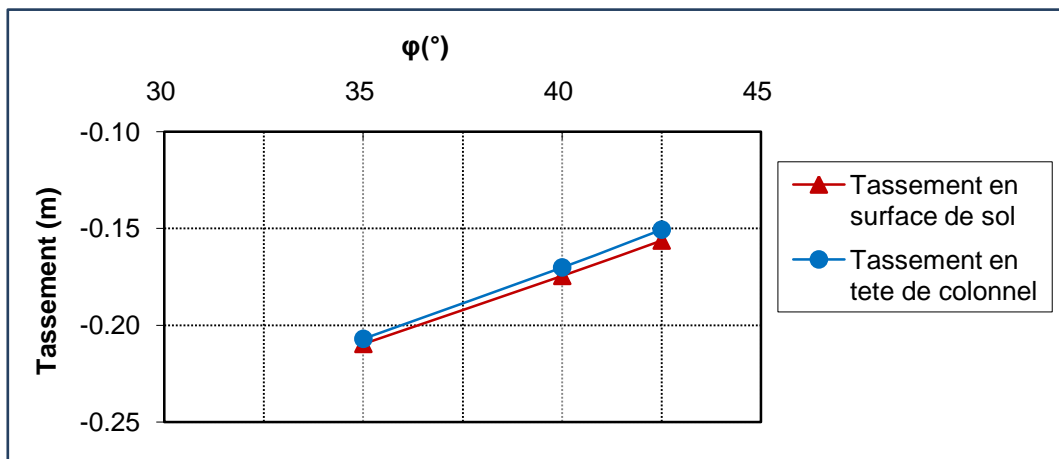
Pour assurer un bon transfert de la charge en tête de la colonne, il faut que ce module soit très grand.

### 8.4.2.2 Influence de l'angle de frottement

Pour étudier l'influence de l'angle de frottement sur le tassement en surface de sol et le report de charge en tête de colonne, on a fait des simulations avec les valeurs suivantes :

- $\varphi = 35^\circ$
- $\varphi = 40^\circ$
- $\varphi = 42.5^\circ$

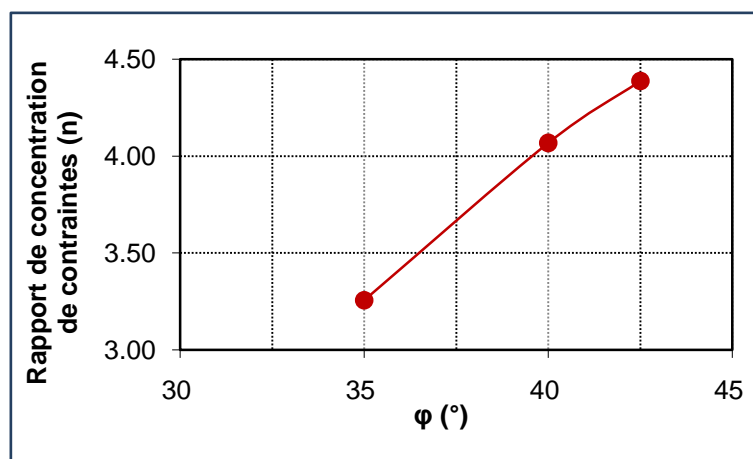
### 8.4.2.2.1 Influence sur les tassements



**Figure 8.30-** Influence de l'angle de frottement sur le tassement

La figure ci-dessus montre l'évolution des tassements en surface de sol traité en fonction de l'angle de frottement  $\phi$  de la colonne ballastée. On remarque que les tassements en surface de sol et en tête de colonne diminuent lorsque la valeur de l'angle de frottement augmente. On a une diminution de tassement de sol et de la colonne de 25 % et 27 % respectivement pour des angles de frottement de 42.5° et de 35°.

### 8.4.2.2.2 Influence sur le report de charge



**Figure 8.31-** Influence de l'angle de frottement sur le report de charge

On constate sur la Figure 8.31 que le rapport de concentration de contraintes augmente avec l'angle de frottement c'est-à-dire on obtient un bon transfert de charge pour des grandes valeurs de l'angle de frottement.

Pour un angle de frottement égal à 42.5° on a une augmentation de rapport de concentration de contraintes égale à 35 % par rapport à une valeur de l'angle de frottement égale à 35°.

### 8.4.2.2.3 Conclusion sur l'influence de l'angle de frottement

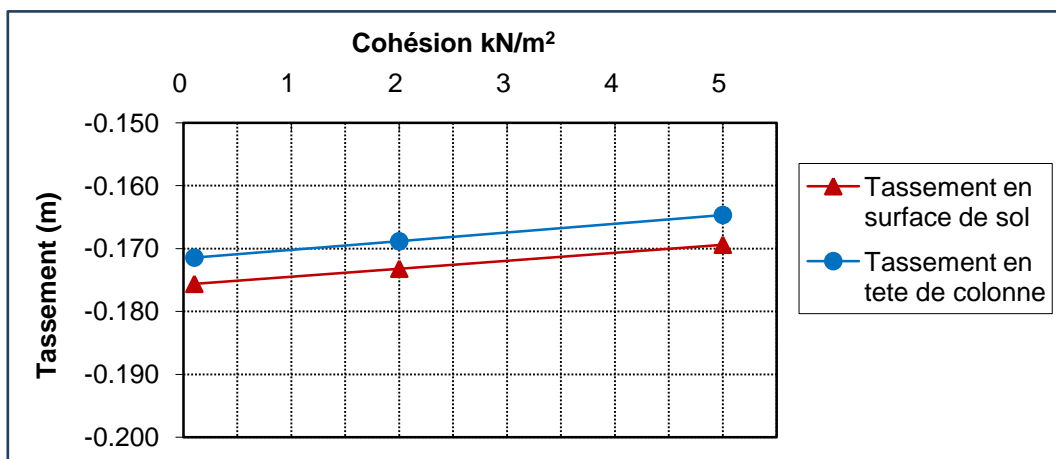
L'angle de frottement interne de la colonne ballastée a une très grande influence sur la réduction des tassements en surface du sol traité et le report de la charge en tête de la colonne ballastée.

### 8.4.2.3 Influence de la cohésion

Pour étudier l'influence de la cohésion de la colonne ballastée on a fait des simulations avec les valeurs ci-dessous :

- $C = 0.1$  kPa
- $C = 2$  kPa
- $C = 5$  kPa

#### 8.4.2.3.1 Influence sur le tassement

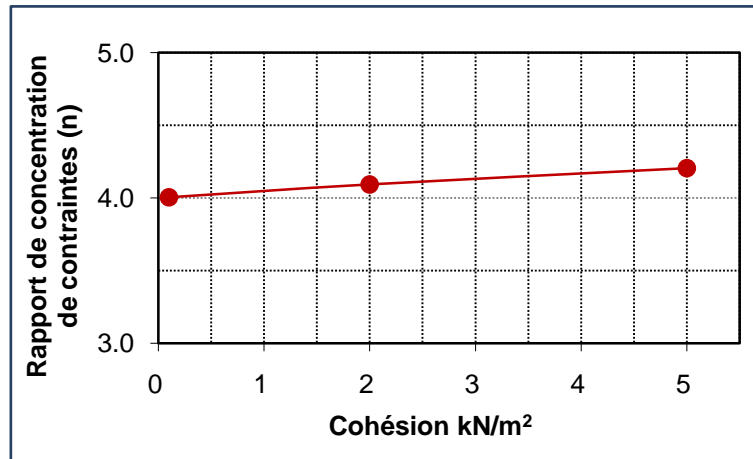


**Figure 8.32-** Influence de la cohésion sur le tassement de sol traité

Les courbes de la Figure 8.32 traduisent l'évolution des tassements en surface de sol et en tête de colonne en fonction de la cohésion de la colonne ballastée. Ces courbes montrent que les tassements diminuent lorsque la cohésion de la colonne augmente. En surface de sol et en tête de colonne, une diminution de 4 % est enregistrée pour une valeur de cohésion égale à 5 kPa par rapport à une valeur de 0.1 kPa.

#### 8.4.2.3.2 Influence sur le report de charge

La figure 8.33 montre l'évolution du rapport de concentration de contraintes en fonction de la cohésion.



**Figure 8.33-** Influence de la cohésion sur le report de charge

Sur cette figure on remarque que pour une cohésion allant de 0.1 à 5 kPa ; une augmentation du rapport de concentration de contraintes de 5 % est enregistrée.

#### **8.4.2.3.3 Conclusion sur l'influence de la cohésion**

La cohésion de la colonne ballastée a une influence moyenne sur les tassements de sol traité et sur le report de charge en tête de colonne ballastée.

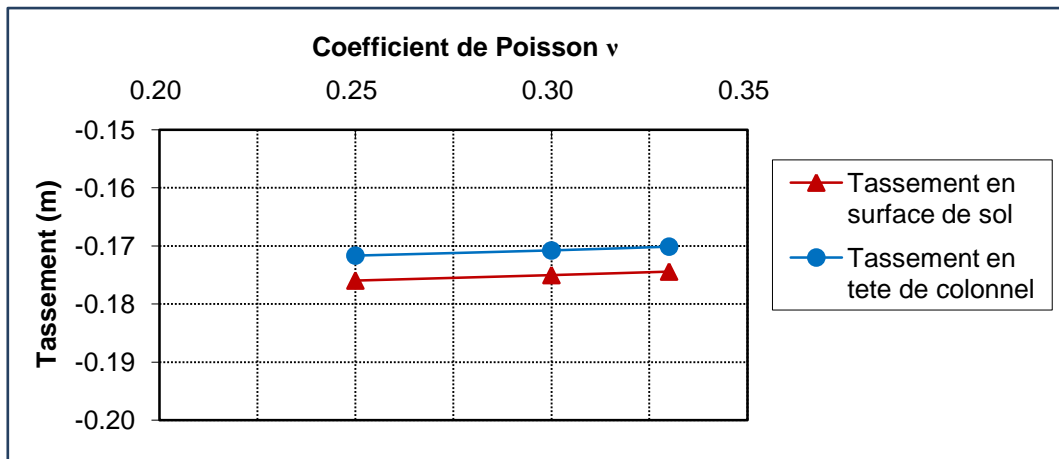
#### **8.4.2.4 Influence de coefficient de Poisson**

Les valeurs ci-dessous sont utilisées pour étudier l'influence de coefficient de poisson sur le tassement en surface de sol et en tête de colonne.

- $\nu = 0.25$
- $\nu = 0.30$
- $\nu = 0.33$

##### **8.4.2.4.1 Influence sur le tassement**

La Figure 8.34 montre l'évolution des tassements en fonction du coefficient de Poisson.

