

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلم
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université 20Aout 1955-Skikda

Faculté de Technologie

Département : Génie Civil

Ref : D012122010D



20 أوت 1955 سكيكدة

كلية التكنولوجيا

: الهندسة المدنية

D012122010D :

Thèse présentée en vue de l'obtention Du diplôme de

Doctorat en sciences

En Génie Civil

Option : Géotechnique

Modélisation du comportement des sols renforcés par des colonnes ballastées

Présentée par : M^{me} HAOUAM Houda

Soutenue publiquement 06/07/2022

Devant le jury composé de :

Mr. Bouziane Salah	Professeur	Université de Skikda	Président
Mr. Messast Salah	Professeur	Université de Skikda	Rapporteur
Mme. Rehab Bekouche Souhila	MCA	Université de Skikda	Examinatrice
Mr. Amrane Moussa	MCA	Université de Batna 2	Examineur
Mme. Moussaoui Moufida	MCA	Université de Annaba	Examinatrice
Mme. Djouimaa Sarah	MCA	Université de Souk Ahras	Examinatrice

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلم
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université 20Aout 1955-Skikda

Faculté de Technologie

Département : Génie Civil

Ref : D012122010D



20 أوت 1955 سكيكدة

كلية التكنولوجيا

: الهندسة المدنية

D012122010D :

Thèse présentée en vue de l'obtention Du diplôme de

Doctorat en sciences

En Génie Civil

Option : Géotechnique

Modélisation du comportement des sols renforcés par des colonnes ballastées

Présentée par : M^{me} HAOUAM Houda

Soutenue publiquement 06/07/2022

Devant le jury composé de :

Mr. Bouziane Salah	Professeur	Université de Skikda	Président
Mr. Messast Salah	Professeur	Université de Skikda	Rapporteur
Mme. Rehab Bekouche Souhila	MCA	Université de Skikda	Examinatrice
Mr. Amrane Moussa	MCA	Université de Batna 2	Examineur
Mme. Moussaoui Moufida	MCA	Université de Annaba	Examinatrice
Mme. Djouimaa Sarah	MCA	Université de Souk Ahras	Examinatrice

REMERCIEMENTS

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de thèse, Monsieur MESSAST SALAH, professeur à l'université de Skikda, pour avoir guidé et enrichi mes réflexions tout au long de ce travail. Je le remercie très sincèrement pour sa disponibilité indéfectible et pour ses critiques constructives.

Je remercie tout particulièrement, Monsieur BOUZIANE SALAH, Professeur à l'université de Skikda, de m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du jury, je lui en suis profondément reconnaissant.

J'exprime ma vive reconnaissance à Mme SOUHILA REHAB BEKKOUCHE, Maitre de conférences à l'université de Skikda, Mme MOUSSAOUI MOUFIDA, Maitre de conférences à l'université d'Annaba, Mme DJOUIMAA SARAH, Maitre de conférences à l'université de Souk Ahras, et Mr AMRANE MOUSSA, Maitre de conférences à l'université de Batna 2, pour m'avoir fait l'honneur d'être membres de jury et d'avoir accepté d'examiner cette thèse.

Finalement, je souhaite adresser ma gratitude à ma chère mère, mon mari, mes enfants, toute ma famille, mes amis et mes collègues de travail de la Direction des Travaux Publics, à Mon chef de service Mr TASLENTE. Je leur dédie ce travail de recherche.

Une précieuse pensée est adressé à mon père que j'ai aimé jusqu'à la frontière de
l'imagination

RESUME

La réalisation des grands ouvrages dans des sites compressibles, impose une reconnaissance géotechnique approfondie, ainsi qu'une étude de comportement mécanique du sol, afin d'adapter des solutions d'améliorations du sol adéquates. C'est dans ce cadre que s'insèrent les travaux de cette thèse. Le cas du viaduc d'Annaba en Algérie représente un sujet d'étude très riche en informations permettant de bien comprendre le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées. Lors de l'étude du site, il s'est avéré que le sol est médiocre et très compressible. Les fondations dans ces sols posent éventuellement le problème de leur faible capacité portante et de leur tassement important. Cela conduit donc à choisir des techniques de renforcement. Parmi les nombreuses méthodes pour améliorer les sols, c'est la technique des colonnes ballastées qui a été adoptée. L'objet de cette thèse, est d'étudier le comportement de ces colonnes, en termes de tassement et ce, par l'intermédiaire de l'interprétation des essais in situ, ceci, nous a permis de constater que le pourcentage de réduction des tassements dans le sol renforcé est importants. Une deuxième partie est consacrée à la modélisation numérique du comportement des colonnes ballastées en utilisant plusieurs configurations en 2D à savoir : la colonne isolée, colonnes entouré par une paroi et colonnes entouré par un anneau concentrique plus une étude paramétrique. La configuration de la colonne isolée a donnée les résultats les plus proches aux mesures insitu, d'où elle a été utilisée dans l'étude de l'ouvrage sus cité. Une comparaison des simulations en 2D et 3D a montré que le calcul 3D améliore les résultats.

Mot clé : colonne ballastée, comportement mécanique, tassement, modélisation numérique, réduction des tassements.

ABSTRACT

The construction of large structures in compressible sites requires in-depth geotechnical reconnaissance, as well as a study of the mechanical behavior of the soil, in order to adapt appropriate soil improvement solutions. It is in this context that the work of this thesis fits. The case of the Annaba viaduct in Algeria represents a subject of study very rich in information allowing a good understanding of the behavior of soils reinforced by stone columns. When surveying the site, it turned out that the soil is poor and very compressible. The foundations in these soils eventually pose the problem of their low bearing capacity and their significant settlement. This therefore leads to the choice of reinforcement techniques. Among the many methods to improve the soil, it is the stone column technique that has been adopted. The object of this thesis, is to study the behavior of these columns, in terms of settlement and this, through the interpretation of the in situ tests, this, allowed us to note that the percentage of reduction of settlements in the reinforced soil are significant. A second part is devoted to the numerical modeling of the behavior of stone columns using several 2D configurations, namely : the isolated column, columns surrounded by a wall and columns surrounded by a concentric ring plus a parametric study. The configuration of the isolated column gave the closest results to the in situ measurements, from where it was used in the study of the aforementioned work. A comparison of 2D and 3D simulations showed that the 3D calculation improves the results.

Key word: stone column, mechanical behavior, settlement, numerical modeling, settlement reduction.

يتطلب بناء الهياكل الكبيرة في المواقع القابلة للانضغاط استطلاعاً جيوتقنياً متعمقاً ، بالإضافة إلى دراسة السلوك الميكانيكي للتربة ، من أجل تكييف حلول تحسين التربة المناسبة. في هذا السياق يناسب عمل هذه الأطروحة.

تتيح فهمًا جيدًا لسلوك التربة المدعمة بأعمدة حجرية. عند مسح الموقع ، اتضح أن التربة فقيرة وقابلة للانضغاط للغاية. تشكل الأساسات الموجودة في هذه التربة في النهاية مشكلة انخفاض قدرتها على التحمل واستقرارها بشكل كبير. هذا يؤدي بالتالي إلى اختيار تقنيات التعزيز. من بين العديد من الطرق لتحسين التربة ، تم اعتماد تقنية العمود الحجري. الهدف من هذه الأطروحة هو دراسة سلوك هذه الأعمدة من حيث الاستقرار وهذا ، من خلال تفسير الاختبارات في الموقع ، وهذا سمح لنا بملاحظة أن النسبة المئوية لتقليل المستوطنات في التربة المقواة كبيرة . الجزء الثاني مخصص للنمذجة العددية لسلوك الأعمدة الحجرية باستخدام عدة تكوينات ثنائية الأبعاد ، وهي:

والأعمدة المحاطة بحلقة متحدة المركز بالإضافة إلى دراسة بارامترية. أعطى تكوين أقرب النتائج للقياسات في الموقع ، حيث تم استخدامه في دراسة العمل المذكور أعلاه. أظهرت مقارنة بين عمليات المحاكاة ثنائية وثلاثية الأبعاد أن الحساب ثلاثي الأبعاد يحسن النتائج.

الكلمات المفتاحية : العمود الحجري ، السلوك الميكانيكي ، التسوية ، النمذجة العددية ، تقليل التسوية.

TABLE DES MATIERES

Remerciement	
Résumé	i
Abstract	ii
.....	iii
Table des matières	iv
Liste des figures	vii
Liste des tableaux	xi
Liste des abréviations	xii
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Recherche bibliographique	
1. Introduction	4
2. Le comportement des sols compressibles	4
2.1. Rappel sur la caractérisation des sols	4
2.1.1. Définition	4
2.1.2. Description des constitutives des sols	5
2.1.3. Classification des sols	5
2.1.4. Sols nécessitant un traitement	6
2.2. Lois de comportement	6
2.2.1. Théorie d'élasticité linéaire	7
2.2.2. Loi de comportement de Mohr – Coulomb	9
2.2.3. Loi de comportement de Cambridge, (Cam-Clay)	11
2.2.4. Loi de comportement de sol avec Ecrouissage HSM (Hardening Soil Model)	13
3. Le renforcement des colonnes ballastées	16
3.1. Définition des colonnes ballastées	16
3.2. Classification générale des procédés d'amélioration et renforcement	17
3.3. Choix de la méthode d'amélioration des sols	17
3.4. Domaine d'application des colonnes ballastées	19
3.5. Objectif de la technique du renforcement par colonnes ballastées	20
3.6. Techniques de mise en œuvre	21
3.6.1. Colonnes exécutées par voie humide	21
3.6.2. Colonnes exécutées par voie sèche	22
3.6.3. Colonnes ballastées pilonnées	23
3.7. Caractéristiques des colonnes ballastées	24
3.7.1. La longueur	24
3.7.2. Le diamètre	24
3.7.3. Maillage	24
3.8. Choix des matériaux	25
3.8.1. Matériaux constitutifs des colonnes	25
3.8.2. Matériaux de matelas de répartition	25
Conclusion	26

Chapitre 2 : Comportement des sols renforcés

1.	Introduction	27
2.	paramètres caractéristiques	27
2.1.	Equation d'équilibre	27
2.2.	Taux d'incorporation	28
2.3.	Rapport de concentration des contraintes verticales	29
2.4.	Facteur de réduction de tassement	29
3.	Comportement des colonnes ballastées au cours de temps	30
3.1.	La phase initiale	30
3.2.	La phase de consolidation	30
3.3.	La phase de fluage	30
4.	Modèle de comportement mécanique d'une colonne ballastée isolée sous chargement statique verticale	31
4.1.	Comportement de la colonne sous une fondation souple	31
4.2.	Comportement de la colonne sous une fondation rigide	32
4.3.	Interaction entre le sol et la colonne ballastée	32
4.4.	Les colonnes ballastées « isolées » chargées en tête	33
4.4.1.	Mécanisme de rupture	33
4.4.1.1.	Rupture par expansion latérale	34
4.4.1.2.	Rupture par cisaillement généralisé	35
4.4.1.3.	Rupture par poinçonnement	36
4.5.	Quelques travaux sur les colonnes isolées	37
5.	Les réseaux de colonnes ballastées	39
5.1.	Domaine d'influence de l'inclusion	39
5.1.1.	Diamètre théorique de la colonne	41
5.1.2.	Détermination de l'espacement entre les colonnes	42
5.1.3.	Prévision de la capacité portante et du diamètre de la colonne	43
5.1.4.	Quelques travaux sur groupes des colonnes	43
6.	Modèles numériques	45
6.1.	Modélisation en 2D	46
6.2.	Modélisation en 3D	47
	Conclusion	49

Chapitre 3 : Présentation du cas d'étude

1.	Introduction	50
2.	Présentation du site	50
3.	Reconnaissance géologique	52
4.	Reconnaissance géotechnique	53
4.1.	L'essai pressiométriques	57
4.1.1.	Description de l'essai	57
4.1.2.	Présentation des résultats	57
4.2.	Essais au laboratoire	59
4.3.	Essais sur le ballast	59
5.	La réalisation des colonnes ballastées	59
5.1.	Essais pressiométriques	61
5.2.	Interprétation des essais pressiométriques	62
5.3.	Essais de chargement	65
5.4.	Résultats et interprétation de l'essai de chargement	68
	Conclusion	72

Chapitre 4: Modélisation numérique du comportement des colonnes en 2D	
1. Introduction	73
2. Caractéristiques des matériaux	73
3. Examen de plusieurs cas a différentes configurations	74
3.1. Modèle d'une colonne isolée	74
3.2. Modèle d'une colonne entourée par paroi	75
3.3. Modèle d'une colonne entourée par un anneau concentrique	76
3.4. Résultats obtenus et discussions	78
4. Etude paramétrique	79
4.1. Influence de loi de comportement	79
4.2. Influence du module de Young	81
4.3. Influence de l'angle de frottement	82
5. Etude du tassement de l'ouvrage	84
6. Effet du matelas	87
7. Proposition des solutions pour réduire les tassements.....	88
7.1. Technique d'excavation du sol	88
7.2. La mise en place d'une nappe de géotextile	89
Conclusion	90
Chapitre 5 : Modélisation numérique du comportement des colonnes ballastées en 3D	
1. Introduction	92
2. Evaluation des tassements par le logiciel Plaxis 3D Foundation	92
2.1. Les phases de calcul des modèles dans Plaxis 3D Foundation	93
2.2. Résultats et discussion	93
3. Effet de groupe de colonnes sur les tassements	94
4. Etude paramétrique	97
4.1. Influence du module de Young	97
4.2. Influence de l'angle de frottement	100
4.3. Influence de l'espacement entre colonne	103
4.4. Influence du diamètre des colonnes	105
4.5. Influence du positionnement des colonnes	107
Conclusion	109
Conclusions et recommandations	111
Références bibliographiques	113
Annexes	120
Annexe 1	120
Annexe 2	127

LISTE DES FIGURES

Fig. 1.1 Schématisation de la loi de comportement élastique linéaire (loi de Hook)	7
Fig. 1.2 Coefficient de Poisson	8
Fig. 1.3 : Courbe intrinsèque du modèle Mohr Coulomb	10
Fig. 1.4 : (a) résultats d'essais triaxiaux standards ; et (b) Modèle élasto-plastique de la loi Mohr Coulomb	10
Fig. 1.5 : Représentation de la loi de comportement de Mohr Coulomb et de Tresca dans l'espace des contraintes principales	11
Fig. 1.6 : Présentation du chemin des contraintes effectives et totales	12
Fig. 1.7 : Présentation du modèle de sol avec écrouissage –Hardening soil model	14
Fig. 1.8 : Module œdométrique tangent selon	15
Fig. 1.9 : Angle de dilatance (Ψ) selon	15
Fig. 1.10 : Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols-limites et domaine de validité	18
Fig. 1.11 : Domaines d'application des techniques d'amélioration de sol	20
Fig. 1.12 : Mise en œuvre des colonnes ballastée par voie humide	21
Fig. 1.13 : Mise en œuvre des colonnes ballastée par voie sèche	22
Fig. 1.14 : Engin utilisé pour la réalisation des plots ballastés	23
Fig. 1.15 : Principe de réalisation des plots ballastés	23
Fig. 1.16 : Matelas de répartition	26
Fig. 2.1 : Principe de la cellule unitaire	28
Fig. 2.2 : Vue en plan du réseau de colonnes	28
Fig. 2.3 : Rapport de concentration des contraintes verticales	29
Fig. 2.4 : Facteur de réduction de tassement	29
Fig. 2.5 : Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale	30
Fig. 2.6 : Répartition des contraintes en surface d'une colonne sous une fondation souple : a- Répartition des contraintes horizontales, b - Répartition des contraintes verticales et déformation axiale	31
Fig. 2.7 : Répartition des contraintes en surface d'une colonne sous une fondation rigide : a- Répartition des contraintes horizontales, b - Répartition des contraintes verticales et déformation axiale	32
Fig. 2.8 : Interaction sol/structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe : a- Sous une fondation rigide, b- Sous une fondation souple	33
Fig. 2.9 : Mécanisme de rupture d'une colonne ballastée isolée chargée en tête exécutée	

dans une couche compressible	34
Fig. 2.10 : Analogie colonne ballastée/éprouvette triaxiale	35
Fig. 2.11 : Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé	35
Fig. 2.12 : Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée	36
Fig. 2.13 : Essai de chargement sur modèle réduit d'une colonne ballastée : (a) Chargement de la cellule unité ; (b) chargement en tête de la colonne.....	37
Fig. 2.14 : Essai de chargement en grandeur réelle : (a) Dispositif de chargement d'une colonne isolée ; (b). Coupe schématique de l'essai.	39
Fig. 2.15 : Réseau de colonnes ballastées :).....	40
Fig. 2.16 : Domaine d'influence pour l'étude des réseaux de colonnes ballastées	40
Fig. 2.17 : Diamètre théorique de la colonne	41
Fig. 2.18 : Détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne	42
Fig. 2.19 : Détermination de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant	43
Fig. 2.20 : Déformations latérales des pieux de sable suite au chargement par une fondation circulaire au début, au milieu et à la fin de processus de chargement : a) $L/D=6$; b) $L/D=10$	44
Fig. 2.21 : Essais de chargement sur modèle réduit des colonnes ballastées. a) vue en plan ; b) profile en travers ; c) détails de la cellule de pression.	45
Fig. 2.22. Déformation latérale observée suite au chargement des colonnes	45
Fig. 2.23 : Relation entre taux de réduction des tassements et le rapport des sections : groupe de 2x2 colonnes (a) et groupe de 5x5 colonnes (b)	48
Fig. 2.24 : Déplacement latéraux mesurés et calculés par la modélisation	48
Fig. 3.1 : Carte géologique de l'Algérie	51
Fig. 3.2 : Localisation de l'ouvrage	51
Fig. 3.3 : Coupe géologique du site des travaux	52
Fig. 3.4: Sondage et essais in situ dans l'étude préliminaire	53
Fig. 3.5 : Plan de prospection	55
Fig. 3.6 : Profil géotechnique	56
Fig. 3.7 : Réalisation d'une colonne ballastée	60
Fig. 3.8 : Positionnement des essais pressiométriques	61
Fig. 3.9 : Evolution du module pressiométriques en fonction de la profondeur	62
Fig. 3.10 : Evolution de la pression limite en fonction de la profondeur	63
Fig. 3.11: Evolution du rapport E/P_l en fonction de la profondeur	64
Fig. 3.12 : Schéma de l'instrumentation	65

Fig. 3.13 : Essai de chargement	66
Fig. 3.14 : Implantation des essais de chargement	67
Fig. 3.15 : Evolution des tassements en fonction du chargement	68
Fig. 3.16 : Réduction du tassement	69
Fig. 3.17 : Vitesse de tassement en fonction de la charge	70
Fig. 3.18 : Tassement par palier en fonction du temps (a) Colonne N° 2, (b) Colonne N° 4.	71
Fig. 4.1 : Le modèle de la colonne isolée	74
Fig. 4.2 : Le maillage du modèle de la colonne isolée	74
Fig. 4.3 : Le modèle de la colonne entourée par paroi	75
Fig. 4.4 : Le maillage du modèle de la colonne entourée par paroi	76
Fig. 4.5 : Configuration géométrique: (a) Modèle du groupe des colonnes ; (b) Modèle équivalent d'un anneau concentrique	76
Fig. 4.6 : Le modèle de la colonne entourée par un anneau concentrique	77
Fig. 4.7 : Le maillage du modèle de la colonne entourée par un anneau concentrique	77
Fig. 4.8 : Déplacements verticaux résultant des 3 configurations	78
Fig. 4.9 : Comparaison des tassements du sol non renforcé et du sol renforcé en in situ avec les trois configurations numériques	79
Fig. 4.10 : Influence de loi de comportement	80
Fig. 4.11 : Influence des lois de comportement sur la réduction du tassement	80
Fig. 4.12 : Influence du module de Young	81
Fig. 4.13 : Influence de module de Young sur la réduction du tassement	82
Fig. 4.14 : Influence de l'angle de frottement	83
Fig. 4.15 : Influence de l'angle de frottement sur la réduction du tassement	84
Fig. 4.16 : Modèle de la rampe d'accès	84
Fig. 4.17 : Modélisation de la rampe d'accès reposant sur le sol non renforcé : a- modèle du sol non renforcé, b- calcul du modèle	85
Fig. 4.18 : Déformation des colonnes	85
Fig. 4.19 : Déplacement horizontale	86
Fig. 4.20 : Déplacement verticale	86
Fig. 4.21 : Modèle de la rampe d'accès avec matelas	87
Fig. 4.22 : Calcul du modèle de la rampe d'accès avec matelas	87
Fig. 4.23 : Renforcement du sol par la méthode d'excavation	88
Fig. 4.24 : Calcul du modèle de la rampe d'accès par la méthode d'excavation	88
Fig. 4.25 : La rampe d'accès reposant sur une nappe de géotextile et des colonnes ballastées	89
Fig. 4.26 : Calcul du modèle de la rampe d'accès reposant sur une nappe de géotextile et des colonnes d'accès	90

Fig. 5.1 : Modélisation d'une colonne isolée en utilisant Plaxis 3D foundation (a) génération du modèle en 2D, (b) génération du modèle en 3D	92
Fig. 5.2 : Calcul de la colonne isolée (a) phase de calcul, (b) déplacement verticale	93
Fig. 5.3 : Comparaison des tassements dus au chargement de la colonne étudiée en 2D et 3D avec la colonne réalisée sur chantier	94
Fig. 5.4 : Phase de calcul : (a) 7 colonnes, (b) 19 colonnes	95
Fig. 5.5 : Modélisation du sol sans renforcement	96
Fig. 5.6 : Comparaison des tassements dans le cas d'une colonne isolée, de 7 et 19 colonnes ballastées	96
Fig. 5.7 : Réduction des tassements pour 1 colonne, 7 colonnes et 19 colonnes	97
Fig. 5.8 : Influence du module de Young sur le modèle d'une colonne	98
Fig. 5.9 : Influence du module de Young sur le modèle de 7 colonnes	98
Fig. 5.10 : Influence du module de Young sur le modèle de 19 colonnes	99
Fig. 5.11 : Influence du module de Young sur la réduction des tassements	100
Fig. 5.12 : Influence de l'angle de frottement sur le modèle d'une colonne	101
Fig. 5.13 : Influence de l'angle de frottement sur le modèle de 7 colonnes	101
Fig. 5.14 : Influence de l'angle de frottement sur le modèle de 19 colonnes	102
Fig. 5.15 : Influence de l'angle de frottement sur la réduction des tassements	102
Fig. 5.16 : Influence de l'espacement entre colonnes sur le modèle de 7 colonnes	103
Fig. 5.17 : Influence de l'espacement entre colonnes sur le modèle de 19 colonnes	104
Fig. 5.18 : Influence de l'espacement entre colonnes sur la réduction des tassements	104
Fig. 5.19 : Influence de diamètre de la colonne sur le modèle d'une colonne	105
Fig. 5.20 : Influence de diamètre de la colonne sur le modèle de 7 colonnes	106
Fig. 5.21 : Influence de diamètre de la colonne sur le modèle de 19 colonnes	106
Fig. 5.22 : Influence de diamètre de la colonne sur la réduction des tassements	107
Fig. 5.23 : Influence de positionnement des colonnes sur le modèle de 7 colonnes	108
Fig. 5.24 : Influence de positionnement des colonnes sur le modèle de 19 colonnes	108
Fig. 5.25 : Influence de positionnement des colonnes sur la réduction des tassements	109

LISTE DES TABLEAUX

Tab 1.1 : Seuils du module de Young selon la nature du sol	8
Tab 1.2 : Valeurs approximatives de	9
Tab 1.3 : Détermination des paramètres requis dans la loi de comportement Cam-Clay.....	13
Tab 1.4 : Champ d'application des colonnes ballastées en France	19
Tab 1.5 : Sols concernés par la réalisation des colonnes ballastées	20
Tab 3.1 : Les épaisseurs des couches	54
Tab 3.2 : Classification du sol d'après le fascicule N° 62, titre V.....	57
Tab 3.3 : Résultats des essais pressiométriques	58
Tab 3.4 : Résumé des paramètres géotechniques	59
Tab 3.5 : Résultats des essais effectués sur les prélèvements des carrières	59
Tab. 4.1 : Caractéristiques géotechniques des différentes couches du sol	73

LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

A [m ²]	L'air total
A _c [m ²]	L'air de la colonne
A _s [m ²]	L'air du sol
a [-]	taux d'incorporation
C [kPa]	La cohésion
C _u [kPa]	Cohésion non drainée du sol
D _c [m]	Diamètre de la colonne
D _e [m]	Diamètre d'influence de la colonne
E [Mpa]	Module d'élasticité ou module de Young
E _m [bar]	Le module pressiométrique
E_S^r [MPa]	Module sécant dans un essai triaxial
E_u [MPa]	Rigidité de déchargement-chargement triaxiale
$E_o^{t\acute{e}f}$ [MPa]	Module tangent dans un essai œdométrique
G [kPa]	Module de cisaillement
I _p [-]	Indice de plasticité
k [-]	Indice de swelling du modèle Cam-Clay
L _{min} [m]	Longueur minimale de la colonne ballastée
L _{max} [m]	Longueur maximale de la colonne ballastée
n [-]	Le rapport de concentration des contraintes
P' [kPa]	Contrainte effective moyenne
P _l [bar]	La pression limite
P _f [bar]	La pression de fluage
P ^{ref} [kPa]	Contrainte de référence
S _i [m]	Tassement du sol avant traitement
S _f [m]	Tassement du sol après traitement
t _i [jour]	Temps initial
t _f [jour]	Temps final
u [kPa]	Pression interstitielle
W [%]	La teneur en eau
W _p [%]	Limite de plasticité
W _l [%]	Limite de liquidité
[-]	Le facteur de réduction des tassements
γ_h [kN/m ³]	La densité humide
γ_d [kN/m ³]	La densité sèche
σ [kPa]	La contrainte normale
σ_0 [kPa]	Contraint moyenne appliquée sur l'air totale
σ_1 [kPa]	Contrainte axiale
σ_3 [kPa]	Contrainte de confinement constante
σ_c [kPa]	Contrainte appliquée sur la colonne
σ_h [kPa]	Contrainte horizontale
σ_s [kPa]	Contrainte appliquée sur le sol

ε [-]	La déformation
ε_h [-]	Déformation horizontale
ε_v [-]	Déformation verticale
τ [kPa]	Contrainte tangentielle ou contrainte de cisaillement
φ [°]	L'angle de frottement
ν [-]	Coefficient de poisson
Ψ [°]	L'angle de dilatation
λ [-]	Indice de compression du modèle Cam-Clay

S	Sondage
SC	Sondage complémentaire
PS	Pénétromètre statique lourd type Gouda
PR	Sondages pressiométriques
PD	Pénétrations dynamiques
LA	Essai Los Angeles
MDE	Essai Micro Deval

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'implantation des ouvrages reposant sur les fondations dans des sols compressible et très peu consolidés, impose la recherche des techniques de construction en rapport avec le comportement mécanique de ce sol, d'où la recherche de solution de consolidation préalable des sols support. Les comportements de ces types de sol peuvent causer et nuire préjudicialement aux constructions des dommages liées essentiellement à leur comportement.

Parmi les nombreuses solutions d'améliorations du sol, nous allons nous intéresser particulièrement à la technique des colonnes ballastées, elle consiste à introduire, sous l'action d'une aiguille vibrante pénétrant par refoulement latéral du ballast à l'aide d'un fluide de lancement (air ou eau). L'effet de la vibration entraîne une liquéfaction du sol et la dissipation des suppressions interstitielles permet par la suite la densification.

C'est au début des années 1930 en Allemagne, que STEURMANN et DEGEN, alors employés de Johann KELLER ; (*Une idée simple mais les effets sont étonnants ; Johann Keller GmbH, 1935*), ont développé la vibro-flottation afin de compacter des sables et des graviers. Cependant la variété des sols à traités, pulvérulents à cohérents, a nécessité, depuis la fin des années 1950 en Europe, une modification du matériel et de la technique originale. C'est ainsi qu'une technique permettant l'introduction d'un matériau pulvérulent grossier, le ballast, et sa compaction dans le sol cohérent à traiter, a été inventée et nommée colonne ballastée. Elles améliorent les caractéristiques mécaniques du sol, augmentent leur capacité portante, réduisent les tassements sous la charge appliquée, accélèrent la consolidation du sol par leurs propriétés drainantes, et semblent réduire le risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

Le renforcement des sols par des colonnes ballastées est très bien présenté par Greenwood (1970), Balamm (1976), Balamm et Booker (1995), Priebe (1976, 1995), Dhouib et al. (2004), Dhouib et Blondeau (2005), Debats (2004), Debats et al. (2006), Six (2006), Corneille et al. (2006), etc.

De nombreuses publications font état de la réalisation de colonnes ballastées sous des ouvrages de grandes dimensions (Barksdale et Bachus, 1983, Degen, 1998, etc) et de leur dimensionnement (Priebe, 1995), bien que sa théorie date de la fin des années 1970. Par

ailleurs, plusieurs auteurs ont étudié le comportement mécanique en grandeur réelle des colonnes ballastées sous des ouvrages souples (Mac Kenna et al, 1975, Vautrain, 1980, Greenwood, 1991). Cependant, peu nombreux sont les auteurs qui ont étudié en grandeur réelle des colonnes ballastées convenablement instrumentées et chargées par une fondation rigide (Watts et al, 2000).

Le travail de thèse a pour objectif, d'améliorer les connaissances expérimentales et numériques sur le comportement mécanique des colonnes ballastées implantées dans un site réel, à l'image du viaduc de Annaba en Algérie, construit dans un sol compressible, ayant nécessité une amélioration des caractéristiques mécaniques des sols en place, elle consiste l'utilisation des essais in situ, et valider l'étude expérimentale avec la modélisation numérique en utilisant le logiciel Plaxis 2D V8 et 3D Foundation, ainsi, d'étudier l'effet du groupe de colonnes

Les travaux que nous avons effectués dans le cadre de cette thèse sont développés dans les cinq chapitres suivants :

Le premier chapitre est scindé en deux parties, la première partie, présente l'étude bibliographique du comportement de sols mous, telle que la description et classification du sol, ainsi que leurs lois de comportement, la deuxième partie, expose le renforcement des sols par des colonnes ballastées. Telle que la définition, classification, domaine d'application des colonnes ballastées, aussi, la technique de ses mises en œuvre.

Le deuxième chapitre présente le comportement des colonnes ballastées, leur mécanisme de rupture et les méthodes de dimensionnement, les différentes recherches analytique et numérique.

Le troisième chapitre récapitule une synthèse des résultats d'une campagne d'investigations géotechniques définissant les principales caractéristiques physiques et mécaniques du sol support ainsi que les différents essais effectués sur le matériau incorporé dans les colonnes (le ballast). En outre, ce chapitre présente la description et les résultats issus des essais in situ, effectués après la réalisation des colonnes ballastées dans un sol support présentant des faibles caractéristiques mécaniques.

Le quatrième chapitre comporte une validation numérique de l'étude expérimentale, par le logiciel Plaxis 2D. Une comparaison des résultats issus des différents modèles générés avec

ceux obtenus par des essais de chargement en grandeur réelle est effectuée, ensuite, une étude paramétrique est exécutée pour voir l'influence de certains paramètres géotechnique sur le comportement des colonnes ballastées.

Le cinquième et dernier chapitre vise à valider et étudier le comportement de la colonne ballastée isolée en utilisant Plaxis 3D Foundation, et analyser l'effet du groupe de colonnes, ainsi, diagnostiquer l'influence des paramètres géotechnique sur le comportement des colonnes.

Enfin, nous clôturons ce travail par des conclusions générales, et nous y rappelons les principaux résultats obtenus, en ouvrant la perspective de nouvelles études qui nous semblent possibles pour le développement future.

CHAPITRE 1

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

1. INTRODUCTION

Le renforcement des sols par colonnes ballastées constitue une technique très efficace, moins coûteuse et plus respectueuse vis-à-vis de l'environnement, c'est-à-dire, elle a le moindre impact sur l'environnement en comparaison avec d'autres techniques de renforcement des sols. Elle a pour but généralement l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols mous.

Les colonnes ballastées sont des colonnes verticales remplies d'un matériau granulaire bien compacté incorporé par voie sèche (injection d'air) ou par voie humide (injection d'eau). Cette technique consiste d'une purge et substitution de 10 à 35 % du sol en place.

Plusieurs chercheurs ont étudié le renforcement des sols par des colonnes ballastées citant Greenwood (1970), Priebe (1976), Balamm et Booker (1995), Dhouib et al. (2004), Debats et al. (2006), Six (2006), Corneille et al. (2006), etc.

Dans ce chapitre, on présente d'une part, un aperçu sur quelques lois de comportement du sol et d'autre part, la technique de renforcement des colonnes ballastées, le domaine d'application de cette méthode, les différentes méthodes de leur mise en œuvre.

2. LE COMPORTEMENT DES SOLS COMPRESSIBLES

2.1. RAPPEL SUR LA CARACTERISATION DES SOLS

2.1.1. DEFINITION

Le sol est un agrégat naturel, il peut être soit séparé en grain (sols pulvérulents « les sables »), soit déformé à la main (sols cohérents « les argiles ») ou par une action mécanique relativement faible, V. Merrien et al, (2003). Il est le résultat d'une altération naturelle physique ou chimique des roches. Le sol est généralement un matériau hétérogène et discontinu avec des caractéristiques très variables.

De façon générale, les principaux problèmes liés aux sols s'expriment, par une capacité portante faible, des déformations (tassement absolu ou différentiel) importantes sous charges statiques ou dynamiques (séisme).

D'autre part, c'est un matériau tri-phasique formé de grains solides, d'eau et d'air. J. Degoutte et al, (2009).

2.1.2. DESCRIPTION DES CONSTITUTIVES DES SOLS

a- Phase solide :

La phase solide est caractérisée, par la variabilité de ses particules élémentaires (dimensions, formes, états de surface, natures chimique et minéralogique) et de leur arrangement. Les particules formées par altération physique ou mécanique sont généralement constituées de fragments de la roche mère renfermant chacun un ou plusieurs minéraux ; leur forme est régulière.

b- Phase liquide :

Les interstices du squelette solide sont occupés en partie ou en totalité par de l'eau. Cette eau n'est en général pas pure : elle contient des électrolytes dissociés en cations et anions (son PH est alors acide ou basique), des matières organiques et des colloïdes en suspension et, dans certains cas, des gaz dissous.

c- Phase gazeuse :

Dans les sols non saturés, la phase gazeuse, peut être présente partout ou seulement dans certaines parties des pores formées d'un mélange d'air, de vapeur d'eau, de gaz carbonique et d'autres gaz. Les sols saturés peuvent aussi contenir du gaz, mais sous forme de bulles ou en dissolution dans l'eau.

2.1.3. CLASSIFICATION DES SOLS

Il existe en pratique trois types de sols : les sols pulvérulents, cohérents et organiques.

a- Sol pulvérulent :

Les sols pulvérulents sont définis, comme étant les matériaux tels que le sable, gravier, les cailloux, et les mélanges de ces matériaux tels que le sable graveleux. Ils, sont caractérisés par leur forte perméabilité et une absence de liaison entre les grains, les particules sont visibles à l'œil nu.

En général, ces sols ont une faible influence de l'eau interstitielle, celle-ci peut circuler librement entre les grains. A. Bouafia, (2010)

b- Sol cohérent :

Les sols cohésifs sont l'ensemble des sols fins tel que : l'argile, les silts, les marnes, les limons et le mélange de ces matériaux tel que les marnes argileuses. Ils sont caractérisés par leur faible perméabilité et forte liaison entre les grains. En outre, le comportement des sols cohésifs est très évolutif (il n'est pas instantané), il subit l'influence de l'eau interstitielle.

Certains matériaux comme la montmorillonite, ont tendance à absorber l'eau, par conséquent à se gonfler, dans ce cas on peut constater que l'argile manifeste un retrait, c'est-à-dire diminution du volume. A. Bouafia, (2010).

c- Sol organique :

La matière organique se compose en deux fractions :

Une partie brute dans laquelle on reconnaît encore des structures végétales, et animales : débris de feuille, de tiges, de racines, d'organes d'insectes...

Une partie transformée résultant de l'évolution de la précédente : l'humus qui est composé de polyosides d'acides organique et de protéines.

La matière organique a une influence importante sur le comportement des sols. Si la matière organique à un peu évolué (tourbe fraîche) sa texture retient beaucoup d'eau, elle est très compressible. N. Sertien, (2006).

2.1.4. SOLS NECESSITANT UN TRAITEMENT

Parmi les sols médiocres, on cite les suivants :

a- Les sols compressibles :

Présentent des risques de tassement énormes comme les argiles, limons sous consolidés, la vase et les sols organiques (tourbes).

b- Les sols pulvérulents lâches :

Comme les sables fins aquifères, qui peuvent causer des problèmes de liquéfaction s'ils sont saturés et soumis à des chargements cycliques sous l'action des séismes.

c- Les dépôts alluvionnaires récents :

Ces formations contiennent de grandes proportions de vase, d'argile, et de matières organiques, ces sols représentent ainsi des grands risques de tassement, en plus de la faible portance qu'ils fournissent suite à leur caractère géologique (ère quaternaire) récent.

2.2. LOIS DE COMPORTEMENT

La loi de comportement est une représentation mathématique du comportement d'un petit élément de volume macroscopique dans le sol soumis à un chargement quelconque. Elle exprime notamment la relation entre les contraintes et les déformations. La plus simple de ces représentations est la théorie d'élasticité qui suppose que les contraintes et les déformations sont liées linéairement. Lorsqu'une contrainte est appliquée sur un matériau élastique, les déformations et les déplacements résultants se produisent instantanément et restent constants

avec le temps du chargement. Cependant, les géomatériaux et spécialement les sols ne se comportent jamais dans une telle condition idéale et simple. C'est pour cette raison que plusieurs études et recherches avancées ont été menées dans le but de conduire au développement des lois de comportement évoluées afin de donner une meilleure représentation mathématique qui relie les efforts à leurs déformations associées et qui simule le comportement réel des sols soumis à des chargements quelconques en surface.

2.2.1. THEORIE D'ELASTICITE LINEAIRE

La théorie d'élasticité linéaire a pour objectif l'étude des déformations des corps sous l'action des forces (Poincare H. et al. 1892). L'expression mathématique de la loi constitutive des matériaux linéaires élastiques est donnée par la loi de Hook (François Frey, 2006) :

$$\sigma = E\varepsilon \quad (1.1)$$

Avec :

E : Module d'élasticité ou module de Young,

ε : La déformation

σ : La contrainte appliquée

Bowles 1997 a proposé une gamme de valeurs du module de Young E qui pourraient être obtenues selon la nature du sol (voir tableau 1.1).

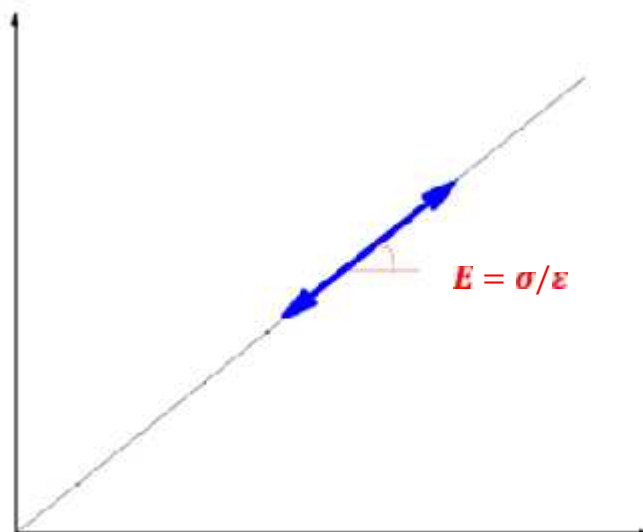


Fig. 1.1 Schématisation de la loi de comportement élastique linéaire (loi de Hook) Poincare H. et al. 1892

Tab 1.1. Seuils du module de Young selon la nature du sol (Bowles, 1996).

Nature de sol		Es [MPa]
Argile	Très molle	2-15
	Molle	5-25
	Médium	15-50
	Ferme	50-100
Lœss		15-60
Sable	Limoneux	5-20
	Lâche	10-25
	Dense	50-81
Sable graveleux	Lâche	50-150
	Dense	100-200

Le modèle élastique linéaire est basé sur la loi de Hook (Équation. 1.1), qui suppose que le sol agit comme étant un matériau élastique linéaire. C'est-à-dire, les déformations résultantes d'un chargement quelconque sont totalement réversibles. Le comportement élastique s'exprime par deux paramètres, le module de Young (E) et le coefficient de Poisson (ν).

Le coefficient de poisson est défini par le rapport entre la déformation horizontale et la déformation verticale, soit :

$$\nu = \frac{\epsilon_h}{\epsilon_v} \quad (1.2)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson

ϵ_h : Déformation horizontale

ϵ_v : Déformation verticale

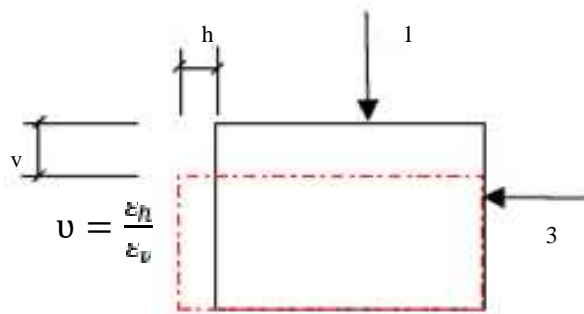


Fig. 1.2 : Coefficient de Poisson (Bowles, 1996)

Le tableau 1.2, récapitule une gamme de valeurs du coefficient de Poisson des différentes classes des sols proposées par Bowles 1996.

Tab 1.2. Valeurs approximatives de ν d'après Bowles, 1996

Types de sols	[-]
Argiles saturées	0.4-0.5
Argiles non saturées	0.1-0.3
Argiles sableuses	0.2-0.3
Limons	0.3-0.35
Sables, sables graveleux	0.3-0.4
Roches	0.1-0.4
Loess	0.1-0.3

Ce modèle ne donne pas une vraie représentation du comportement relativement complexe des sols. Il est adopté seulement pour simuler le comportement des éléments structuraux (Fondations superficielles, fondations semi-profondes ou puits, fondations profondes ou semelles reposantes sur des pieux, murs de soutènement, parois rigides, etc.).

2.2.2. LOI DE COMPORTEMENT DE MOHR – COULOMB

Le modèle bien connu de Mohr - Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour simuler le comportement des sols cohérents à long terme (argiles et limons), des sols pulvérulents (sables et graviers) et de certaines roches (Magan, 2005).

Le comportement du sol avant la rupture est décrit par la loi d'élasticité linéaire isotrope de Hook. La rupture du sol est décrite ensuite par le critère de rupture de Mohr – Coulomb.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c \quad (1.3)$$

Dont

τ : est la contrainte de cisaillement

σ : est la contrainte normale.

C : est la cohésion du sol

φ : est l'angle de frottement interne du sol.

Ce modèle nécessite cinq paramètres fondamentaux : le module de Young (E), le coefficient de Poisson (ν), l'angle de frottement (φ), la cohésion (c) et l'angle de dilatance (ψ) (Brinkgreve R.B.J. 2003). Ces paramètres peuvent être déterminés à partir des résultats d'essais au laboratoire tels que l'appareil triaxial, la boîte de cisaillement direct ou l'œdomètre.

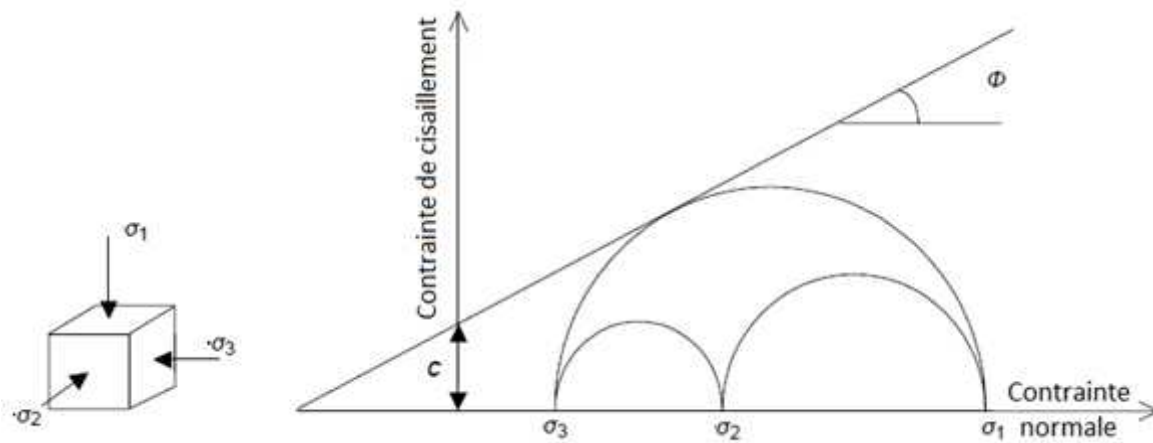
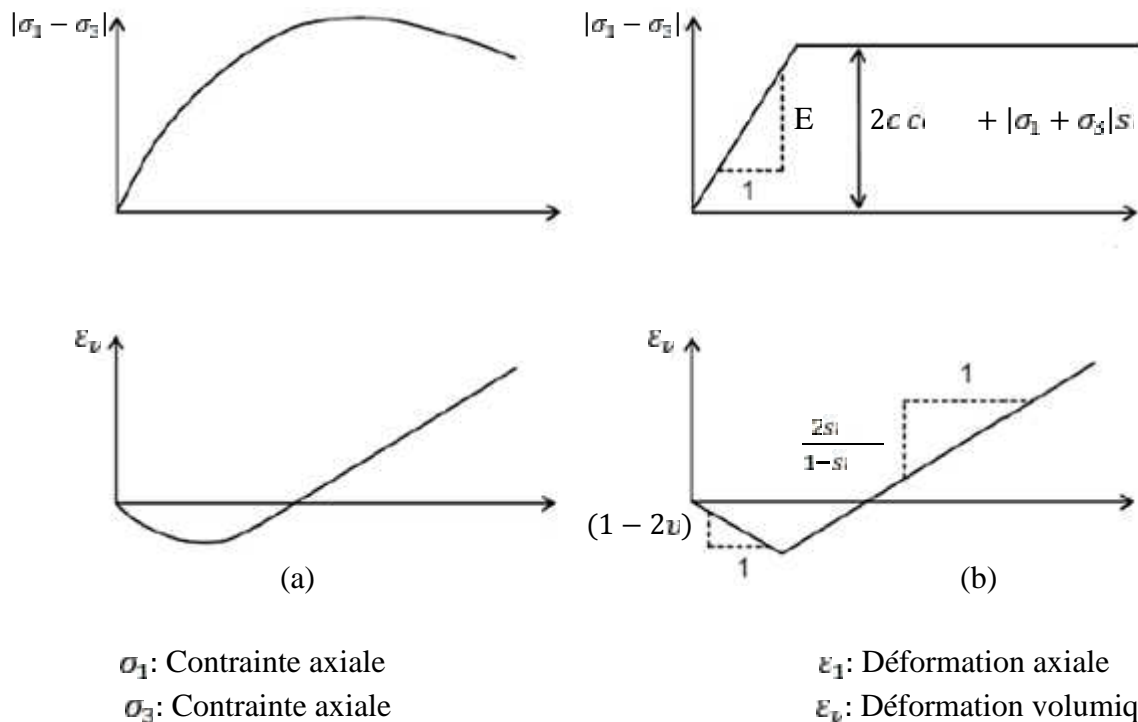


Fig. 1.3 : Courbe intrinsèque du modèle Mohr Coulomb (Brinkgreve, 2003)

La figure 1.3 récapitule d’une part les résultats d’essais triaxiaux standards (essais triaxiaux de compression). Et d’autre part, la simulation de ce fameux essai de cisaillement des sols par la loi de comportement de Mohr-Coulomb. La figure 1.4 illustre aussi bien les différentes relations qui existent entre les paramètres essentiels de ce modèle de comportement élasto-plastique à savoir le module de Young (E), le coefficient de Poisson ν , la cohésion du sol (c), l’angle de frottement interne du sol ϕ et l’angle de dilatance du sol ψ . Aussi bien, ils sont montrés les différentes pentes de la représentation théorique.



σ_1 : Contrainte axiale
 σ_3 : Contrainte axiale

ϵ_1 : Déformation axiale
 ϵ_v : Déformation volumique

Fig. 1.4 : (a) résultats d’essais triaxiaux standards ; et (b) Modèle élasto-plastique de la loi Mohr Coulomb (Brinkgreve et al. 2003)

La variation de volume durant la phase plastique est caractérisée par la quantité :

$$\frac{d_v}{d_a} = \frac{2s}{1-s} \quad (1.4)$$

L'angle Ψ est dit angle de dilatance du fait qu'il présente la quantité de variation de volume durant la phase de plasticité et donc, il définit l'augmentation de volume dans la phase de plasticité.

Quand les deux paramètres, angle de frottement interne du sol et angle de dilatance du sol, sont nuls, la loi de comportement est appelée **loi de Tresca**. La figure 1.5 illustre la représentation des deux lois de comportement de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales.

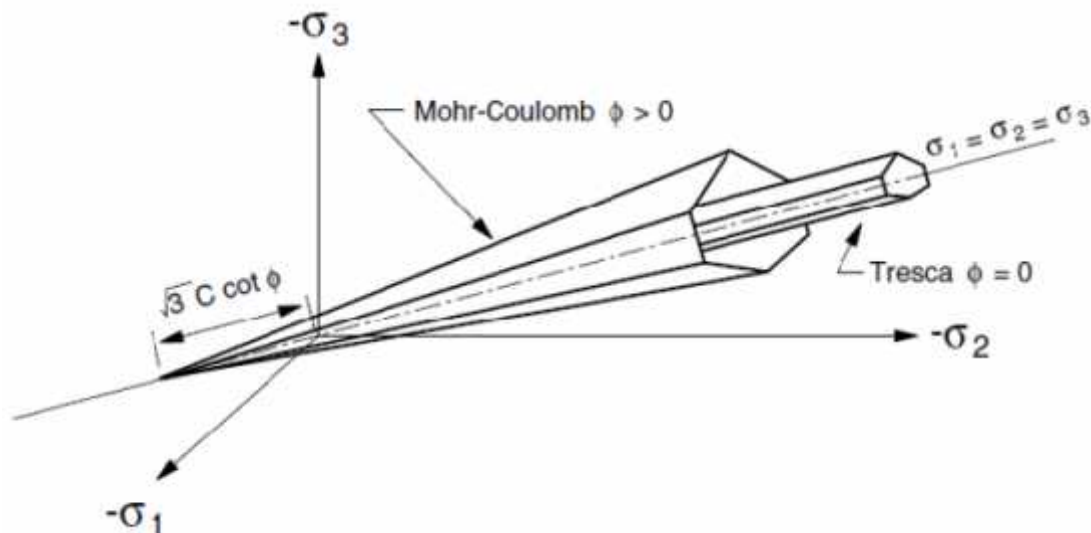


Fig. 1.5 : Représentation de la loi de comportement de Mohr Coulomb et de Tresca dans l'espace des contraintes principales (manuel FLAC 3D, 2015)

2.2.3. LOI DE COMPORTEMENT DE CAMBRIDGE, (CAM-CLAY)

Tant que les essais ordinaires en mécanique des sols et géotechnique tel que les essais de cisaillement comme l'essai triaxial de révolution ou les essais oedométriques ne représentent dans aucun cas ou que rarement l'état de contraintes transmises au sol par un chargement quelconque en surface (semelle rigide, remblai routier, etc.), parce que ce type d'essai correspond à un état de symétrie axiale (et donc, on est plus près des conditions de déformation planes), il est donc opportun de développer une relation théorique reliant les efforts aux déformations associées et qui permet de simuler le comportement réel du sol

soumis à un chargement quelconque à partir des résultats d'essais ordinaires en mécanique des sols.

Roscoe et al (1958) ont établi des relations générales effort-déformation du comportement des sols argileux saturés soumis aux essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande, aux essais triaxiaux de révolution et aux essais oedométriques. Les résultats obtenus et les formules associées ont été fondés sur la théorie de l'élasto-plasticité avec écoulement (Roscoe et al. 1958). Les modèles de comportement développés ont été effectués principalement pour simuler le comportement des argiles reconstituées en laboratoire.

L'état de contrainte est décrit dans le cas des essais de cisaillement par le triaxial de révolution par :

$$\begin{cases} p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) & (1.5) \\ q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_3 & (1.6) \end{cases}$$

p : Contrainte effective moyenne

q : Déviateur des contraintes

Tant que $\sigma = \sigma' + u$ et que $\sigma' = \sigma' - u$ (Terzaghi) et soit dans le cas d'un essai triaxial non drainé de compression :

$$\begin{cases} p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) = p' + \frac{1}{3}q & (1.7) \\ q = \sigma_1 - \sigma_3 & (1.8) \end{cases}$$

Les contraintes effectives valent donc :

$$\begin{cases} p' = p - u = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) - u & (1.9) \\ q = \sigma_1 - \sigma_3 & (1.10) \end{cases}$$

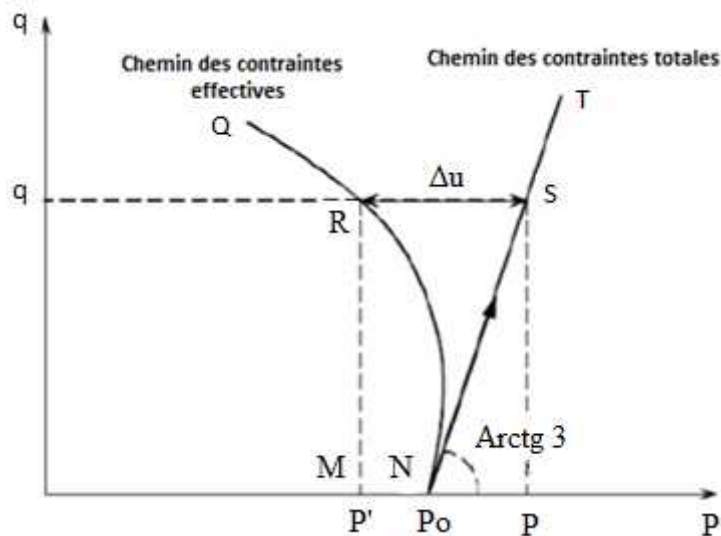


Fig. 1.6 : Présentation du chemin des contraintes effectives et totales (Roscoe et al, 1958)

La figure 1.6 présente le chemin des contraintes effectives et totales pour un essai de cisaillement triaxial de révolution non drainé de compression.

