

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil
Laboratoire Construction et Environnement
Mémoire de projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Dimensionnement d'une fondation spéciale sur sol renforcé

Réalisé par :
Anis KHEFFACHE
Nassr Eddine OUKACI

Sous la direction de Prof. Smain BELKACEMI
Soutenue publiquement le 06/07/2019

Composition du Jury :

Président	M. Abderrahim BALI,	Pr	ENP
Rapporteur/ Promoteur	M. Smain BELKACEMI,	Pr	ENP
Examineur	M. Mustapha DEMIDEM,	M.A.A	ENP
Examineur	M. Ramdane BOUTEMEUR,	M.A.A	ENP

ENP 2019

Ecole Nationale Polytechnique : 10 Rue des Frères OUDEK, El-Harrach 16200 Alger (Algérie)

Tel : +213 21 52 53 01/03 - Fax : +213 21 59 29 73 – Web : <http://www.enp.edu.dz/>

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil
Laboratoire Construction et Environnement
Mémoire de projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Dimensionnement d'une fondation spéciale sur sol renforcé

Réalisé par :
Anis KHEFFACHE
Nassr Eddine OUKACI

Sous la direction de Prof. Smain BELKACEMI
Présentée et soutenue publiquement le 06/07/2019

Composition du Jury :

Président	M. Abderrahim BALI,	Pr	ENP
Rapporteur/ Promoteur	M. Smain BELKACEMI,	Pr	ENP
Examineur	M. Mustapha DEMIDEM,	M.A.A	ENP
Examineur	M. Ramdane BOUTEMEUR,	M.A.A	ENP

ENP 2019

Ecole Nationale Polytechnique : 10 Rue des Frères OUDEK, El-Harrach 16200 Alger (Algérie)

Tel : +213 21 52 53 01/03 - Fax : +213 21 59 29 73 – Web : <http://www.enp.edu.dz/>

Dédicace

On dédie ce travail à nos chers parents et grands parents

A nos familles,

A nos frères et sœurs,

A nos amis

Et à tous ceux qui ont fait confiance à nos capacités
pendant notre parcours.

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à exprimer notre reconnaissance envers les membres du jury, dont la renommée et la qualité scientifique honorent grandement ce travail :

Nous tenons à exprimer toute notre gratitude au rapporteur Professeur S. Belkacemi pour avoir proposé le sujet sur lequel nous avons travaillé, et pour avoir assuré la direction et l'encadrement du travail présenté dans ce mémoire.

Monsieur le Professeur A. Bali, Professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique pour nous avoir fait l'honneur de présider le jury de notre thèse.

Messieurs M. Demidem et R. Boutemeur, Enseignants à l'Ecole Nationale Polytechnique pour nous avoir fait l'honneur d'être examinateurs de ce travail.

Nos remerciements s'adressent aussi à tous les enseignants et à tous l'encadrement de notre département, et le personnel auxiliaire notamment l'ingénieur de laboratoire et la secrétaire du département.

Comme nous tenons également à remercier nos camarades de notre promotion 2016/2019 pour tout leur encouragement et le soutien moral qu'ils nous ont apporté tout au long de notre cursus universitaire.

ملخص

يعد تسيل التربة أحد أهم الظواهر المتعلقة بالهندسة الجيوتقنية، من حيث تشوه التربة و الأضرار الهيكلية التي تسببها. فهو يحدث تحت الضغط الرتبيبي أو الدوري، مثل الهزات الزلزالية. يولد هذا ضغطا إيجابيا في التربة المشبعة الغير متماسكة، مما يؤدي إلى فقدان الضغط الفعال و بالتالي فقدان قوة القص في التربة.

نقدم في هذا العمل حوصلة تجمع بحوث حول ظاهرة التسيل، اختبار إدخال مخروط في التربة و الأعمدة الحجري كوسيلة لتخفيف ضغط المياه داخل التربة و تحسين أدائها الميكانيكي. تم استعمال نتائج الاختبار من أجل تقييم مخاطر تسيل التربة و ضمان قدرة تحمل أمنة.

تم تصميم أساس خاص لمولد التوربو، و ذلك بأخذ بعين الاعتبار التحسين الذي أحدثناه في التربة و المعايير المفروضة من طرف المصنع.

الكلمات المفتاحية : التسيل، الزلازل، قدرة التحمل، الدراسة الديناميكية، الحالة الثابتة، CPT.

Abstract

Soil liquefaction is one of the most important phenomenons related to geotechnical engineering, in terms of soil deformation and structural damage. It occurs under monotonic or cyclic solicitations, such as seismic excitations. These solicitations generates positive pore water pressure in saturated, cohesionless soils, that causes a loss of effective stress and thereby, a loss of shear strength of the soil.

A state of the art related to soil liquefaction, CPT test and stone column as a way of liquefaction mitigation and soil improvement is presented in this work. CPT results were used to evaluate the soil's liquefaction risk. Stone columns were mainly designed to mitigate liquefaction, and to ensure a safe bearing capacity of the soil.

A special foundation for turbo generator, supported by improved soil was designed using the constructor's design criteria.

Key words: liquefaction, earthquake, CPT, bearing capacity, dynamic study, stationary state.

Résumé

La liquéfaction est l'un des phénomènes géotechnique les plus importants en termes de déformations sol et de dégâts induits. Ce phénomène complexe se produit sous sollicitations monotones ou cycliques – particulièrement lors des séismes. Ces sollicitations génèrent des pressions interstitielles positives dans un matériau pulvérulent saturé contractant ; cette dernière réduit la contrainte effective et par conséquence induit une perte de résistance au cisaillement.

Une synthèse bibliographique relative à la liquéfaction, à l'essai CPT et au dimensionnement des colonnes ballastées comme solution de traitement anti liquéfaction et d'amélioration de portance du sol est présentée. Les résultats de l'essai CPT ont permis d'évaluer le risque de liquéfaction de notre sol. Les colonnes ballastées ont été dimensionnées en visant comme objectif la réduction du risque de liquéfaction et l'amélioration de la portance du sol.

Une fondation spéciale, sur laquelle repose un turbo générateur d'une centrale électrique, elle-même reposant sur un sol renforcé a été dimensionnée pour satisfaire les exigences de l'équipementier.

Mots clés : Liquéfaction, Séisme, CPT, Portance, Etude dynamique, Etat stationnaire.

Table des matières

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Liste des abréviations	
Introduction générale.....	18
Chapitre 1 : La liquéfaction.....	19
1.1. Introduction.....	20
1.2. Phénomènes liés à la liquéfaction.....	20
1.3. Evaluation des dangers de liquéfaction.....	20
1.4. Susceptibilité de liquéfaction.....	21
1.4.5. Critères historiques.....	21
1.4.6. Critères géologiques.....	21
1.4.7. Critères de composition.....	22
1.4.7.1. Indice de vide critique.....	22
1.4.7.2. Déformation à l'état stationnaire.....	23
1.4.7.3. Paramètre d'Etat.....	25
1.5. Évaluation de l'initiation de la liquéfaction.....	26
1.6. Les effets de la liquéfaction.....	27
1.6.1. Altération du mouvement du sol.....	28
1.6.2. Développement de furoncles de sable.....	30
1.6.3. Le Tassement.....	32
1.7. Conclusion.....	32
Chapitre 2 : Essai CPT.....	33
2.1. Introduction :.....	34
2.1.1. Définition.....	34
2.1.2. Interprétation du CPT.....	35
2.1.3. Profil du sol et type de sol.....	35
2.1.3.1. Graphiques SBT non normalisés.....	35
2.1.3.2. Graphiques SBTn normalisés.....	35
2.1.4. Applications des résultats du CPT.....	36
2.2. CPT pour la liquéfaction.....	37
2.2.1. Évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction.....	38
2.2.2. Évaluation du déclenchement de la liquéfaction.....	39
2.2.2.1. Matériaux semblables au sable.....	39
2.3. Conclusion.....	43
Chapitre 3 : Traitement de sol par colonnes ballastées.....	44
3.1. Introduction.....	45
3.2. Capacité portante du sol amélioré par colonnes ballastées.....	45
3.2.1. Cellule unitaire (colonne isolée).....	45
3.2.2. Groupe de colonnes ballastées.....	48

3.3. Tassement du sol amélioré par colonnes ballastées.....	50
3.3.1. Estimation du tassement	50
3.3.2. Méthode de Priebe	51
3.3.2.1. Hypothèses de la méthode de Priebe	51
3.3.2.2. Facteur d'amélioration	51
3.3.3. Méthode de réduction des charges (Aboshi& Al 1979)	52
3.4. Consolidation du sol	54
3.4.1. Solution de Barron 1948	54
3.4.1.1. Hypothèses de la méthode de Barron.....	55
3.4.1.2. Développement théorique	55
3.4.2. Méthode simplifiée (Jie Han ,2001)	56
3.4.2.1. Hypothèses de la méthode simplifiée	56
3.4.2.2. Développement théorique	57
3.5. La liquéfaction.....	60
3.5.1. Diminution du rapport de pression interstitielle	61
3.5.1.1. FEQDrain.....	62
3.5.1.2. Conditions aux limites en surface.....	63
3.5.1.3. Les données d'entrée	63
3.6. Diminution des sollicitations sismiques	63
3.7. Conclusion :.....	66
Chapitre 4 : Traitement des données de l'essai CPT	67
4.1. Introduction	68
4.2. Caractéristiques principales	68
4.3. Données de l'essai CPT	69
4.4. Introduction des données dans le logiciel Cliq et interprétation	70
4.4.1. Introduction des données	70
4.4.2. Définition des paramètres de calcul de CPT et de liquéfaction	71
4.4.2.1. Paramètres généraux	71
4.4.3. Résultats.....	72
4.4.4. Interprétation des résultats graphiques	77
4.5. Conclusion.....	84
Chapitre 5 : Dimensionnement.....	85
5.1. Introduction	86
5.2. Etapes du pré-dimensionnement des colonnes	86
5.3. Pré-dimensionnement des fondations	86
5.3.1. Rayon et espacement des colonnes	86
5.3.2. Hauteur de la colonne	86
5.3.3. Maillage	87
5.3.4. Radier.....	87
5.3.5. Charges appliquées	87
5.4. Capacité portante	88
5.4.1. Capacité portante sans colonnes ballastées à partir de l'essai CPT.....	88
5.4.2. Estimation numérique de la Capacité portante du sol sans colonnes	89
5.4.2.1. Axisymétrique.....	89

5.4.2.2. Modèle déformations planes (groupe)	95
5.4.2.3. Calcul 3D (Groupe)	97
5.4.2.4. Commentaire des résultats du calcul de la capacité portante pour un sol sans amélioration	100
5.4.3. Capacité portante du sol avec colonnes ballastées.....	101
5.4.4. Estimation analytique de la capacité portante du sol avec colonnes ballastées..	101
5.4.4.1. Capacité portante de la cellule unitaire (isolée).....	101
5.4.4.2. Capacité portante d'un groupe de colonnes.....	101
5.4.5. Estimation numérique de la capacité portante avec amélioration.....	102
5.4.5.1. Cellule unitaire (axisymétrique)	102
5.4.5.2. Modélisation déformations planes (groupe)	105
5.4.5.3. Modélisation 3D (groupe de colonnes).....	107
5.4.5.4. Commentaire des résultats du sol avec amélioration.....	110
5.5. Tassement	111
5.5.1. Méthodes de calcul	111
5.5.2. Tassement du sol sans amélioration.....	111
5.5.2.1. Cellule unitaire.....	111
5.5.2.2. Modèle déformations planes (groupe)	112
5.5.2.3. Modélisation 3D (groupe).....	113
5.5.3. Calcul du tassement du sol avec colonnes	114
5.5.3.1. Méthode de Priebe	115
5.5.3.2. Cellule unitaire.....	115
5.5.3.3. Déformations planes (groupe)	116
5.5.3.4. Modélisation 3D (Groupe).....	118
5.5.4. Résultats.....	119
5.6. Consolidation.....	120
5.6.1. Consolidation du sol non amélioré	120
5.6.1.1. Cellule unitaire.....	120
5.6.1.2. Modèle 3D (Groupe).....	122
5.6.1.3. Commentaire des résultats des simulations de la consolidation du sol non amélioré	123
5.6.2. Consolidation du sol amélioré	123
5.6.2.1. Cellule unitaire (axisymétrique)	123
5.6.2.2. Consolidation 3D (groupe)	124
5.6.3. Résultats.....	125
5.7. Traitement anti-liquéfaction	126
5.7.1. Réduction des sollicitations sismiques	126
5.7.2. Limitation du rapport de pression interstitielle ru.....	128
5.8. Redimensionnement vis-à-vis la liquéfaction.....	130
5.8.1. Réduction des sollicitations sismiques	130
5.8.2. Limitation du rapport de pression interstitielle ru.....	131
5.9. Conclusion :.....	131
Chapitre 6 : Analyse dynamique	132
6.1. Introduction	133

6.2. Analyse modale	133
6.3. Analyse en vibrations forcés.....	133
6.4. Analyse en vibration forcé en utilisant STAAD.Pro :	135
6.5. Résultats de l'analyse	136
6.5.1. Sans amélioration :.....	136
6.5.1.1. Analyse modale.....	136
6.5.1.2. Analyse en vibration forcée	137
6.5.2. Avec amélioration :.....	137
6.5.2.1. Analyse modale :	138
6.5.2.2. Analyse en vibration forcée	138
6.6. Conclusion :.....	139
Conclusion Générale.....	140
Références bibliographique	141

Liste des tableaux :

Tableau 2.1.4-1 : Applicabilité perçue du CPT / CPTU à divers problèmes de conception directs (guide CPT).....	37
Tableau 4.3-1 : données de l'essai CPT	69
Tableau 4.4-1 : données à introduire dans le logiciel Cliq	70
Tableau 4.4-2 : résultats issus du logiciel Cliq.....	72
Tableau 4.4-3 : résultats issus du logiciel Cliq.....	73
Tableau 4.4-4 : résultats issus du logiciel Cliq.....	74
Tableau 4.4-5 : résultats issus du logiciel Cliq.....	75
Tableau 4.4-6 : résultats issus du logiciel Cliq.....	76
Tableau 5.3-1 : paramètres du matériau constituant la colonne	86
Tableau 5.3-2 : dimensions du radier	87
Tableau 5.4-1 : Caractéristiques de la couche de sol.....	88
Tableau 5.4-2 : caractéristiques de la cellule.....	88
Tableau 5.4-3 : capacité portante du sol.....	89
Tableau 5.4-4 : capacité portante, facteur de sécurité	89
Tableau 5.4-5 : résultats de la simulation	94
Tableau 5.4-6 : résultats de la simulation	95
Tableau 5.4-7 : résultats simulation 3D du sol non amélioré	98
Tableau 5.4-8 : calcul analytique de la capacité.....	102
Tableau 5.4-9 : données de la colonne	102
Tableau 5.4-10 : résultats de la simulation	103
Tableau 5.4-11 : résultats de la simulation	105
Tableau 5.4-12 : résultats de la simulation	106
Tableau 5.4-13 : résultats de la simulation	107
Tableau 5.4-14 : résultats des différentes simulations.....	110
Tableau 5.4-15 : facteur d'amélioration de la capacité portante	110
Tableau 5.5-1 : dimensions de la colonne	114
Tableau 5.5-2 : résultats de la simulation numérique.....	119
Tableau 5.6-1 : les données de la cellule	120
Tableau 5.6-2 : perméabilité du sol	120
Tableau 5.6-3 : charges appliqués à la fondation	121
Tableau 5.6-4 : résultats des simulations.....	125
Tableau 5.7-1 : dimensions de la cellule	126
Tableau 5.7-2 : caractéristiques de la cellule.....	126
Tableau 5.7-3 : nouvelles caractéristiques d'une colonne ballastée	128
Tableau 5.7-4 : dimensions des colonnes	130
Tableau 5.8-1 : dimensions finales des colonnes	131

Liste des figures :

Figure 1.4-1 : Relation entre la distance épacentrale limite des sites où la liquéfaction a été observée et la magnitude du moment pour les tremblements de terre peu profonds.....	21
Figure 1.4-2 : (a) courbes de contrainte-déformation et (b) courbes du rapport contrainte- vide pour les sables lâches et denses à la même pression de confinement effective.....	22
Figure 1.4-3 : Utilisation de la ligne CVR comme limite entre les états contractifs lâches et les états délatifs denses.	22
Figure 1.4-4 : Comportement d'échantillons initialement lâches et denses dans des conditions drainées et non drainées pour (a) des échelles de pression de confinement arithmétique et (b) logarithmique efficace.	23
Figure 1.4-5 : Utilisation de la ligne CVR comme frontière entre les états initiaux qui sont et ne sont pas sensibles à la liquéfaction de l'écoulement.	23
Figure 1.4-6 : Liquéfaction, liquéfaction limitée et dilatation dans les essais de charge monotone.	24
Figure 1.4-7 : Ligne tridimensionnelle en régime permanent montrant les projections sur le plan $e-\tau$, le plan $e-\sigma'$ et le plan $\tau-\sigma$. Un tracé similaire peut être développé en utilisant les paramètres de la trajectoire de contrainte q et p' au lieu de τ et σ'	24
Figure 1.4-8 : La proportionnalité de S_{su} to σ_{3c} produit des lignes de confinement efficaces et basées sur la force et sur la pression, avec des pentes identiques.....	25
Figure 1.4-9 : critères de sensibilité à la liquéfaction des flux.	25
Figure 1.4-10 : Paramètre d'état.....	26
Figure 1.4-11 : Processus par quelle zone de liquéfaction est identifié.	26
Figure 1.4-12 : Relation entre la pression résiduelle dans les pores en excès et le facteur de sécurité contre la liquéfaction pour les sites de nivellement. (After Marcuson et Hynes, 1990.).....	27
Figure 1.6-1 : Contours de probabilité égale de liquéfaction pour (a) du sable propre (moins de 12% de fines) et (b) des sables limoneux (plus de 12% de fines).	28
Figure 1.6.1-1 : Accélérogramme à partir du site près d'un immeuble à appartements reposant sur un sol liquéfiable lors du séisme de 1964 à Niigata. (D'après Aki, 1988.).....	29
Figure 1.6.1-2 : Effets potentiels de la liquéfaction sous la surface sur les fondations sur pieux.	29
Figure 1.6.1-3 : Oscillation du sol (a) avant et (b) après le séisme. (Après Youd, 1984b.)	29
Figure 1.6.2-1 : évaluation de l'épaisseur de la couche	31
Figure 1.6.2-2 : Formation des intercalaires d'eau dans les tests sur table vibrante de Liu et Qiao (1984).....	32
Figure 2.1.3-1 : Diagramme normalisé de type de comportement du sol (SBTn) du CPT, Q_t - F utilisant des descripteurs généraux du comportement du sol pour les grandes déformations	36
Figure 2.2-1 : Critères de susceptibilité à la liquéfaction (d'après Bray et Sancio, 2006)...	38
Figure 2.2-2 : Rapport de résistance cyclique (CRR7.5) de la résistance au cône équivalente au sable propre normalisée CPT (Q_{tn} , cs) (mis à jour par Robertson, 2009) ..	40
Figure 2.2-3 : Organigramme pour évaluer le rapport de résistance cyclique (CRR7.5) du CPT (d'après Robertson, 2009).....	42

Figure 3.2-1 : les différents modes de rupture des colonnes ballastées.....	45
Figure 3.2-2 : mode de rupture suivant Brauns	46
Figure 3.2-3 : résultats des expérimentations	48
Figure 3.2-4 : facteurs de l'expansion de la cavité.....	49
Figure 3.2-5 : surface de rupture	50
Figure 3.3-1 : facteur d'amélioration de Priebe.....	52
Figure 3.3-2 : facteur de concentration des contraintes.....	54
Figure 3.4-1 : représentation de la cellule unitaire	57
Figure 3.4-2 : cellule unitaire, consolidation.....	60
Figure 3.5-1 : installation des colonnes ballastées	61
Figure 3.5-2 : conditions aux limites	63
Figure 3.5-3 : distribution des contraintes de cisaillement.....	64
Figure 3.5-4 : l'estimation du facteur réducteur K_G	65
Figure 4.4-1 : les paramètres introduits	77
Figure 4.4-2 : résumé du potentiel de liquéfaction.....	78
Figure 4.4-3 : interprétation basique des données du CPT.....	79
Figure 4.4-4 : interprétation basique des données du CPT (normalisé)	80
Figure 4.4-5 : analyse de liquéfaction (résultats intermédiaires).....	81
Figure 4.4-6 : analyse de liquéfaction	82
Figure 4.4-7 : vérification de la perte de résistance.....	83
Figure 4.4-8 : Résistance au cisaillement non drainé C_u	83
Figure 4.4-9 : les couches du sol	84
Figure 5.3-1 : maillage hexagonale	87
Figure 5.4-1 : diagramme contraintes-déplacements.....	90
Figure 5.4-2 : choix du modèle.....	90
Figure 5.4-3 : dimension de la colonne	90
Figure 5.4-4 : création de l'élément plaque	91
Figure 5.4-5 : cellule unitaire avec charges appliquées.....	91
Figure 5.4-6 : introduction de paramètres du sol.....	92
Figure 5.4-7 : introduction de paramètres du sol.....	92
Figure 5.4-8 : cellule unitaire isolée	92
Figure 5.4-9 : Maillage de la cellule unitaire isolée	93
Figure 5.4-10 : choix du type de calcul	93
Figure 5.4-11 : charges appliqués sur la cellule	93
Figure 5.4-12 : soil body collapses.....	94
Figure 5.4-13 : déformation de la cellule unitaire isolée.....	94
Figure 5.4-14 : développement du mécanisme de rupture.....	94
Figure 5.4-15 : courbe contrainte-déplacement pour une charge appliquée de 500 kPa de la cellule unitaire sans amélioration	95
Figure 5.4-16 : modèle en déformations planes	95
Figure 5.4-17 : mécanisme de rupture	96
Figure 5.4-18 : mécanisme de rupture	96
Figure 5.4-19 : courbe contraintes-déplacements en déformation planes pour un sol sans amélioration, pour une charge appliquée de 500kPa.....	96

Figure 5.4-20 : modèle 3D.....	97
Figure 5.4-21 : modélisation du radier	97
Figure 5.4-22 : maillage 3D.....	98
Figure 5.4-23 : représentation du radier et de la charge appliquée.....	98
Figure 5.4-24 : erreur soil body collapse	99
Figure 5.4-25 : mécanisme de rupture	99
Figure 5.4-26 : développement du mécanisme de rupture.....	99
Figure 5.4-27 : courbe contraintes-déplacements en 3D pour un sol sans améliorations, pour une charge appliquée de 500kPa	100
Figure 5.4-28 : méthode de la tangente	100
Figure 5.4-29 : modélisation des colonnes	102
Figure 5.4-30 : paramètres des colonnes	102
Figure 5.4-31 : cellule unitaire isolée	103
Figure 5.4-32 : l'erreur soil body collapse	103
Figure 5.4-33 : courbe contraintes-déplacements pour une charge appliquée de 500kPa.	104
Figure 5.4-34 : mode de rupture de la cellule unitaire.....	104
Figure 5.4-35 : capacité portante ultime du sol pour différents espacements, pour une charge appliqué de 500 kPa	104
Figure 5.4-36 : modèle déformations planes	105
Figure 5.4-37 : maillage déformations planes	105
Figure 5.4-38 : mode de rupture du groupe de colonnes	106
Figure 5.4-39 : déformation du groupe de colonnes en déformations planes.....	106
Figure 5.4-40 : courbe contraintes-déplacements.....	106
Figure 5.4-41 : modèle 3D.....	107
Figure 5.4-42 : courbe contraintes-déformations pour une charge appliquée de 500kPa .	108
Figure 5.4-43 : méthode de la tangente	108
Figure 5.4-44 : modélisation en 3D	109
Figure 5.4-45 : modèle chargé.....	109
Figure 5.4-46 : mode de déformation des colonnes en 3D	109
Figure 5.4-47 : courbe de contrainte-déplacement	110
Figure 5.5-1 : phases de calcul	112
Figure 5.5-2 : maillage de la cellule unitaire	112
Figure 5.5-3 : modèle en déformations planes	113
Figure 5.5-4 : déplacement en déformations planes	113
Figure 5.5-5 : modèle 3D.....	114
Figure 5.5-6 : déplacement total.....	114
Figure 5.5-7 : formation des points plastiques	115
Figure 5.5-8 : cellule unitaire	116
Figure 5.5-9 : tassement du sol amélioré (cellule unitaire)	116
Figure 5.5-10 : les conditions aux limites.....	117
Figure 5.5-11 : maillage raffiné, déformations planes.....	117
Figure 5.5-12 : tassement du sol renforcé en déformations planes	117
Figure 5.5-13 : modèle chargé.....	118
Figure 5.5-14 : déplacement total.....	118

Figure 5.5-15 : modèle 3D.....	119
Figure 5.5-16 : résultat de tassement du groupe.....	119
Figure 5.6-1 : conditions aux limites de la cellule unitaire en termes d'écoulement	121
Figure 5.6-2 : consolidation axisymétrique du sol non amélioré	122
Figure 5.6-3 : modèle avec charges appliquées.....	122
Figure 5.6-4 : consolidation en 3D du sol non amélioré	123
Figure 5.6-5 : conditions aux limites	124
Figure 5.6-6 : consolidation sol avec colonne en axisymétrique.....	124
Figure 5.6-7 : modèle chargé.....	125
Figure 5.6-8 : consolidation 3D du sol amélioré	125
Figure 5.7-1 : facteur de sécurité de liquéfaction suivant la profondeur	127
Figure 5.7-2 : facteur de sécurité pour différents espacements	128
Figure 5.7-3 : rapport de pression interstitielle du sol sans amélioration.....	129
Figure 5.7-4 : rapport de pression interstitielle maximale pour plusieurs espacements....	129
Figure 5.8-1 : facteur de sécurité pour différents espacements	130
Figure 5.8-2 : évolution du rapport de pression interstitielle maximale pour plusieurs espacements.....	131
Figure 6.1-1 : la fondation de la machine.....	133
Figure 6.3-1 : points d'application de la fonction sinusoïdale harmonique	134
Figure 6.3-2 : mesure de la vitesse	135
Figure 6.4-1 : les entrées du logiciel STAAD.Pro.....	135
Figure 6.4-2 : application des fonctions harmoniques.....	136
Figure 6.5-1 : résultats de l'analyse	136
Figure 6.5-2 : la réponse du système à 100% de la vitesse	137
Figure 6.5-3 : la réponse du système à 120% de la vitesse	137
Figure 6.5-4 : résultats de l'analyse	138
Figure 6.5-5 : réponse du système à 100% de la vitesse nominale	138
Figure 6.5-6 : la réponse du système à 120% de la vitesse	138

Liste des symboles :

- A_c : L'aire de la surface cisailé
- C_u : Résistance au cisaillement non drainé
- A_a : L'aire de l'anneau ou la charge q est appliquée (cellule unitaire).
- δ : L'angle du plan de rupture de la matrice de sol.
- δ_p : Angle de rupture de la colonne
- ϕ_p : L'angle de frottement interne de la colonne
- σ_{ro} : Contrainte radiale initiale.
- q_{ult} : Capacité portante ultime
- $q_{ult,c}$: Capacité portante ultime de la colonne
- $q_{ult,s}$: Capacité portante ultime du sol
- a_s : Taux de substitution
- E_s : Module d'Young du sol
- E_c : Module d'élasticité de la colonne
- ν : Coefficient de Poisson
- k_p : Coefficient de l'expansion de la cavité
- $\sigma'_{3,ult}$: Contrainte radiale maximale
- h : Hauteur de la couche de sol
- S : Tassement du sol
- $m_{v,s}$: Coefficient de compressibilité volumétrique du sol.
- $m_{v,c}$: Coefficient de variation volumétrique de la colonne
- σ_z : La contrainte verticale
- ν_s : Coefficient de poisson du sol
- n_0 : Facteur d'amélioration du tassement
- A_{col} : L'aire de la colonne
- A : L'aire de la cellule
- K_{ac} : Coefficient de poussé des terres active
- $S_{amélioré}$: Tassement du sol amélioré
- $S_{non-amélioré}$: Tassement du sol non amélioré
- μ : Facteur de réduction des contraintes
- n : Facteur de concentration des contraintes.
- S' : Tassement du sol amélioré pour une surface de charge infinie
- C_r : Coefficient de consolidation radiale
- C_v : Coefficient de consolidation verticale

r : Coordonnée radiale
 z : Coordonnée verticale
 t : Temps
 u : Pression interstitielle excessive dans un point donné (r,z)
 \bar{u} : Pression interstitielle moyenne dans une profondeur z
 u_0 : La pression interstitielle excessive a $t=0$
 d_e : Le diamètre de la zone d'influence
 d_c : Le diamètre du drain verticale
 T_r : Facteur temporel de la consolidation radiale
 σ_s : La charge reprise par le sol
 σ_c : Charge reprise par la colonne
 p : La charge appliqué sur la cellule unitaire
 e_c : Indice des vides de la colonne
 e_s : Indice des vide du sol
 σ'_s : La contrainte effective du sol
 σ'_c : Contrainte effective de la colonne
 C_{rm} : Coefficient de consolidation radiale modifié
 C_{vm} : Coefficient de consolidation verticale modifié
 k_v : Perméabilité verticale du sol
 k_r : perméabilité radiale du sol
 N_D : Rapport de diamètres entre la cellule unitaire et la colonne
 U_v : Degré de consolidation moyen
 U_r : Le degré de consolidation radiale
 N_1 : Nombre de cycles pour la liquéfaction du sol
 u_g : Pression interstitielle excessive induite par le séisme
 N : Nombre de cycles du séisme
 r_u : Rapport de pression interstitielle
 $r_{u,max}$: Rapport de pression interstitielle maximale
 γ : La déformation de cisaillement
 τ : La contrainte de cisaillement d'entrée
 τ_{sol} : Contrainte de cisaillement dans le sol
 τ_{col} : Contrainte de cisaillement dans la colonne
 a_{max} : Accélération maximal du sol
 r_d : Facteur de profondeur.
 G_{col} : Module de cisaillement de la colonne

G_{sol} : Module de cisaillement du sol

Gr : Rapport de modules de cisaillement

$F_{s\ final}$: Facteur de sécurité de la liquéfaction après amélioration

$F_{s\ initial}$: Facteur de sécurité de la liquéfaction avant amélioration

K_g : Facteur de réduction du CSR

q_c : Résistance totale au cône

$Q_{tn,cs}$: Résistance au cône ajustée et modifiée

K_c : facteur de modification de la résistance au cône

I_c : indice de type de comportement du sol

D_r : densité relative

$e_v(\%)$: contrainte volumétrique post-liquéfaction

Liste des abréviations :

CSL : La ligne de l'état critique

ICD : Consolidation isotope drainée

SSL : La ligne de l'état stationnaire (Steady State Line)

FLS : La ligne d'initiation de la liquéfaction (Flow Liquefaction Surface)

CVR : La ligne d'indice des vides critique (Critical Void Ratio line)

SPT : Essai de pénétration standard (Standard Penetration Test)

CPT : L'essai de pénétration au cône (Cone Penetration Test)

CPTu : L'essai de pénétration au piézocône

CSR : Le rapport de la contrainte cyclique (Cyclic Stress Ratio)

CSR_i : Rapport de la contrainte cyclique après amélioration

CRR : Le rapport de la résistance cyclique (Cyclic Resistance Ratio)

CRR_{7.5} : Le rapport des résistances cycliques correspondant à une magnitude de 7,5 sur l'échelle de Richter

MSF : Le facteur de correction de la magnitude (Magnitude Scaling Factor)

FS : Facteur de résistance vis-à-vis de la liquéfaction (Factor of safety)

LPI : L'indice du potentiel de la liquéfaction (liquefaction potential index)

SBT : Le type de comportement de sol (Soil Behavior type)

SBT_n : Le type de comportement de sol normalisé (Soil Behavior type normalize)

Introduction générale

La liquéfaction est l'un des phénomènes géotechniques les plus importants en termes de déformations sol et de dégâts induits. Ce phénomène complexe se produit sous sollicitations monotones ou cycliques – particulièrement lors des séismes. Ces sollicitations génèrent des pressions interstitielles positives dans un matériau pulvérulent saturé contractant ; cette dernière réduit la contrainte effective et par conséquent induit une perte de résistance au cisaillement.