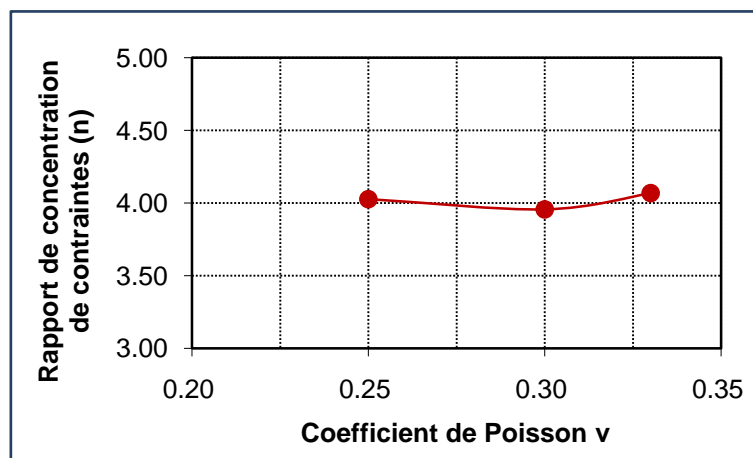


**Figure 8.34-** Influence de coefficient de Poisson sur le tassement de sol traité

Sur cette figure on constate que la diminution des tassements en surface de sol et en tête de colonne est très faible quelque soit la valeur de  $\nu$ .

#### 8.4.2.4.2 Influence sur le report de la charge

La figure ci-dessous présente l'évolution de rapport de concentration de contraintes en fonction du coefficient de poisson.



**Figure 8.35-** Influence de coefficient de Poisson sur le report de charge

La courbe de cette figure nous montre que le rapport  $n$  reste presque constant quelque soit la valeur de  $\nu$ .

#### 8.4.2.4.3 Conclusion sur l'influence du coefficient de Poisson

D'après l'analyse précédente on déduit que le coefficient de Poisson de la colonne n'a aucune influence sur la réduction des tassements de sol et le report des charges en tête de colonne.

### 8.4.3 Influence de paramètres géotechniques du sol

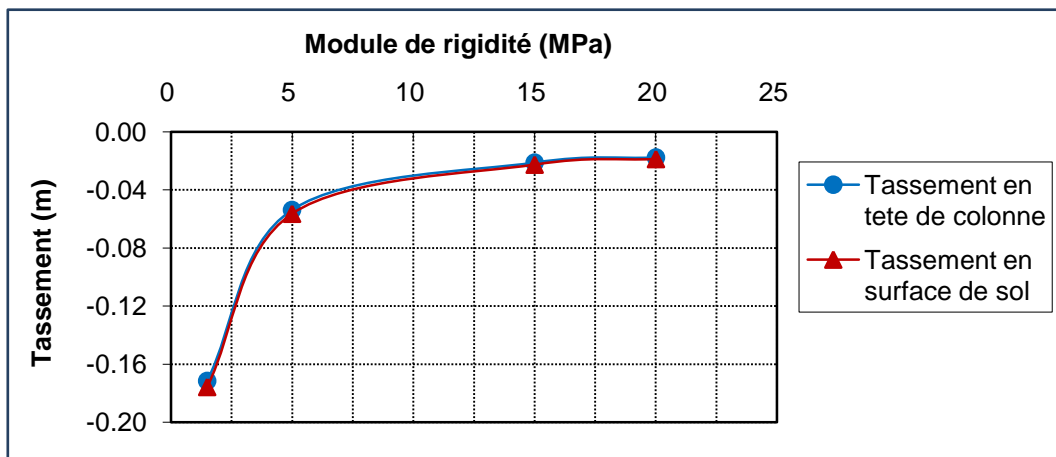
#### 8.4.3.1 Influence de module de rigidité

Pour étudier l'influence du module de rigidité, des simulations sont faites avec les valeurs suivantes :

- $E = 1.5$  MPa
- $E = 5$  MPa
- $E = 15$  MPa
- $E = 20$  MPa

##### 8.4.3.1.1 Influence sur le tassement

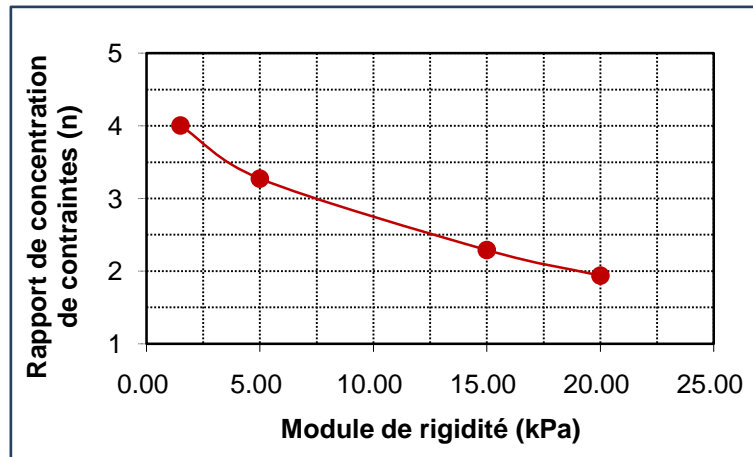
La figure ci-dessous présente l'évolution des tassements de sol en fonction de son module de rigidité. Sur les courbes de cette figure on remarque que les tassements de sol et la colonne diminuent lorsque le module de rigidité du sol augmente.



**Figure 8.36-** Influence de module de rigidité sur le tassement de sol traité

Une diminution de 90 % de tassement en surface de sol et en tête de colonne est obtenue avec un module  $E$  égal à 20 MPa par rapport à un module  $E$  de 1.5 MPa.

### 8.4.3.1.2 Influence sur le report de charge



**Figure 8.37-** Influence de module de rigidité sur le report de charge

La courbe de la Figure 8.37 montre l'évolution de rapport de concentration de contraintes  $n$  en fonction de module de rigidité du sol. Sur cette courbe on remarque une diminution rapide de  $n$  lorsque le module de rigidité de sol augmente et cela parce que plus le module de rigidité de sol est grand plus il est capable de porter la charge verticale.

### 8.4.3.1.3 Conclusion sur l'influence du module de rigidité

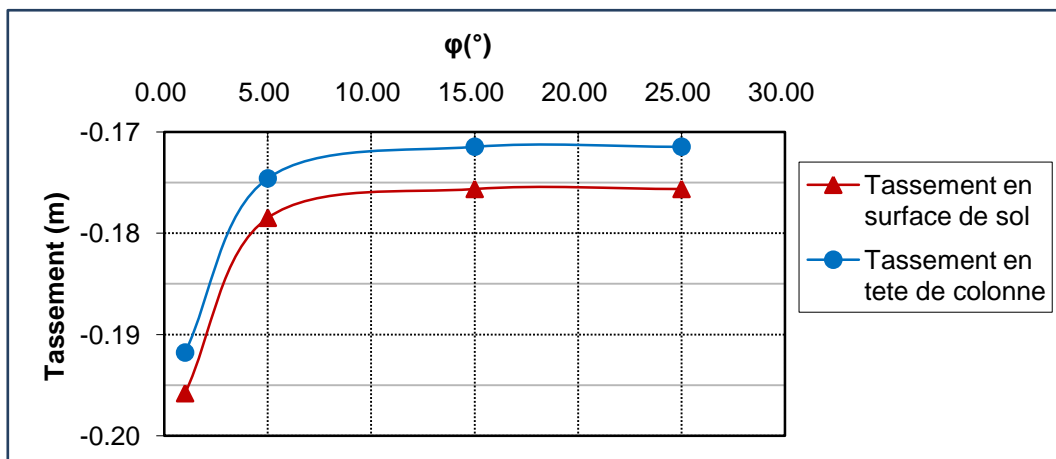
Le module de rigidité de sol a une influence majeure sur le tassement de sol et le report de charge en tête de colonne.

### 8.4.3.2 Influence de l'angle de frottement

Pour étudier l'influence de ce paramètre on a fait des simulations avec les valeurs suivantes :

- $\varphi = 5^\circ$
- $\varphi = 15^\circ$
- $\varphi = 25^\circ$

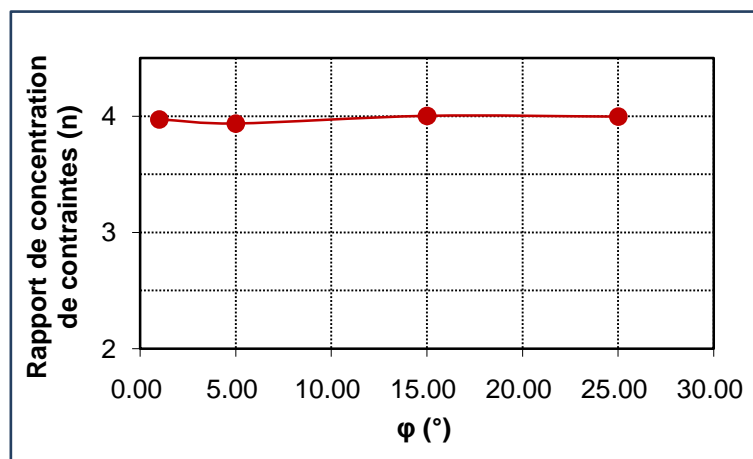
### 8.4.3.2.1 Influence sur le tassement



**Figure 8.38-** Influence de l'angle de frottement sur le tassement de sol traité

La Figure 8.38 montre le tassement en surface de sol et en tête de colonne, sur les courbes de cette figure on remarque une diminution de 9 % des tassements pour une valeur de  $\varphi$  égale à  $5^\circ$  par rapport à une valeur de  $\varphi$  égale à  $1^\circ$ , à partir d'une valeur de  $\varphi$  égale à  $5^\circ$  la diminution des tassements sera très faible.

### 8.4.3.2.2 Influence sur le report de charge



**Figure 8.39-** Influence de l'angle de frottement sur le report de charge

La figure ci-dessus montre la variation de rapport de concentration des contraintes ( $n$ ) en fonction de l'angle de frottement, la courbe de cette figure montre que la variation de ce rapport en fonction de  $\varphi$  est très faible.

### 8.4.3.2.3 Conclusion sur l'influence de l'angle de frottement

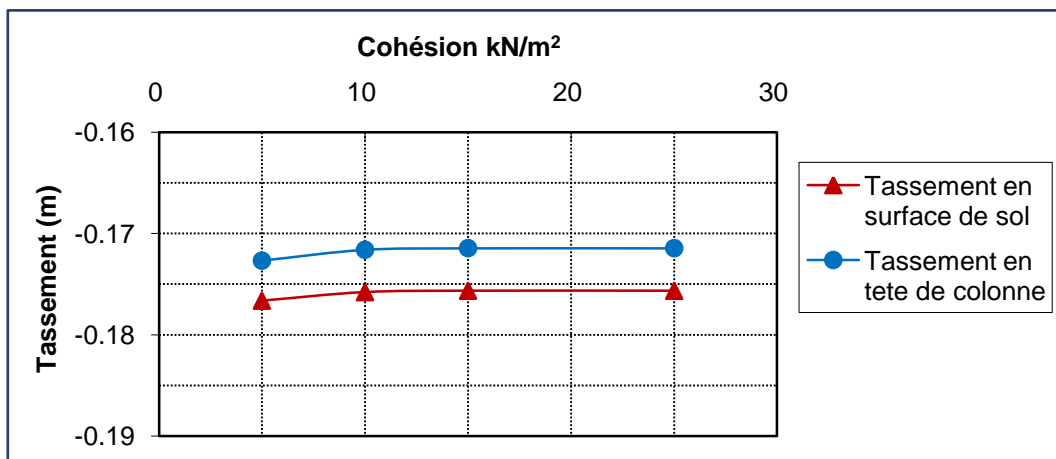
L'angle de frottement de sol a une influence moyenne sur le tassement de sol et de la colonne pour des valeurs inférieures à  $5^\circ$  mais elle n'a aucune influence sur le report de charge en tête de colonne quelque soit sa valeur.