Le tableau 1.3 récapitule les paramètres fondamentaux du modèle de comportement de Cambridge Cam-Clay (Magnan, 2005).

Tab 1.3. Détermination des paramètres requis dans la loi de comportement Cam-Clay.

Paramètre	Principe de la détermination
e_0, p_0, q_0	A partir de l'état de contraintes initiales et des résultats d'essais de compression isotropes ou triaxiaux
G (ou E et ν)	A partir des résultats d'essais triaxiaux comportement des déchargements
λ, k, e_1, p_1	A partir d'essais de compression isotrope en représentant les résultats dans le plan $(e, \ln p)$ ou à partir de résultats œdométriques classiques. La pression de référence P_1 est prise égale à 1 kPa

2.2.4. LOI DE COMPORTEMENT DE SOL AVEC ECROUISSAGE HSM (HARDENING SOIL MODEL)

Le modèle de sol avec écrouissage est un modèle avancé du modèle de Mohr-Coulomb. Il présente notamment une allure non linéaire des courbes œdométriques contrainte-déformation et donc il tient compte, d'une part, de l'évolution du module de déformation en fonction de l'augmentation de la contrainte. Et d'autre part, de l'évolution non linéaire du module en fonction de l'augmentation des contraintes de cisaillement tant qu'il y a une courbure des courbes efforts - déformation avant d'atteindre la plasticité, le module E_{50} n'est pas réaliste.

Ce modèle avancé permet également de distinguer entre une charge et une décharge et de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

La relation contrainte-déformation est donnée par la formule suivante :

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_s} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (1.11)$$

Pour $q < q_a$ et dont :

$$q_f = (c \cdot c_1 - \sigma'_3) \frac{2s_1}{1-s_1} \quad (1.12)$$

Et :

$$q_a = q_f / R_f \quad (1.13)$$

Le module E_{50} vaut :

$$E_S = E_S^r \left(\frac{c.c - \sigma_3^f}{c.c + p^r} \right)^m \quad (1.14)$$

Dont : $P^{ref} = 100 \text{kPa}$

R_f est analogue à celui introduit par Duncan (1980)

La décharge est donnée par l'expression :

$$E_{ur} = E_S^r \left(\frac{c.c - \sigma_3^f}{c.c + p^r} \right)^m \quad (1.15)$$

Le plan $q-p$ sera obtenu donc en fonction des paramètres d'écrouissage sous forme des surfaces de charge (figure 1.7).

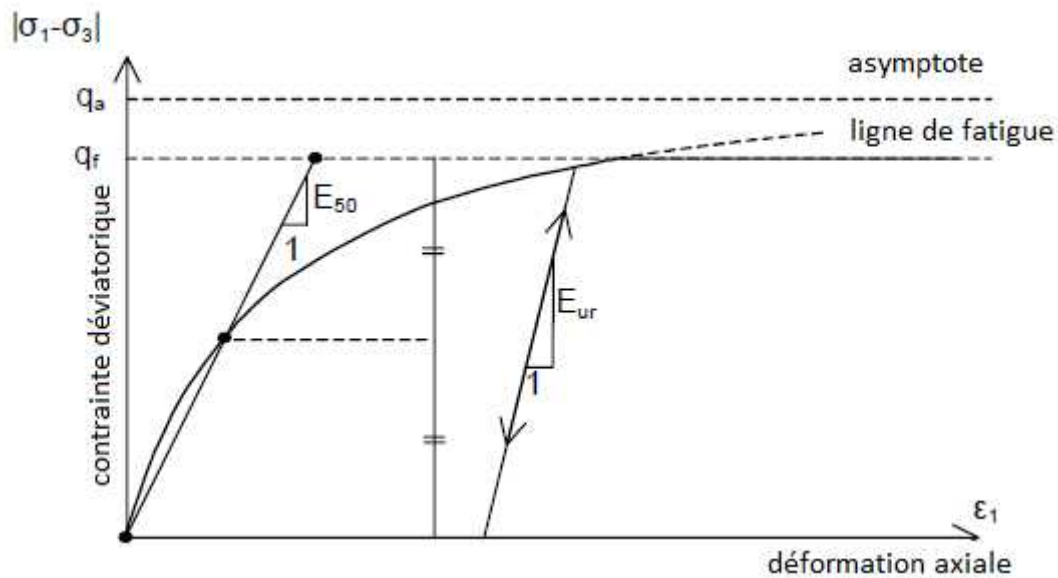


Fig. 1.7 : Présentation du modèle de sol avec écrouissage –Hardening soil model (Brinkgreve, 2003)

Les paramètres essentiels requis pour le comportement du sol avec écrouissage sont :

- Les paramètres fondamentaux de Mohr-Coulomb à savoir la cohésion effective (c'), l'angle de frottement effectif (φ') et l'angle de dilatance (Ψ) ;
- Les paramètres de rigidité liés au module de déformation longitudinale tel que le module sécant dans un essai triaxial (E_S^{ref}), le module tangent dans un essai œdométrique (E_o^{ref}), et la puissance (m) qui égale à 0.50 environ pour les sables.

- Les paramètres avancés à savoir : le module en décharge (E_u^{ref}) qui est prise égale à trois fois le module sécant E_S^{ref} ; Le coefficient de poisson en décharge-recharge (ν_u) étant égale à 0.2 ; La contrainte de référence (p^{ref}) égale à 100 kN/m² ; Le paramètre K_C^n qui dépend de la consolidation soit : $K_C^n = 1 - \sin(\varphi)$; le coefficient à la rupture (R_f) dont : $R_f = q_f/q_u$ soit par défaut ($R_f = 0.9$) ; la résistance à la traction ($\sigma_{tension}$) qui est prise par défaut nul ; le paramètre ($C_{increment}$) étant égale à 0.

Ces paramètres sont obtenus selon Shantz et al. 1999 et Brinkgreve, 2003 à partir des figures 1.8 et 1.9.

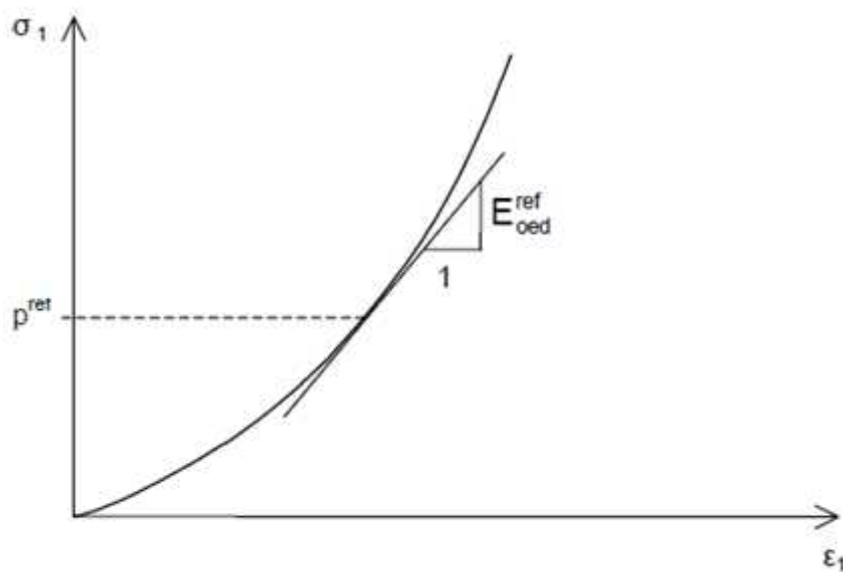


Fig. 1.8 : Module œdométrique tangent selon (Brinkgreve, 2003)

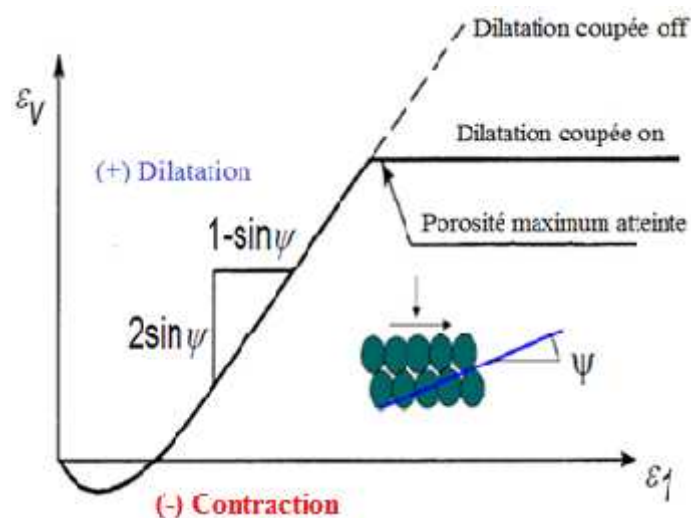


Fig. 1.9 : Angle de dilatance (ψ) selon (Shantz, 1999)

3. LE RENFORCEMENT DES COLONNES BALLASTÉES

3.1. DEFINITION DES COLONNES BALLASTÉES :

Les colonnes ballastées constituent une méthode de renforcement des sols par l'incorporation de colonnes de gravier compactées dans le sol. Ce procédé convient à des sols argileux ou limoneux contenant plus de 10% à 15% de limons et d'argiles. [Chardigny et al, 2010]

Les colonnes ballastées sont constituées de matériaux granulaires enfoncés par refoulement et compactés dans les sols de mauvaises caractéristiques géotechniques (module de Young E, angle de frottement ϕ et la cohésion C) sous formes des fûts cylindriques à l'aide d'un vibreur radial, placé à la pointe d'un tube sert du support, [Douib et Blondeau, 2005] avec des diamètres variables dépendent de l'outil utilisé, des terrains traversés et leurs caractéristiques, la puissance de mise en œuvre et de la poussée verticale [Recommandations DTU 13.2, 2004].

Les colonnes ballastées ne sont pas un des éléments de fondation. Leur but est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques, générales et/ou locales sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructures de celui-ci (semelles isolées ou filantes, radiers, dallages, ouvrages en terre,...) aient un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation.

Elles permettent la maîtrise du comportement des fondations superficielles du futur ouvrage.

Le matériau de la colonne ballastée est un matériau pulvérulent de forte portance, la colonne constitue donc un drain et permet donc en plus de l'augmentation de la capacité portante du sol existante d'augmenter la vitesse de consolidation du sol. [Chardigny et al, 2010]. Les colonnes ballastées mises en place dans différents types de sols cohérents et pulvérulent sous des fondations souples ou rigides (Remblais, Radiers) soumises à un chargement concentrées ou uniformément réparties [Douib et Blondeau, 2005]. Elles peuvent être réalisées en maillage réguliers ou variable, en ligne, en groupe ou même de manière isolé selon la nature du sol à traiter, le type d'ouvrage à réaliser, de la nature des charges appliquées ainsi que les tassements absolus et différentiels [Recommandations DTU 13.2, 1991].

3.2. CLASSIFICATION GENERALE DES PROCEDES D'AMELIORATION ET RENFORCEMENT

La construction d'ouvrage sur des tels sols fait appel à des techniques relativement récentes pour traiter les sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques. Ces techniques sont nombreuses et peuvent être classées comme suit :

- Technique d'amélioration du sol en masse (densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, vibrofoltation, compactage statique en profondeur, consolidation et préchargement des sols fins et des sols organiques, drains verticaux, pré chargement par le vide, électro- consolidation);
- Injection des sols grenus et des sols fins;
- Amélioration des sols par inclusions verticale (colonnes ballastées, inclusions rigides, colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet (jet-grouting), colonnes de sol traité a la chaux et/ou au ciment),
- Congélation des sols.

3.3. CHOIX DE LA METHODE D'AMELIORATION DES SOLS :

La démarche d'application de chaque technique d'amélioration des sols comporte quatre étapes (Dhouib et al. 2004 c) :

- 1- Définition des critères du projet : emprise, sollicitations, tassements tolérés ;
- 2- Identification des sols : nature, granulométrie, présence d'eau,
- 3- Choix de la solution d'amélioration des sols,
- 4- Optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

Le choix de la solution d'amélioration des sols demeure directement lié à la granulométrie des sols à traiter. L'expérience dans ce domaine permet de tirer les conclusions suivantes (Dhouib, 2003) :

- Il est possible de procéder au compactage dynamique, au compactage statique (dit aussi compactage horizontale), au compactage par vibration radiale (vibro-flottation ou vibro-compactage) ;
- Lorsque les sols à compacter présentent un fuseau granulométrie qui tend vers celui des sols fins à très fins, à la limite des procédés de compactage correspond le début de l'application des techniques de colonnes ballastées, d'inclusions rigides et de colonnes de sol traité à la chaux et au ciment par malaxage ;
- La réalisation des colonnes ballastées impose que le sol traité présente une étreinte latérale suffisante pour éviter l'expansion latérale du ballast grenu ;

- Lorsque les sols à traiter sont mous et compressibles, purement organique ou contenant une forte proportion de matériaux organiques, le terrain ne peut offrir une résistance pérenne à l'expansion latérale du sol grenu dans le temps, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leurs déformations dans le temps par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas souvent nécessaire ;
- Dans les sols organiques caractérisés par des teneurs en eau naturelles élevées, une solution de colonnes chaux-ciment incorporées par voie sèche est techniquement adaptées ; lorsque la teneur en eau naturelle est faible, cette technique peut être employée par voie humide (deep soil mixing).

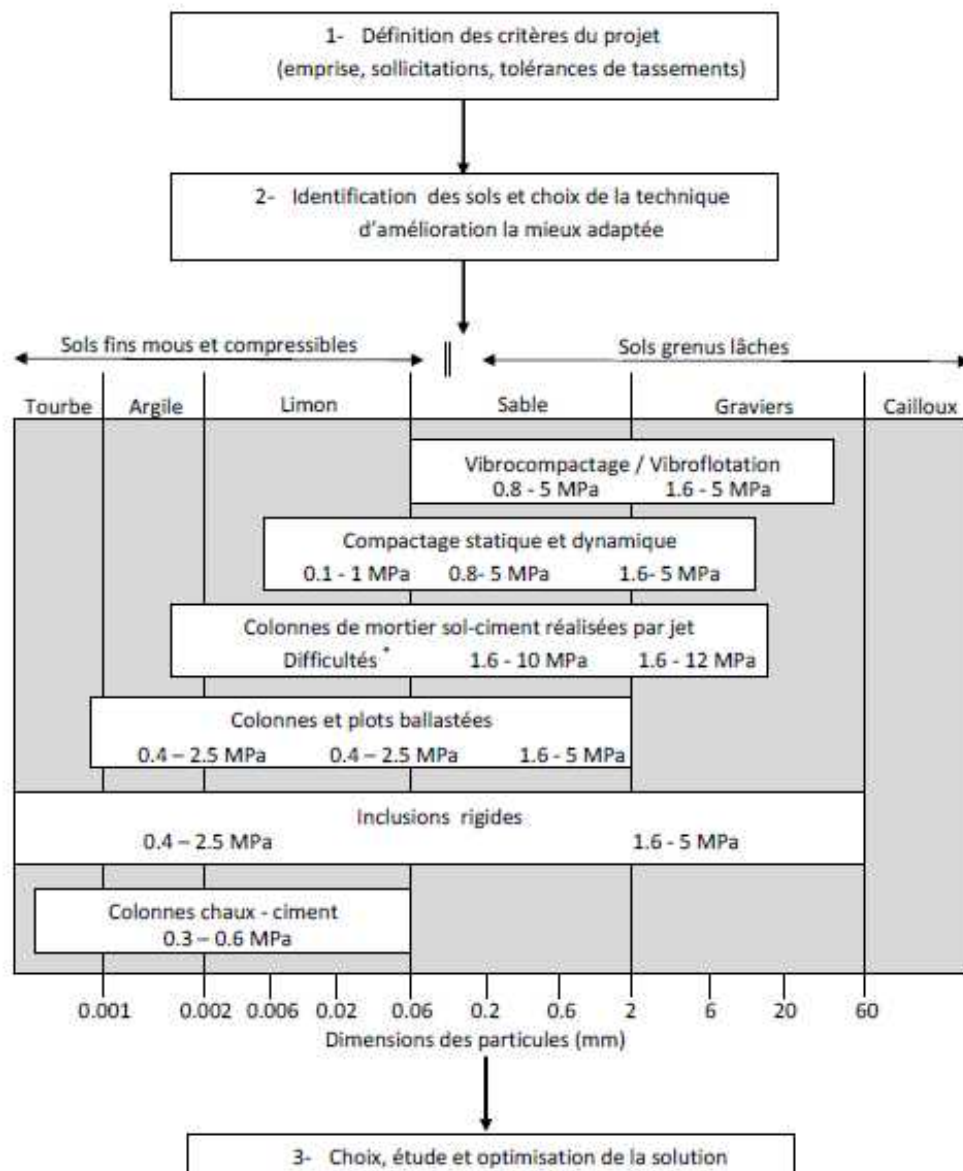


Fig. 1.10 : Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols-limites et domaine de validité (Dhouib et Blondeau, 2005)

La Figure 1.10 décrit les domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols, par référence aux classes granulométriques et à l'état du sol, représenté par sa résistance de cône q_c au pénétromètre statique

3.4. DOMAINE D'APPLICATION DES COLONNES BALLASTÉES :

L'utilisation des colonnes ballastées dépend de la nature du sol ainsi que du type d'ouvrage à réaliser. Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où ils existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements (halls de stockage, bâtiments industriels et commerciaux, silos et réservoir de toute nature, ouvrages hydrauliques étanches (réservoir, station d'épuration)). Elles peuvent être utilisées sous d'autres ouvrages dans la mesure où la déformation résiduelles du sol traité et du sol sous-jacent sont compatible avec la structure de l'ouvrage tel que: En génie civil (routes, remblais, ouvrages d'art, murs de soutènement) ou maritime (renforcement de fonds marins, fluviaux), sous fondations superficielles de bâtiments individuels ou collectifs [Recommandations DTU 13.2, 1991].

Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans certains terrains tels que les décharges d'ordures ménagères, les tourbes. C'est-à-dire les sols présentant des risques de pertes dans le temps des caractéristiques volumétriques et mécaniques. Par contre, peuvent être utilisées dans tout type de sol. Leur hauteur usuelle est comprise entre 2m et 20m tandis que leur diamètre, dépendant de la résistance mécanique visée, est compris entre 0,8 et 1,2 m. En outre, il est possible d'utiliser les colonnes ballastées en zones sismiques ou elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols. [Chardigny et al, 2010]

D'après [Dhouib et Blondeau, 2005] les tableaux (tableau 1.4 et tableau 1.5) ci-dessous indiquent le domaine d'application des colonnes ballastées en France successivement dans les ouvrages et les sols concernés.

Tab 1.4 : Champ d'application des colonnes ballastées en France [Dhouib et Blondeau 2005]

Domaine d'application	Degré d'utilisation
Remblais (d'accès et surélévation)	Très fréquente
Radiers et dallages (station d'épuration et bâtiments industriels)	
Fondations superficielles de bâtiments logistiques	Fréquente
Fondations superficielles de bâtiments d'habitation	Rare

Tab 1.5 : Sols concernés par la réalisation des colonnes ballastées [Dhouib et Blondeau 2005]

Sols concernés	Commentaire
Sols mous non organiques (argile, limon et sable fin lâche à forte proportion de fines) et remblais inertes	Tolérance pour de faibles épaisseurs défavorables (sols organiques, déchets ménagers)
Sols organiques (tourbes, argile et vase organique) et matériaux de décharge	Colonnes ballastées proscrites

Les domaines d'application des techniques d'amélioration de sol sont représentés sur la Figure 1.11 [KELLER, 2008].

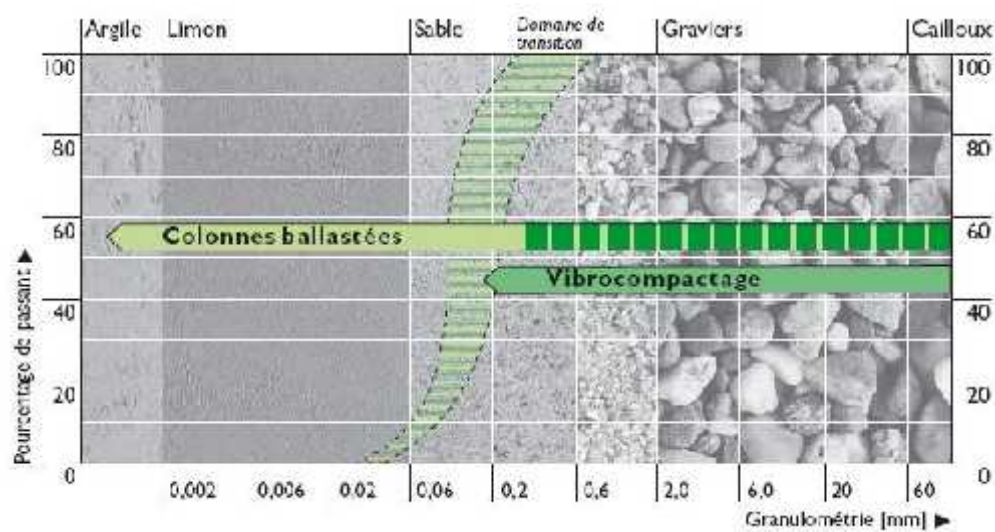


Fig. 1.11 : Domaines d'application des techniques d'amélioration de sol [Keller, 2008].

3.5. OBJECTIF DE LA TECHNIQUE DU RENFORCEMENT PAR COLONNES BALLASTÉES :

La technique de renforcement par colonne ballastées est une technique de traitement des sols de mauvaises caractéristiques géotechniques et rendant un milieu composite (matériau composite =sol +ballast) ayant des caractéristiques meilleures que le sol non traité aptes à reprendre les charges issues de fondations souples et rigides et permettant de :

- 1- Augmenter la capacité portante du sol ;
- 2- Diminuer les tassements (tassements totaux et différentiels) ;
- 3- Diminuer le temps de consolidation par la création d'éléments drainantes ;
- 4- Augmenter les caractéristiques du sol traité (la résistance au cisaillement horizontale et l'angle de frottement interne) ;
- 5- Diminuer les risques de liquéfaction dans les zones sismiques. [Dhouib et Blondeau, 2005]

3.6. TECHNIQUES DE MISE EN ŒUVRE

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.

Les colonnes ballastées sont mises en œuvre :

- Par voie humide;
- 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 EXECUTEES PAR VOIE HUMIDE

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

- Réaliser un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée
- 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 1.12 présente les phases successives de réalisation de la colonne ballastées par voie humide.

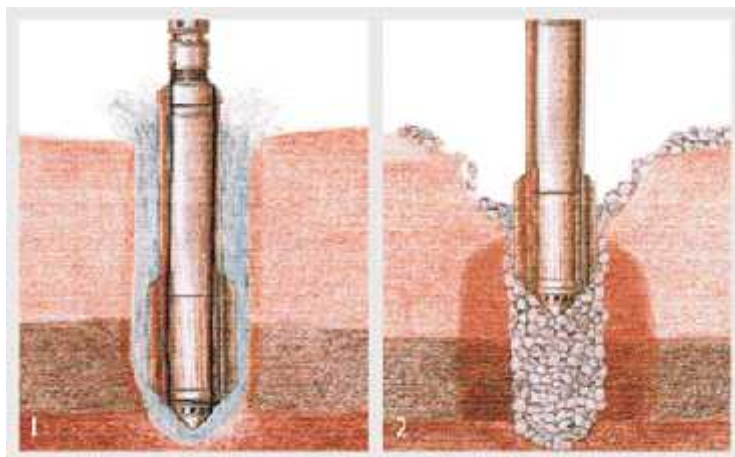


Fig. 1.12 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide (document Cahier technique de bâtiment CTB, 2016)

3.6.2. COLONNES EXECUTEES PAR VOIE SECHE

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

- Auto-foncer le vibreur directement dans le sol par refoulement jusqu'à la profondeur désignée ;
- Remonter progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionné par chargeur dans une benne coulissant le long du mât ;
- Compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0.5 m jusqu'à la finition de la colonne.

La Figure 1.13 illustre les phases successives de la mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche.

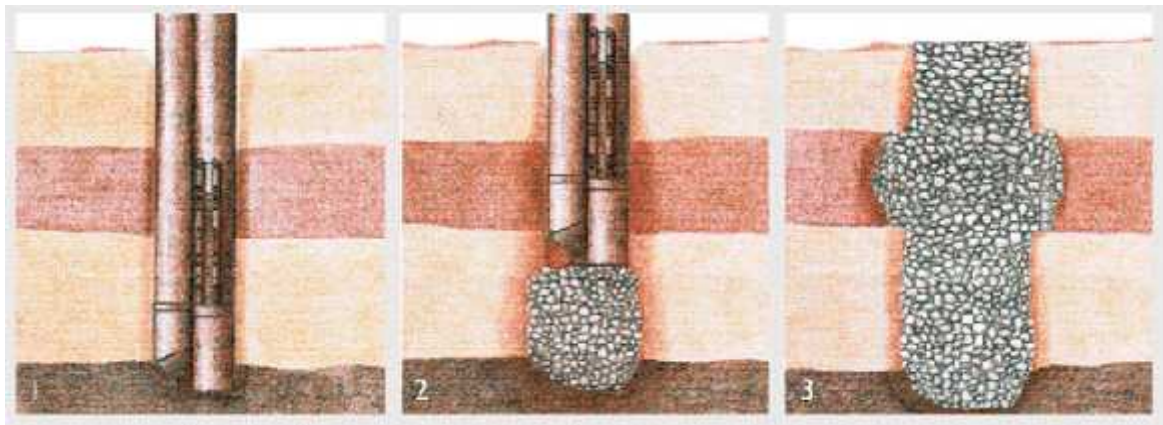


Fig. 1.13 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (Cahier technique de bâtiment CTB, 2016)

3.6.3. COLONNES BALLASTEES PILONNEES

Le principe de cette technique est le renforcement du sol par la création de colonnes de 2 à 3 m 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 Figure 1.14, 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.



Fig. 1.14 : Engin utilisé pour la réalisation des plots ballastés (Keller, 2019)

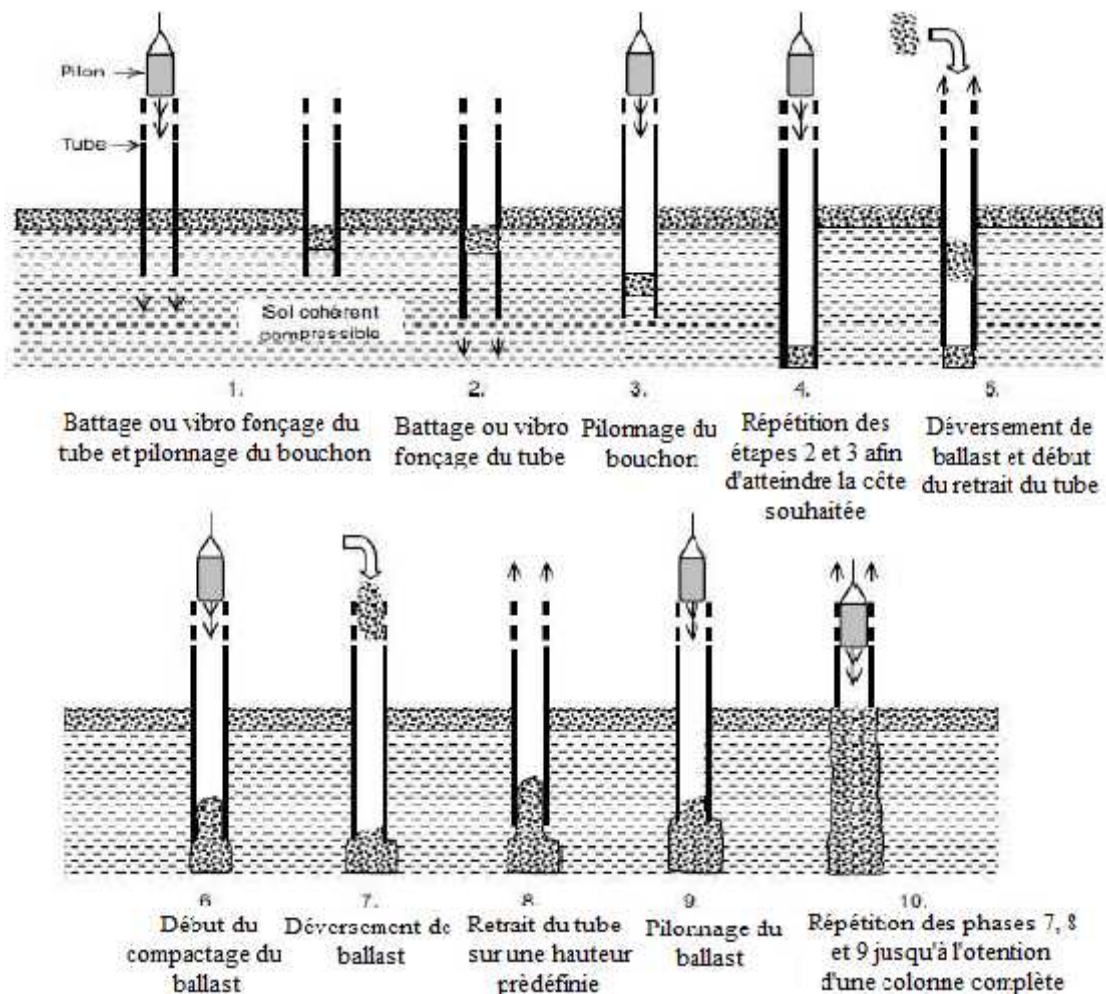


Fig. 1.15 : Principe de réalisation des plots ballastés (S. Corneille, 2007)

Les phases de réalisation d'un puits (ou plots) ballastés sont les suivantes : Figure 1.15

- Création d'une plate-forme de travail en ballast ;
- Poinçonnement de la plate-forme avec un pilon descendu d'une hauteur de chutes variables (15 à 30 m) et compatibles avec le matériel employé ;
- Après plusieurs impacts, remplissage du cratère (cavité) par du ballast ;
- Reprise du pilonnage jusqu'au refus fixé au préalable.

Les plots ballastés présentent l'avantage d'être réalisés en gros diamètre, de 1,5 m (Gambin, 1984) à 4m), ce qui permet d'y asseoir, des structures transmettant des charges importantes.

3.7. CARACTERISTIQUES DES COLONNES BALLASTEES

3.7.1. LA LONGUEUR

D'une façon générale, les longueurs de colonnes ballastées sont plus importantes en mer qu'à 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 20 à 25 m.

3.7.2. LE DIAMETRE

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.

Toutes choses égales par ailleurs, le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de 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 variés entre 80 et 120 cm.

3.7.3. MAILLAGE

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

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

3.8. CHOIX DES MATERIAUX

3.8.1. 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 : en terme de fuseau granulométrique, le plus couramment utilisé est le fuseau 8/40.
- Autres procédés : en termes de fuseau granulométrique, celui qui est le plus couramment utilisé est le fuseau 20/75.

3.8.2. MATERIAUX DE MATELAS DE REPARTITION

La norme DTU 13.2 stipule qu'un groupe de colonnes ballastées est toujours coiffé par une couche de répartition. Il s'agit d'une couche épaisse de matériau graveleux et c'est souvent la plate forme de travail elle-même qui joue le rôle de couche de répartition ».

Lorsque le matelas de répartition sert de plate-forme de travail, son re-profilage et son compactage final, avec éventuellement un complément de matériau d'apport pour régler l'épaisseur demandée, doivent être réalisés après l'exécution totale des colonnes ballastées.

Les « recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées » du COPREC (2004) précise 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 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).

Il est rare que le matelas de répartition soit réalisé en matériau similaire à celui des colonnes. En pratique courante, le matelas est mis en place par l'entreprise chargée des terrassements sous forme de grave naturelle (0-31 mm ou 0-80 mm) ou grave-ciment sur grave naturelle, voir de limon traité. L'épaisseur du matelas varie en pratique entre 0.3 et 1m.

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

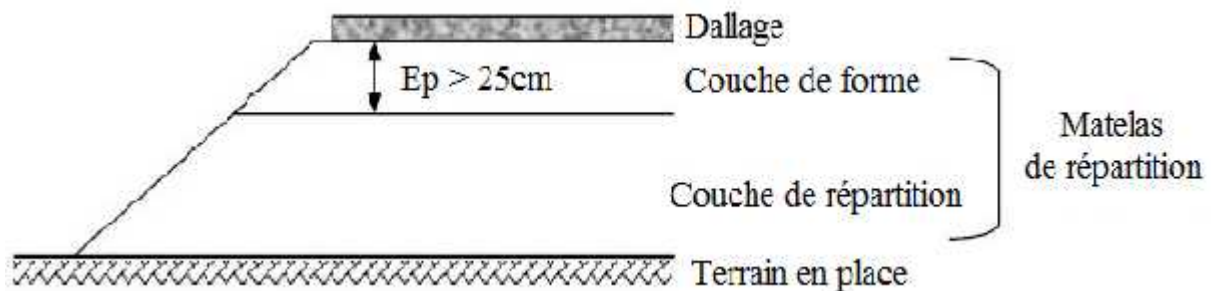


Fig. 1.16 : Matelas de répartition (COPREC, 2004)

CONCLUSION

Ce premier chapitre récapitule d'une part, les différentes lois de comportement du sol et d'autre part, les fondamentaux principes du renforcement des sols mous par des colonnes souples. Les différents procédés d'exécution à savoir l'installation des colonnes par voie sèche et l'installation avec injection de l'eau (par voie humide) ont été présentés. Les champs d'application de ce type de renforcement ainsi que leurs diverses utilisations ont été détaillées.

En constate que le traitement de sol par colonnes ballastées est l'une des techniques préférées par les géotechniciens grâce a ses avantages techniques et économiques. En plus de l'augmentation de la capacité portante du sol traité, les colonnes jouent plusieurs rôles, elles travaillent comme des drains verticaux, transfèrent les charges structurelles vers un substratum par l'intermédiaire d'un matelas de répartition et réduit les tassements engendrés par la charge supportés.

CHAPITRE 2

COMPORTEMENT DES SOLS RENFORCES

CHAPITRE 2

COMPORTEMENT DES SOLS RENFORCES

1. INTRODUCTION

La compréhension du comportement des colonnes ballastées est nécessaire pour faire le dimensionnement des colonnes et choisir le bon matériau d'apport pour améliorer le sol.

Ce chapitre, présente le mécanisme de fonctionnement des colonnes, il dépend de la disposition des colonnes, du type de chargement rigide ou souple, de la nature de sol a amélioré et du matériau a employé. On présente aussi, quelques travaux effectués sur les colonnes isolées ou bien sur un groupe des colonnes, qui présentent en réalité, des hypothèses à adopter et pour prendre en considération lors de dimensionnement et calculs des colonnes ballastées.

2. PARAMETRES CARACTERISTIQUES

Les paramètres qui caractérisent le comportement et le dimensionnement des colonnes ballastées sont :

-) Le taux d'incorporation \mathbf{a} ;
-) Le rapport de concentration des contraintes \mathbf{n} ;
-) Le facteur de réduction des tassements .

2.1. EQUATION D'EQUILIBRE

(Ghionna et Jamiolkowski, 1981, admissent que les déformations radiales s'annulent a mi-chemin entre deux colonnes du centre du réseau de colonnes ballastées, ce que suppose que la colonne est confinée, ils ont introduit le principe de la cellule unitaire. La charge verticale appliquée en moyenne à la surface du sol σ_{\square} se répartit, à la surface du domaine cylindrique, entre les colonnes et le sol en proportion de leurs aires respectives.

La Figure 2.1 représente une charge répartie sur une fondation reposant sur un sol traité par colonnes ballastées, les paramètres caractéristiques d'un sol traité est définit comme suit :

L'aire de la colonne:
$$A_c = \frac{D_{\square}^2}{4} \quad (2.1)$$

L'aire totale de la cellule unitaire: $A = \frac{d^2}{4}$ (2.2)

L'aire du sol: $A_s = A - A_c$ (2.3)

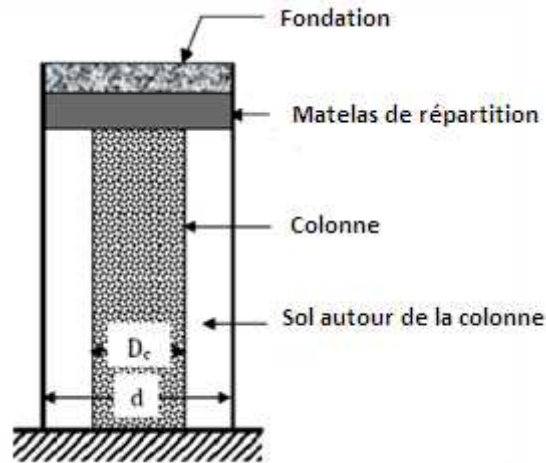


Fig. 2.1 : Principe de la cellule unitaire (Ghionna et Jamiolkowski, 1981)

On peut écrire la formule de la contrainte moyenne appliquée sur l'air totale A :

$$\sigma = A_c \sigma_c + A_s \sigma_s \quad (2.4)$$

2.2. TAUX D'INCORPORATION

Le coefficient d'incorporation est le rapport "a" de l'aire de la colonne A_c à l'aire totale A du domaine d'influence de la colonne (Figure 2.2), soit :

$$a = \frac{A_c}{A} \quad (2.5)$$

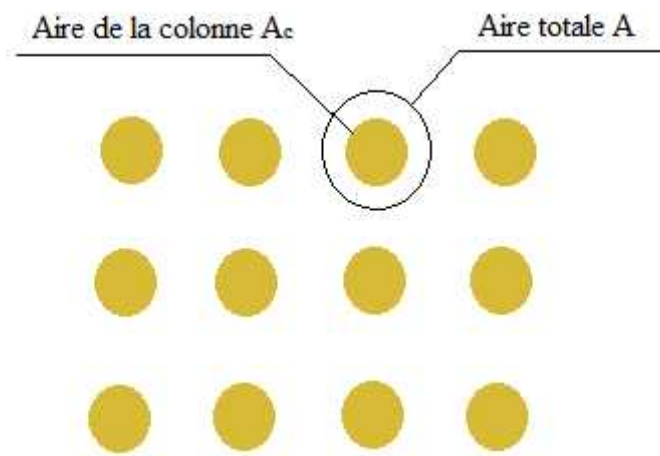


Fig. 2.2 : Vue en plan du réseau de colonnes (Ghionna et Jamiolkowski, 1981)

2.3. RAPPORT DE CONCENTRATION DES CONTRAINTES VERTICALES

Le rapport de concentration des contraintes verticales est le rapport de la contrainte apportée par la colonne σ_c à celle apportée par le sol après traitement σ_s (voir figure 2.3).

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad (2.6)$$

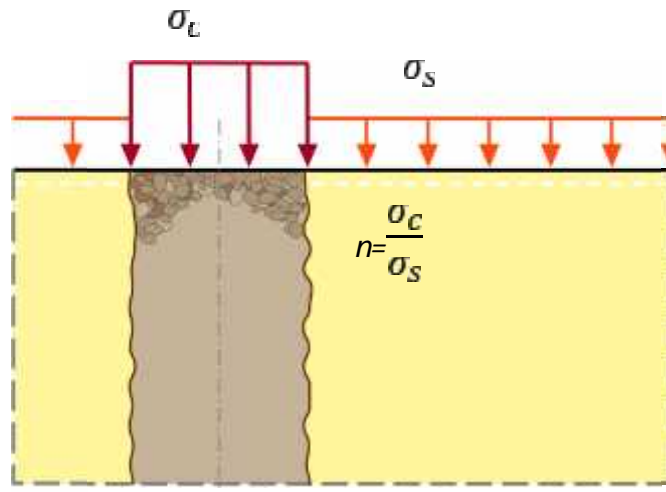


Fig. 2.3 : Rapport de concentration des contraintes verticales (Dhouib 2005)

2.4. FACTEUR DE REDUCTION DE TASSEMENT

La charge σ_q appliquée par la fondation au 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 α , qui est le rapport du tassement S_i du sol avant traitement au tassement S_f du milieu composite obtenu après traitement, soit : (figure 2.4)

$$\alpha = \frac{S_i}{S_f} \quad (2.7)$$

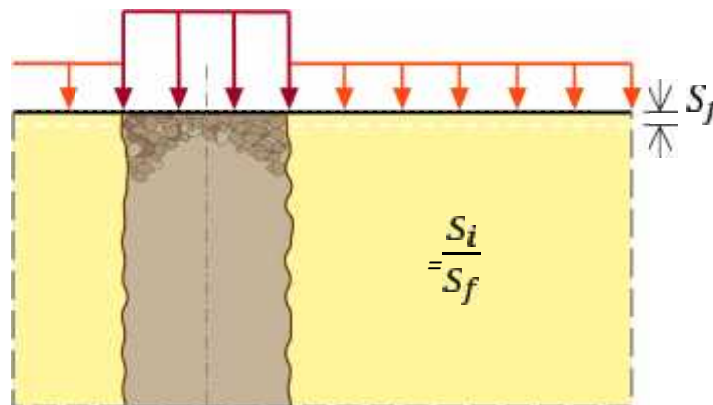


Fig. 2.4 : Facteur de réduction de tassement (Dhouib 2005)

3. COMPORTEMENT DES COLONNES BALLASTÉES AU COURS DU TEMPS

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

3.1. LA 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.

3.2. LA 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 σ_c sur la colonne et une diminution de la contrainte verticale σ_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.

3.3. LA PHASE DE FLUAGE

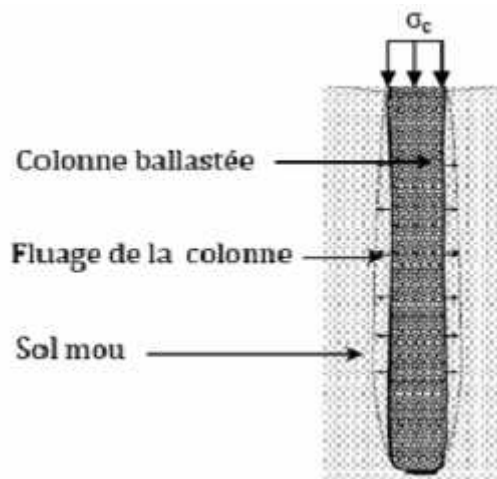


Fig. 2.5 : Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale (Bell 2004)

Le fluage, appelée généralement consolidation secondaire, est par définition le déplacement, ou la déformation, en fonction du temps sous un chargement constant ou une contrainte constante. Bell (2004) a réalisé un essai de chargement sur une semelle filante couronnant cinq colonnes ballastées, il a trouvé que les déformations des colonnes ballastées dues au fluage augmentent lorsque l'enfoncement de la fondation croit, ce qui peut expliquer

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 2.5).

4. MODELE DE COMPORTEMENT MECANIQUE D'UNE COLONNE BALLASTEE 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 construire sur les colonnes ballastées, pour ces deux types la concentration des charges sur la colonne transmises 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.

4.1. COMPORTEMENT DE LA COLONNE SOUS UNE FONDATION SOUPLE

En 1980, Vautrain, a trouvé que sous une fondation souple (Figure 2.6.b), le report de charge est moins accentué, les contraintes réparties sur le sol σ_s et sur la colonne σ_c évoluent dans un rapport de 3 à 5 et les tassements sont plus importants sur le sol que sur la colonne.

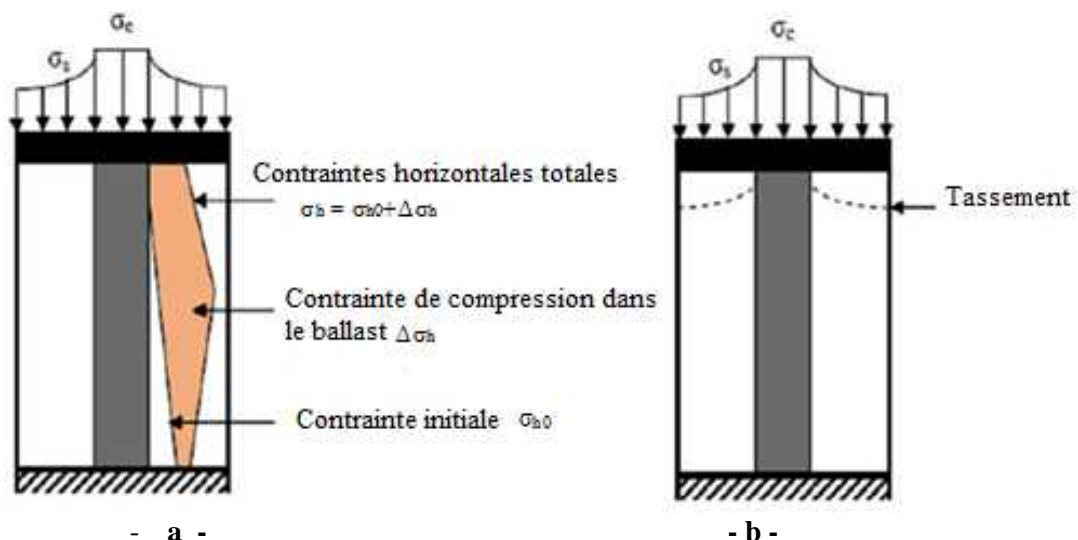


Fig. 2.6 : Répartition des contraintes en surface d'une colonne sous une fondation souple (Eggstad, 1983) : a - Répartition des contraintes horizontales, b - Répartition des contraintes verticales et déformation axiale

La contrainte horizontale σ_h qui confine le ballast provient de la contrainte horizontale initiale du sol σ_{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 2.6-a).

4.2. COMPORTEMENT DE LA COLONNE SOUS UNE FONDATION RIGIDE

En 1985, Soyez et Belcotec ont constaté que dans le cas d'une fondation rigide, 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 identique à la base de la fondation rigide (Figure 2.7.a),

Pour ce type de fondation la contrainte totale horizontale qui confine la colonne, décroît linéairement en fonction de la profondeur (Figure 2.7.b).

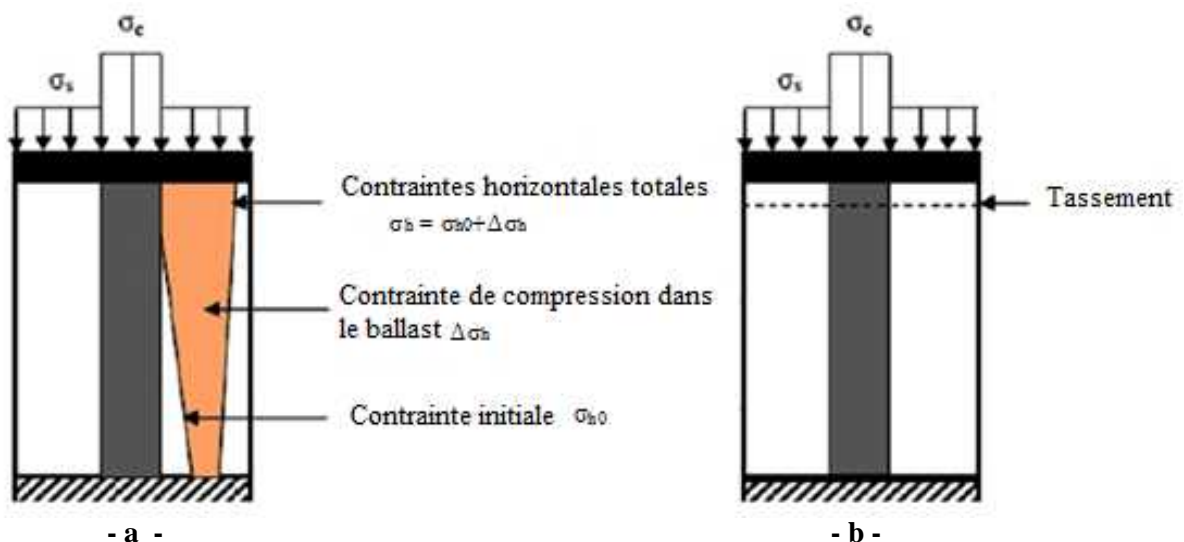


Fig. 2.7 : Répartition des contraintes en surface d'une colonne sous une fondation rigide (Eggstad, 1983) : a- Répartition des contraintes horizontales, b - Répartition des contraintes verticales et déformation axiale

4.3. INTERACTION ENTRE LE SOL ET LA COLONNE BALLASTEE

D'après Eggstad (1983), l'interaction entre le sol et la colonne ballastée (Figure 2.8) dépend de la rigidité de la fondation et du sol d'assise. Il a noté pour le cas des colonnes courtes ou flottantes, ce qui suit :

- Dans le cas de la fondation souple, 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 où les contraintes de cisaillement sont négatives (frottement négatif, Combarieu 1974, Belcotec, 1985).

- Lorsque la fondation est rigide, les tassements en surface du sol et en tête de la colonne sont identique ; 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).

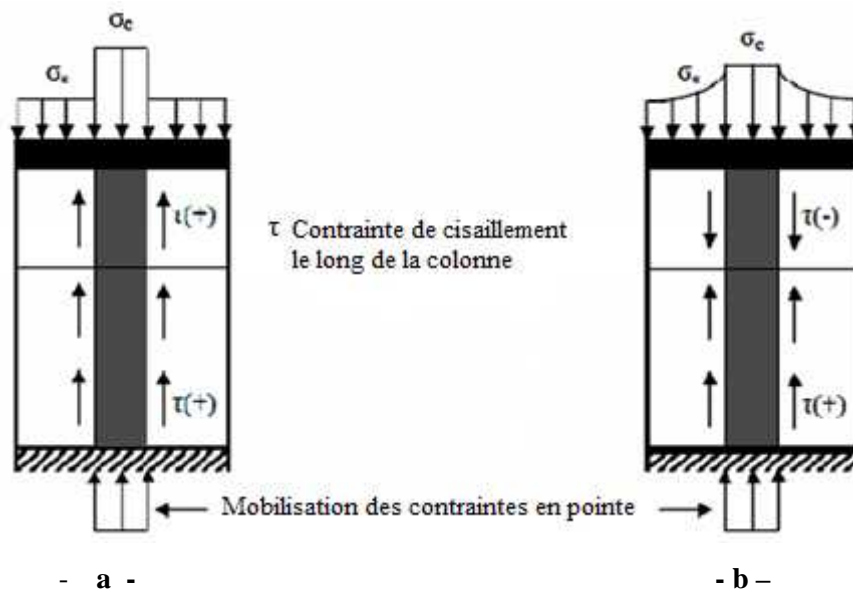


Fig. 2.8 : Interaction sol/structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe (Eggstad, 1983) : a- Sous une fondation rigide, b- Sous une fondation souple

4.4. LES COLONNES BALLASTEES « ISOLEES » CHARGEES EN TETE

4.4.1. MECANISME DE RUPTURE

D'après Daty (1982), la capacité portante ultime (q_c) d'une colonne isolée est en fonction de la configuration géométrique et permet d'aboutir comme indiqué sur la figure 2.9 à trois modes de rupture :

- a- Rupture par expansion latérale de la colonne
- b- Rupture par cisaillement généralisé
- c- Rupture par poinçonnement

Sur la figure 2.9, la rupture par expansion latérale n'est envisagée que pour les colonnes dont la longueur dépasse 3 à 4 fois le diamètre (D_c). En dessous de cette valeur, Hughes et Withers, (1974), ont réalisé des modèles réduits testés en laboratoire, et ont même réalisé des colonnes courtes sur chantiers, ils ont considéré la rupture comme cisaillement généralisé.

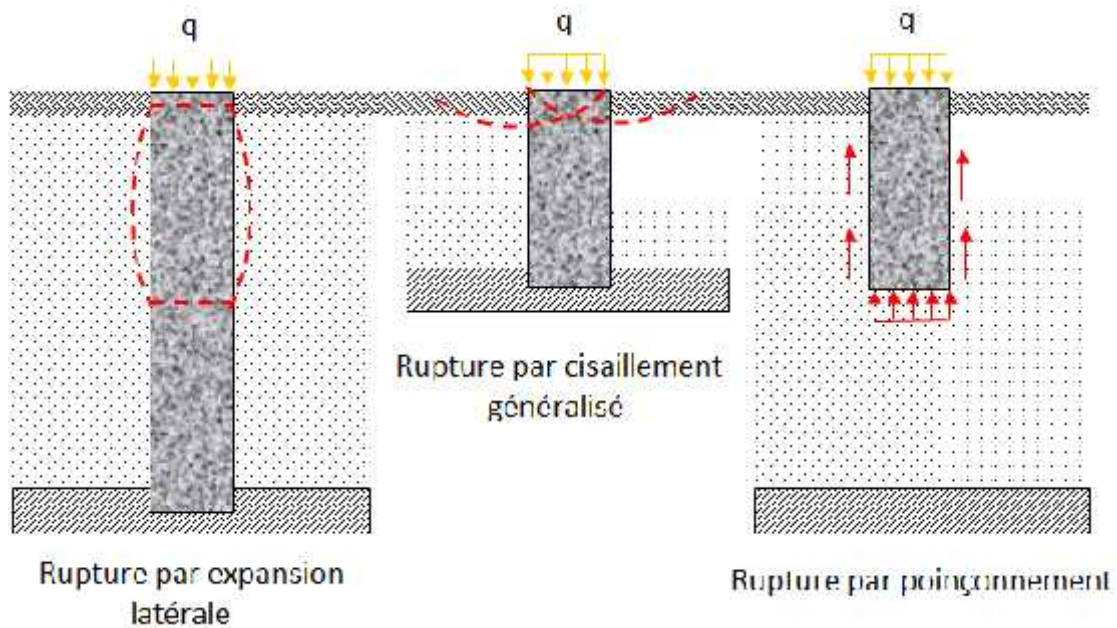


Fig. 2.9 : Mécanisme de rupture d'une colonne ballastée isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible (Hughes et Withers, 1974),

4.4.1.1. RUPTURE PAR EXPANSION LATÉRALE

En 1970 Greenwood a développé la théorie de la rupture par expansion latérale. La colonne est assimilée à une éprouvette composée du même matériau granulaire subissant une compression axiale q_c sous une contrainte de confinement P égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol ambiant (figure 2.10), à la profondeur où ses caractéristiques mécaniques sont minimales. Le caractère drainant du ballast permet de considérer que la colonne est en état de rupture triaxiale drainée.