Notre objectif principal est d'atténuer le risque de liquéfaction et d'améliorer la capacité portante du sol, et par la suite dimensionner la fondation sur laquelle repose un turbo générateur.

L'essai CPT est un essai in-situ qui fournit plusieurs données, ces dernières peuvent être utilisées pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction et l'estimation de la capacité portante.

Actuellement, il y a plusieurs méthodes de traitement anti liquéfaction et de renforcement du sol, une de ces méthodes est la technique de colonnes ballastées qui se fait par injection de colonnes de ballaste dans le sol et qui présente plusieurs atouts.

Dans le cadre de ce travail :

- Une synthèse bibliographique relative à la liquéfaction, à l'essai CPT et au dimensionnement des colonnes ballastées comme solution probable de traitement anti liquéfaction et d'amélioration de portance de sol est présentée dans les chapitres 1,2 et 3 respectivement.
- On a traité les résultats bruts de l'essai CPT en utilisant le logiciel Cliq, pour tirer les données nécessaires qui vont être utilisés dans le dimensionnement des colonnes ballastées, cela est détaillé dans le chapitre 4.
- On a effectué un dimensionnement des colonnes ballastées de façon à apporter une amélioration suffisante pour le sol tout en satisfaisant les critères imposés, les étapes du dimensionnement sont présentées dans le chapitre 5.
- En dernier lieu, une étude dynamique est présentée, qui aura pour but de vérifier deux objectifs qui sont : la vérification des critères imposés par le constructeur et la mise en évidence de l'effet de l'amélioration du sol par colonnes ballastées sur système.

Chapitre 1 : La liquéfaction

1.1. Introduction

La liquéfaction est l'un des sujets les plus importants, les plus complexes et les plus controversés de l'ingénierie géotechnique sismique. Ses effets dévastateurs ont attiré l'attention des ingénieurs géotechniciens au cours d'une période de trois mois en 1964, lorsque le séisme The Good Friday ($M_w = 9,2$) en Alaska a été suivi par le séisme de Niigata ($M_s = 7,5$) au Japon. Les deux séismes ont produit des exemples spectaculaires de dommages induits par la liquéfaction, notamment des ruptures de talus, des ponts et des fondations de bâtiments et la flottation de structures enterrées. Dans les 30 années qui ont suivi ces tremblements de terre, la liquéfaction a été étudiée de manière approfondie par des centaines de chercheurs du monde entier. Beaucoup a été appris, mais la route n'a pas été lisse. Différentes terminologies, procédures et méthodes d'analyse ont été proposées, et une approche prédominante a été lente à émerger.

Au cours des dernières années, bon nombre de ces différences ont été réconciliées par la prise de conscience du fait que leurs causes étaient dues en grande partie à la sémantique. Le terme liquéfaction a été utilisé pour décrire un certain nombre de phénomènes différents, bien que liés. Plutôt que d'essayer de retracer l'évolution compliquée de l'état actuel des connaissances sur la liquéfaction, ce chapitre présentera un cadre de base pour la compréhension conceptuelle du comportement du sol lié à la liquéfaction et l'utilisera pour décrire les différentes méthodes permettant d'évaluer les risques de liquéfaction.

1.2. Phénomènes liés à la liquéfaction

Le terme de liquéfaction, inventé à l'origine par Casagrande (1936), a été utilisé historiquement en conjonction avec une variété de phénomènes impliquant des déformations du sol causées par une perturbation monotone, transitoire ou répétée de sols contractants saturés non-cimentés dans des conditions non drainées. La génération d'une pression interstitielle excessive dans des conditions de chargement non drainées caractérise tous les phénomènes de liquéfaction. La tendance des sols secs non-cimentés à se densifier sous chargement statique et cyclique est bien connue. Cependant, lorsque les sols contractants non-cimentés sont saturés, une charge sous des conditions non-drainées induit une augmentation des pressions interstitielles et par suite une réduction des contraintes effectives.

1.3. Evaluation des dangers de liquéfaction

La liquéfaction peut provoquer des dommages sur un site particulier. Une évaluation complète des risques de liquéfaction requiert des réponses aux questions suivantes :

1. Le sol est-il susceptible de se liquéfier?
2. Si le sol est potentiellement liquéfiable, une liquéfaction sera-t-elle déclenchée?
3. Si la liquéfaction est déclenchée, des dommages se produiront-ils?

Si la réponse à la première question est non, l'évaluation du risque de liquéfaction peut être terminée en concluant que les risques de liquéfaction n'existent pas. Si la réponse est oui, il faut répondre à la question suivante. Dans certains cas, il peut être plus efficace d'inverser l'ordre des deuxième et troisième questions, en particulier lorsque les dommages semblent improbables. Si la réponse à toutes les trois est oui, un problème existe; si le niveau de dommages anticipé est inacceptable, le site doit être abandonné ou amélioré ou les

structures sur site renforcées. Ces questions portent sur les trois aspects les plus critiques de l'évaluation des risques de liquéfaction: la susceptibilité, l'initiation et les effets. Tous les trois doivent être pris en compte dans une évaluation complète des risques de liquéfaction.

1.4. Susceptibilité de liquéfaction

Généralement, la liquéfaction ne se produit pas dans tous les types de sol; par conséquent, la première étape d'une évaluation du risque de liquéfaction est généralement l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction. Si le sol d'un site particulier n'est pas susceptible, les risques de liquéfaction n'existent pas et l'évaluation des risques de liquéfaction peut être terminée. Si le sol est susceptible à se liquéfier, les questions d'initiation de la liquéfaction et les effets doivent être pris en compte. Il existe plusieurs critères permettant de juger la susceptibilité à la liquéfaction. Ceux-ci incluent des critères historiques, géologiques, de composition et d'état.

1.4.5. Critères historiques

De nombreuses informations sur le comportement à la liquéfaction sont issues d'enquêtes sur le terrain post-séisme, qui ont montré que la liquéfaction se répète souvent au même endroit lorsque les conditions du sol et de la nappe phréatique sont restées inchangées (Youd, 1984a

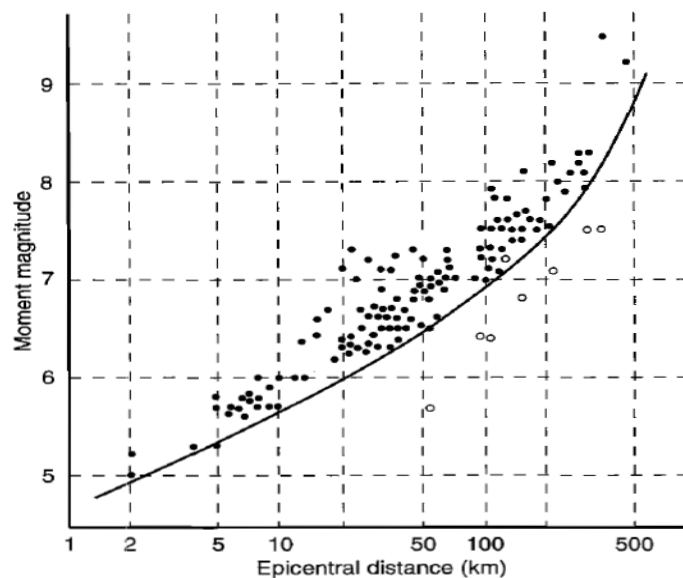


Figure 1.4-1 : Relation entre la distance épacentrale limite des sites où la liquéfaction a été observée et la magnitude du moment pour les tremblements de terre peu profonds.

Les séismes profonds (focales > 50 km) ont entraîné une liquéfaction à plus grande distance.

1.4.6. Critères géologiques

Les dépôts de sol susceptibles de se liquéfier se forment dans une gamme relativement étroite d'environnements géologiques (Youd, 1991). L'environnement de dépôt, l'environnement hydrologique et l'âge d'un dépôt de sol contribuent tous à sa susceptibilité à la liquéfaction (Youd et Hoose, 1977).

1.4.7. Critères de composition

Étant donné que la liquéfaction nécessite le développement d'une pression interstitielle excessive, la susceptibilité à la liquéfaction est influencée par les caractéristiques de composition qui influent sur le comportement en matière de changement de volume. Les caractéristiques de composition associées à un potentiel de changement de volume élevé tendent à être associées à une susceptibilité élevée à la liquéfaction. Ces caractéristiques comprennent la taille, la forme et la gradation des particules.

1.4.7.1. Indice de vide critique

Dans ses travaux pionniers sur la résistance au cisaillement des sols, Casagrande (1936) a effectué des essais triaxiaux drainés et contrôlés par déformation sur des échantillons de sable initialement lâches et initialement denses. Les résultats (figure ci-dessous) qui constituent la pierre angulaire de la compréhension moderne du comportement de la résistance du sol, ont montré que tous les échantillons testés à la même pression de confinement effective tendent vers la même densité lorsqu'ils sont cisailés à de grandes déformations.

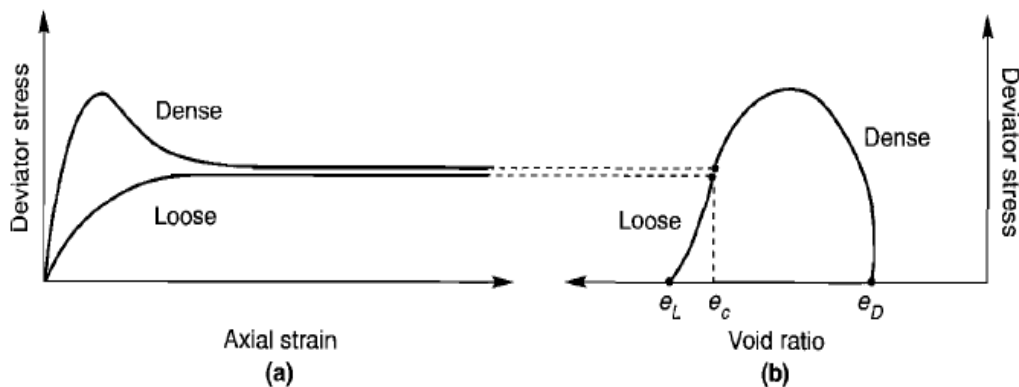


Figure 1.4-2 : (a) courbes de contrainte-déformation et (b) courbes du rapport contrainte-void pour les sables lâches et denses à la même pression de confinement effective.

Le sable meuble présente un comportement contractif (rapport de vide décroissant) et le sable.

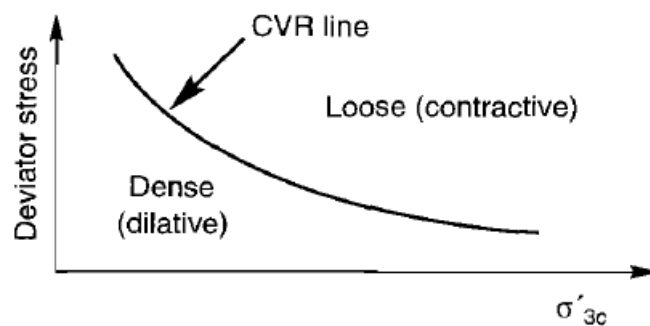


Figure 1.4-3 : Utilisation de la ligne CVR comme limite entre les états contractifs lâches et les états délatifs denses.

Les échantillons lâches se sont contractés, ou densifiés, pendant le cisaillement et les échantillons denses au début se sont d'abord contractés, mais ont ensuite très rapidement commencé à se dilater. Aux grandes déformations, tous les échantillons tendent vers la même densité et ont continué à se déformer à volume constant et sous une contrainte de cisaillement constante. L'indice des vides correspondant à cette densité constante a été appelé indice des vides critique. En effectuant des essais à différentes pressions effectives de confinement, Casagrande a constaté que l'indice critique des vides était uniquement lié à la pression effective de confinement et a appelé le locus la ligne critique des indices des vides(CVR) (figure ci-dessus).

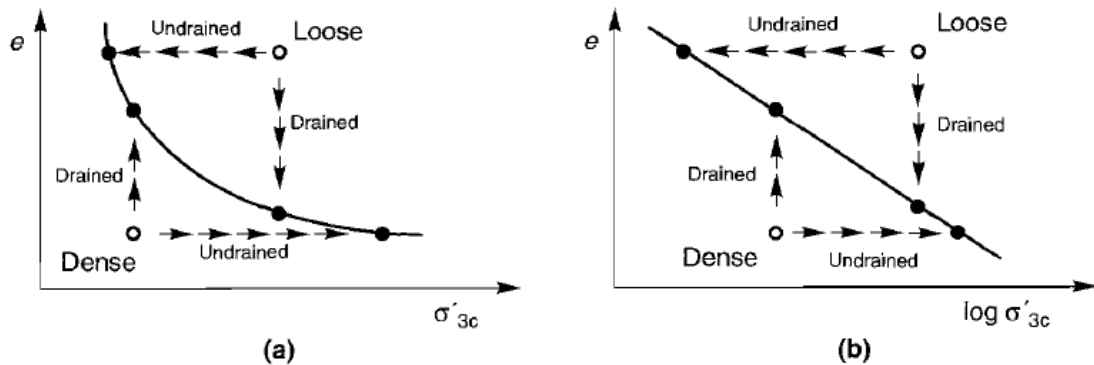


Figure 1.4-4 : Comportement d'échantillons initialement lâches et denses dans des conditions drainées et non drainées pour (a) des échelles de pression de confinement arithmétique et (b) logarithmique efficace.

Comme la ligne CVR marquait la limite entre le comportement contractant et le comportement dilatant, on a considéré qu'elle marquait la limite entre les états dans lesquels un sol particulier était ou n'était pas susceptible à la liquéfaction (Figure ci-dessous).

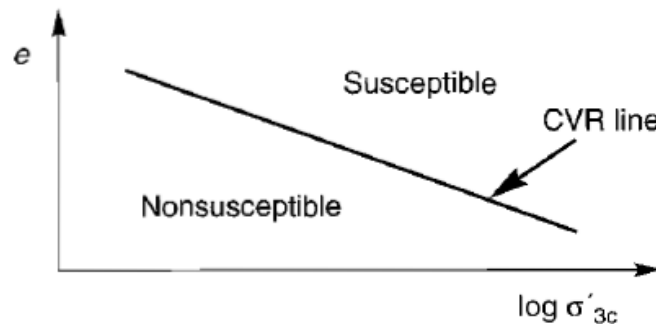


Figure 1.4-5 : Utilisation de la ligne CVR comme frontière entre les états initiaux qui sont et ne sont pas sensibles à la liquéfaction de l'écoulement.

1.4.7.2. Déformation à l'état stationnaire

Castro (1969) a effectué des essais triaxiaux statiques et cycliques sur des échantillons consolidés de manière hydrostatique ou non-hydrostatique. Les résultats des essais ont montré une relation unique entre l'indice des vides et la pression effective de confinement.

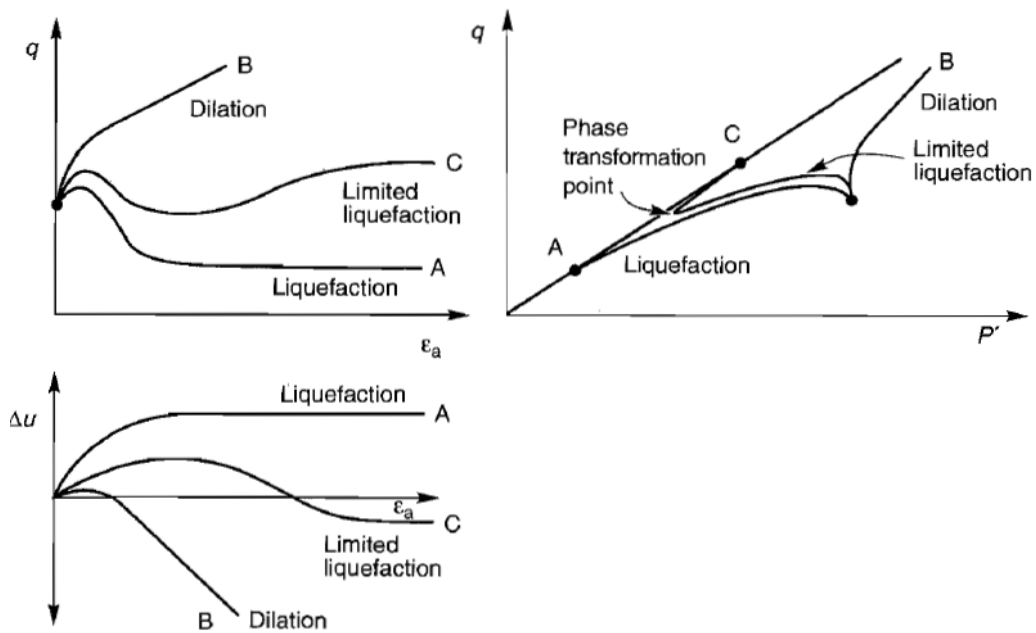


Figure 1.4-6 : Liquéfaction, liquéfaction limitée et dilatation dans les essais de charge monotone.

L'état dans lequel le sol se déforme continuellement à vitesse constante, à volume constant, sous une contrainte de cisaillement constante, et sous contraintes effectives constantes, a été défini comme l'état stationnaire des déformations (Castro et Poulos, 1977 ; Poulos, 1981). L'état stationnaire n'est atteint qu'à des déformations importantes, après que les effets des conditions initiales, telles que l'arrangement structural du sol, l'historique des contraintes et des déformations et les conditions de charge, ont été réduits.

Le locus des points décrivant la relation entre l'indice des vides et la pression effective de confinement à l'état stationnaire des déformations est dénommé ligne d'états stationnaires (SSL - « Steady State Line »). Le SSL peut être exprimé en termes de résistance à l'état stationnaire, S_{su} ; puisque la résistance au cisaillement du sol à l'état stationnaire des déformations est proportionnelle à la pression effective de confinement.

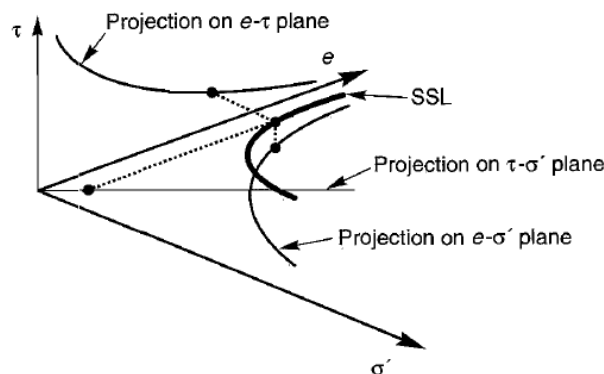


Figure 1.4-7 : Ligne tridimensionnelle en régime permanent montrant les projections sur le plan $e-\tau$, le plan $e-\sigma'$ et le plan $\tau-\sigma'$. Un tracé similaire peut être développé en utilisant les paramètres de la trajectoire de contrainte q et p' au lieu de τ et σ' .

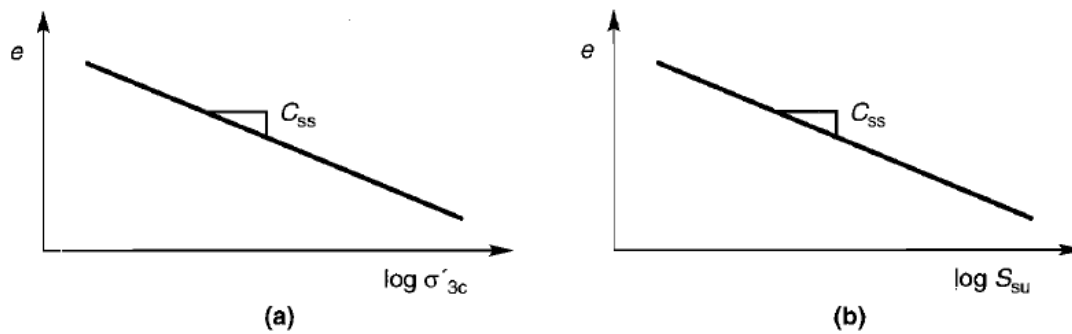


Figure 1.4-8 : La proportionnalité de S_{su} to σ_{3c} produit des lignes de confinement efficaces et basées sur la force et sur la pression, avec des pentes identiques.

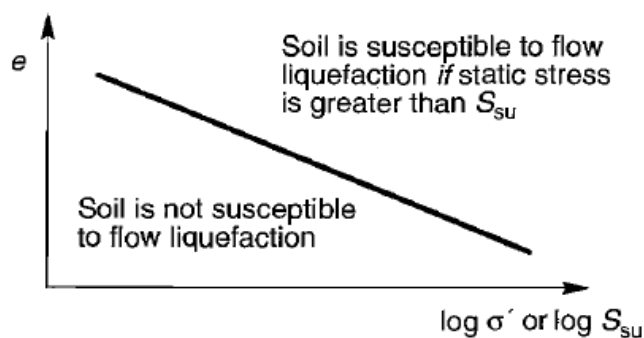


Figure 1.4-9 : critères de sensibilité à la liquéfaction des flux.

Les sols présentant des combinaisons de densité initiale et de conditions de contrainte qui se situent au-dessus du SSL sont susceptibles de se liquéfier lorsque la résistance au cisaillement statique est supérieure à la résistance à l'état d'équilibre. Les conditions initiales qui se situent en dessous du SSL ne sont pas sensibles à la liquéfaction du flux.

1.4.7.3. Paramètre d'Etat

En utilisant les concepts de la mécanique des sols à l'état critique, le comportement d'un sol non-cimenté est plus étroitement lié à la proximité de son état initial par rapport à sa ligne d'état stationnaire qu'aux mesures absolues de la densité (Roscoe et Pooroshasb, 1963). En d'autres termes, les échantillons d'un même sol dont les états se situent à la même distance de la ligne d'état stationnaire des déformations ont des comportements similaires. En utilisant cette logique, un paramètre caractérisant le comportement (Been et Jeffries, 1985) peut être défini comme :

$$\Psi = e - e_{ss}$$

Où e_{ss} est l'indice critique des vides à la pression effective de confinement d'intérêt (figure ci-dessous). Lorsque Ψ le paramètre d'état est positif, le sol présente un comportement contractant. Lorsqu'il est négatif, le sol a un comportement dilatant.

Le concept du paramètre caractérisant le comportement est très utile et la possibilité de déterminer sa valeur à partir d'essais in situ est intéressante, cependant la précision avec laquelle il peut être déterminé est étroitement liée à la précision avec laquelle la position du SSL peut être déterminée.

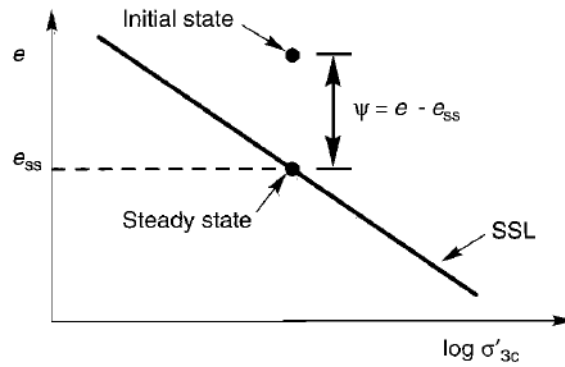


Figure 1.4-10 : Paramètre d'état

1.5. Évaluation de l'initiation de la liquéfaction

Une fois que la charge cyclique imposée par un séisme et la résistance à la liquéfaction des sols ont été caractérisées, le potentiel de liquéfaction peut être évalué. L'approche des contraintes cycliques caractérise la charge sismique par l'amplitude d'une contrainte cyclique uniforme équivalente et la résistance à la liquéfaction par l'amplitude de la contrainte cyclique uniforme nécessaire pour produire la liquéfaction dans le même nombre de cycles. L'évaluation du potentiel de liquéfaction est donc réduite à une comparaison de la charge et de la résistance sur l'ensemble du dépôt de sol d'intérêt.

L'évaluation est facilement réalisée graphiquement. Premièrement, la variation de la contrainte de cisaillement cyclique équivalente (charge sismique, τ_{cyc}), avec la profondeur, est tracée comme sur la figure ci-dessous (le nombre de cycles équivalents, N_{eq} , correspondant à la magnitude du séisme doit être déterminé si la résistance à la liquéfaction doit être déterminée. La variation de la contrainte de cisaillement cyclique nécessaire pour provoquer la liquéfaction (résistance à la liquéfaction, $\tau_{cyc,L}$) avec la profondeur est ensuite tracée sur le même graphique (les valeurs de $\tau_{cyc,L}$ doivent correspondre) à la même magnitude sismique ou au même nombre de cycles équivalents que τ_{cyc}) "On peut s'attendre à une liquéfaction à des profondeurs où la charge dépasse la résistance ou lorsque le facteur de sécurité contre la liquéfaction, exprimé par :

$$FS_L = \frac{\text{Contrainte de cisaillement cyclique requise pour provoquer la liquéfaction}}{\text{Contrainte de cisaillement cyclique équivalente induite par séisme}} = \frac{\tau_{cyc,L}}{\tau_{cyc}} = \frac{CSR_L}{CSR}$$

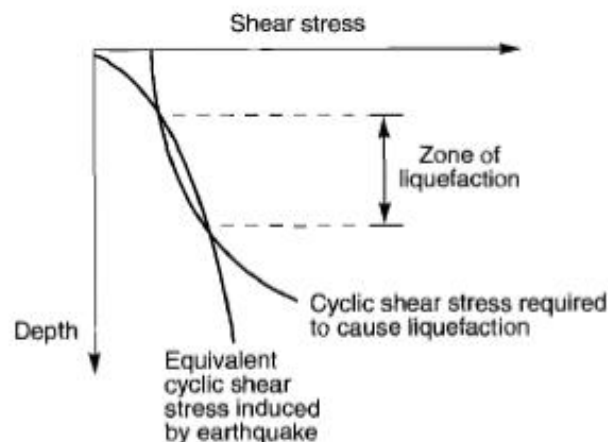


Figure 1.4-11 : Processus par lequel une zone de liquéfaction est identifiée.

Il convient de noter qu'une augmentation importante de pression interstitielle peut se développer même si le facteur de sécurité calculé est supérieur à 1. Sur les sites de niveau, par exemple, l'ampleur de cette surpression peut être estimée à l'aide de la figure ci-dessous. La réduction de la contrainte effective associée à de telles pressions interstitielles excessives peut réduire la rigidité du sol et un tassement important peut se produire lorsque les pressions interstitielles excessives se dissipent.

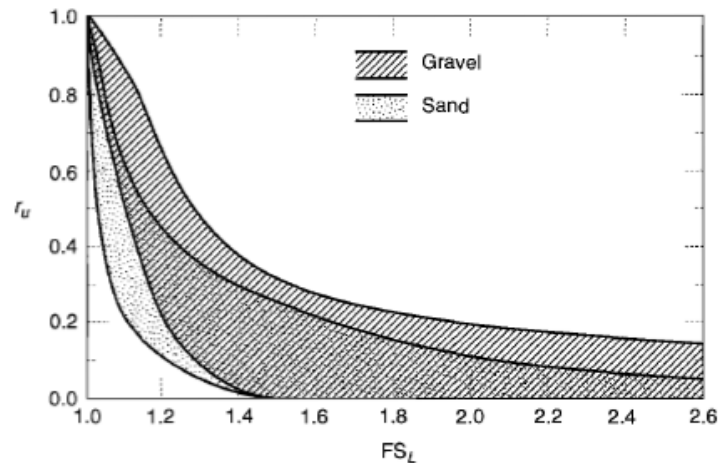


Figure 1.4-12 : Relation entre la pression résiduelle dans les pores en excès et le facteur de sécurité contre la liquéfaction pour les sites de nivellement. (After Marcuson et Hynes, 1990.)

1.6. Les effets de la liquéfaction

Les phénomènes de liquéfaction peuvent affecter les bâtiments, les ponts, les pipelines enterrés et autres installations construites de différentes manières. La liquéfaction peut également influencer sur la nature des mouvements de la surface du sol. La liquéfaction des écoulements peut produire des coulées d'écoulement massives et contribuer à l'enfoncement ou au basculement de structures lourdes, au flottement de structures enterrées légères et à la défaillance des structures de retenue. La mobilité cyclique peut provoquer l'affaissement des pentes, le tassement des bâtiments, l'épandage latéral et la défaillance des murs de soutènement. Des oscillations au sol substantielles, un tassement à la surface du sol, des tourbillons de sable et des défaillances de la stabilité post-séisme peuvent se développer sur des sites de niveau.

Les effets de la liquéfaction peuvent être mieux appréciés en étudiant des histoires de cas bien documentées. Outre les revues régulièrement publiées traitant de l'ingénierie géotechnique sismique, on peut trouver une excellente compilation d'histoires de cas dans Hamada et O'Rourke (1992), dans ce chapitre on va parler de ces effets remarquables sur site après la liquéfaction.

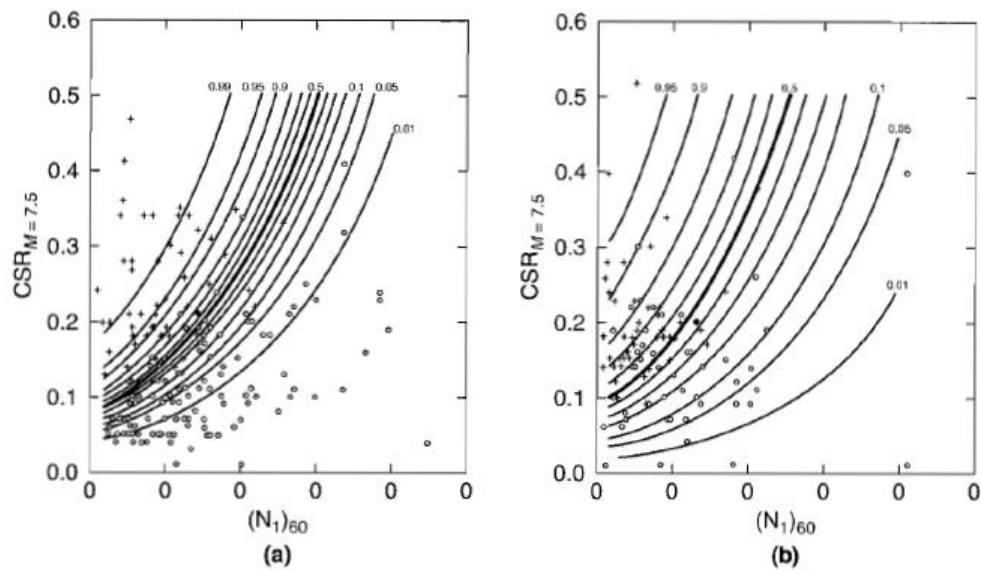


Figure 1.6-1 : Contours de probabilité égale de liquéfaction pour (a) du sable propre (moins de 12% de fines) et (b) des sables limoneux (plus de 12% de fines).

1.6.1. Altération du mouvement du sol

L'influence du module de cisaillement et des caractéristiques d'amortissement des sols sur la réponse du sol est bien établie. Plusieurs exemples d'effets de ces caractéristiques ont montré que les dépôts de sol meubles réagissent différemment aux dépôts de sol raides au même mouvement.

Le développement d'excès de pressions interstitielles positives entraîne une diminution de la rigidité du sol lors d'un séisme. Un dépôt de sol liquéfiable qui est relativement raide au début du séisme peut être beaucoup plus doux à la fin du mouvement. En conséquence, le contenu en amplitude et en fréquence du mouvement de la surface peut changer considérablement au cours du séisme. Dans le cas le plus extrême, le développement de pressions interstitielles très élevées peut entraîner une rigidité (et une résistance) même d'une couche mince, si faible que les composantes hautes fréquences d'un mouvement du substratum rocheux ne peuvent pas être transmises à la surface du sol. Un exemple de cet effet est présenté dans la figure ci-dessous. Il n'est pas difficile d'identifier le point auquel la réduction de la rigidité du sol sous-jacent induite par liquéfaction a eu lieu - l'amplitude de l'accélération et le contenu en fréquence ont changé de façon spectaculaire environ 7 secondes après le début du mouvement. Le fait que les amplitudes d'accélération de surface diminuent lorsque les pressions interstitielles deviennent grandes ne signifie pas que le potentiel de dommage est nécessairement réduit, car de faibles amplitudes d'accélération à basses fréquences peuvent toujours produire des déplacements importants. Ces déplacements peuvent être particulièrement préoccupants pour les structures enterrées, les services publics et les structures reposant sur des fondations sur pieux s'étendant à travers des sols liquéfiés.