### 8.4.3.3 Etude de l'influence de la cohésion

Les valeurs ci-dessous de la cohésion de sol sont utilisées pour étudier son influence sur le tassement de sol et le report de la charge en tête de colonne.

- $C = 5 \text{ kPa}$
- $C = 15 \text{ kPa}$
- $C = 20 \text{ kPa}$
- $C = 25 \text{ kPa}$

#### 8.4.3.3.1 Influence sur le tassement

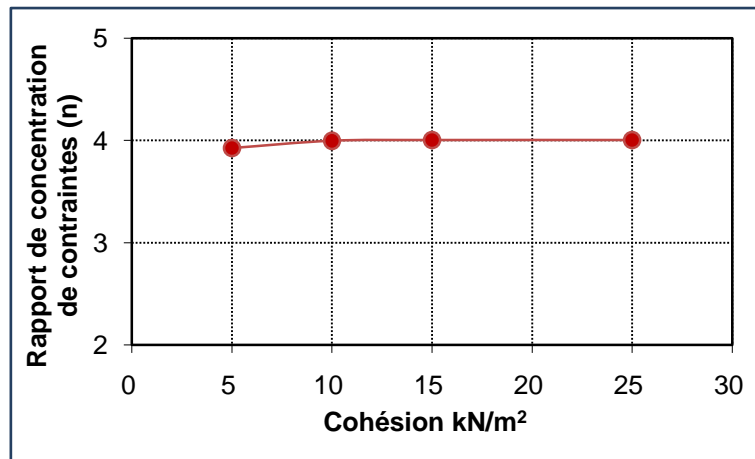


**Figure 8.40-** Influence de la cohésion sur le tassement de sol traité

La figure ci-dessus présente l'évolution de tassement en fonction de la cohésion du sol. Sur cette figure on remarque que le tassement en surface de sol et en tête de colonne reste constant quelque soit la valeur de la cohésion de sol.

#### 8.4.3.3.2 Influence sur le report de charge

La Figure 8.41 nous montre l'évolution de rapport de concentration de contrainte en fonction de la cohésion de sol.



**Figure 8.41-** Influence de la cohésion sur le report de charge

D'après la courbe ci-dessus le rapport ( $n$ ) reste constant quelque soit la valeur de  $c$ .

#### 8.4.3.3 Conclusion sur l'influence de la cohésion

D'après l'analyse précédente, la valeur de la cohésion de sol n'a aucune influence sur les tassements de sol traité et le report de charge en tête de la colonne ballastée.

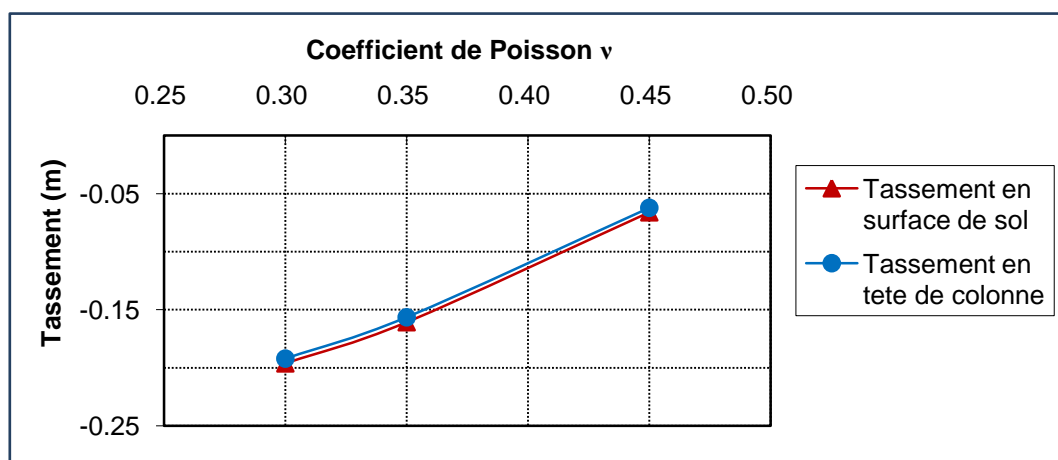
#### 8.4.3.4 Etude de l'influence de coefficient du poisson

On a étudié l'influence de coefficient de Poisson avec les valeurs suivantes :

- $\nu = 0.30$
- $\nu = 0.35$
- $\nu = 0.45$

##### 8.4.3.4.1 Influence sur le tassement

La figure ci-dessous montre l'évolution des tassements en fonction du coefficient de poisson de sol.



**Figure 8.42-** Influence de coefficient de Poisson sur le tassement de sol traité

On remarque que les tassements diminuent lorsque la valeur du coefficient de poisson augmente, on a une diminution de tassement de 66 % et 68 % en surface du sol et en tête de colonne respectivement pour une valeur de coefficient de Poisson de 0.45 par rapport à une valeur de 0.30.

#### 8.4.3.4.2 Influence sur le report de charge

Les courbes de la Figure 8.43 présente l'évolution de rapport de concentration de contraintes  $n$  en fonction de coefficient de Poisson.

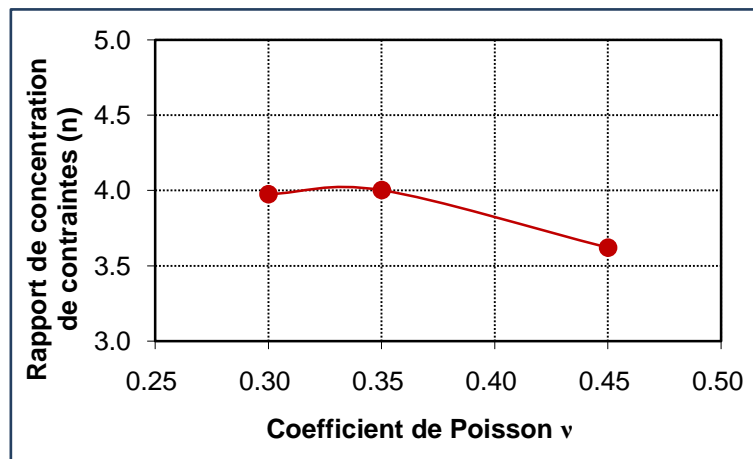


Figure 8.43- Influence de coefficient de Poisson sur le report de charge

Pour des valeurs du coefficient allant de 0.30 à 0.35 la variation de rapport ( $n$ ) reste très faible, par contre pour une valeur de 0.45 de  $\nu$  on a une diminution de 10 % de  $n$  par rapport à une valeur de  $\nu$  égale à 0.35.

#### 8.4.3.4.3 Conclusion sur l'influence de coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson de sol a une influence très importante sur les tassements de sol traité, il a la même influence sur le report de charge lorsque sa valeur est supérieure à 0.35.

### 8.4.4 Étude de l'influence de l'épaisseur de matelas de répartition

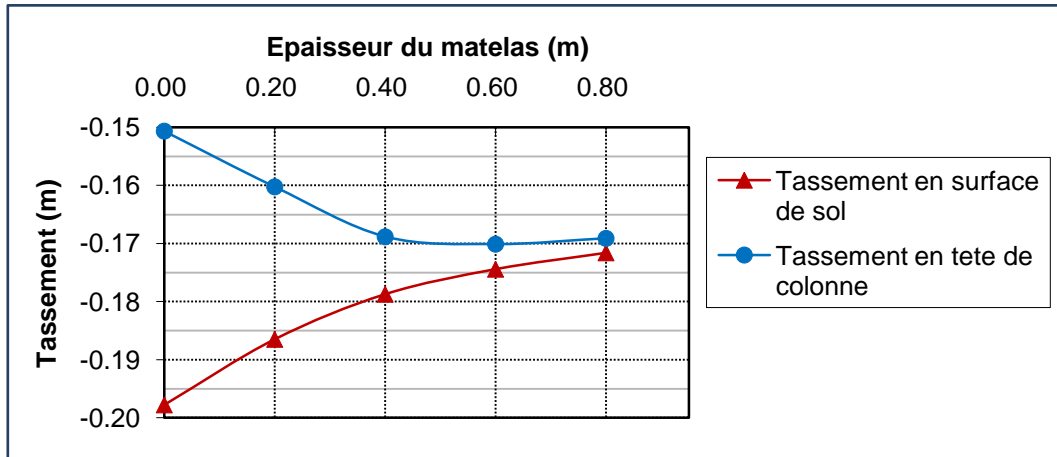
Pour examiner le rôle de construction d'un matelas de répartition en tête de colonne et l'influence de son épaisseur sur le tassement de sol traité et le report de charge en tête de colonne, nous avons fait des simulations sur le sol traité avec des épaisseurs de matelas de répartition suivantes :

- $h = 0$  cm
- $h = 20$  cm
- $h = 40$  cm
- $h = 60$  cm
- $h = 80$  cm

Dans cette section la valeur de module de rigidité de sol est  $1500 \text{ kN/m}^2$ .

#### 8.4.4.1 Influence sur le tassement

La Figure 8.44 présente l'évolution des tassements en surface de sol et en tête de colonne.

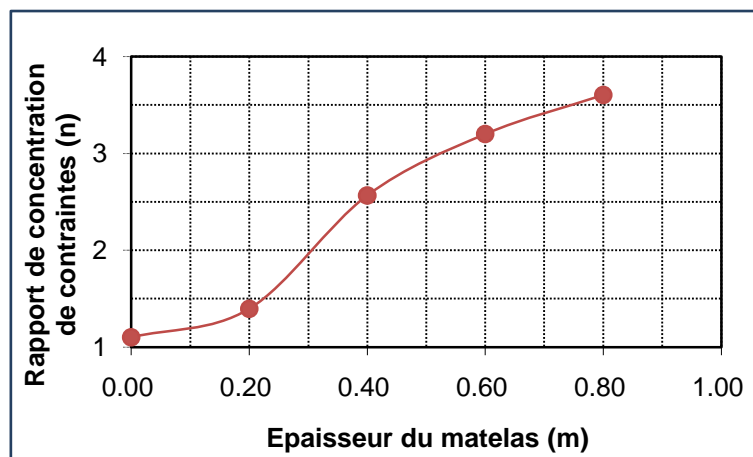


**Figure 8.44-** Influence de l'épaisseur de matelas de répartition sur le tassement de sol traité

Les courbes de la Figure 8.44 présentent une diminution de 13% de tassement en surface de sol et une même quantité d'augmentation de tassement en tête de la colonne pour une valeur de l'épaisseur de matelas égale à 80 cm par rapport à un sol traité sans matelas de réparation.

On remarque qu'à partir d'une valeur de l'épaisseur de matelas de répartition égale à 0.60 m, les tassements sont homogènes en surface de sol et en tête de colonne et sa variation est négligeable à partir de cette valeur.