Donc, la formule de q_c est :

$$q_c = t_1^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \cdot p = k p_c \cdot p \quad (2.8)$$

Ou encore

$$q_c = \frac{1+s_1}{1-s_1} \frac{\varphi_c}{\varphi_c} \cdot p \quad (2.9)$$

Dont :

q_c : la contrainte verticale agissant sur la colonne à l'instant de la rupture

Kp_c : le coefficient de butée du ballast

P : la contrainte effective maximale que le sol peut supporter autour de la colonne.

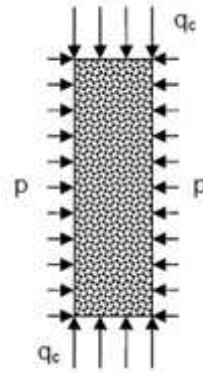


Fig. 2.10 : Analogie colonne ballastée/éprouvette triaxiale (Greenwood, 1970)

L'expansion latérale de la colonne peut être comparée à celle d'une sonde pressiométrique, ce qui permet de poser :

$$P = P_1 - U \quad (2.10)$$

Avec :

P_1 : pression limite du sol ambiant

U : pression interstitielle à la périphérie de la colonne

4.4.1.2. RUPTURE PAR CISAILLEMENT GENERALISE

Dans le cas de colonnes courtes, la rupture par cisaillement généralisé doit être vérifiée. Brauns (1980) a envisagé le cas de la rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « ballast-sol » délimité par une surface tronconique dont la génératrice fait un angle δ avec l'horizontale, centré sur l'axe de la colonne et développé sur une profondeur h (figure 2.11).

$$\text{Dont : } h = D_c t_1 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\psi_c}{2} \right) \quad (2.11)$$

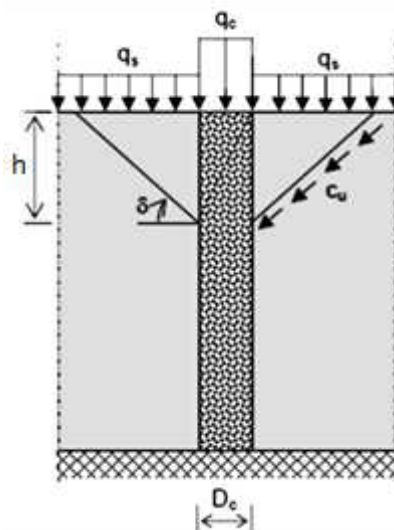


Fig. 2.11 : Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé (Brauns, 1980)

La contrainte verticale limite q_c en tête de colonne est donnée par la relation suivante :

$$q_c = \left[q_s + \frac{z c_u}{s} (2.8) \right] \cdot \left[1 + \frac{t \left(\frac{\pi + \varphi_c}{4} + \frac{z}{s} \right)}{t} \right] \cdot t_i z \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (2.12)$$

Elle dépend de la surcharge q_s appliquée à la surface du sol autour de la fondation placée en tête de la colonne.

4.4.1.3. RUPTURE PAR POINÇONNEMENT

En faisant l'hypothèse qu'une colonne flottante travaille comme un pieu isolé rigide, Hughes et Al (1975) et Brauns (1980) ont cherché à déterminer la longueur minimale nécessaire pour éviter son poinçonnement. Sur la colonne se développent un effort de pointe et un frottement latéral positif (figure 2.12). La résistance mobilisée sur la périphérie de la colonne est supposée égale à la résistance au cisaillement non drainé C_u du sol.

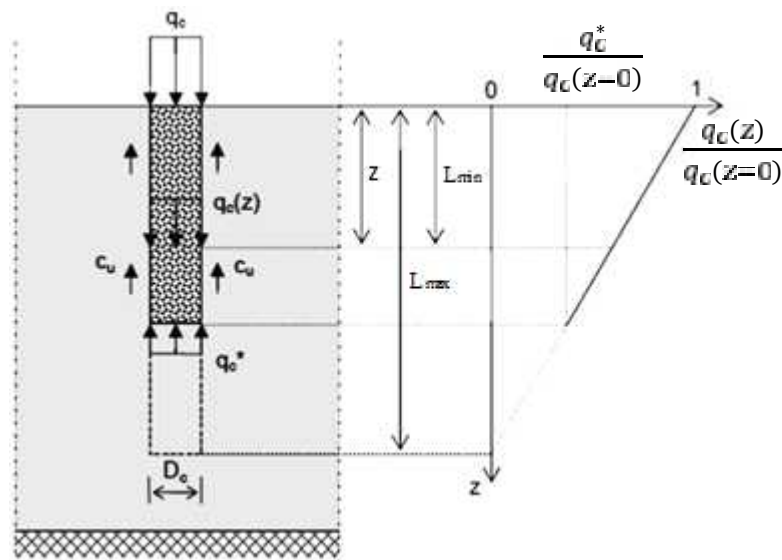


Fig. 2.12 : Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée (Brauns, 1980)

L'équilibre d'un tronçon de colonne pesante de poids volumique γ_c conduit à l'expression de la contrainte verticale $q_c(z)$ régnant à la profondeur z à l'intérieur de la colonne :

$$q_c(z) = q_c + z \left(\gamma_c - 4 \frac{c_u}{L_c} \right) \quad (2-13)$$

Pour éviter tout poinçonnement, la contrainte verticale $q_c(L_{\min})$ ne doit pas excéder la contrainte limite q_c^* en pointe mobilisable dans la couche d'argile dont la valeur usuellement

utilisée pour les pieux est de $9 C_u$. En négligeant le poids propre du ballast, L_{\min} est donnée par la relation :

$$L_{\min} = \frac{1}{4} D_c \left(\frac{q_c}{C_u} - 9 \right) \quad (2-14)$$

Le traitement devient inutile lorsque $q_c(L_{\max}) = 0$, ce qui donne la relation suivante :

$$L_{\min} = \frac{1}{4} D_c \frac{q_c}{C_u} \quad (2-15)$$

La profondeur de traitement L sera finalement déterminée de telle façon que $L_{\min} \leq L \leq L_{\max}$.

4.5. QUELQUES TRAVAUX SUR LES COLONNES ISOLEES

Travaux de Shivashankar et al. (2011), Essais sur modèles réduits

En 2011, Shivashankar, a étudié le comportement d'une colonne ballastée installée dans un sol stratifié, ce sol est composé d'une couche supérieure d'argile molle et de faible caractéristiques. Pour cela, il a utilisé le principe d'une cellule unitaire dans un modèle réduit.

Selon Barksdale et Bachus, 1983, en raison de la symétrie du modèle soumis à une charge uniformément répartie, les déformations latérales ne peuvent se produire sur les bords de la cellule unitaire donc les contraintes de cisaillement sur les limites de la cellule unitaire sont nulles.

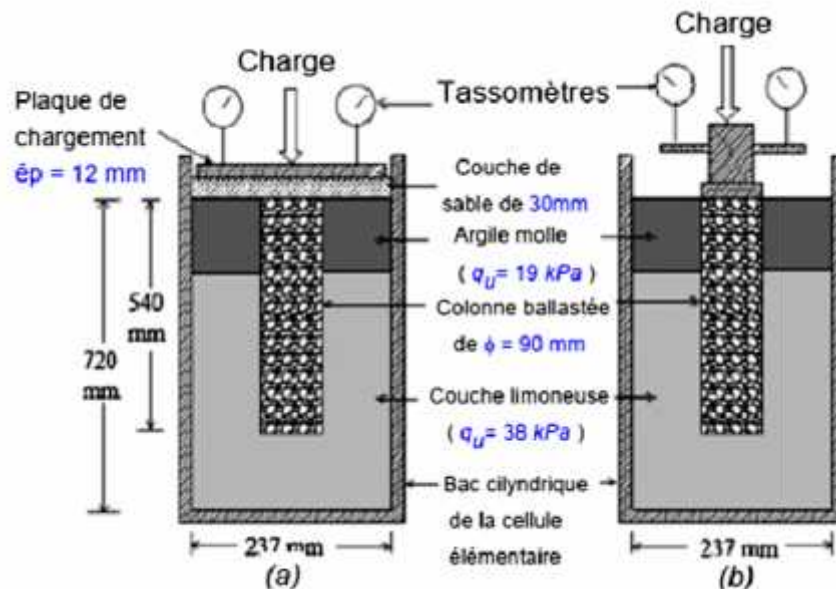


Fig. 2.13 : Essai de chargement sur modèle réduit d'une colonne ballastée : (a) Chargement de la cellule unitaire ; (b) chargement en tête de la colonne. (Shivashankar et al. 2011)

Shivashankar et al. 2011 ont utilisé cette conception de la cellule composite dans leur test dans un modèle réduit pour prédire le comportement d'une colonne ballastée installée dans un groupe de colonnes. La figure 2.13 montre la disposition expérimentale du modèle réduit utilisé dans cette série de tests. Il s'agit de deux configurations géométriques, (a) un chargement total uniformément réparti en surface la cellule unitaire et (b) un chargement en tête de la colonne dont le taux de renforcement est pris égal à 100 %.

Les auteurs ont montré que la réduction du tassement lorsque les colonnes ballastées sont installées dans un sol stratifié, dont la couche supérieure est caractérisée par des faibles caractéristiques mécaniques, n'est pas significative (de l'ordre de 20 à 30%). Cela s'explique par l'expansion excessive de la colonne ballastée dans les couches supérieures en raison de la mauvaise étreinte latérale offerte par le sol mou environnant.

Dans le cas des couches de sols homogènes, l'expansion latérale maximale a été observée sur une profondeur d'une fois le diamètre de la colonne à partir du fut supérieur de la colonne. En outre, la longueur totale de la colonne ballastée soumise à une expansion latérale était de 2-3 fois le diamètre de la colonne.

Dans le cas d'une colonne ballastée installée dans des sols stratifiés, l'expansion latérale a été observée principalement dans la couche supérieure caractérisée par des faibles caractéristiques mécaniques.

Travaux de Corneille 2007 (Essais de chargement en vraie grandeur)

En 2007, Corneille a effectué une série d'essais de chargement en vraie grandeur, dans le but d'étudier les modes de rupture des colonnes ballastées. Le travail effectué consiste à étudier le comportement d'une colonne ballastée isolée chargée par une semelle carrée de 1.2x1.2x0.5m. Une autre semelle de mêmes caractéristiques géométriques reposant sur le sol naturel a été chargée afin de comparer les modes de rupture entre les deux cas, et de quantifier et qualifier les améliorations apportées tout en installant les colonnes ballastées dans un sol de faibles caractéristiques mécaniques. La figure 2.14 présente le dispositif de l'essai de chargement en grandeur réelle effectué sur une colonne ballastée isolée de 8.7 m de longueur et ayant un diamètre de 80 cm.

Il a constaté que le tassement mesuré de la semelle reposant sur un sol renforcé est de 17.3 mm, soit un facteur de réduction du tassement de 5.5 fois obtenu suite à l'installation de la colonne ballastée.

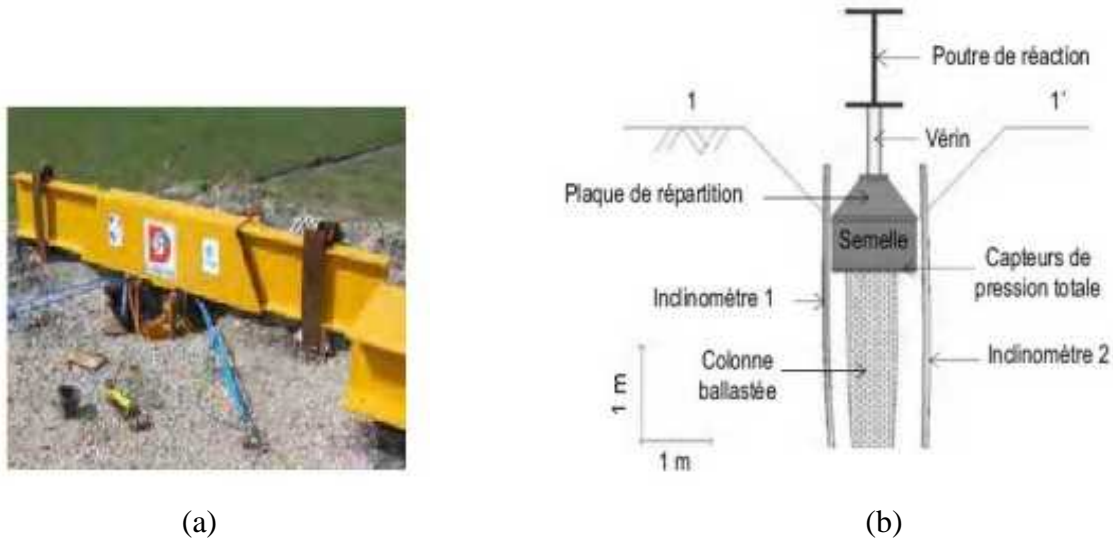


Fig. 2.14 : Essai de chargement en grandeur réelle : (a) Dispositif de chargement d'une colonne isolée ; (b). Coupe schématique de l'essai. (Corneille, 2007)

5. LES RESEAUX DE COLONNES BALLASTÉES

5.1. DOMAINE D'INFLUENCE DE L'INCLUSION

Des modèles de comportement d'un réseau de colonnes ballastées sous charge verticale ont été présentés par Balaam et Poulos (1983), puis par d'autres auteurs comme Besançon et al. (1984), Dhouib et Blondeau (2005), Six (2006)... Ces auteurs ont proposé un passage du dimensionnement d'une colonne isolée à un réseau de colonnes en considérant une certaine interaction entre les différentes colonnes et en délimitant des zones d'influence pour chacune.

Dans le cas d'un réseau de colonnes ballastées sous un ouvrage de grandes dimensions (figure 2.15 a et b), Besançon (1984), a considéré le comportement de la colonne comme une « cellule élémentaire ou unitaire » comprenant une colonne et le sol environnant (figure 2.15 c). On suppose alors que cette cellule élémentaire est limitée latéralement par une paroi rigide et lisse et que les déformations verticales sont uniformes sur toute la hauteur.

En général, les colonnes ballastées sont disposées suivant un réseau régulier. Il y a 3 arrangements possibles représentés sur la figure 2.16, les colonnes sont disposées aux sommets d'un triangle équilatéral, d'un carré ou d'un hexagone régulier.

Suivant le type de maille retenue, la figure 2.16 définit les diamètres des domaines d'influence équivalents choisis le plus souvent cylindriques par commodité de calcul. Le diamètre de la cellule D_e représente donc le diamètre d'influence de la colonne.

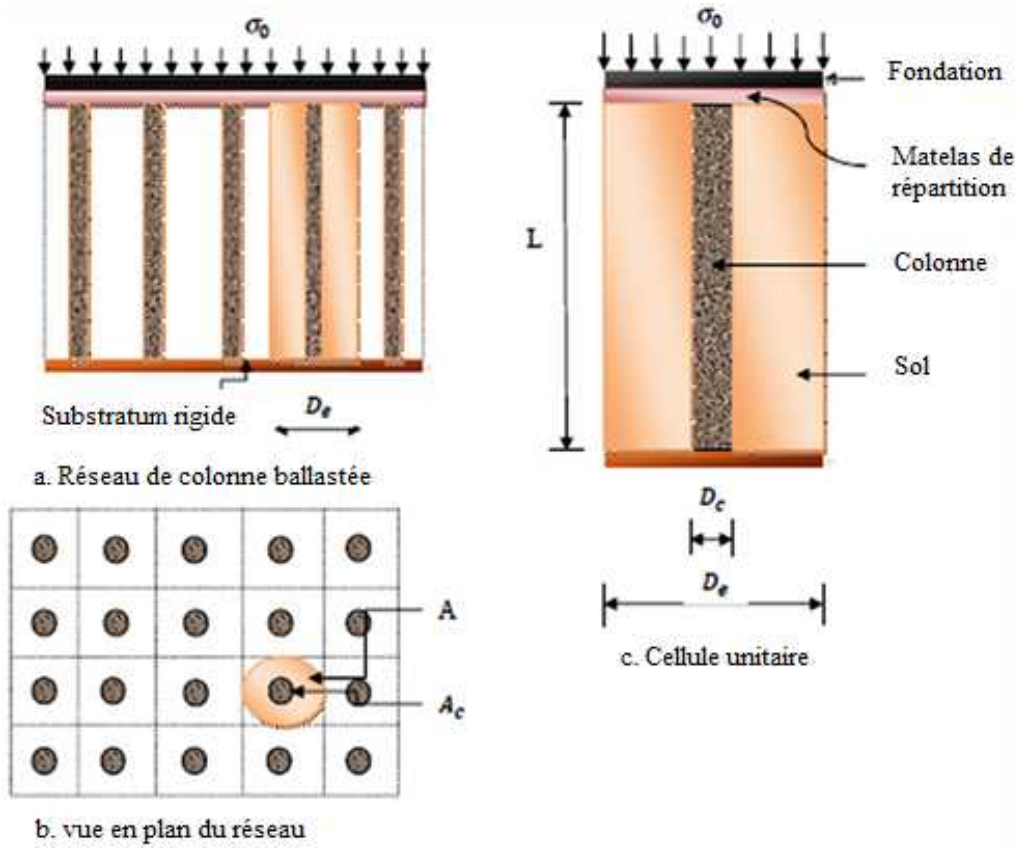


Fig. 2.15 : Réseau de colonnes ballastées (Besançon, 1984)

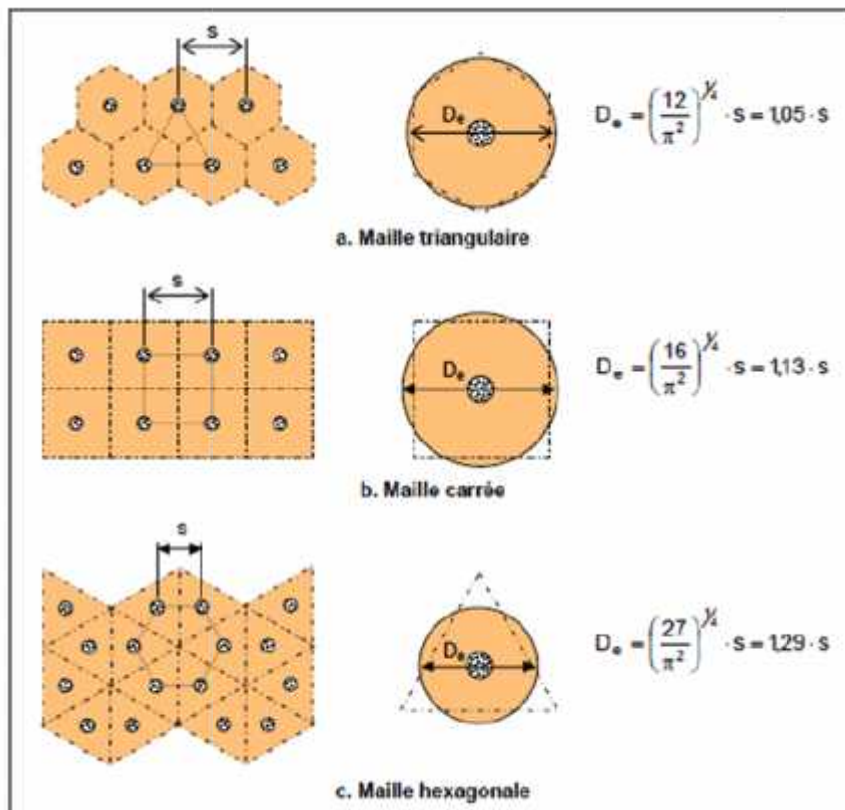


Fig. 2.16 : Domaine d'influence pour l'étude des réseaux de colonnes ballastées (Ballam et Poulos, 1983)

5.1.1. DIAMETRE THEORIQUE DE LA COLONNE

Besançon (1984) indique dans son analyse des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées que le diamètre théorique de la colonne est en fonction des données suivantes :

- Les caractéristiques géotechniques du sol
- Le procédé d'exécution des colonnes (matériel, nature du fluide de lancement)
- La granulométrie du matériau d'apport retenu

Le graphique représenté sur la figure 2.17 a été réalisé par Besançon en 1984 à partir de données concernant des chantiers réalisés. La cohésion non drainée du sol initial C_u a été retenue comme élément essentiel pour la détermination du diamètre théorique de colonne.

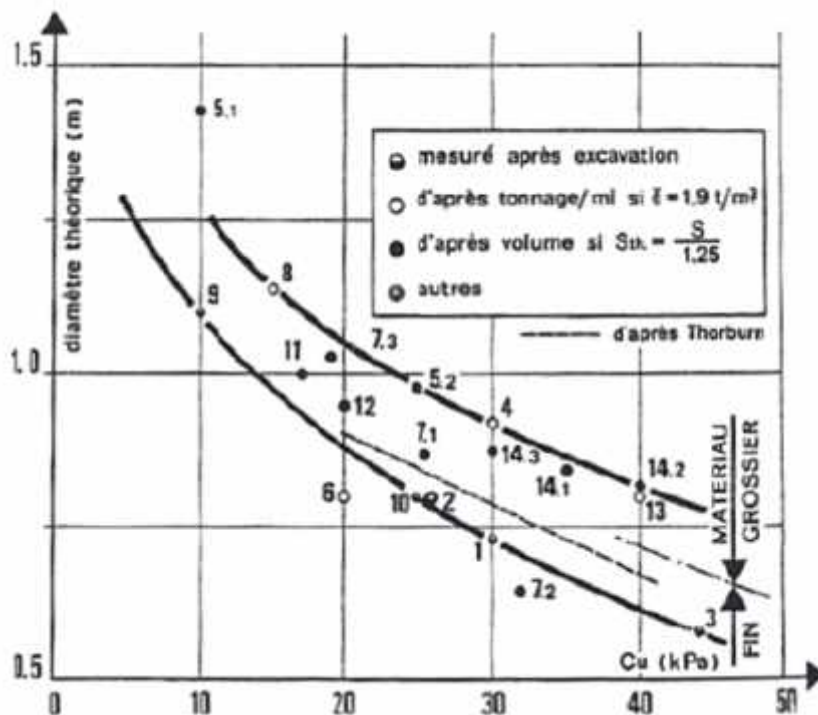


Fig. 2.17 : Diamètre théorique de la colonne (Besançon, 1984)

Ce diamètre théorique est :

- Soit un diamètre mesuré après excavation ;
- Soit déduit de la quantité de matériau incorporé mesuré à l'état lâche.

La droite proposée par Thorburn (1975), pour des vibreurs de catégorie courante et une granulométrie moyenne, s'inscrit bien à l'intérieur du fuseau proposé. La partie basse du fuseau correspond à des matériaux d'apport de granulométrie réduite (40mm) et la partie haute est relative à l'utilisation des matériaux plus grosse (jusqu'à 100mm).

De plus, Dhoub (2005) précise que le diamètre de la colonne dans le terrain dépend non seulement des performances des moyens mis en œuvre (puissance du vibreur, degré de compactage) mais également de l'étreinte latérale du sol. Le diamètre de la colonne peut ainsi varier de 0,6 à 0,8 m lorsque l'étreinte latérale rencontrée augmente et de 0,8 à 1,3 m lorsque l'étreinte latérale diminue.

5.1.2. DETERMINATION DE L'ESPACEMENT ENTRE LES COLONNES

En négligeant les tassements immédiats et les déplacements générés par les contraintes de cisaillement, Greenwood (1970) propose un abaque de prédimensionnement donnant le facteur de réduction des tassements ($1/\alpha$ 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 2.18).

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

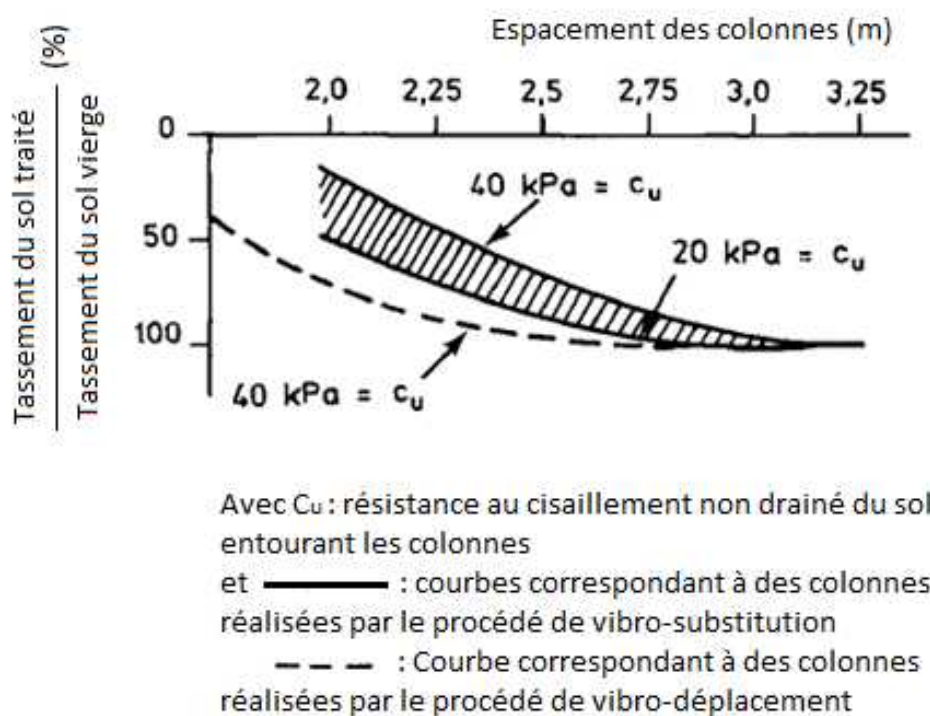


Fig. 2.18 : Détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne (Greenwood, 1970)

5.1.3. PREVISION DE LA CAPACITE PORTANTE ET DU DIAMETRE DE LA COLONNE

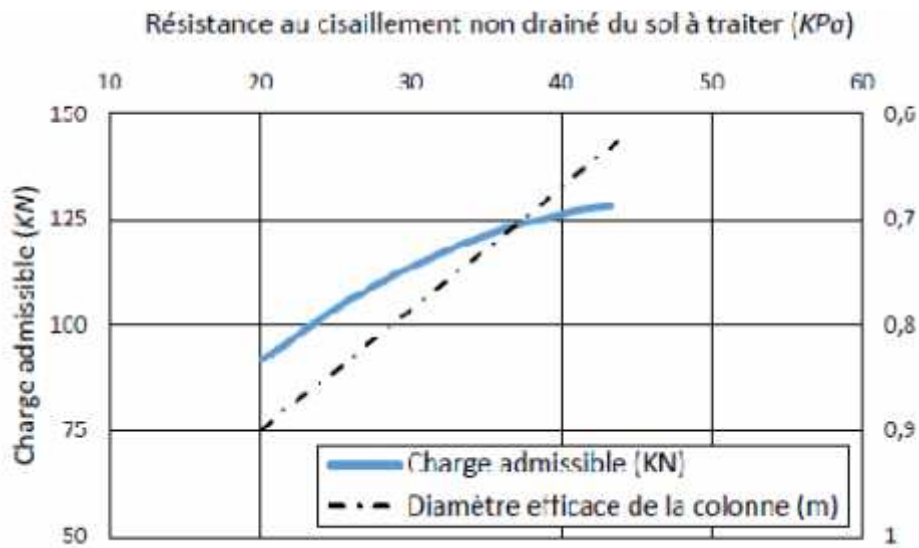


Fig. 2.19 : Détermination de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant (Thorburn, 1975)

En 1968, Thorburn et MacVicar 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 2.19).

5.1.4. QUELQUES TRAVAUX SUR GROUPES DES COLONNES

Travaux de l'université de Belfast, Royaume – Uni (Essais sur modèles réduits)

Mc Kelvey et al, 2004, ont effectué une série d'essais au laboratoire, ils ont étudié le comportement des petits groupes de pieux de sable chargés par des fondations isolées, filantes et circulaires. Les colonnes installées sont d'une longueur qui varie entre 6 à 10 fois le diamètre et soumise à une charge répartie en surface, ils ont constaté que les colonnes aux bords tendent de se déformer par un flambement latéral, par contre, les colonnes centrales, une légère expansion latérale a été remarquée dû probablement au confinement imposé par les colonnes de rive, (Figure 2.20).

Les photographies montrent qu'une expansion latérale se produit toute au long des colonnes courtes ($L=6D$). Tandis qu'elle sera plus significative seulement dans la partie supérieure pour les colonnes plus longues ($L=10D$).

Les auteurs proposent une longueur critique de 6 fois le diamètre des colonnes ballastées. Au delà de laquelle n'en obtiendra aucune augmentation de la capacité portante. En

outre, toute longueur supplémentaire que cette longueur optimale sera probablement plus significative en termes de tassement.

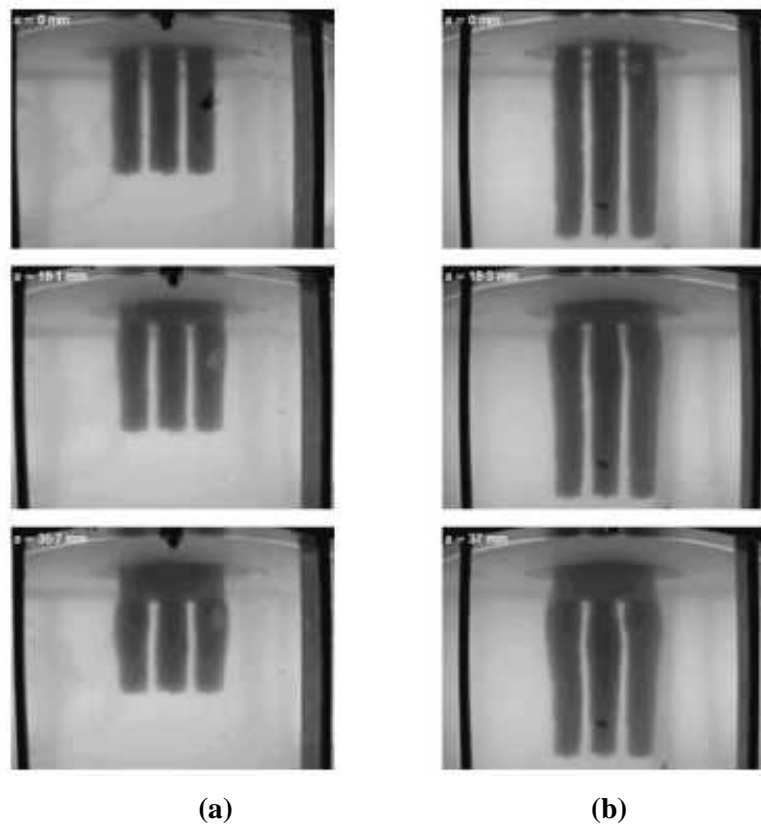


Fig. 2.20 : Déformations latérales des pieux de sable suite au chargement par une fondation circulaire au début, au milieu et à la fin de processus de chargement : a) $L/D=6$; b) $L/D=10$. (McKelvey et al. 2004)

b) Travaux de l'institut technologique de l'Inde (Essais sur modèles réduits)

En 2007, Ambily et Ghandi ont réalisé une série d'essais au laboratoire, sur les colonnes ballastées disposées dans une argile molle reconstituée (la kaolinite). Les essais ont été performés dans des bacs cylindriques tout en examinant l'influence de la cohésion du sol en place, de l'angle de frottement interne du ballast et de l'espacement entre les colonnes sur le comportement global des colonnes ballastées (Figure 2.21)

Les auteurs indiquent que la capacité portante diminue tout en augmentant l'espacement entre les colonnes. À partir d'un espacement égal à 3 fois le diamètre des colonnes, le changement deviendra négligeable.

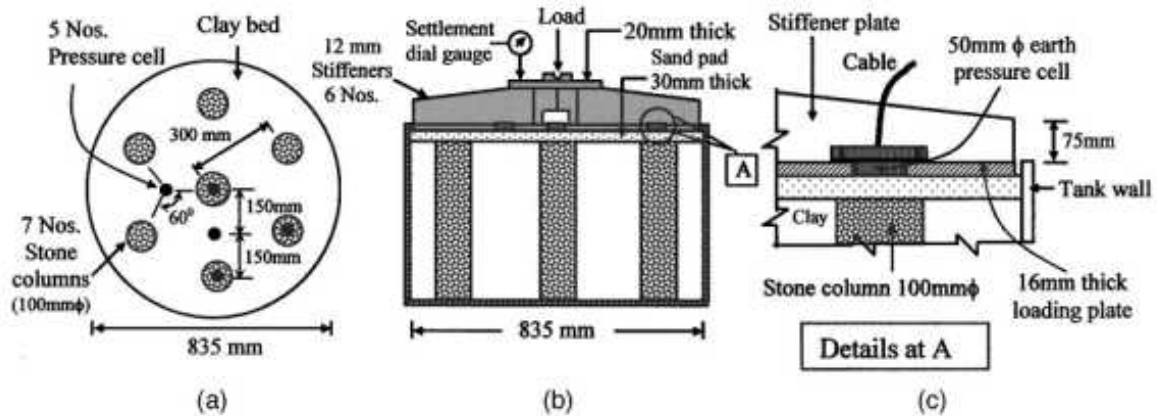


Fig. 2.21 : Essais de chargement sur modèle réduit des colonnes ballastées. a) vue en plan ; b) profile en travers ; c) détails de la cellule de pression. (Ambily et Ghandi, 2007)

Quand la colonne ballastée seule est soumise à une charge, ils ont constaté une expansion latérale dans une profondeur de 0.5 fois le diamètre de la colonne. Par contre, quand toute la surface de l'ensemble sol – colonne est chargée, aucune déformation latérale ne se produit (Figure 2.22).

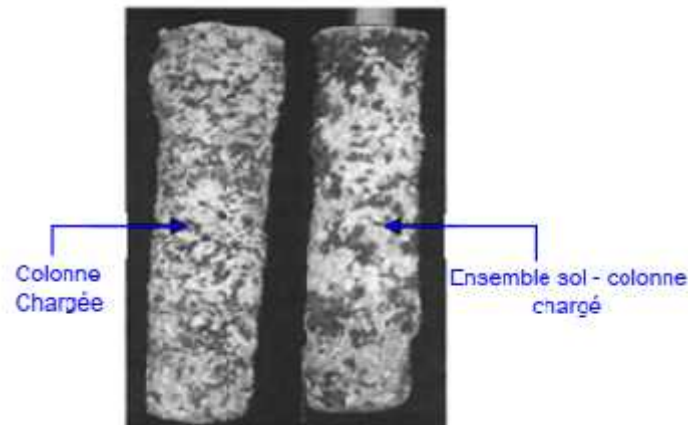


Fig. 2.22. Déformation latérale observée suite au chargement des colonnes. (Ambily et Ghandi, 2007)

6. MODELES NUMERIQUES

L'approche numérique consiste à modéliser le comportement des colonnes ballastées à travers des programmes de calculs se basant sur les éléments finis ou sur les différences finies.

La modélisation numérique des colonnes ballastées peut servir à optimiser le dimensionnement d'un site prévu ou dans le but d'évaluer l'amélioration du sol encaissant causé par la mise en place des colonnes. L'étude des effets de la mise en place des colonnes

ballastées sur le sol environnant est très récente. En vue d'élucider davantage cette amélioration, les investigations à l'aide de modèles numériques ont commencé à partir de 2001. Il existe plusieurs façons de représenter l'amélioration par vibro-substitution numériquement, soit par déplacement latéral imposé (2D - [Guetif et al., 2007] ; [Castro et Karstunen, 2010]; [Kirsch, 2006]) équivalent au diamètre moyen de la colonne, soit par une expansion volumique imposée (3D - [Foray et al., 2009]) ou soit par l'augmentation approximative de la valeur du K_0 dans le sol environnant (2D-[Elshazly et Hafez, 2006; Elshazly et al., 2008]).

On cite ici quelques références de calculs numériques en 2D et 3D.

6.1. MODELISATION EN 2D

Nous pouvons trouver dans les littératures des modélisations numériques en 2D axisymétrie (cellule élémentaire avec une colonne au centre et des anneaux concentriques de sol autour) ou en 2D déformation plane. Les études concernent l'analyse de l'influence des paramètres mécaniques du sol, des matelas, et des colonnes, ainsi que du diamètre des colonnes, de leur entraxe dans un groupe et de leur longueur. On trouve aussi l'analyse les différences entre la modélisation 2D en axisymétrie et 2D déformation plane. Pour ces descriptions, nous pouvons citer les études de Morgenthaler et al., (1978), Brunet-Manquat (2004), Andreou (2005), Sanchez (2005), Tan et Oo (2005). Bretelle et al., (2004) ont effectué la modélisation axisymétrique de deux grands réservoirs reposant sur des colonnes ballastées. Ces auteurs montrent que le tassement mesuré au centre du réservoir est d'environ 20% inférieur au tassement issu de la modélisation.

Mestat et al., (2004) ont effectué des études sur les modèles de comportement à utiliser. Ils recommandent d'adopter pour les colonnes un modèle élasto-plastique. Leurs conclusions retenues sont les suivantes :

- Le rapport entre le module de déformation de la colonne et celui du sol (E_c/E_{sol}) varie de 10 à 300 (valeur moyenne entre 20 et 40). Dans la plupart des cas, le module de la colonne est de l'ordre de 60 à 100 MPa,
- Le coefficient de Poisson de la colonne ($\nu_{colonne}$) évolue entre 0,15 et 0,33.
- l'angle de frottement interne du matériau constituant la colonne ($\phi_{colonne}$) est comprise entre 30 et 46 degrés.
- l'angle de dilatance du matériau constituant la colonne ($\psi_{colonne}$) varie entre 0,1 et 30 degrés ($\psi_{colonne} = \phi_{colonne} - 30$),

La plupart des modélisations en 2D ne prennent pas en compte la mise en place des colonnes ballastées. Guetif et al., (2004), Débats et al., (2006) sont parmi les premiers à aborder le problème de la mise en place par expansion latérale dans la modélisation d'une colonne ballastée. Ils ont imposé un déplacement radial pour l'expansion latérale de la colonne et l'augmentation des contraintes horizontales dans le sol. En 2005, Rangeard et al, proposent de simuler la mise en place de la colonne ballastée à partir des essais pressiométriques. Ils appliquent une contrainte radiale (contrainte à la paroi égale à 50 kPa et à 100 kPa) pour modéliser la poussée de l'outil sur le ballast injecté dans le sol, et puis ils laissent du sol se consolider. Grâce à cette procédure, la contrainte moyenne et le module sécant augmentent nettement.

En 2006, Vincent Six propose une modélisation en axisymétrie en prenant en compte l'effet de la mise en place. Une cellule élémentaire a été modélisée à l'aide du logiciel ABAQUS, dont l'installation de la colonne a été simulée par une expansion latérale et le changement de contraintes horizontales. L'auteur a présenté également l'effet des rapports A/A_c , E_c/E_s , de la contrainte verticale appliquée au radier, les différences entre le modèle élastique et le modèle élastoplastique sur les taux de réduction des tassements et le rapport de concentration de contraintes.

6.2. MODELISATION EN 3D

La modélisation en 3D des colonnes a été très peu explorée jusqu'en 2005. Depuis cette année on constate un développement très rapide, lié d'une part à l'augmentation de la puissance des ordinateurs et d'autre part au développement d'une forme plus conviviale des logiciels éléments finis ou différences finies en 3D. Par contre la prise en compte de la mise en place des colonnes reste un problème à résoudre pour la modélisation en 3D.

En 2005, Clemente a effectué des modélisations des groupes de 3 x 3, 4 x 4 et 5 x 5 colonnes en utilisant le logiciel FLAC 3D, en étudiant uniquement le comportement des colonnes à l'intérieur du groupe (sans tenir compte des colonnes de rives). C'est à dire, les groupes de 1 x 1, 2 x 2, et 5 x 5 colonnes respectivement. Il a étudié l'effet de l'entraxe S/D (égal à 1,5, 2 et 3), et celui de l'élancement des colonnes L/D (égale à 3, 6 et 9). Les résultats obtenus sont comparés avec ceux de la méthode de Priebe (1995). La figure 2.23 présente un exemple de résultats avec le groupe de 2 x 2 colonnes et de 5 x 5 colonnes.

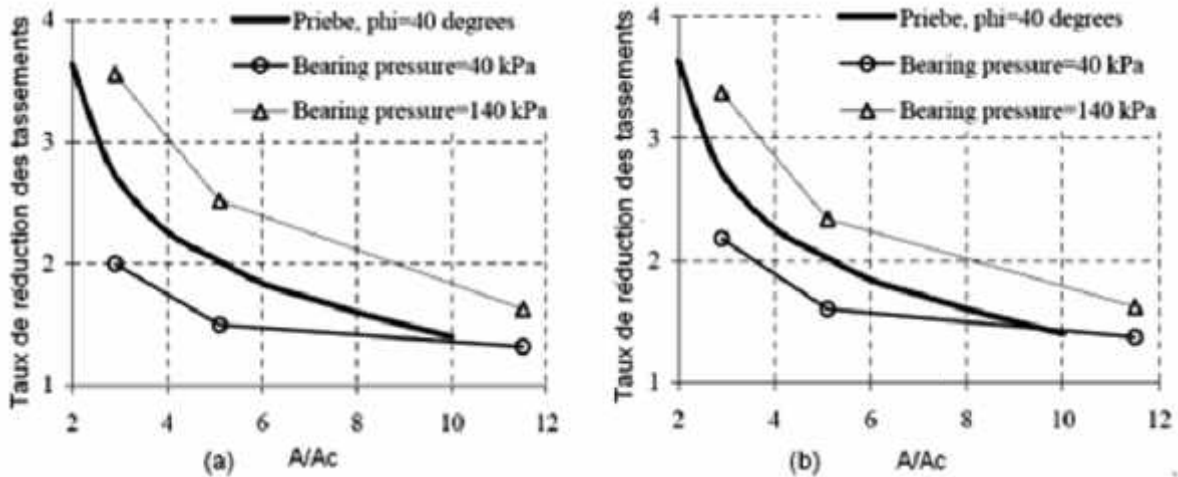


Fig. 2.23 : Relation entre taux de réduction des tassements et le rapport des sections : groupe de 2x2 colonnes (a) et groupe de 5x5 colonnes (b) d’après Clemente et al., (2005)

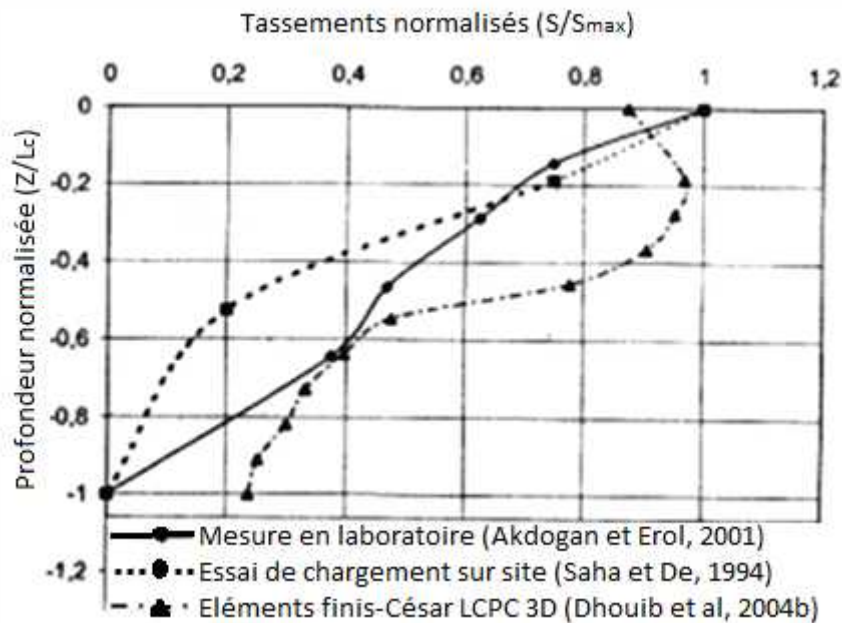


Fig. 2.24 : Déplacement latéraux mesurés et calculés par la modélisation (Dhouib et al, 2004)

Kirsch en 2005, a effectué la modélisation d’une colonne, puis d’un groupe de 4 colonnes pour étudier le taux de réduction des contraintes et comparer le tassement obtenu avec des résultats expérimentaux. Gäb (2005) a effectué des modélisations 2D et puis 3D en utilisant Plaxis 3D Tunnel et Plaxis 3D Foundation. Il a étudié en particulier les différences liées au choix des contraintes horizontales dans le sol (par changement des valeurs de $K = 0,7$; 1 et 1,3). Il a constaté qu’il y a un bon accord entre la modélisation en 2D axisymétrique et celle en 3D pour une cellule élémentaire et que le tassement obtenu par la modélisation en 3D

est inférieure à celui de la modélisation en 2D. Dhoub et al. (2004) ont utilisé le logiciel César-LCPC 3D pour étudier les déplacements latéraux de la colonne et les confronter avec les résultats des expériences réalisées par Hughes et al., (1975), Saha et De, (1994) Akdogan et Erol (2001) (figure 2.24). Il reste encore des limitations relatives au modèle de sol utilisé dans la modélisation : modèle linéaire-élastique.

CONCLUSION

Ce chapitre traite le comportement des colonnes ballastées, il présente les différents modes de rupture, l'analyse des colonnes isolées chargées en tête et l'analyse d'un réseau de colonnes.

On peut constater que le dimensionnement des colonnes ballastées est un exercice délicat à cause de la difficulté de définir les paramètres intervenant dans leur dimensionnement et la complexité des modèles de calcul

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 des colonnes ballastées.

CHAPITRE 3

PRESENTATION DU CAS D'ETUDE

CHAPITRE 3

PRESENTATION DU CAS D'ETUDE

1. INTRODUCTION

Le troisième chapitre traite une étude expérimentale d'un site réel. Il s'agit d'un viaduc, situé à Annaba et implanté à côté et en juxtaposition du pont « Y » existant, il permet d'éliminer un point noir sur cet axe stratégique qui est appelé à drainer un trafic, en provenance de 3 wilayets limitrophes, de l'aéroport et de la frontière Algéro-Tunisienne pouvant atteindre près de 40 000 véhicules / jour.

Cet ouvrage est constitué dans sa partie médiane par un viaduc de 468 ml et qui se termine aux extrémités par deux passages supérieurs, engendrant deux faisceaux ferroviaires, au nord et au sud. Cet ouvrage est raccordé à la route, par deux rampes d'accès constituées des remblais importants d'une hauteur variable (hauteur max 6m). Ce qui nécessite des murs de soutènement. Toute cette structure repose sur un site marécageux nécessitant une attention particulière et par conséquent, des études spécifiques notamment le volet géotechnique.

Sur ce, il convient d'examiner de près les caractéristiques géologiques et géotechniques, ceci a fait appel à la réalisation des sondages pour faire les essais au laboratoire et des essais in situ à savoir le pénétromètre statique et dynamique, essais pressiométriques, le CPT et des essais au laboratoire sur carottages prélevés, lors de sondage sur site.

2. PRESENTATION DU SITE

La zone d'étude se situe au sud de la localité d'Annaba, comme il est indiqué dans les figures 3.1 et 3.2.

Le projet, se situe dans une plaine alluviale marécageuse qui a été soumise aux apports de la rivière "la Seybouse" et au remplissage par les alluvions de la méditerranée.

Les sols des marécages sont constitués de limons noirâtres avec des niveaux de coquilles marines et des vases argileuses provenant de la rivière Seybouse.

Le substratum de type marneux étant situé au-delà de 30 m de profondeur.

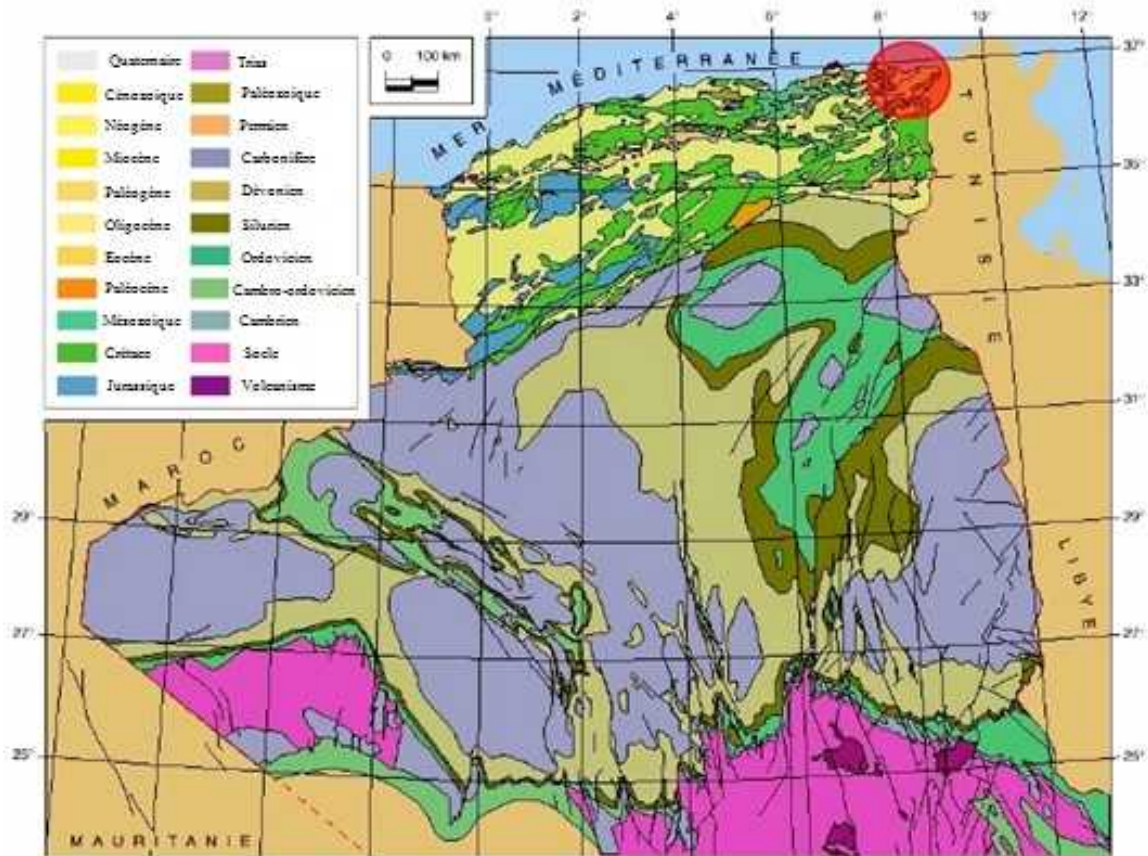


Fig. 3.1 : Carte géologique de l'Algérie



Fig. 3.2 : Localisation de l'ouvrage

3. RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE

A partir de l'étude géotechnique, on a pu différencier les couches géologiques suivantes :

Couche 0 : Remblais : Il s'agit de la première couche, composé de remblais, d'une épaisseur d'environ 3 m.

Couche a : argiles sablonneuses molles : Cette couche se compose d'une argile sableuse plastique et de couleur grise, de consistance très molle, située sous les remblais, a une épaisseur variable (de 0 à 8 m).

Couche b1 : Sables argileux lâche : Il s'agit d'un niveau de sables argileux, d'une compacité moyennement lâche, a une épaisseur variable (de 1 m à 11 m)

Couche b2 : Sables argileux compacté : Sous la couche précédente on trouve des sables argileux de compacité moyennement dense, d'épaisseur varie entre (1.5 m à 11.5 m).

Couche c : argiles grises plastiques : Il s'agit d'une couche d'argile grise verdâtre, avec une plasticité plus au moins élevée et une consistance solide, son épaisseur varie entre 1 m à 25 m.

Couche d : argile sableuse, argile très compacte et gneiss : Le dernier niveau se compose de 3 couches superposées (argile sableuse, argile très compacte et gneiss), comme ils sont indiqués dans la figure 3.3, ces couches ont une résistance importante.

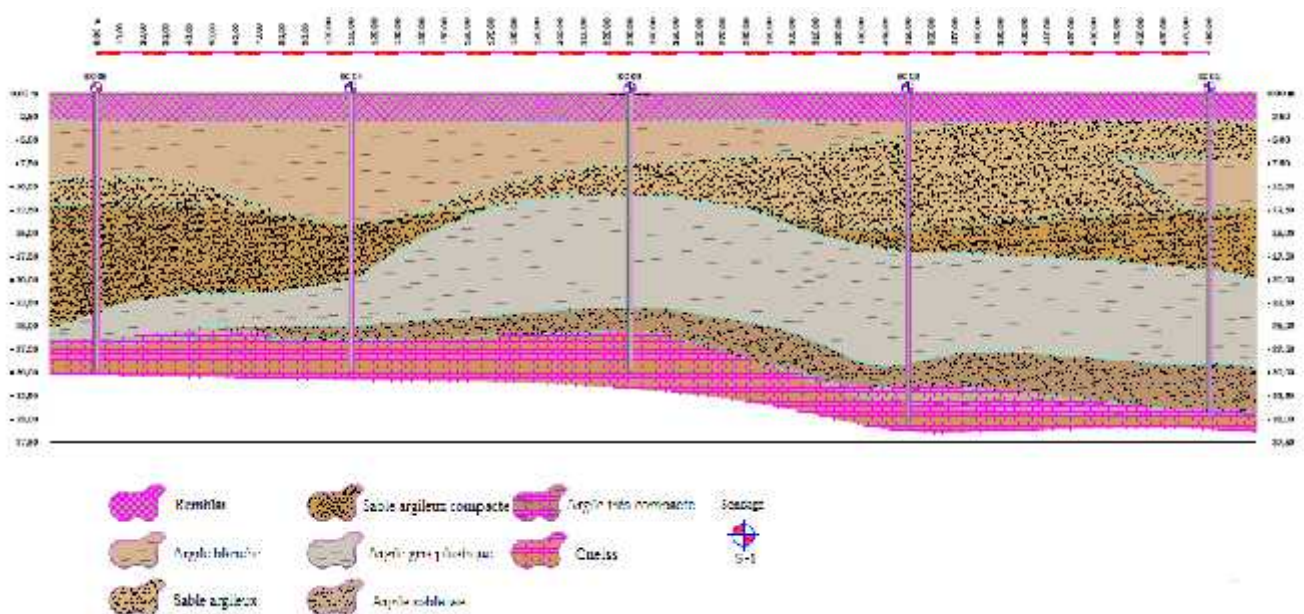


Fig. 3.3 : Coupe géologique du site des travaux

4. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

Pour le lancement des travaux de réalisation du viaduc, une étude géotechnique a été effectuée par le laboratoire des travaux publics (2013) d'où un programme géotechnique a été préalablement défini, constitué de cinq sondages carottés de 30 à 35 m de profondeur, numérotés de S1 à S5, avec récupération d'échantillons des différentes couches, destinés pour faire des essais en laboratoire.