La survenue d'une liquéfaction en profondeur sous une surface plane peut découpler les sols liquéfiés des sols superficiels et produire de grandes oscillations transitoires du sol. Les sols de surface sont souvent divisés en blocs séparés par des fissures pouvant s'ouvrir et se fermer pendant le séisme. Des ondes de sol d'amplitudes allant jusqu'à plusieurs pieds

ont été observées lors de l'oscillation du sol, mais les déplacements permanents sont généralement faibles.

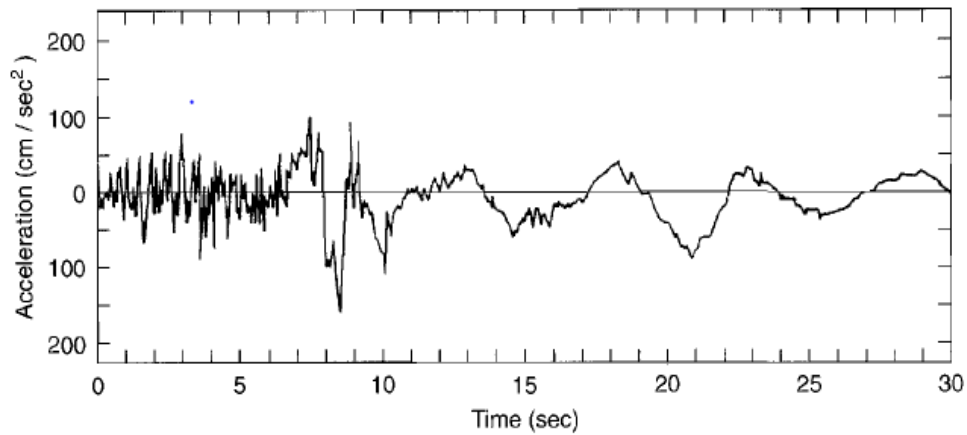


Figure 1.6.1-1 : Accélérogramme à partir du site près d'un immeuble à appartements reposant sur un sol liquéfiable lors du séisme de 1964 à Niigata. (D'après Aki, 1988.)

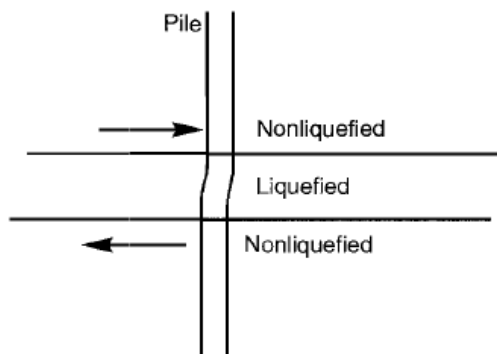


Figure 1.6.1-2 : Effets potentiels de la liquéfaction sous la surface sur les fondations sur pieux. Les grandes déformations qui peuvent se développer dans une couche liquéfiée peuvent induire des moments de flexion élevés dans les piles qui la traversent.

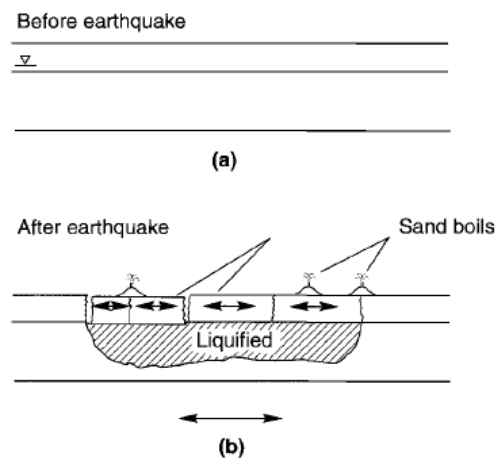


Figure 1.6.1-3 : Oscillation du sol (a) avant et (b) après le séisme. (Après Youd, 1984b.)

Youd (1993) a attribué à l'oscillation du sol la plupart des mouvements chaotiques du sol qui ont fracturé et déformé les chaussées dans le quartier de Marina District de San Francisco lors du séisme de Loma Prieta en 1989. La prévision de l'amplitude de l'oscillation du sol sur un site particulier est très difficile; Même des analyses de réponse au sol non linéaires détaillées ne peuvent fournir que des estimations brutes.

1.6.2. Développement de furoncles de sable

La liquéfaction est souvent accompagnée par le développement de furoncles de sable. Pendant et après le tremblement de terre, les pressions interstitielles excessives induites par les séismes sont principalement dissipées par le flux ascendant d'eau interstitielle. Cet écoulement produit des forces agissant vers le haut sur les particules de sol [ces forces peuvent desserrer la partie supérieure du dépôt et le laisser dans un état susceptible de se liquéfier lors d'un futur tremblement de terre (Youd, 1984a)]. Si le gradient hydraulique entraînant le débit atteint une valeur critique, la contrainte effective verticale tombera à zéro et le sol sera dans un état rapide. Dans de tels cas, les vitesses de l'eau peuvent être suffisantes pour transporter les particules de sol à la surface. Sur le terrain, les conditions du sol étant rarement uniformes, l'eau interstitielle qui s'échappe a tendance à s'écouler à grande vitesse à travers des fissures ou des canaux localisés. Les particules de sable peuvent être transportées à travers ces canaux et éjectées à la surface du sol pour former des furoncles. Le développement des furoncles est un processus compliqué et quelque peu aléatoire. Cela dépend de l'ampleur de la pression interstitielle excessive; l'épaisseur, la densité et la profondeur de la zone de pression interstitielle excessive; et l'épaisseur, la perméabilité et l'état intact de toute couche de sol recouvrant la zone de forte pression interstitielle. Il est difficile de s'en remettre à la présence de furoncles comme preuve de phénomènes liés à la liquéfaction; la liquéfaction à de grandes profondeurs ou en couches minces peut ne pas produire de furoncles, mais peut réduire les pressions interstitielles excessives dans les couches épaisses à faible profondeur. De plus, la faible perméabilité du sable limoneux peut empêcher l'eau interstitielle de s'écouler assez rapidement pour produire des furoncles, même si de fortes pressions interstitielles se développent. Ishihara (1985) a examiné les conditions du sol associées à divers dégâts signalés par la liquéfaction lors des tremblements de terre de 1983 à Nihonkai-chubu ($M = 7,7$) et de Tangshan ($M = 7,7$) en 1976 (Gao et al. 1983), de la couche sus-jacente nécessaire pour éviter les dommages liés à la liquéfaction par rapport au sol. Ces estimations ont été validées par rapport à une base de données beaucoup plus vaste pour les sites non susceptibles d'oscillation du sol ou d'étalement latéral, mais sont insuffisantes pour prévoir les dommages sur d'autres sites (Youd et Garris, 1995).

Les furoncles ont peu d'importance technique en soi, mais ils constituent des indicateurs utiles de la production d'une pression excessive dans les pores. Des essais sur table à secousses (Liu et Qiao, 1984) et sur centrifugeuse (Fiegel et Kutter, 1992) ont montré que l'eau interstitielle drainée par les vides des couches lâches peut s'accumuler sous les couches les moins perméables et former des couches intermédiaires d'eau. Des furoncles peuvent se former lorsque les couches intermédiaires d'eau pénètrent à la surface du sol. Une certaine redistribution des grains de sol est également susceptible d'accompagner la formation d'intercalaires d'eau; spécifiquement, le sable situé immédiatement sous la couche intermédiaire d'eau peut être libéré par le flux d'eau ascendant vers la couche intermédiaire. Si de telles conditions se développent sous une surface de sol inclinée, la présence de la couche intermédiaire d'eau et la résistance réduite à l'état d'équilibre du

sable détaché situé immédiatement au-dessous de celle-ci peuvent contribuer à de grandes déformations du débit.

Le tassement volumétrique qui se développe lorsque les pressions interstitielles induites par un séisme se dissipent résulte en un tassement de la surface du sol. Le phénomène est illustré pour un élément de sol dans la figure ci-dessous. Initialement, l'élément est en équilibre drainé (pression interstitielle nulle) au point A. Les secousses sismiques entraînent une augmentation de la pression interstitielle dans des conditions non drainées, réduisant ainsi la contrainte effective à celle indiquée au point B. L'excès de pression interstitielle produit un gradient qui chasse l'eau interstitielle des vides. L'écoulement de l'eau réduit le gradient hydraulique jusqu'à ce que l'excès de pression interstitielle se soit complètement dissipé (point C). Au fur et à mesure que l'eau s'écoule des vides, le volume de l'élément diminue. Comme le montre clairement la figure ci-dessous, l'ampleur de la variation de volume augmente avec l'amplitude de la pression interstitielle excessive induite par le sismique. Même de faibles pressions interstitielles, qui peuvent ne pas être suffisantes pour produire une liquéfaction en flux ou une mobilité cyclique, peuvent produire un tassement post-séisme.

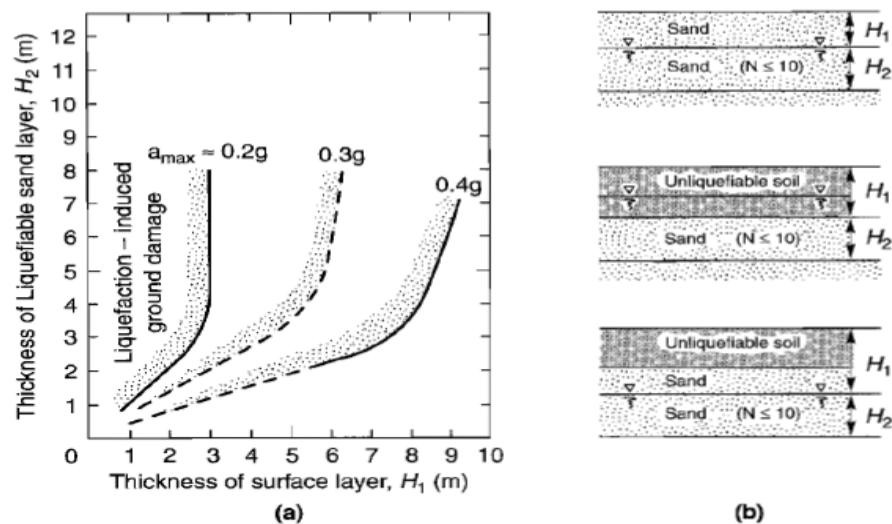


Figure 1.6.2-1 : évaluation de l'épaisseur de la couche

a) Relation entre l'épaisseur de la couche liquéfiable et l'épaisseur de la couche sus-jacente à des sites pour lesquels une manifestation superficielle de la liquéfaction à plat a été observée, et (b) des guides pour l'évaluation des épaisseurs respectives de la couche. (D'après Ishihara, 1985; utilisé avec l'autorisation de Kluwer Academic Publishers.)

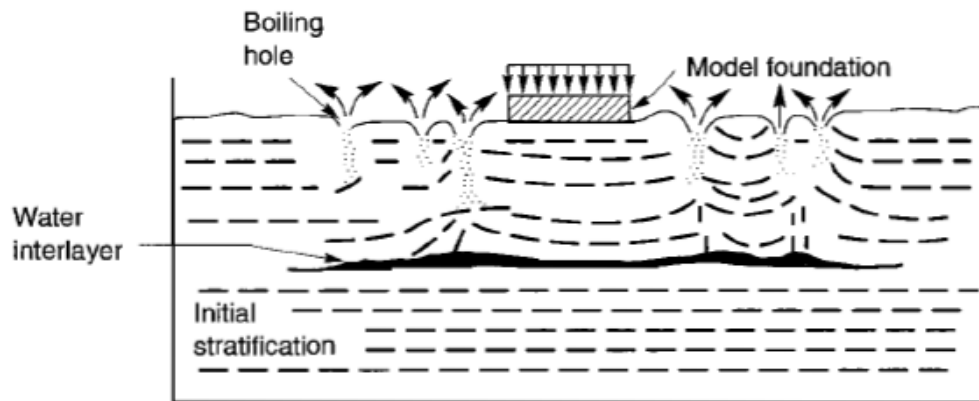


Figure 1.6.2-2 : Formation des intercalaires d'eau dans les tests sur table vibrante de Liu et Qiao (1984).

1.6.3. Le Tassement

La tendance des sables à se densifier lorsqu'ils sont soumis à des tremblements de terre est bien documentée. La densification souterraine se manifeste à la surface du sol sous forme de tassement. Les tassements induits par un séisme causent souvent de la détresse aux structures reposant sur des fondations peu profondes, endommagent les services publics desservant des structures sur pilotis et endommageant les lignes de vie habituellement enterrées à faible profondeur.

Les sables secs se densifient très rapidement; Le tassement d'un dépôt de sable sec est généralement terminé à la fin d'un tremblement de terre. Le tassement d'un dépôt de sable saturé nécessite plus de temps. Le tassement ne peut avoir lieu que lorsque les pressions interstitielles induites par un séisme se dissipent. Le temps requis pour que ce tassement se produise dépend de la perméabilité et de la compressibilité du sol, ainsi que de la longueur du chemin de drainage - il peut aller de quelques minutes à environ une journée.

L'estimation des tassements de sables induits par un séisme est difficile. Des erreurs de 25 à 50% sont courantes dans les prédictions de tassement statique; encore moins de précision devrait être prévue pour le cas plus compliqué de chargement sismique. Néanmoins, il a été démontré que les procédures suivantes produisaient des résultats qui concordaient assez bien avec de nombreux cas de comportement observé sur le terrain.

1.7. Conclusion

Cette recherche bibliographique nous a permis d'identifier les sols susceptibles de se liquéfier. Ces derniers exhibent un comportement dilatant, et génèrent donc une pression interstitielle positive. Le principe de l'état stationnaire est un principe de base, développé par Casagrande pour la description du phénomène de la liquéfaction.

Les effets de la liquéfaction sont nombreux, on peut citer : un tassement excessif post-liquéfaction, une apparition de furoncles de sable et une alternation du mouvement du sol.

Chapitre 2 : Essai CPT

2.1. Introduction :

Le risque et l'incertitude sont des caractéristiques du terrain et ne sont jamais complètement éliminés. Le niveau approprié de sophistication et d'analyse pour la caractérisation du site devrait être basé sur les critères suivants:

- Expérience antérieure et locale
- Objectifs de conception
- Niveau de risque géotechnique
- Économies potentielles

Le test de pénétration au cône (CPT) et ses versions améliorées telles que le piézocône (CPTu) et sismique (SCPT), ont de nombreuses applications dans une large gamme de sols. Bien que le CPT se limite principalement aux sols plus mous, avec un grand équipement de poussée moderne et des cônes plus robustes, le CPT peut être effectués dans des sols raides à très raides, et dans certains cas des roches tendres.

Le caractère continu des résultats du CPT fournit un profil stratigraphique détaillé pour guider la sélection d'échantillon approprié pour le projet. L'approche recommandée est d'abord d'effectuer plusieurs sondages CPT pour définir le profil stratigraphique et fournir les estimations initiales des paramètres géotechniques, puis faire un échantillonnage sélectif.

Le type et la quantité d'échantillonnage dépendront des exigences du projet et du risque ainsi que le profil stratigraphique. L'échantillonnage sera généralement axé sur des zones critiques telles que définies par le CPT.

2.1.1. Définition

Un essai de pénétration statique, en abrégé essai de pénétration, (indiqué internationalement par les lettres CPT – *Cone Penetration Test*) est un essai standardisé au cours duquel des tubes d'acier d'un diamètre standard de 36 mm et pourvus dans le bas d'une pointe conique sont enfoncés dans le sol à l'aide d'un vérin hydraulique à une vitesse standardisée imposée.

L'utilisation de cônes de diamètre plus grand ou plus petit (compris entre 25 et 50 mm) est autorisée.

Lors de l'enfoncement, la résistance du sol en pointe et le frottement le long des tubes ou d'un élément de mesure spécialement prévu à cet effet (manchon de frottement) sont mesurés en fonction de la profondeur. Cette mesure s'effectue suivant un intervalle fixe (2cm à 20cm), selon le type d'essai de pénétration et la catégorie d'application de l'essai qui y est associée.

On effectue principalement des essais de pénétration afin d'obtenir des informations sur:

- la composition des couches locales et leur homogénéité/hétérogénéité
- la localisation de discontinuités et cavités éventuelles
- une première identification du type de sol.

Les résultats des essais de pénétration permettent également d'obtenir des données indicatives sur:

- les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol
- les caractéristiques de déformation et de consolidation.

L'avantage de l'essai CPT – outre sa rapidité d'exécution et son coût limité – est qu'il procure un flux d'informations très détaillées sur l'ensemble de la profondeur sondée. On peut également identifier, de fines couches de sol qui présentent une composition ou un comportement déviant.

En outre, comme la mesure des paramètres est réalisée in-situ, l'état de contraintes régnant dans le sol est moins perturbé.

2.1.2. Interprétation du CPT

De nombreuses corrélations semi-empiriques ont été développées pour estimer les paramètres géotechniques à partir du CPT pour une large gamme de sols. Ces corrélations varient en fiabilité et en applicabilité. Étant donné que le CPT dispose de capteurs supplémentaires (par exemple, la pression interstitielle, le CPTu et la sismique, SCPT), l'applicabilité d'estimer les paramètres du sol varie. Depuis le CPT avec des mesures de pression interstitielle (CPTu) est couramment disponible.

La plupart des corrélations semi-empiriques s'appliquent principalement aux sols relativement jeunes, non cimentés, à base de silice.

2.1.3. Profil du sol et type de sol

L'une des principales applications du CPT concerne le profilage et le type de sol.

Typiquement, la résistance au cône (q_t) est élevée dans les sables et faible dans les argiles, et le taux de frottement ($R_f = f_s / q_t$) est faible dans les sables et élevé dans les argiles. On ne peut s'attendre à ce que le CPT fournisse des prévisions précises du type de sol sur la base de caractéristiques physiques, telles que la distribution granulométrique, mais donne des indications sur les caractéristiques mécaniques (résistance, rigidité, compressibilité) du sol ou sur le type de comportement du sol. Les données CPT fournissent un indice reproductible du comportement global du sol in situ dans la zone immédiate de la sonde. Par conséquent, la prédiction du type de sol basée sur le CPT est appelée type de comportement du sol SBT.

2.1.3.1. Graphiques SBT non normalisés

Le diagramme de type de comportement du sol du CPT le plus couramment utilisé a été suggéré par Robertson et al. (1986), la version mise à jour sans dimension (Robertson, 2010) est illustrée à la figure ci-dessous. Ce graphique utilise les paramètres de base de la résistance au cône, du coefficient de frottement et du coefficient de frottement R_f . La carte est de nature globale et peut fournir des prévisions raisonnables du type de comportement du sol pour les sondages CPT jusqu'à environ 20 m de profondeur. Un chevauchement dans certaines zones est à prévoir et les zones peuvent être modifiées quelque peu en fonction de l'expérience locale.

2.1.3.2. Graphiques SBTn normalisés

Étant donné que la résistance à la pénétration et la résistance du manchon augmentent avec la profondeur en raison de l'augmentation de la contrainte de surcharge effective, les données CPT nécessitent une normalisation de la contrainte de surcharge pour les sondages très superficiels et / ou très profonds. La figure ci-dessous montre un diagramme CPT SBT

normalisé le plus général, utilisant des descriptions de grande déformation «comportement du sol». Une zone a été identifiée dans laquelle les résultats CPT pour la plupart des sols jeunes, non cimentés, insensibles, normalement consolidés vont se situer. Le graphique identifie les tendances générales de la réponse du sol. Là encore, le graphique est de nature globale et fournit uniquement un guide sur le type de comportement du sol. Un chevauchement dans certaines zones est à prévoir et les zones peuvent être modifiées quelque peu en fonction de l'expérience locale.

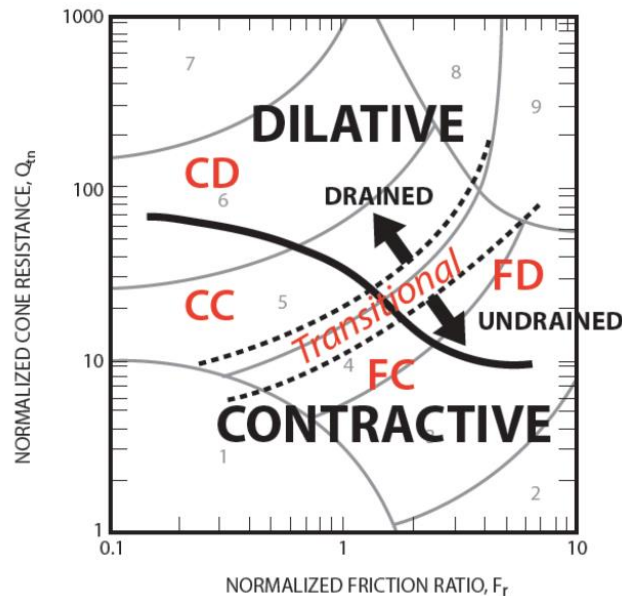


Figure 2.1.3-1 : Diagramme normalisé de type de comportement du sol (SBTn) du CPT, $Q_t - F$ utilisant des descripteurs généraux du comportement du sol pour les grandes déformations (Modifié de Robertson, 2012)

CD Sol dilué à grains grossiers - CPT principalement drainé

CC Sols Contractifs à grains grossiers - CPT principalement drainé

FD Sol dilué à grains fins - CPT essentiellement non drainé

FC Contractive à grain fin - CPT principalement non drainé

2.1.4. Applications des résultats du CPT

Les sections précédentes ont décrit comment les résultats CPT peuvent être utilisés pour estimer des paramètres géotechniques pouvant être utilisés en tant qu'intrants dans des analyses. Une autre approche consiste à appliquer les résultats du test in situ directement à un problème technique.

Un exemple typique de cette approche est l'évaluation de la capacité de colonnes ballastées directement à partir des résultats du CPT sans avoir besoin de paramètres de sol.

À titre indicatif, le tableau ci-dessous présente un résumé de l'applicabilité du CPT aux applications de conception directe. Les cotes indiquées dans le tableau ont été attribuées en fonction de l'expérience actuelle et représentent une évaluation qualitative du niveau de confiance évalué pour chaque problème de conception et type de sol en général. Les détails des conditions de terrain et des exigences du projet peuvent influencer ces cotes. Les sections suivantes décrivent plusieurs applications directes des résultats de CPT / CPTu.

Tableau 2.1.4-1 : Applicabilité perçue du CPT / CPTU à divers problèmes de conception directs (guide CPT)

Type de sol	Conception des pieux	Capacité portante	Tassement*	Contrôle de compactage	Liquéfaction
Sable	1 - 2	1 - 2	2 - 3	1 - 2	1 - 2
Argile	1 - 2	1 - 2	2 - 3	3 - 4	1 - 2
Sols intermédiaires	1 - 2	2 - 3	2 - 3	2 - 3	1 - 2

Indice de fiabilité:

1 = élevé; 2 = élevé à modéré; 3 = modéré; 4 = modéré à faible; 5 = faible

* amélioré avec les données SCPT.

2.2. CPT pour la liquéfaction

La plupart des travaux en cours sur la liquéfaction ont principalement concerné les séismes. H.B. Seed et ses collègues ont mis au point une méthodologie complète pour estimer le potentiel de liquéfaction sur des terrains de niveau en raison de la charge sismique. La méthodologie nécessite une estimation du profil du rapport de contrainte cyclique (CSR) causé par le séisme de conception et du rapport de résistance cyclique (CRR) du sol. Si le CSR est supérieur au CRR, une liquéfaction peut se produire. Le CSR est généralement estimé sur la base d'une probabilité d'occurrence pour un séisme donné. Une analyse de sismicité spécifique au site peut être réalisée pour déterminer le profil de CSR de conception avec la profondeur. Seed et Idriss (1971) ont également mis au point une méthode simplifiée d'estimation de la CSR basée sur l'accélération maximale à la surface du sol (a_{max}) sur le site. L'approche simplifiée peut être résumée comme suit:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \left[\frac{a_{max}}{g} \right] \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d$$

Où σ_{av} est la contrainte de cisaillement cyclique moyenne; a_{max} est l'accélération horizontale maximale à la surface du sol; g est l'accélération due à la gravité; σ_{vo} et σ'_{vo} sont respectivement les contraintes de surcharge verticale totales et effectives, et r_d est un facteur de réduction de contrainte qui dépend de la profondeur. Le facteur r_d peut être estimé à l'aide de la fonction trilineaire suivante, qui correspond bien à la moyenne de la plage suggérée dans r_d proposée à l'origine par Seed et Idriss (1971):

$$r_d = \begin{cases} 1,0 - 0,00765z & \text{si } z < 9,15 \text{ m} \\ 1,174 - 0,0267z & \text{si } z = 9,15 \text{ à } 23 \text{ m} \\ 0,744 - 0,008z & \text{si } z = 23 \text{ à } 30 \text{ m} \\ 0,5 & \text{si } z > 30 \text{ m} \end{cases}$$

Où z est la profondeur en mètres. Ces formules sont au mieux approximatives et ne représentent que des valeurs moyennes puisque r_d montre une variation considérable avec la profondeur. Récemment, Idriss et Boulanger (2008) ont suggéré des valeurs alternatives pour r_d , mais celles-ci sont associées à des valeurs alternatives de CRR.

La séquence d'évaluation de la liquéfaction pour les sites de niveau de sol est la suivante :

1. Évaluer la sensibilité à la liquéfaction.
2. Évaluer le déclenchement de la liquéfaction.

3. Évaluer les déformations post-séisme.

2.2.1. Évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction

La réponse du sol à la charge sismique varie en fonction du type et de l'état du sol (taux de vide, contrainte de confinement effective, historique de contrainte, etc.). Boulanger et Idriss (2004) ont correctement distingué le comportement semblable à celui du sable et celui de l'argile. Les critères suivants peuvent être utilisés pour identifier le comportement du sol :

Comportement semblable au sable: Les sols semblables au sable sont sujets à la liquéfaction cyclique lorsque leur comportement est généralement caractérisé par un indice de plasticité (PI) < 10 , une limite liquide (LL) < 37 et une teneur en eau naturelle $> 0,85$ (LL). L'accent devrait être mis davantage sur PI , étant donné que LL et w_c ont tendance à être moins fiables.

- **Projets à faible risque:** Supposons que les sols sont sensibles à la liquéfaction cyclique sur la base des critères ci-dessus, sauf si l'expérience locale antérieure montre le contraire.
- **Projets à haut risque:** supposons l'un ou l'autre que les sols soient susceptibles de se liquéfier ou obtiennent des échantillons de haute qualité et évaluent la susceptibilité sur la base d'essais en laboratoire appropriés, à moins d'une expérience locale préalable.

Comportement de type argileux: Les sols de type argileux ne sont généralement pas sensibles à la liquéfaction cyclique lorsque leur comportement est caractérisé par un $PI > 15$, mais ils peuvent subir un ramollissement cyclique.

- **Projets à faible risque:** Supposons que les sols ne sont pas susceptibles de liquéfaction cyclique sur la base des critères ci-dessus, sauf si l'expérience locale antérieure montre le contraire. Vérifiez le ramollissement cyclique.
- **Projets à haut risque:** obtenir des échantillons de haute qualité et évaluer la sensibilité à la liquéfaction et / ou au ramollissement cyclique en se basant sur des tests de laboratoire appropriés, à moins d'une expérience locale préalable.

La figure ci-dessous montre les critères suggérés par Bray et Sancio (2006), qui incluent un comportement de transition du type sable à un comportement argileux entre $12 < PI < 18$.

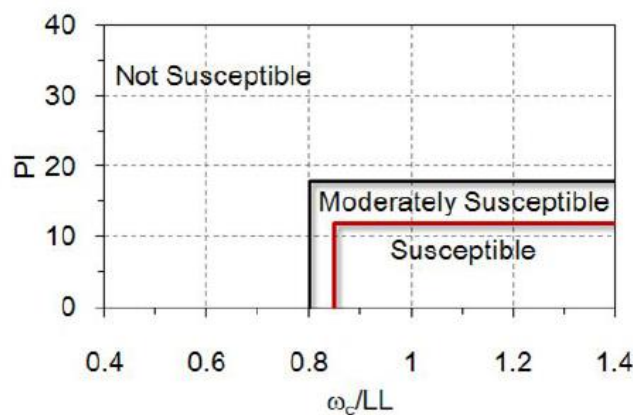


Figure 2.2-1 : Critères de susceptibilité à la liquéfaction (d'après Bray et Sancio, 2006)

Ces critères sont généralement conservateurs. Boulanger et Idriss (2004) ont suggéré que le comportement semblable au sable soit limité à $PI < 7$. À moins que l'expérience locale dans la même unité de géologie ne montre qu'un IP inférieur est plus approprié.

Les sols à grain fin passent d'un comportement qui ressemble plus fondamentalement à celui du sable à un comportement qui ressemble plus fondamentalement à celui de l'argile dans une plage de limites d'Atterberg et de teneurs en humidité, comme le montre la figure ci-dessous. La transition d'un comportement plus sableux à un comportement plus argileux correspond directement aux types de procédures d'ingénierie les mieux adaptées pour évaluer leur comportement sismique. Le passage du comportement de type sable à celui de type argile se produit généralement lorsque le $SBT_n 2,5 < I_c < 2,7$, comme illustré dans les figures ci-dessous. Pour les sols situés dans ou à proximité de cette région de transition, il convient de prélever des échantillons afin de vérifier leur comportement.

2.2.2. Évaluation du déclenchement de la liquéfaction

2.2.2.1. Matériaux semblables au sable

Seed et al. (1985) ont mis au point une méthode d'estimation du coefficient de résistance cyclique (CRR) pour le sable propre dans des conditions de sol nivelées, sur la base du test de pénétration standard (SPT). Le CPT est devenu plus populaire pour estimer le CRR en raison de la nature continue, fiable et répétable des données (Youd et al., 2001; Robertson, 2009) et d'une base de données plus vaste.

Appliquez l'approche simplifiée (NCEER) décrite par Youd et al (2001) en utilisant des hypothèses généralement conservatrices. L'approche simplifiée devrait être utilisée pour les projets à risque faible à moyen et pour la sélection préliminaire des projets à risque élevé. Pour les projets à faible risque, où l'approche simplifiée est la seule méthode appliquée, des critères conservateurs doivent être utilisés. La corrélation CPT recommandée pour les sols de type sable est illustrée à la figure ci-dessous et peut être estimée à l'aide des équations simplifiées suivantes suggérées par Robertson et Wride (1998):

$$CRR_{7.5} = \begin{cases} 93 \left[\frac{(Q_{tn,cs})}{1000} \right]^3 + 0.08 & \text{Si } 50 \leq Q_{tn,cs} \leq 160 \\ 0.833 \left[\frac{(Q_{tn,cs})}{1000} \right] + 0.05 & \text{Si } Q_{tn,cs} < 50 \end{cases}$$

Les observations de terrain, utilisées pour compiler la courbe de la figure ci-dessous, étaient principalement basées sur les conditions suivantes:

- Gisements de sable à l'âge de l'holocène, non cimentés, avec $K_o < 0,7$
- Terrain plat ou légèrement en pente
- Rapport de contrainte cyclique $(CSR)_{7.5}$ ajusté à la magnitude $M = 7,5$ séisme
- Profondeur comprise entre 1 et 15 m (85 et 85%), 85% pour les profondeurs < 10 m (30).
- Séismes d'une magnitude généralement comprise entre $6 < M < 8$
- Valeurs CPT moyennes représentatives pour la couche considérée comme ayant subi une liquéfaction.

Il convient d'être prudent lors de l'extrapolation de la corrélation CPT à des conditions extérieures à la plage ci-dessus. Une caractéristique importante à reconnaître est que la

corrélation est basée principalement sur les valeurs moyennes des couches liquéfiées inférées. Cependant, la corrélation est souvent appliquée à toutes les valeurs de CPT mesurées, qui incluent des valeurs basses inférieures à la moyenne. Par conséquent, la corrélation peut être conservatrice dans les dépôts variables, où une petite partie des données CPT peut indiquer une possible liquéfaction.