#### 8.4.4.2 Influence sur le report de charge



**Figure 8.45-** Influence de l'épaisseur de matelas de répartition sur le report de charge

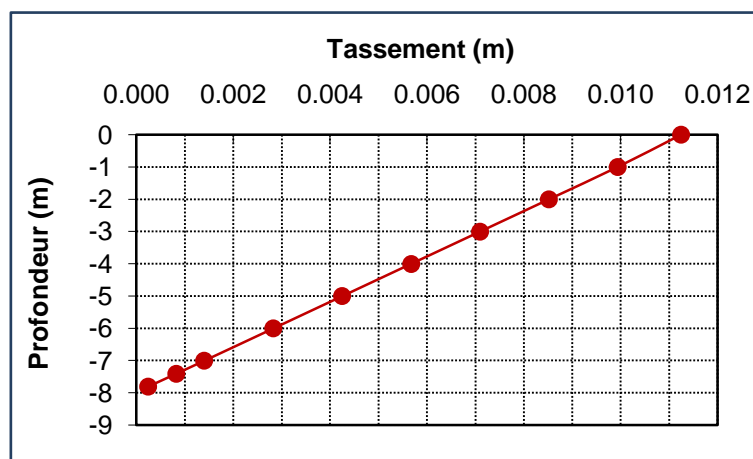
D'après la figure ci-dessus le coefficient de concentration de contraintes augmente lorsque l'épaisseur de matelas de répartition augmente. Pour un sol traité sans matelas de répartition, on a un coefficient de concentration de contraintes égal à 1.1 et pour un sol avec un matelas de 80 cm d'épaisseur on a un coefficient de 3.20.

#### 8.4.4.3 Conclusion sur l'influence de l'épaisseur du matelas

L'épaisseur de matelas de répartition de contraintes a une influence sur l'homogénéisation et la diminution des tassements et surface de sol, ce paramètre a la même influence sur le report de la charge en tête de colonne.

#### 8.4.5 Étude de l'évolution des tassements dans la colonne ballastée

Pour étudier l'évolution des tassements en fonction de la profondeur de la colonne ballastée, on a estimé les tassements dans les différentes profondeurs d'une colonne ballastée de 8.00 m de longueur exécutée au-dessus d'un sol compact (Figure 8.46). Les caractéristiques géotechniques des matériaux sont présentées dans le Tableau 8.1.



**Figure 8.46-** Evolution de tassement dans la colonne ballastée

La courbe de la Figure 8.46 montre une diminution rapide des tassements dans la colonne en fonction de la profondeur.

La plus grande valeur de tassement est obtenue en tête de colonne ballastée.

On trouve 11 mm de tassement en tête de la colonne ballastée mais à partir de la moitié de sa longueur, le tassement sera négligeable.

##### 8.4.5.1 Conclusion

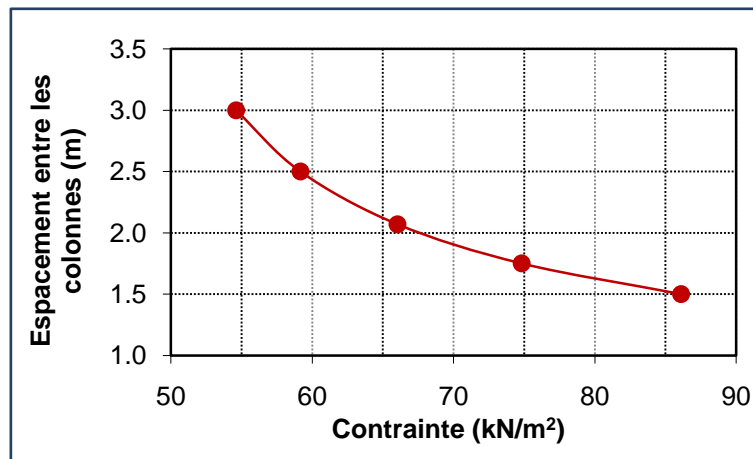
Le tassement dans une colonne ballastée exécutée au-dessus d'un sol compacte diminue en fonction de la profondeur, il atteint une valeur négligeable à partir de la moitié de la colonne ballastée.

### 8.4.6 Étude de l'influence de l'espacement entre colonnes ballastée sur la capacité portante de la colonne

L'objectif de cette analyse est d'examiner l'influence de l'espacement entre colonnes sur la capacité portante de ces dernières, pour atteindre cet objectif, des simulations sont faites pour un tassement admissible de 12 mm pour les espacements suivants entre axe des colonnes :

- $e = 1.50$  m
- $e = 1.75$  m
- $e = 2.07$  m
- $e = 2.50$  m
- $e = 3.00$  m

Les caractéristiques géotechniques des matériaux sont présentées dans le Tableau 8.1.



**Figure 8.47-** Capacité portante de la colonne ballastée en fonction de l'espacement entre colonne

La Figure 8.47 montre que plus l'espacement entre colonne augmente, plus la capacité portante de la colonne ballastée diminue. Sur cette figure on remarque que pour un espacement de 3.00 m on a 37 % de diminution de la capacité portante de la colonne ballastée par rapport à un espacement entre colonnes de 1.5 m.

#### 8.4.6.1 Conclusion

L'espacement entre colonnes ballastées a une influence importante sur la capacité portante de sol traité.

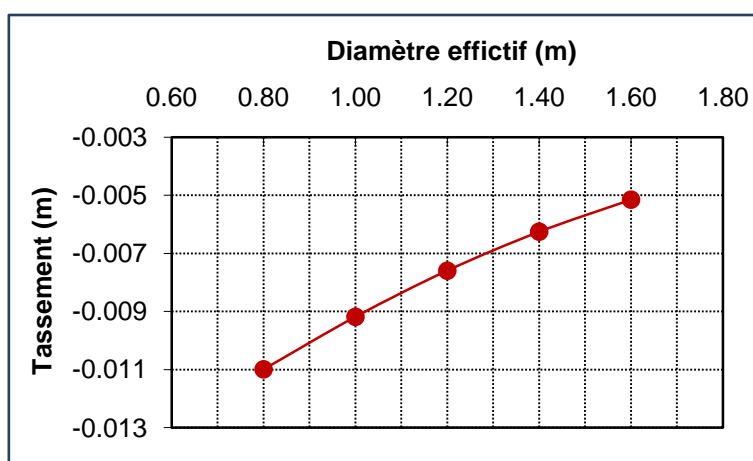
### 8.4.7 Influence de diamètre effectif de la colonne sur le tassement

Les valeurs ci-dessous de diamètre effectif de la colonne ( $D_c$ ) sont utilisées pour étudier l'influence de ce paramètre sur les tassements en tête de colonne ballastée :

- $D_c = 80$  cm
- $D_c = 100$  cm
- $D_c = 120$  cm
- $D_c = 140$  cm
- $D_c = 160$  cm

Les caractéristiques géotechniques des matériaux sont présentées dans le Tableau 8.1.

La Figure 8.48 montre l'évolution de tassement en fonction du diamètre de la colonne ballastée.



**Figure 8.48-** Evolution des tassements en tête de colonne en fonction de son diamètre effectif

On remarque que les tassements en tête de colonne ballastée diminuent lorsque le diamètre effectif de la colonne augmente. Pour un diamètre de 160 cm on a une diminution de 53 % de tassement en tête de colonne par rapport à un diamètre de 80 cm.

#### 8.4.7.1 Conclusion

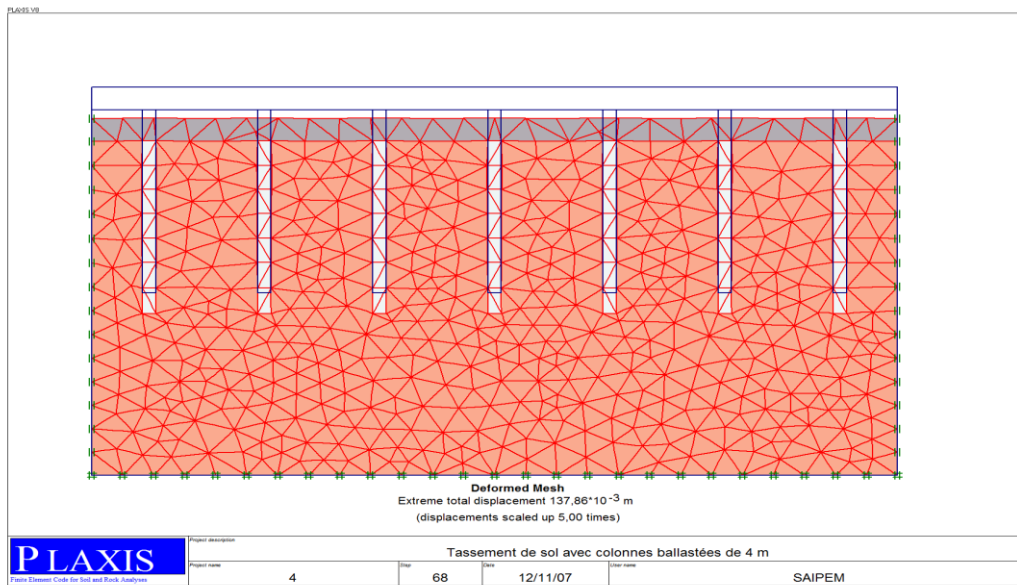
Le diamètre de la colonne a une influence très importante sur la diminution de tassement dans le sol.

### 8.4.8 Influence de la Longueur de la colonne ballastée sur le tassement

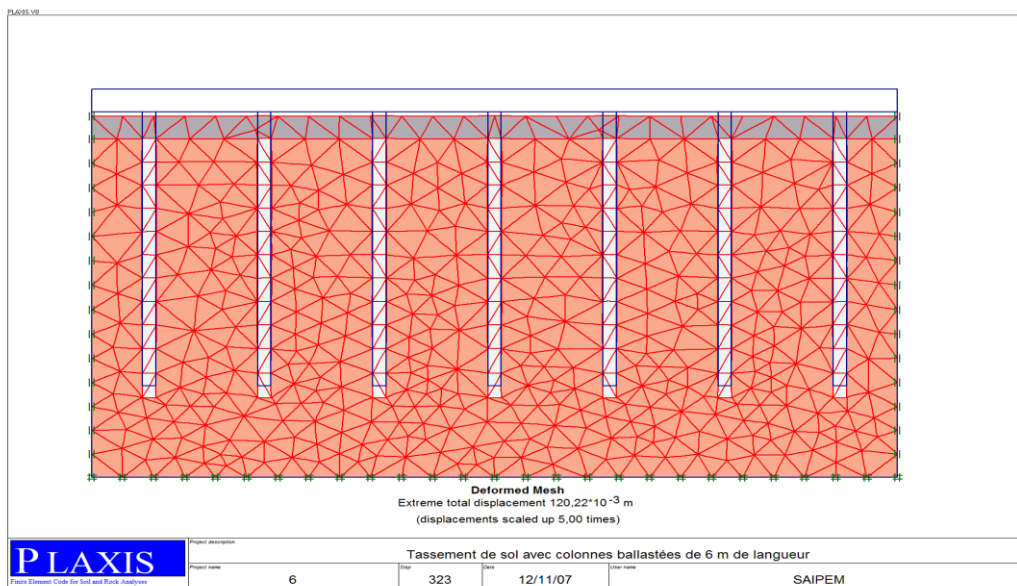
Dans cette partie, on va étudier l'influence de la longueur des colonnes ballastées sur la réduction des tassements dans les sols mous, pour cela on va simuler les tassements pour des colonnes ballastées de 4 m, 6 m et 8 m de longueur sous une charge de  $61.5 \text{ kN/m}^2$ , les tassements estimés sont présentés en fonction de chargement sur la Figure 8.52.