- Cinq essais de pénétromètre statique lourd type Gouda 20 tonnes numérotés de PS1 à PS5 ;
- Cinq sondages pressiométriques numérotés de PR1 à PR5.

Les résultats ont montré que nous sommes en présence d'un sol très compressible, et qu'il y a lieu de recourir à des études géotechniques complémentaires. C'est alors qu'un autre programme géotechnique a été effectué et porte sur des essais in situ et des essais en laboratoire à savoir :

- Quatre sondages complémentaires, S1C à S4C ;
- Cinq pénétrations dynamiques PD1, PD2, PD3, PD4 et PD5
- Huit essais pressiométriques
- Deux essais de Lefranc
- Des essais en laboratoire (mesure de la teneur en eau naturelle, analyse granulométrique, mesure des limites d'Atterberg (W_p : limite de plasticité, W_l : limite de liquidité), mesure de la densité sèche, essais mécaniques de cisaillement à la boîte de Casagrande.

Dans notre cas, nous allons nous intéresser aux sondages réalisés sur les rampes, c'est-à-dire les sondages S1, S5, S3 complémentaire, S4 complémentaire, PR1, PR2, PR5, ainsi que les essais au laboratoire.

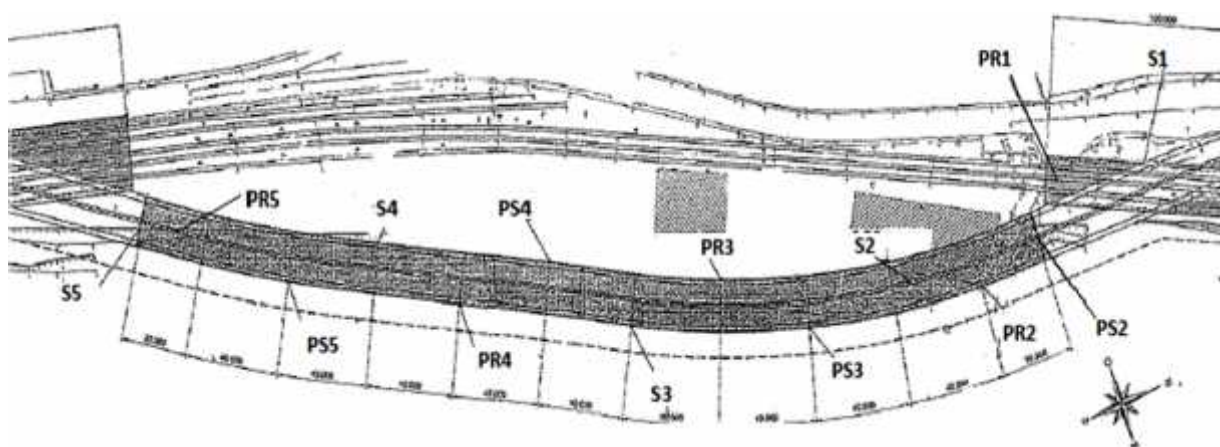


Fig. 3.4: Sondage et essais in situ dans l'étude préliminaire

Le tableau 3.1. Résume les profondeurs et les épaisseurs des différentes couches

Tab 3.1 : Les épaisseurs des couches

Niveaux	Sondage	Profondeur (m)	Epaisseur (m)
Couche 0	S1	0-2,80	2,80
	S5	0-3,00	3,00
	S3 complémentaire	0-1,20	1,20
	S4 complémentaire	0-2,30	2,30
Couche a	S1	7,00-12,50	5,50
	S5	3,00-9,00	6,00
	S3 complémentaire	1,20-3,00	1,80
		28,30-30,30	2,00
	S4 complémentaire	2,30-2,50	0,20
Couche b1	S1	2,80 – 7,00	4,20
	S5	9,00 – 12,00	3,00
	S3 complémentaire	3,00 – 7,90	4,90
	S4 complémentaire	2,50 – 12,60	10,10
Couche b2	S1	12,50 – 19,00	6,50
	S5	12,00 – 23,50	11,50
	S3 complémentaire	7,90 – 16,50	8,60
		17,10-20,20	3,10
		23,00-28,00	5,00
	S4 complémentaire	12,60 – 14,20	1,60
Couche c	S1	19,00 - 34,60	15,60
	S5	23,50 – 27,00	3,50
	S3 complémentaire	16,50 – 17 ,10	0,60
		20,20 – 23,00	2,80
		30,30 – 48,00	17,70
	S4 complémentaire	14,20 – 39,60	25,40
Couche d	S1	34,60 – 35,00	0,40
	S5	27,00 – 30,00	3,00
	S3 complémentaire	48,00 – 49,80	1,80
	S4 complémentaire	39,60 – 44,40	4,80



Fig. 3.5 : Plan de prospection

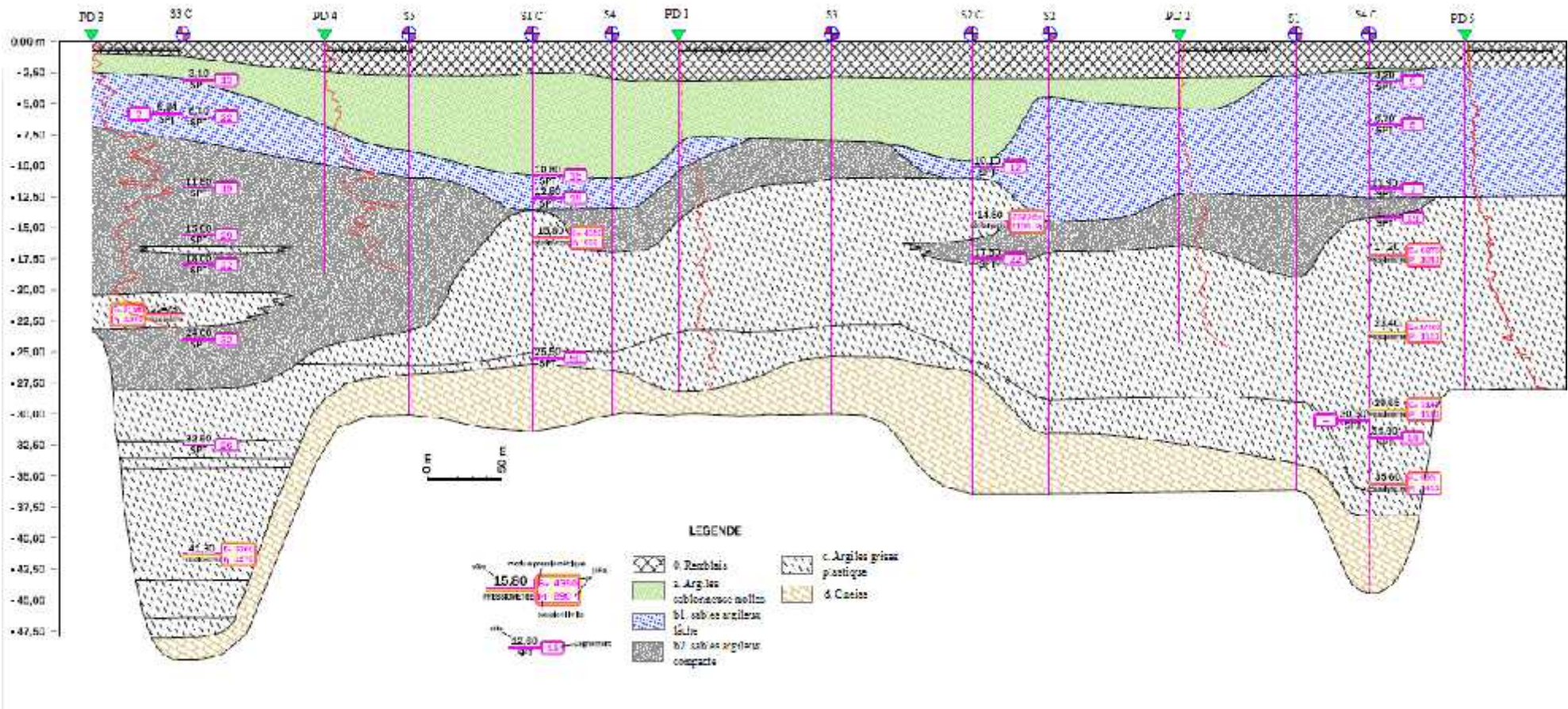


Fig. 3.6 : Profil géotechnique

La figure 3.4 montre les sondages et les essais réalisés au niveau du chantier dans l'étude préliminaire, par contre, les figures 3.5 et 3.6, illustre les essais et les sondages réalisés dans l'étude complémentaire

4.1. L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

4.1.1. DESCRIPTION DE L'ESSAI

l'essai est réalisé classiquement suivant la norme NF P 94-110. Il s'agit d'un essai de chargement statique in situ, effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement, introduite dans un forage.

L'essai permet d'obtenir la courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la pression appliquée.

On peut déterminer trois paramètres :

-) le module pressiométrique E_m qui définit le comportement pseudo-élastique du sol
-) la pression limite P_l qui caractérise la résistance de rupture du sol,
-) la pression de fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique

Tab 3.2 Classification du sol d'après le fascicule N° 62, titre V,

Soil type	Argile	Limon	Sable	Sable et gravier
	E_M/P_l	E_M/P_l	E_M/P_l	E_M/P_l
Surconsolidé	>16	>14	>12	>10
Normalement consolidé	9-16	8-14	7-12	6-10
Altéré et remanié	7-9			

4.1.2. PRESENTATION DES RESULTATS

Les résultats des essais pressiométriques effectués lors de l'étude géotechnique initiale montrent que le sol est sous consolidé (cas de l'argile < 9 selon le tableau 3.3), pour cela il a été décidé de faire d'autres essais pressiométriques aux niveaux plus profonds (étude géotechnique complémentaire), ce qui confirme que le sol est très compressible, le tableau 3.4 résume les résultats de ces essais.

Tab 3.3 : Résultats des essais pressiométriques

Sondage	Côte	P_f [bar]	P_1 [bar]	E_m [bar]	E_m/P_1	Type de sol
PR1	2	5.6	11.3	74	6	Sol compressible
	4	3.7	6.4	25	3	
	6	5.8	8.3	26	3	
	8	2.1	4.3	15	3	
	10	2.5	5	13	2	
	12	5.6	11.3	72	6	
	14	6.4	12.8	102	7	
	16	11.6	22	87	3	
	18	9.1	18.3	118	6	
	20	11.2	22.5	167	7	
	22	13.7	27.5	397	14	
	24	15.1	30.3	189	6	
PR5	2	4.2	8.4	88	10	Sol compressible
	4	2.1	4.0	15	3	
	6	2.2	4.4	24	5	
	8	2.3	4.6	15	3	
	10	3.5	7.1	35	4	
	12	6.9	13.8	64	4	
	14	6.6	12.0	48	3	
	16	7.4	14.8	98	6	
	18	10.3	20.6	151	7	
	20	10.7	16.4	59	3	
	22	11.8	23.8	159	6	
	24	13.2	26.5	309	11	
S3 C	23,00	14,0	19,72	211,4	10,7	Argile normalement consolidée
	41,50	8,8	12,7	52,0	4,1	Argile (altérée)
S4 C	17,20	6,7	10,4	82,7	7,9	Argile (altérée)
	23,00	3,2	11,1	175,5	15,8	Argile normalement consolidée
	29,00	7,5	11,8	71,4	6,1	Argile (altérée)
	35,00	9,2	14,1	108,6	7,7	Argile (altérée)

4.2. ESSAIS AU LABORATOIRE

Le tableau 3.4, résume les paramètres géotechniques des différentes couches du sol

Tab 3.4 : Résumé des paramètres géotechniques

Couches	$\{$ [°]	C [kPa]	γ [kN/m ³]	α [kN/m ³]	E [MPa]
Couche 0	25°	0,0	17	15	/
Couche a	25°	18,0	17	15	2
Couche b1	30,5°	0,0	19	16	8
Couche b2	32,5°	0,0	19	16	25
Couche c	28°	20,0	20	17	10
Couche d	25°	20,0	22	/	10 000

4.3. ESSAIS SUR LE BALLAST

Pour la réalisation des colonnes ballastées, des analyses granulométriques, essai de Los Angeles et essais Micro Deval sont effectuées sur le ballast provenant de la carrière de Bouacida Guelma, Les résultats sont présentés sur le tableau 3.5 :

Tab 3.5 : Résultats des essais effectués sur les prélèvements des carrières

Désignation	Granulométrie		Essai de dureté		
	D _{max}	Tamisât à 80µm	Tamisât à 5 mm	MDE	LA
Ballast carrière BOUACIDA	84	0,94	1,37	12	15

Les caractéristiques minimales du ballast sont les suivantes :

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

5. LA REALISATION DES COLONNES BALLASTEES

D'après l'étude géotechnique complémentaire ayant abouti à la présence de sol compressible, on s'est retrouvé dans l'obligation de faire recours à une solution de consolidation de manière à augmenter la portance des sols en place, parmi les solutions

envisagées, on a opté pour l'adoption de la solution de traitement par les colonnes ballastées, en égard à son cote économique.

En application de la méthode de Priebe (1976), le diamètre de la colonne est de 0.80 m avec un espacement de 2.00 m et une longueur de 9 m (sauf au début des rampes leur longueur est de 6 m). La distribution des colonnes ballastées est posée en quinconce.

Le nombre total des colonnes réalisés est 3869 colonnes réparties comme suit :

- Côté sud 1914 colonnes ayant une longueur de 9m et 197 colonnes ayant une longueur de 6m, répartie au début de la rampe ;
- Côté nord 1726 colonnes ayant une longueur de 9m et 32 colonnes ayant une longueur de 6m, répartie au début de la rampe ;
- Une couche de ballast de 80 cm surmonte les colonnes ballastées
- Les colonnes sont réalisées en voie humide



Fig. 3.7 : Réalisation d'une colonne ballastée

Après la réalisation des colonnes, des essais in situ sont effectués pour confirmer l'amélioration du sol, conséquence de la réalisation des colonnes ballastées, il consiste à la réalisation de 5 essais pressiométriques et de 7 essais de chargement (essai de plaque), réparties comme montre les figures 3.8 et 3.14.

5.1. ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

La figure 3.8 montre le positionnement des essais pressiométriques effectués après la réalisation des colonnes ballastées.

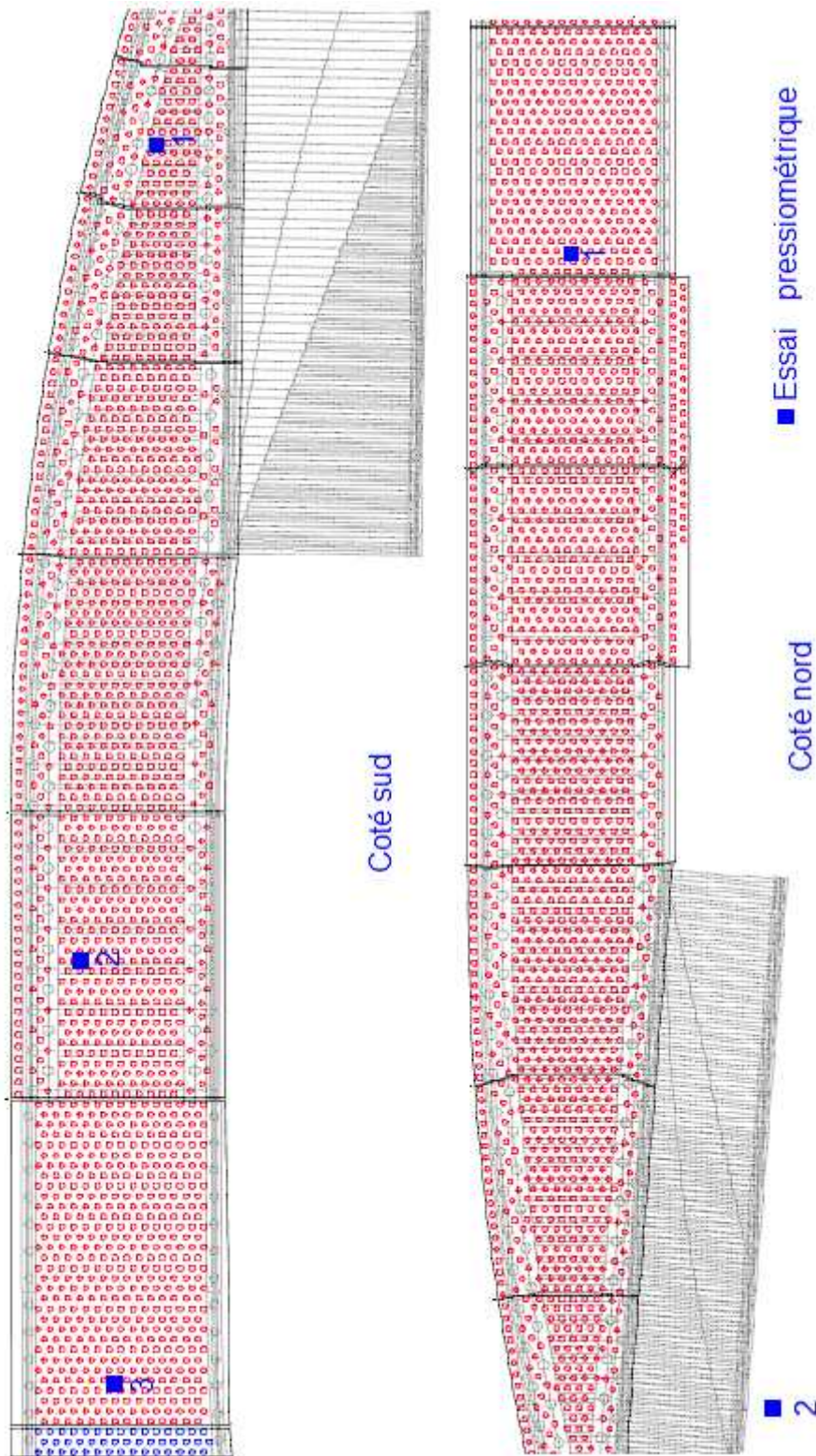


Fig. 3.8 : Positionnement des essais pressiométriques

5.2. INTERPRETATION DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

) Evolution du module pressiométriques E , de pression limite et du rapport E/Pl en fonction de la profondeur :

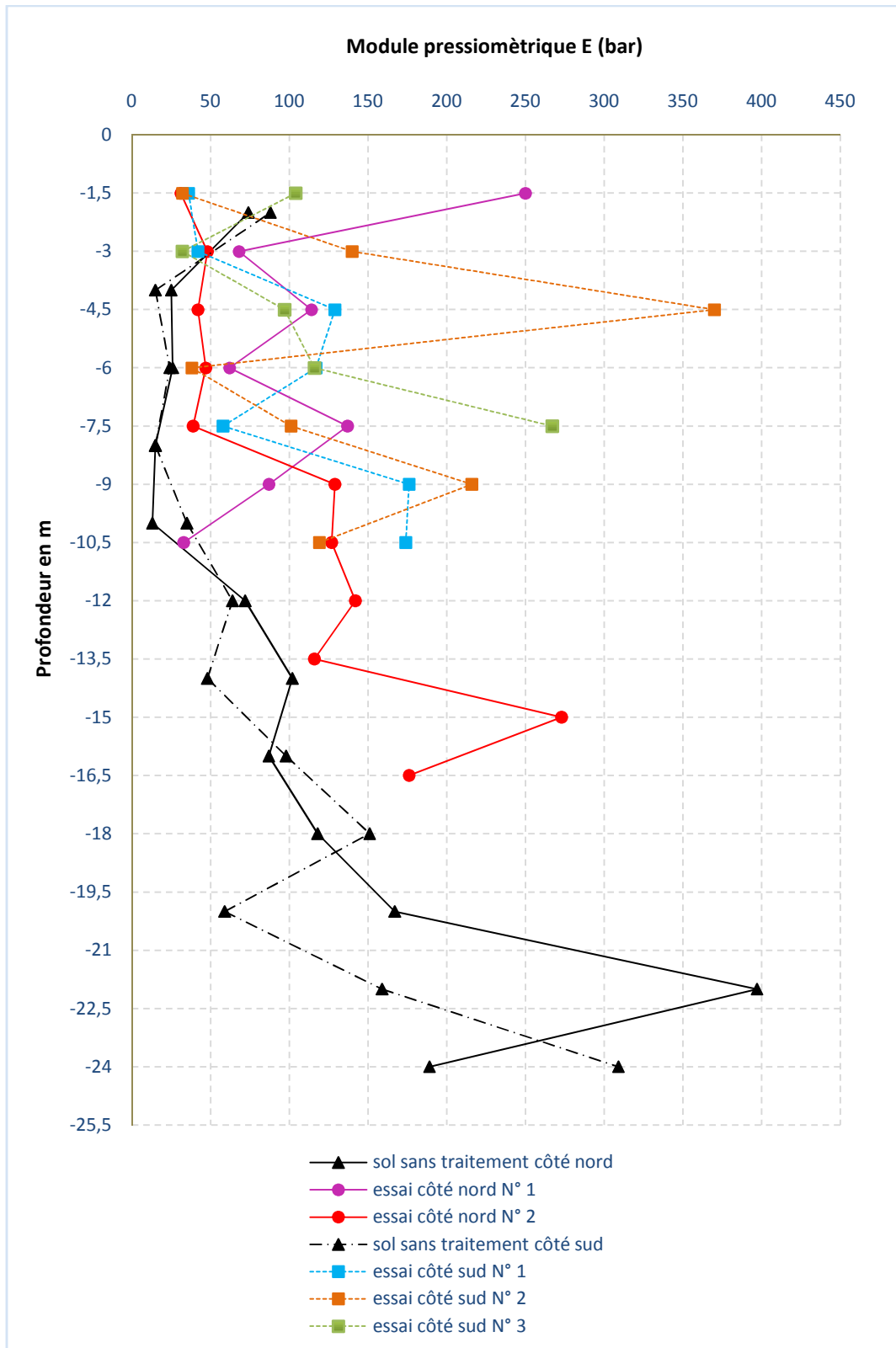


Fig. 3.9 : Evolution du module pressiométriques en fonction de la profondeur

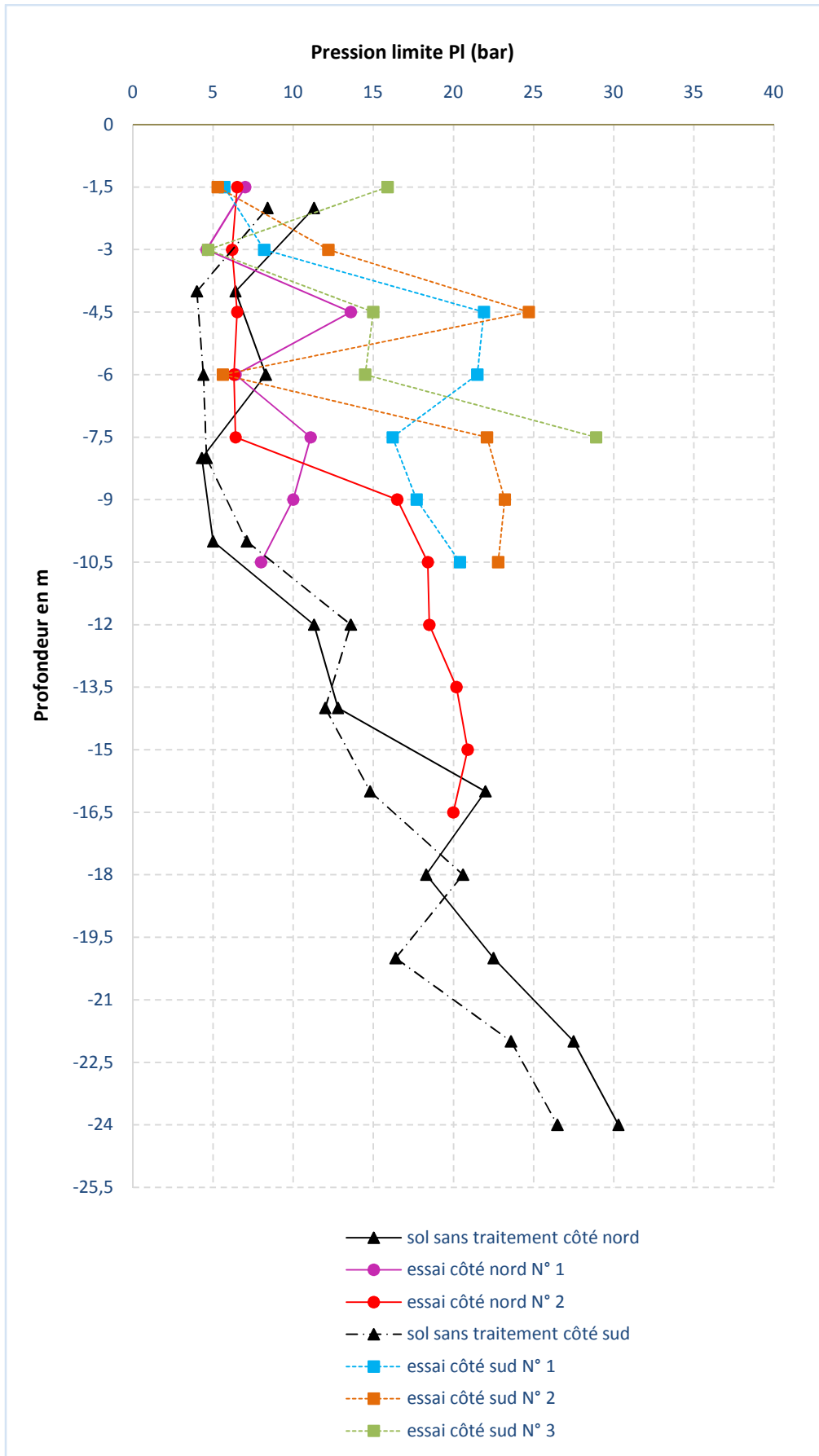


Fig. 3.10 : Evolution de la pression limite en fonction de la profondeur

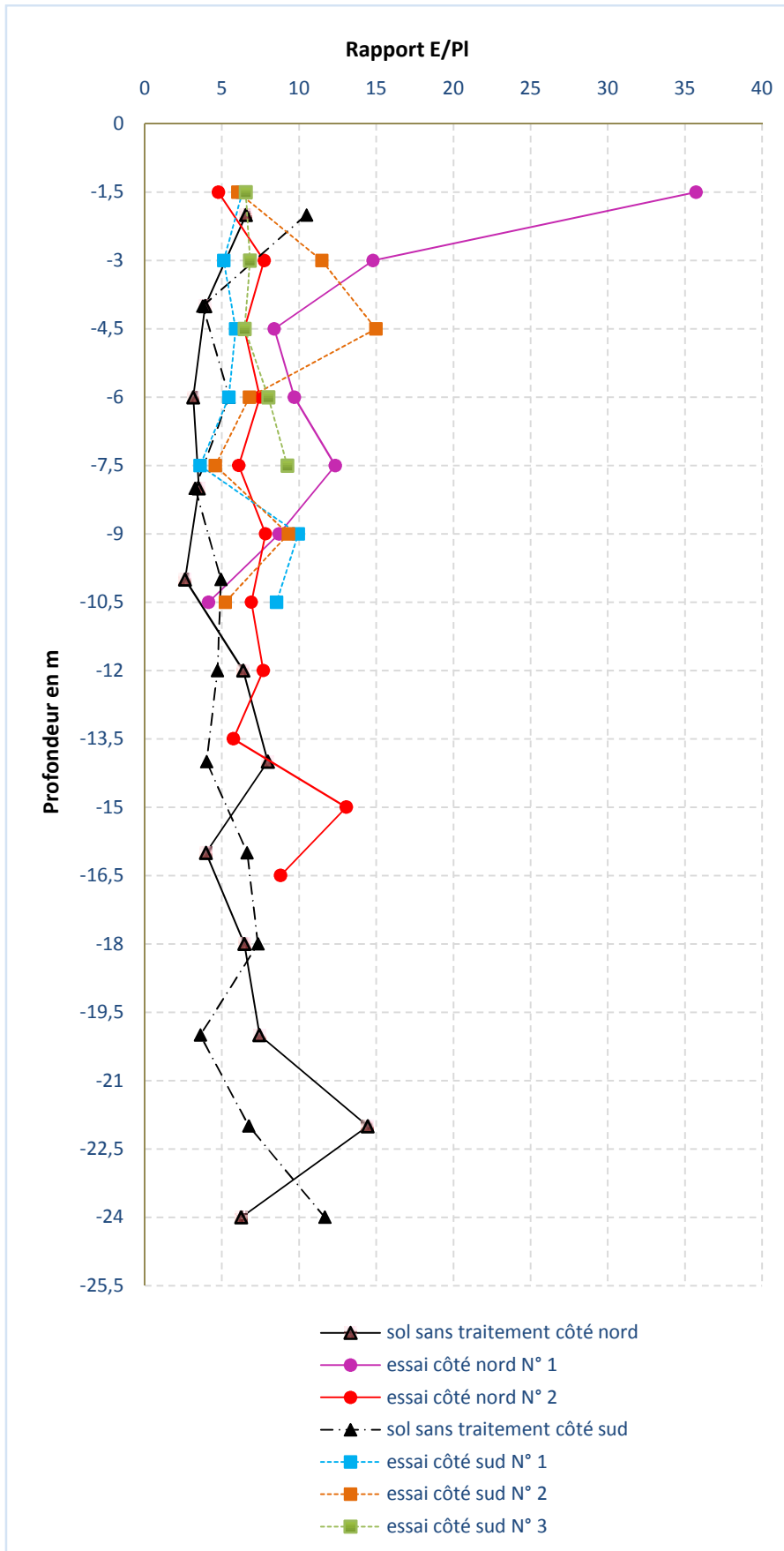


Fig. 3.11: Evolution du rapport E/PI en fonction de la profondeur

D'après les figures 3.9, 3.10 et 3.11, on constate ce qui suit :

- Il est clair qu'après la réalisation des colonnes ballastées le sol est devenu normalement consolidé « selon la classification des sols d'après Ménard »
- On remarque aussi que toutes les courbes convergent vers l'augmentation de E , P_1 et E/P_1 .
- Pour les courbes des figures 3.9 et 3.10, il y a une augmentation considérable surtout entre les profondeurs 3 et 9 m, c'est-à-dire dans la zone de l'enfoncement des colonnes ballastées.
- Pour l'essai pressiométrique coté Nord N° 2, qui se trouve en dehors de la zone de réalisation des colonnes ballastées, on remarque que les valeurs de E , P_1 et E/P_1 sont augmentées, donc cette technique a réussi à consolider le sol même hors la plateforme où se trouvent les colonnes.
- Le sol est hétérogène, c'est pour cela les courbes n'ont pas les mêmes allures.

5.3. ESSAIS DE CHARGEMENT

Le dispositif de mise en charge est constitué par un vérin hydraulique et d'une plaque de répartition de 0.80 m de diamètre (dans notre cas).

Les tassements sont mesurés en 4 points de la plaque à l'aide de comparateurs (indicateurs de précision au $100^{\text{ème}}$ de millimètre dont le déplacement 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 l'ensemble des colonnes chargées.

Chaque palier de chargement est contrôlé au moyen d'un manomètre, on assure une charge constante pour chaque palier.

- 1- Poutrelles de référence
- 2- Vérin hydraulique a poussée constante
- 3- Plaque d'appui circulaire
- 4- Colonne ballastée
- 5- Matelas de répartition
- 6- Comparamètres

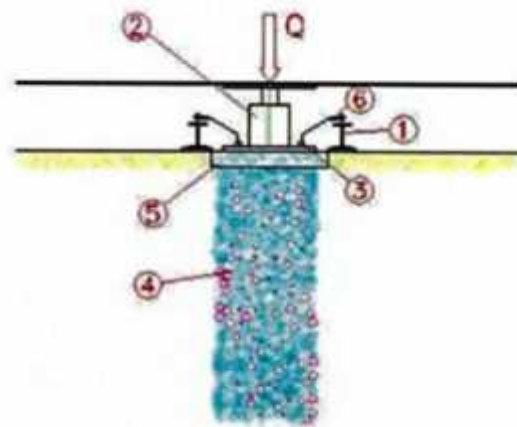


Fig. 3.12 Schéma de l'instrumentation

Les figures 3.12 et 3.13 présentent le schéma de l'instrumentation et l'essai sur chantier respectivement.



Fig. 3.13 Essai de chargement

La charge de service à tester est $Q_s = 9.79$ tonnes, la charge maximale est égale à $150\% Q_s$. selon à la norme ASTM D1 143 section 5.6, le cycle et les paliers de chargement doit être respectés comme suit :

- Préchargement de 0 à $0.15 Q_s$, maintenu pendant 5 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 10 paliers égaux de $0.15 Q_s$, chaque palier est maintenu constant pendant 5 minutes.
- Pour chaque palier, les lectures des déformations sont faites toutes les minutes
- Déchargement de la totalité de la charge avec une lecture toutes les minutes entre 1 et 5 minutes et tous les 5 minutes entre 5 et 15 minutes.

L'exploitation des résultats obtenus, permet de tracer les courbes des tassements et les courbes des vitesses d'enfoncement en fonction de la charge, ainsi que des courbes de tassements par palier en fonction du temps.

Le positionnement des essais de chargement appliqué sur quelque colonne ballastée sont montrés dans la figure 3.14, il s'agit de :

- Côté nord : Colonne N°1 adjacente à un pieu, colonnes intermédiaire N° 2 et 3 et colonne de rive N° 4.
- Côté sud : colonne N° 5 adjacente à un pieu, colonne intermédiaire N° 6 et colonne de rive N° 7

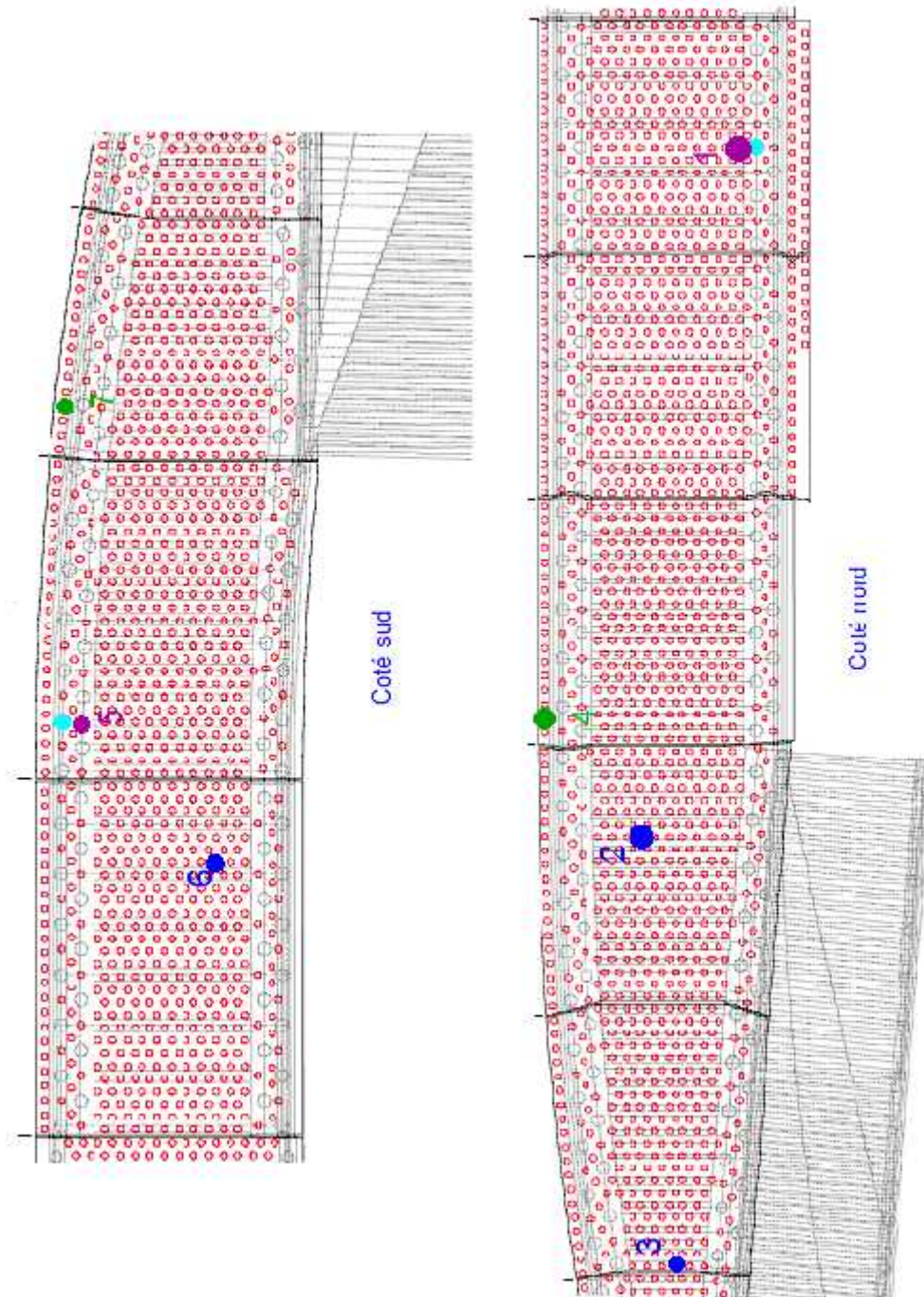


Fig. 3.14 Implantation des essais de chargement

5.4. RESULTATS ET INTERPRETATION DE L'ESSAI DE CHARGEMENT

Les résultats obtenus par les mesures pris lors de chargement des colonnes à travers les comparateurs, sont présentés en annexe 2.

L'exploitation de ces résultats obtenus permet de tracer, les courbes de tassements en fonction du chargement, des courbes de tassements par palier ainsi que des courbes de vitesses d'effondrement en fonction de la charge.

La figure 3.15 présente l'évolution des tassements en fonction de chargement

L'évolution du tassement en fonction de chargement :

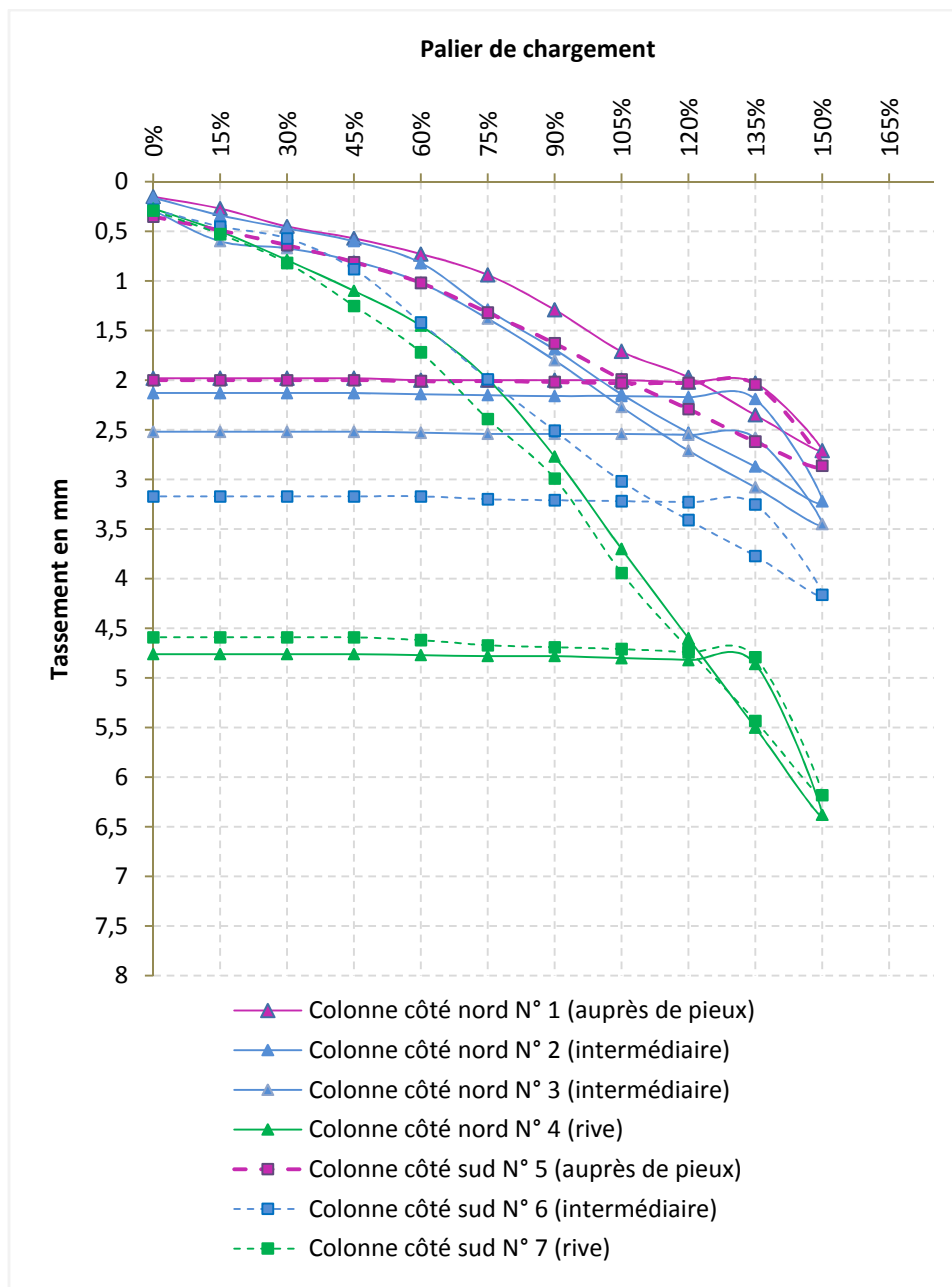


Fig. 3.15 : Evolution des tassements en fonction du chargement

Les courbes nous dévoilent ce qui suit :

- On constate que les tassements sont plus au moins serrés ce qui confirme le bon confinement des matériaux
- Les courbes de chargement des colonnes sont quasi linéaires jusqu'à 150% de la charge appliquée, ensuite, dans la phase de déchargement, le tassement diminue jusqu'à la stabilisation des déformations, c'est-à-dire que les colonnes n'ont pas subis de rupture, ce qui met en évidence le mode de déformation élasto-plastique.
- Pour plus de précision, on remarque que le tassement des colonnes de rives est de l'ordre de 6 mm, alors que le tassement des colonnes intermédiaires est de l'ordre de 3.5 à 4 mm et les colonnes mitoyennes aux pieux sont inférieures à 3mm, c'est-à-dire que les colonnes intermédiaires réduisent le tassement plus que les colonnes de rives et d'autre part l'utilisation des pieux est un autre procédé de consolidation du sol.

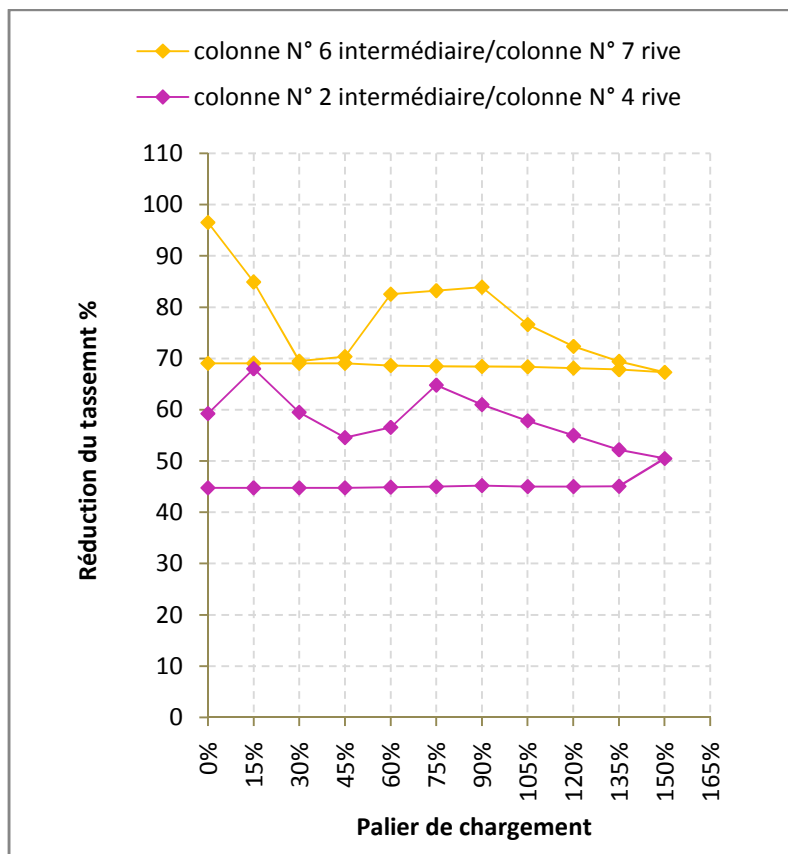


Fig. 3.16 : Réduction du tassement

La figure 3.16 représente la réduction des tassements de la colonne intermédiaire par rapport à la colonne de rive (côté sud et côté nord).

En général, les deux courbes ont la même allure, mais, la différence de pourcentage des tassements est dû au positionnement de la colonne, c'est-à-dire que le sol côté sud n'est pas le même que le sol côté nord.

Excepté, les points faibles de chargement (inférieures à 15% Q_s), pour les charges entre 30% et 105% de Q_s , les tassements enregistrés sur les colonnes intermédiaire sont inférieurs de 60% et 80% aux tassements des colonnes de rives, côté nord et côté sud successivement, au-delà de 120% de Q_s et pour la phase de déchargement, ces tassements diminuent jusqu'à 50% côté nord et 70% côté sud.

On constate, que les colonnes intermédiaire sont raide et mieux compacté que les colonnes de rives (vincent six, 2006).

Vitesse d'enfoncement pour chaque palier de chargement

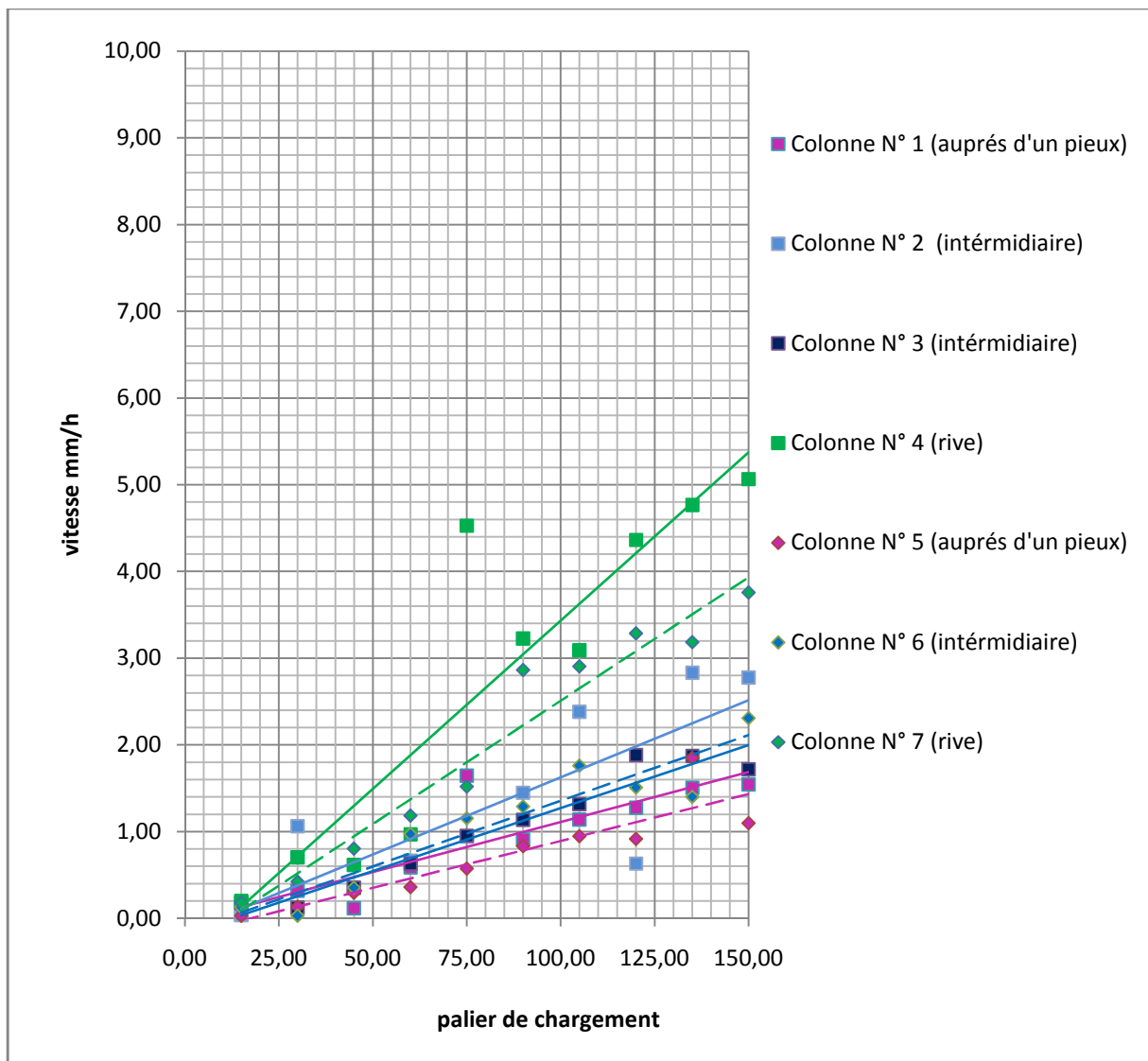
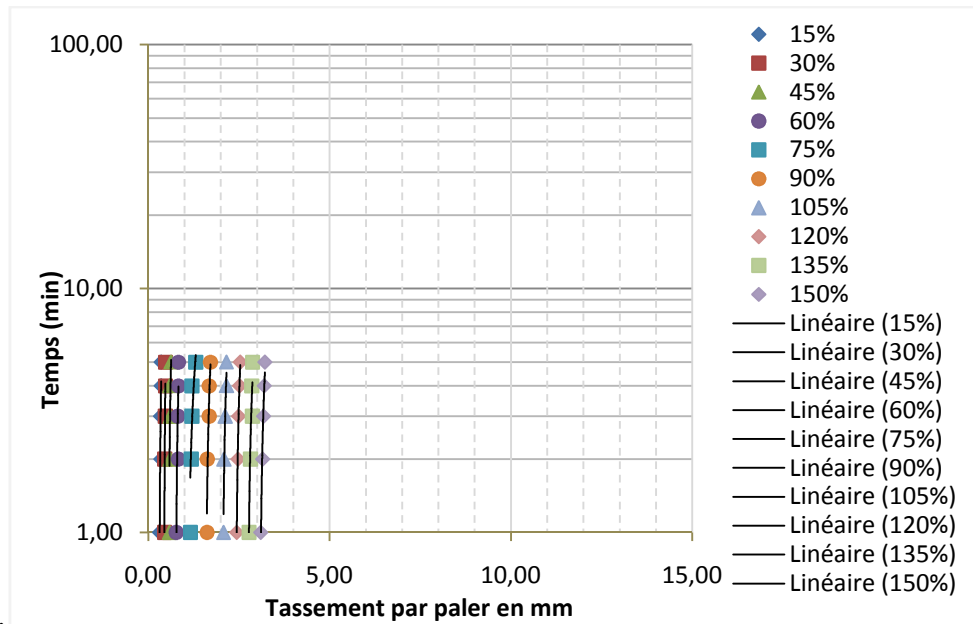


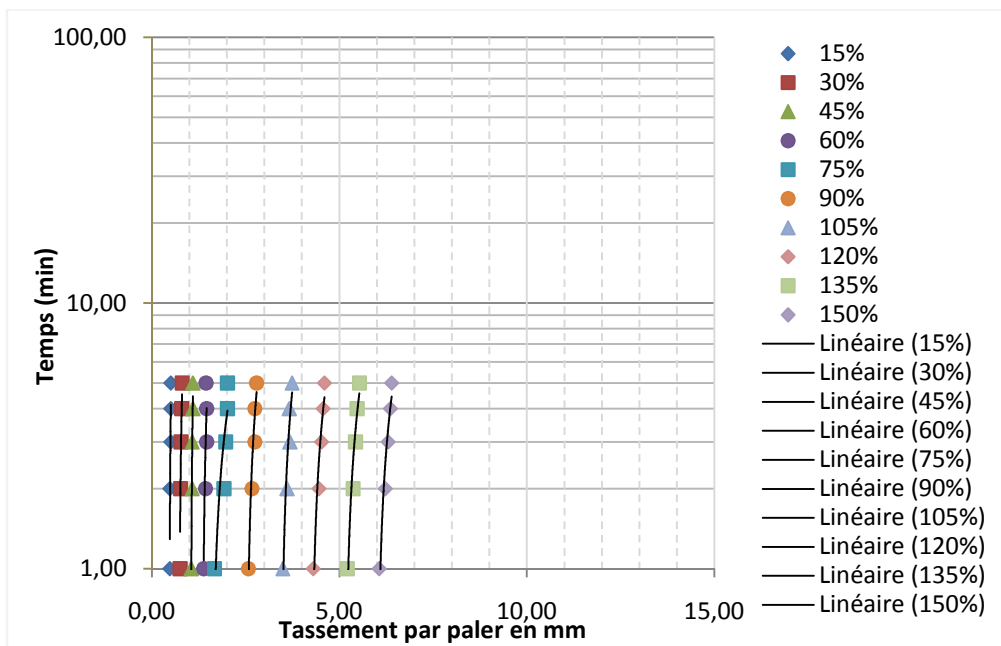
Fig. 3.17 : Vitesse de tassement en fonction de la charge

D'après la figure 3.17, il est clair que les vitesses des tassements pour les colonnes de rives sont plus importantes que les vitesses des tassements pour les autres colonnes, c'est tout à fait logique puisque le tassement augmente quand le matériau n'est pas suffisamment serré, et le contraire est vrai, tout cela confirme que les colonnes intermédiaire travail mieux que les colonnes de rives.