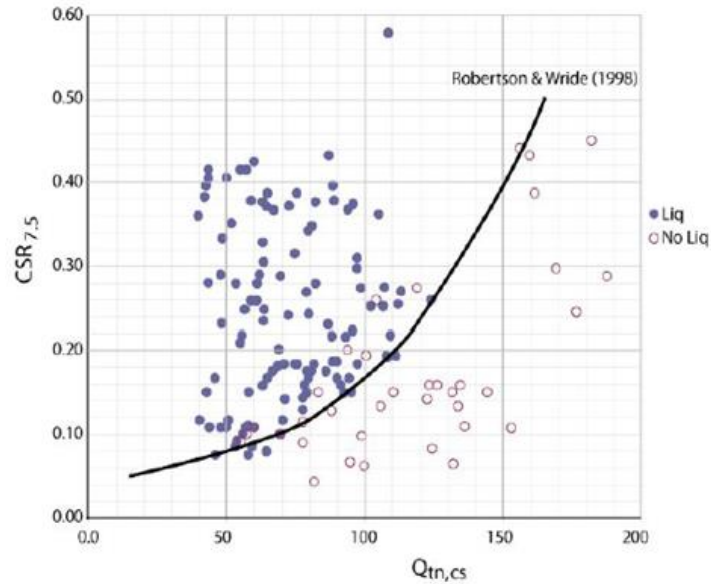


Figure 2.2-2 : Rapport de résistance cyclique (CRR7.5) de la résistance au cône équivalente au sable propre normalisée CPT ($Q_{tn, cs}$) (mis à jour par Robertson, 2009)

Il a été reconnu depuis quelque temps que la corrélation pour estimer le $CRR_{7.5}$ pour les sables limoneux est différente de celle pour les sables propres. En règle générale, une correction est effectuée pour déterminer une résistance équivalente à la pénétration du sable propre en fonction des caractéristiques du sol, telles que la teneur en fines et la plasticité. L'une des raisons de l'utilisation continue du SPT est la nécessité de prélever un échantillon de sol afin de déterminer la teneur en fines du sol. Toutefois, cela a été compensé par la mauvaise reproductibilité générale des données SPT. Il est maintenant possible d'estimer les caractéristiques de comportement directement à partir du CPT. Robertson et Wride (R & W, 1998) suggèrent d'estimer une résistance équivalente à la pénétration du cône de sable propre, $(Q_{tn})_{cs}$, à l'aide de ce qui suit :

$$(Q_{tn})_{cs} = K_c Q_{tn}$$

Où K_c est un facteur de correction qui est fonction des caractéristiques de comportement (par exemple, influence combinée de la teneur en fines et de la plasticité) du sol. Robertson et Wride (R & W, 1998) suggèrent d'estimer les caractéristiques de comportement à l'aide du diagramme de comportement du sol normalisé (SBTn) de Robertson (1990) et de l'indice de type de comportement du sol, I_c , où :

$$I_c = [(3.47 - \log Q_m)^2 + (\log F + 1.22)^2]^{0.5}$$

Et

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{P_{a2}} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

Q_{tn} est la résistance à la pénétration normalisée du CPT (sans dimension);

n = exposant de stress;

$F = f_s / [(q_c - \sigma_{vo})] \times 100\%$ est le rapport de frottement normalisé (en pourcentage);

f_s est la contrainte de frottement de la gaine CPT;

σ_{vo} et σ'_{vo} sont respectivement les contraintes de surcharge effectives totales;

P_a est une pression de référence dans les mêmes unités que σ'_{vo} ($P_a = 100$ kPa si σ'_{vo} est exprimé en kPa) et P_{a2} est une pression de référence dans les mêmes unités que q_c et σ_{vo} ($P_{a2} = 0,1$ MPa si q_c et σ_{vo} sont en MPa).

La carte des types de comportement du sol de Robertson (1990) utilisait une résistance à la pénétration au cône normalisée (Q_t) basée sur un exposant de contrainte linéaire simple de $n=1,0$, alors que la carte recommandée pour estimer $CRR_{7.5}$ est basée sur une résistance à la pénétration au cône normalisée (Q_{tn}) basé sur un exposant de contrainte variable. Robertson (2009) a récemment mis à jour la normalisation de contrainte pour permettre une variation de l'exposant de contrainte avec à la fois SBTn I_c et une contrainte de surcharge effective en utilisant:

$$n = 0.381(I_c) + 0.05(\sigma'_{vo}/P_a) - 0.15$$

Où $n \leq 1.0$

La relation recommandée entre I_c et le facteur de correction K_c est donnée par ce qui suit:

$$K_c = \begin{cases} 1.0 & \text{si } I_c \leq 1.64 \\ 5.581 I_c^3 - 0.403 I_c^4 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88 & \text{si } I_c > 1.64 \end{cases}$$

Le facteur de sécurité contre la liquéfaction cyclique est défini comme suit :

$$Factor\ of\ Safety, FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} MSF$$

Où MSF est le facteur d'échelle de magnitude permettant de convertir le $CRR_{7.5}$ pour $M = 7,5$ en un CRR équivalent pour le séisme de conception. Le MSF recommandé par NCCER est donné par :

$$MSF = \frac{174}{M^{2.56}}$$

Juang et al. (2006) et Ku et al (2012) ont associé le facteur de sécurité (FS) à la probabilité de liquéfaction (P_L) de la méthode à base de R & WCPT utilisant:

$$P_L = 1/(1 + (FS/0.9)^{6.3})$$

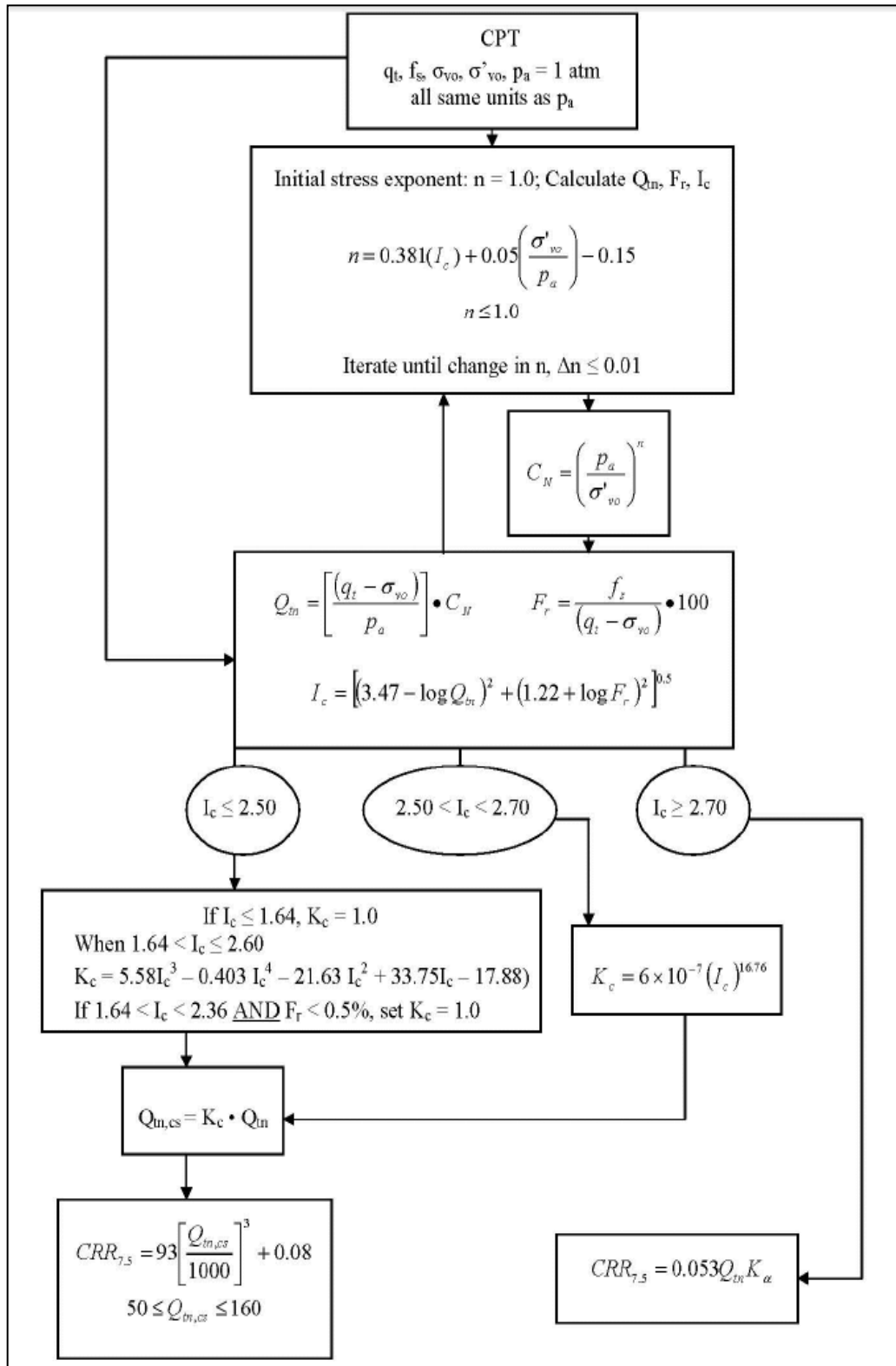


Figure 2.2-3 : Organigramme pour évaluer le rapport de résistance cyclique (CRR7.5) du CPT (d'après Robertson, 2009)

2.3. Conclusion

Le CPT est un essai in-situ en développement permanent, qui s'applique dans plusieurs points et qui nous permet d'avoir des données du site concerné, afin de pouvoir les exploiter pour tirer les informations utiles pour notre traitement du sol.

La continuité des résultats, la facilité de la mise en place et son coût réduit nous facilité l'application de plusieurs essai dans notre site à un coût réduit par rapport aux autres essais in-situ et avec une très bonne précision.

La conception du cône et ses caractéristiques nous donnent des valeurs de contrainte en pointe q_c , du frottement latéral f_s et de la pression interstitielle u , ces dernières vont être utilisées pour déterminer le potentiel de liquéfaction et les différents paramètres qui caractérisent ce site.

Les paramètres tirés à partir de cet essai sont nombreux et avec une pertinence acceptable pour procéder à un traitement anti-liquéfaction du sol et le dimensionnement des fondations de notre structure.

Chapitre 3 : Traitement de sol par colonnes ballastées

3.1. Introduction

Les piles de granulats, ou colonnes en pierre, sont souvent utilisées pour augmenter la capacité portante et la stabilité de la pente, réduire les tassements totaux et différentiels et accélérer la consolidation des sites comportant des sols compressibles à grain fin à moyennement tendres à moyennement profonds. Ils ont été utilisés pour réduire le potentiel de liquéfaction dans les dépôts meubles de sols granulaires saturés et sont efficaces sur les sites avec des couches intercalées de sédiments faibles et meubles qui peuvent poser problème pour les fondations. Les piles de granulats augmentent la rigidité, la résistance et le drainage du dépôt en renforçant le sol avec des colonnes de granulats grossiers compactés.

Dans notre cas, on a choisi d'utiliser les colonnes ballastées comme méthode de traitement, non seulement pour ses qualités d'amélioration des capacités mécaniques du sol et traitement anti-liquéfaction mais aussi pour l'impact environnemental positif.

3.2. Capacité portante du sol amélioré par colonnes ballastées

3.2.1. Cellule unitaire (colonne isolée)

La capacité portante d'un sol amélioré est un facteur déterminant dans certains types de sols, pour certains ouvrages. C'est d'ailleurs l'un des paramètres utilisés pour le pré-dimensionnement des colonnes ballastées.

La théorie de la capacité portante des sols améliorés n'est pas très différentes de la théorie de la capacité portante classique. En réalité, certaines théories développées par certains auteurs, utilisent le principe de l'équilibre limite. D'autres auteurs se sont appuyés sur la théorie de l'expansion radiale.

Le mode de rupture des colonnes dépend du type de chargement qu'elles subissent, des caractéristiques du matériau constituant la colonne et celles du sol avoisinant.

En général, il existe 3 mécanismes de rupture pour les sols améliorés par colonnes :

- Rupture par perte de résistance du sol avoisinant
- Rupture par cisaillement (classique)
- Rupture par poinçonnement.

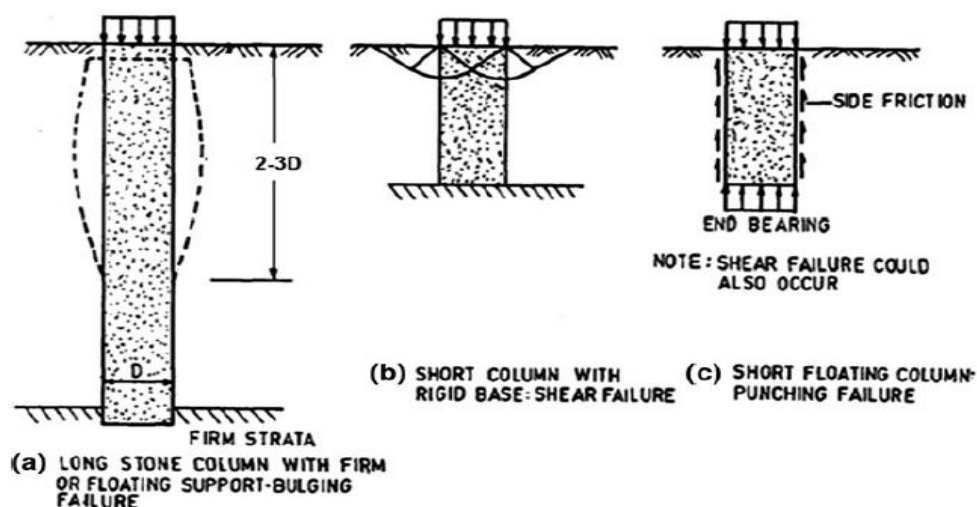


Figure 3.2-1 : les différents modes de rupture des colonnes ballastées

Plusieurs auteurs se sont intéressés à l'étude de la capacité portante des sols améliorés, de nombreuses méthodes de calculs ont été proposées :

- Brauns (1978) a proposé une méthode pour calculer la capacité portante d'une colonne ballastée unitaire, dans un sol saturé et dans des conditions **non drainées**. Cette méthode considère un mode de rupture passive du sol avoisinant par cisaillement.

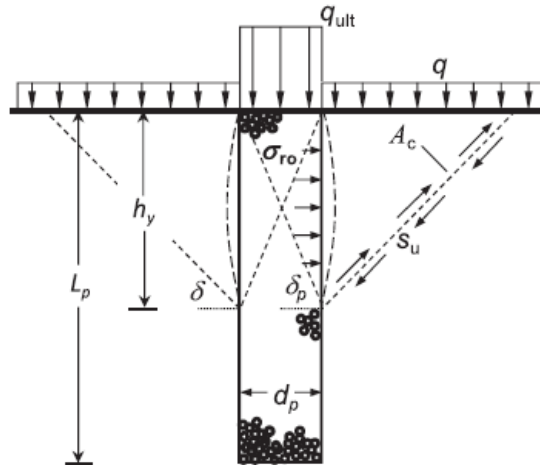


Figure 3.2-2 : mode de rupture suivant Brauns

Où q est la charge appliquée sur la cellule unitaire

A_c : l'aire de la surface de cisaillement

C_u : résistance au cisaillement non drainé du sol avoisinant

La hauteur à laquelle, la rupture du sol s'enclenche est assumé être relié au diamètre de la colonne d_p et à l'angle du plan de rupture de la colonne δ_p où :

$$\delta_p = 45^\circ + \frac{\phi_p}{2}$$

En exprimant l'équilibre du triangle de sol, et en négligeant le poids propre du sol, on arrive à la formule suivante :

$$\sigma_{ro} = \frac{\tan \delta}{A_s} \left(q \cdot A_a + \frac{C_u \cdot A_c}{\sin \delta} \right)$$

Avec :

A_a : l'aire de l'anneau ou la charge q est appliquée (cellule unitaire).

δ : l'angle du plan de rupture de la matrice de sol.

δ_p : Angle de rupture de la colonne

ϕ_p : L'angle de frottement interne de la colonne

σ_{ro} : Contrainte radiale initiale.

La contrainte ultime est donc reliée à la contrainte radiale par la formule suivante :

$$q_{ult} = \left(q + \frac{2 \cdot C_u}{\sin 2 \cdot \delta} \right) \left(1 + \frac{\tan \delta_s}{\tan \delta} \right) \tan^2 \delta_p$$

L'angle du plan de rupture de la matrice de sol est évalué à l'aide de la condition suivante :

$$(d\sigma_{ro}/d\delta = 0)$$

On aboutira donc à l'équation suivante :

$$\frac{q}{2 \cdot C_u} \tan \delta_p = -\frac{\tan \delta}{\tan 2 \cdot \delta} - \frac{\tan \delta_p}{\tan 2 \cdot \delta} - \frac{\tan \delta_p}{\sin 2 \cdot \delta}$$

Pour un cas où la contrainte appliquée q est nulle, on obtient :

$$\tan \delta \cdot (\tan^2 \delta - 1) = 2 \cdot \tan \delta_p$$

L'angle δ_p est généralement égal à 45° , on obtient alors que l'angle δ est égal à 62° .

En remplaçant les caractéristiques des matériaux par leurs valeurs (Greenwood, 1970 ; Munfakh 1983), on trouve que la capacité portante ultime peut être réduite à la formule suivante :

$$q_{ult,c} = 20.75 C_u$$

Puisque la colonne et le sol avoisinant, mobilisent une résistance au cisaillement à déformations égales, la capacité portante ultime devient :

$$q_{ult} = q_{ult,c} \cdot a_s + q_{ult,s}(1 - a_s)$$

Avec :

a_s : Taux de substitution

- Gibson & Anderson (1961) :

Ces auteurs ont analytiquement développé une formule partant de l'expansion radiale d'un anneau sous une hypothèse de déformations planes, dans un sol argileux en premier lieu, puis un sol sableux.

La contrainte de confinement ultime, dans des conditions non drainées du sol, peut être déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{3,ult} = \sigma_{ro} + \left\{ 1 + \ln \left[\frac{E_s}{2 \cdot C_u \cdot (1 + \nu)} \right] \right\} \cdot s_u = \sigma_{ro} + k_p \cdot C_u$$

Avec:

σ_{ro} : la contrainte radiale initiale.

C_u : résistance au cisaillement non drainée du sol.

E_s : le module d'élasticité du sol

ν : le coefficient de poisson.

k_p : coefficient de l'expansion de la cavité.

Par la suite, Hughes et Withers (1974) se sont basés sur la formule précédente.

Des essais en laboratoire ont été réalisés pour examiner de plus près, la capacité portante d'une colonne unitaire, en appliquant une contrainte constante sur la colonne et en mesurant son déplacement radiale suivant plusieurs profondeurs.

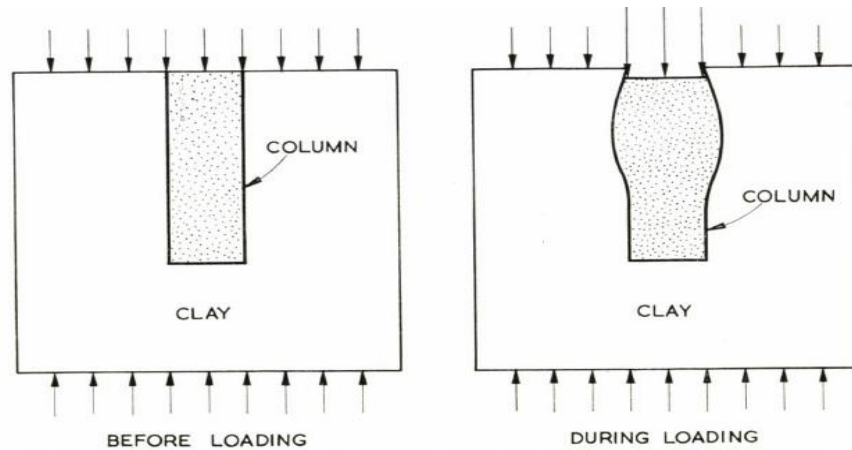


Figure 3.2-3 : résultats des expérimentations

Les résultats obtenus, montrent que le déplacement radial est maximal dans une zone qui varie entre 2 fois à 3 fois le diamètre de la colonne (2-3D). Puis, à l'aide de plusieurs résultats d'essais pressiométrique effectués sur terrain la formule précédente a été approximé par :

$$\sigma'_{3,ult} = \sigma'_{ro} + 4 \cdot C_u$$

En supposant que la colonne est en état de rupture lorsque la contrainte radiale limite est atteinte, on peut donc écrire :

$$q_{ult} = \sigma'_3 \cdot \frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p} = [\sigma'_{ro} + 4 \cdot C_u] \cdot \frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p}$$

Où :

$$G_v = q_{ult,c}$$

Puisque la colonne et le sol avoisinant, mobilisent une résistance au cisaillement à déformations égales, la capacité portante ultime devient :

$$q_{ult} = q_{ult,c} a_s + q_{ult,s} (1 - a_s)$$

Barksdale (1987) suggère de prendre la capacité portante ultime du sol comme suit :

$$q_{ult,s} = 5 \cdot C_u$$

Remarque :

Dans la pratique, on calcule la capacité portante en utilisant les 2 méthodes précédentes, puis on retient la valeur minimale.

3.2.2. Groupe de colonnes ballastées

On s'intéresse maintenant, à l'étude de la capacité portante d'un groupe de colonnes ballastées

Il existe 2 méthodes principales :

- **FHWA (federal highway administration)**

Il s'agit de la méthode de Vesic (1972) de l'expansion d'une cavité cylindrique.

Les facteurs de l'expansion de la cavité (F'_c et F'_q), sont en fonction de l'angle de frottement du sol, et de son indice de rigidité.

$$\sigma_3 = c F'_c + q F'_q$$

$$I_r = \frac{E}{2(1 + \nu)(c + q \tan \phi_c)}$$

Note: $F'_c = \lambda n I_r + 1$ for case of $\phi_c = 0$

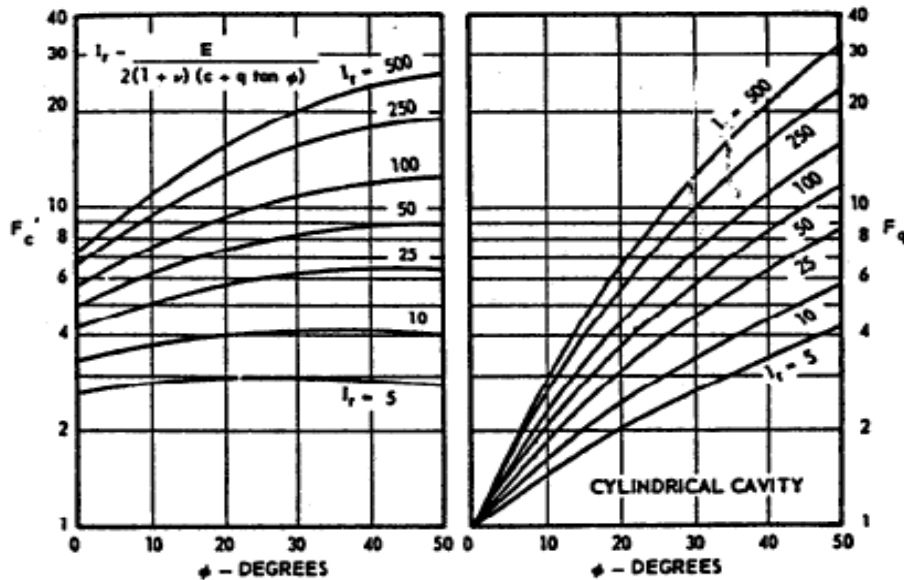


Figure 3.2-4 : facteurs de l'expansion de la cavité

La capacité portante du groupe de colonnes est donnée par la formule suivante :

$$q_{ult} = [c F'_c + q F'_q] \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right)$$

- **Barksdale et Bachus (1983)**

Un groupe de colonnes ballastées est modélisé en assumant que la distribution des cellules unitaires dans le sens latérale est infinie.

Barksdale et Bachus se sont intéressés au calcul de la capacité portante d'un groupe de colonnes en se basant sur le travail de Vesic (1972). Leurs approche a été d'assumer que la cellule unitaire peut être utilisé pour le calcul de la capacité portante d'un groupe de colonnes, à condition d'utiliser des paramètres de cisaillement modifiés. La pression de confinement est déterminée à l'aide de la théorie classique de la poussé des terres.

$$\phi_{avg} = \tan^{-1} \left[\frac{n \cdot a_s}{1 + (n - 1) \cdot a_s} \tan \phi_p \right]$$

$$C_{u,avg} = (1 - a_r) \cdot s_u$$

Avec :

ϕ_{avg} : L'angle de frottement homogène

$C_{u,avg}$: Résistance au cisaillement non drainé homogène

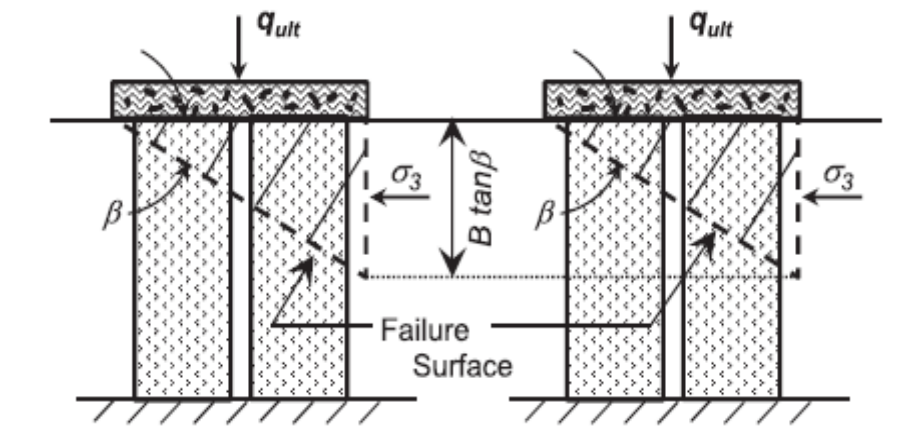


Figure 3.2-5 : surface de rupture

La masse de sol triangulaire est reprise par la contrainte de confinement σ_3 , qui peut être déterminée à l'aide de la théorie classique de poussée des terres, on trouve que :

$$\sigma_3 = 0.5 \cdot \gamma_s \cdot B \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi_{avg}}{2} \right) + 2 \cdot C_u$$

Avec :

γ_s : le poids volumique du sol.

B : la base de la fondation

Puis à l'aide de la théorie de l'expansion d'une cavité de Vésic (1972), Barksdale et Bachus, on peut déterminer la capacité portante d'un groupe de colonnes ballastées :

$$q_{ult,group} = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_{avg}}{2} \right) + 2 \cdot C_{u,avg} \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi_{avg}}{2} \right)$$

3.3. Tassement du sol amélioré par colonnes ballastées

Le tassement, ainsi que la capacité portante, sont des facteurs majeurs pour le dimensionnement des colonnes ballastées. L'évaluation de la stabilité des fondations reposant sur des colonnes, requière une bonne estimation du tassement du sol amélioré. Les colonnes ballastées ont été utilisées à maintes reprises, pour réduire le tassement excessif de certaines fondations, pour des profondeurs qui peuvent atteindre 20-30m (Bouassida). Plusieurs auteurs ont proposés des méthodes pour l'estimation du tassement :

-Balaam & brooker (1981)

-Greenwood (1970)

Cependant, la méthode la plus utilisée est celle de Priebe (1976)

3.3.1. Estimation du tassement

Le tassement d'une large fondation sous chargement verticale, peut s'écrire de la manière suivante :

$$S = m_{v,s} \Delta \sigma_z h$$

Avec :

$m_{v,s}$: le coefficient de compressibilité volumétrique du sol.

σ_z : la contrainte verticale.

h : la hauteur de la couche de sol.

Le coefficient de compressibilité volumétrique peut être déterminé à l'aide d'un essai œdométrique, ou bien à l'aide de la formule suivante :

$$m_{v,s} = \frac{1}{D_s} = \frac{(1 - v_s)(1 - 2v_s)}{E_s(1 - v_s)}$$

Avec :

v_s : Coefficient de poisson du sol

E_s : Module d'Young du sol

3.3.2. Méthode de Priebe

La méthode de Priebe consiste à déterminer le coefficient d'amélioration n_0 , qui relie le tassement du sol amélioré à celui du sol non amélioré.

Ce facteur représente l'amélioration des caractéristiques mécaniques qui influencent le processus de tassement du sol, par les colonnes ballastées

Le facteur d'amélioration prend en compte l'augmentation du module de Young du sol E_s , d'où la diminution du tassement du sol amélioré.

3.3.2.1. Hypothèses de la méthode de Priebe

Les hypothèses de la méthode de Priebe sont la suivante :

- la colonne repose sur une couche rigide
- la colonne est incompressible
- le poids du sol et de la colonne sont négligés

En se basant sur les hypothèses de Priebe, un mécanisme de rupture en tête de la colonne ne peut jamais survenir (couche rigide), ce qui nous laisse penser que la source du tassement au sens de Priebe est une expansion latérale de la colonne (Bulging).

La méthode de Priebe assume que le sol était déjà en état d'expansion lors de l'insertion du matériau composant la colonne.

La colonne est en état de cisaillement depuis le début du chargement, contrairement au sol, qui lui est dans un état élastique.

3.3.2.2. Facteur d'amélioration

Le facteur d'amélioration n_0 s'écrit de la manière suivante :

$$n_0 = 1 + \frac{A_{col}}{A} \left[\frac{\frac{1}{2} + f\left(v_s, \frac{A_{col}}{A}\right)}{K_{ac} f\left(v_s, \frac{A_{col}}{A}\right)} - 1 \right]$$

Où :

$$f\left(v_s, \frac{A_{col}}{A}\right) = \frac{(1 - v_s)(1 - A_{col}/A)}{1 - 2v_s + A_{col}/A}$$

$$K_{ac} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi_c}{2} \right)$$

Avec : φ_c , l'angle de frottement du matériau constituant la colonne.

A_{col} : l'aire de la colonne

A : l'aire de la cellule unitaire

K_{ac} : Coefficient de poussé des terres active

Un coefficient de poisson ν_s de 1/3 est supposé, l'équation précédente sera donc simplifiée :

$$n_0 = 1 + \frac{A_{col}}{A} \left[\frac{5 - \frac{A_{col}}{A}}{4K_{ac} \left(1 - \frac{A_{col}}{A} \right)} - 1 \right]$$

Des abaques existent afin de faciliter le calcul du facteur d'amélioration :

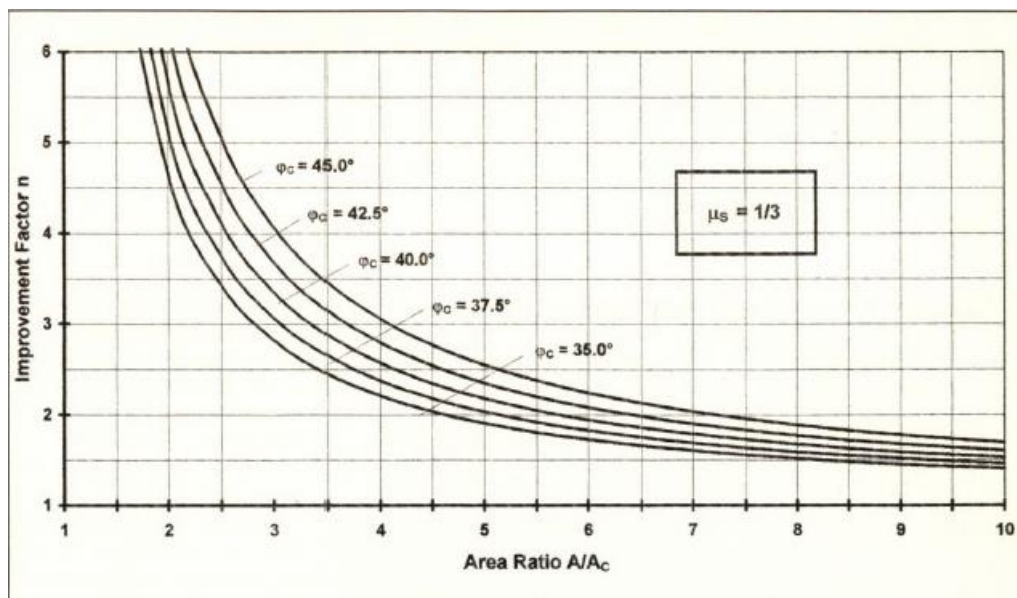


Figure 3.3-1 : facteur d'amélioration de Priebe

Le facteur d'amélioration relie le tassement du sol amélioré et le tassement du sol non amélioré par la formule suivante :

$$n = \frac{S_{non-amélioré}}{S_{amélioré}}$$

Priebe (1995) suggère de prendre en considération la compressibilité de la colonne, les changements dans la méthode de calcul peuvent être trouvés dans la publication de Priebe 1995. Cependant, la méthode du facteur d'amélioration est généralement la plus utilisée (jie Han).