Dans cette section la valeur du module de rigidité de sol est de  $2000 \text{ kN/m}^2$ .

Les figures ci-dessous montrent la déformation de sol pour chaque cas de longueur de colonnes.



**Figure 8.49-** Déformation de sol avec colonnes ballastées de 4.00 m



**Figure 8.50-** Déformation de sol avec colonnes ballastées de 6.00 m

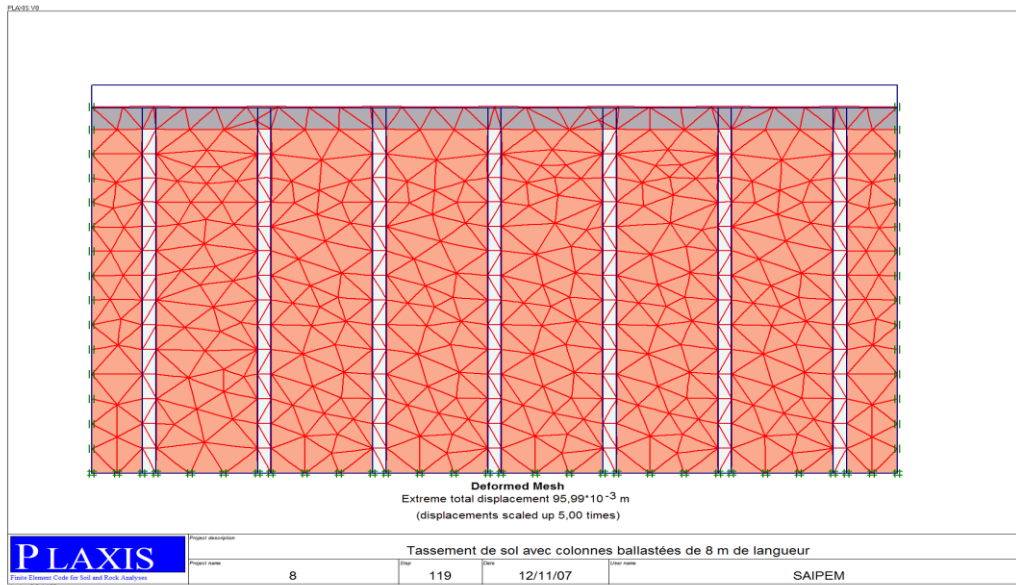


Figure 8.51- Déformation de sol avec colonnes ballastées de 8.00 m

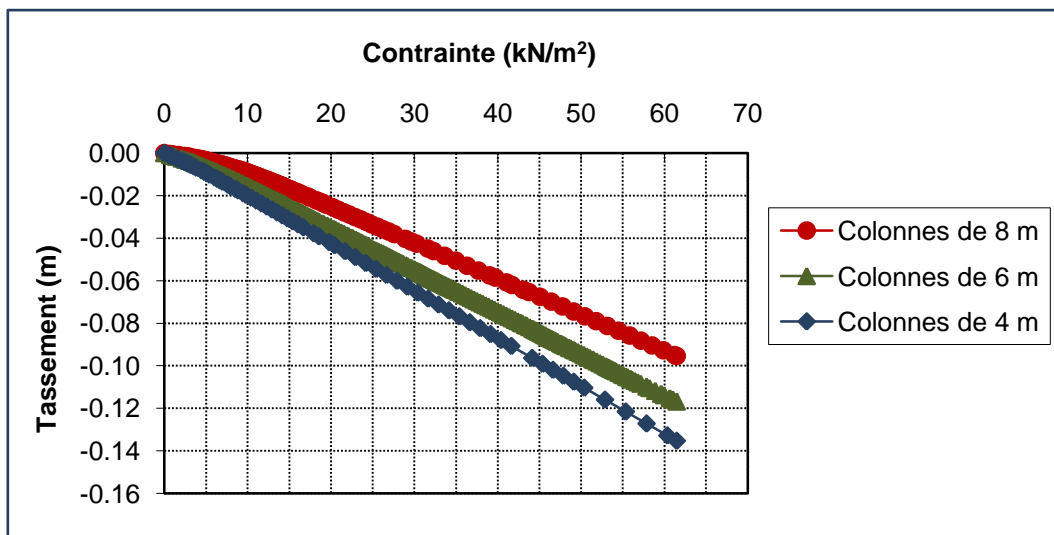


Figure 8.52- Tassement en tête de colonnes ballastées de 8m, 6m et 4m respectivement

L'analyse des graphes de la Figure 8.52 nous donne :

- Le tassement de sol traité dans le cas de colonnes de 8.00 m est de 10 cm.
- Le tassement de sol traité dans le cas de colonnes de 6.00 m est de 12 cm.
- Le tassement de sol traité dans le cas de colonnes de 4.00 m est de 13,5 cm.
- Le tassement dans le cas des colonnes de 6.00 m et 4.00 m qui sont de type flottant augmente de 20% et 40% respectivement par rapport aux colonnes de 8.00 m qui reposent sur un sol compact.
- Le tassement de sol augmente lorsque la longueur des colonnes flottantes diminue.

D'après les Figure 8.49 et Figure 8.50, il ressort une rupture de colonnes flottantes par poinçonnement, vu que la résistance du sol sous la pointe de la colonne ne peut pas équilibrer la contrainte verticale qui se transmet dans la colonne.

#### 8.4.8.1 Conclusion

Cette étude a montré que le traitement de sol par colonnes ballastées de type flottantes est déconseillé, il faut toujours arrêter les colonnes au niveau d'un horizon présentant un contraste suffisant. Les colonnes ballastées doivent être pincées entre le matelas de répartition et un substratum qui n'est pas nécessairement très compact.

#### 8.4.9 Influence de type d'élément sur les résultats de calcul

L'utilisateur de PLAXIS doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser la structure à étudier. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant au total trois points de Gauss (points de contraintes). Pour le triangle à 15 nœuds, l'interpolation est d'ordre quatre et l'intégration nécessite douze points de contraintes.

Dans cette partie des simulations sont faites avec deux types d'élément, pour étudier leur influence sur le calcul des tassements et le report de la charge en surface de sol et en tête de colonnes.

Les caractéristiques géotechniques des matériaux sont présentées dans le Tableau 8.1, le sol prendra une autre valeur de module de rigidité égale à 1500 kN/m<sup>2</sup> au lieu de 20000 kN/m<sup>2</sup>.

##### 8.4.9.1 Influence sur le tassement

Le tableau ci-dessous montre les résultats des tassements obtenus pour le sol et la colonne avec des éléments de 6 et 15 nœuds.

Nombre de nœuds/ élément	Tassements en surface de sol (m)	Tassements en tête de colonne (m)
6	-0,169	-0,166
15	-0,172	-0,169

**Tableau 8.2-** Tassement obtenu pour les différents types d'élément

Un calcul avec des éléments à 15 nœuds conduit à 2 % d'augmentation des tassements par rapport à un autre calcul réalisé avec des éléments de 6 nœuds.

##### 8.4.9.2 Influence sur le report de charge

Le Tableau 8.1 présente les valeurs du rapport de concentration de contrainte par type d'élément.

Type d'élément	Contraintes verticales sur la colonne (kN/m <sup>2</sup> )	Contraintes verticales sur le sol (kN/m <sup>2</sup> )	Rapport de concentration (n)
6	315,00	84,00	3,75
15	315,25	76,63	4,11

**Tableau 8.3-** Rapport de concentration de contraintes par type d'élément

Les valeurs du Tableau 8.1 nous montrent une augmentation de 10 % du rapport de concentration de contrainte pour un calcul réalisé par des éléments triangulaires de 15 nœuds par rapport à un autre calcul réalisé par des éléments de 6 nœuds.

#### 8.4.9.3 Conclusion

Le type d'élément triangulaire de 6 et de 15 nœuds n'a aucune influence sur les résultats de tassement en surface de sol et en tête de colonne, par contre ce paramètre a une influence considérable sur les résultats de report de charge en tête de colonne.

### 8.5 CONCLUSION

D'après cette étude on conclue que le calcul en éléments finis donne une bonne concordance avec les mesures in situ et le logiciel PLAXIS est un moyen très adapté pour l'étude de comportement des colonnes ballastée.

La technique de traitement de sol par colonnes ballastées est une bonne technique pour le traitement des sols mous.

Les principaux résultats obtenus de l'étude paramétrique sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Paramètres		Matelas de répartition	Colonnes ballastées	Sol
Paramètres géotechniques	$E$ (MPa)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence importante sur le report de charges</li> <li>- Influence importante sur le tassement de sol</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence importante sur le report de charges</li> <li>- Influence importante sur le tassement de sol</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence importante sur le report de charges</li> <li>- Influence importante sur le tassement de sol</li> </ul>
	$\varphi$ (°)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence importante sur le report de charges pour des valeurs supérieures à 30°</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence importante sur le report de charges</li> <li>- Influence importante sur le tassement de sol</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence faible</li> </ul>
	$C$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence faible</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence importante sur le report de charges</li> <li>- Influence importante sur le tassement de sol</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence faible</li> </ul>
	$\nu$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence importante sur le report de charges pour des valeurs supérieures à 0.30</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence faible</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence faible</li> </ul>
Paramètres géométriques	Tassement dans la colonne	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le tassement diminue dans la colonne en fonction de sa profondeur</li> </ul>		
	Espacement entre colonnes	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence importante sur la capacité portante de sol traité</li> </ul>		
	Diamètre de la colonne	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence importante sur la réduction des tassements au sein de sol traité</li> </ul>		
	longueur de la colonne	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence importante sur la réduction des tassements au sein de sol traité</li> </ul>		
	Type d'élément fini	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ce paramètre n'a aucune influence sur les résultats de cette étude</li> </ul>		

## **Conclusion générale et perspectives**

L'objectif de ce travail de recherche est de faire connaître en Algérie la nouvelle technique de traitement de sol par colonnes ballastées et de contribuer à la compréhension du mode de fonctionnement d'un massif de fondation renforcé par cette technique.

Cette étude a comporté trois parties principales :

- Une recherche bibliographique
- Partie expérimentale
- Partie numérique

Dans la partie bibliographique on a présenté le code de calcul et ces modèles de comportement, les méthodes de traitement de sols les plus utilisées à l'heure actuelle, la mise en œuvre, le comportement et le dimensionnement des colonnes ballastées. Les essais à réaliser avant et après leur exécution des colonnes. Dans cette partie on a montré qu'il y a une variété de techniques de traitement des sols mous, mais le choix d'une technique par rapport à une autre dépend de la compréhension complète des conditions de sol, des charges appliquées par les structures et les tassements admissibles.

Le traitement de sol par colonnes ballastées est l'une des techniques préférée par les géotechniciens pour ses avantages techniques et économiques.

Le dimensionnement des colonnes ballastées constitue un exercice délicat à cause de la difficulté de définir les paramètres intervenant dans leur dimensionnement et la complexité des modèles de calcul. En plus des méthodes de dimensionnement classique comme la méthode de Priebe, les méthodes numériques telle que la méthode des éléments finis ont connus une progression considérable ces dernières années pour le dimensionnement de ce type d'ouvrage.

Pour garantir la bonne exécution des colonnes et l'obtention des objectifs prévus par cette technique, des essais de contrôle doivent être réalisés avant et après l'exécution des travaux.