Tassement par palier en fonction du temps



(a)



(b)

Fig. 3.18 : Tassement par palier en fonction du temps
(a) Colonne N° 2 intermédiaire ; (b) Colonne N° 4 de rive)

Si on prend les deux cas de colonne, par exemple N° 2 colonne intermédiaire, N° 4, colonne de rive, et on fait une comparaison des tassements de ces colonnes par palier en fonction du temps, on trouve que les paliers pour la colonne intermédiaire sont plus proches que pour les paliers de la colonne de rive, c'est-à-dire que le matériau est mieux consolidé au milieu que dans les rives (figure 3.18).

CONCLUSION

Sur la base des résultats expérimentaux, on peut distinguer ce qui suit :

- D'après les essais pressiométriques, on a trouvé que le renforcement du sol par colonnes ballastées a rendu le sol normalement consolidé
- Le mode de déformation des colonnes ballastées est élasto plastique
- Les tassements subits par le chargement des colonnes de rives sont plus importants que celle des colonnes intermédiaires
- Même entre les paliers de chargement les colonnes au milieu sont plus proches que les colonnes de rive, ainsi que les vitesses des tassements des colonnes de rives sont plus importantes que les vitesses des tassements des colonnes intermédiaires, ce qui confirme que le sol est mieux serré et mieux confiné au milieu qu'au bord.
- Le pourcentage des tassements se diffère d'un sol à un autre.
- La réduction du rapport de tassement varie de 60% à 80% pour les colonnes intermédiaires par rapport aux colonnes de rives dans la phase de chargement, ce pourcentage diminue de l'ordre de 10% dans la phase de déchargement, donc les colonnes intermédiaires sont plus raides que celle de rive, c'est-à-dire que les colonnes travaillent en groupe.

CHAPITRE 4

**MODELISATION NUMERIQUE DU
COMPORTEMENT DES COLONNES
BALLASTEES EN 2D**

CHAPITRE 4

MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES COLONNES BALLASTEES EN 2D

1. INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à simuler l'essai in situ à savoir l'essai de chargement effectué sur une colonne ballastée, par la modélisation numérique à l'aide du logiciel Plaxis 2D version 8, et de modéliser le comportement réel du sol renforcé. Pour cela, trois configurations sont étudiées. La première configuration proposée est d'analyser le modèle d'une colonne isolée, ce dispositif est largement utilisé jusqu'à nos jours pour le dimensionnement des fondations spéciales et des colonnes ballastées. Il est utilisé pour les essais de chargement selon les recommandations françaises (CFMS, 2011). La deuxième configuration est présentée par l'introduction d'une paroi avec une interface, qui présente la chemise de foreuse en réalité, puis réaliser la colonne par l'insertion du ballast par couche, la troisième configuration analyse un modèle des anneaux concentriques équivalents aux groupes de colonnes ballastées qui entourent, la colonne sous l'effet de chargement.

Aussi, une étude paramétrique sera établie dans ce chapitre, pour nous permettre d'évaluer, l'influence des différents paramètres physiques et mécaniques sur les tassements dus au chargement de la colonne ballastée.

A la fin de ce chapitre, une étude du cas de la rampe d'accès sera étudiée, dans le but d'avoir l'amélioration apporter par la technique des colonnes ballastées et chercher les solutions qui peut remplacer ou améliorer ces inclusions de ballast.

2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le tableau 4.1 résume les caractéristiques géotechniques de différentes couches du sol, ainsi que les caractéristiques géotechniques des colonnes ballastées utilisées pour les modèles.

Tab. 4.1 : Caractéristiques géotechniques des différentes couches du sol

Nom	γ_d [kN/m ³]	γ [kN/m ³]	K_x [m/jour]	K_y [m/jour]	ϕ [-]	E [kN/m ²]	C [kN/m ²]	$[\circ]$
Couche 0	15	17	1E -6	1E-6	0,3	1000	1	25
Couche a	15	17	9,3E -8	9,3E -9	0,3	2000	18	25
Couche b1	16	19	1E-6	1E-6	0,3	8000	1	30,5
Colonne	16	19	1E-6	1E-6	0,3	16000	1	33,5

3. EXAMEN DE PLUSIEURS CAS A DIFFERENTES CONFIGURATIONS

3.1. MODELE D'UNE COLONNE ISOLEE

Nous présentons ici la modélisation d'une colonne ballastée isolée en axisymétrique, utilisant 15 nœuds. Les dimensions retenues pour ce modèle sont de 12 m de hauteur et 2 m de largeur, il s'agit d'une colonne de 9 m de profondeur et 0.8 m de diamètre, enterrée dans les différentes couches de sol comme le montre la figure 4.1.

Les conditions aux limites sont :

- Les déplacements horizontaux sont bloqués à l'axe et à l'extrémité latérale du modèle.
- Les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués à la base du modèle.

Une charge répartie est appliquée sur le sommet de la colonne, elle présente l'essai de chargement.

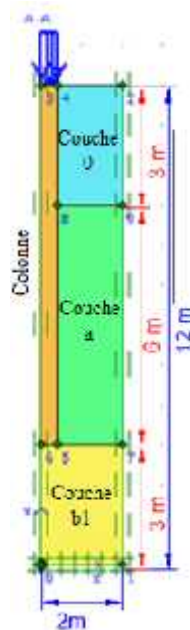


Fig. 4.1 : Le modèle de la colonne isolée

La figure 4.2 présente le maillage du modèle généré, il comporte 466 éléments et 3893 nœuds.

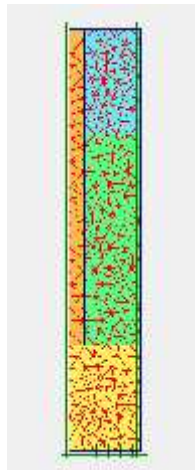


Fig. 4.2 : Le maillage du modèle de la colonne isolée

Les phases de calcul :

- La 1^{ère} phase est la mise en place de la colonne ;
- La 2^{ème} phase est la consolidation du sol pendant 1 jour ;
- La 3^{ème} phase jusqu'à la 12^{ème} phase est le programme de chargement comme suit :
(1.47 T/ 2.94 T/ 4.41 T/ 5.87 T/ 7.34 T/ 8.81 T/ 10.28 T/ 11.75 T/ 13.22 T/ 14.69 T).

3.2. MODELE D'UNE COLONNE ENTOUREE PAR PAROI

La deuxième configuration, est présentée par l'introduction d'une paroi avec une interface, qui représente la chemise de la foreuse (blocage par paroi puis libération expansion du ballast par suppression de la paroi comme le montre la figure 4.3). Cette paroi est caractérisée par une rigidité normale $EA = 7,5 \cdot 10^7$ kN/m, une rigidité de flexion $EI=10^6$ kNm²/m, l'épaisseur équivalente $d=400$ mm.

Ce dispositif est modélisé en axisymétrique avec 15 nœuds (figure 4.3), les dimensions du modèle adopté et la colonne ballastée, sont les mêmes adoptées dans la première configuration,

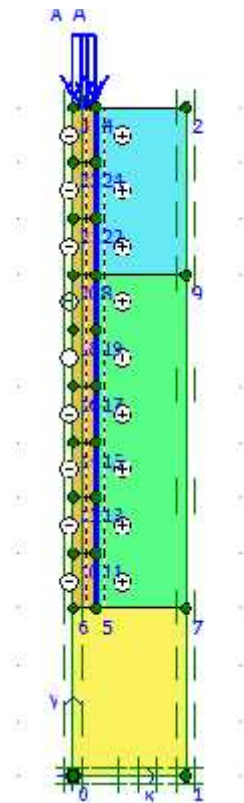


Fig. 4.3 : Le modèle de la colonne entourée par paroi

La figure 4.4 présente le maillage du modèle généré, il comporte 719 éléments et 6355 nœuds.

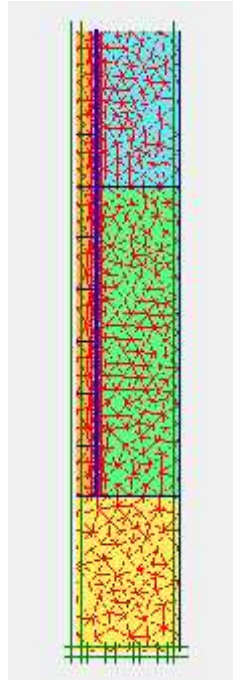


Fig. 4.4 : Le maillage du modèle de la colonne entourée par paroi

Les phases de calcul :

- La 1^{ère} phase est la mise en place de la paroi
- La 2^{ème} phase jusqu'à la 10^{ème} phase la mise en œuvre de la colonne par couche de 1m.
- La 11^{ème} phase est la consolidation du sol pendant 1 jour ;
- La 12^{ème} phase jusqu'à la 21^{ème} phase est le programme de chargement comme suit :
(1.47 T/ 2.94 T/ 4.41 T/ 5.87 T/ 7.34 T/ 8.81 T/ 10.28 T/ 11.75 T/ 13.22 T/ 14.69 T).

3.3. MODELE D'UNE COLONNE ENTOUREE PAR UN ANNEAU CONCENTRIQUE

La troisième configuration, est présentée par le modèle d'un anneau concentrique, équivalent au modèle d'un groupe de colonnes ballastées qui entourent la colonne centrale (voir la figure 4.5).

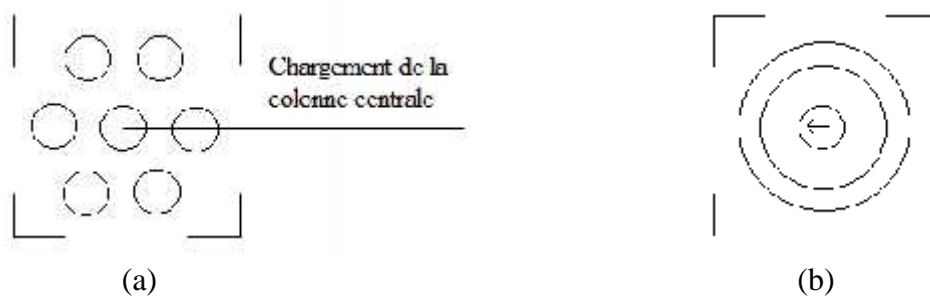


Fig. 4.5 : Configuration géométrique: (a) Modèle du groupe des colonnes ; (b) Modèle équivalent d'un anneau concentrique.

Ce modèle est réalisé en axisymétrie avec 15 nœuds, les dimensions du modèle adopté, sont de 12 m de longueur et 5 m de largeur, (figure 4.6).

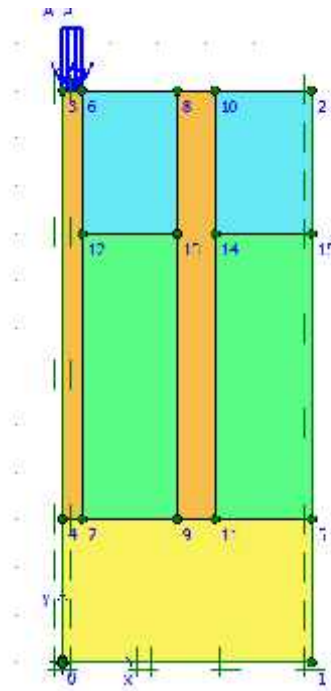


Fig. 4.6 : Le modèle de la colonne entourée par un anneau concentrique

La figure 4.7 présente le maillage du modèle généré, il comporte 938 éléments et 7681 nœuds.

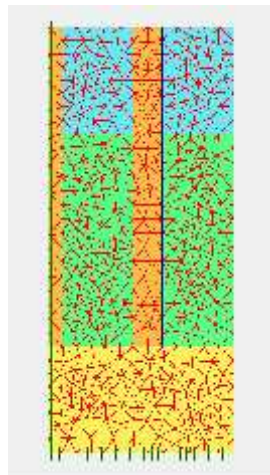


Fig. 4.7 : le maillage du modèle de la colonne entourée par un anneau concentrique

Les phases de calcul :

- La pression interstitielle dans ce modèle est nulle.
- La 1^{ère} phase est la mise en place des colonnes ;
- La 2^{ème} phase est la consolidation du sol pendant 1 jour ;

- La 3^{ème} phase jusqu'à la 12^{ème} phase est le programme de chargement comme suit :
(1.47 T/ 2.94 T/ 4.41 T/ 5.87 T/ 7.34 T/ 8.81 T/ 10.28 T/ 11.75 T/ 13.22 T/ 14.69 T).

3.4. RESULTATS OBTENUS ET DISCUSSIONS

La figure 4.8 illustre le déplacement vertical résulté par le calcul des trois configurations étudiées à l'aide de Plaxis 2D.

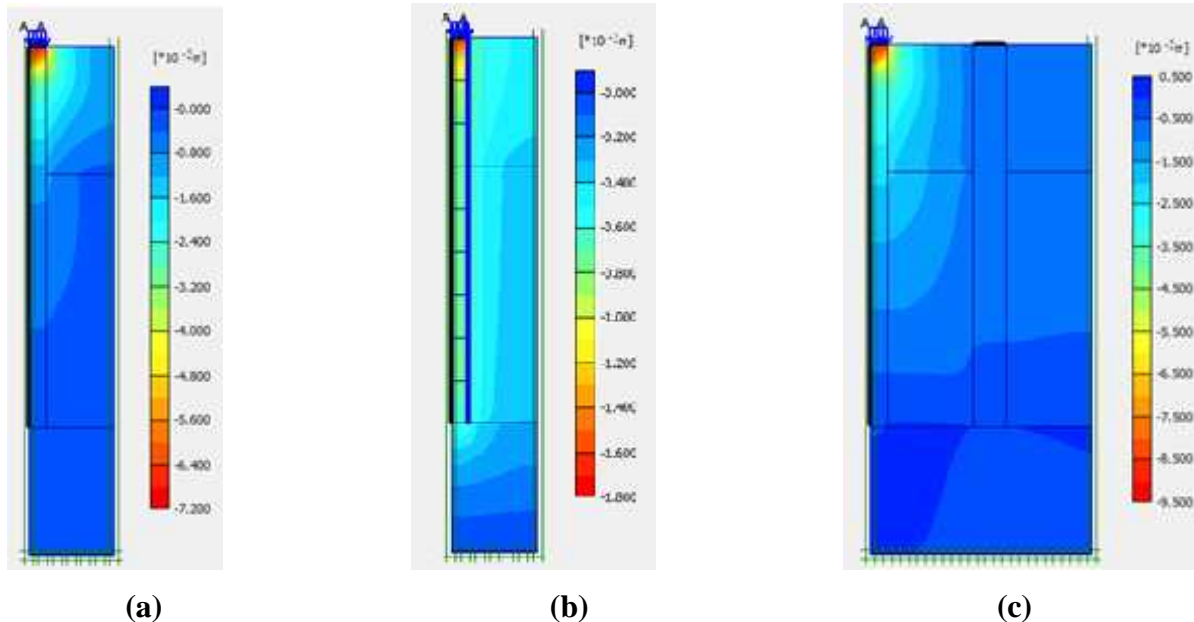


Fig. 4.8 : Déplacements verticaux résultant des 3 configurations

La figure 4.9 montre l'évolution des tassements dus au chargement de la tête de la colonne en fonction du programme de chargement, pour les trois configurations et la comparaison de ces résultats avec le sol non renforcé et celle trouvé sur chantier.

D'après les résultats obtenus, il est très clair que l'ajout d'une colonne ballastée a amélioré le sol et a réduit les tassements dans les trois configurations introduites dans Plaxis 2D V8.

La configuration de la colonne réalisée par couche, nous donne des valeurs des tassements plus faibles par rapport aux autres configurations ce qui s'explique par l'effet de confinement du ballast induit par la présence de la chemise (paroi), tandis que, les tassements résultant de la configuration de la colonne entourés par un anneau concentriques, nous donnent des valeurs un peu plus élevées.

Par contre, la courbe relative au modèle de la colonne isolée est plus proche que les deux courbes relatives aux modèles sus cités.

Donc, les résultats récapitulés, montrent la performance du modèle simple d'une colonne isolée, elle présente le comportement réel d'un sol renforcé par colonnes ballastées.

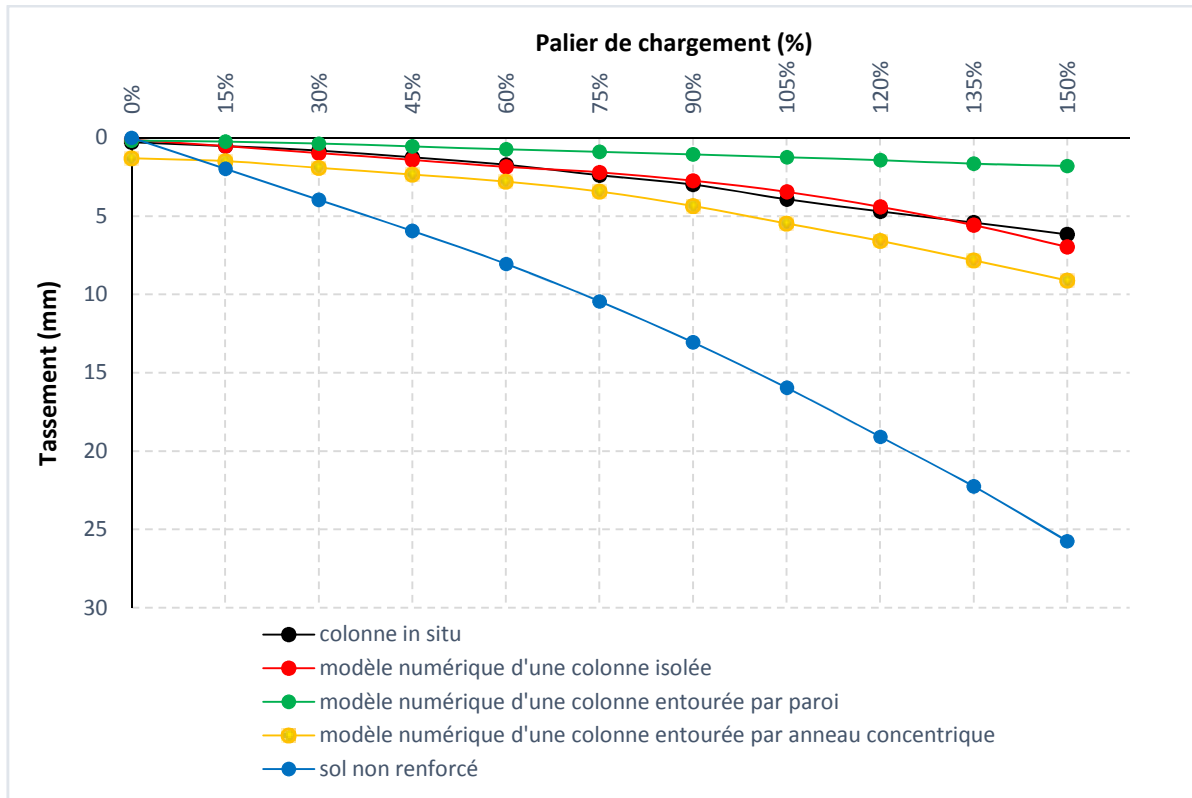


Fig. 4.9 : Comparaison des tassements du sol non renforcé et du sol renforcé en in situ avec les trois configurations numériques

4. ETUDE PARAMETRIQUE

Une étude paramétrique a été réalisée afin de déterminer l'influence de certains paramètres sur les résultats du tassement. Ces paramètres sont décrits ci-après :

- Loi de comportement de la colonne (élastique linéaire ou élasto-plastique à critère de rupture Mohr Coulomb) ;
- Module de Young du ballast ;
- Angle de frottement du ballast.

4.1. INFLUENCE DE LOI DE COMPORTEMENT

D'après la figure 4.10 ci après, on constate, qu'entre le palier de chargement 0% et 90% de la charge appliquée, la courbe relative à la colonne réalisée sur chantier est superposée à celle en utilisant la loi de comportement élastique et très proche à la celle en utilisant la loi de comportement Mohr Coulomb. Au-delà de 90% de la charge appliquée, la courbe relative à la colonne réalisée sur site, se converge vers la courbe de la colonne en appliquant le comportement de la loi Mohr Coulomb, ce qui confirme que le comportement des colonnes est élasto plastique

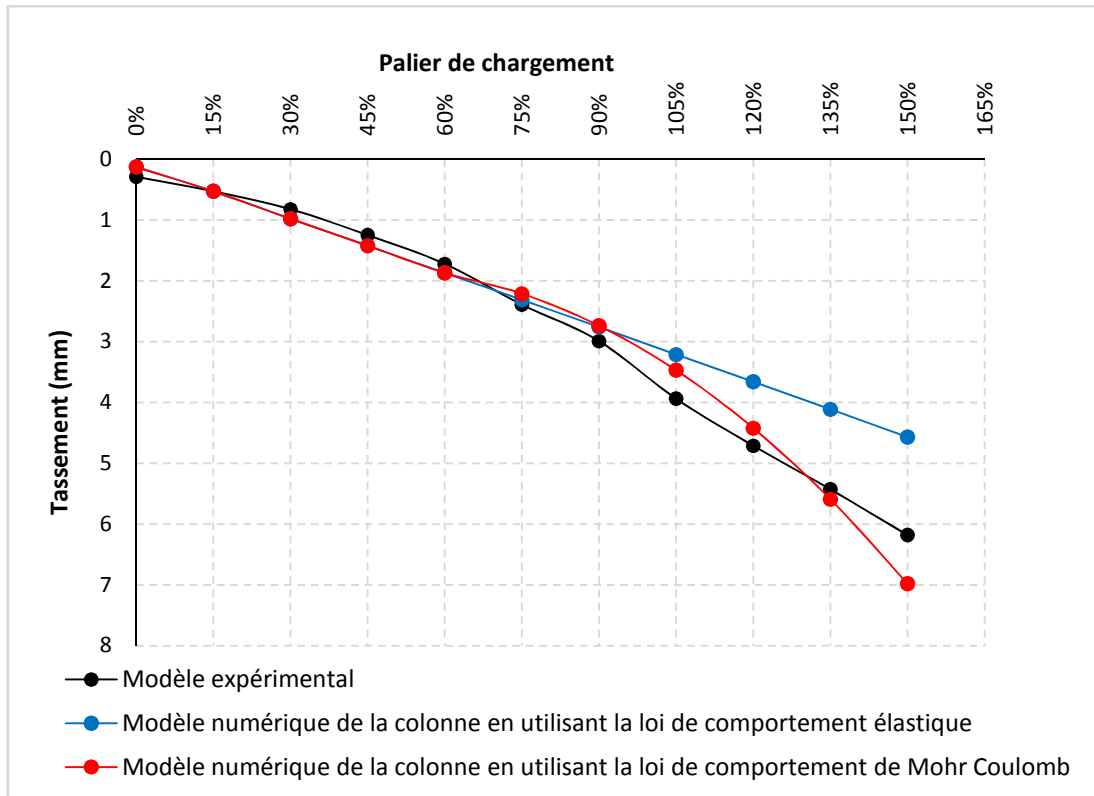


Fig. 4.10 : Influence de loi de comportement

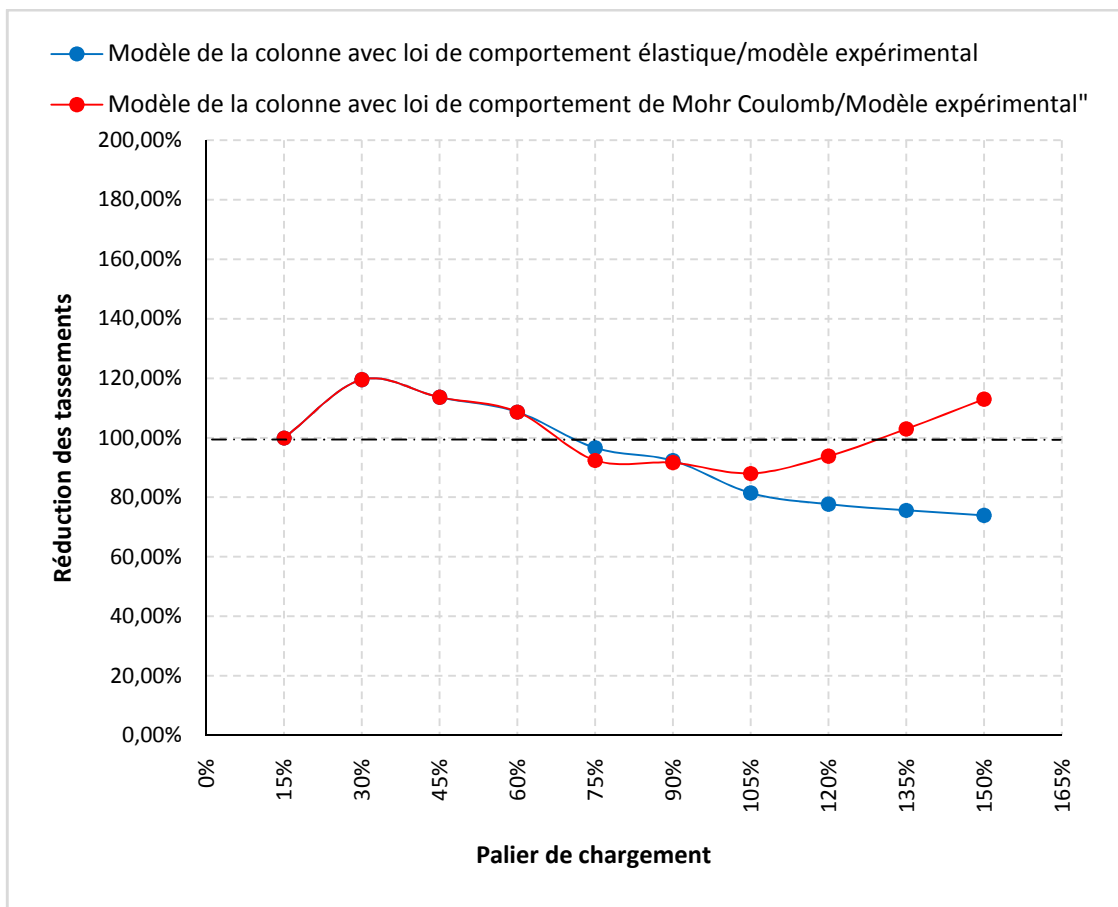


Fig. 4.11 : Influence des lois de comportement sur la réduction du tassement

Dans la figure 4.11 on remarque qu'entre le palier de chargement 15% à 90%, la réduction des tassements, dans les deux lois de comportement sont les mêmes, par contre, au-delà de 90% de la charge, la réduction des tassements, on utilisant la loi de comportement linéaire, est un peu importante (jusqu'à 75%) et la courbe relative au comportement de la colonne, on utilisant la loi de Mohr Coulomb est presque négligeable (entre 90% et 150%).

4.2. INFLUENCE DU MODULE DE YOUNG

Pour étudier l'influence du module de Young sur le comportement d'une colonne isolée, deux valeurs de ce paramètre ont été considérées, $E=10000\text{kN/m}^2$ et $E=30000\text{kN/m}^2$. La figure 4.12, nous montre que plus la rigidité des colonnes ballastées augmente, le tassement diminue c'est-à-dire, que la rigidité du matériau est un facteur important qu'on peut prendre en considération, pour choisir le ballast, dans le but de réduire les tassements.

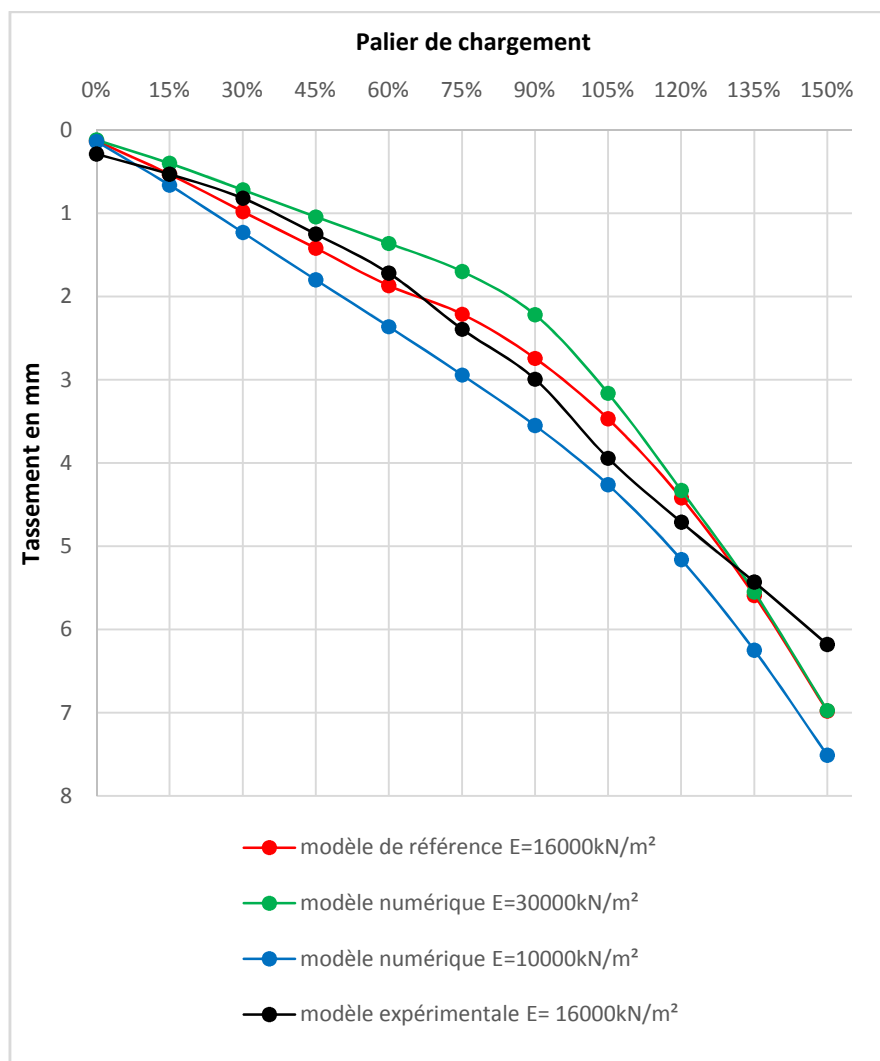


Fig. 4.12 : Influence du module de Young

La figure 4.13 relative à la réduction des tassements, nous confirme l'importance de la valeur de module de Young. Pour $E=30000 \text{ KN/m}^2$, les tassements sont réduits d'une moyenne de 80%, tandis que, pour $E=10000 \text{ KN/m}^2$, les tassements dans le modèle généré sont augmentés jusqu'à 150% des tassements trouvés en in situ.

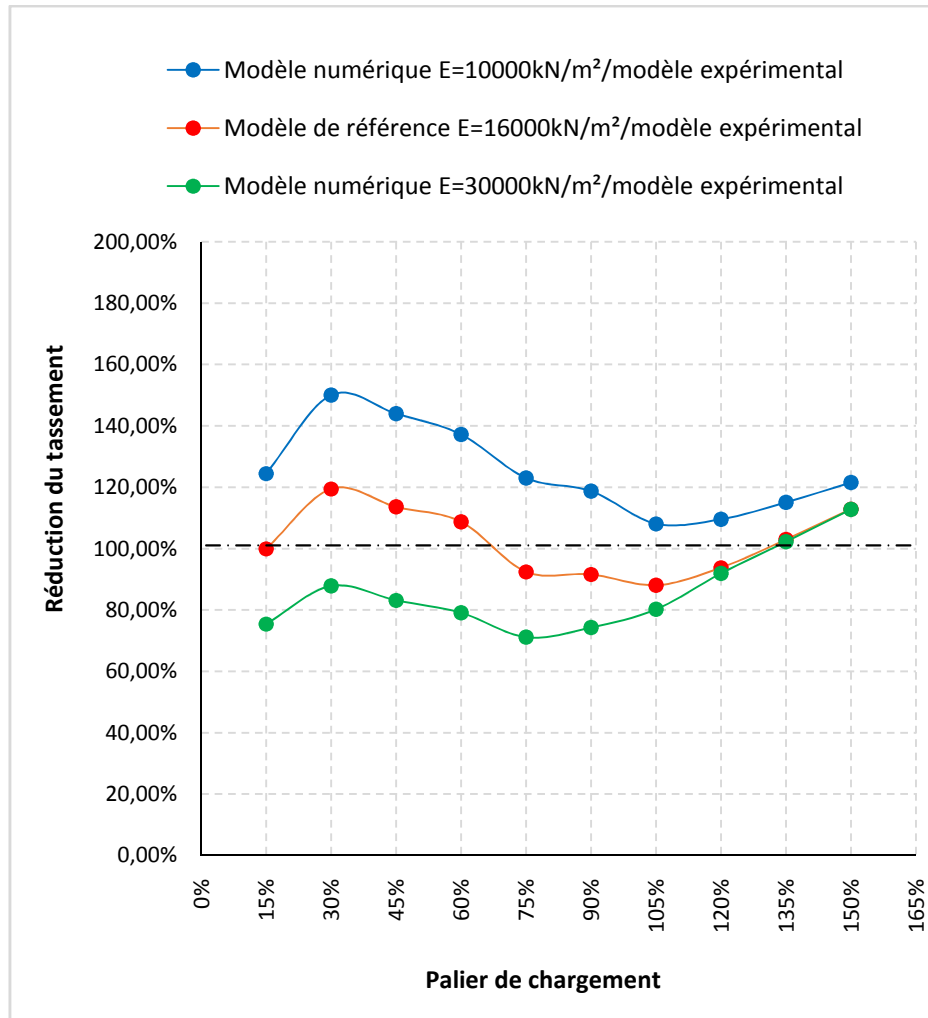


Fig. 4.13 : Influence de module de Young sur la réduction du tassement

4.3. INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT

Dans le but d'évaluer l'influence de l'angle de frottement, on prend les valeurs de $\varphi=30^\circ$ et 40° .

On trouve qu'entre 0% et 90% de la charge appliquée sur la tête de la colonne, l'angle de frottement n'influe pas sur le comportement de la colonne (figure 4.14), par contre, au-delà de la valeur de 90% de la charge appliquée, le comportement de la colonne s'influe par l'augmentation ou bien la diminution de l'angle de frottement, c'est-à-dire que l'importance de ce facteur intervient pour des charges élevées.

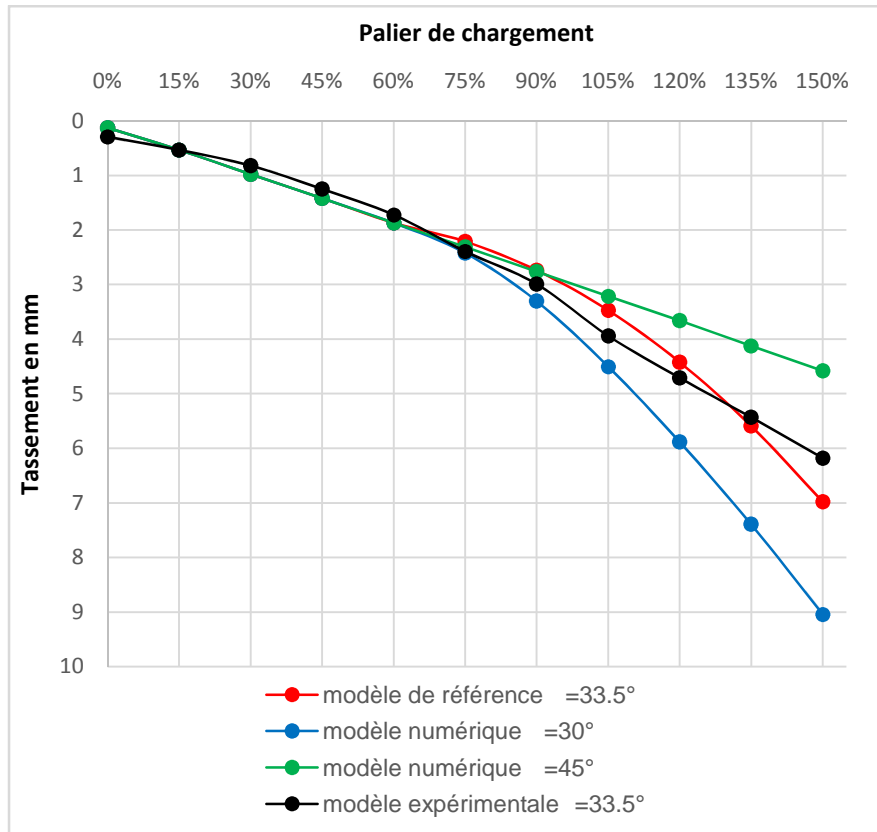


Fig. 4.14 : Influence de l'angle de frottement

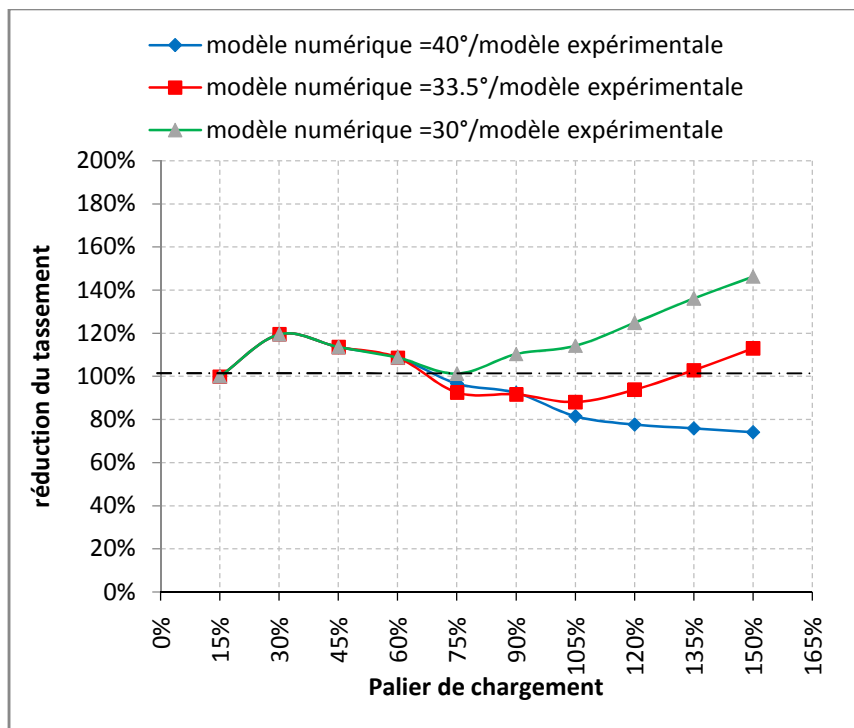


Fig. 4.15 : Influence de l'angle de frottement sur la réduction du tassement

Par exemple, pour $\varphi=30^\circ$, la réduction du tassement après 90% de la charge, la valeur de la réduction des tassements est de 110% à 150%, alors que pour $\varphi= 40^\circ$, la réduction des tassements est de 80% (voir figure 4.15).

5. ETUDE DU TASSEMENT DE L'OUVRAGE

Les rampes d'accès sont d'une hauteur variable, la hauteur maximale est de 6m, réalisée transversalement sur 14 colonnes de diamètre 80cm et d'une profondeur de 9 m, avec un espacement entre elles de 2m. Pour nous permettre de voir le comportement des colonnes, on remplace le remblai par une charge répartie de 90 kN/m.

La modélisation de la coupe transversale de la rampe d'accès est présentée sur la figure 4.16 comme suit :

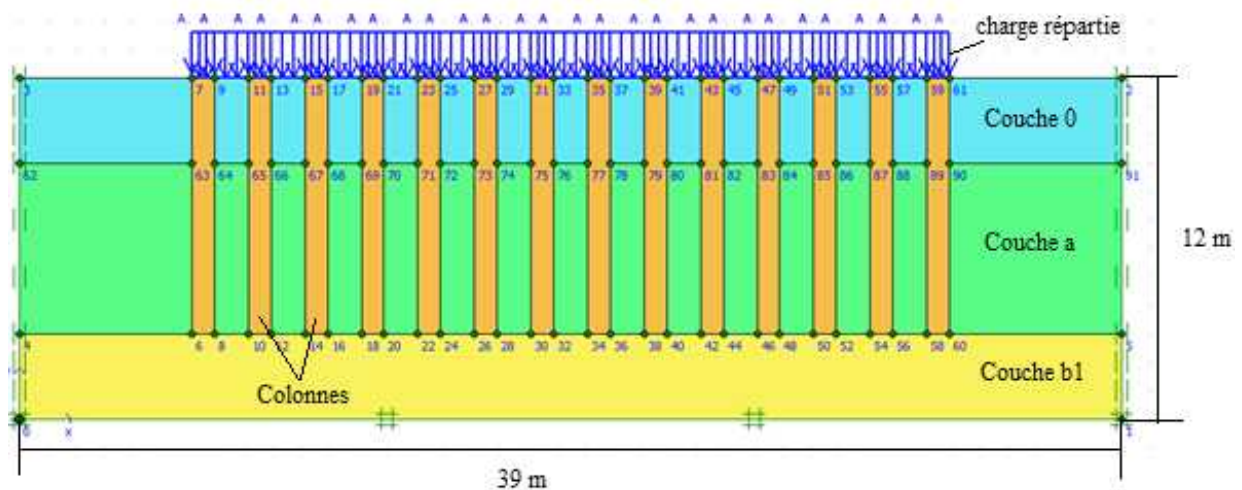


Fig. 4.16 : Modèle de la rampe d'accès

Avant de modéliser la rampe d'accès réalisée sur les colonnes ballastées, on doit présenter, la rampe d'accès reposant sur un sol non renforcé, afin de trouver l'amélioration apporté par la technique des colonnes ballastées, il s'agit d'appliquer une charge répartie de 90kN/m sur le sol (figure 4.17). La modélisation de cet ouvrage, nous donne un déplacement vertical de 27.7 cm.

Ensuite, nous présentant la modélisation de la rampe d'accès reposant sur les colonnes ballastées.

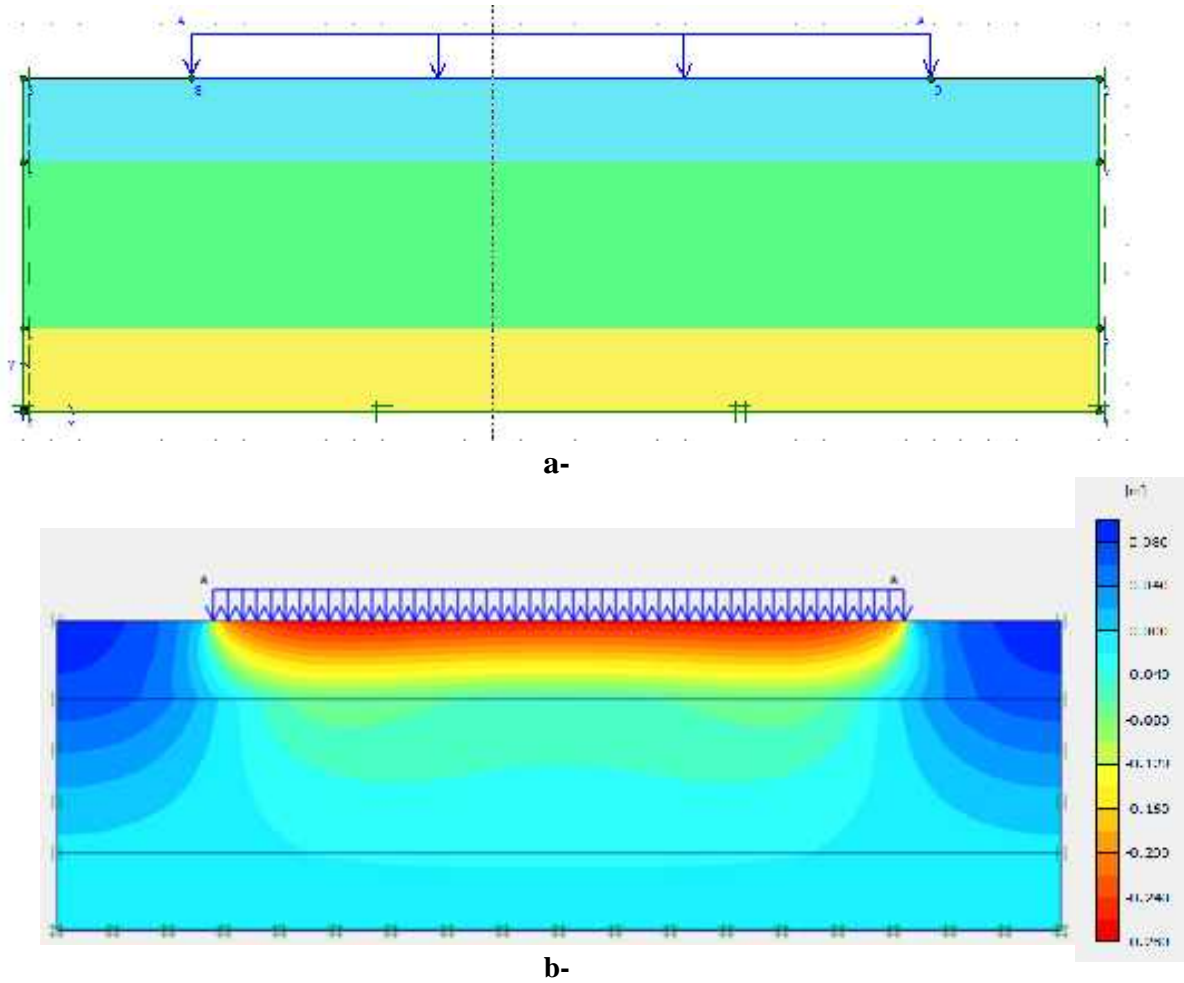


Fig. 4.17 : Modélisation de la rampe d'accès reposant sur le sol non renforcé : a- modèle du sol non renforcé, b- calcul du modèle

La déformation des colonnes illustrée sur la figure 4.18, nous permet de constater un flambement latéral sur la partie supérieure des colonnes, se qui confirme les travaux de Mc Kelvey et al, (2004).

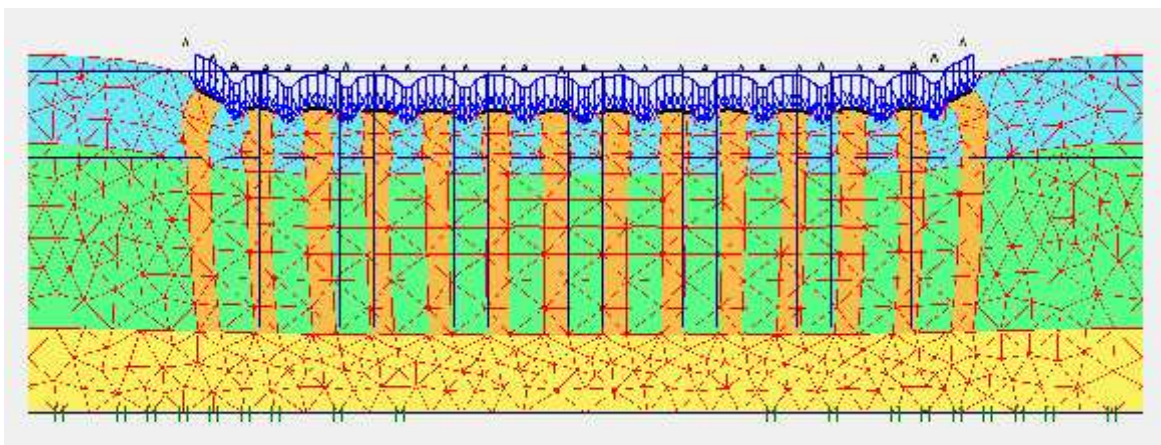


Fig. 4.18 : Déformation des colonnes

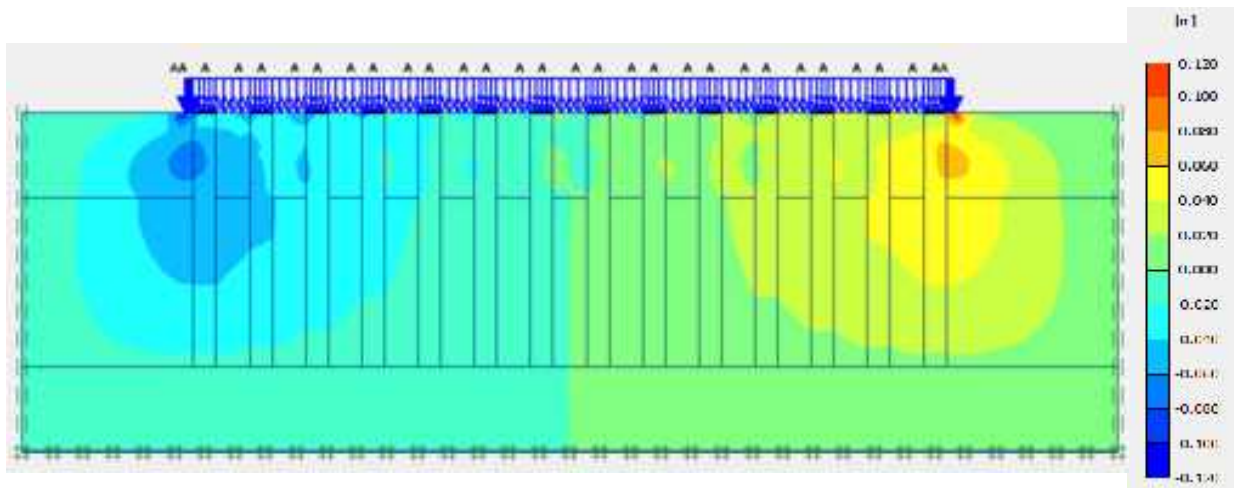


Fig. 4.19 : Déplacement horizontale

Par contre la figure 4.19, montre que les déplacements horizontaux sont plus importants au niveau des colonnes de rives, cela, signifie que le sol est confinée au niveau des colonnes intermédiaires, ce qui nous confirme les résultats trouvés expérimentalement dans le chapitre précédent.

Le déplacement vertical est présenté dans la figure 4.20, on remarque que les tassements ont une allure des voûtes entre les colonnes, c'est-à-dire que les colonnes ont absorbé le déplacement vertical, aussi, on constate que la valeur des tassements trouvée est de 18.4cm, si on la compare avec le modèle du cas de la rampe d'accès réalisée sur le sol non renforcé, on trouve un pourcentage de 66%, c'est-à-dire un gain des tassements de 34%

La modélisation du cas de l'ouvrage reposé sur les colonnes ballastées nous confirme la réussite de cette technique pour confiner le sol et par conséquence réduire les tassements.

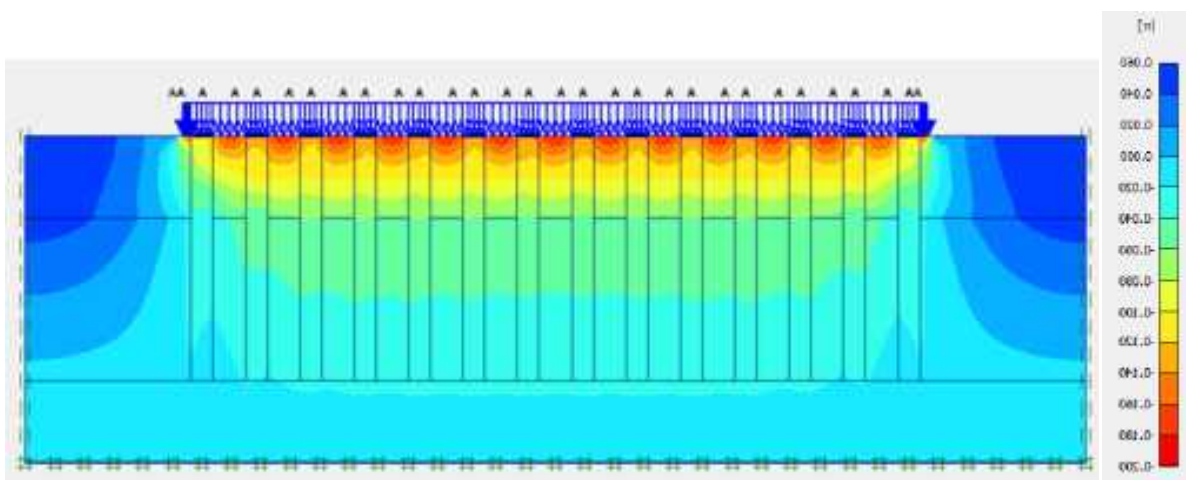


Fig. 4.20 : Déplacement verticale

6. EFFET DU MATELAS

En réalité, un matelas doit être surmonté les colonnes ballastées, la figure 4.21, présente une coupe transversale du modèle adopté.

Les épaisseurs du matelas à étudier est de 0.4m, 0.8m et 1.2 m

Les caractéristiques géotechniques du matelas sont les mêmes caractéristiques utilisés pour les colonnes.