3.3.3. Méthode de réduction des charges (Aboshi& Al 1979)

Cette méthode aussi consiste à déterminer un facteur appelé facteur de réduction des contraintes (stress reduction factor).

Le tassement d'une fondation sous une surface de charge infinie peut être estimé par la formule suivante :

$$S = m_{v,s} \Delta \sigma_z h$$

Du fait de l'amélioration du sol par les colonnes ballastées, seule une partie de la charge sera reprise par le sol, l'autre partie sera intégralement reprise par la colonne, en fonction du module d'élasticité du matériau constituant E_c .

Le facteur de réduction des contraintes s'écrit de la manière suivante :

$$\mu = \frac{1}{1 + a_s(n - 1)}$$

Où n est le facteur de concentration de charges, qui peut être approximé par la formule suivante (jie han ,2010):

$$n = 1 + 0.217 \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right)$$

E_c : module d'élasticité du matériau constituant la colonne

E_s : module d'élasticité du sol

Le tassement du sol après amélioration s'écrit donc :

$$S' = m'_{v,s} \mu \Delta \sigma_z h$$

Où $m'_{v,s}$ est le coefficient de compressibilité volumétrique du sol amélioré.

S' : Le tassement du sol amélioré pour une charge infinie

On suppose que ce coefficient ne change pas avant et après l'amélioration, on peut donc écrire que :

$$\mu = \frac{S'}{S}$$

Barksdale & Bachus on établit un abaque pour la détermination du coefficient de concentration des contraintes n à partir du rapport de modules élastiques du sol et de la colonne :

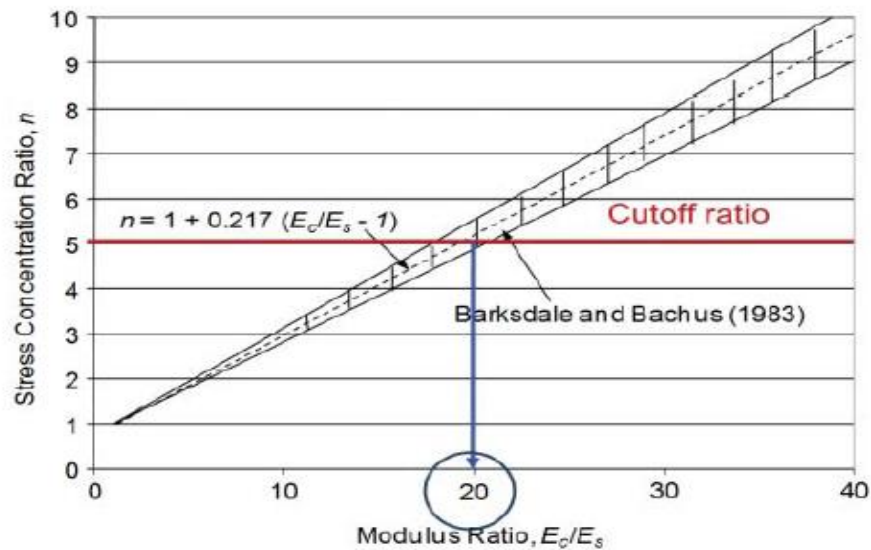


Figure 3.3-2 : facteur de concentration des contraintes

La valeur du rapport de modules d'élasticité devrait être limitée à 20.

3.4. Consolidation du sol

Les observations sur site, ont montrés que les colonnes ballastées pouvaient aussi accélérer la consolidation du site amélioré.

Des mesures de la pression interstitielle sur site, chargé par un remblai en terre et non amélioré, ont servis à mettre en évidence l'amélioration qu'apportent les colonnes ballastées :

Le sol amélioré avait atteint 25% de la consolidation primaire, lorsque le sol amélioré avait atteint 100% de consolidation (Munfakh et al.1983)

L'accélération de la consolidation est possible, car les colonnes ballastées, grâce à leur grande perméabilité, fournissent un chemin de drainage préférentiel, à la pression interstitielle.

Les colonnes ballastées agissent aussi par leur grande rigidité (module d'élasticité), ce qui fait qu'elles attirent plus de charge que le sol avoisinant, et donc la pression interstitielle qui sera généré par une charge additionnelle, sera moindre dans un sol amélioré que dans un sol sans amélioration

3.4.1. Solution de Barron 1948

Barron est l'un des premiers auteurs qui se sont intéressés à la consolidation des sols par drains verticaux.

Cependant, les drains et les colonnes ballastées ont deux différences majeures, la première c'est que la colonne possède un module d'élasticité qui est supérieur à celui du sol avoisinant.

En d'autres termes, la solution que propose Barron, ne prend pas en compte l'effet de différence entre le module d'élasticité du sol et du matériau constituant la colonne, sur l'accélération de la consolidation du sol.

3.4.1.1. Hypothèses de la méthode de Barron

La méthode de Barron comporte 4 hypothèses principales qui sont :

- l'eau est incompressible, et à l' instant initiale du chargement, l'eau reprend toute la charge verticale
- la déformation du sol se fait verticalement seulement
- chaque drain vertical possède une certaine zone d'influence
- le sol est uniformément chargé

3.4.1.2. Développement théorique

L'équation différentielle suivante est établie :

$$c_r \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial \bar{u}}{\partial t}$$

Avec :

c_r : coefficient de consolidation radiale

c_v : coefficient de consolidation verticale

r : coordonnée radiale

z : coordonnée verticale

t : temps

u : pression interstitielle excessive dans un point donné (r,z)

\bar{u} : Pression interstitielle moyenne dans une profondeur z

Cette équation peut être décomposée en 2 équations :

1-

$$\frac{\partial u_z}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2}$$

Il s'agit de l'équation de la théorie de consolidation de Terzaghi en 1-D, dont la solution est connue.

2-

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = c_r \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right)$$

La solution de cette équation s'écrit :

$$u_r = \frac{4\bar{u}}{d_e^2 F(N)} \left[r_e^2 \ln \left(\frac{r}{r_c} \right) - \frac{r^2 - r_c^2}{2} \right]$$

Où :

$$\bar{u} = u_0 e^{\lambda}$$

Avec :

u_0 : la pression interstitielle excessive a $t=0$,

$$\lambda = -8 T_r / F(N)$$

$$F(N) = [N^2 / (N^2 - 1)] \ln(N) - (3N^2 - 1) / (4N^2)$$

$N = d_e / d_c$

Avec :

d_e : le diamètre de la zone d'influence

d_c : le diamètre du drain verticale

$$T_r = C_r t / d_e^2$$

Avec :

T_r : facteur temporel de la consolidation radiale

Le degré de consolidation radiale moyen s'écrit :

$$U_r = 1 - \exp^{-[8/F(N)]T_r}$$

3.4.2. Méthode simplifiée (Jie Han ,2001)

Cette méthode a été proposée afin de prendre plus d'élément en compte lors de l'estimation de la consolidation du sol amélioré par colonnes ballastées, la théorie de Barron ne peut englober l'intégralité des phénomènes qui interviennent.

3.4.2.1. Hypothèses de la méthode simplifiée

- le sol est saturé
- la colonne et le sol se déforment verticalement de la même manière
- la contrainte verticale est appliquée instantanément à travers une fondation rigide, et qui est constante lors du processus de consolidation. à $t=0$, l'eau reprend la totalité de la charge appliquée. Le sol est dans un état non drainé au moment de l'application de la charge
- la contrainte appliquée (verticale) est uniforme
- la colonne est en état de drainage a tout instant.la colonne possède une zone d'influence

La représentation de la cellule unitaire est comme suit :

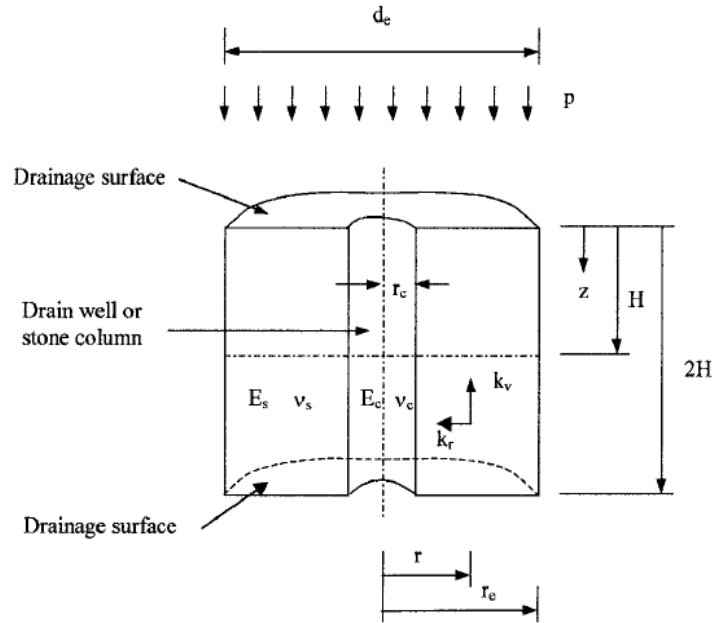


Figure 3.4-1 : représentation de la cellule unitaire

La cellule unitaire possède 2 surfaces drainantes, la paroi latérale est considérée comme étant non drainante.

Les conditions initiales, et aux limites sont les suivantes :

- 1- $u_0 = u|_{t=0} = (A/A_{sol})P$ dans le sol avoisinant la colonne.
- 2- $u|_{r=r_e} = 0$ ($t > 0$) (surface drainante)
- 3- $(\partial u / \partial r)|_{r=r_e} = 0$ (pression interstitielle constante en dehors de la cellule unitaire)
- 4- $u|_{z=0} = 0$ (surface drainante)
- 5- $(\partial u / \partial z)|_{z=H} = 0$

3.4.2.2. Développement théorique

Les hypothèses précédentes nous permettent d'écrire que la charge appliquée sur la cellule unitaire se décompose comme suit :

$$\bar{\sigma}_s A_{sol} + \bar{\sigma}_c A_{col} = pA$$

Avec :

σ_s : la charge reprise par le sol

σ_c : charge reprise par la colonne

p : la charge appliqué sur la cellule unitaire

A : l'aire de la cellule unitaire : $A = A_{col} + A_{sol}$

L'hypothèse de déformations égales, nous permet d'écrire :

$$\frac{\partial e_s}{1 + e_s} = \frac{\partial e_c}{1 + e_c}$$

Avec :

e_c : indice des vides de la colonne

e_s : indice des vide du sol

De l'équation précédente, on obtient :

$$\partial \sigma'_s = \frac{m_{v,c}}{m_{v,s}} \partial \sigma'_c$$

Avec :

σ'_s : est la contrainte effective du sol

σ'_c : contrainte effective de la colonne

$m_{v,c}$: coefficient de variation volumétrique de la colonne

$m_{v,s}$: coefficient de variation volumétrique du sol

En combinant les équations précédentes, et en considérant la contrainte totale du sol comme suit :

$$\sigma_s = \sigma'_s + \bar{u}$$

On trouve que :

$$\frac{\partial \sigma'_s}{\partial t} = - \frac{m_{v,c} A_{sol}}{m_{v,s} A_{col}} \frac{\partial \sigma_s}{\partial t} = - \frac{m_{v,c} A_{sol}}{m_{v,c} A_{sol} + m_{v,s} A_{col}} \frac{\partial \bar{u}}{\partial t}$$

Où \bar{u} est la pression interstitielle moyenne dans le sol.

En supposant que le changement de volume du sol est égale au volume d'eau s'évacuant du sol, on obtient que :

$$\frac{k_r}{\gamma_w} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + \frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{m_{v,s} m_{v,c} (1 - a_s)}{m_{v,c} (1 - a_s) + m_{v,s} a_s} \frac{\partial \bar{u}}{\partial t}$$

$$c_{rm} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + c_{vm} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial \bar{u}}{\partial t}$$

Avec :

$$c_{rm} = c_r \left(1 + n \frac{1}{N_D^2 - 1} \right) = c_r \left(1 + n \frac{a_s}{1 - a_s} \right)$$

$$c_{vm} = c_v \left(1 + n \frac{1}{N_D^2 - 1} \right) = c_v \left(1 + n \frac{a_s}{1 - a_s} \right)$$

C_r : coefficient de consolidation radiale : $k_r / (\gamma_w m_{v,s})$

C_{rm} : coefficient de consolidation radiale modifié

C_v : coefficient de consolidation verticale : $k_v / (\gamma_w m_{v,s})$

C_{vm} : coefficient de consolidation verticale modifié

k_v : perméabilité verticale du sol

k_r : perméabilité radiale du sol

u : pression interstitielle

N_D : rapport de diamètres entre la cellule unitaire et la colonne

n : coefficient de concentration de contraintes.

Terzaghi (1943) a proposé la formule suivante pour l'estimation du degré de consolidation dans un cas d'écoulement 1-D

$$\text{Pour } U_v = 0 \text{ à } 52.6\%, \quad U_v = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}}$$

$$\text{Pour } U_v > 52.6\%, \quad U_v = 1 - 0.81 \cdot 10^{-1.07T_v}$$

Où :

U_v : degré de consolidation moyen.

T_v : facteur temps adimensionnel de la consolidation verticale, $T_v = c_v t / h_{dr}^2$

h_{dr} : la plus grande distance de drainage due à l'écoulement vertical.

Barron (1948) a proposé la formule suivante pour l'estimation du degré de consolidation radiale :

$$U_r = 1 - e^{-\frac{8}{F(N_D)} T_r}, \quad F(N_D) = \frac{N_D^2}{N_D^2 - 1} \ln(N_D) - \frac{3N_D^2 - 1}{4N_D^2}$$

Avec :

U_r est le degré de consolidation radiale

T_r : facteur temporel de la consolidation radiale $T_r = c_r t / d_e^2$

Le degré de consolidation combiné (radiale et verticale) peut être calculé de la façon suivante (Carillo 1942) ;

$$U_{vr} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r)$$

Les coefficients de consolidation modifiés, prennent en compte le coefficient de concentration des contraintes causé par la différence de modules d'élasticité entre le sol et la colonne. En effet, la colonne fournit un chemin pour la dissipation de la pression interstitielle excessive induite par la charge en surface, cependant, elle sert aussi à diminuer la contrainte reprise par le sol.

Han et Ye (2002) ont développé une solution simplifiée pour le calcul du degré de consolidation dans le cas d'un sol amélioré par colonnes ballastées. Cette formule n'est valable que dans le cadre de la cellule unitaire. Cette solution est plus exacte que celle de Barron (1948), car elle prend en compte la perméabilité horizontale et verticale du sol, ainsi que la perméabilité de la colonne.

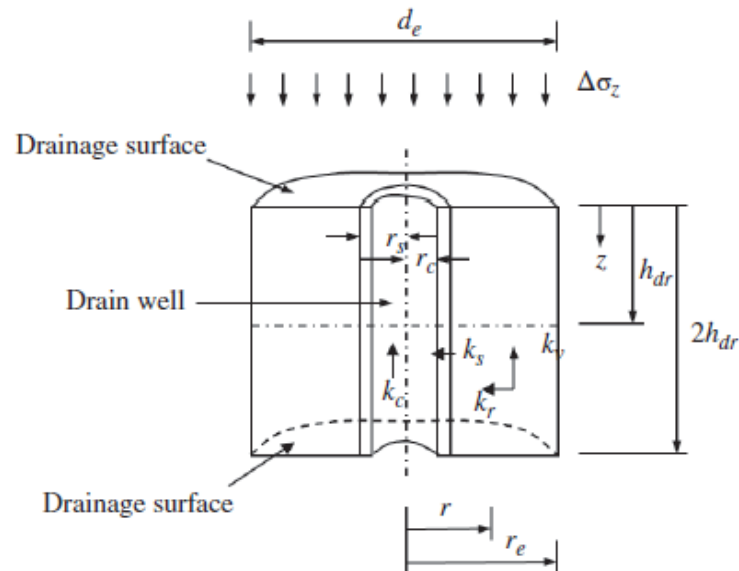


Figure 3.4-2 : cellule unitaire, consolidation

$$F'_m = \frac{N_D^2}{N_D^2 - 1} \left(\ln N_D - \frac{3}{4} \right) + \frac{1}{N_D^2 - 1} \left(1 - \frac{1}{4N_D^2} \right) + \frac{32}{\pi^2} \left(\frac{k_r}{k_c} \right) \left(\frac{h_{dr}}{d_c} \right)^2$$

Avec :

h_{dr} : la hauteur drainante.

3.5. La liquéfaction

Pour assurer une résistance de la structure face aux dommages causés par la liquéfaction, une bonne compréhension des paramètres qui influencent la liquéfaction est nécessaire.

Les différentes stratégies à adopter en cas d'existence d'un risque de liquéfaction sont les suivantes :

- ne rien faire et accepter les dégâts occasionnés.
- abandonner le site en question, et choisir un autre.
- améliorer les caractéristiques du sol pour que les dégâts soient atténués ou quasiment empêchés.

Une des méthodes d'amélioration du sol vis à vis de la liquéfaction est l'installation de colonnes ballastées.

Cette méthode atténue le risque de liquéfaction de plusieurs façons :

- Elle densifie le sol en question.
- Augmente la contrainte latérale in situ.
- Renforce le sol en introduisant un matériau plus rigide.
- Fournit un chemin pour le drainage de la pression interstitielle excessive généré lors du séisme.

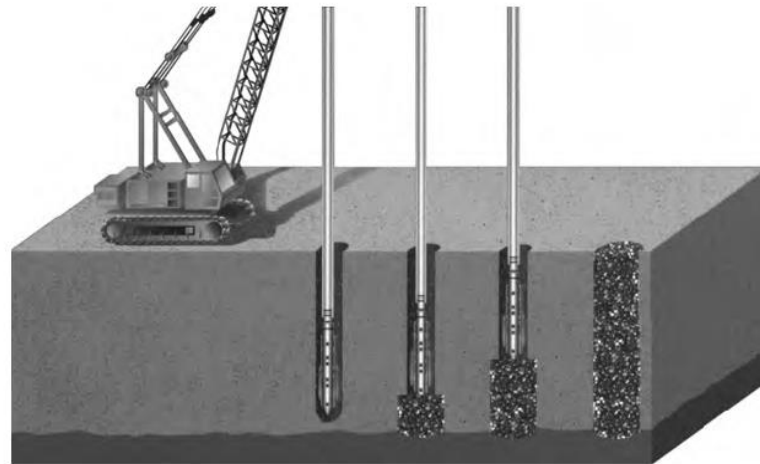


Figure 3.5-1 : installation des colonnes ballastées

Remarque :

L'effet de densification du sol ne peut pas être quantifié et pris en compte dans les calculs à ce jour.

Dans cette étude, seules les diminutions du rapport de pression interstitielle et le coefficient de cisaillement cyclique seront abordés.

3.5.1. Diminution du rapport de pression interstitielle

La cellule unitaire est modélisé en axisymétrique, les données nécessaires à cette méthode sont :

- -La perméabilité horizontale et verticale du sol et de la colonne
- -le nombre de cycles sismiques pour induire la liquéfaction du sol N_i
- -la durée du séisme t_a

La capacité des colonnes ballastées à drainer la pression interstitielle excessive a été évaluée pour la première fois en utilisant le modèle de seed et booker (1977).

La pression interstitielle a été supposé se dissiper exclusivement par écoulement radiale vers la colonne, ou la perméabilité de cette dernière a été supposé infinie.

L'équation qui gouverne la génération et la dissipation de la pression interstitielle s'écrit de la manière suivante :

$$\frac{k}{\gamma_w m_v} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \cdot \frac{\partial N}{\partial t}$$

Où,

k : la perméabilité du sol

m_v : module de compressibilité volumétrique

u : pression interstitielle a une distance r du centre de la colonne

u_g : pression interstitielle excessive induite par le séisme

N : nombre de cycles du séisme

u_g : peut s'écrire de la façon suivante d'après (Dealba et al 1976)

$$u_g = \frac{2 \cdot \sigma'_0}{\pi} \cdot \arcsin \left[\left(\frac{N}{N_l} \right)^{1/2\alpha} \right]$$

Où,

N_l : le nombre de cycles du séisme causant la liquéfaction

Le taux de génération de la pression interstitielle est donné par la formule suivante :

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{\sigma'_0}{\alpha \pi N_l} \frac{1}{\sin^{2\alpha-1} \left(\frac{\pi}{2} r_u \right) \cos \left(\frac{\pi}{2} r_u \right)}$$

Où,

r_u : le rapport de pression interstitielle $r_u = u/\sigma'_0$

σ'_0 : la contrainte effective verticale

La pratique consiste à dimensionner les colonnes ballastées (rayon de la colonne et rayon de la maille) de telle sorte que le rapport de pression interstitielle r_u n'atteigne pas la valeur 1, qui est la valeur à laquelle la liquéfaction se produit.

Les recherches (Lee & Albaisa 1974) ont montrés qu'au-delà de $r_u=0.6$, le coefficient de compressibilité volumétrique du sol $m_{v,s}$ n'était plus constant, pour cela, la valeur de r_u devrait être maintenue inférieure à **0.6**

L'équation différentielle précédente peut être facilement résolue en utilisant **Matlab**, cependant nous avons utilisé le programme en Eléments finis **FEQDrain**.

3.5.1.1. FEQDrain

La formulation mathématique du problème que propose **FEQDrain** est plus générale, car le programme prend en compte les perméabilités horizontales et verticale, ainsi qu'une possibilité de drainage a la surface du sol.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{k_h}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{k_h}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k_v}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) = m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right)$$

La formule précédente peut être réduite dans des conditions axisymétriques :

$$\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{k_h}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k_v}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) = m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right)$$

Les conditions aux limites en termes de pression interstitielle sont montrées dans la figure suivante.

4 options sont disponibles pour l'analyse des drains, seulement 2 seront utilisés :

- Analyse de la liquéfaction du sol sans colonnes.
- Analyse de la liquéfaction du sol avec colonnes.

Une comparaison entre rapports de pression interstitielle sera ensuite faite pour mettre en évidence la nécessité d'utiliser des colonnes ballastées. La nappe d'eau est supposée en surface.

3.5.1.2. Conditions aux limites en surface

2 conditions aux limites existent en surface :

- Drainage parfait, ce qui implique que la pression interstitielle est nulle en tout temps.
- Pas de drainage, la pression interstitielle est non nulle

3.5.1.3. Les données d'entrée

Les paramètres d'entrés peuvent être classés en 3 catégories :

- 1- Profile, caractéristiques du sol et paramètres géométriques
- 2- Les paramètres sismiques du sol
- 3- Géométrie du drain (colonne) et caractéristiques (perméabilité, module de Young ...)

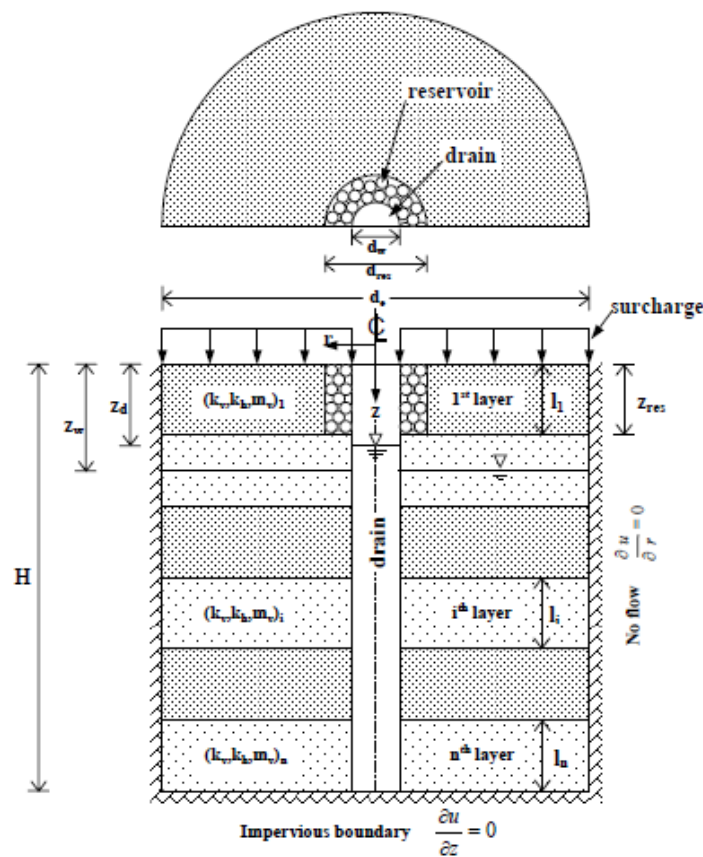


Figure 3.5-2 : conditions aux limites

3.6. Diminution des sollicitations sismiques

Cette méthode repose sur le mécanisme de distribution des contraintes de la cellule, plus le matériau est rigide, plus celui-ci reprend plus de contraintes de cisaillement.

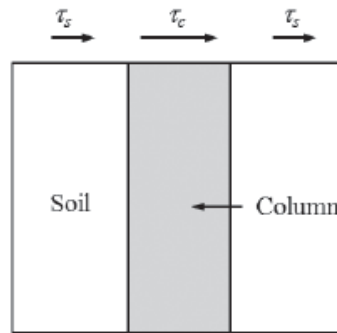


Figure 3.5-3 : distribution des contraintes de cisaillement

On peut donc écrire :

$$\gamma_{sol} = \gamma_{col}$$

Et

$$\frac{\tau_{sol}}{G_{sol}} = \frac{\tau_{col}}{G_{col}}$$

Avec :

γ : La déformation de cisaillement

En exprimant l'équilibre des forces agissant sur la cellule unitaire on trouve :

$$\tau A = \tau_{sol} A_{sol} + \tau_{col} A_{col}$$

Avec :

τ : la contrainte de cisaillement d'entrée = $0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_0 r_d$

τ_{sol} : Contrainte de cisaillement dans le sol

τ_{col} : Contrainte de cisaillement dans la colonne

a_{max} : accélération maximal du sol

σ_0 : contrainte totale à la profondeur en question.

r_d : facteur de profondeur.

A : surface totale du plan = $A_{sol} + A_{col}$

A_{sol} : surface du sol

A_{col} : zone de plan de la colonne de pierre/béton

On pose:

$$Gr = G_{col}/G_{sol}$$

Avec :

G_{col} : Module de cisaillement de la colonne

G_{sol} : Module de cisaillement du sol

En combinant les équations précédentes, la contrainte de cisaillement qui réside dans la colonne peut être déterminée comme suit :

$$\tau_{col} = \frac{\tau}{\left[a_c + \frac{1}{G_r} (1 - ac) \right]}$$

La contrainte de cisaillement qui réside dans le sol peut être aussi déterminée.

$$\tau_{sol} = \frac{1}{G_r} \tau_{col}$$

L'équation précédente montre que les contraintes sismiques auront tendance à se concentrer dans la colonne plutôt que dans le sol, à condition d'avoir une colonne plus rigide que le sol environnant.

On définit le facteur de réduction des contraintes de cisaillement, et le facteur de sécurité contre la liquéfaction comme suit :

$$K_g = \frac{\tau_{sol}}{\tau} = \frac{CSR_l}{CSR}$$

$$F_{s\ final} = F_{s\ initial} / k_g$$

Avec :

CSR : rapport de la contrainte cyclique sur le sol avant amélioration

CSR_l : rapport de la contrainte cyclique sur le sol après amélioration

F_{s final} : facteur de sécurité de la liquéfaction après amélioration

F_{s initial} : facteur de sécurité de la liquéfaction avant amélioration

Une étude paramétrique des formules précédentes a été faite, et les résultats sont présentés en forme de graphe, l'estimation du facteur réducteur K_G est relié à l'aire de substitution a_s et le rapport du module de cisaillement G_r :

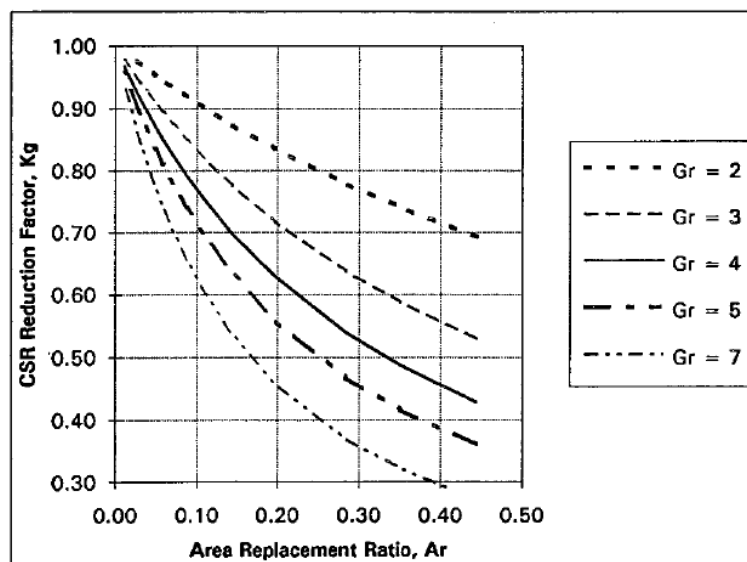


Figure 3.5-4 : l'estimation du facteur réducteur K_G

3.7. Conclusion :

Le dimensionnement des colonnes ballastées est fait de manière à satisfaire les différents critères imposés vis-à-vis de : la capacité portante, le tassement, la consolidation et la liquéfaction. Dans la pratique, le critère le plus contraignant est retenu.

Pour chaque cas de dimensionnement, il existe plusieurs approches pour effectuer ce dernier.

Le programme FEQ.Drain est en éléments finis qui est utilisé pour l'évaluation du rapport de pressions interstitielles dans le sol.

Chapitre 4 : Traitement des données de l'essai CPT

4.1. Introduction

Cliq est un logiciel d'évaluation de la liquéfaction des sols utilisant les données CPT/CPTu. Cliq a été développé en collaboration avec Gregg Drilling and Testing Inc, une entreprise leader dans le domaine de l'investigation de sites et de la TPC, et le professeur Peter Robertson, auteur de la méthode utilisée dans le logiciel.

Cliq fournit aux utilisateurs un environnement graphique facile à utiliser spécialement conçu pour les données CPT et CPTu. Ce logiciel aborde des problèmes avancés tels que le ramollissement cyclique dans les sols argileux et la détection des zones de transition couche mince/couche. Cliq fournit des résultats et des graphiques pour chaque étape de calcul, en commençant par l'interprétation des données CPT de base jusqu'aux graphiques finaux du facteur de sécurité, de l'indice de potentiel de liquéfaction et des déformations post-séisme, tant pour le tassement vertical que pour les déplacements latéraux.