Dans la partie expérimentale de cette étude on a réalisé des essais de chargement et des essais de pénétration dynamique, les résultats obtenus par ces essais répondent clairement aux critères de réception de ce type de travaux et valident les estimations réalisées par les méthodes analytiques et les méthodes numériques.

Le modèle de Mohr-Coulomb a été utilisé pour réaliser une étude numérique sur les colonnes ballastées, cette étude nous donne un rapport de réduction des tassements dans la colonne de 1.5.

Une étude paramétrique a été menée sur les propriétés géotechniques et géométriques du sol, de la colonne et du matelas de répartitions des contraintes.

Les paramètres affectant le report de charge vers les colonnes sont principalement :

- Le module de rigidité du sol, de la colonne et du matelas de répartition
- L'angle de frottement de la colonne avec celle du matelas pour des valeurs supérieures à 30°.
- La cohésion de la colonne ballastée
- Le coefficient de Poisson du sol pour des valeurs supérieures à 0.35
- L'épaisseur du matelas de répartition des contraintes

L'étude de tassement des colonnes, nous montre que le tassement est influencé par les paramètres :

- Le module de rigidité du sol, de la colonne et du matelas de répartition
- L'angle de frottement de la colonne
- La cohésion de la colonne ballastée
- L'épaisseur du matelas de répartition des contraintes

L'analyse des tassements au sein d'une colonne montre que les tassements diminuent en fonction de la profondeur de la colonne.

Cette étude a révélé que l'espacement entre colonnes a une influence importante sur la capacité portante de sol traité. Le diamètre de la colonne a aussi une influence importante sur la réduction des tassements au sein de sol traité.

L'analyse de l'influence du type de la colonne sur le tassement du sol montre que les colonnes de type flottantes sont déconseillées, les colonnes doivent toujours descendre jusqu'au substratum rigide.

L'étude de paramètre de modélisation « type d'élément », nous montre qu'il y a une influence de ce paramètre sur les résultats de report des charges en tête de la colonne.

La suite de ce travail peut être envisagée dans deux directions principales :

- Faire des simulations numériques en trois dimensions par le logiciel PLAXIS 3D
- Faire une étude dynamique sur le comportement des colonnes ballastées.

## Bibliographie

- [1] Aboshi H., Ichimoto E., Enoki M., Harada K. (1979), *The compozer, a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns*, Actes du colloque international sur le renforcement des sols : Terre armée et autres méthodes, Paris, Vol.1, pp.211-216.
- [2] Alamgir M. Miura N., Poorooshasb H.B., Madhav M.R. (1996), *Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions*, Computers and geotechnics. Vol. 18, n°4, pp.267-290.
- [3] Ambily P., Gandhi S. R. (2007), *Behavior of Stone Columns Based on Experimental and FEM Analysis*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, No. 4, April 1, 2007.
- [4] Balaam N. P, Poulos H. G. (1978), *Methods of analysis of single stone columns*, Symposium on Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques, Proceedings, Sydney, Australia, 1978, pp. 497-512.
- [5] Balaam N. P. (1978), *Load-settlement behavior of granular piles*, Thesis presented to the University of Sidney, in 1978, in partial fulfillment of the requirements for the degree of doctor of philosophy.
- [6] Balaam N. P., Booker J. R., Poulos H. G. (1976), *Analysis of granular pile behavior using Finite Elements*, Proceedings, 2<sup>nd</sup> International Conference on Finite Element Methods in Engineering, University of South Adelaide, South Australia, 1976.
- [7] Balaam N.P., Poulos H. G., Brown P.T. (1977), *Settlement analysis of soft clays reinforced with granular piles*, Univ. Of Sydney, School of Civil Engineering, Research Report R 305.
- [8] Barksdale R.D., Bachus R.C. (1983), *Design and construction of stone columns*, volume I- Federal Highway Administration Office of Engineering and Highway Operations Research and Development Washington, D.C. 20590.
- [9] Belcotec (1985), *Reinforcement of cohesive soils*, 1985 Golden Jubilee Volume of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering. pp 111-116.
- [10] Bell A. L., Kirkland D. A., Sinclair A. (1986), *Vibro-replacement ground improvement at general terminus quay, Glasgow*. Building on marginal and derelict land, Thomas Telford, London, pp. 697-712.

- [11] Bell F. G. (2000), *Methods of treatment of unstable ground. Chapter 11 – Vibroflotation: Rationale for design and practice*, Newnes – Butterworths. London, pp. 189-208.
- [12] Benchelha T., Saidi A. (2007), *Amélioration des sols de fondation par colonnes ballastées*, cas des ouvrages d'art de la rocade méditerranéenne de Nador.
- [13] Boulon M., Flavigny E. (1997), *Quelles garanties pour les calculs éléments finis-en géomécaniques*, In Recueil de Communications, Geo 97, 1997.
- [14] Brauns J. (1978b), *Initial bearing capacity of stone columns and sand piles*, CR. Symposium « Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques in Engineering Practice », Sydney, Oct.1978, Vol.1, pp.497-512.
- [15] Brauns J. (1980), *untergrund verbesserung mittels sandpfahlen oder schottersaulen*, Tiefbau 22(1980), n°8, pp.678-683.
- [16] Brauns J.,(1978a), *die anfangstraglast von schottersaulen im bindigen untergrund*, die bautechnik, Vol.55, n°8, pp263-271.
- [17] Briançon L. (2002). *Renforcement des sols par inclusions rigides*. Thèse de doctorat- Septembre 2002.
- [18] Brinkgreve R.B.J., (2002), *PLAXIS, Finite element code for soil and rock analyses*. User manual, Rotterdam, Balkema.
- [19] Chambosse G. (1983), *Liquefaction problems in the fraser delta and protection of a LNG tank. Beitrage zu staudammbau und bodenmechanik*, Publication du 70<sup>ème</sup> anniversaire du professeur Herbert Breth. Darmstadt, pp. 105-112.
- [20] Combarieu O. (1974), *Effet d'accrochage et méthode d'évaluation du frottement négatif*, Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n°71, Paris, pp.93-107.
- [21] Dat Vu Khoa Huynh (2005), *Modélisations des glissements de terrain comme un problème de bifurcation*, Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, Novembre 2005.
- [22] Datye K.R. (1982), *Settlement and bearing capacity of foundation system with stone columns*, C.R. Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques Including Geotextiles, Reinforced Earth and Modern Piling Methods, AIT, Bangkok, 1982, Paper A. 1, pp.A.1.1- A.1.27.
- [23] Debats J. M., Degen W. S. (2001), *Colonnes ballastées sous la mer – extension du port de Patras (Grèce) – Phase II*. Actes du 15<sup>ème</sup> Congrès International de Mécanique des sols et de la géotechnique, Istanbul, Vol. 4, pp. 2759-2763.

- [24] Dhouib A., Blandeau F. (2005), *Colonnes ballastées*, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (2005)- Paris.
- [25] Dhouib A., Gambin M.P., Jacquemin S., Soyez B. (1998), *Une nouvelle approche de la stabilité des remblais sur sols mous traités par colonnes ballastées*, Revue Française de Géotechnique, n°82, Paris, pp.37-48.
- [26] Dhouib A., Soyez B., Wehr J., Priebe H.J. (2004a), *Méthode de Priebe : Origine, développement et applications*, Actes du Symposium International sur l'amélioration des Sols en Place (ASEP-GI 2004). Edition Presses de l'ENPC- LCPC. Paris, Vol.1, pp.131-146.
- [27] Di Maggio J.A. (1976), *Stone columns: a foundation treatment*, demonstration project n°46, Juin 1978, pp.1-69, FHWA, Washington D.C.
- [28] Document COPREC (2004), *Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement*.
- [29] Document Keller Fondations Spéciales, *Compactage Horizontal Statique (CHS) ou Compaction Grouting*, Brochure 66-01 F.
- [30] Document Keller Fondations Spéciales, *les procédés de vibration profonde des sols*, Brochure 10-02 F.
- [31] DTU, règles PS 92 (1995), *règles PS applicables aux bâtiments*, Règles PS 92. NF P 06-013. AFNOR. Paris.
- [32] Eggestad A. (1983), *Improvement of cohesive soil soils. State of the Art Report. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki, main session A, Vol. 3, pp. 991-1007.
- [33] Engineer Technical Letter (1999) , *Guidelines on ground improvement for structures and facilities*, U.S. Army Corps of Engineers – 1999.
- [34] Entreprise Soletanche-Bachy, *Amélioration des sols*, <http://www.soletanche-bachy.com/>.
- [35] Entreprise GTS. <http://www.gts.fr>.
- [36] Entreprise Keller Fondations Spéciales, Les sites web du groupe Keller à travers le monde entier.
- [37] Entreprise Menard soltraitement, [www.menardsoltraitement.com](http://www.menardsoltraitement.com).
- [38] Faure C. (1982). Communication personnelle.
- [39] FLAVIVIGNY E., (2002), *Pratique des éléments finis en géotechnique*, Novembre 2002.