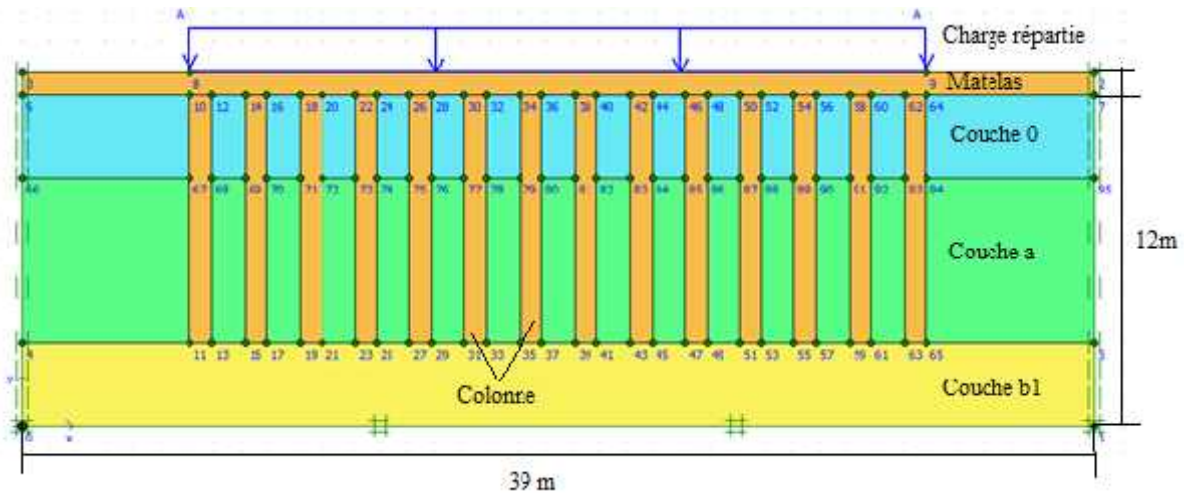


Fig. 4.21 : Modèle de la rampe d'accès avec matelas

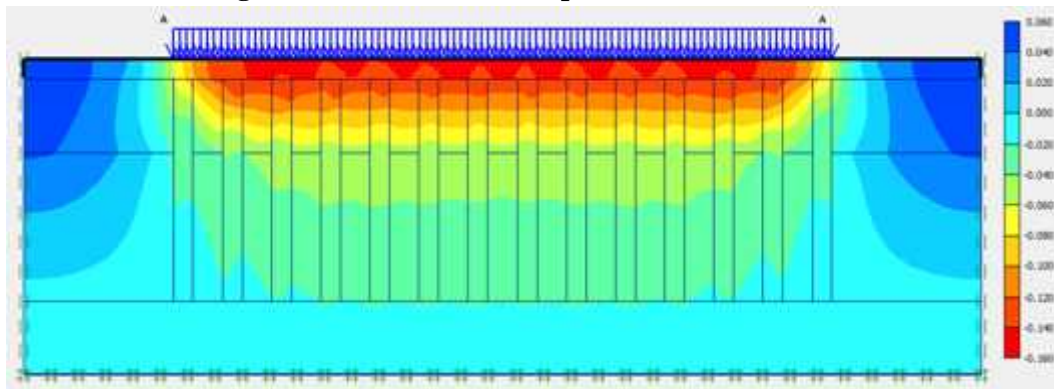


Fig. 4.22 : Calcul du modèle de la rampe d'accès avec matelas

Le calcul du modèle avec la mise en place du matelas nous mènent aux résultats suivant :

- Pour une épaisseur du matelas égale à 0.4m, on trouve un tassement égal à 15.7 cm, c'est-à-dire une réduction des tassements de 43%
- Pour une épaisseur du matelas égale à 0.8m, on trouve un tassement égal à 14.7 cm, c'est-à-dire une réduction des tassements de 47%
- Pour une épaisseur du matelas égale à 1.2m, on trouve un tassement égal à 13.6 cm, c'est-à-dire une réduction des tassements de 51%

Donc, les résultats trouvés, nous montre que la mise en place du matelas influe favorablement sur la réduction des tassements

7. PROPOSITION DES SOLUTIONS POUR REDUIRE LES TASSEMENTS

Il y a d'autres techniques pour remédier les sols compressibles et diminuer les tassements engendrés par les différentes actions extérieures, mais il reste à garantir l'avantage apporter par ces techniques, que ce soit techniquement ou bien financièrement, parmi ces techniques, on peut cité l'excavation du sol ou bien l'utilisation d'une nappe de géotextile sur les colonnes ballastées.

7.1. TECHNIQUE D'EXCAVATION DU SOL

Il s'agit de faire une excavation dans sol d'une largeur de 26,8m et d'une profondeur soit de 1m, 2m ou 3m, et remplacer le déblai par le ballast comme elle est présentée sur la figure 4.23.

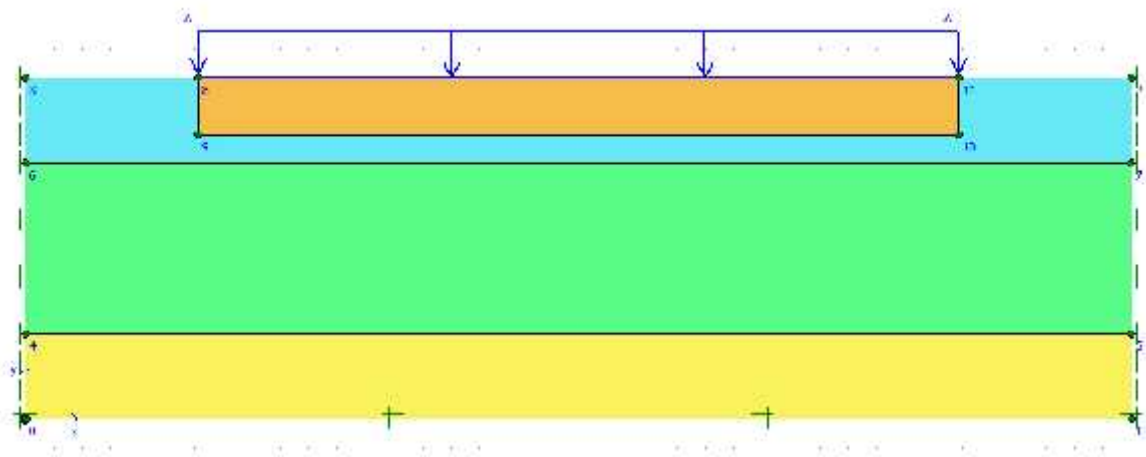


Fig. 4.23 : Renforcement du sol par la méthode d'excavation

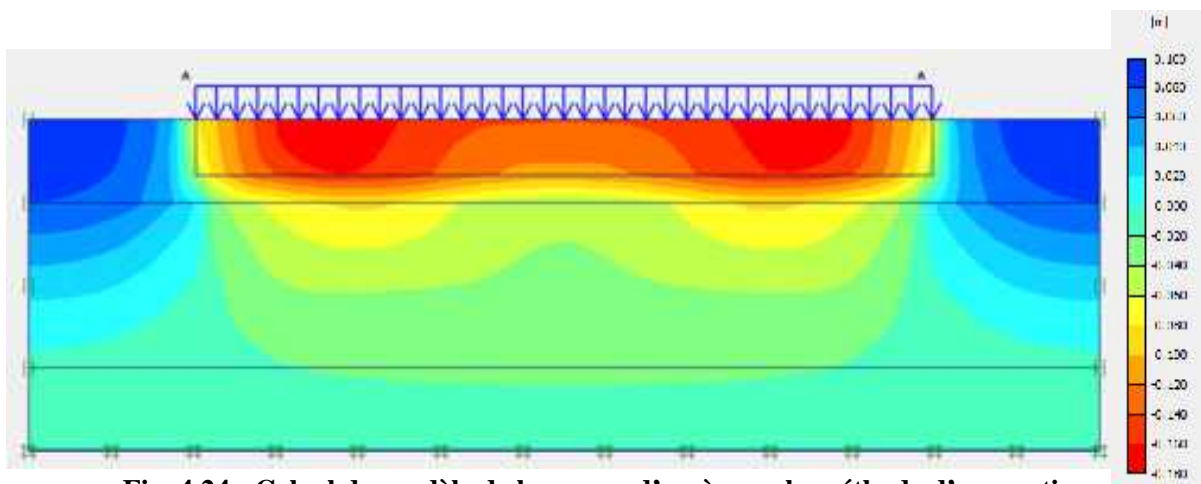


Fig. 4.24 : Calcul du modèle de la rampe d'accès par la méthode d'excavation

A partir du calcul de la rampe d'accès par la méthode d'excavation (figure 4.24), on peut distinguer ce qui suit :

- Pour une profondeur d'excavation égale à 1m, on trouve un tassement égal à 22 cm, c'est-à-dire une réduction des tassements de 21%
- Pour une profondeur d'excavation égale à 2m, on trouve un tassement égal à 17.6 cm, c'est-à-dire une réduction des tassements de 36%
- Pour une profondeur d'excavation égale à 3m, on trouve un tassement égal à 15.3 cm, c'est-à-dire une réduction des tassements de 45%

Cette méthode est efficace pour réduire les tassements, on constate que le modèle de l'excavation d'une profondeur égale à 2m, est presque équivalent au modèle du sol renforcé par colonnes ballastées, d'où la réduction des tassements est égale à 34%.

7.2. LA MISE EN PLACE D'UNE NAPPE DE GEOTEXTILE

Dans ce modèle, il s'agit de mettre une nappe de géotextile sur les colonnes ballastées caractérisée par $EA=10^4$ kN/m, comme le montre la figure 4.25

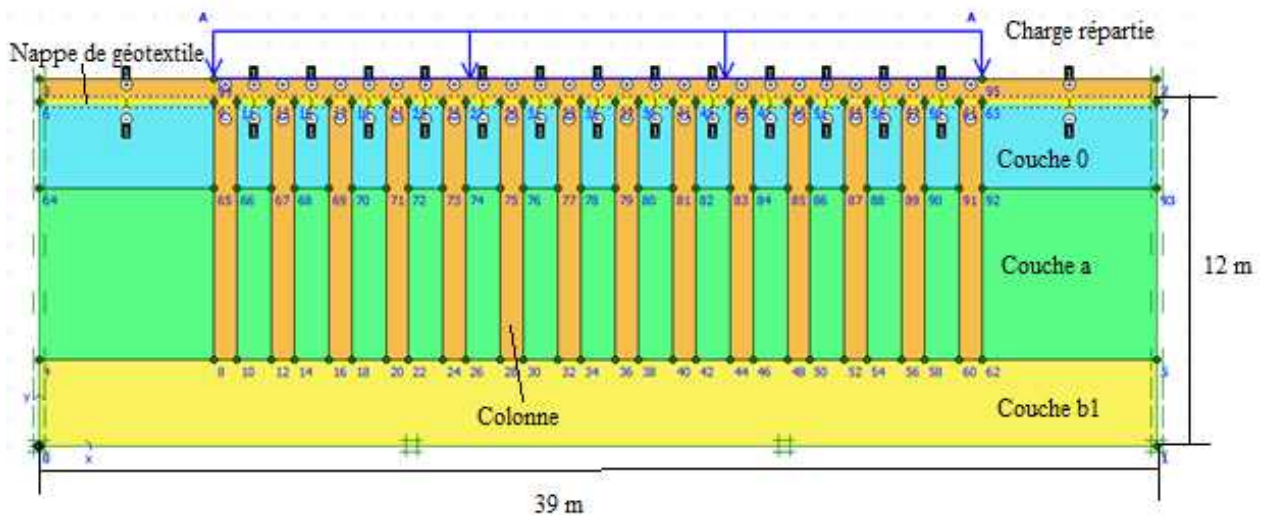


Fig. 4.25 : La rampe d'accès reposant sur une nappe de géotextile et des colonnes ballastées

La combinaison entre le renforcement du sol avec les colonnes ballastées et la mise en place d'une nappe en géotextile a donné un déplacement vertical égal à 14.53 cm, ce qui signifie que cette solution a réduit les tassements de 47.55% (figure 4.26).

Donc, on peut réduire le nombre ou le diamètre des colonnes, en utilisant la nappe de géotextile de telle façon de trouver les mêmes tassements que pour le cas de la rampe d'accès reposant sur le sol renforcé par colonnes ballastées.

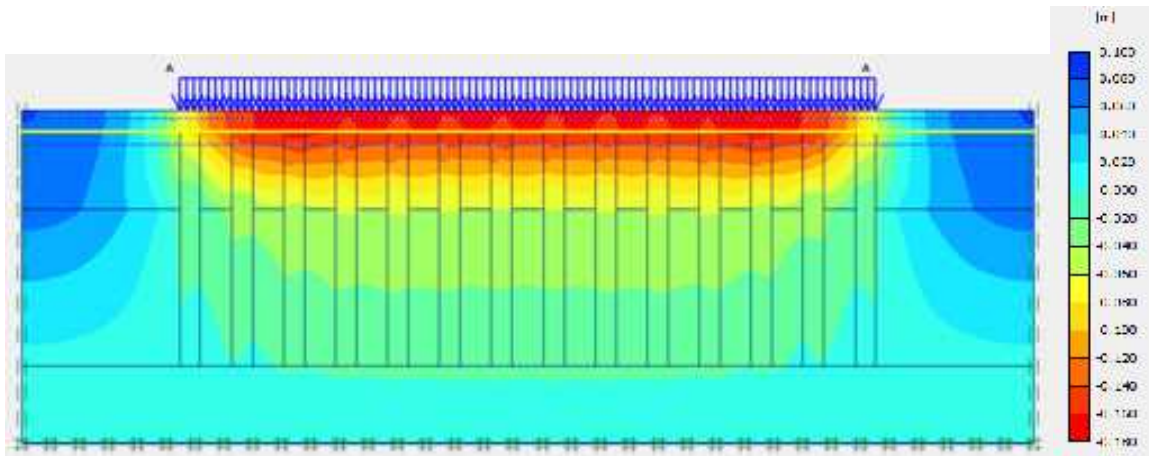


Fig. 4.26 : Calcul du modèle de la rampe d'accès reposant sur une nappe de géotextile et des colonnes d'accès

CONCLUSION

Dans ce chapitre, trois modèles générés ont été étudiés par Plaxis 2D V8, il s'agit le modèle d'une colonne isolée, le modèle de la colonne entourée par paroi et le modèle d'une colonne entourée par un anneau concentrique.

Parmi ces trois configurations, on a trouvés que les tassements relatifs à la configuration d'une colonne ballastée est le modèle le plus proche à celle mesuré en in situ par rapport aux deux autres configurations, donc ce modèle, semble identique au comportement réel du sol renforcé par les colonnes ballastées

Ensuite, l'étude paramétrique, nous a permis d'évaluer, l'influence des différents paramètres physiques et mécaniques sur les tassements dus au chargement de la colonne ballastée, dont on a trouvé d'une part, que le comportement des colonnes ballastées est élasto plastique, d'autre part, on a trouvé que les caractéristiques physiques du matériau influent sur le comportement des colonnes, on peut constater que pour réduire les tassements, on peut choisir des matériaux qui ont une rigidité et un angle de frottement élevés.

La troisième partie de ce chapitre, consiste à étudier la rampe d'accès en termes de tassements et les solutions techniques que peut remplacer les colonnes ballastées ou bien les minimiser, d'où on a trouvé ce qui suit :

- La modélisation numérique des colonnes ballastée a réussi à montrer l'efficacité de la technique de renforcement du sol par les colonnes ballastées, d'où elle confirme le confinement du sol et la réduction des tassements jusqu'à 34%
- Le matelas de répartition a une influence favorable sur la réduction des tassements.

- Parmi les méthodes adoptées au sol à problème, il s'agit la technique d'excavation, dont on a trouvé l'excavation à 2 m de profondeur est le modèle équivalent au modèle renforcé par les colonnes ballastées.
- Aussi on peut faire une combinaison entre la technique de renforcement du sol par les colonnes ballastées et la mise en place d'une nappe de géotextile, dans le but de minimiser le nombre ou bien le diamètre des colonnes.

CHAPITRE 5

**MODELISATION NUMERIQUE DU
COMPORTEMENT DES COLONNES
BALLASTEES EN 3D**

CHAPITRE 5

MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES COLONNES BALLASTEES EN 3D

1. INTRODUCTION

La modélisation d'une colonne isolée en utilisant Plaxis 2D est intéressante, mais elle n'est pas suffisante pour rendre compte de l'effet de groupe des colonnes ballastées.

A cet effet et pour mieux comprendre le fonctionnement d'un réseau de colonnes ballastées, nous devons traiter ce problème de manière tridimensionnelle.

Tout d'abord, nous allons confronter les résultats du modèle 3D à l'aide du logiciel Plaxis 3D Foundation, à ceux du modèle 2D (chapitre 4), le cas du chargement d'une colonne ballastée isolée.

Nous allons ensuite, examiner l'effet du groupe sur l'estimation du tassement des sols renforcés par colonnes, il s'agit, d'étudier 3 modèles, sol renforcé par une colonne, 7 colonnes et 19 colonnes. Ensuite, nous allons présenter l'effet de quelques paramètres tel que le module du Young, l'angle de frottement, le diamètre de la colonne, l'espacement entre colonnes...etc.

2. EVALUATION DES TASSEMENTS PAR LE LOGICIEL PLAXIS 3D

Pour établir la modélisation des colonnes ballastées à l'aide de logiciel Plaxis 3D Foundation, il faut commencer par la modélisation d'une colonne isolée en 3D, afin de comparer ses résultats avec ceux trouvés à partir de l'étude d'une colonne isolée en 2D.

Les caractéristiques géotechniques des colonnes ballastées et différentes couches du sol, sont celles utilisés dans le chapitre 4.

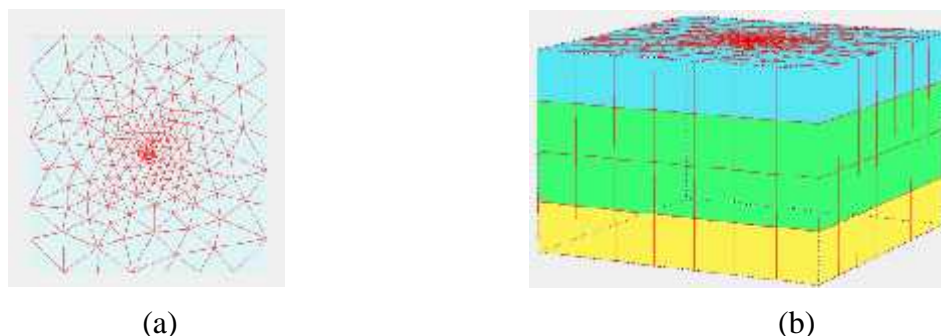


Fig. 5.1 : Modélisation d'une colonne isolée en utilisant Plaxis 3D foundation
(a) Génération du modèle en 2D, (b) Génération du modèle en 3D

La colonne ballastée est modélisée en « parallèle plane », le modèle généré comporte 1472 éléments et 4675 nœuds (figure 5.1).

2.1. LES PHASES DE CALCUL DES MODELES DANS PLAXIS 3D FOUNDATION

- Phase initiale

La phase initiale représente la phase de chargement par gravité du calcul d'éléments finis dans lequel le poids du sol est appliqué par des moyens de chargement par gravité. Ceci afin de produire les contraintes initiales correctes à ce modèle. Cependant, les déformations calculées dans la phase initiale ne sont pas considérées comme pertinentes pour d'autres calculs. Par conséquent, ces déplacements sont, par défaut, remis à zéro au début de la phase de calcul suivant.

- Phase d'installation de la colonne

Dans cette phase, on sélectionne la zone de la colonne ballastée et on remplace le sol par du ballast pour activer la colonne.

- Phase de chargement

Le modèle a été chargé par un programme de chargement suivant : (1.47T / 2.94 T / 4.41 T / 5.87 T / 7.34 T / 8.81 T / 10.28 T / 11.75 T / 13.22 T / 14.69 T).

2.2. RESULTATS ET DISCUSSION

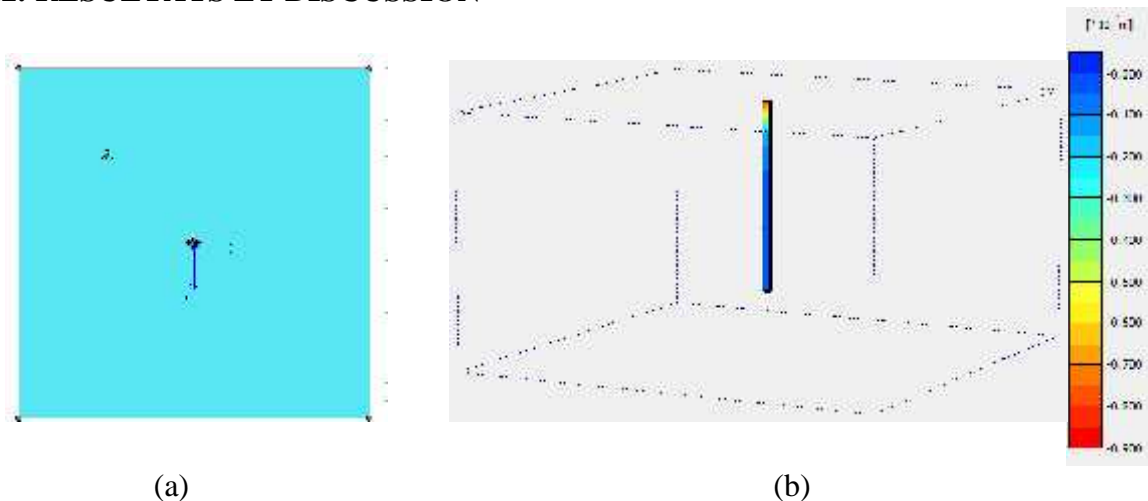


Fig. 5.2 : Calcul de la colonne isolée (a) phase de calcul, (b) déplacement verticale

La figure 5.2, illustre la phase de calcul et le déplacement vertical d'une colonne isolée soumise au chargement.

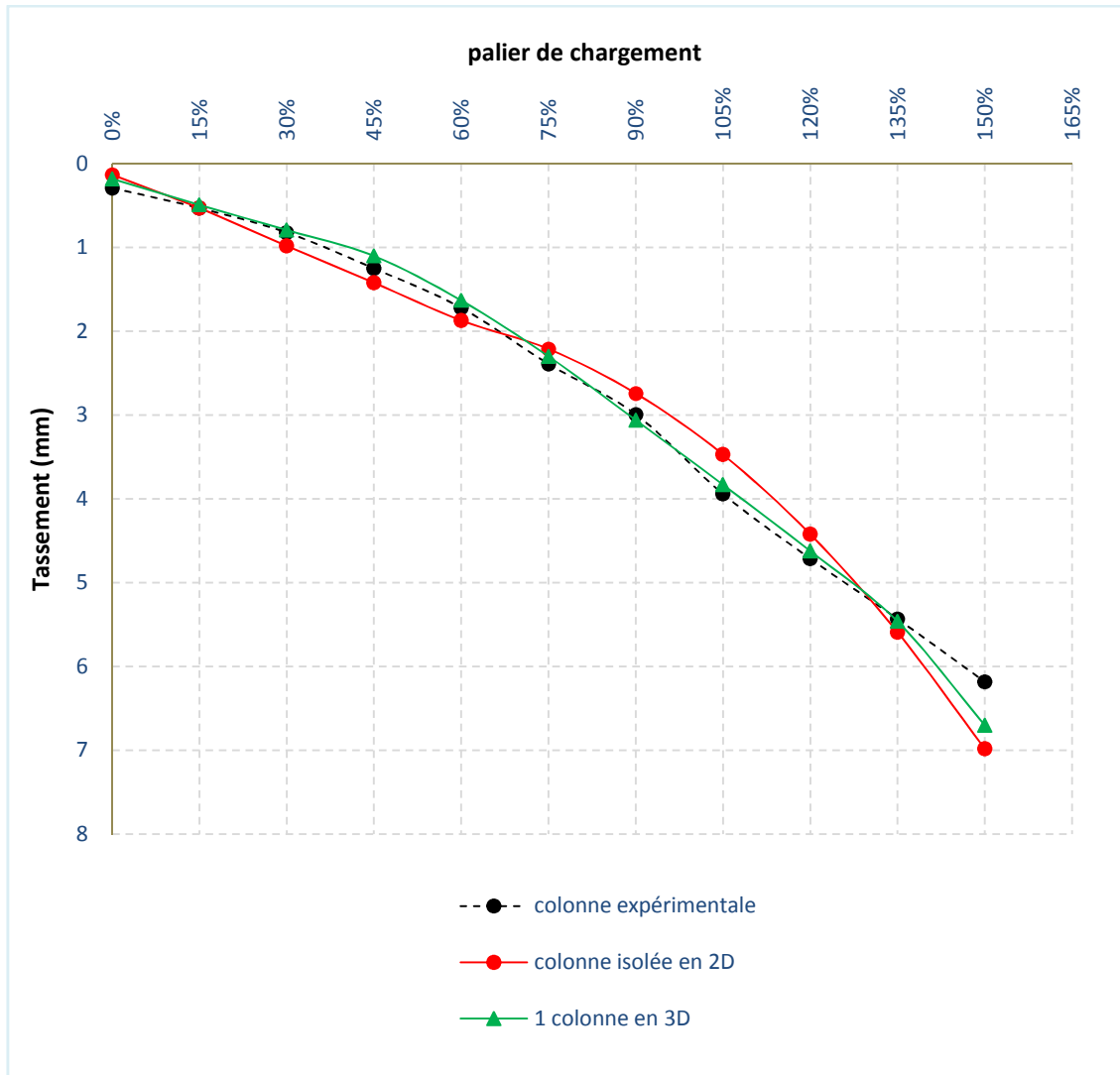


Fig. 5.3 : Comparaison des tassements dus au chargement de la colonne étudiée en 2D et 3D avec la colonne réalisée sur chantier

La figure 5.3, présente la comparaison des tassements dus au chargement de la colonne ballastée calculé en 2D et 3D à celle réalisé sur chantier.

À partir de cette figure, on distingue, la bonne concordance entre la courbe relative au modèle 3D et les résultats de l'essai de chargement.

3. EFFET DU GROUPE DE COLONNES SUR LES TASSEMENTS

Pour étudier l'effet du groupe de colonnes sur les tassements, trois modèles sont étudiés, il s'agit d'appliquer un programme de chargements, (0, 30, 60, 90, 120, et 150) kN/m², sur les modèles comportant 1 colonne, 7 colonnes ou 19 colonnes, comme ils sont présentés dans la figure 5.4.(a), (b) et (c) successivement.

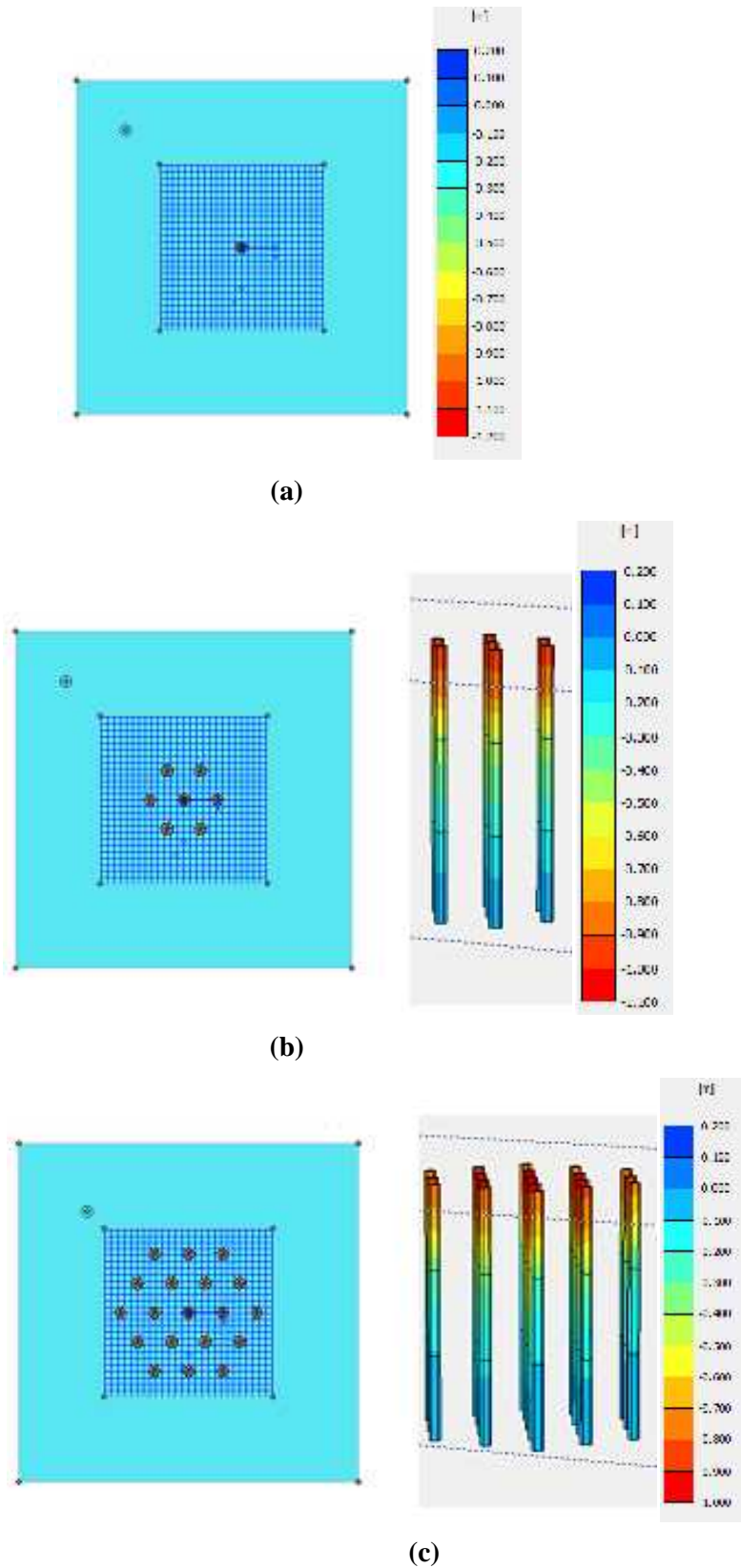
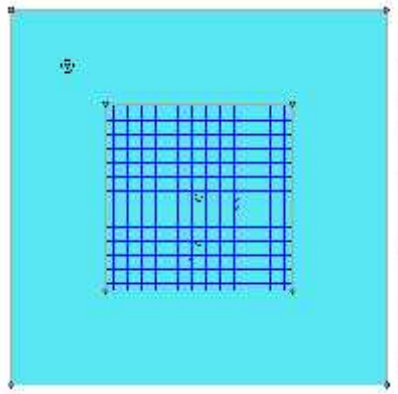


Fig. 5.4 : Modélisation et calcul en 3D : (a) 1 colonne, (b) 7 colonnes, (c) 19 colonnes

Tout d'abord, il faut modéliser le sol sans renforcement soumis au même programme de chargement, afin de d'observer le gain de la réduction des tassements rapportés par le renforcement du sol par les colonnes ballastées (figure 5.5)



. Fig. 5.5 : Modélisation du sol sans renforcement

La comparaison des tassements résultants de ces 3 modèles (1, 7 et 19 colonnes) et le modèle du sol sans renforcement est présentée sur la figure 5.6

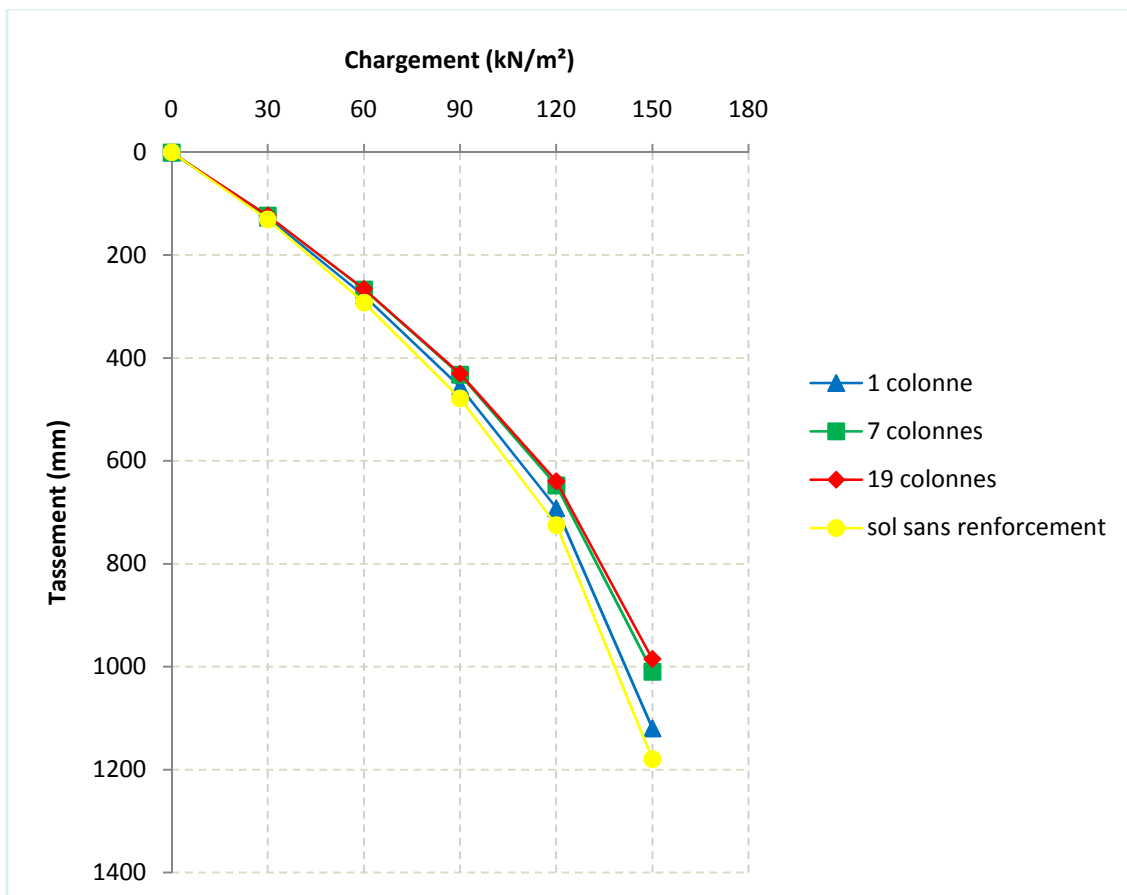


Fig. 5.6 : Comparaison des tassements dus du chargement d'une colonne isolée, de 7 et 19 colonnes ballastées

D'après la figure 5.6, on remarque que les colonnes ballastées ont réduit les tassements à partir de la charge 90kN/m^2 , aussi, il est remarquable que le groupe de 7 colonnes a réduit mieux les tassements que pour le modèle constitué d'une colonne isolée, tandis qu'il a une légère différence pour le modèle du sol renforcé par 19 colonnes, par rapport au sol renforcé par 7 colonnes.

La figure 5.7, explique mieux l'influence du groupe des colonnes, on remarque la réduction des tassements est de l'ordre de 95%, par contre pour les modèles de 7 colonnes et 19 colonnes ont la même allure avec une différence de 2 % pour un chargement de 150kN/m^2 , donc, il y a une interaction entre les colonnes, elles travaillent en groupe et diminuent mieux les tassements.

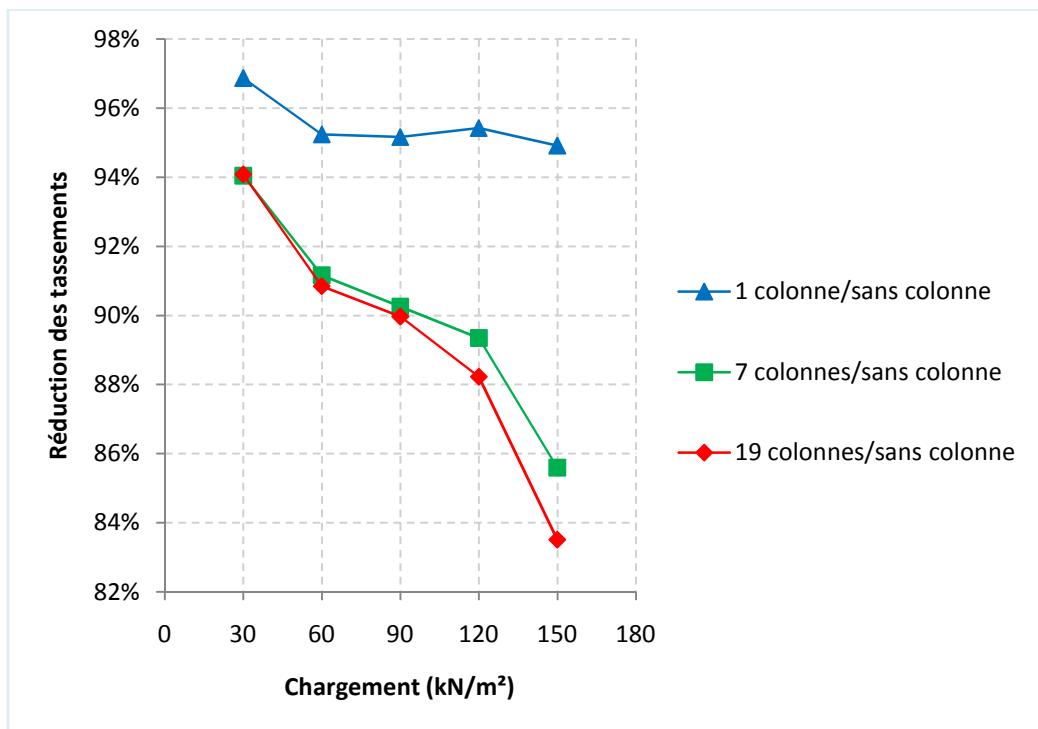


Fig. 5.7 : Réduction des tassements pour 1 colonne, 7 colonnes et 19 colonnes

4. ETUDE PARAMETRIQUE

4.1. INFLUENCE DU MODULE DE YOUNG

Afin d'évaluer l'influence de l'augmentation ou la réduction du module de Young du ballast, deux valeurs ont été considérées $E= 10000 \text{ kN/m}^2$ et $E= 30000 \text{ kN/m}^2$ pour le modèle d'une colonne, 7 colonnes et 19 colonnes.

Il semble que ce facteur n'influe pas sur le comportement du modèle comportant une colonne, par contre, il y a une légère influence sur les modèles qui contiennent 7 et 19 colonnes, à partir de la charge 90kN/m² (figure 5.8, 5.9 et 5.10),

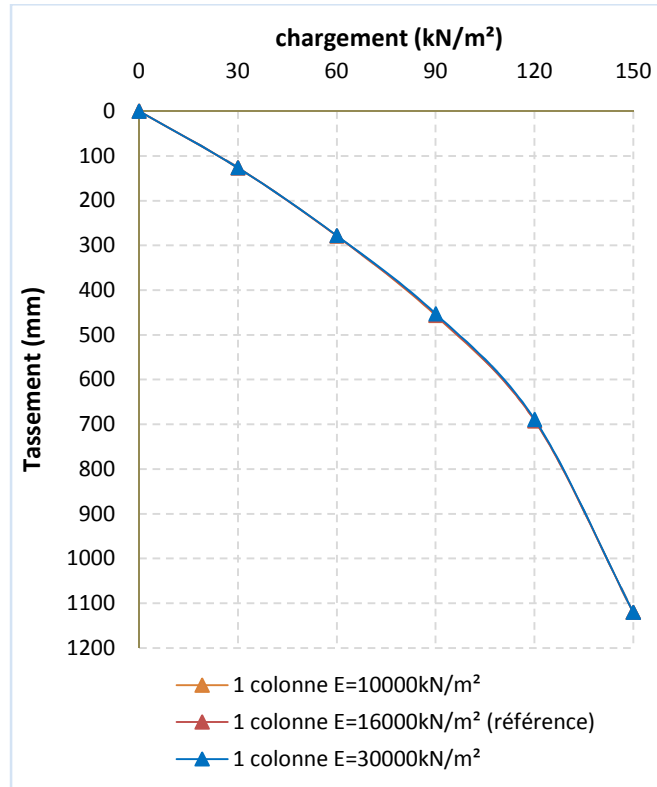


Fig. 5.8 : Influence du module de Young sur le modèle d'une colonne

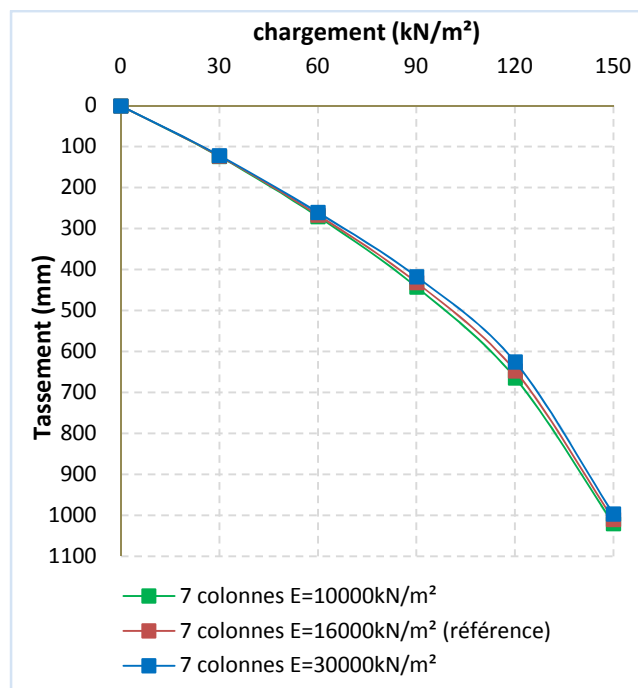


Fig. 5.9 : Influence du module de Young sur le modèle de 7 colonnes

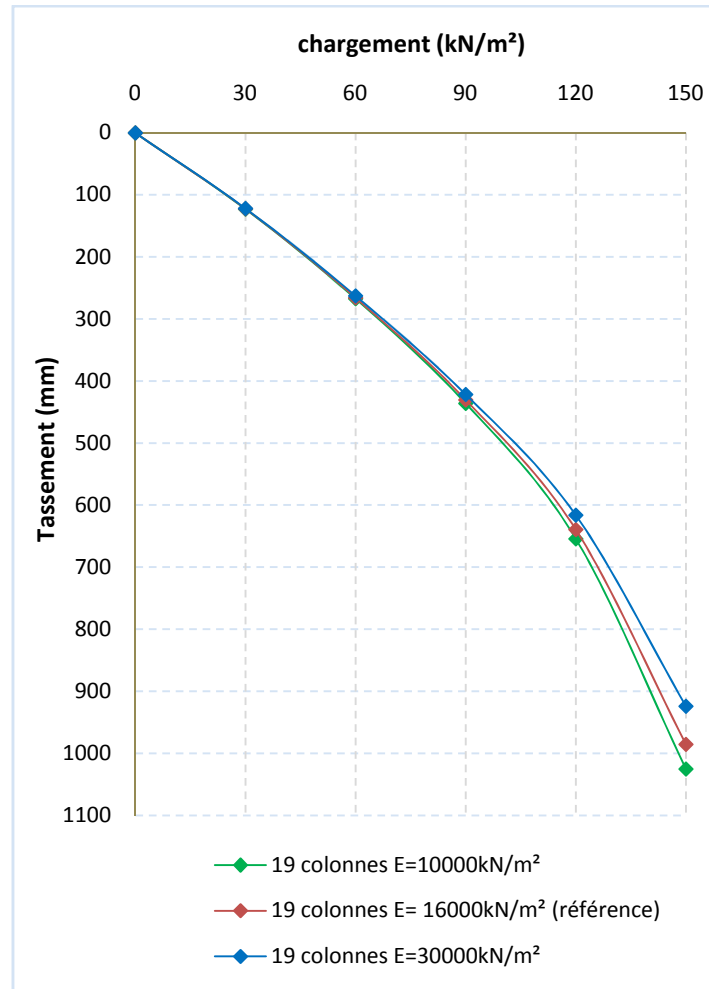


Fig. 5.10 : Influence du module de Young sur le modèle de 19 colonnes

La figure 5.11, explique mieux l'intervention de l'influence du module de Young sur le comportement des groupes des colonnes, on trouve que l'influence de ce facteur sur le modèle qui comporte une colonne est presque nul, c'est-à-dire que le sol renforcé par une colonne n'a pas supporté les charges appliquées, tandis que le modèle qui comporte 7 colonnes, on trouve que pour la valeur de $E=3000\text{kN/m}^2$, en augmentant la charge jusqu'à 120kN/m^2 , le taux de réduction des tassements diminue jusqu'à 96.64%, au-delà de cette charge, le taux de réduction des tassements, commence à s'augmenter, c'est-à-dire que 7 colonnes, ne supporte plus les charges élevées. Pour $E=1000\text{kN/m}^2$, le contraire est vrai,

Pour le modèle de 19 colonnes et $E=3000\text{kN/m}^2$, on constate que le taux de réduction des tassements diminue, en augmentant la charge et pour $E=1000\text{kN/m}^2$, le taux de réduction des tassements augmente, en augmentant la charge, ce qui prouve que les colonnes travaillent mieux en groupe, aussi le module de Young influe sur le comportement des colonnes ballastées.

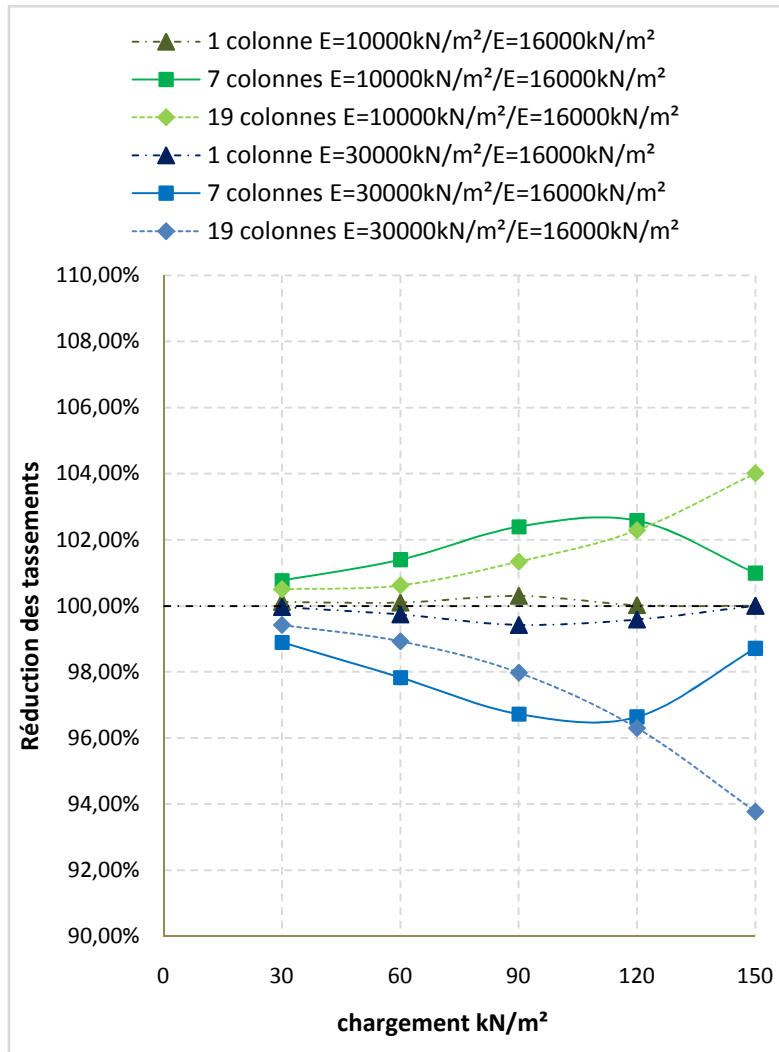


Fig. 5.11 : Influence du module de Young sur la réduction des tassements

4.2. INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT

L'influence de l'angle de frottement du ballast, a été étudiée en effectuant des analyses de 2 valeurs, 30° et 40°.

Les résultats présentés dans les 3 figures (5.12, 5.13 et 5.14), montrent que l'influence de ce paramètre est presque négligeable sur le modèle d'une colonne, par contre les modèles de 7 et 19 colonnes, on trouve que l'influence de l'angle de frottement intervienne au-delà de la charge 90kN/m², dont, le taux de réduction des tassements augmente en augmentant la charge pour =30° et diminue en augmentant la charge pour =40°.

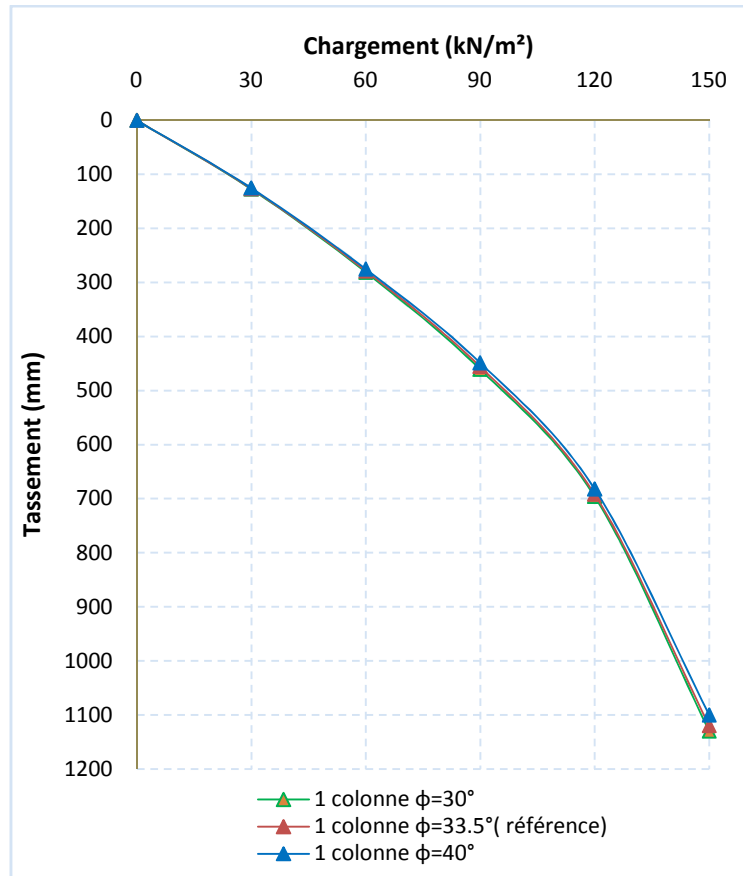


Fig. 5.12 : Influence de l'angle de frottement sur le modèle d'une colonne

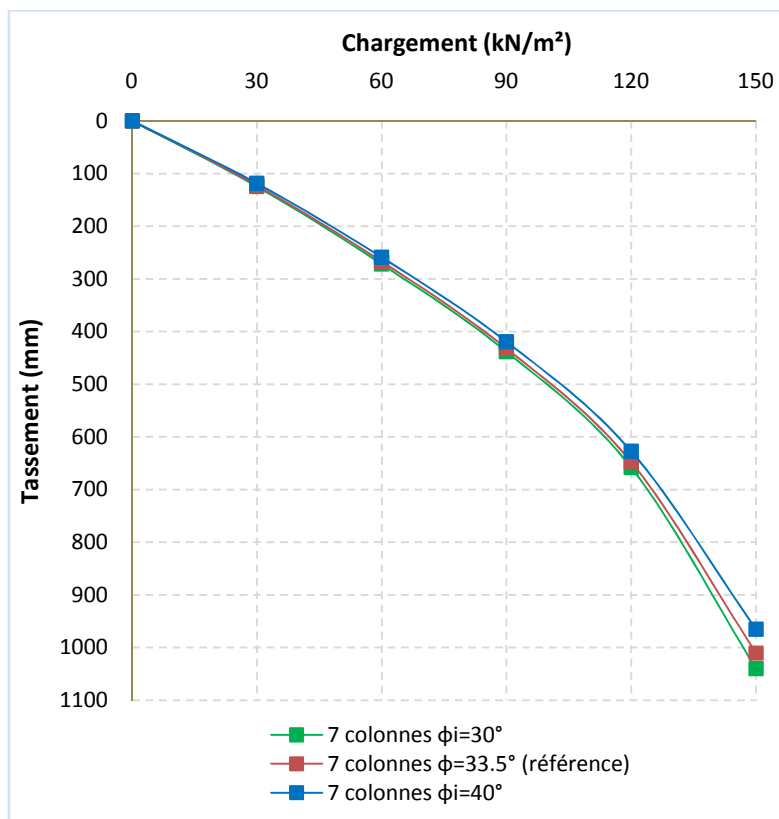


Fig. 5.13 : Influence de l'angle de frottement sur le modèle de 7 colonnes

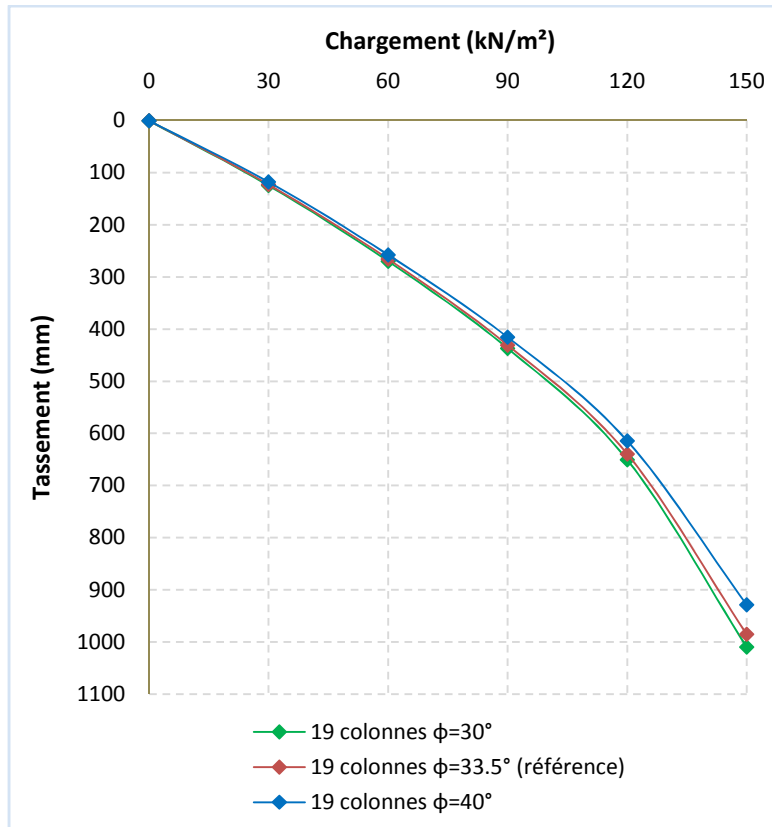


Fig. 5.14 : Influence de l'angle de frottement sur le modèle de 19 colonnes

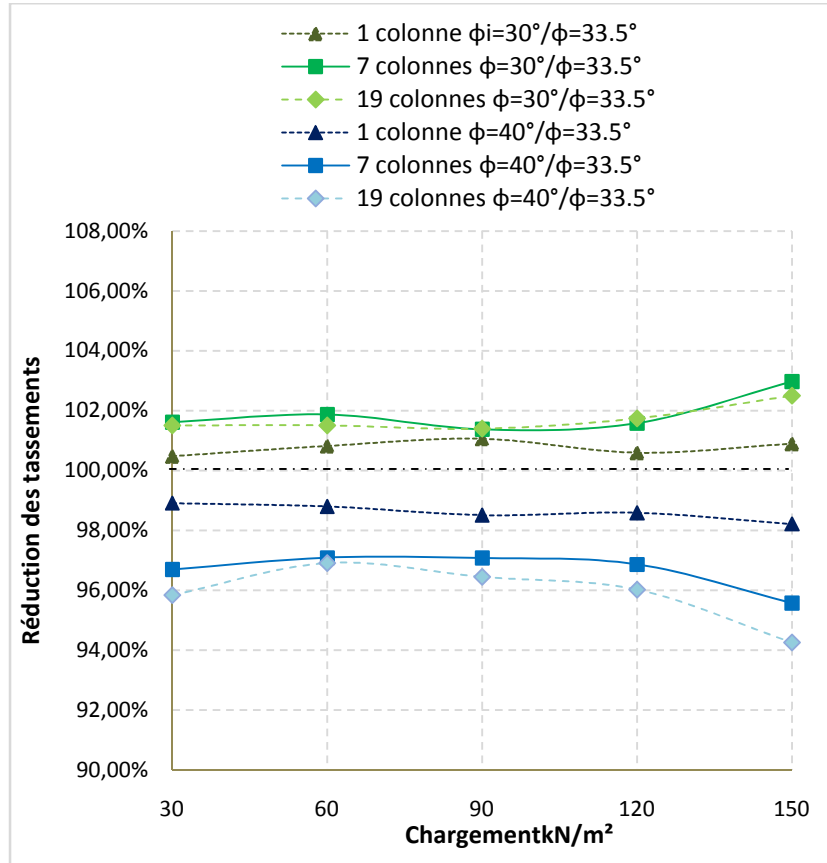


Fig. 5.15 : Influence de l'angle de frottement sur la réduction des tassements

La figure 5.15, montre qu'en augmentant la charge, le taux de réduction des tassements est presque constant pour les 3 modèles.