4.2. Caractéristiques principales

- Résultats concis basés sur la procédure CPT de Youd et al (2001)
- Dernière procédure d'évaluation basée sur Robertson (2009) applicable à tous les types de sols.
- Résultats d'interprétation de base fondés sur l'examen exhaustif de Lunne, Robertson, Powell (1997) et Robertson (2009, 2010)
- Correction des couches minces
- Manifestation de surface selon Ishihara

4.3. Données de l'essai CPT

Tableau 4.3-1 : données de l'essai CPT

Prof (m)	Rp (MPa.)						
	S-01	S-02	S-03	S-04	S-05	S-06	S-07
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	1,34	2,27	1,28	1,07	0,59	1,10	0,96
1,00	3,05	3,26	2,81	1,01	1,46	3,46	3,09
1,50	3,24	3,97	1,91	1,64	1,74	3,34	1,54
2,00	1,93	2,73	0,90	1,95	1,76	4,42	1,08
2,50	1,11	1,90	1,13	1,44	1,28	1,96	0,78
3,00	0,66	1,31	0,97	1,66	1,41	1,38	1,24
3,50	0,77	1,02	1,06	1,23	1,26	1,13	1,51
4,00	0,62	0,67	1,12	1,39	0,81	1,12	0,45
4,50	0,55	0,96	0,83	1,10	1,03	0,81	0,70
5,00	0,39	0,71	0,70	0,86	0,77	0,79	0,37
5,50	0,53	0,42	0,76	0,73	0,74	0,60	0,41
6,00	1,67	0,42	0,46	0,52	0,37	0,52	1,09
6,50	1,02	0,81	0,40	0,60	0,16	0,60	1,27
7,00	1,33	1,25	0,41	0,83	0,41	0,94	1,31
7,50	2,17	0,99	0,55	1,03	0,62	1,30	1,29
8,00	1,45	1,96	0,58	1,45	0,73	1,32	1,58
8,50	1,09	0,83	0,53	2,56	0,94	1,21	1,78
9,00	0,55	0,97	1,13	1,10	1,72	1,24	0,59
9,50	2,17	0,53	2,09	1,58	1,65	1,27	1,36
10,00	2,83	1,82	1,54	3,07	1,82	1,07	2,85
10,50	3,52	1,31	2,14	3,01	2,94	0,97	2,48
11,00	3,06	0,55	3,25	2,84	2,82	0,81	1,00
11,50	5,04	0,32	3,70	3,79	2,38	2,06	1,03
12,00	4,54	0,82	3,75	2,86	3,78	1,58	3,78
12,50	4,46	5,33	2,89	1,72	5,46	1,80	4,85
13,00	4,70	0,94	1,90	5,14	7,68	3,05	3,11
13,50	1,62	0,72	2,66	3,94	9,83	3,70	2,11
14,00	2,03	0,67	4,55	5,93	6,95	4,77	2,05
14,50	2,32	1,44	2,90	4,49		4,98	1,76
15,00	2,90	4,52	2,36			1,91	2,47
15,50	2,89	0,31	1,02			3,49	2,94
16,00		1,64	3,45				1,86
16,50		1,52	4,60				1,58
17,00		1,51					2,38
17,50		2,07					2,22
18,00		2,77					3,11
18,50		1,02					1,88
19,00		0,78					0,93
19,50		0,81					2,08
20,00		0,94					11,28
20,50		0,89					
21,00		1,14					
21,50		1,08					
22,00		1,34					
22,50		2,05					

Pour le calcul de la charge q_c , on a pris la moyenne de ces essais.

4.4. Introduction des données dans le logiciel Cliq et interprétation

4.4.1. Introduction des données

Tableau 4.4-1 : données à introduire dans le logiciel Cliq

No.	Depth (m)	qc moy (MPa)	fs (kPa)	u (kPa)
1	0,5	1,23	2	2
2	1	2,59	3	3
3	1,5	2,48	4	4
4	2	2,11	5	5
5	2,5	1,37	6	6
6	3	1,23	7	7
7	3,5	1,14	8	8
8	4	0,88	9	9
9	4,5	0,85	10	10
10	5	0,66	11	11
11	5,5	0,6	12	12
12	6	0,72	13	13
13	6,5	0,69	14	14
14	7	0,93	15	15
15	7,5	1,14	16	16
16	8	1,3	17	17
17	8,5	1,28	18	18
18	9	1,04	19	19
19	9,5	1,52	20	20
20	10	2,14	21	21
21	10,5	2,34	22	22
22	11	2,05	23	23
23	11,5	2,62	24	24
24	12	3,02	25	25
25	12,5	3,79	26	26
26	13	3,79	27	27
27	13,5	3,51	28	28
28	14	3,85	29	29
29	14,5	2,98	30	30
30	15	2,83	31	31
31	15,5	2,13	32	32
32	16	2,32	33	33
33	16,5	2,57	34	34
34	17	1,94	35	35
35	17,5	2,15	36	36
36	18	2,94	37	37
37	18,5	1,45	38	38
38	19	0,85	39	39
39	19,5	1,45	40	40
40	20	6,11	41	41
41	20,5	0,89	42	42
42	21	1,14	43	43
43	21,5	1,08	44	44
44	22	1,34	45	45
45	22,5	2,05	46	46

4.4.2. Définition des paramètres de calcul de CPT et de liquéfaction

Cliq utilise des corrélations empiriques établies pour estimer les paramètres géotechniques pour l'interprétation des données de base. Il permet également à l'utilisateur de modifier les constantes essentielles pour le calcul de la liquéfaction. Ces paramètres d'entrée sont appliqués à chaque fichier CPT du projet en cours, ce qui permet d'effectuer des analyses avec différents ensembles de paramètres pour les différents fichiers.

4.4.2.1. Paramètres généraux

Méthode de calcul : Une liste avec les méthodes de calcul disponibles, par défaut le logiciel utilise la méthode NCEER (Youd et al. 2001) (i.e. Robertson et Wride, 1998)

Max, accélération : Ce champ contient la valeur de l'accélération maximale du sol qui sera utilisée pour le calcul du rapport de résistance cyclique.

Ampleur du tremblement de terre : Ce champ contient la magnitude du tremblement de terre qui sera utilisée pour la détermination du facteur d'échelle Magnitude. Ce facteur est utilisé pour convertir l'analyse en un séisme équivalent d'une magnitude de 7,50.

G.W.T. (in situ) : Ce champ contient la profondeur absolue du niveau d'eau par rapport à la surface du sol (par exemple, une valeur de 1,00 mètre signifie que le niveau de la nappe phréatique est situé à un (1) mètre sous la surface libre du sol). La valeur de la T.T.G. in situ sera utilisée pour la détermination des contraintes in situ nécessaires au calcul de l'interprétation de base du CPT et du rapport de résistance cyclique.

G.W.T. (tremblement de terre) : Ce champ contient la profondeur du niveau d'eau pendant le tremblement de terre et sera utilisé pour le calcul du rapport de contrainte cyclique (CSR). Lorsqu'il y a présence d'un remblai G.W.T. lors d'un tremblement de terre, les mesures sont prises à partir du haut du remblai. Cela signifie que si le G.W.T. in situ est à 2,00 mètres et que vous placez un remblai de 1,50 mètre de hauteur, vous devez entrer une valeur de $2,00 + 1,50 = 3,50$ mètres pour préserver le G.W.T. pendant le séisme dans le même niveau.

Afficher les points qui ne répondent pas aux critères : Lors du calcul de l'évaluation de la liquéfaction, le logiciel exclut les points en appliquant une valeur élevée (égale à 4,00) à la portion du TRC en fonction de certains critères. Le calcul du CSR est normalement effectué pour ces points, ils peuvent donc être tracés dans le tracé CSR vs $q_{t1N,cs}$. En décochant cette option, le logiciel va se demander de ne pas tracer les points qui appartiennent à une couche de transition ou les mesures au-dessus du niveau de la nappe phréatique qui sont exclues de la procédure de liquéfaction, et qui ont donc une valeur FS par défaut égale à tp 2.00.

Profil piézométrique non hydrostatique : Les profils piézométriques non hydrostatiques peuvent être définis aussi bien in situ qu'en conditions sismiques. En cochant la case appropriée, le bouton de syntonisation correspondant sera activé. Les valeurs requises sont des paires de profondeur et de pression interstitielle et les valeurs intermédiaires sont calculées par simple interpolation linéaire.

4.4.3. Résultats

Tableau 4.4-2 : résultats issus du logiciel Cliq

No.	Depth (m)	qt (MPa)	Rf (%)	Gamma (kN/m ³)	FC (%)	σ_v (kPa)	uo (kPa)	σ'_v (kPa)	Ic SBT
1	0,5	1,68	0,14	14,16	5	7,08	0	7,08	2,28
2	1	2,1	0,14	14,54	5	14,35	0	14,35	2,19
3	1,5	2,39	0,17	14,92	5	21,81	4,91	16,9	2,14
4	2	1,99	0,25	15,1	5	29,36	9,81	19,55	2,26
5	2,5	1,57	0,38	15,22	5	36,97	14,72	22,26	2,42
6	3	1,25	0,56	15,31	25,33	44,63	19,62	25,01	2,57
7	3,5	1,08	0,74	15,41	30,09	52,33	24,53	27,81	2,67
8	4	0,96	0,94	15,5	34,95	60,08	29,43	30,65	2,76
9	4,5	0,8	1,25	15,55	42,37	67,86	34,34	33,52	2,89
10	5	0,71	1,56	15,61	48,62	75,66	39,24	36,42	2,98
11	5,5	0,66	1,81	15,69	52,93	83,51	44,15	39,36	3,04
12	6	0,67	1,93	15,79	53,95	91,4	49,05	42,35	3,05
13	6,5	0,78	1,79	15,93	49	99,36	53,96	45,41	2,97
14	7	0,92	1,63	16,07	43,79	107,4	58,86	48,54	2,89
15	7,5	1,13	1,42	16,22	37,72	115,51	63,77	51,75	2,79
16	8	1,24	1,37	16,33	35,57	123,68	68,67	55,01	2,74
17	8,5	1,21	1,49	16,39	38,08	131,87	73,58	58,3	2,77
18	9	1,28	1,48	16,47	37,85	140,11	78,48	61,63	2,75
19	9,5	1,57	1,27	16,61	33,17	148,41	83,39	65,02	2,64
20	10	2	1,05	16,76	27,72	156,79	88,29	68,5	2,5
21	10,5	2,18	1,01	16,84	26,66	165,21	93,19	72,01	2,46
22	11	2,34	0,98	16,92	25,91	173,67	98,1	75,57	2,43
23	11,5	2,57	0,93	17,01	24,6	182,17	103,01	79,17	2,38
24	12	3,15	0,79	17,13	20,78	190,74	107,91	82,83	2,27
25	12,5	3,54	0,73	17,22	19,04	199,35	112,82	86,53	2,21
26	13	3,7	0,73	17,28	18,81	207,99	117,72	90,27	2,19
27	13,5	3,72	0,75	17,32	19,38	216,65	122,63	94,03	2,2
28	14	3,45	0,84	17,34	21,76	225,32	127,53	97,79	2,25
29	14,5	3,23	0,93	17,35	24,14	233,99	132,44	101,56	2,3
30	15	2,65	1,17	17,31	30,3	242,65	137,34	105,31	2,42
31	15,5	2,43	1,32	17,32	33,93	251,31	142,25	109,06	2,48
32	16	2,35	1,41	17,34	36,15	259,98	147,15	112,83	2,51
33	16,5	2,28	1,49	17,36	38,16	268,66	152,06	116,6	2,53
34	17	2,23	1,57	17,38	40,16	277,35	156,96	120,39	2,56
35	17,5	2,35	1,53	17,44	39,25	286,07	161,87	124,2	2,53
36	18	2,19	1,69	17,44	43,1	294,79	166,77	128,02	2,58
37	18,5	1,75	2,17	17,39	53,84	303,48	171,68	131,81	2,72
38	19	1,26	3,1	17,29	73,31	312,13	176,58	135,55	2,93
39	19,5	2,81	1,42	17,63	36,7	320,94	181,49	139,46	2,45
40	20	2,82	1,45	17,66	37,46	329,77	186,39	143,38	2,45
41	20,5	2,72	1,54	17,67	39,79	338,61	191,3	147,31	2,48
42	21	1,05	4,11	17,33	94,32	347,27	196,2	151,07	3,07
43	21,5	1,2	3,68	17,41	85,62	355,98	201,11	154,87	2,99
44	22	1,5	3	17,52	71,9	364,74	206,01	158,73	2,86
45	22,5	1,82	2,51	17,61	61,94	373,54	210,92	162,63	2,74

Tableau 4.4-3 : résultats issus du logiciel Cliq

No.	Depth (m)	SBT	Ic	SBTn	Cn	n	Qtn	Fr (%)	Bq
1	0,5	5	2,05	6	1,7	0,63	28,5	0,14	0
2	1	5	1,96	6	1,7	0,6	35,47	0,14	0
3	1,5	5	1,92	6	1,7	0,59	40,33	0,17	0
4	2	5	2,05	6	1,7	0,64	33,29	0,26	0
5	2,5	5	2,21	5	1,7	0,7	26,08	0,39	-0,01
6	3	5	2,37	5	1,7	0,77	20,46	0,58	-0,01
7	3,5	4	2,49	5	1,7	0,81	17,55	0,77	-0,02
8	4	4	2,59	4	1,7	0,85	15,27	1	-0,02
9	4,5	4	2,74	4	1,7	0,91	12,42	1,37	-0,03
10	5	3	2,84	4	1,7	0,95	10,71	1,75	-0,04
11	5,5	3	2,91	3	1,7	0,98	9,84	2,07	-0,06
12	6	3	2,93	3	1,7	0,99	9,88	2,24	-0,06
13	6,5	3	2,85	4	1,7	0,96	11,62	2,05	-0,06
14	7	4	2,76	4	1,7	0,93	13,87	1,84	-0,05
15	7,5	4	2,65	4	1,7	0,88	17,19	1,58	-0,05
16	8	4	2,6	4	1,68	0,87	18,83	1,52	-0,05
17	8,5	4	2,65	4	1,62	0,89	17,44	1,67	-0,05
18	9	4	2,65	4	1,54	0,89	17,6	1,66	-0,05
19	9,5	4	2,55	4	1,45	0,86	20,56	1,41	-0,04
20	10	5	2,43	5	1,36	0,81	25,11	1,14	-0,04
21	10,5	5	2,41	5	1,3	0,8	26,24	1,09	-0,04
22	11	5	2,39	5	1,25	0,8	27,1	1,06	-0,03
23	11,5	5	2,35	5	1,2	0,79	28,68	1,01	-0,03
24	12	5	2,25	5	1,15	0,75	34,06	0,85	-0,03
25	12,5	5	2,2	5	1,11	0,73	37,12	0,78	-0,03
26	13	5	2,19	5	1,08	0,73	37,66	0,77	-0,03
27	13,5	5	2,21	5	1,05	0,74	36,69	0,8	-0,03
28	14	5	2,28	5	1,02	0,77	32,83	0,9	-0,03
29	14,5	5	2,34	5	0,99	0,79	29,56	1	-0,03
30	15	5	2,49	5	0,96	0,85	23,06	1,29	-0,04
31	15,5	5	2,57	4	0,93	0,88	20,21	1,47	-0,05
32	16	5	2,62	4	0,9	0,9	18,71	1,58	-0,05
33	16,5	4	2,66	4	0,87	0,92	17,49	1,69	-0,06
34	17	4	2,69	4	0,84	0,94	16,39	1,8	-0,06
35	17,5	4	2,68	4	0,82	0,93	16,87	1,74	-0,06
36	18	4	2,75	4	0,79	0,96	14,93	1,95	-0,07
37	18,5	4	2,93	3	0,76	1	11,01	2,62	-0,09
38	19	3	3,2	3	0,74	1	6,98	4,12	-0,15
39	19,5	5	2,63	4	0,74	0,92	18,33	1,61	-0,06
40	20	5	2,64	4	0,72	0,93	17,86	1,64	-0,06
41	20,5	5	2,69	4	0,69	0,95	16,51	1,76	-0,06
42	21	3	3,45	3	0,66	1	4,62	6,16	-0,22
43	21,5	3	3,35	3	0,65	1	5,42	5,24	-0,19
44	22	3	3,19	3	0,63	1	7,15	3,97	-0,14
45	22,5	4	3,05	3	0,61	1	8,91	3,15	-0,11

Tableau 4.4-4 : résultats issus du logiciel Cliq

CSR : résultats des calculs										
No.	Depth (m)	u _o (kPa)	σ _v (kPa)	σ' _{vo} (kPa)	rd	CSR	MSF	CSR _{eq}	Ksigma	CSR*
1	0,5	4,91	7,08	2,18	1	0,84	1,19	0,71	1	0,71
2	1	9,81	14,35	4,54	0,99	0,82	1,19	0,69	1	0,69
3	1,5	14,72	21,81	7,09	0,99	0,79	1,19	0,66	1	0,66
4	2	19,62	29,36	9,74	0,99	0,77	1,19	0,65	1	0,65
5	2,5	24,53	36,97	12,45	0,98	0,76	1,19	0,64	1	0,64
6	3	29,43	44,63	15,2	0,98	0,75	1,19	0,63	1	0,63
7	3,5	34,34	52,33	18	0,98	0,74	1,19	0,62	1	0,62
8	4	39,24	60,08	20,84	0,97	0,73	1,19	0,61	1	0,61
9	4,5	44,15	67,86	23,71	0,97	0,72	1,19	0,6	1	0,6
10	5	49,05	75,66	26,61	0,97	0,71	1,19	0,6	1	0,6
11	5,5	53,96	83,51	29,55	0,96	0,71	1,19	0,59	1	0,59
12	6	58,86	91,4	32,54	0,96	0,7	1,19	0,59	1	0,59
13	6,5	63,77	99,36	35,6	0,95	0,69	1,19	0,58	1	0,58
14	7	68,67	107,4	38,73	0,95	0,68	1,19	0,57	1	0,57
15	7,5	73,58	115,51	41,94	0,94	0,68	1,19	0,57	1	0,57
16	8	78,48	123,68	45,2	0,94	0,67	1,19	0,56	1	0,56
17	8,5	83,39	131,87	48,49	0,93	0,66	1,19	0,55	1	0,55
18	9	88,29	140,11	51,82	0,92	0,65	1,19	0,54	1	0,54
19	9,5	93,19	148,41	55,21	0,91	0,64	1,19	0,54	1	0,54
20	10	98,1	156,79	58,69	0,9	0,63	1,19	0,53	1	0,53
21	10,5	103,01	165,21	62,2	0,89	0,62	1,19	0,52	1	0,52
22	11	107,91	173,67	65,76	0,88	0,61	1,19	0,51	1	0,51
23	11,5	112,82	182,17	69,36	0,87	0,59	1,19	0,5	1	0,5
24	12	117,72	190,74	73,02	0,86	0,58	1,19	0,49	1	0,49
25	12,5	122,63	199,35	76,72	0,84	0,57	1,19	0,48	1	0,48
26	13	127,53	207,99	80,46	0,83	0,56	1,19	0,47	1	0,47
27	13,5	132,44	216,65	84,22	0,81	0,54	1,19	0,45	1	0,45
28	14	137,34	225,32	87,98	0,79	0,53	1,19	0,44	1	0,44
29	14,5	142,25	233,99	91,75	0,78	0,52	1,19	0,43	1	0,43
30	15	147,15	242,65	95,5	0,76	0,5	1,19	0,42	1	0,42
31	15,5	152,06	251,31	99,25	0,74	0,49	1,19	0,41	1	0,41
32	16	156,96	259,98	103,02	0,73	0,48	1,19	0,4	1	0,4
33	16,5	161,87	268,66	106,79	0,71	0,47	1,19	0,39	0,99	0,39
34	17	166,77	277,35	110,58	0,7	0,45	1,19	0,38	0,98	0,39
35	17,5	171,68	286,07	114,39	0,68	0,44	1,19	0,37	0,97	0,38
36	18	176,58	294,79	118,21	0,67	0,43	1,19	0,36	0,97	0,38
37	18,5	181,49	303,48	122	0,65	0,42	1,19	0,35	0,96	0,37
38	19	186,39	312,13	125,74	0,64	0,41	1,19	0,35	0,95	0,36
39	19,5	191,3	320,94	129,65	0,63	0,4	1,19	0,34	0,94	0,36
40	20	196,2	329,77	133,57	0,62	0,4	1,19	0,33	0,94	0,35
41	20,5	201,11	338,61	137,5	0,61	0,39	1,19	0,33	0,93	2
42	21	206,01	347,27	141,26	0,6	0,38	1,19	0,32	0,93	2
43	21,5	210,92	355,98	145,06	0,59	0,38	1,19	0,32	0,92	2
44	22	215,82	364,74	148,92	0,58	0,37	1,19	0,31	0,92	2
45	22,5	220,73	373,54	152,82	0,57	0,36	1,19	0,31	0,91	2

Tableau 4.4-5 : résultats issus du logiciel Cliq

CRR 7.5 résultats des calculs												
No.	Depth (m)	u _o (kPa)	σ _v (kPa)	σ' _{vo} (kPa)	qt (MPa)	Fr (%)	I _c	n	Q _{tn}	K _c	Q _{tn,cs}	CRR 7.5
1	0,5	0	7,08	7,08	1,68	0,14	2,05	0,63	28,5	1	28,5	0,07
2	1	0	14,35	14,35	2,1	0,14	1,96	0,6	35,47	1	35,47	0,08
3	1,5	4,91	21,81	16,9	2,39	0,17	1,92	0,59	40,33	1	40,33	0,08
4	2	9,81	29,36	19,55	1,99	0,26	2,05	0,64	33,29	1	33,29	0,08
5	2,5	14,72	36,97	22,26	1,57	0,39	2,21	0,7	26,08	1	26,08	0,07
6	3	19,62	44,63	25,01	1,25	0,58	2,37	0,77	20,46	2,21	45,13	0,09
7	3,5	24,53	52,33	27,81	1,08	0,77	2,49	0,81	17,55	2,7	47,43	0,09
8	4	29,43	60,08	30,65	0,96	1	2,59	0,85	15,27	5,12	78,26	0,12
9	4,5	34,34	67,86	33,52	0,8	1,37	2,74	0,91	12,42	4,26	52,96	0,59
10	5	39,24	75,66	36,42	0,71	1,75	2,84	0,95	10,71	5,18	55,44	0,51
11	5,5	44,15	83,51	39,36	0,66	2,07	2,91	0,98	9,84	5,85	57,52	0,47
12	6	49,05	91,4	42,35	0,67	2,24	2,93	0,99	9,88	6,01	59,36	0,47
13	6,5	53,96	99,36	45,41	0,78	2,05	2,85	0,96	11,62	5,23	60,82	0,55
14	7	58,86	107,4	48,54	0,92	1,84	2,76	0,93	13,87	4,46	61,89	0,66
15	7,5	63,77	115,51	51,75	1,13	1,58	2,65	0,88	17,19	7,32	125,86	0,27
16	8	68,67	123,68	55,01	1,24	1,52	2,6	0,87	18,83	5,56	104,7	0,19
17	8,5	73,58	131,87	58,3	1,21	1,67	2,65	0,89	17,44	7,66	133,59	0,3
18	9	78,48	140,11	61,63	1,28	1,66	2,65	0,89	17,6	7,44	131,06	0,29
19	9,5	83,39	148,41	65,02	1,57	1,41	2,55	0,86	20,56	4,02	82,58	0,13
20	10	88,29	156,79	68,5	2	1,14	2,43	0,81	25,11	2,45	61,42	0,1
21	10,5	93,19	165,21	72,01	2,18	1,09	2,41	0,8	26,24	2,34	61,33	0,1
22	11	98,1	173,67	75,57	2,34	1,06	2,39	0,8	27,1	2,26	61,33	0,1
23	11,5	103,01	182,17	79,17	2,57	1,01	2,35	0,79	28,68	2,14	61,28	0,1
24	12	107,91	190,74	82,83	3,15	0,85	2,25	0,75	34,06	1,8	61,42	0,1
25	12,5	112,82	199,35	86,53	3,54	0,78	2,2	0,73	37,12	1,67	62,01	0,1
26	13	117,72	207,99	90,27	3,7	0,77	2,19	0,73	37,66	1,65	62,26	0,1
27	13,5	122,63	216,65	94,03	3,72	0,8	2,21	0,74	36,69	1,7	62,2	0,1
28	14	127,53	225,32	97,79	3,45	0,9	2,28	0,77	32,83	1,88	61,83	0,1
29	14,5	132,44	233,99	101,56	3,23	1	2,34	0,79	29,56	2,09	61,88	0,1
30	15	137,34	242,65	105,31	2,65	1,29	2,49	0,85	23,06	2,73	62,85	0,1
31	15,5	142,25	251,31	109,06	2,43	1,47	2,57	0,88	20,21	4,46	90,22	0,15
32	16	147,15	259,98	112,83	2,35	1,58	2,62	0,9	18,71	6	112,31	0,21
33	16,5	152,06	268,66	116,6	2,28	1,69	2,66	0,92	17,49	7,73	135,29	0,31
34	17	156,96	277,35	120,39	2,23	1,8	2,69	0,94	16,39	9,84	161,25	0,47
35	17,5	161,87	286,07	124,2	2,35	1,74	2,68	0,93	16,87	8,83	148,87	0,39
36	18	166,77	294,79	128,02	2,19	1,95	2,75	0,96	14,93	4,36	65,15	0,71
37	18,5	171,68	303,48	131,81	1,75	2,62	2,93	1	11,01	5,99	65,93	0,53
38	19	176,58	312,13	135,55	1,26	4,12	3,2	1	6,98	9,31	64,93	0,33
39	19,5	181,49	320,94	139,46	2,81	1,61	2,63	0,92	18,33	6,44	118,12	0,23
40	20	186,39	329,77	143,38	2,82	1,64	2,64	0,93	17,86	7,09	126,57	0,27
41	20,5	191,3	338,61	147,31	2,72	1,76	2,69	0,95	16,51	9,42	155,43	4
42	21	196,2	347,27	151,07	1,05	6,16	3,45	1	4,62	13,2	61,01	4
43	21,5	201,11	355,98	154,87	1,2	5,24	3,35	1	5,42	11,56	62,68	4
44	22	206,01	364,74	158,73	1,5	3,97	3,19	1	7,15	9,05	64,7	4
45	22,5	210,92	373,54	162,63	1,82	3,15	3,05	1	8,91	7,32	65,23	4

Tableau 4.4-6 : résultats issus du logiciel Cliq

No.	Depth (m)	FS	PL	LPI	DF	ev (%)	ev dry (%)	Dry settle. (cm)	Liq. settle (cm)	Vert. settle. (cm)	γ max (%)	Lat. disp. (cm)	Su ratio Liq.	Su ratio Peak
1	0,5	0,1	1	4,37	1	5,8	0	0	2,9	2,9	51,2	30,72	0,03	0,66
2	1	0,12	1	4,2	1	5,47	0	0	2,73	2,73	51,2	30,72	0,04	0,69
3	1,5	0,13	1	4,04	1	4,92	0	0	2,46	2,46	51,2	30,72	0,04	0,71
4	2	0,12	1	3,96	1	5,76	0	0	2,88	2,88	51,2	30,72	0,04	0,68
5	2,5	0,11	1	3,88	1	5,8	0	0	2,9	2,9	51,2	30,72	0,03	0,65
6	3	0,14	1	3,66	1	4,49	0	0	2,24	2,24	51,2	30,72	0,05	0,63
7	3,5	0,14	1	3,53	1	4,31	0	0	2,15	2,15	51,2	30,72	0,05	0,61
8	4	0,2	1	3,18	1	2,86	0	0	1,43	1,43	51,2	30,72	0,06	0,59
9	4,5	0,98	0,38	0,08	1	0,03	0	0	0,01	0,01	1,9	1,14	0,3	1,56
10	5	0,85	0,58	0,55	1	0,05	0	0	0,02	0,02	3,79	2,27	0,3	1,24
11	5,5	0,79	0,68	0,75	1	0,5	0	0	0,25	0,25	5,5	3,3	0,3	1,05
12	6	0,8	0,66	0,69	1	0,5	0	0	0,25	0,25	5,15	3,09	0,31	0,98
13	6,5	0,96	0,42	0,15	1	0,03	0	0	0,02	0,02	2,21	1,32	0,31	1,08
14	7	1,15	0,19	0	1	0,02	0	0	0,01	0,01	0,87	0,52	0,31	1,2
15	7,5	0,47	0,99	1,66	1	1,94	0	0	0,97	0,97	51,2	30,72	0,31	1,4
16	8	0,33	1	2	1	2,25	0	0	1,13	1,13	51,2	30,72	0,31	1,45
17	8,5	0,55	0,97	1,3	1	1,84	0	0	0,92	0,92	51,2	30,72	0,31	1,32
18	9	0,53	0,97	1,29	1	1,87	0	0	0,94	0,94	51,2	30,72	0,31	1,33
19	9,5	0,25	1	1,98	1	2,73	0	0	1,37	1,37	51,2	30,72	0,11	0,63
20	10	0,19	1	2,02	1	3,48	0	0	1,74	1,74	51,2	30,72	0,1	0,65
21	10,5	0,2	1	1,91	1	3,49	0	0	1,74	1,74	51,2	30,72	0,1	0,65
22	11	0,2	1	1,8	1	3,49	0	0	1,74	1,74	51,2	30,72	0,1	0,66
23	11,5	0,2	1	1,69	1	3,49	0	0	1,75	1,75	51,2	30,72	0,1	0,67
24	12	0,21	1	1,58	1	3,48	0	0	1,74	1,74	51,2	30,72	0,1	0,69
25	12,5	0,21	1	1,47	1	3,46	0	0	1,73	1,73	51,2	30,72	0,1	0,7
26	13	0,22	1	1,37	1	3,45	0	0	1,72	1,72	51,2	30,72	0,1	0,7
27	13,5	0,23	1	1,26	1	3,45	0	0	1,72	1,72	51,2	30,72	0,1	0,7
28	14	0,23	1	1,15	1	3,47	0	0	1,73	1,73	51,2	30,72	0,1	0,68
29	14,5	0,24	1	1,05	1	3,46	0	0	1,73	1,73	51,2	30,72	0,1	0,67
30	15	0,24	1	0,94	1	3,42	0	0	1,71	1,71	51,2	30,72	0,11	0,64
31	15,5	0,36	1	0,72	1	2,54	0	0	1,27	1,27	51,2	30,72	0,11	0,62
32	16	0,53	0,97	0,47	1	2,12	0	0	1,06	1,06	51,2	30,72	0,29	1,32
33	16,5	0,79	0,69	0,19	1	1,31	0	0	0,65	0,65	51,2	30,72	0,29	1,23
34	17	1,21	0,14	0	1	0,29	0	0	0,15	0,15	0	0	0,29	1,16
35	17,5	1,01	0,34	0	1	0,61	0	0	0,31	0,31	0	0	0,29	1,19
36	18	1,9	0	0	1	0	0	0	0	0	0,09	0,06	0,29	1,06
37	18,5	1,42	0,05	0	1	0,02	0	0	0,01	0,01	0,39	0,24	0,29	0,79
38	19	0,91	0,48	0,02	1	0,12	0	0	0,06	0,06	3,44	2,07	0,29	0,5
39	19,5	0,65	0,88	0,04	1	2,04	0	0	1,02	1,02	51,2	30,72	0,29	1,28
40	20	0,76	0,74	0	1	1,44	0	0	0,72	0,72	51,2	30,72	0,29	1,24
41	20,5	2	0	N/A	1	0	0	0	0	0	0	0	0,29	1,16
42	21	2	0	N/A	1	0	0	0	0	0	0,13	0,08	0,28	0,33
43	21,5	2	0	N/A	1	0	0	0	0	0	0,12	0,07	0,28	0,39
44	22	2	0	N/A	1	0	0	0	0	0	0,11	0,06	0,28	0,51
45	22,5	2	0	N/A	1	0	0	0	0	0	0,1	0,06	0,28	0,64

4.4.4. Interprétation des résultats graphiques

En plus de ces données numériques le logiciel Cliq nous donne un rapport avec des interprétations graphiques bien détaillées :

Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	0.00 m	Fill height:	N/A	applied:	All soils
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	7.00	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.40	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_v applied:	Yes	MSF method:	Method based