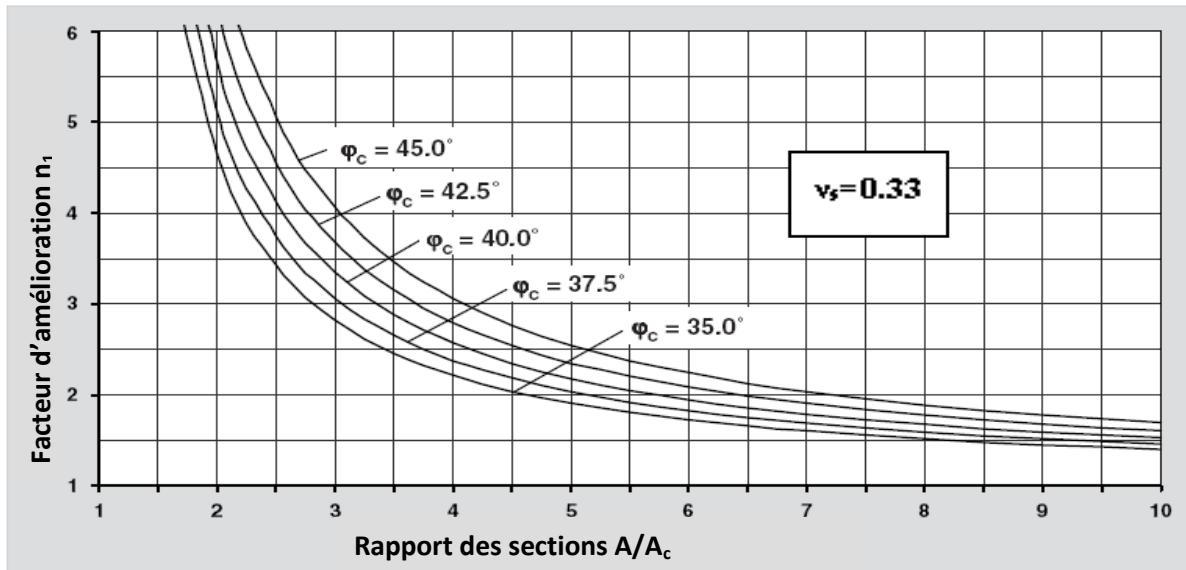
- [40] Gäb M. (2005), *Modélisation en 3D d'une colonne ballastées sous une fondation superficielle*, Numerical modeling of stone columns- 2nd International Workshop of Young Doctors in Geomechanics, Paris, November 23-25-2005.
- [41] Ghiona V., Jamiolkowski M. (1981), *Colonne di ghiaia. X ciclo di conferenze dedicate ai problemi di meccanica dei terreni e ingegneria delle fondazioni metodi di miglioramento dei terreni*, Politecnico di torino ingegneria, atti dell'istituto di scienza delle costruzioni, n° 507.
- [42] Greenwood D.A. (1970), *Mechanical improvement of soils below ground surface*, C.R. Conf. On Ground Engineering Institution of Civil Engineers, London, Paper II, pp.11-22.
- [43] Greenwood D.A., Kirsch K. (1983), *Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods*, State of the art. Proceedings of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations. London.
- [44] HAMZA INTERNATIONAL OFFICE, *Geotechnical investigation report, Hama desalinization project- Algiers*, June 2005.
- [45] Hughes J. M. O., Withers N. J., Greenwood D.A. (1975), *A field trial of the reinforcing effect of stone column in soil. Ground Treatment by Deep Compaction*, Géotechnique, Vol. 25, N° 1, pp.31-44.
- [46] Jones J. S., Brown R. E. (1978), *Stone column analytical study*, Contract n° DOT-FH-15-236, Federal Highway Administration, May, 1978.
- [47] Ka-Ching Cheung, *Geogrid reinforced light weight embankment on stone columns*, Connell Wagner Ltd, Auckland-New Zealand.
- [48] Kempfert H. G., Gebreselassie B. (2006), *Excavations and Foundations in Soft Soils*, Springer-Verlag, 576 Pages.
- [49] LIAUSU P., *Présentation des techniques d'amélioration des sols*, MENARD SOLTRAITEMENT.
- [50] Malarvizhi S. N. and Ilamparuthi K. (2005), *Modeling of Geogrid Encased Stone Column*, Anna University, Chennai.
- [51] Manjriker Gunaratne (2006), *The foundation engineering handbook*, 2006, 624 pages.
- [52] Mattes N.S., Poulos H.G. (1969), *Settlement of single compressible pile*, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol.95,SM 1,pp.189-207.
- [53] Mohammad Al Husein (2001), *Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques*, Thèse de doctorat, l'Université Joseph Fourier – Grenoble I, Octobre 2001.
- [54] PLAXIS Version 8 material model manual.

- [55] Priebe H.J. (1976), *Abschätzung des setzungsverhaltes eines durch stopfverdichtung verbesserten baugrundes*, *Die bautechnik*, Vol. 53, n°5. pp.160-162.
- [56] Priebe H.J. (1978a), *Abschätzung des Setzungsverhaltes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes*, *Die Bautechnik* vol. 53.
- [57] Priebe H.J. (1978b), *Abschätzung des Setzungsverhaltes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes*, *Die Bautechnik* vol. 55.
- [58] Priebe H.J. (1995), *The design of vibro-replacrmnt. Reprinted from: ground engineering*, Keller Grundbau GMBH, Technical Paper 12-61 E. 16 pages.
- [59] Priebe H.J. (1998), *Vibro-replacement to prevent earthquake induced liquefaction. Proceeding of the Geotechnique-Colloquium at Darmstadt, Germany*, Technical paper 12-57E, 13 pages.
- [60] Queyroi D., Chaput D., Pilot G. (1985), *Amélioration des sols de fondation – choix des méthodes d'exécution*, LCPC. Paris 1985.
- [61] Seed H.B., Idriss I.M. (1971), *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*, J. SMFD, ASCE vol. 97, N°9, pp. 1249-1273.
- [62] Seed H.B., Idriss I.M., Arango I. (1983), *Evaluation of liquefaction potential using field performance data*, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Vol. 109.
- [63] Site internet : [www.ac-grenoble.fr/lycee/roger.deschaux/Cours/cours-tp-rissons/cours-pieux/sommaire%20general.htm](http://www.ac-grenoble.fr/lycee/roger.deschaux/Cours/cours-tp-rissons/cours-pieux/sommaire%20general.htm).
- [64] Slocombe B. C., Bell A. L., Baez J. I. (2000), *The densification of granular soils using vibro methods*, *Géotechnique*, vol.50, n°6, pp. 715-725.
- [65] Smolczyt U. (1983), *Deep compaction-general report. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki, Speciality Session 3, Vol. 3, pp.1105-1116.
- [66] Soyez B. (1985), *Méthode de dimensionnement des colonnes ballastées*, *Bulletin de Liaison de Laboratoire des Ponts et Chaussées*, n° 135. Paris, pp.35-51.
- [67] Suzuki Y., Koyamada K. (1997), *Prediction of liquefiable resistance based on CPT tip resistance and sleeve friction*, *Proceeding of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.*, Hamburg.
- [68] TERRASOL, LABORATOIRE « 3S », PLAXIS BV (2002), *pratique des éléments finis en géotechnique, l'exemple de PLAXIS*.
- [69] Thorburn s. (1975), *Building structures supported by stabilized ground*, *géotechnique*, Vol.25 (1975), n°1, pp.83-94.

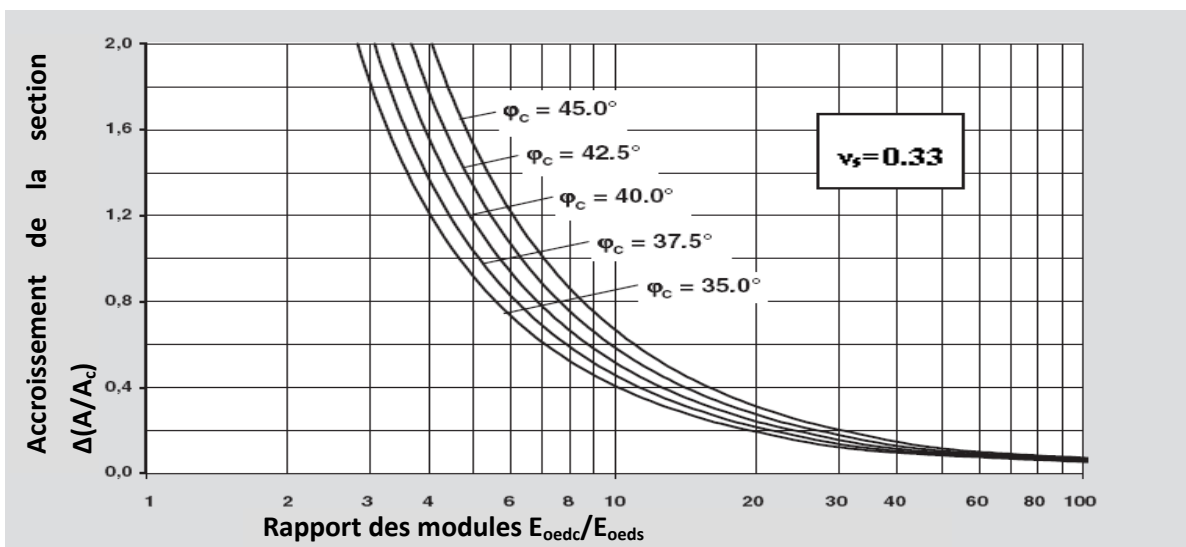
- [70] Thorburn S., Mac Vicar R. S. L. (1968), *Soil stabilization employing surface and depth vibrators*, the Structural Engineer, Vol.46 (1968), n°10, pp.309-316.
- [71] Van Impe W., De Beer E. (1983), *Improvement of settlement behavior of soft layers by means of stone columns*, Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Helsinki, Vol. 1, pp 309-312.
- [72] Vautrain J. (1980), *Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées*, Revue Française de Géotechnique n°11. Paris, pp. 59-73.
- [73] Wallays M., Delapierre J., Van Den Poel J. (1983), *Load transfer mechanism in soils reinforced by stone or sand columns*, Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Helsinki, Vol. 1, pp 313-317.

## ANNEXE A – ABAQUES DE DIMENSIONNEMENT DE PRIEBE

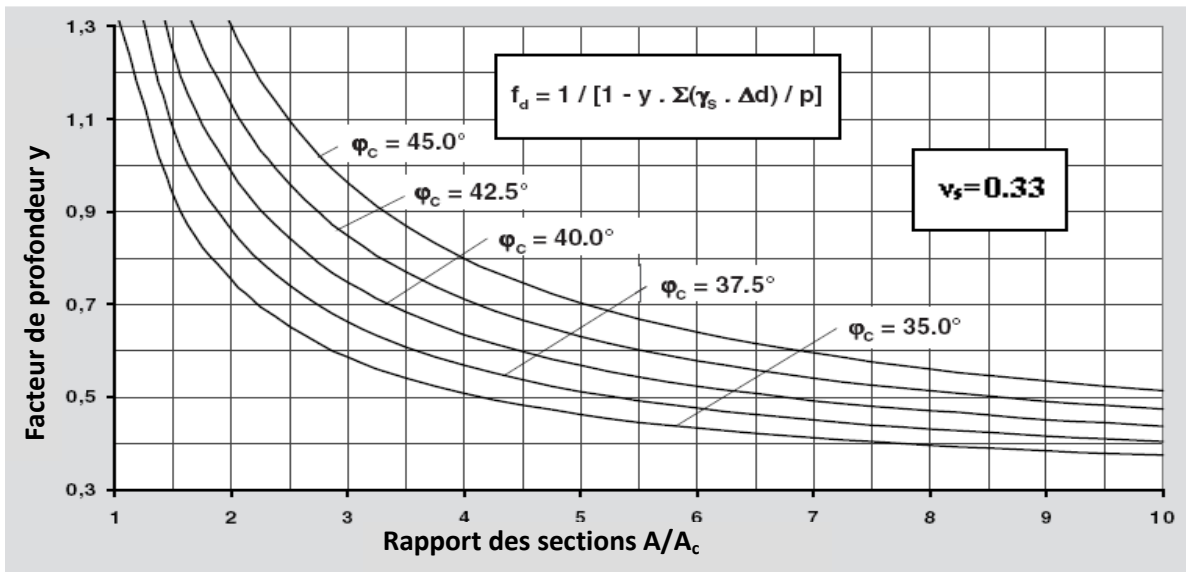
### 1. ABAQUES GENERAUX



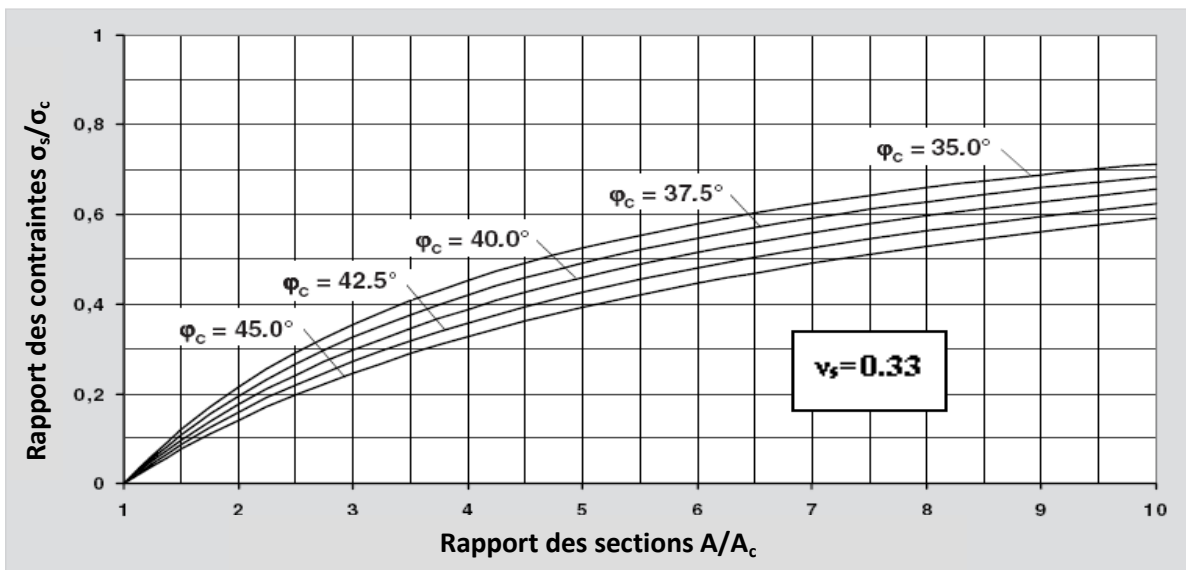
**Abaque 1-** Facteur d'amélioration  $n_1$  en fonction du taux d'incorporation  $A/A_c$