Pour un angle de frottement $\phi = 30^\circ$, le taux de réduction des tassements pour les 3 modèles se varie entre 101% et 102%, et pour $\phi = 40^\circ$, le taux pour les modèles de 1, 7 et 19 colonnes égal respectivement à 96%, 97% et 99%.

4.3. INFLUENCE DE L'ESPACEMENT ENTRE COLONNES

Pour étudier l'influence de l'espacement entre colonnes sur le comportement de cette dernière, 2 valeurs d'espacement ont été considéré : 1m et 3m. Comme le montre les figures (5.16 et 5.17),

Les résultats dévoilent que l'espacement entre les colonnes, influe sur le comportement des ces derniers, si on réduit l'espacement entre ces inclusions, les tassements diminuent encore plus.

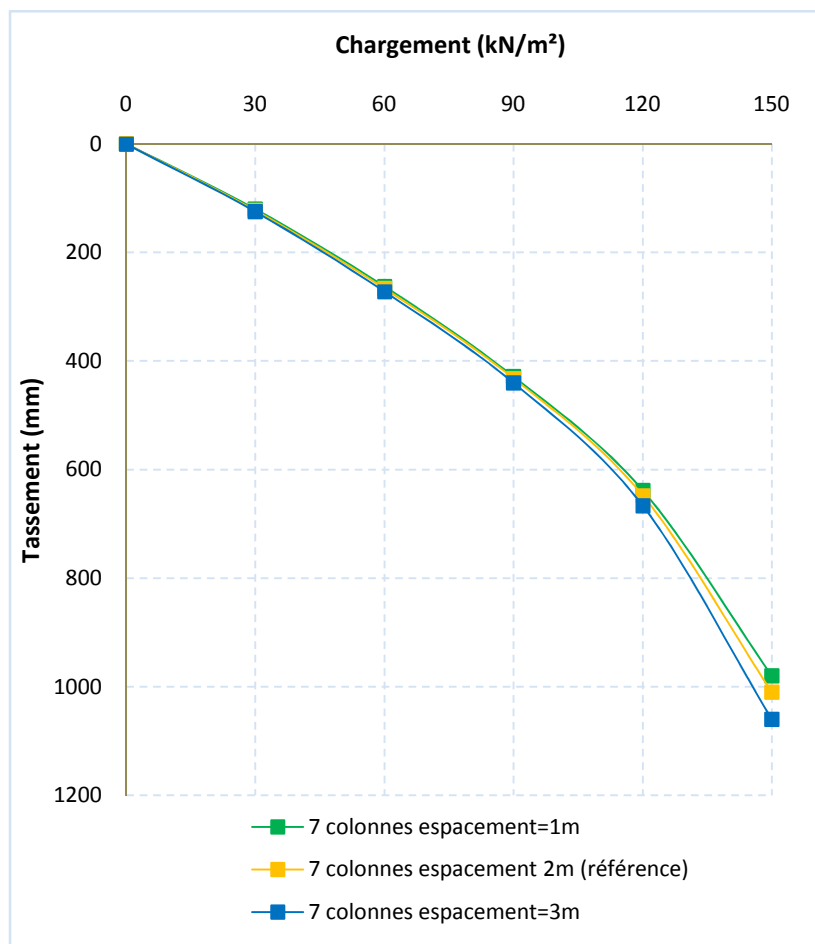


Fig. 5.16 : Influence de l'espacement entre colonnes sur le modèle de 7 colonnes

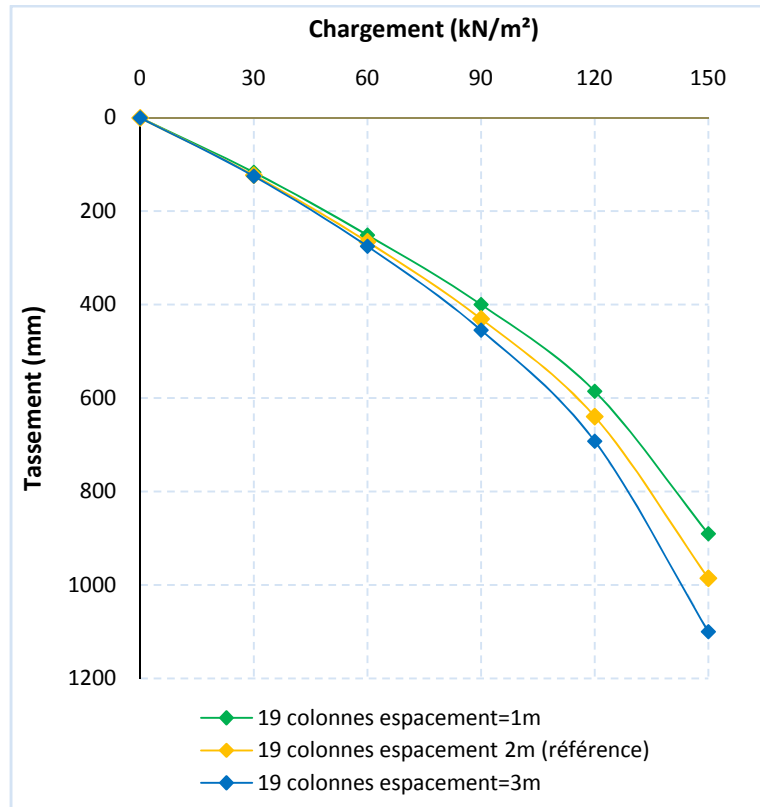


Fig. 5.17 : Influence de l'espacement entre colonnes sur le modèle de 19 colonnes

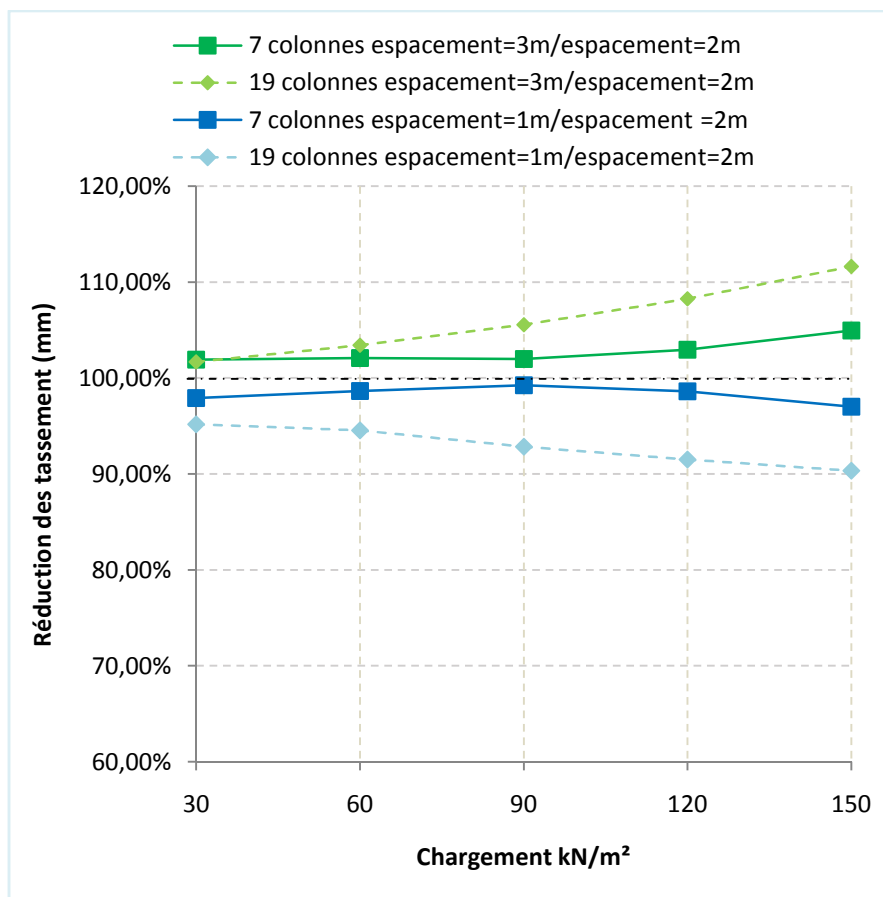


Fig. 5.18 : Influence de l'espacement entre colonnes sur la réduction des tassements

La figure 5.18, montre que l'espacement entre les colonnes influe sur le comportement des colonnes, pour un espacement de 1 m, le taux de réduction des tassements atteint 97% et 90% successivement pour les modèles de 7 et 19 colonnes pour un chargement égal à 150kN/m^2 , par contre, pour un espacement de 3 m entre colonnes, le taux de réduction des tassements augmente de 5% à 11% pour les modèles de 7 et 19 colonnes.

4.4. INFLUENCE DU DIAMETRE DES COLONNES

L'influence du diamètre des colonnes sur le comportement des colonnes a été étudiée, en exécutant des analyses avec des diamètres de 0.6 m et 1 m, les résultats sont montrés sur les figures (5.19, 5.20 et 5.21).

On remarque une influence négligeable de ce facteur sur le modèle qui comporte 1 colonne, par contre, une influence très considérable de ce facteur sur le comportement des modèles de 7 et 19 colonnes, les tassements diminuent en augmentant la charge, pour un diamètre de 1 m, et ils augmentent en augmentant la charge pour un diamètre de 0.6m.

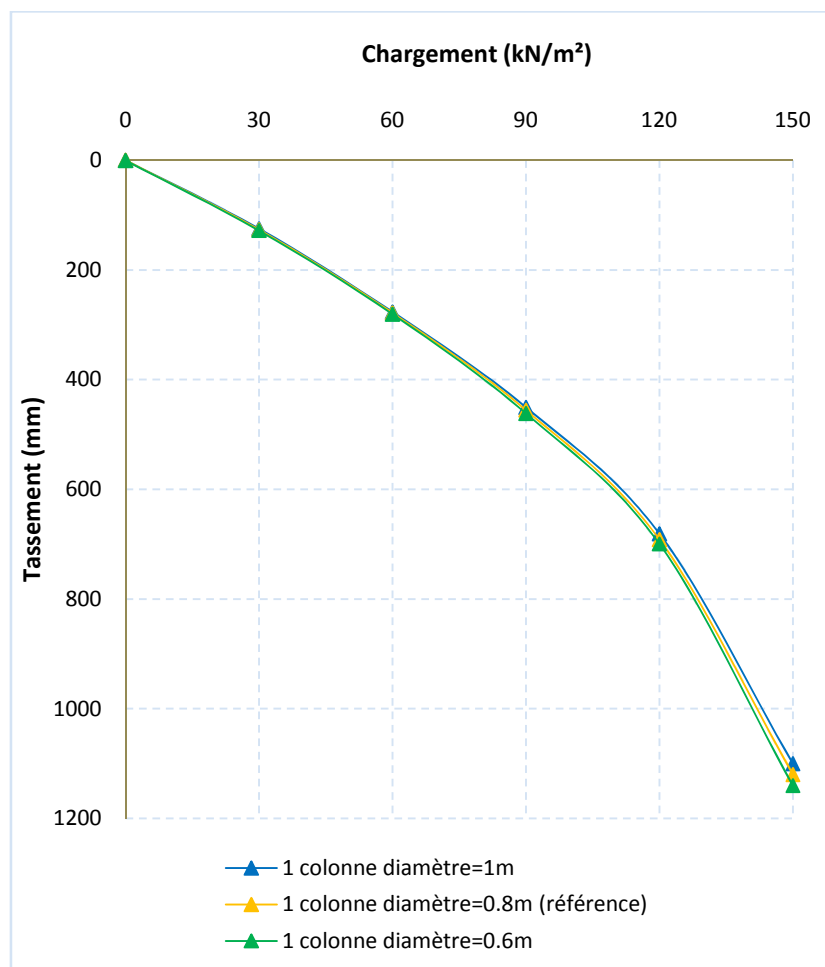


Fig. 5.19 : Influence de diamètre de la colonne sur le modèle d'une colonne

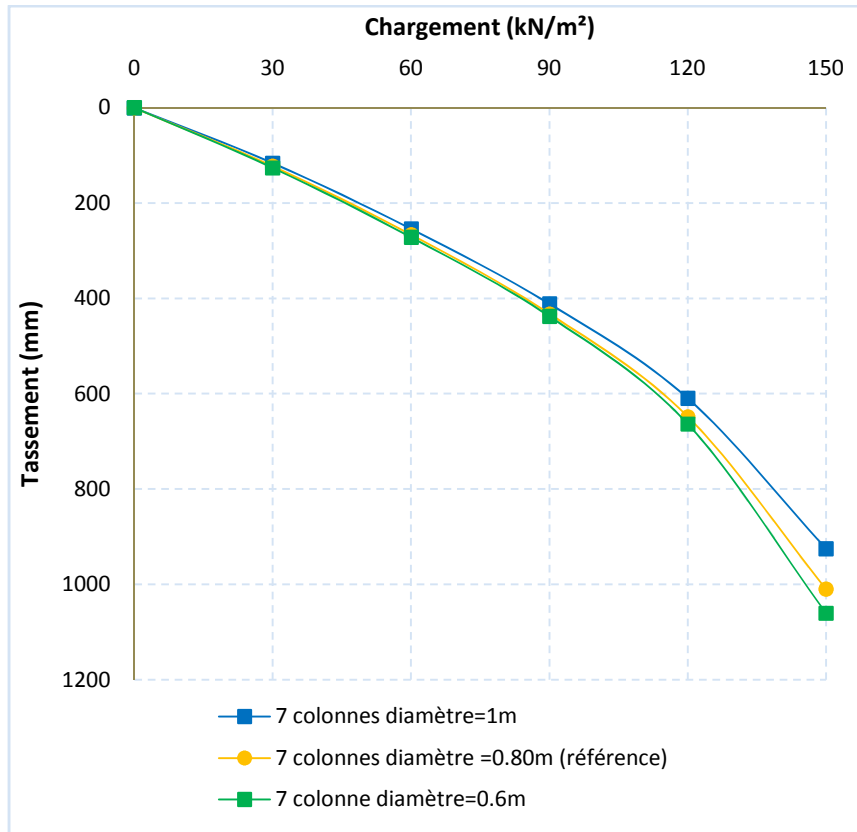


Fig. 5.20 : Influence de diamètre de la colonne sur le modèle de 7 colonnes

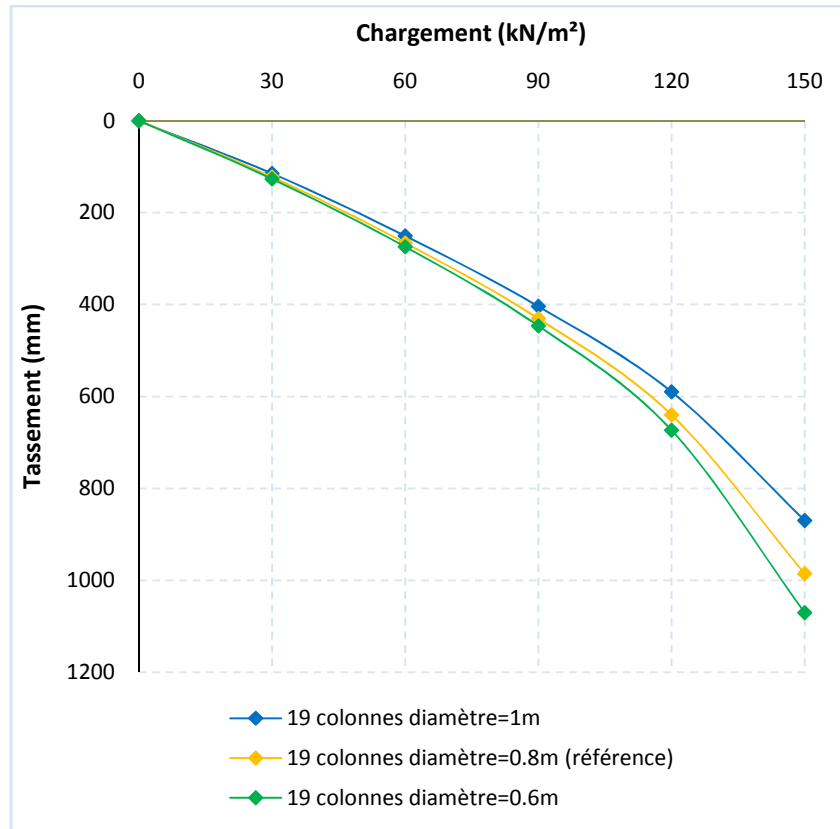


Fig. 5.21 : Influence de diamètre de la colonne sur le modèle de 19 colonnes

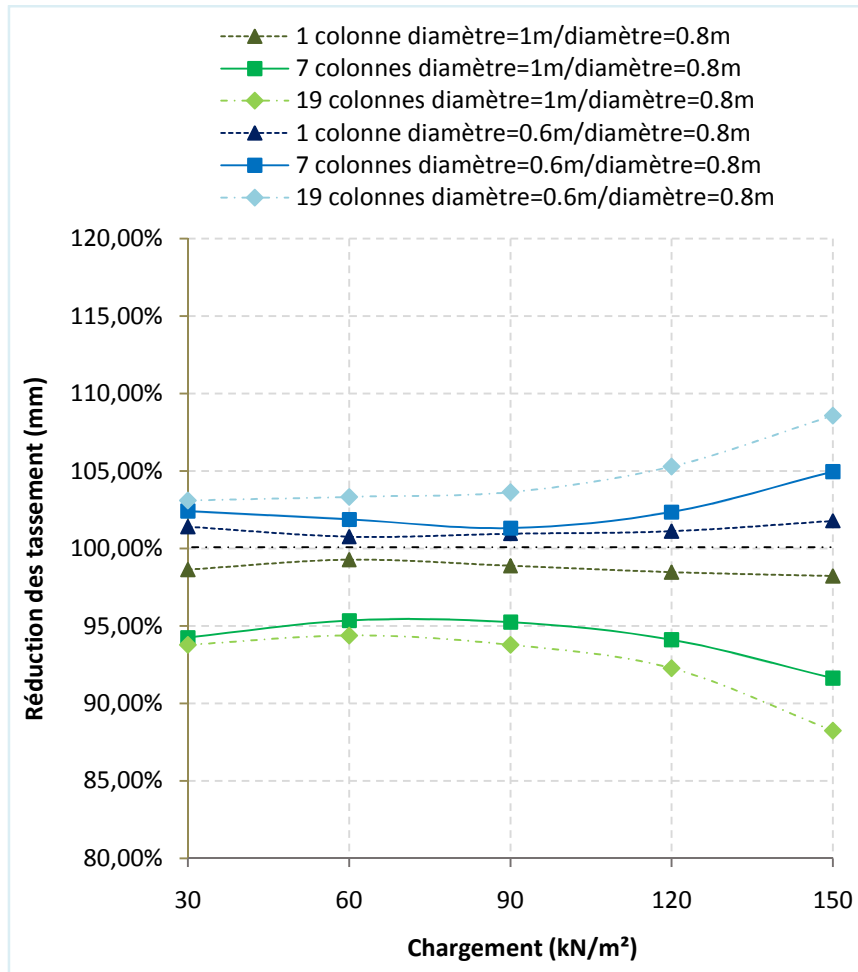


Fig. 5.22 : Influence de diamètre de la colonne sur la réduction des tassements

La figure 5.20, explique l'influence de diamètre des colonnes sur le comportement des sols renforcés, on constate que pour le diamètre de 1 m, la réduction des tassements peut atteindre jusqu'à 91% correspondant une charge de 150 kN/m² et ce, pour le modèle de 7 colonnes et jusqu'à 88% pour la même charge pour le modèle de 19 colonnes. Tandis, on constate une très faible influence presque négligeable de ce facteur sur le sol renforcé par une colonne.

Par contre, pour un diamètre de colonne égal à 0.6m, on trouve que les tassements sont augmentés d'une moyenne de 3% à 6% pour les cas de 7 et 19 colonnes, et presque aucune influence pour le cas de sol renforcé par une colonne.

4.5. INFLUENCE DU POSITIONNEMENT DES COLONNES

Dans le but de voir l'influence de positionnement des colonnes ballastées, on étudie l'implantation de 9 et 25 colonnes positionnées en carré.

On trouve que la position des colonnes n'influe pas sur le comportement des colonnes (figures 5.21 et 5.22).

Ce que la figure 5.23, nous la confirme, le type de positionnement des colonnes n'influe pas sur la réduction des tassements provenant du programme de chargement appliqué sur la tête de la colonne.

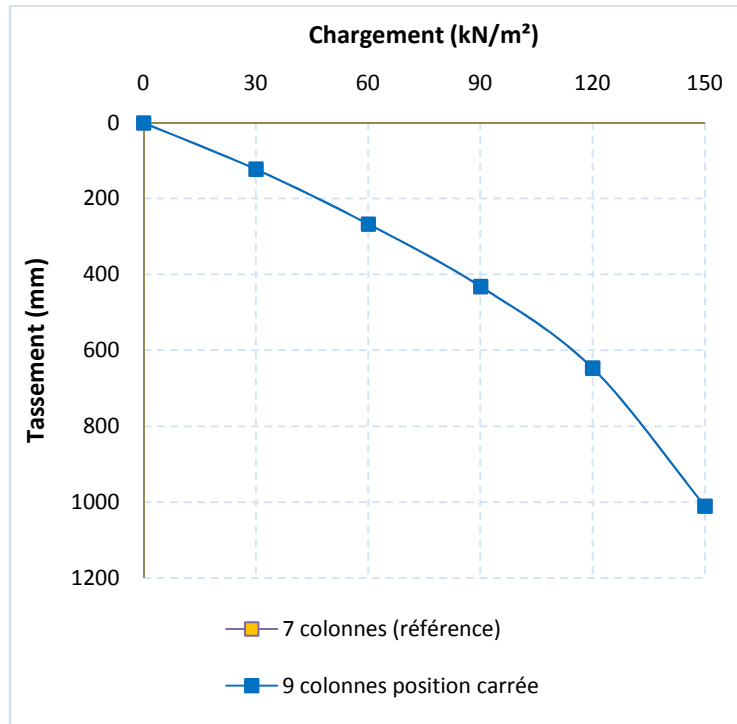


Fig. 5.23 : Influence de positionnement des colonnes sur le modèle de 7 colonnes

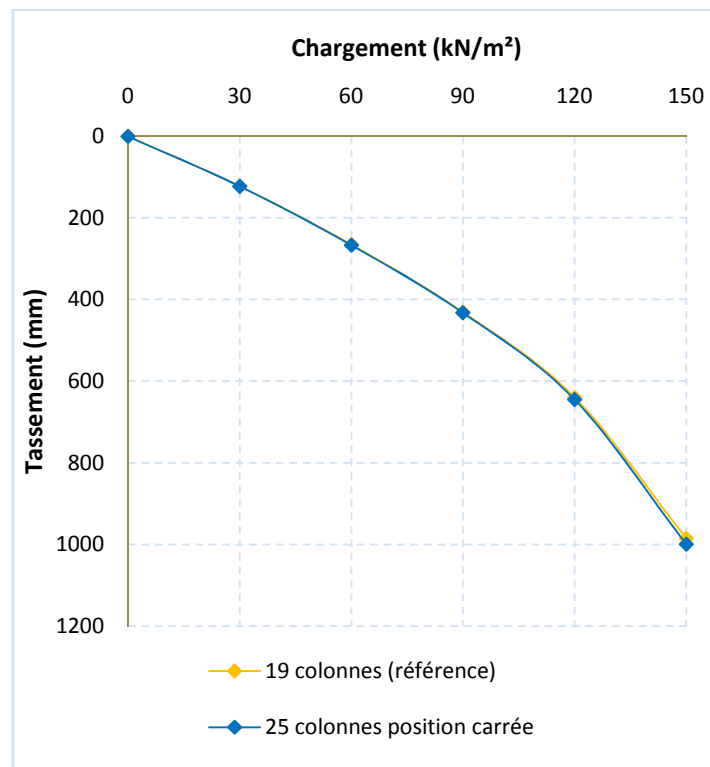


Fig. 5.24 : Influence de positionnement des colonnes sur le modèle de 19 colonnes

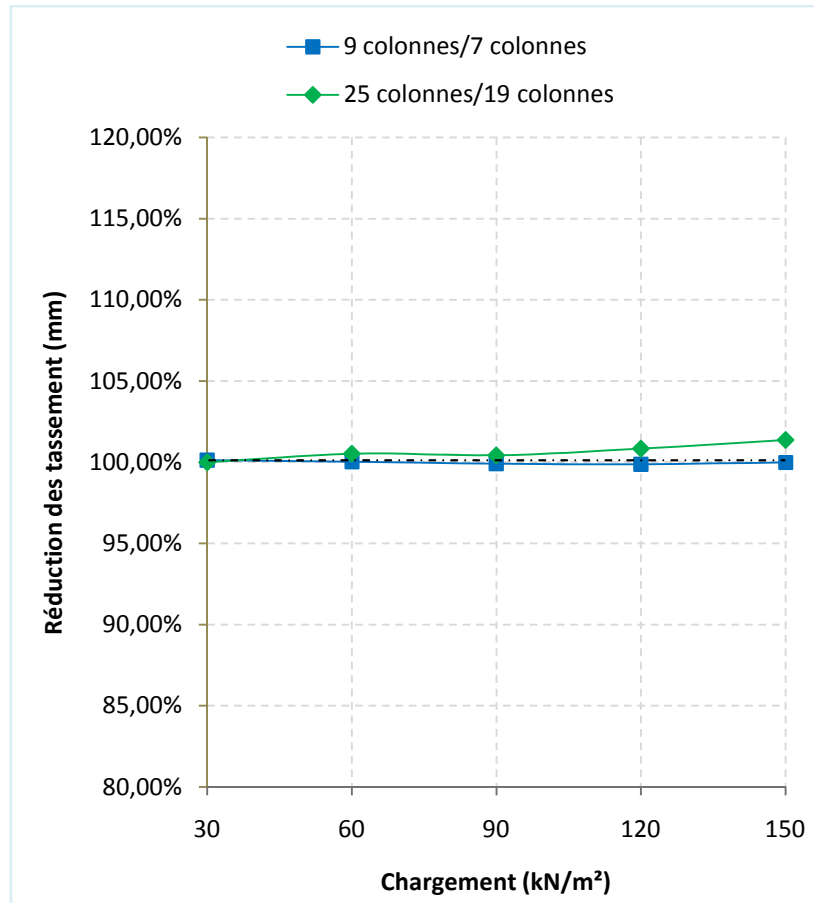


Fig. 5.25 : Influence de positionnement des colonnes sur la réduction des tassements

CONCLUSION

Dans ce chapitre, on peut constater ce qui suit :

- La bonne concordance entre la courbe relative au modèle réalisé en 3D avec les résultats de l'essai de chargement réalisés sur site ;
- La modélisation en 3D, prouve que les colonnes travaillent et réduisent mieux les tassements en groupe et qu'il y a une interaction entre elles ;
- le module de Young du ballast, influe sur le comportement du groupe de 7 ou 19 colonnes, l'augmentation de ce facteur participe à la réduction des tassements ;
- l'angle de frottement du ballast, a une influence légère sur le comportement des colonnes ;
- L'influence de l'espacement sur le comportement des colonnes, a un rôle très important sur le comportement des colonnes, en diminuant l'espacement entre ces inclusions, les tassements réduisent en plus, il peut réduire les tassements jusqu'à 90% pour un espacement de 1m ;

- L'influence du diamètre des colonnes est très considérable sur le comportement du sol renforcé, si on augmente le diamètre, le taux de réduction des tassements peut atteindre 91% pour un groupe de 7 colonnes et 88% pour un groupe de 19 colonnes ;
- Le type de positionnement des colonnes semble ne pas influer sur la réduction des tassements.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Le renforcement du sol par les colonnes ballastées est l'une des méthodes d'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol et de sa capacité portante. Il réduit le tassement ainsi, il accélère la consolidation du sol. Plusieurs chercheurs ont prouvé ces améliorations apportées au sol, que ce soit par des méthodes expérimentales, ou par des méthodes analytiques et numérique, mais peu de recherches ont été établies sur des sites réels.

Cette thèse s'inscrit dans le cadre de l'étude du comportement mécanique des colonnes ballastées, dans un site réel, en utilisant la modélisation numérique en 2D et 3D.

Il s'agit de l'étude de comportement des colonnes ballastées implantées sous les rampes d'accès du viaduc d'Annaba. L'analyse est faite en termes de tassements en utilisant des essais in situ.

Plusieurs configurations ont été examinées en utilisant un calcul en éléments finis au moyen du code de calcul Plaxis, en 2D et 3D. La comparaison des simulations numériques et des mesures in situ a permis la définition du modèle le plus adéquat à notre cas d'étude.

Les mesures in situ et les résultats des simulations numériques permettent de tirer les conclusions suivantes :

-)] Les tassements induits par le chargement des colonnes de rives sont plus importants que celle des colonnes intermédiaires
-)] les vitesses des tassements pour les colonnes de rives sont plus importantes que les vitesses des tassements pour les colonnes intermédiaires,
-)] les courbes des tassements par palier en fonction du temps sont plus serrées pour les colonnes intermédiaires que pour les colonnes de rive.
-)] Les mesures des essais in situ, confirment le bon confinement du sol renforcé.
-)] La réduction du tassement varie de 60% à 80% pour les colonnes intermédiaires par rapport aux colonnes de rives dans la phase de chargement, ce pourcentage diminue de 10% dans la phase de déchargement, donc les colonnes intermédiaires sont plus raides que celle de rive, c'est-à-dire que les colonnes travaillent en groupe.
-)] La simulation numérique en utilisant Plaxis 2D, nous a permis de constater ce qui suit :
 - La configuration d'une colonne isolée est le modèle le plus proche à l'essai in situ

- les caractéristiques physiques du matériau influent sur le comportement des colonnes, on peut réduire les tassements, on choisissant des matériaux qui ont une rigidité et un angle de frottement élevés.
- Il y a d'autres solutions qu'on peut utiliser pour réduire les tassements telle que la méthode d'excavation du sol et le remplacer par le ballast, ou bien de faire la combinaison de deux techniques par exemples le renforcement par les colonnes ballastées et la mise en place d'une nappe de géotextile sur les colonnes, afin de réduire le nombre des colonnes ou leur diamètre.
- Le matelas de répartition a une influence favorable sur la réduction des tassements.

) La simulation numérique en utilisant Plaxis 3D, nous a permis de constater ce qui suit :

- La modélisation en 3D reproduit mieux le comportement réel du sol renforcé par les colonnes ballastées
- Les colonnes réduisent mieux les tassements en groupe ;
- L'augmentation du module de Young et l'angle de frottement du ballast sont des facteurs favorables pour réduire les tassements ;
- L'influence de l'espacement sur le comportement des colonnes, a un rôle très important sur le comportement des colonnes, il peut réduire les tassements jusqu'à 90% pour un espacement de 1m ;
- L'influence du diamètre des colonnes est très considérable sur le comportement du sol renforcé, le taux de réduction des tassements peut atteint 91% pour un groupe de 7 colonnes et 88% pour un groupe de 19 colonnes ;
- Le type de positionnement des colonnes n'a pas une grande influence sur la réduction des tassements.

PERSPECTIVES

- On propose d'étudier le comportement d'une colonne ballastée in situ à travers l'observation des mesures de contraintes et déformations avec des jauges géophysiques afin de déterminer avec exactitude de la zone d'influence de la colonne sur le sol.
- Aussi, étudier le comportement dynamique des sols renforcés par les colonnes ballastées
- Etudier le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées à long terme.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Ambily A P, Gandhi S R, (2007), Behavior of Stone Columns Based on Experimental and FEM Analysis, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133, 4, pp 405-415.
- Andreou P, (2005), Modelling with finite element stone columns in soft clay, 2nd International Workshop of Young Doctors in Geomechanics, W(H)Y DOC 05
- Arnold M, Herle I, Wehr J, (2009), Comparison of vibrocompaction methods by numerical simulations, 2nd International Workshop on Geotechnics of Soft Soils, September 3, 2008 - September 5. CRC Press, Glasgow, Germany, pp 3-11.
- ASTM Standards D 2435, (2014), Standards test methods for one-dimensionnal consolidation properties of soils using incremental loading, 2011 edition, ASTM International, West Conshohocken, D1 143 section 5.6
- Bachus R C, Barksdale R D, (1989), Design methodology for foundations on stone columns, *Foundation Engineering : Current Principles and Practices*, June 25, 1989 - June 29, Publ by ASCE, Evanston, IL, USA, pp 244-257.
- Balamm N P, Booker J R, Poulos H G, (1976), Analysis of granular pile behavior using finite elements, University of Sydney, school of Civil Engineering, research Report R295, In Soyez B, 1985, Méthode de dimensionnement des colonnes ballastées, bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, 135, pp 35-51.
- Balaam N P, Poulos H G, (1983), The behaviour of foundations supported by clays stabilized by stone columns, *Proceedings of the 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering*, Helsinki, vol 1 pp 199-204
- Balaam, N P, Booker J R, (1985), Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, volume 9, N° 4, pp 331-351.
- Barksdale R D, Bachus R C, (1983), Design and Construction of Stone Columns -Volume I, Federal Highway Administration Report N° SCEGIT-83-104, FHWA/RD-83/026, National Technical Information Service, Springfield, Virginia.
- Besançon G, Iorio J P, Soyez B, (1984), Analyse des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées, *Actes du Colloque International : Renforcement en place des sols et des roches*, Paris, vol 1, pp 119-126.
- Bell A L, (2004), The development and importance of construction technique in deep vibratory ground improvement, *Ground and Soil Improvement (Raison C A, (ed.)), Session 3*, pp 101-111.

- Bouafia A, (2010), Introduction à la dynamique des sols, 1^{ère} édition 2010, édition OPU, Tom I, Principe de base, ISBN 978-9961-0-1338-0, 336 p.
- Bouassida M, Hadari T, (1995), Extreme load of soils reinforced by columns : the case of an isolated column. *Soils and Foundations*, 35, 1, pp 21-35.
- Bouassida M, Guetif Z, Buhan P, Domieux L, (2003), Estimation par une approche variationnelle du tassement d'une fondation rigide sur sol renforcé par colonnes, *Revue Française de Géotechnique*, N° 102, pp 21-29.
- Bowles, Joseph E, (1996), *Foundation analysis and design*, 5th edition, New York; Montréal : McGraw-Hill, p 1024.
- Brauns J, (1978), Initial bearing capacity of stone columns and sand piles, *Proceedings of the Symposium Soil Reinforcing and stabilizing techniques*, Sydney, Australia, pp 477-496.
- Brauns J., (1980). Untergund Verbesserung mitles Sandpfählen oder schotter Saulen, *Tiefbau* 22, N° 8, 678-683, In Soyez B, 1985, *Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées*, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 135, pp 35-51.
- Bretelle S, Guilloux A, Della Longa Y, Zaghouani K, (2004), Amélioration des sols par colonnes ballastées sous deux grands réservoirs, *Proceedings of international symposium on ground improvement, ASEP-GI*, presse de l'ENPC, pp 77-84
- Brinkgreve R B J, (2003), *Plaxis version 8 Manuel de référence*, Delft, University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas.
- Castro J, Sagaseta, C, (2011). Consolidation and deformation around stone columns : Numerical evaluation of analytical solutions, *Computers and Geotechnics*, 38, 3, pp 354-362.
- Castro J, Karstunen M, (2010), Numerical simulations of stone column installation, *Canadian Geotechnical Journal*, 47, 10, pp 1127-1138.
- Clemente J L M, Senapathy H, Davie J R, (2005), Performance prediction of stone column supported foundations, *16th ICSMGE*, Osaka, pp1327-1330
- 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.
- Corneille S, Masrouri F, Soyez B, (2006), Essai de chargement en grandeur réelle d'une colonne ballastée isolée - ELU-ULS, *Marne –la- Vallée*, Editions du LCPC, pp 71-78
- Corneille S, (2007), *Étude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides*, thèse de doctorat, Institut national polytechnique de Lorraine.
- Dayte K R, (1982), Settlement and bearing capacity of foundation system with stone columns, *proceedings of the symposium on soil and rock improvement techniques*, Bangkok, pp 85-103.

- Debats J M, Bouassida M, Guetif Fessi Z, (2006), état de la recherche entreprise Dans la modélisation sous Plaxis De la mise en œuvre de colonnes Ballastées dans une argile molle, Journée Utilisateurs PLAXIS – 16 mai 2006.
- Degen W S, (1998), Deep vibratory ground improvement, Handbook for the design and execution of deep vibratory ground improvement works, Vibroflotation AG, 273 p.
- Degoutte J, Royet P, (2009), Aide mémoire de mécanique des sols, publications de L'ENGREF (école nationale du génie rural des eaux et des forêts), 11p.
- Dhouib A, (2003), Comportement des fondations sur sols traités par colonnes ballastées sous charge excentrées, FONSUP, ENPC/LCPC, Paris, pp 179-184
- Dhouib A, Magnan J P, Guilloux A, (2004c), Méthodes de reconnaissance et application aux sols et aux techniques d'amélioration, Actes du Symposium International sur l'Amélioration des Sols en Place (ASEP-GI 2004). Edition Presses de l'ENPC-LCPC. Paris, Vol. 2.
- Dhouib A, Blondeau F, (2005), Colonnes ballastées : Techniques de mise en œuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, ISBN 2-85978-401-2, 264 p.
- D.T.U. 13-2 Additif (1991), Travaux de fondations profondes pour le bâtiment. Additif. Modification N°2 au cahier de charges du DTU 13-2 de juin 1978, pp 57-59.
- Duncan J M, Byrne P, Wong K S, Mabry P,(1980), Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and movement in soil, University of California, Berkeley, Department of Civil Engineering, Geotech Engineering Research Report.
- Egan D, Scott W, McCabe B, (2009), Installation effects of vibro replacement stone columns in soft clay, 2nd International Workshop on Geotechnics of Soft Soils, September 3, 2008 - September 5, CRC Press, Glasgow, Germany, pp 23-29.
- Eggestad A, (1983), Improvement of cohesive soils, State of the art report, Proc, Of the 8th ECSMFE, Main Session A, Vol 3, 991-1007.
- Ellouze S, Bouassida M, Hazzar L, Mroueh H, (2010), On settlement of stone column foundation by Priebe's method, Proceedings of the Institution of Civil Engineers : Ground Improvement, volume 163, numéro 2, pp 101-107.
- Elshazly H, Elkasabgy M, Elleboudy A, (2008), Effect of Inter-Column Spacing on Soil Stresses due to Vibro-Installed Stone Columns : Interesting Findings, Geotechnical and Geological Engineering, 26, 2, pp 225-236.
- Elshazly H, Hafez D, Mossaad M, (2006), Back-calculating vibro-installation stresses in stone-column-reinforced soils, Proceedings of the ICE - Ground Improvement, 10, 2, 47-53.

- Foray P, Flavigny E, Nguyen N, Lambert S, Briancon L, (2009), 3D numerical modeling of stone columns and application, 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ICSMGE 2009, October 5, 2009 - October 9, vol 3, IOS Press, Alexandria, Egypt, pp 2382-2385.
- French Committee for Soil Mechanics and Foundations (CFMS), (2011), Recommendations for the design, calculation, construction and quality control of stone columns under buildings and sensitive structure, RFG N° 111, Version N° 2, France.
- Gäb M, Schweiger H F, Kamrat-Pietraszewska, D Karstunen M, (2008), Numerical analysis of a floating stone column foundation using different constitutive models, Proceedings of the 2nd International Workshop on the Geotechnics of Soft Soils -Focus on Ground Improvement, Glasgow, pp 137-142.
- Gambin M, (1984), Puits ballastés à la Seyne-sur –Mer, Actes du Colloque International : Renforcement en place des sols et des roches, Paris, Vol 1, PP 139-144.
- Ghionna 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.
- Guétif Z, Debats J-M, Bouassida M, Ellouze S, (2004), Amélioration du module de déformation d'une argile molle due à la mise en place d'une colonne ballastée par vibro compaction, Actes du colloque international de Géotechnique, pp 343-349.
- Guétif Z, Bouassida, M, Debats J M. (2007), Improved soft clay characteristics due to stone column installation, Computers and Geotechnics, 34, pp 104-111.
- Greenwood D A, (1970), Mechanical improvement of soils below ground surface, Proceedings of the Ground Engineering Conference Organised by the Institution of Civil Engineers, London, pp 11-22.
- Greenwood D A, (1991), Load tests on stone columns, Deep Foundation improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089, pp 148-171.
- Heibrock G, Keler S, Triantafyllidis T, (2006), On modelling vibro-compaction of dry sands, International Conference on Numerical Simulation of Construction Processes in Geotechnical Engineering in Urban Environment, March 23, 2006 - March 24, A A Balkema, Bochum, Germany, pp 125-132.
- Hughes J M O, Withers N J, (1974), Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns, Ground Engineering, Vol 7, N° 3, pp 42-49.
- Hughes J M O, Withers N J, Greenwood D A, (1975), A field trial of reinforcing effect of a stone column in soil, Ground Treatment by Deep Compaction, Geotechnique, Vol 25, N° 1, pp 31-44.

- Kessler, S, Heibroek G Triantafyllidis T, (2006), On prediction of vibrocompaction performance using numerical models, Symposium International TRANSVIB, pp 233-242.
- Keller Holding GmbH, (2008), Les procédés de vibration profonde des sols, Keller Publications, Deep Vibro Techniques, p 12.
- Kirsch F, (2005), Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen, Diss, TU Braunschweig, Mitt. Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik Heft, 226 p.
- Kirsch F, (2006), Vibro Stone Column Installation and its Effect on Ground Improvement, Proceedings of the International Conference on Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment, Bochum, Germany, 115-124.
- Mac Kenna J M, Eyre W A, Wolstenholme D R, (1975), Performance of an embankment supported by stone columns in soft ground, Géotechnique N° 25, pp 51-59.
- Magnan J P, Droniuc N, Canepa Y, Dhouib A, (2005), Réflexions sur la conception des colonnes ballastées, Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 16 ICSMGE, Osaka, pp 1377-1380.
- McKelvey D, Sivakumar V, Bell A, Graham J, (2004), Modelling vibrated stone columns in soft clay. Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering, 157, Issue GE3, PP 137-149.
- Ménard L, (1963). Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, Soils, 5, pp. 9-32
- Merrien V, Amitrano D, Piguet J P, (2003), Eléments de Géotechnique, Département de Sciences de la Terre et Environnement, Ecole des mines de Nancy, 192 p.
- Mestat P, Riou Y, (2004a), Validation des modèles numériques de sol amélioré par colonnes, Symposium international sur l'Amélioration des sols en place, ASEP-GI 2004, Presses de l'ENPC, pp. 229-243
- Ministry of Equipment, Lodgment and Transport (1993), Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil – Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, Fascicule 62 – Titre V.
- Mitchell J K, Baxter C D P, Munson T C, (1995), Performance of improved ground during earthquakes, Proceedings of the Conference of the Geotechnical Engineering Division of the ASCE in Conjunction with the ASCE Convention, October 22, 1995 - October 26, ASCE, San Diego, CA, USA, p 1-36.

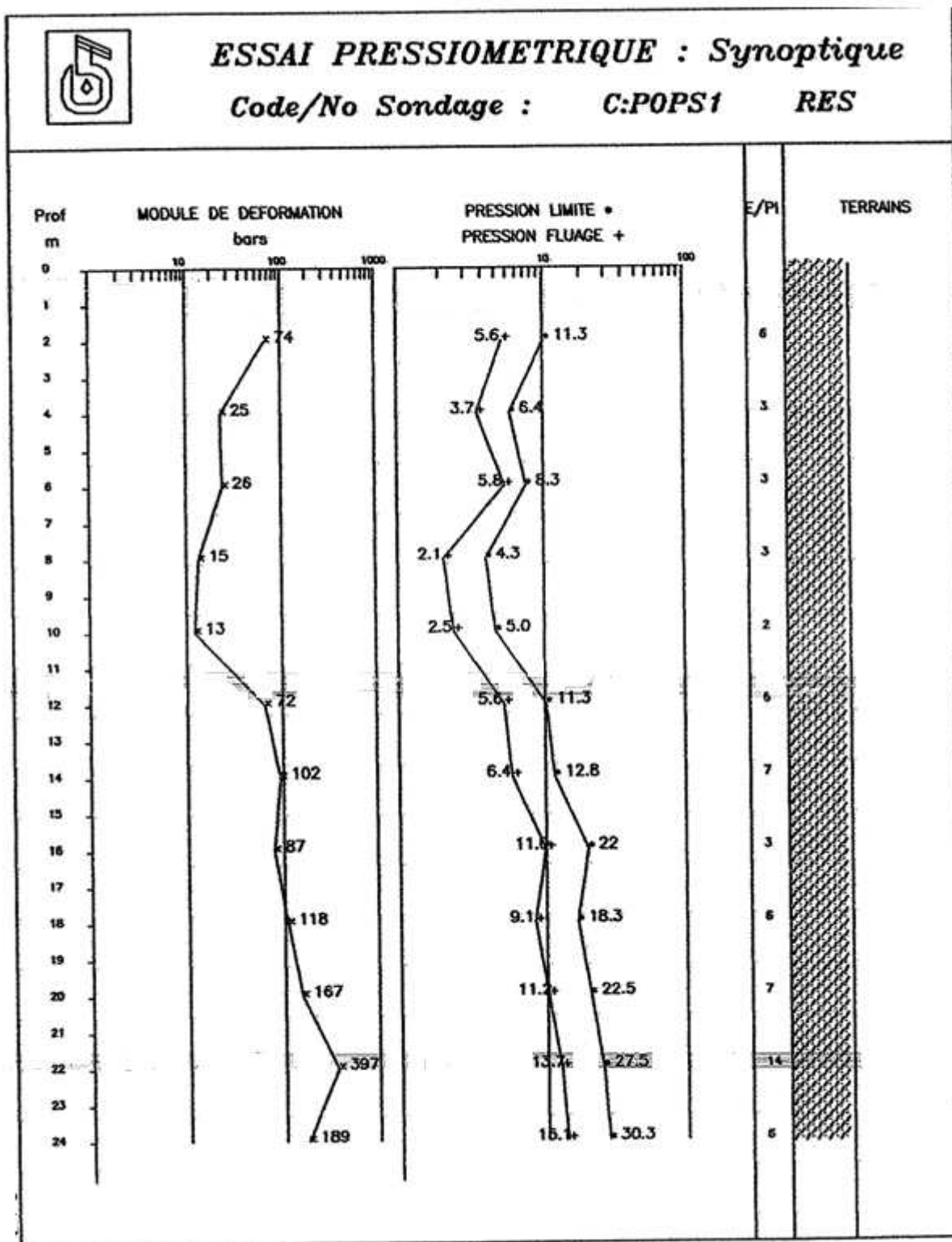
- Morgenthaler M, Cambou B, Sanglerat G, (1978), Colonnes ballastées, essais de chargement et calculs par la méthode des éléments finis, Revue française de géotechnique N° 5, pp 41-55
- Normes Françaises NF P 11-212, (2004), Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement, COPREC et SOFFONS, Paris (30 pages).
- Norme française P 18-572, 1990, Essai d'usure Micro Deval, Recueil de normes, Granulats, Vol 2, ISBN 2-12-131821-6, pp 43-48
- Norme française P 18-573, 1990, Essai Los Engeles, Recueil de normes, Granulats, Vol 2, ISBN 2-12-131821-6, pp 49-53
- Norme française XP 94-110, 1999, Essai préssiometrique, Normes nationales et documents normatifs nationaux, ICS 93.020
- Priebe H J, (1995), The design of vibro replacement, Ground Engineering, Keller Grundbau GmbH, Technical paper 12-61E, 16 p.
- Roscoe K H, Schofield A N, Wroth C P, (1958), On the yielding of soils, Géotechnique vol 8 N° 1, pp, 22-52.
- Saha A, De P K, (1994), Field and analytical study of stone columns by non-linear strain, Proceedings of the 8th Inter, Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, vol.3 pp 1211-1214.
- Sanchez M P, (2005), Renforcement de sols par colonnes ballastées, Projet de fin d'étude 3^{ème} année de l'ENSHMG, INP de Grenoble
- Schanz T, Vermeer P A, Bonnier P G, (1999), The hardening soil model : Formulation and verification, Beyond 2000 in Computational Geotechnics - Ten Years of PLAXIS International, Amsterdam, pp 281-290.
- Sexton B G, McCabe B A, Castro J, (2014), Appraising stone column settlement prediction methods using finite element analyses, Acta Geotechnica, 10.1007/s11440- 013- 0260-5.
- Shenthan T, Thevanayagam S, Martin G R, (2006), Numerical simulation of soil densification using vibro-stone columns, GeoCongress, February 26, 2006 – March 1, vol 1, American Society of Civil Engineers, Atlanta, GA, United states, pp 263.
- Six V, (2006), Analyse de comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales, Thèse de doctorat, université de Lille, France.
- Six V, Mroueh H, Shahrou I, Bouassida M, (2012), Numerical Analysis of Elastoplastic Behavior of Stone Column Foundation, Geotechnical and Geological Engineering, 30, 4, pp 813-825.

- Soyez B, (1985), Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 135. Paris, pp 35-51.
- Tan S A, Oo K K, (2005), Finite element modeling of stone columns - A case history, Mechanics and Geotechnical Engineering 16ICSMGE, Osaka
- Thorburn S, MacVicar, R S L, (1968), Soil stabilization employing surface and depth vibrators, The Structural Engineer, 46, 10, pp 309-316.
- Thorburn S, (1975), Building structures supported by stabilized ground, Géotechnique, Vol 25, N° 1, pp 83-94.
- Vautrain J, (1980), Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées, Revue française de géotechnique, N° 11, paris, pp 59-73.
- Watts K S, Johnson D, Wood L A, Saadi A, (2000), An instrumented trial of vibro ground treatment supporting strip foundations in a variable fill, Géotechnique, 50, N° 6, pp 699-708.