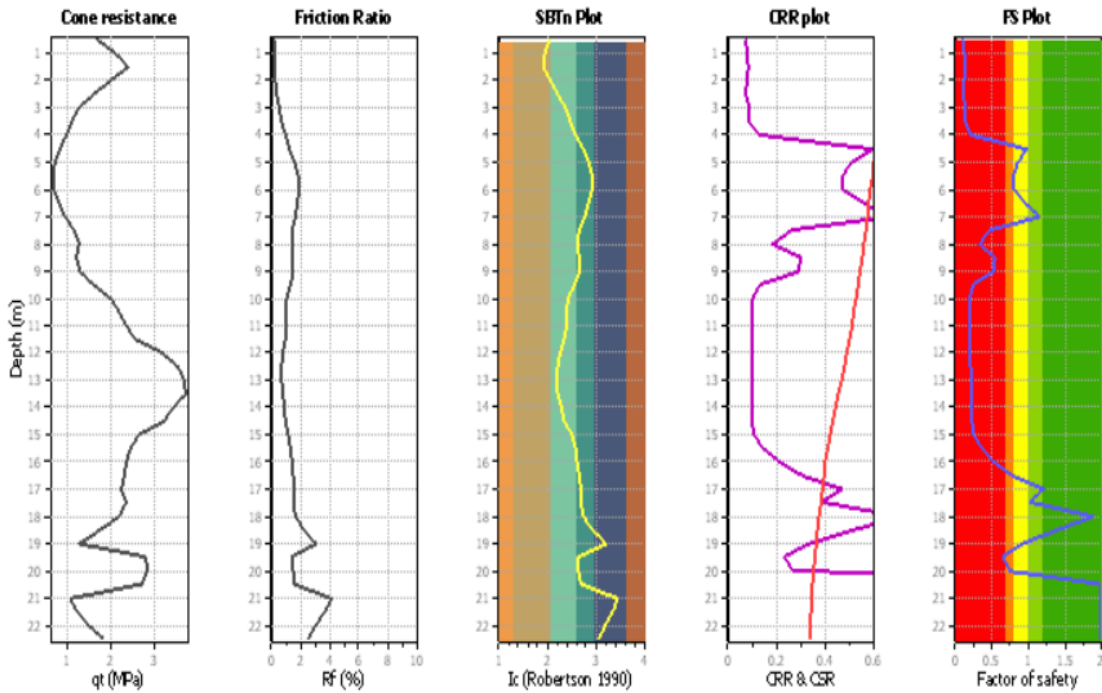
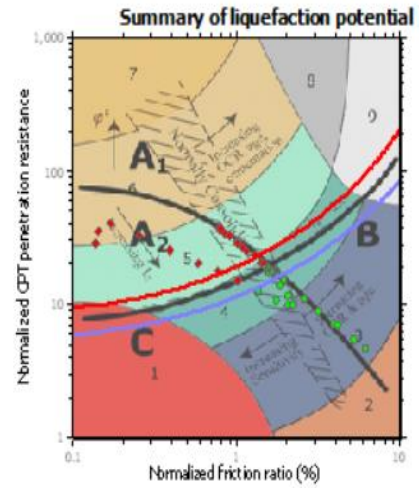
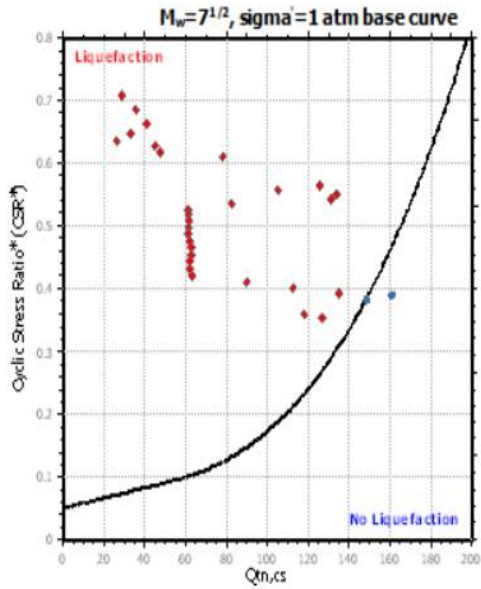


Figure 4.4-1 : les paramètres introduits

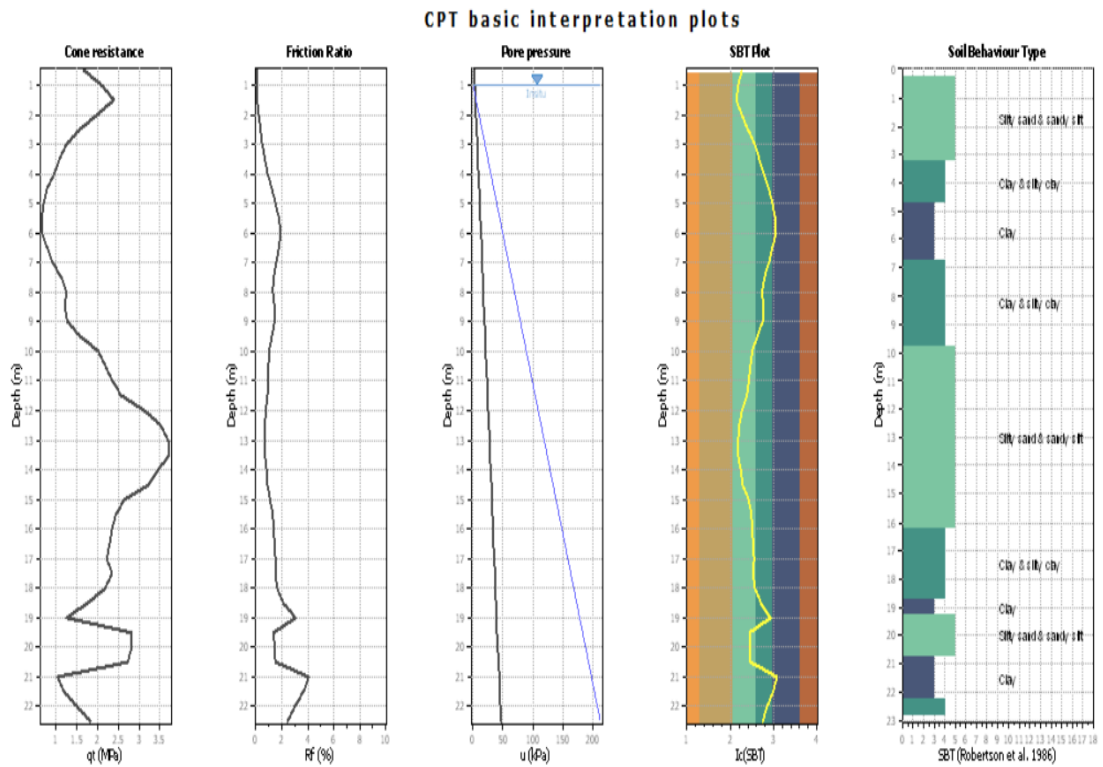
Le logiciel Cliq fait des corrections sur plusieurs paramètres et nous donne les étapes de ces corrections, en ce qui suit, on va suivre les modifications faites en analysant les résultats affichés par le logiciel.



Zone A₁: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading
 Zone A₂: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

Figure 4.4-2 : résumé du potentiel de liquéfaction

Les figures ci-dessous nous montre l'évolution du potentiel de liquéfaction et nous donne un résumé de ce dernier.



Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	Depth to water table (earthq.):	0.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	Robertson (2009)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on I_c value	I_c cut-off value:	2.60	K_p applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	All soils
Peak ground acceleration:	0.40	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (in situ):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

SBT legend

1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silt	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

CLiq v.2.2.0.35 - CPT Liquefaction Assessment Software - Report created on: 30/03/2019, 15:46:06
Project file:

Figure 4.4-3 : interprétation basique des données du CPT

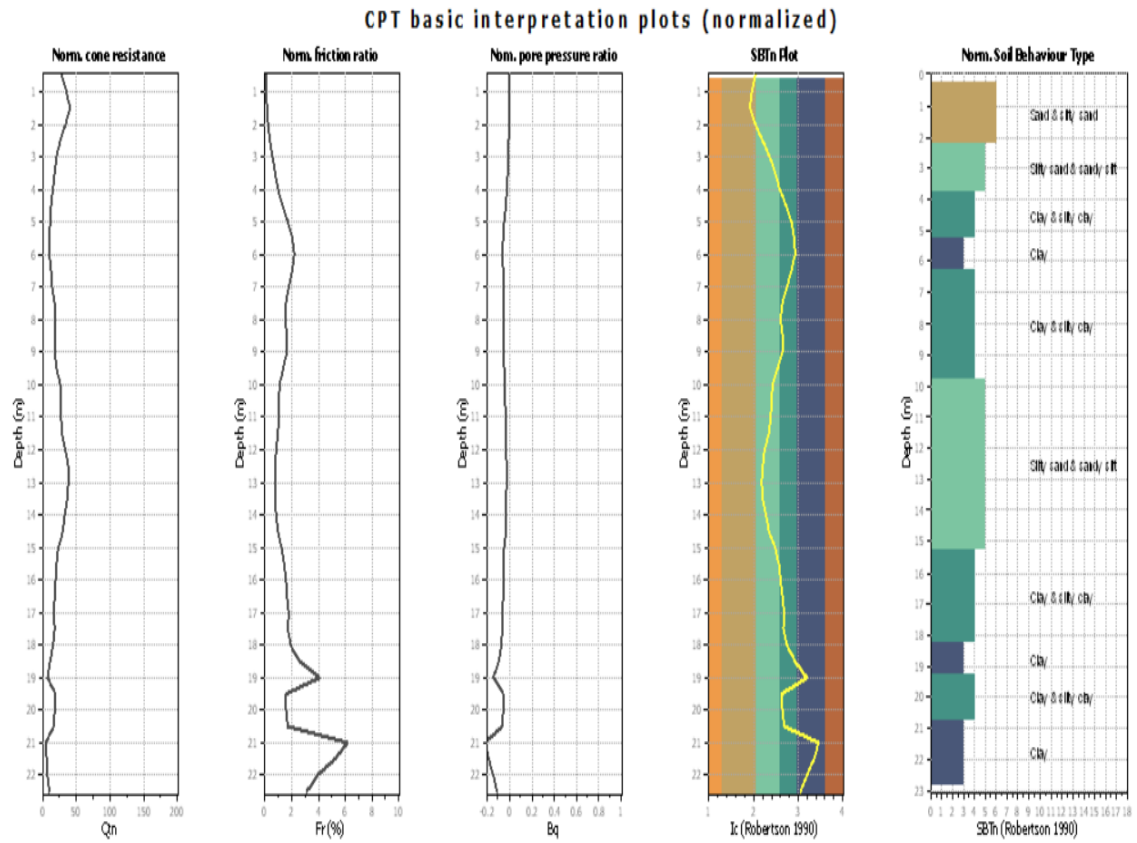


Figure 4.4-4 : interprétation basique des données du CPT (normalisé)

Les figures suivantes nous montrent les résultats intermédiaires de traitement des données brutes de la liquéfaction.

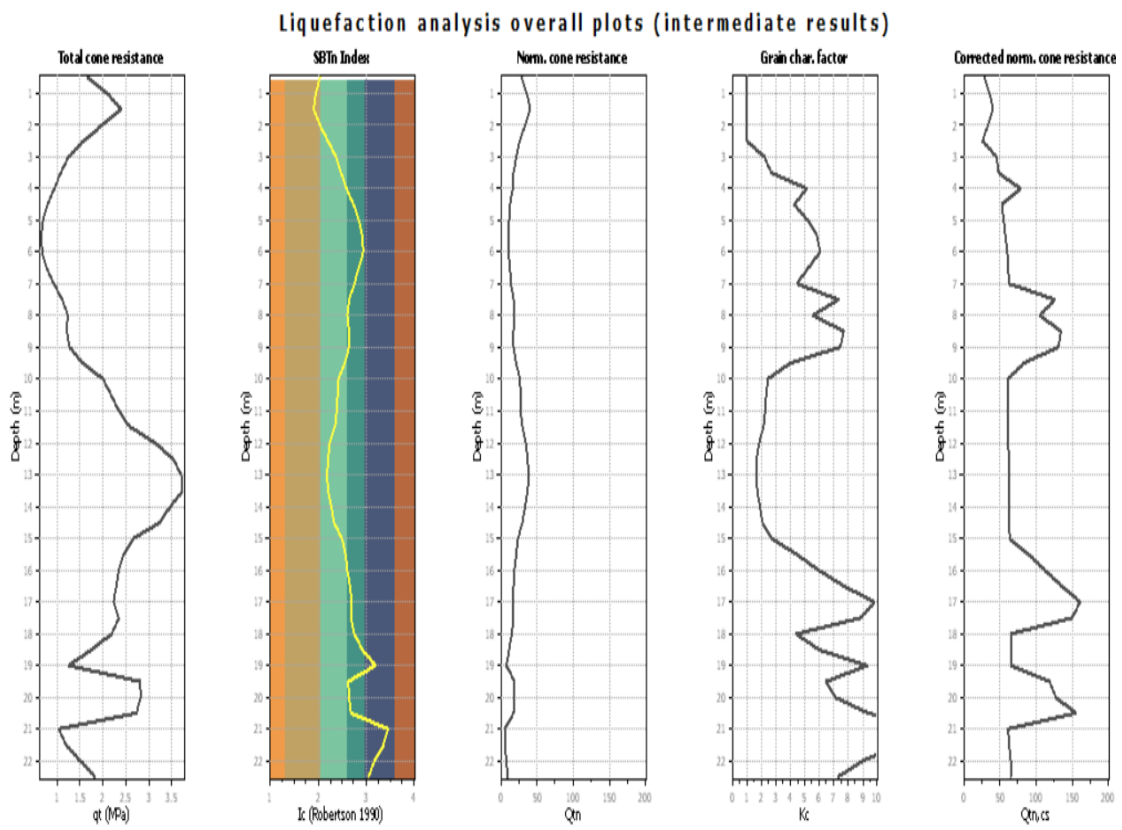


Figure 4.4-5 : analyse de liquéfaction (résultats intermédiaires)

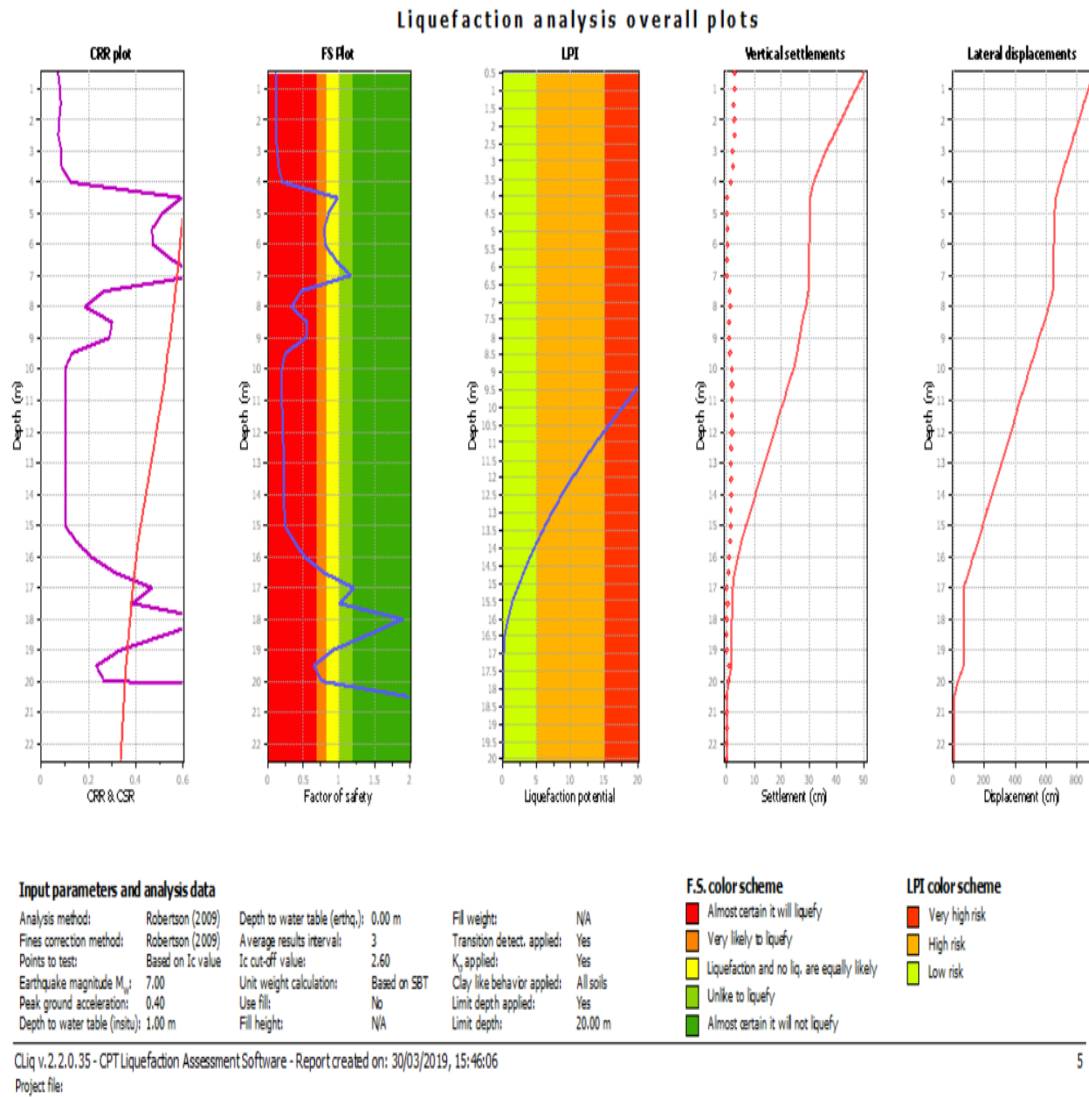


Figure 4.4-6 : analyse de liquéfaction

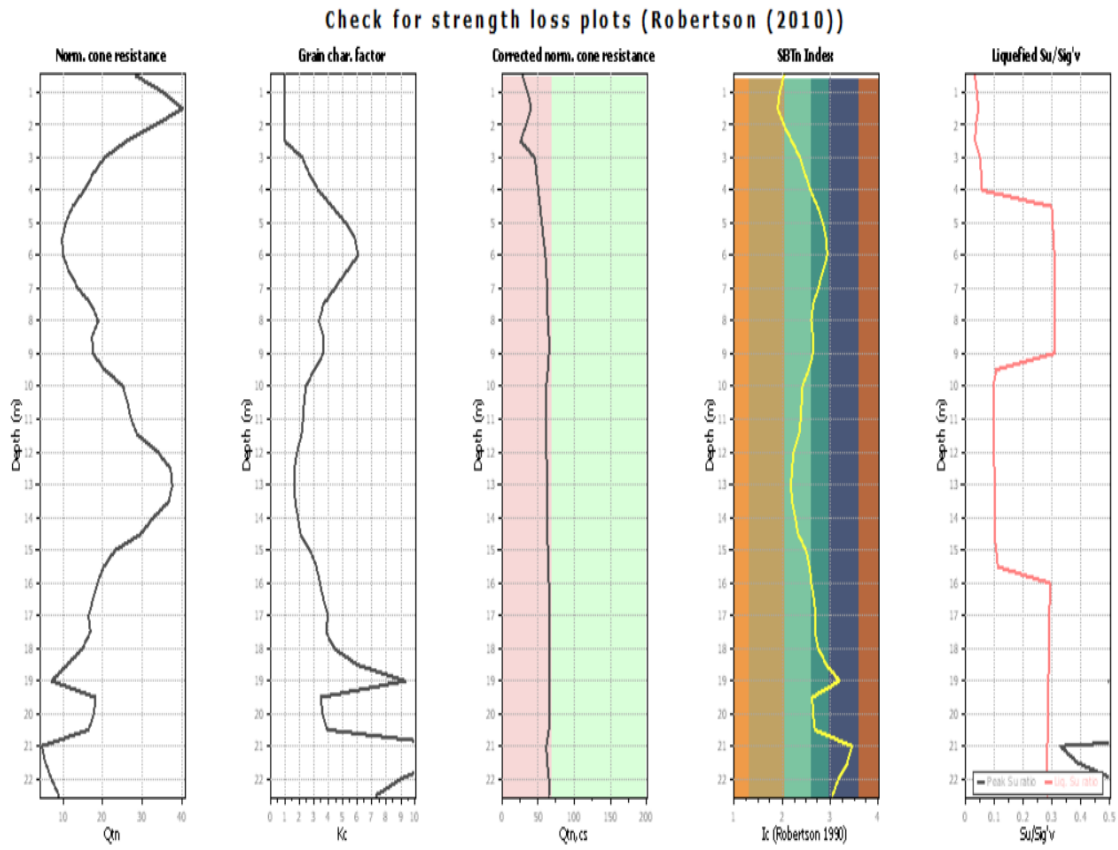


Figure 4.4-7 : vérification de la perte de résistance

résistance cisaillement non drainé C_u (kpa)

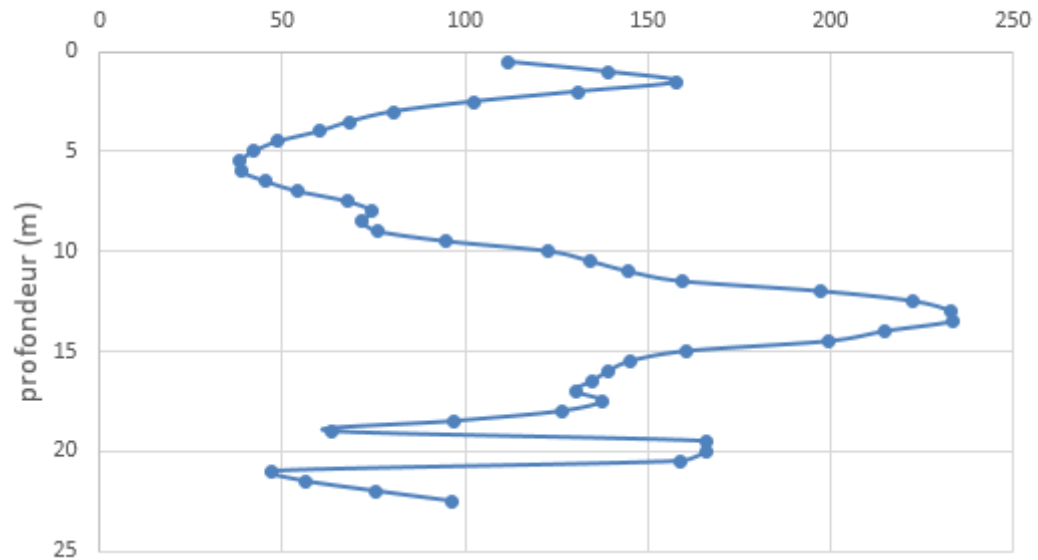


Figure 4.4-8 : Résistance au cisaillement non drainé C_u

The SBT_n plot below, displays in red the detected transition layers based on the parameters listed below the graphs.

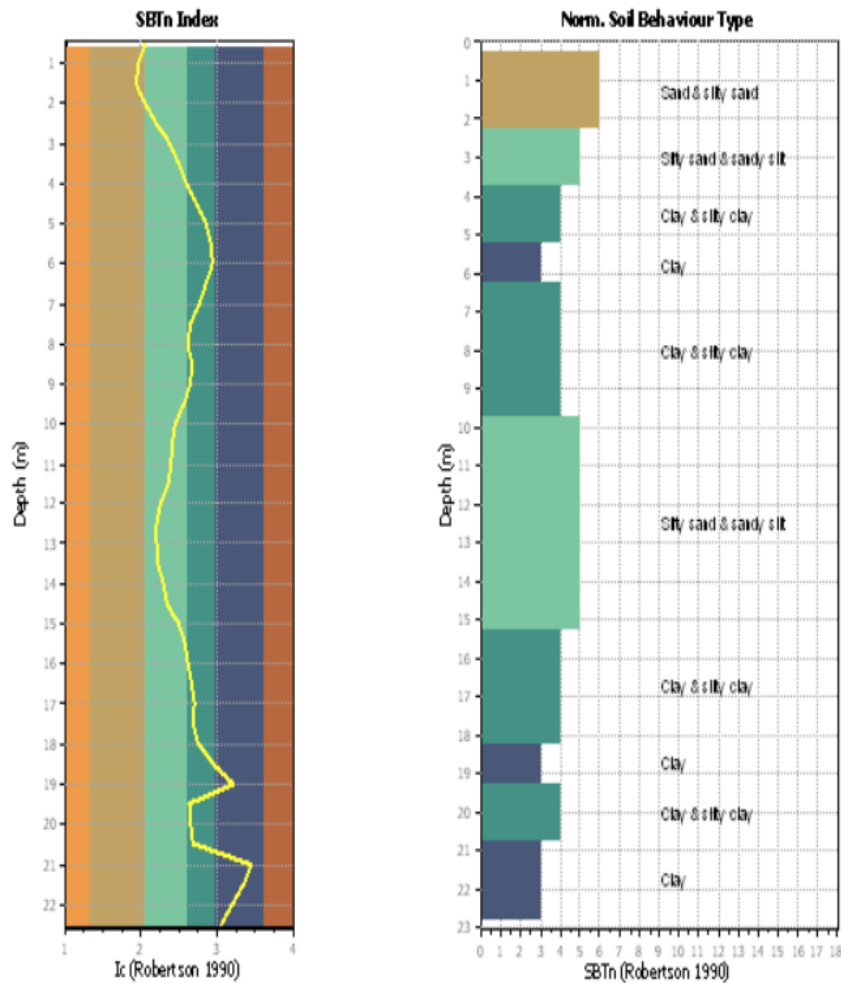


Figure 4.4-9 : les couches du sol

4.5. Conclusion

- En utilisant le logiciel Cliq, on a pu déterminer les différents types de comportements des couches de notre sol -- argile, silt et silt sableux ; les figures ci-dessus montrent tout les détails et les données concernant chaque couche.
- En analysant les données fournies par le logiciel, plus particulièrement le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction « FS », on peut dire que notre site peut subir une liquéfaction où la rupture peut se produire dans deux couches, l'une des ces couches est pratiquement surfacique, la deuxième couche qui se trouve à une profondeur de 9 m à 15 m approximativement présente un vrai risque (FS < 1), d'où la nécessité de procéder à une amélioration du sol en utilisant une des techniques adéquates pour ce genre problème.

Chapitre 5 :

Dimensionnement

5.1. Introduction

Ce chapitre a comme objectif de mettre en évidence l'amélioration du sol par les colonnes ballastées, à travers un calcul analytique et numérique.

La capacité portante, le tassement, la consolidation et la liquéfaction seront étudiés pour un sol sans amélioration, puis comparés aux performances du sol avec amélioration.

Il existe plusieurs démarches pour dimensionner les colonnes ballastées, pour notre cas, la démarche suivante a été suivie :

- Dimensionner la colonne en fixant des critères de capacité portante, tassement et consolidation.
- Dimensionner la colonne en fixant un critère de liquéfaction.
- Prendre les dimensions les plus contraignantes.

5.2. Etapes du pré-dimensionnement des colonnes

- 1) Le rayon et l'espacement inter-colonnes est supposé. (d'après le National Highway Institute)
- 2) Analyse du sol sans colonnes : tassement, consolidation, capacité portante et liquéfaction.
- 3) Analyse du sol avec colonnes.
- 4) Revenir à la première étape en cas de non satisfaction des critères.

Le dimensionnement sera fait de telle sorte à satisfaire les 4 critères (capacité portante-tassement-consolidation-liquéfaction)

5.3. Pré-dimensionnement des fondations

5.3.1. Rayon et espacement des colonnes

On suppose un taux de substitution A_s , cependant le rayon de la colonne sera maintenu $R_c = 0.35m$, cela pour faciliter la réalisation des colonnes sur le terrain, puis le rayon de la cellule unitaire sera calculé, le rayon de la cellule unitaire (demi-espacement) est varié jusqu'à satisfaction des critères imposées

Les caractéristiques des colonnes selon le CFMS sont :

Tableau 5.3-1 : paramètres du matériau constituant la colonne

module d'Young : moyenne sur le volume de la colonne		$E_{col} = 60 \text{ MPa}$
angle interne intergranulaire	matériau roulé	$\varphi'_c = 38 \text{ degrés}$
	matériau concassé	$\varphi'_c = 40 \text{ degrés}$
coefficient de Poisson		$\nu_{col} = 1/3$
poids volumique du matériau en place, saturé		$\gamma_{col} = 21 \text{ kN/m}^3$

5.3.2. Hauteur de la colonne

Le CFMS stipule que pour qu'une colonne soit considéré comme étant non flottante, elle doit être encastré dans une couche de sol ayant une résistance au cisaillement non drainée $C_u > 140 \text{ kPa}$, cette condition nous permet donc de déterminer la hauteur de la colonne qui est de **9m**.

5.3.3. Maillage

Un maillage hexagonal est choisi, car il s'agit du maillage qui donne un état de densification du sol la plus élevée comparé aux autres mailles (traitement anti liquéfaction).

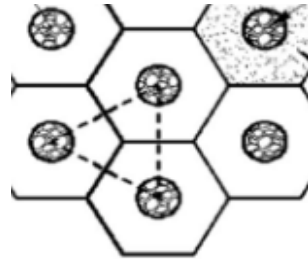


Figure 5.3-1 : maillage hexagonale

5.3.4. Radier

Le dimensionnement des fondations pour machines vibrantes est effectué en suivant les consignes de l'**American Concrete Institute : ACI_351.3R Fondations for dynamic equipments.**

La longueur **L** et la largeur **B** du radier sont imposés par les dimensions de la machine, l'épaisseur **T** est à dimensionner.

-la hauteur du radier doit être au minimum égale au 1/5 de la plus petite portée.

-comme critère de rigidité, la condition suivante doit être satisfaite : $T > 0.6 + L/30$

Avec :

T : l'épaisseur du radier.

L : la largeur du radier.

Les dimensions du radier sont les suivants :

Tableau 5.3-2 : dimensions du radier

Longueur	36 m
Largeur	10 m
épaisseur	2.5 m

5.3.5. Charges appliquées

Les charges appliquées ont plusieurs origines :

-poids propre de la fondation

-poids propre de la machine

-charges appliqués par la machine en fonction

La charge qu'applique la fondation sur le sol est de **130 kPa**

5.4. Capacité portante

La capacité portante du sol avec et sans amélioration est étudié, pour une cellule unitaire isolée, puis pour un groupe de colonnes. Leurs mécanismes de rupture est différent, dans la pratique certains ingénieurs ne considèrent que la cellule isolée, qui donne une bonne représentation des colonnes se situant au-dessous du milieu du radier, la capacité portante du groupe de colonnes est étudié aussi. Par la suite, un manque **d'informations** s'est fait ressentir concernant la modélisation du groupe de colonnes, car la technique utilisé pour la modélisation « homogénéisation » estimait assez bien le tassement et la capacité portante ultime, mais ne nous renseigne pas sur le **mode de rupture** des colonnes, pour cela, une modélisation en **déformations planes** est effectué (pour l'étude de la capacité portante et du tassement), les résultats sont regroupés dans un tableau à la fin.

Le critère à satisfaire pour la capacité portante ultime est le suivant :

$$FS > 3$$

Avec, **FS** : facteur de sécurité.

Les paramètres intervenants dans le calcul de la capacité portante suivant la couche de sol :

Tableau 5.4-1 : Caractéristiques de la couche de sol

Résistance au cisaillement non drainé C_u	45 kPa
Module de Young du sol E_s	18000 kPa
Coefficient de poisson du sol ν_s	0.3

Il a été trouvé que les dimensions suivantes vérifient le critère imposé (facteur de sécurité)

Tableau 5.4-2 : caractéristiques de la cellule

Taux de substitution	Rayon colonne	Rayon cellule
0.15	0.35m	0.9m

Le rayon de la cellule étant le demi-espacement.

5.4.1. Capacité portante sans colonnes ballastées à partir de l'essai CPT

La capacité portante du sol est déterminée en prenant en compte une profondeur égale à $B=10m$ lors de l'analyse.

La capacité portante du sol est directement déterminée à partir des résultats de l'essai CPT. The Canadian Foundation Engineering Manuel (**CFEM**) préconise de prendre la capacité portante ultime pour les fondations superficielles comme suit :

$$q_{ult} = 0.30\bar{q}_c$$

Où \bar{q}_c est la moyenne arithmétique des résistances en pointe suivant une profondeur de B à $1,5B$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5.4-3 : capacité portante du sol

q _c (MPa)	Moy (MPa)	q _{ult} (kPa)
2,11	1,262632	378,78947
1,37		
1,23		
1,14		
0,88		
0,85		
0,66		
0,6		
0,72		
0,69		
0,93		
1,14		
1,3		
1,28		
1,04		
1,52		
2,14		
2,34		
2,05		

La capacité portante ultime est égale à **370 kPa**.