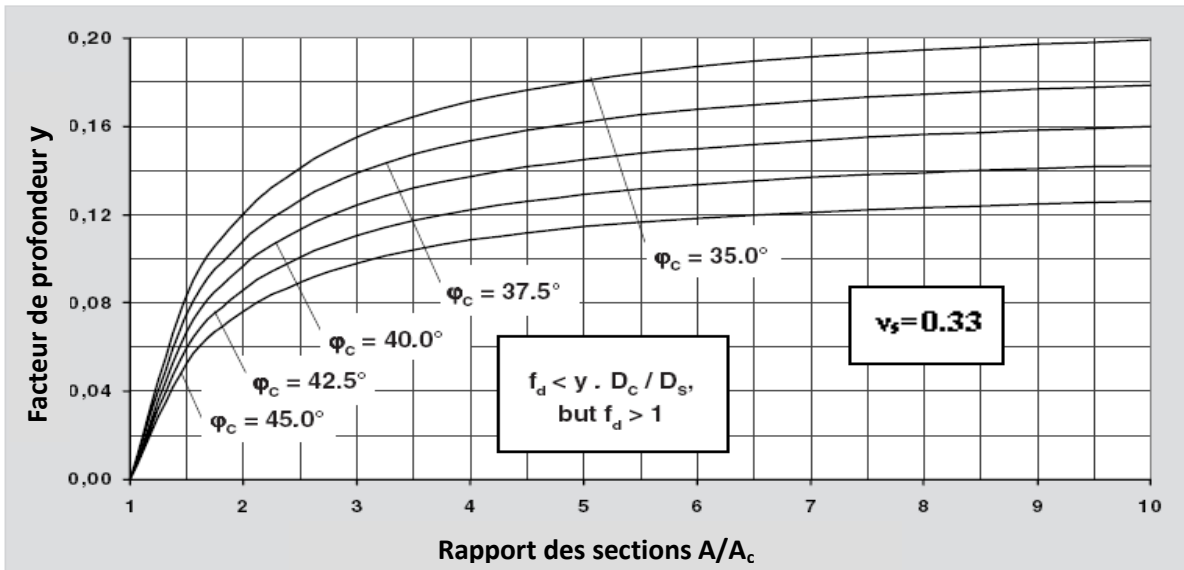
**Abaque 2-** Incidence de la compressibilité relative colonne/sol



Abaque 3- Influence de la profondeur

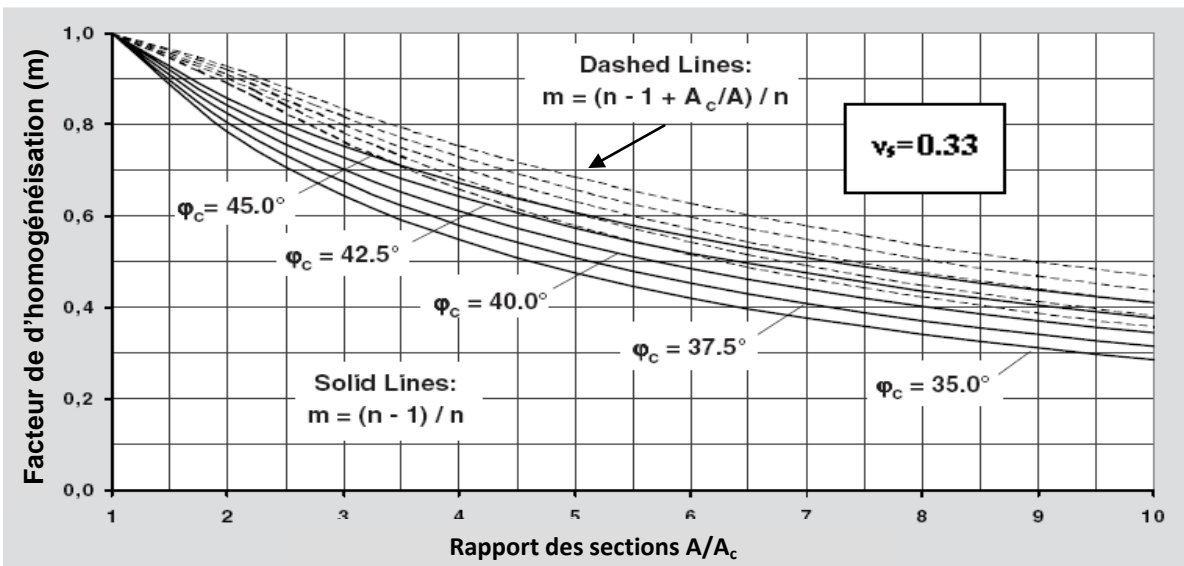


Abaque 4- Les contraintes résiduelles sur le sol après l'installation de la colonne ballastée



**Abaque 5-** La valeur limite du facteur de profondeur

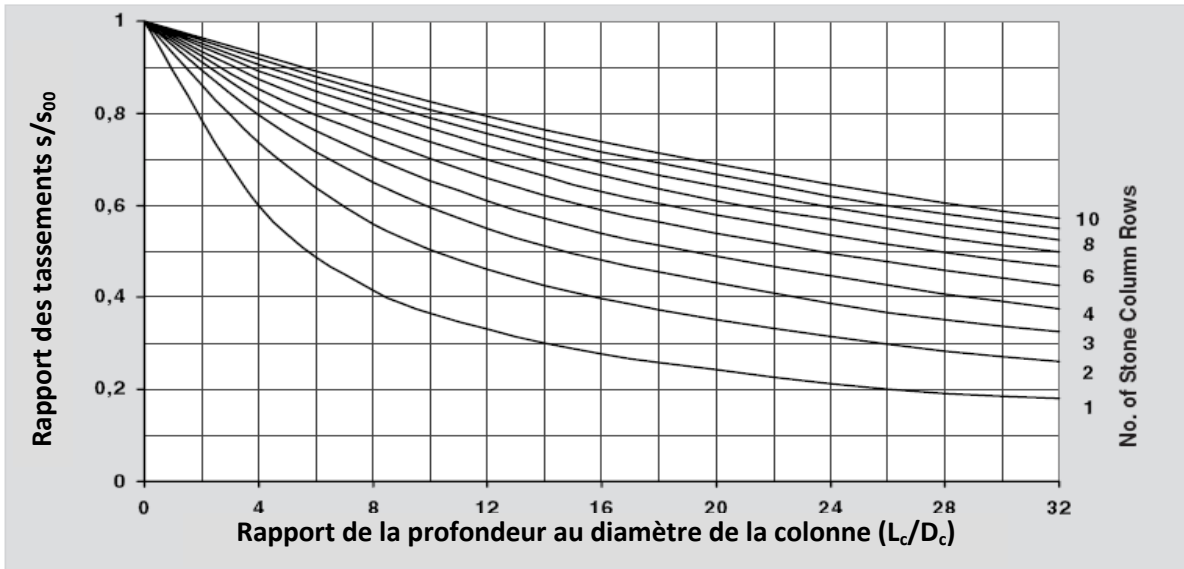
**2. FACTEUR D'HOMOGENEISATION DES SOLS MOUS TRAITES PAR COLONNES BALLASTEES**



**Abaque 6-** Facteur d'homogénéisation  $m$  en fonction du taux d'incorporation  $A/A_c$

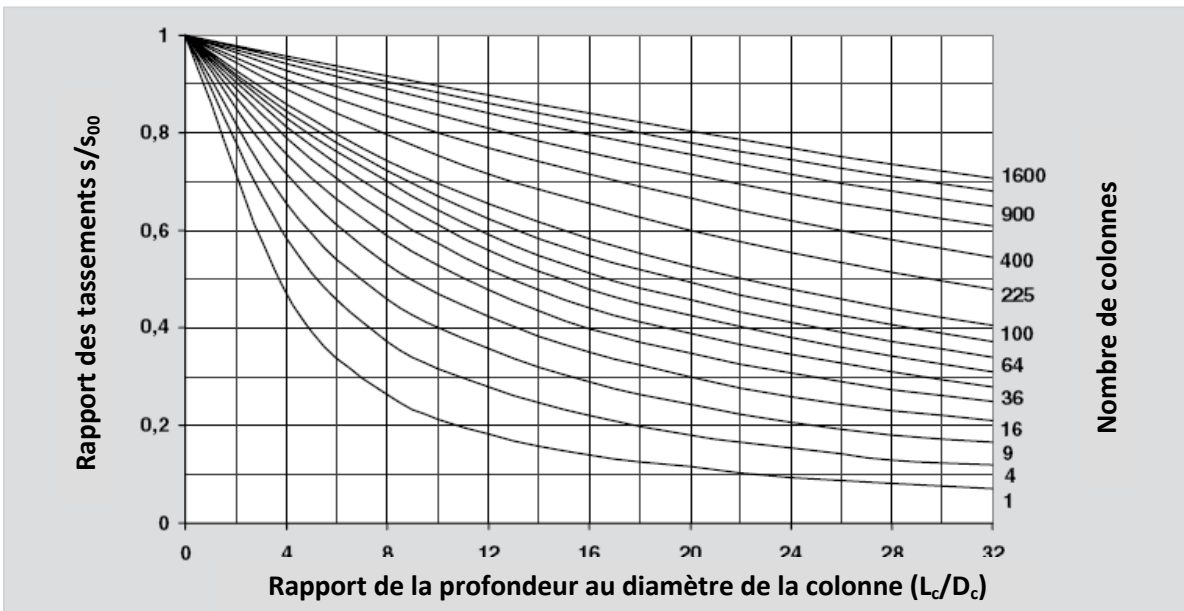
### 3. ABAQUES POUR SEMELLES SUR COLONNES BALLASTÉES

#### a. SEMELLES CARREES



Abaque 7- Rapport des tassements pour semelles isolées

#### b. SEMELLES FILANTES



Abaque 8- Rapport des tassements pour semelles filantes