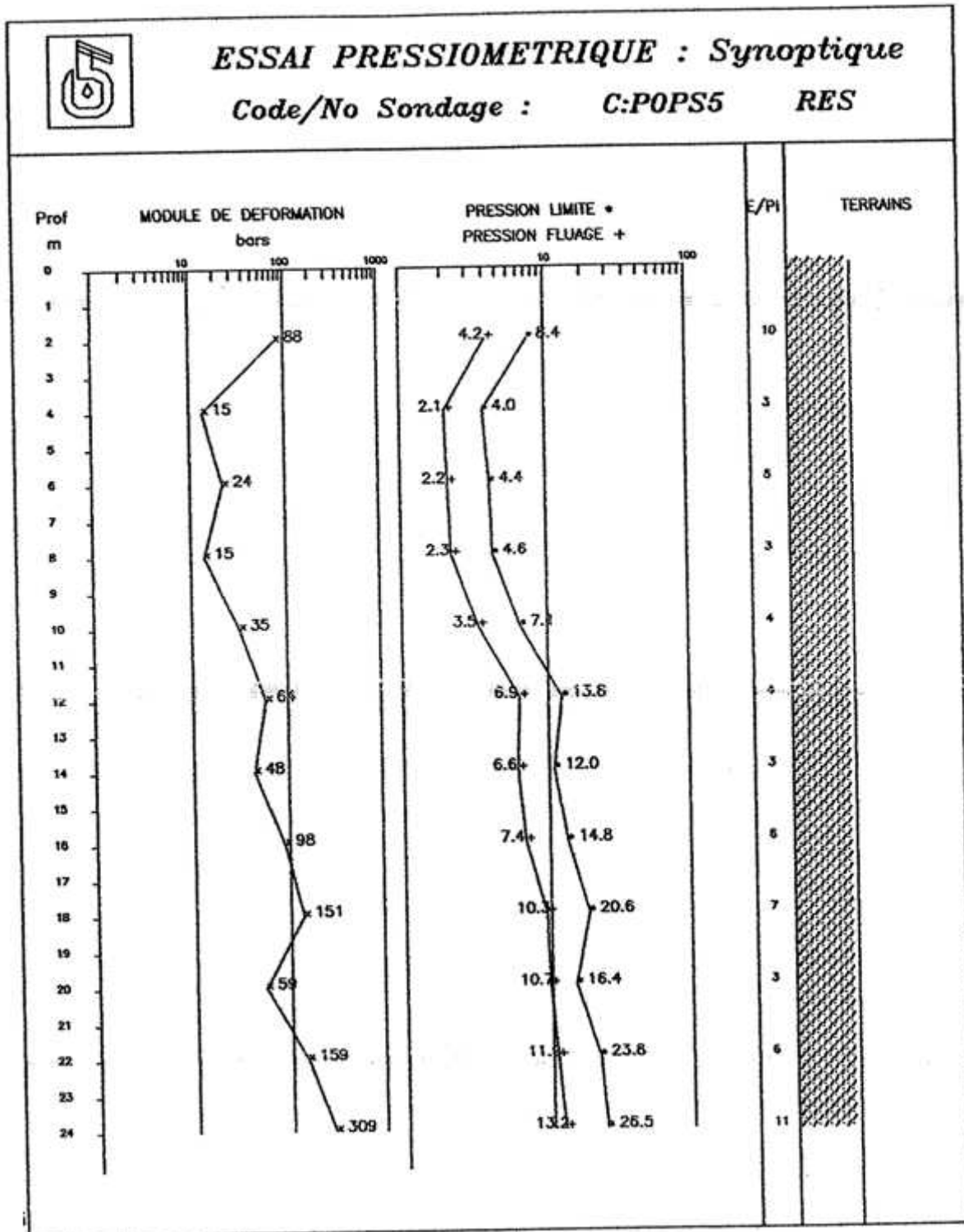
ANNEXES

ANNEXE -1 -

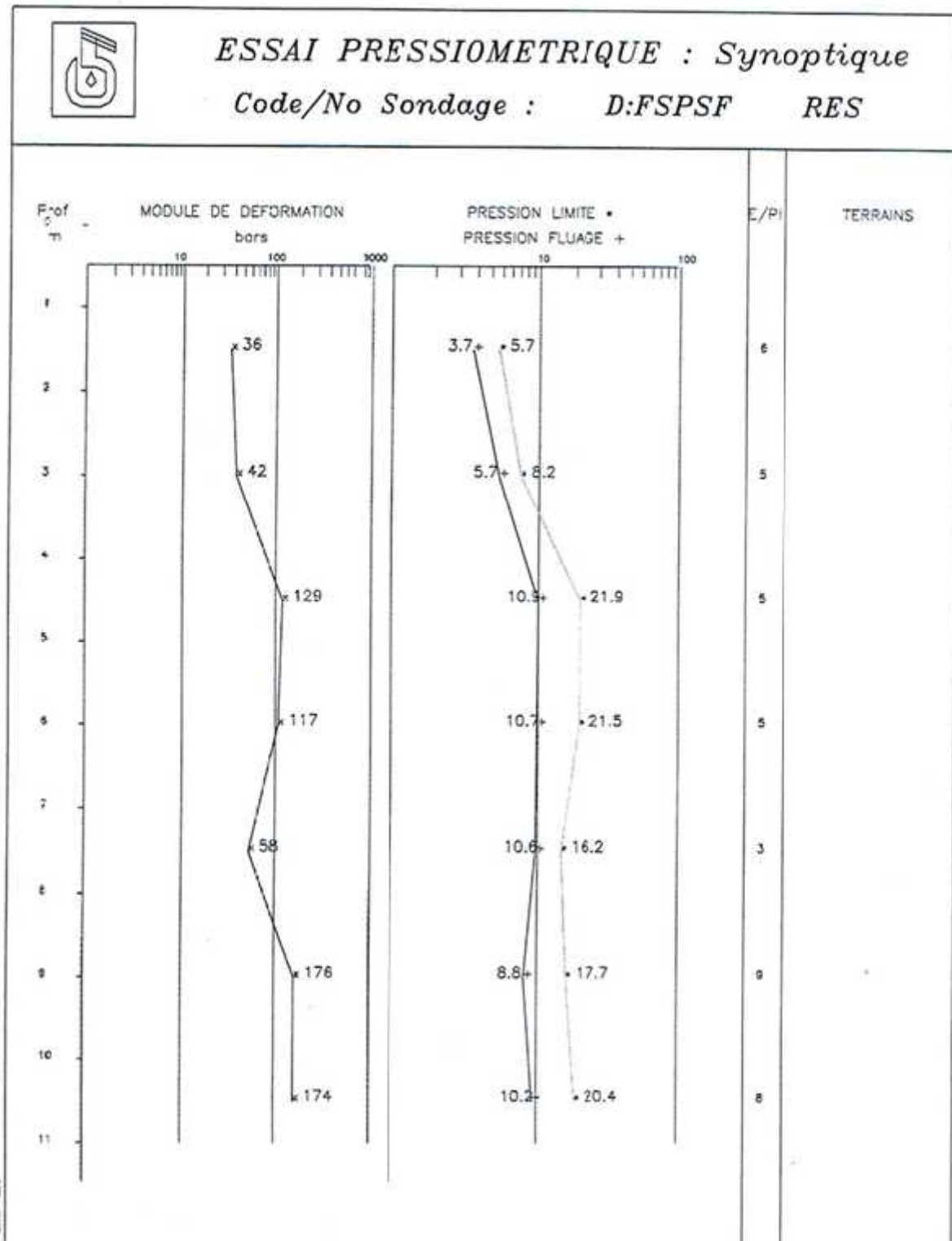
Essai pressiométrique PR1



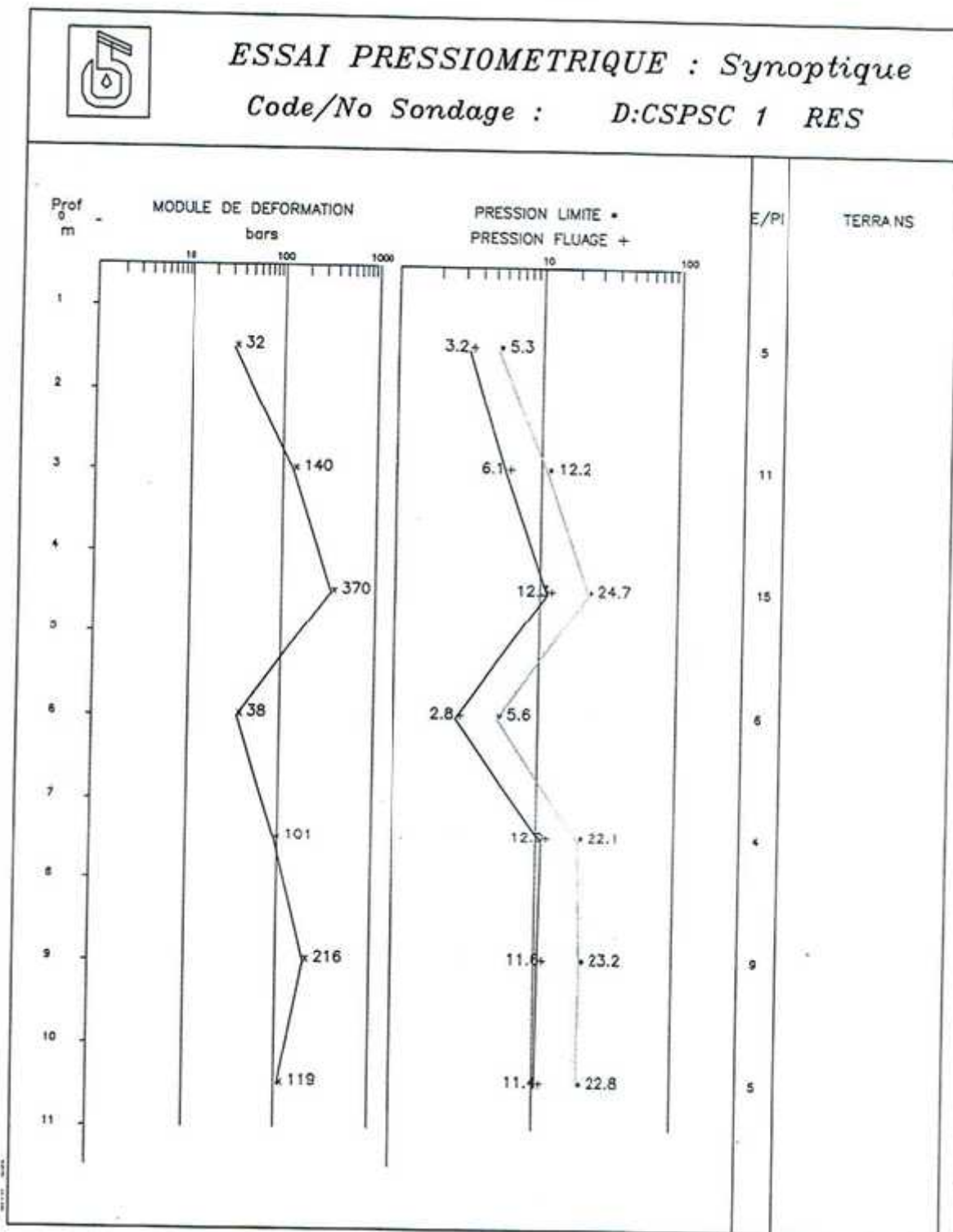
Essai pressiométrique PR5



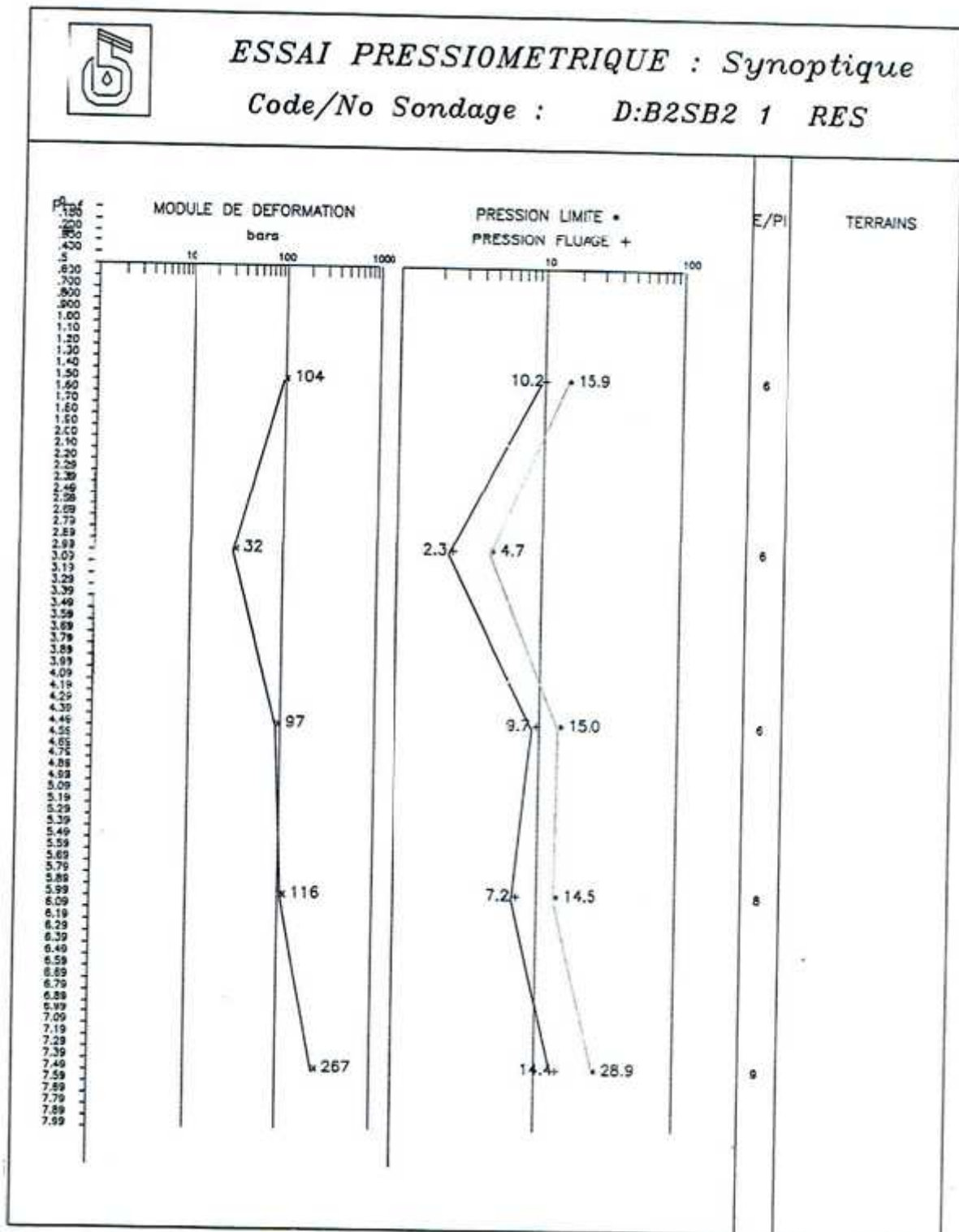
Essai côté sud N° 1



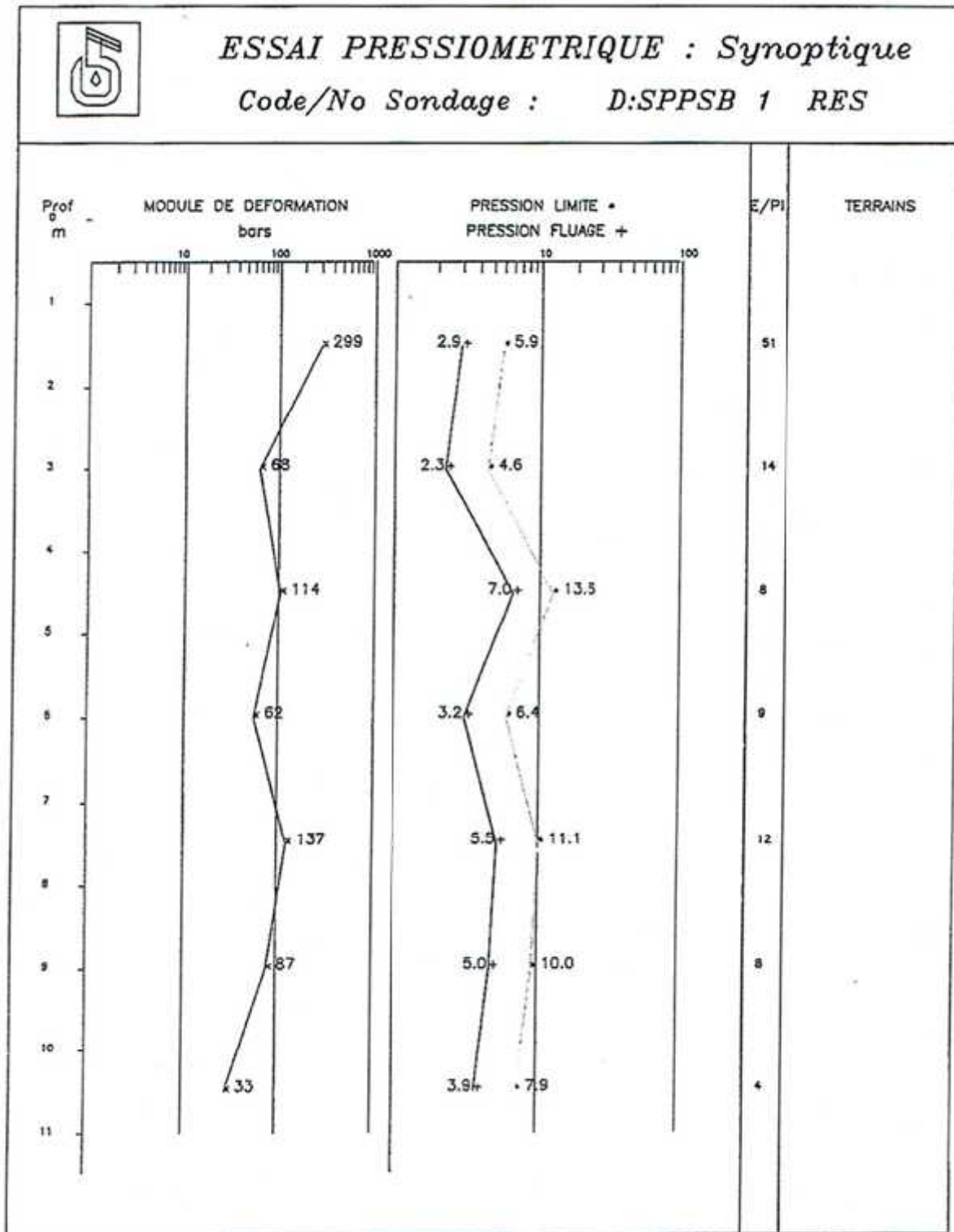
Essai côté sud N° 2



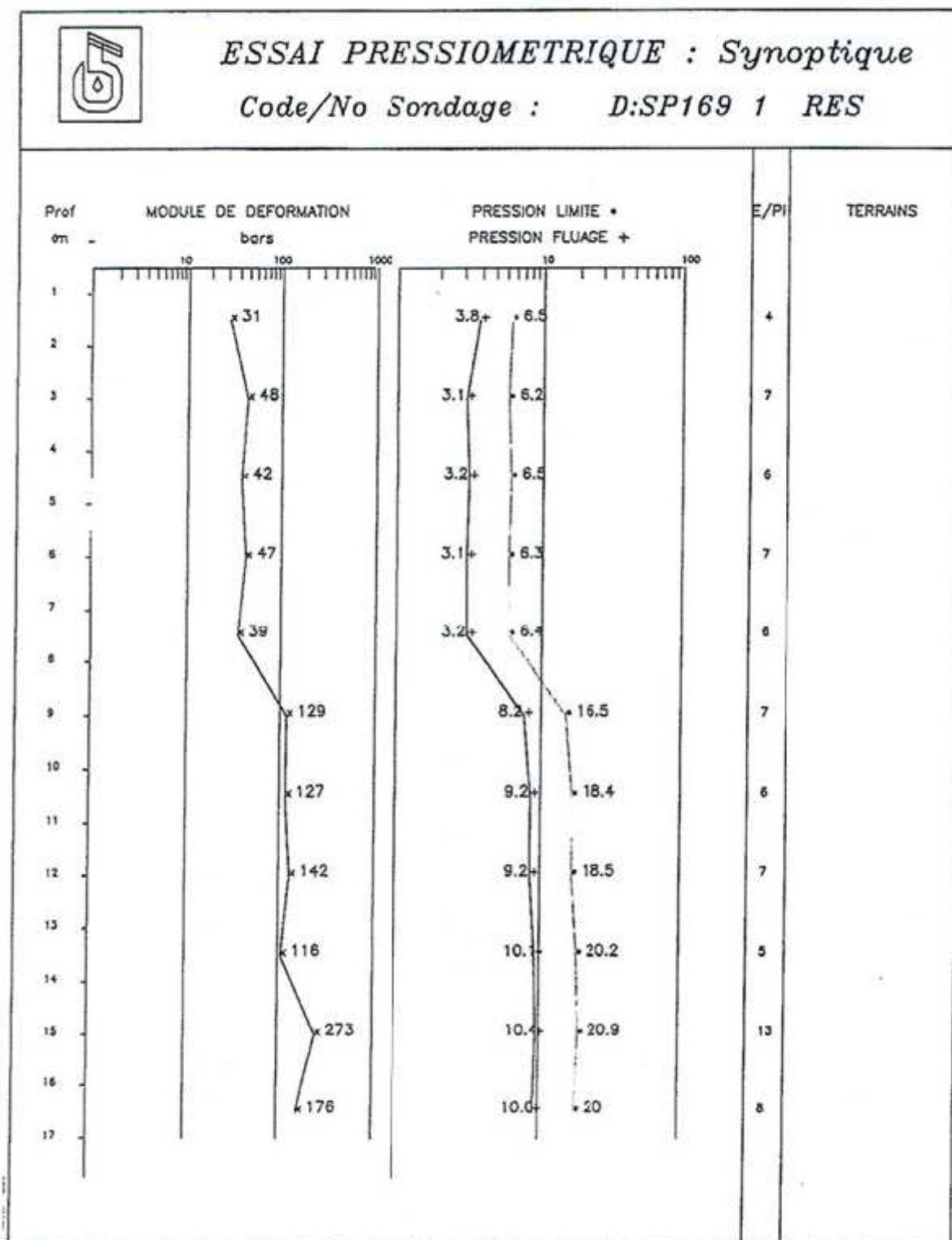
Essai côté sud N° 3



Essai côté nord N° 1



Essai côté nord N° 2



ANNEXE - 2 -

Essais de chargement

Colonne N° 1

PROJET : **REMBLAIS D'ACCES ANNABA** Chantier n° **121035**
 N° de colonne testée : **NC1 n°165** Charge à 100 % : **9,7 9** Tonnes Date : **8 mai 2013**

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	BARS	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparateurs				Tassement moyen [mm]	Observations
				N1 [mm]	N2 [mm]	N3 [mm]	N4 [mm]		
0%	0,00		0:00	0,00	0,01	0,40	0,18	0,15	
15%	1,47	10	0:01	0,09	0,17	0,51	0,31	0,27	
			0:02	0,09	0,17	0,51	0,31	0,27	
			0:03	0,09	0,17	0,51	0,31	0,27	
			0:04	0,09	0,17	0,51	0,31	0,27	
			0:05	0,09	0,17	0,51	0,31	0,27	
30%	2,94	20	0:06	0,22	0,34	0,63	0,43	0,41	
			0:07	0,23	0,35	0,63	0,43	0,41	
			0:08	0,24	0,36	0,67	0,44	0,43	
			0:09	0,26	0,38	0,70	0,44	0,45	
			0:10	0,27	0,39	0,70	0,44	0,45	
45%	4,41	31	0:11	0,37	0,50	0,80	0,54	0,55	
			0:12	0,38	0,51	0,80	0,54	0,56	
			0:13	0,39	0,52	0,81	0,55	0,57	
			0:14	0,39	0,52	0,81	0,55	0,57	
			0:15	0,39	0,52	0,81	0,55	0,57	
60%	5,87	41	0:16	0,52	0,67	0,95	0,67	0,70	
			0:17	0,53	0,68	0,95	0,67	0,71	
			0:18	0,53	0,68	0,96	0,68	0,71	
			0:19	0,54	0,69	0,97	0,69	0,72	
			0:20	0,55	0,70	0,98	0,70	0,73	
75%	7,34	51	0:21	0,69	0,91	1,13	0,83	0,89	
			0:22	0,71	0,93	1,18	0,85	0,92	
			0:23	0,72	0,95	1,20	0,87	0,94	
			0:24	0,72	0,95	1,20	0,87	0,94	
			0:25	0,73	0,96	1,20	0,87	0,94	
90%	8,81	61	0:26	0,96	1,30	1,50	1,10	1,22	
			0:27	1,01	1,32	1,52	1,11	1,24	
			0:28	1,02	1,34	1,55	1,14	1,26	
			0:29	1,04	1,36	1,56	1,15	1,28	
			0:30	1,05	1,37	1,57	1,16	1,29	

Colonne N° 1

PROJET : **REMBLAIS D'ACCES ANNABA** Chantier n° **121035**

N° de colonne testée : **NC1 n°165** Charge à 100 % : **9,7 9** Tonnes Date : **8 mai 2013**

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	BARS	Temps cumulé [h.mn]	Mesure des tassements avec comparateurs				Tassement moyen [mm]	Observations
				N1 [mm]	N2 [mm]	N3 [mm]	N4 [mm]		
105%	10,28	72	0:31	1,31	1,71	1,94	1,44	1,60	
			0:32	1,35	1,75	1,99	1,48	1,64	
			0:33	1,39	1,79	2,07	1,52	1,69	
			0:34	1,41	1,81	2,07	1,53	1,71	
			0:35	1,42	1,82	2,07	1,54	1,71	
120%	11,75	82	0:36	1,66	2,00	2,38	1,80	1,96	
			0:37	1,71	1,98	2,45	1,85	1,90	
			0:38	1,74	1,83	2,50	1,89	1,94	
			0:39	1,76	1,85	2,51	1,90	1,96	
			0:40	1,78	1,67	2,51	1,91	1,97	
135%	13,22	92	0:41	2,02	1,90	2,78	2,13	2,21	
			0:42	2,07	1,96	2,84	2,18	2,26	
			0:43	2,11	1,98	2,88	2,20	2,29	
			0:44	2,14	2,00	2,92	2,25	2,33	
			0:45	2,16	2,03	2,94	2,25	2,35	
150%	14,69	102	0:46	2,37	2,26	3,20	2,46	2,57	
			0:47	2,42	2,31	3,29	2,54	2,64	
			0:48	2,46	2,33	3,31	2,56	2,67	
			0:49	2,47	2,37	3,34	2,59	2,69	
			0:50	2,49	2,39	3,37	2,60	2,71	
0%	0,00	0	0:51	1,71	2,19	2,48	1,73	2,03	
			0:52	1,71	2,18	2,46	1,72	2,02	
			0:53	1,69	2,16	2,44	1,70	2,00	
			0:54	1,69	2,16	2,44	1,70	2,00	
			0:55	1,69	2,16	2,44	1,70	2,00	
			1:00	1,69	2,16	2,43	1,70	2,00	
			1:05	1,67	2,14	2,41	1,68	1,98	

Colonne N° 2

PROJET : **REMBLAIS D'ACCES ANNABA** Chantier n° **121035**N° de colonne testée : **NE1 n°101** Charge à 100 % : **9,7 9** Tonnes Date : **11 mai 2013**

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h:mn]	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparateurs				Tassement moyen [mm]	Observations
				N°1 [mm]	N°2 [mm]	N°3 [mm]	N°4 [mm]		
0%	0,00	12:00	0:00	0,20	0,18	0,12	0,15	0,16	
15%	1,47	12:01	0:01	0,29	0,27	0,40	0,38	0,34	
		12:02	0:02	0,29	0,27	0,40	0,38	0,34	
		12:03	0:03	0,29	0,27	0,40	0,38	0,34	
		12:04	0:04	0,29	0,27	0,40	0,38	0,34	
		12:05	0:05	0,29	0,27	0,40	0,38	0,34	
30%	2,94	12:06	0:06	0,39	0,36	0,53	0,50	0,45	
		12:07	0:07	0,40	0,37	0,53	0,50	0,45	
		12:08	0:08	0,40	0,37	0,53	0,50	0,45	
		12:09	0:09	0,40	0,37	0,56	0,51	0,46	
		12:10	0:10	0,40	0,37	0,57	0,52	0,47	
45%	4,41	12:11	0:11	0,50	0,47	0,74	0,67	0,60	
		12:12	0:12	0,50	0,47	0,74	0,68	0,60	
		12:13	0:13	0,51	0,48	0,74	0,68	0,60	
		12:14	0:14	0,51	0,48	0,74	0,68	0,60	
		12:15	0:15	0,51	0,48	0,74	0,68	0,60	
60%	5,87	12:16	0:16	0,63	0,60	0,98	0,91	0,78	
		12:17	0:17	0,63	0,60	1,00	0,93	0,79	
		12:18	0:18	0,64	0,61	1,02	0,95	0,81	
		12:19	0:19	0,64	0,61	1,03	0,97	0,81	
		12:20	0:20	0,64	0,61	1,05	0,99	0,82	
75%	7,34	12:21	0:21	0,98	0,91	1,40	1,36	1,16	
		12:22	0:22	1,00	0,93	1,42	1,38	1,18	
		12:23	0:23	1,01	0,94	1,43	1,40	1,20	
		12:24	0:24	1,02	0,96	1,44	1,41	1,21	
		12:25	0:25	1,15	1,04	1,50	1,47	1,29	
90%	8,81	12:26	0:26	1,51	1,37	1,85	1,77	1,63	
		12:27	0:27	1,53	1,39	1,87	1,80	1,65	
		12:28	0:28	1,55	1,41	1,89	1,82	1,67	
		12:29	0:29	1,57	1,43	1,90	1,83	1,68	
		12:30	0:30	1,57	1,43	1,91	1,84	1,69	

Colonne N° 2

PROJET : **REMBLAIS D'ACCES ANNABA** Chantier n° **121035**
 N° de colonne testée : **NE1 n°101** Charge à 100 % : **9,7 9** Tonnes Date : **11 mai 2013**

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h:mn]	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparateurs				Tassement moyen [mm]	Observations
				N°1 [mm]	N°2 [mm]	N°3 [mm]	N°4 [mm]		
105%	10,28	12:31	0:31	1,97	1,92	2,25	2,19	2,06	
		12:32	0:32	2,02	1,95	2,28	2,22	2,09	
		12:33	0:33	2,04	1,87	2,30	2,24	2,11	
		12:34	0:34	2,06	1,89	2,31	2,25	2,13	
		12:35	0:35	2,07	1,90	2,32	2,26	2,14	
120%	11,75	12:36	0:36	2,40	2,17	2,63	2,55	2,44	
		12:37	0:37	2,44	2,21	2,65	2,59	2,47	
		12:38	0:38	2,46	2,23	2,68	2,60	2,49	
		12:39	0:39	2,48	2,25	2,69	2,63	2,51	
		12:40	0:40	2,50	2,27	2,70	2,65	2,53	
135%	13,22	12:41	0:41	2,73	2,50	2,95	2,86	2,76	
		12:42	0:42	2,79	2,56	3,00	2,91	2,82	
		12:43	0:43	2,82	2,58	3,01	2,93	2,84	
		12:44	0:44	2,84	2,60	3,03	2,95	2,86	
		12:45	0:45	2,86	2,62	3,05	2,96	2,87	
150%	14,69	12:46	0:46	3,12	2,83	3,28	3,19	3,11	
		12:47	0:47	3,16	2,87	3,32	3,23	3,15	
		12:48	0:48	3,19	2,91	3,35	3,25	3,18	
		12:49	0:49	3,22	2,93	3,38	3,28	3,20	
		12:50	0:50	3,23	2,94	3,39	3,30	3,22	
0%	0,00	12:51	0:51	2,33	2,04	2,03	2,34	2,19	
		12:52	0:52	2,32	2,03	2,01	2,32	2,17	
		12:53	0:53	2,31	2,02	2,00	2,32	2,16	
		12:54	0:54	2,31	2,02	1,99	2,31	2,16	
		12:55	0:55	2,31	2,02	1,98	2,30	2,15	
		13:00	1:00	2,30	2,01	1,97	2,29	2,14	
		13:05	1:05	2,29	2,00	1,96	2,28	2,13	

Colonne N° 3

PROJET : **REMBLAIS D'ACCES ANNABA** Chantier n° **121035**N° de colonne testée : **NE2 n214** Charge à 100 % : **9,7 9** Tonnes Date : **9 mai 2013**

Palier de charge	Charge appliquée	Heure	Temps cumulé	Mesure des tassements avec comparateurs				Tassement moyen	Observations
				N1	N2	N3	N4		
[%]	[tonne]	[h:mn]	[h:mn]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
0%	0,00	12:00	0:00	0,00	0,20	0,12	0,82	0,29	
15%	1,47	12:01	0:01	0,38	0,01	0,92	1,08	0,60	
		12:02	0:02	0,38	0,01	0,92	1,08	0,60	
		12:03	0:03	0,38	0,01	0,92	1,08	0,60	
		12:04	0:04	0,38	0,01	0,92	1,08	0,60	
		12:05	0:05	0,38	0,01	0,92	1,08	0,60	
30%	2,94	12:06	0:06	0,43	0,07	1,02	1,17	0,67	
		12:07	0:07	0,43	0,07	1,02	1,17	0,67	
		12:08	0:08	0,43	0,07	1,02	1,17	0,67	
		12:09	0:09	0,43	0,07	1,02	1,17	0,67	
		12:10	0:10	0,43	0,07	1,02	1,17	0,67	
45%	4,41	12:11	0:11	0,54	0,17	1,14	1,31	0,79	
		12:12	0:12	0,55	0,18	1,14	1,31	0,80	
		12:13	0:13	0,55	0,18	1,15	1,32	0,80	
		12:14	0:14	0,55	0,18	1,15	1,32	0,80	
		12:15	0:15	0,55	0,18	1,15	1,32	0,80	
60%	5,87	12:16	0:16	0,73	0,31	1,34	1,56	0,99	
		12:17	0:17	0,75	0,32	1,36	1,58	1,00	
		12:18	0:18	0,76	0,34	1,36	1,58	1,01	
		12:19	0:19	0,76	0,34	1,36	1,60	1,02	
		12:20	0:20	0,76	0,34	1,36	1,60	1,02	
75%	7,34	12:21	0:21	1,12	0,58	1,66	1,97	1,33	
		12:22	0:22	1,13	0,59	1,67	1,99	1,35	
		12:23	0:23	1,15	0,61	1,69	2,01	1,37	
		12:24	0:24	1,16	0,62	1,70	2,02	1,38	
		12:25	0:25	1,17	0,63	1,70	2,03	1,38	
90%	8,81	12:26	0:26	1,51	0,95	2,06	2,40	1,73	
		12:27	0:27	1,54	0,98	2,08	2,42	1,76	
		12:28	0:28	1,56	1,00	2,10	2,44	1,78	
		12:29	0:29	1,58	1,02	2,12	2,45	1,79	
		12:30	0:30	1,58	1,02	2,12	2,46	1,80	

Colonne N° 3

PROJET : **REMBLAIS D'ACCES ANNABA** Chantier n° **121035**
 N° de colonne testée : **NE2 n°214** Charge à 100 % : **9,7 9** Tonnes Date : **9 mai 2013**

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h:mn]	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparateurs				Tassement moyen [mm]	Observations
				N°1 [mm]	N°2 [mm]	N°3 [mm]	N°4 [mm]		
105%	10,28	12:31	0:31	1,96	1,43	2,50	2,85	2,19	
		12:32	0:32	1,99	1,46	2,54	2,89	2,22	
		12:33	0:33	2,01	1,48	2,55	2,90	2,24	
		12:34	0:34	2,02	1,49	2,57	2,92	2,25	
		12:35	0:35	2,04	1,51	2,58	2,93	2,27	
120%	11,75	12:36	0:36	2,40	1,82	2,90	3,29	2,60	
		12:37	0:37	2,43	1,85	2,93	3,32	2,63	
		12:38	0:38	2,45	1,87	2,95	3,34	2,65	
		12:39	0:39	2,47	1,99	2,97	3,36	2,70	
		12:40	0:40	2,48	2,00	2,99	3,37	2,71	
135%	13,22	12:41	0:41	2,76	2,22	3,26	3,64	2,97	
		12:42	0:42	2,81	2,26	3,30	3,68	3,01	
		12:43	0:43	2,84	2,29	3,33	3,71	3,04	
		12:44	0:44	2,86	2,32	3,36	3,74	3,06	
		12:45	0:45	2,89	2,33	3,36	3,74	3,08	
150%	14,69	12:46	0:46	3,17	2,60	3,60	4,00	3,34	
		12:47	0:47	3,22	2,64	3,65	4,05	3,39	
		12:48	0:48	3,24	2,66	3,66	4,08	3,41	
		12:49	0:49	3,26	2,68	3,68	4,10	3,43	
		12:50	0:50	3,28	2,70	3,70	4,12	3,45	
0%	0,00	12:51	0:51	2,40	1,54	3,39	2,98	2,58	
		12:52	0:52	2,36	1,51	3,37	2,96	2,55	
		12:53	0:53	2,35	1,50	3,37	2,95	2,54	
		12:54	0:54	2,35	1,50	3,36	2,95	2,54	
		12:55	0:55	2,35	1,50	3,36	2,95	2,54	
		13:00	1:00	2,33	1,48	3,35	2,95	2,53	
		13:05	1:05	2,33	1,48	3,34	2,94	2,52	

Colonne N° 4

PROJET : **REMBLAIS D'ACCES ANNABA** Chantier n° **121035**N° de colonne testée : **NCD n°244** Charge à 100 % : **9,79** Tonnes Date : **8 mai 2013**

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h:mn]	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparimètres				Tassement moyen [mm]	Observations
				N1 [mm]	N2 [mm]	N3 [mm]	N4 [mm]		
0%	0,00	12:00	0:00	0,06	0,42	0,41	0,17	0,27	
15%	1,47	12:01	0:01	0,28	0,58	0,65	0,45	0,49	
		12:02	0:02	0,29	0,58	0,66	0,46	0,50	
		12:03	0:03	0,29	0,58	0,66	0,46	0,50	
		12:04	0:04	0,29	0,58	0,66	0,46	0,50	
		12:05	0:05	0,30	0,59	0,66	0,46	0,50	
30%	2,94	12:06	0:06	0,51	0,79	0,94	0,74	0,75	
		12:07	0:07	0,52	0,80	0,96	0,77	0,76	
		12:08	0:08	0,53	0,81	0,98	0,79	0,78	
		12:09	0:09	0,53	0,81	0,98	0,79	0,78	
		12:10	0:10	0,55	0,83	0,98	0,79	0,79	
45%	4,41	12:11	0:11	0,74	1,07	1,30	1,11	1,06	
		12:12	0:12	0,75	1,08	1,32	1,13	1,07	
		12:13	0:13	0,75	1,08	1,33	1,14	1,08	
		12:14	0:14	0,76	1,09	1,35	1,16	1,09	
		12:15	0:15	0,77	1,10	1,35	1,16	1,10	
60%	5,87	12:16	0:16	0,95	1,37	1,72	1,49	1,38	
		12:17	0:17	0,98	1,40	1,77	1,53	1,42	
		12:18	0:18	0,98	1,40	1,79	1,55	1,43	
		12:19	0:19	0,99	1,41	1,80	1,56	1,44	
		12:20	0:20	1,00	1,42	1,82	1,57	1,45	
75%	7,34	12:21	0:21	1,25	1,00	2,37	2,00	1,66	
		12:22	0:22	1,30	1,95	2,43	2,06	1,91	
		12:23	0:23	1,34	1,99	2,46	2,09	1,95	
		12:24	0:24	1,36	1,91	2,50	2,12	1,97	
		12:25	0:25	1,38	1,93	2,52	2,14	1,99	
90%	8,81	12:26	0:26	1,82	2,38	3,24	2,72	2,54	
		12:27	0:27	1,93	2,58	3,35	2,82	2,67	
		12:28	0:28	1,96	2,62	3,40	2,87	2,71	
		12:29	0:29	1,98	2,64	3,42	2,89	2,73	
		12:30	0:30	2,01	2,67	3,46	2,94	2,77	

Colonne N° 4

PROJET : **REMBLAIS D'ACCES ANNABA** Chantier n° **121035**N° de colonne testée : **NCD n°244** Charge à 100 % : **9,79** Tonnes Date : **8 mai 2013**

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h:mn]	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparimètres				Tassement moyen [mm]	Observations
				N1 [mm]	N2 [mm]	N3 [mm]	N4 [mm]		
105%	10,28	12:31	0:31	2,62	3,41	4,30	3,64	3,49	
		12:32	0:32	2,71	3,49	4,38	3,72	3,58	
		12:33	0:33	2,75	3,52	4,43	3,77	3,62	
		12:34	0:34	2,81	3,58	4,46	3,80	3,66	
		12:35	0:35	2,84	3,61	4,50	3,85	3,70	
120%	11,75	12:36	0:36	3,36	4,22	5,20	4,47	4,31	
		12:37	0:37	3,46	4,33	5,30	4,56	4,41	
		12:38	0:38	3,54	4,40	5,38	4,63	4,49	
		12:39	0:39	3,58	4,46	5,44	4,68	4,54	
		12:40	0:40	3,68	4,53	5,48	4,72	4,60	
135%	13,22	12:41	0:41	4,21	5,12	6,09	5,30	5,18	
		12:42	0:42	4,36	5,27	6,24	5,45	5,33	
		12:43	0:43	4,42	5,34	6,33	5,52	5,40	
		12:44	0:44	4,46	5,39	6,40	5,58	5,46	
		12:45	0:45	4,51	5,43	6,44	5,62	5,50	
150%	14,69	12:46	0:46	4,98	5,99	7,06	6,19	6,06	
		12:47	0:47	5,08	6,08	7,19	6,30	6,16	
		12:48	0:48	5,14	6,17	7,28	6,38	6,24	
		12:49	0:49	5,24	6,27	7,37	6,45	6,33	
		12:50	0:50	5,30	6,32	7,42	6,49	6,38	
0%	0,00	12:51	0:51	3,15	4,34	6,52	5,43	4,86	
		12:52	0:52	3,10	4,29	6,50	5,40	4,82	
		12:53	0:53	3,07	4,27	6,48	5,38	4,80	
		12:54	0:54	3,05	4,25	6,47	5,35	4,78	
		12:55	0:55	3,05	4,25	6,47	5,35	4,78	
		13:00	1:00	3,04	4,25	6,44	5,33	4,77	
		13:05	1:05	3,03	4,25	6,43	5,32	4,76	

Colonne N° 5

PROJET : **REMBLAIS D'ACCES ANNABA** Chantier n° **121035**
 N° de colonne testée : **SD n°56** Charge à 100 % : **9,8** Tonnes Date : **12 mai 2013**

Pailleur de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h:mn]	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparimètres				Tassement moyen [mm]	Observations
				N°1 [mm]	N°2 [mm]	N°3 [mm]	N°4 [mm]		
0%	0,00	12:00	0:00	0,02	0,02	0,17	1,20	0,35	
15%	1,47	12:01	0:01	0,11	0,19	0,20	1,46	0,49	
		12:02	0:02	0,11	0,19	0,20	1,46	0,49	
		12:03	0:03	0,11	0,19	0,20	1,46	0,49	
		12:04	0:04	0,11	0,19	0,20	1,46	0,49	
		12:05	0:05	0,11	0,20	0,20	1,46	0,49	
30%	2,94	12:06	0:06	0,22	0,38	0,33	1,56	0,63	
		12:07	0:07	0,22	0,38	0,34	1,56	0,63	
		12:08	0:08	0,22	0,38	0,34	1,56	0,63	
		12:09	0:09	0,23	0,39	0,34	1,59	0,64	
		12:10	0:10	0,23	0,39	0,34	1,59	0,64	
45%	4,41	12:11	0:11	0,33	0,55	0,51	1,75	0,79	
		12:12	0:12	0,34	0,56	0,52	1,76	0,80	
		12:13	0:13	0,34	0,56	0,53	1,77	0,80	
		12:14	0:14	0,34	0,56	0,54	1,78	0,81	
		12:15	0:15	0,35	0,56	0,54	1,78	0,81	
60%	5,87	12:16	0:16	0,45	0,71	0,78	2,02	0,99	
		12:17	0:17	0,46	0,73	0,80	2,04	1,01	
		12:18	0:18	0,47	0,73	0,81	2,05	1,02	
		12:19	0:19	0,47	0,73	0,81	2,05	1,02	
		12:20	0:20	0,47	0,73	0,82	2,07	1,02	
75%	7,34	12:21	0:21	0,65	0,95	1,10	2,36	1,27	
		12:22	0:22	0,67	0,97	1,12	2,41	1,29	
		12:23	0:23	0,68	0,98	1,13	2,43	1,31	
		12:24	0:24	0,69	0,99	1,13	2,43	1,31	
		12:25	0:25	0,69	0,99	1,14	2,44	1,32	
90%	8,81	12:26	0:26	0,89	1,25	1,42	2,70	1,57	
		12:27	0:27	0,93	1,29	1,44	2,74	1,60	
		12:28	0:28	0,94	1,30	1,45	2,75	1,61	
		12:29	0:29	0,95	1,31	1,46	2,76	1,62	
		12:30	0:30	0,96	1,32	1,47	2,77	1,63	

Colonne N° 5

PROJET : **REMBLAIS D'ACCES ANNABA** Chantier n° **121035**
 N° de colonne testée : **SD n°56** Charge à 100 % : **9,8** Tonnes Date : **12 mai 2013**

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h:mn]	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparimètres				Tassement moyen [mm]	Observations
				N1 [mm]	N2 [mm]	N3 [mm]	N4 [mm]		
105%	10,28	12:31	0:31	1,22	1,62	1,75	3,09	1,92	
		12:32	0:32	1,25	1,65	1,78	3,12	1,95	
		12:33	0:33	1,26	1,66	1,80	3,14	1,97	
		12:34	0:34	1,28	1,68	1,81	3,15	1,98	
		12:35	0:35	1,29	1,69	1,82	3,17	1,99	
120%	11,75	12:36	0:36	1,49	1,94	2,05	3,38	2,22	
		12:37	0:37	1,52	1,97	2,08	3,41	2,25	
		12:38	0:38	1,55	1,99	2,10	3,44	2,27	
		12:39	0:39	1,55	2,00	2,11	3,45	2,28	
		12:40	0:40	1,56	2,01	2,12	3,46	2,29	
135%	13,22	12:41	0:41	1,74	2,16	2,34	3,66	2,48	
		12:42	0:42	1,83	2,34	2,39	3,76	2,58	
		12:43	0:43	1,85	2,36	2,41	3,78	2,60	
		12:44	0:44	1,86	2,38	2,43	3,80	2,62	
		12:45	0:45	1,87	2,39	2,43	3,80	2,62	
150%	14,69	12:46	0:46	2,01	2,57	2,58	3,90	2,77	
		12:47	0:47	2,04	2,60	2,64	3,96	2,82	
		12:48	0:48	2,07	2,63	2,64	4,00	2,84	
		12:49	0:49	2,08	2,64	2,64	4,00	2,84	
		12:50	0:50	2,09	2,65	2,67	4,03	2,86	
0%	0,00	12:51	0:51	1,24	1,14	1,74	4,03	2,04	
		12:52	0:52	1,23	1,14	1,72	4,03	2,03	
		12:53	0:53	1,22	1,13	1,72	4,03	2,03	
		12:54	0:54	1,22	1,12	1,72	4,03	2,02	
		12:55	0:55	1,20	1,10	1,71	4,03	2,01	
		13:00	1:00	1,19	1,09	1,71	4,03	2,01	
		13:05	1:05	1,19	1,09	1,69	4,03	2,00	

Colonne N° 6

PROJET : **REMBLAIS D'ACCES ANNABA** Chantier n° **121035**
 N° de colonne testée : **SC n°284** Charge à 100 % : **9,79** Tonnes Date : **11 mai 2013**

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h:mn]	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparateurs				Tassement moyen [mm]	Observations
				N°1 [mm]	N°2 [mm]	N°3 [mm]	N°4 [mm]		
0%	0,00	12:00	0:00	0,40	0,00	0,15	0,55	0,28	
15%	1,47	12:01	0:01	0,54	0,16	0,38	0,67	0,44	
		12:02	0:02	0,54	0,17	0,38	0,67	0,44	
		12:03	0:03	0,54	0,17	0,38	0,67	0,44	
		12:04	0:04	0,55	0,17	0,38	0,67	0,44	
		12:05	0:05	0,55	0,18	0,38	0,67	0,45	
30%	2,94	12:06	0:06	0,66	0,35	0,51	0,74	0,57	
		12:07	0:07	0,67	0,36	0,51	0,74	0,57	
		12:08	0:08	0,67	0,36	0,51	0,74	0,57	
		12:09	0:09	0,67	0,36	0,51	0,74	0,57	
		12:10	0:10	0,67	0,36	0,51	0,74	0,57	
45%	4,41	12:11	0:11	1,04	0,81	0,72	0,82	0,85	
		12:12	0:12	1,07	0,84	0,72	0,82	0,86	
		12:13	0:13	1,08	0,85	0,73	0,82	0,87	
		12:14	0:14	1,08	0,85	0,73	0,82	0,87	
		12:15	0:15	1,09	0,86	0,73	0,82	0,88	
60%	5,87	12:16	0:16	1,62	1,56	1,12	1,12	1,36	
		12:17	0:17	1,65	1,58	1,12	1,14	1,37	
		12:18	0:18	1,67	1,60	1,15	1,15	1,39	
		12:19	0:19	1,69	1,62	1,16	1,17	1,41	
		12:20	0:20	1,70	1,63	1,18	1,18	1,42	
75%	7,34	12:21	0:21	2,21	2,24	1,66	1,51	1,91	
		12:22	0:22	2,24	2,27	1,67	1,54	1,93	
		12:23	0:23	2,26	2,29	1,69	1,57	1,95	
		12:24	0:24	2,28	2,31	1,70	1,60	1,97	
		12:25	0:25	2,30	2,33	1,70	1,61	1,99	
90%	8,81	12:26	0:26	2,73	2,91	2,10	1,92	2,42	
		12:27	0:27	2,77	2,95	2,13	1,95	2,45	
		12:28	0:28	2,81	2,99	2,18	1,96	2,46	
		12:29	0:29	2,82	3,00	2,20	1,97	2,50	
		12:30	0:30	2,83	3,01	2,21	1,98	2,51	

Colonne N° 6

PROJET : **REMBLAIS D'ACCES ANNABA** Chantier n° **121035**N° de colonne testée : **SC n284** Charge à 100 % : **9,79** Tonnes Date : **11 mai 2013**

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h.mn]	Temps cumulé [h.mn]	Mesure des tassements avec comparimètres				Tassement moyen [mm]	Observations
				N1 [mm]	N2 [mm]	N3 [mm]	N4 [mm]		
105%	10,28	12:31	0:31	3,22	3,52	2,57	2,25	2,89	
		12:32	0:32	3,26	3,56	2,60	2,31	2,93	
		12:33	0:33	3,29	3,59	2,64	2,34	2,97	
		12:34	0:34	3,31	3,61	2,65	2,35	2,98	
		12:35	0:35	3,34	3,69	2,67	2,38	3,02	
120%	11,75	12:36	0:36	3,64	4,05	2,96	2,57	3,31	
		12:37	0:37	3,69	4,11	3,00	2,61	3,35	
		12:38	0:38	3,71	4,14	3,04	2,64	3,38	
		12:39	0:39	3,73	4,16	3,05	2,65	3,40	
		12:40	0:40	3,74	4,17	3,07	2,67	3,41	
135%	13,22	12:41	0:41	4,00	4,51	3,31	2,84	3,67	
		12:42	0:42	4,04	4,55	3,35	2,87	3,70	
		12:43	0:43	4,07	4,58	3,37	2,90	3,73	
		12:44	0:44	4,09	4,60	3,39	2,91	3,75	
		12:45	0:45	4,11	4,62	3,41	2,94	3,77	
150%	14,69	12:46	0:46	4,33	4,95	3,65	3,06	4,00	
		12:47	0:47	4,38	5,00	3,71	3,12	4,05	
		12:48	0:48	4,42	5,04	3,74	3,15	4,09	
		12:49	0:49	4,45	5,08	3,80	3,22	4,14	
		12:50	0:50	4,47	5,11	3,82	3,24	4,16	
0%	0,00	12:51	0:51	3,60	4,64	2,39	2,37	3,25	
		12:52	0:52	3,58	4,62	2,37	2,35	3,23	
		12:53	0:53	3,57	4,61	2,35	2,34	3,22	
		12:54	0:54	3,56	4,60	2,33	2,34	3,21	
		12:55	0:55	3,56	4,60	2,33	2,32	3,20	
		13:00	1:00	3,53	4,57	2,30	2,29	3,17	
		13:05	1:05	3,52	4,56	2,30	2,28	3,17	

Colonne N° 7

PROJET : **REMBLAIS D'ACCES ANNABA** Chantier n° **121035**
 N° de colonne testée : **SE n°1** Charge à 100 % : **9,8** Tonnes Date : **12 mai 2013**

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h:mn]	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparimètres				Tassement moyen [mm]	Observations
				N1 [mm]	N2 [mm]	N3 [mm]	N4 [mm]		
0%	0,00	12:00	0:00	0,75	0,15	0,05	0,20	0,29	
15%	1,47	12:01	0:01	0,99	0,37	0,26	0,45	0,52	
		12:02	0:02	0,99	0,37	0,27	0,46	0,52	
		12:03	0:03	1,00	0,38	0,27	0,46	0,53	
		12:04	0:04	1,00	0,38	0,27	0,46	0,53	
		12:05	0:05	1,00	0,38	0,27	0,46	0,53	
30%	2,94	12:06	0:06	1,30	0,62	0,50	0,72	0,79	
		12:07	0:07	1,31	0,63	0,51	0,73	0,80	
		12:08	0:08	1,31	0,63	0,51	0,73	0,80	
		12:09	0:09	1,32	0,64	0,52	0,74	0,81	
		12:10	0:10	1,33	0,65	0,53	0,75	0,82	
45%	4,41	12:11	0:11	1,77	1,04	0,84	1,14	1,20	
		12:12	0:12	1,79	1,05	0,85	1,15	1,21	
		12:13	0:13	1,81	1,07	0,87	1,17	1,23	
		12:14	0:14	1,82	1,08	0,88	1,17	1,24	
		12:15	0:15	1,83	1,08	0,89	1,19	1,25	
60%	5,87	12:16	0:16	2,34	1,45	1,18	1,59	1,64	
		12:17	0:17	2,38	1,48	1,20	1,62	1,67	
		12:18	0:18	2,42	1,50	1,21	1,64	1,69	
		12:19	0:19	2,43	1,51	1,22	1,65	1,70	
		12:20	0:20	2,45	1,53	1,24	1,67	1,72	
75%	7,34	12:21	0:21	3,14	2,24	1,59	2,18	2,29	
		12:22	0:22	3,19	2,27	1,61	2,21	2,32	
		12:23	0:23	3,22	2,29	1,64	2,26	2,35	
		12:24	0:24	3,26	2,31	1,65	2,27	2,37	
		12:25	0:25	3,28	2,33	1,66	2,28	2,39	
90%	8,81	12:26	0:26	3,91	2,62	1,99	2,71	2,81	
		12:27	0:27	3,96	2,64	2,01	2,74	2,84	
		12:28	0:28	4,02	2,71	2,05	2,78	2,89	
		12:29	0:29	4,09	2,77	2,10	2,83	2,95	
		12:30	0:30	4,15	2,83	2,12	2,87	2,99	

Colonne N° 7

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h:mn]	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparateurs				Tassement moyen [mm]	Observations
				N1 [mm]	N2 [mm]	N3 [mm]	N4 [mm]		
105%	10,28	12:31	0:31	5,12	3,64	2,66	3,52	3,74	
		12:32	0:32	5,26	3,74	2,72	3,60	3,83	
		12:33	0:33	5,32	3,81	2,75	3,64	3,88	
		12:34	0:34	5,36	3,85	2,78	3,67	3,92	
		12:35	0:35	5,39	3,88	2,80	3,69	3,94	
120%	11,75	12:36	0:36	6,11	4,50	3,18	4,15	4,49	
		12:37	0:37	6,23	4,60	3,26	4,24	4,58	
		12:38	0:38	6,30	4,65	3,30	4,28	4,63	
		12:39	0:39	6,34	4,70	3,34	4,32	4,68	
		12:40	0:40	6,39	4,75	3,36	4,35	4,71	
135%	13,22	12:41	0:41	7,05	5,34	3,71	4,77	5,22	
		12:42	0:42	7,15	5,44	3,78	4,84	5,30	
		12:43	0:43	7,25	5,52	3,81	4,90	5,37	
		12:44	0:44	7,30	5,56	3,84	4,92	5,41	
		12:45	0:45	7,33	5,58	3,86	4,95	5,43	
150%	14,69	12:46	0:46	7,96	6,18	4,20	5,34	5,92	
		12:47	0:47	8,11	6,32	4,27	5,43	6,03	
		12:48	0:48	8,20	6,40	4,32	5,48	6,10	
		12:49	0:49	8,26	6,44	4,35	5,51	6,14	
		12:50	0:50	8,30	6,48	4,40	5,54	6,18	
0%	0,00	12:51	0:51	7,62	5,35	2,52	3,65	4,79	
		12:52	0:52	7,58	5,29	2,47	3,60	4,74	
		12:53	0:53	7,55	5,27	2,45	3,57	4,71	
		12:54	0:54	7,52	5,24	2,43	3,55	4,69	
		12:55	0:55	7,51	5,23	2,41	3,53	4,67	
		13:00	1:00	7,45	5,17	2,36	3,48	4,62	
		13:05	1:05	7,43	5,15	2,34	3,45	4,59	