Tableau 5.4-4 : capacité portante, facteur de sécurité

Capacité portante ultime q_u	Charge appliquée q	Facteur de sécurité FS
370 kPa	130 kPa	2.84

Le critère (**FS>3**) n'est pas satisfait.

Commentaire :

La capacité portante du sol (sur site) sans amélioration ne vérifie pas le critère imposé (**FS<3**), d'où la nécessité de recourir à une amélioration des caractéristiques de ce dernier, en utilisant des colonnes ballastées comme moyen d'augmentation de la capacité portante.

Par la suite, un essai sur site devra être fait pour mettre en évidence l'augmentation de la capacité portante ultime du sol amélioré

5.4.2. Estimation numérique de la Capacité portante du sol sans colonnes

5.4.2.1. Axisymétrique

Le programme en Eléments finis« **Plaxis** » est utilisé pour déterminer la capacité portante de la cellule unitaire sans amélioration.

Il n'y a pas de méthode directe, la méthode la plus utilisée est de simuler un essai de chargement à la plaque, où le sol est chargé jusqu'à la rupture.

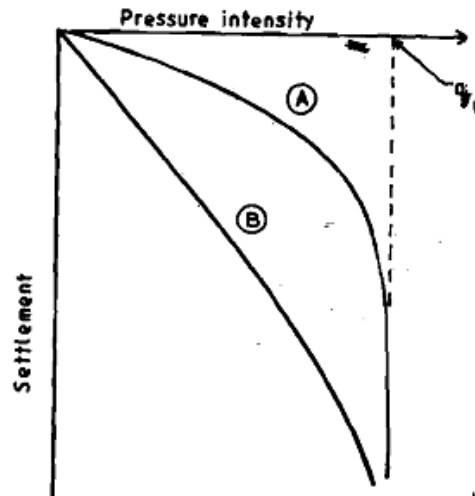


Figure 5.4-1 : diagramme contraintes-déplacements

La simulation se fait en utilisant la cellule unique isolée en axisymétrie, le rayon du modèle géométrique a été déterminé après plusieurs itérations, afin de permettre le développement des mécanismes de rupture.

Etapes de la modélisation :

- Un modèle axisymétrique est choisi :

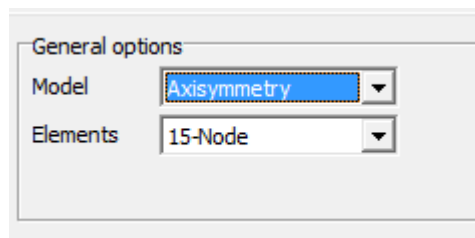


Figure 5.4-2 : choix du modèle

- La taille du modelé est choisie de façon à englober toute la hauteur de la colonne :

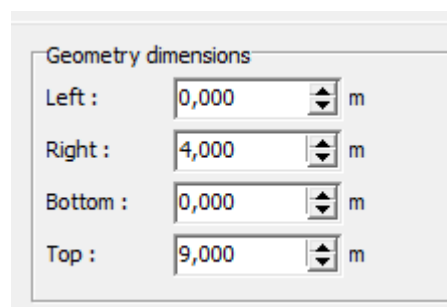


Figure 5.4-3 : dimension de la colonne

- un élément plaque est créé sur le quelle la charge sera appliquée, à l'aide de la commande plate :

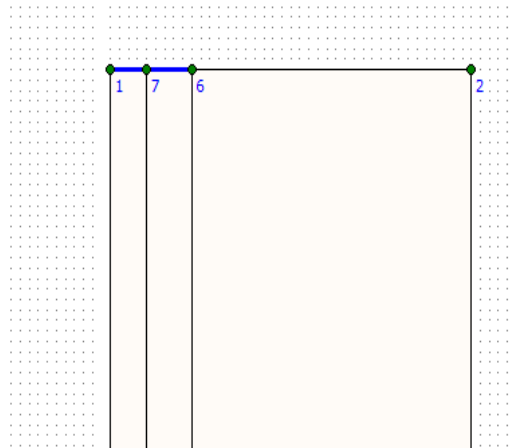


Figure 5.4-4 : création de l'élément plaque

Une charge uniformément distribuée est appliquée sur la cellule unitaire :

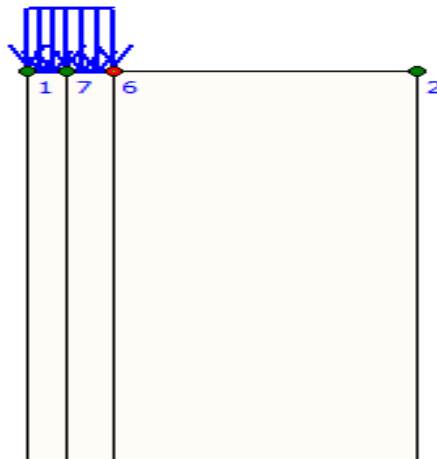


Figure 5.4-5 : cellule unitaire avec charges appliquées

- Les paramètres du sol ont été déterminés à l'aide du logiciel **Cliq** précédemment, le sol limoneux est modélisé en utilisant le model **Mohr-Coulomb** comme étant un matériau non drainé

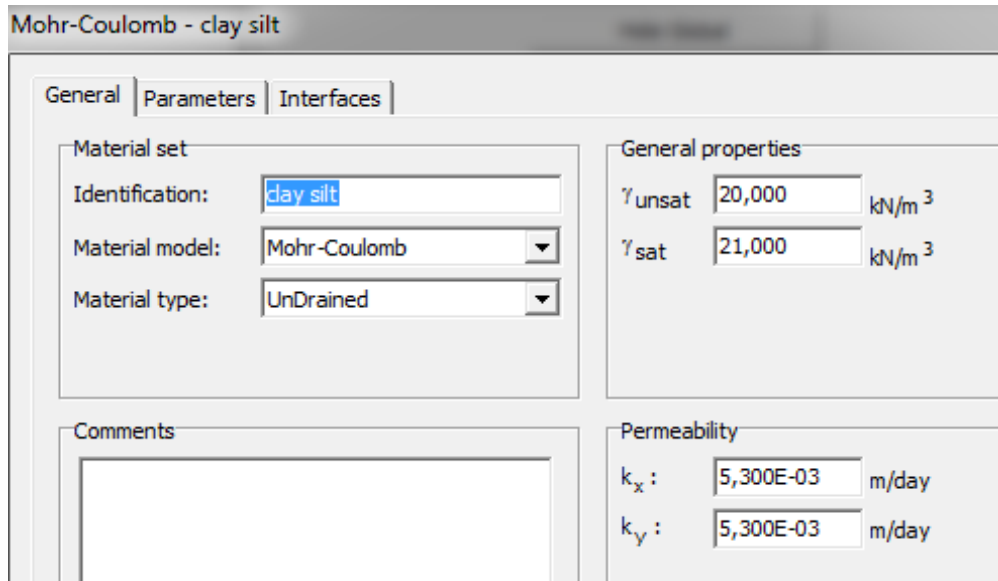


Figure 5.4-6 : introduction de paramètres du sol

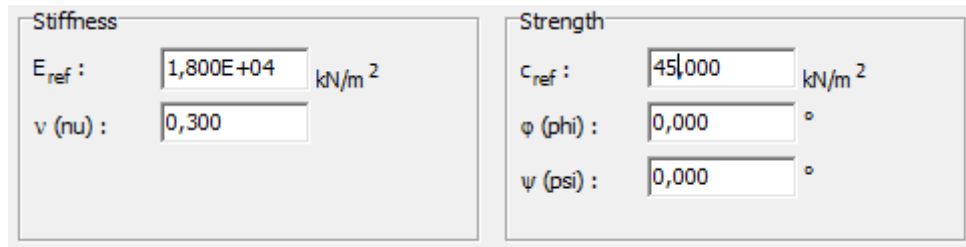


Figure 5.4-7 : introduction de paramètres du sol

- la commande «**standard fixities**» est utilisé pour générer les conditions aux limites qui sont :
 - déplacement horizontale \mathbf{u}_x nulle aux extrémités gauche et droite ($\mathbf{u}_x = \mathbf{0}$)
 - déplacements horizontale et verticale nulles a la base du modèle ($\mathbf{u}_x = \mathbf{u}_y = \mathbf{0}$)

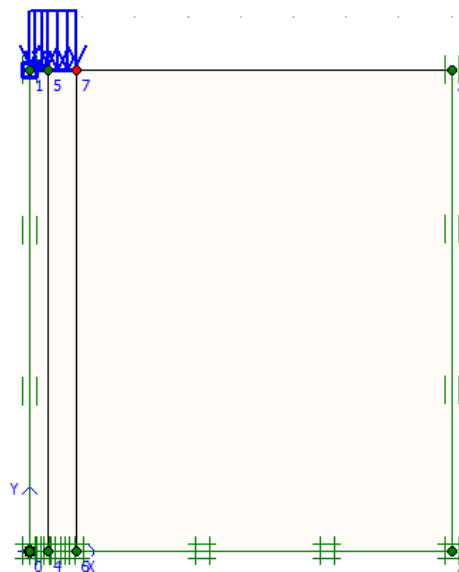


Figure 5.4-8 : cellule unitaire isolée

- la commande « **generate mesh** » est utilisée afin de générer le maillage du modèle.

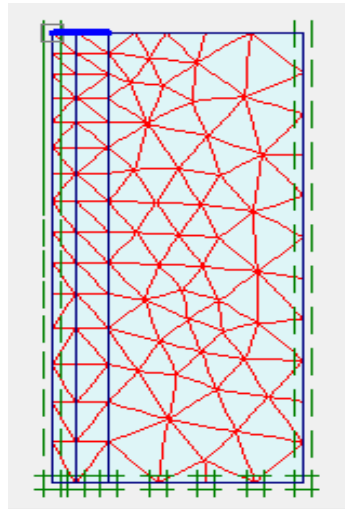


Figure 5.4-9 : Maillage de la cellule unitaire isolée

- La nappe d'eau est située à la surface du modèle
- Le type de calcul est déterminé comme étant plastique, une seule phase de calcul est nécessaire.

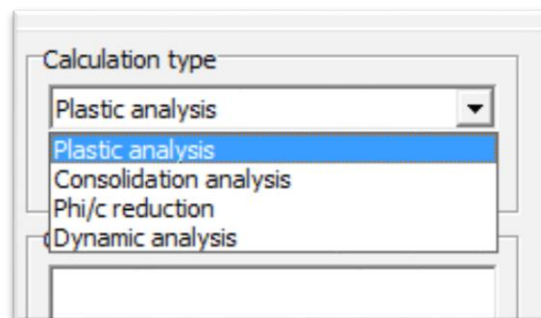


Figure 5.4-10 : choix du type de calcul

- On donne une valeur de charge appliquée assez grande afin de dépasser la capacité portante ultime du sol. Dans ce cas, une charge de **500 kPa** est appliquée sur la plaque.

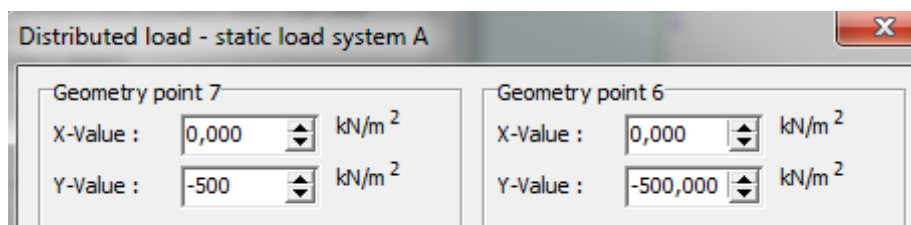


Figure 5.4-11 : charges appliqués sur la cellule

- Le calcul est lancé à l'aide de la commande « **calculate** »

Résultats de l'analyse :

L'erreur « **soil body collapse** » (figure 5.4-12) nous indique que la charge appliquée (500 kPa) est supérieure à la charge que le sol peut supporter (capacité portante ultime).

La figure 5.4-13 représente l'évolution des déformations dans le modèle, la taille de ce dernier est suffisante pour permettre le développement des mécanismes de rupture illustrés dans la figure 5.4-14

La lecture de la capacité portante ultime du sol sans amélioration pour la cellule unitaire se fait à partir de la courbe contraintes-déplacements. Cette valeur est de $0,65 \cdot 500$ c'est-à-dire **320kPa**.

Tableau 5.4-5 : résultats de la simulation

Capacité portante ultime q_u	Charge appliqué q	Facteur de sécurité FS
320kPa	130kPa	2,46

Le critère (**FS >3**) n'est pas satisfait.

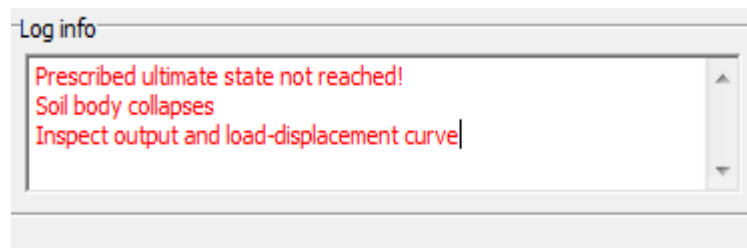


Figure 5.4-12 : soil body collapses

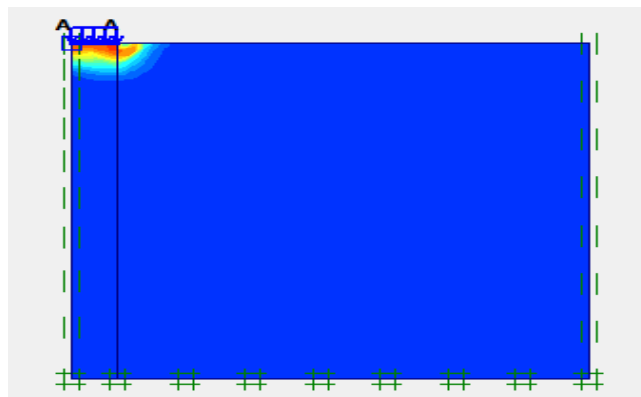


Figure 5.4-13 : déformation de la cellule unitaire isolée

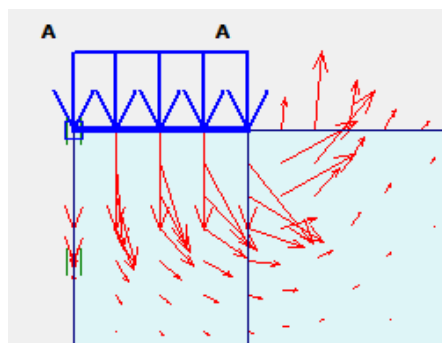


Figure 5.4-14 : développement du mécanisme de rupture

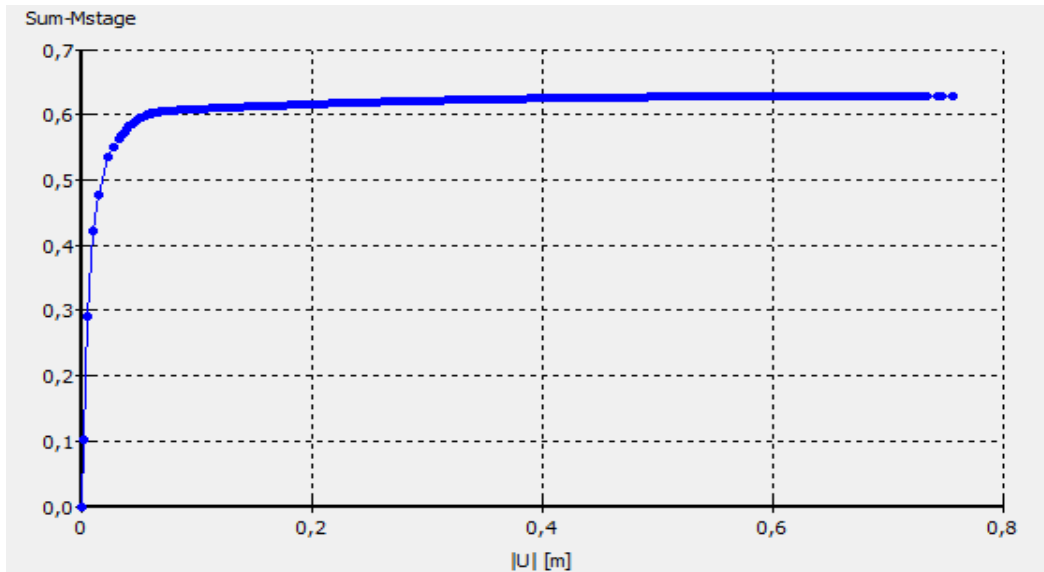


Figure 5.4-15 : courbe contrainte-déplacement pour une charge appliquée de 500 kPa de la cellule unitaire sans amélioration

5.4.2.2. Modèle déformations planes (groupe)

Une modélisation en déformations planes est effectuée, seul la moitié droite de la fondation est modélisé, l'autre dimension est supposée infinie (figure 5.4-16).

Les mêmes étapes de calcul sont effectuées pour la détermination de la capacité portante ultime.

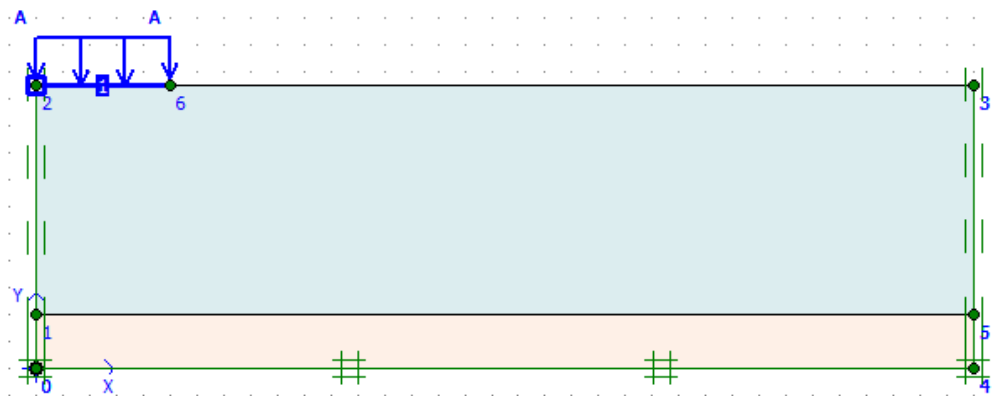


Figure 5.4-16 : modèle en déformations planes

Résultats de l'analyse :

La figure 5.4-18 permet de visualiser le développement des mécanismes de rupture. La lecture de la capacité portante ultime se fait à partir de la courbe contraintes-déplacements (figure 5.4-19), sa valeur est de **245 kPa**

Tableau 5.4-6 : résultats de la simulation

Capacité portante ultime q_u	Charge appliquée q	Facteur de sécurité $F.S$
245 kPa	130 kPa	1,88

Le critère $FS > 3$ n'est pas satisfait.

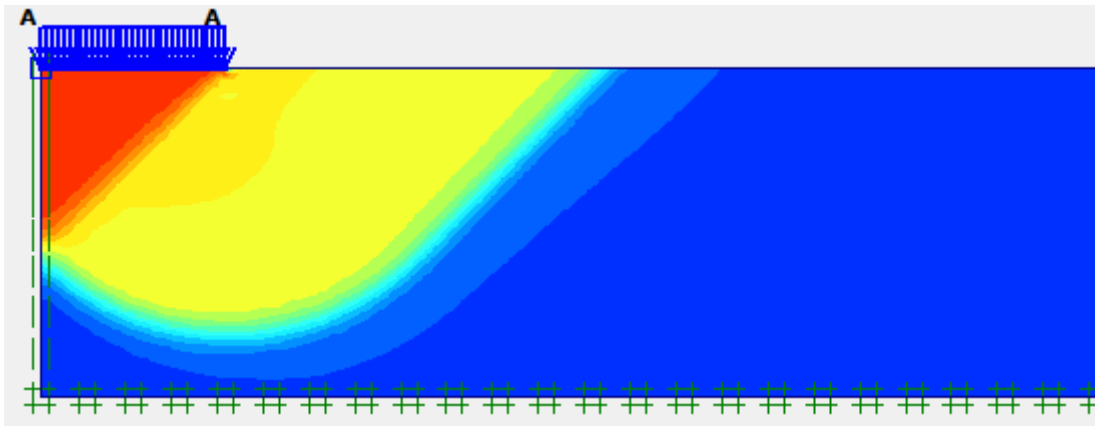


Figure 5.4-17 : mécanisme de rupture

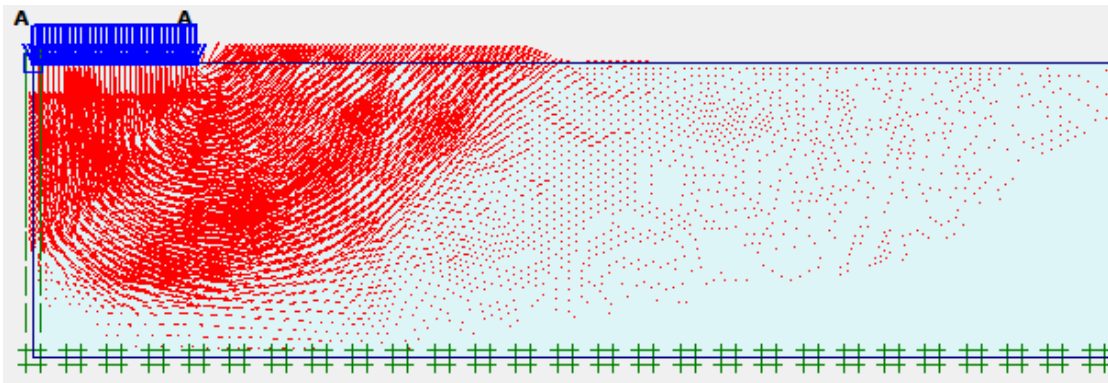


Figure 5.4-18 : mécanisme de rupture

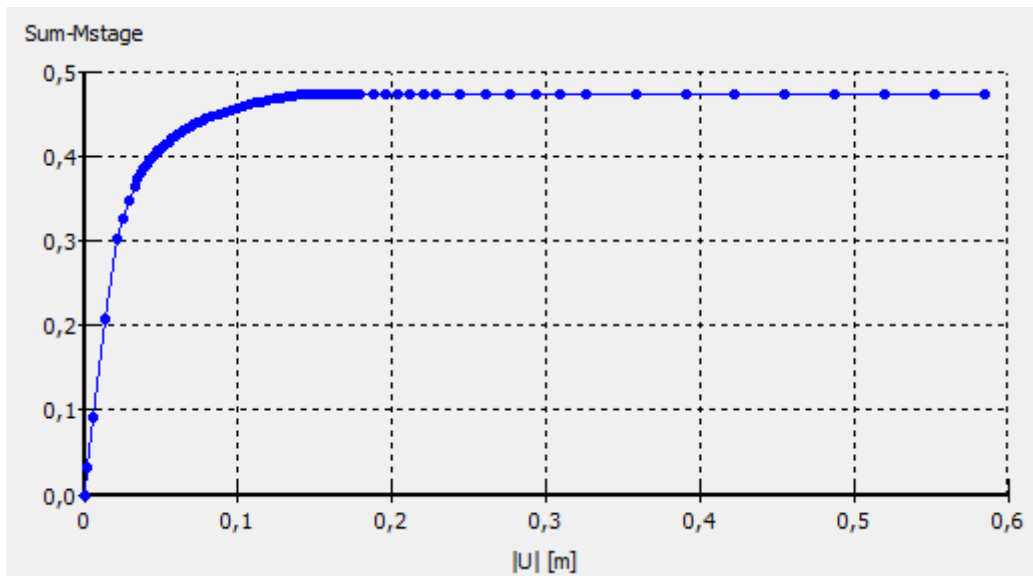


Figure 5.4-19 : courbe contraintes-déplacements en déformation planes pour un sol sans amélioration, pour une charge appliquée de 500kPa

5.4.2.3. Calcul 3D (Groupe)

Le calcul 3D est effectué à l'aide du logiciel **Plaxis 3D** introduit précédemment.

La taille du modèle (figure 5.4-20) a été choisie après plusieurs itérations, afin de permettre le développement des mécanismes de rupture sans l'influence des conditions aux limites. La hauteur du modèle pour le calcul de la capacité portante a été limitée à **9m** car la couche d'ancrage des colonnes ballastées est une condition aux limites ($C_u > 120 \text{kPa}$).

1/4 de la fondation est modélisé, afin de gagner plus de temps de calcul.

Le radier est modélisé comme étant un corps rigide, en utilisant le modèle **Linéaire élastique non poreux** (figure 5.4-22).

Le maillage est automatiquement raffiné aux alentours de la fondation.

Afin de déterminer la capacité portante du sol sans amélioration, une contrainte de **500 kPa** est appliquée sur la fondation (figure 5.4-23).

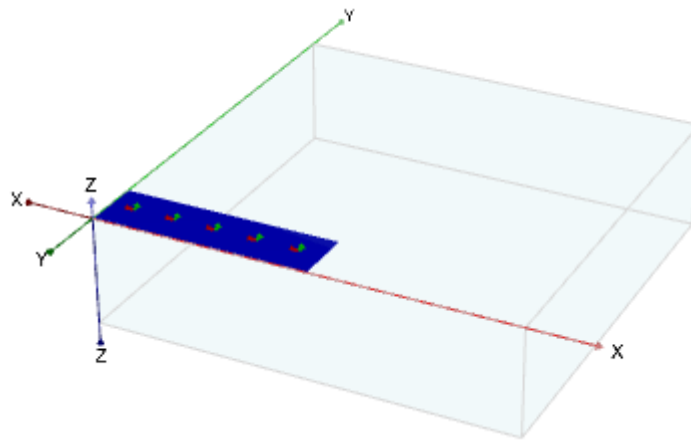


Figure 5.4-20 : modèle 3D

Identification	Radier
Material model	Linear elastic
Drainage type	Non-porous

Figure 5.4-21 : modélisation du radier

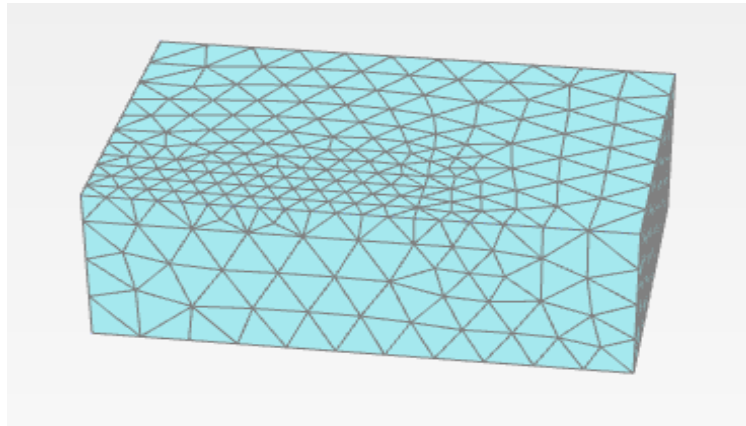


Figure 5.4-22 : maillage 3D

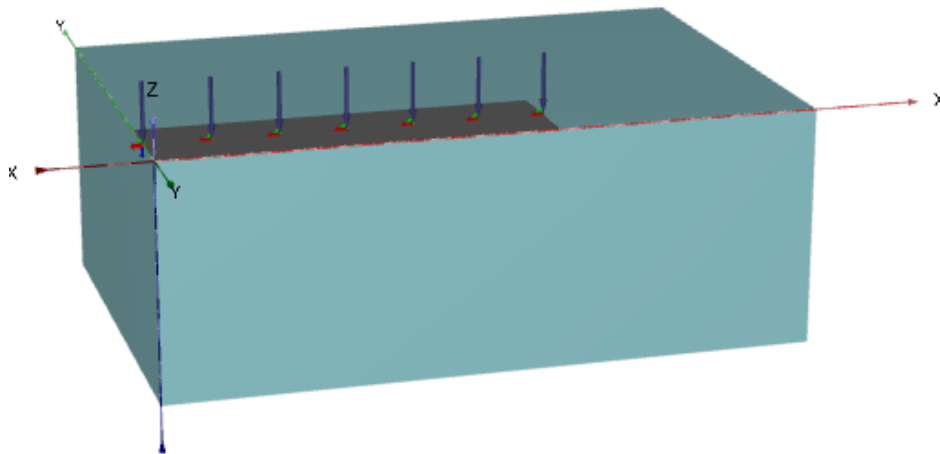


Figure 5.4-23 : représentation du radier et de la charge appliquée

Résultats de l'analyse :

L'erreur « **soil body collapse** » permet de déduire que la charge appliquée est supérieure à la capacité portante du sol.

La taille du modèle a permis le bon développement du mécanisme de rupture comme le montrent les figures ci-dessous.

On applique la méthode de la tangente pour trouver la capacité portante ultime. La lecture à partir de la figure 5.4-28 donne une valeur de **345kPa**.

Tableau 5.4-7 : résultats simulation 3D du sol non amélioré

Capacité portante ultime q_u	Charge appliquée q	Facteur de sécurité FS
345 kPa	130 kPa	2,65

Le critère (**FS >3**) n'est pas satisfait.

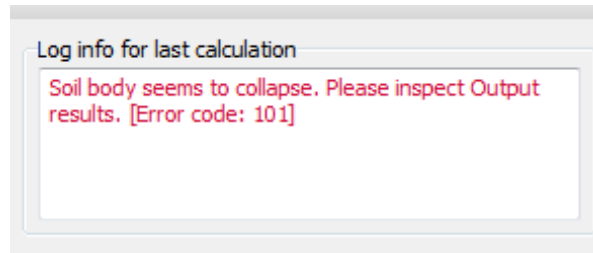


Figure 5.4-24 : erreur soil body collapse

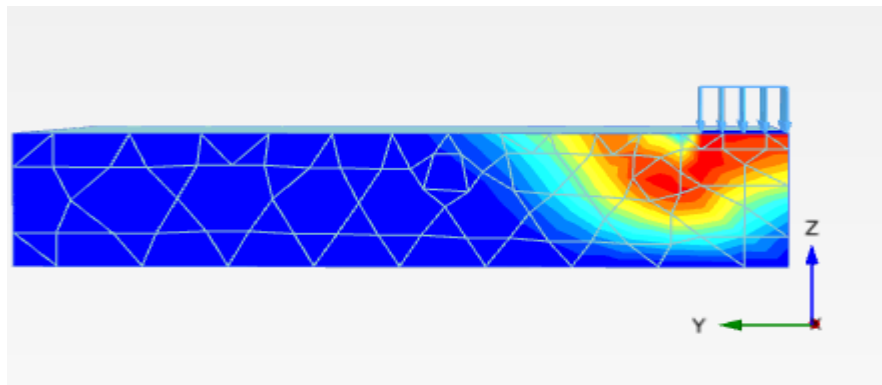


Figure 5.4-25 : mécanisme de rupture

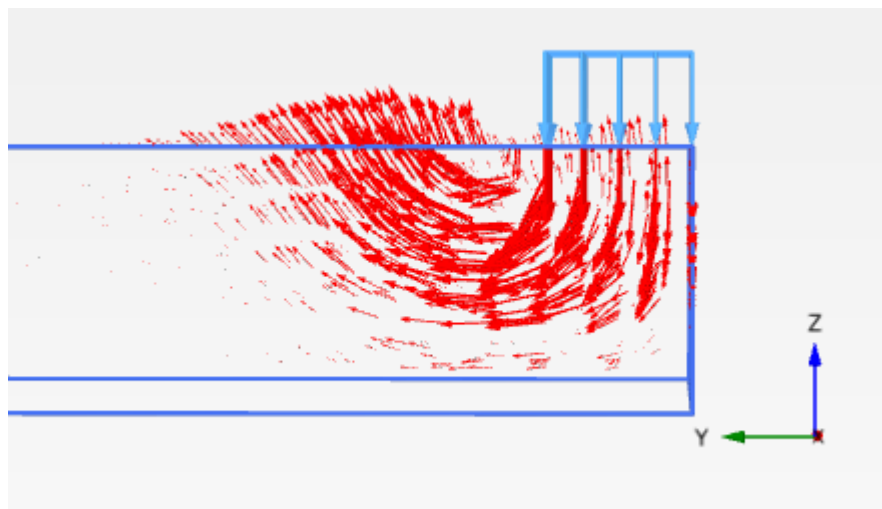


Figure 5.4-26 : développement du mécanisme de rupture

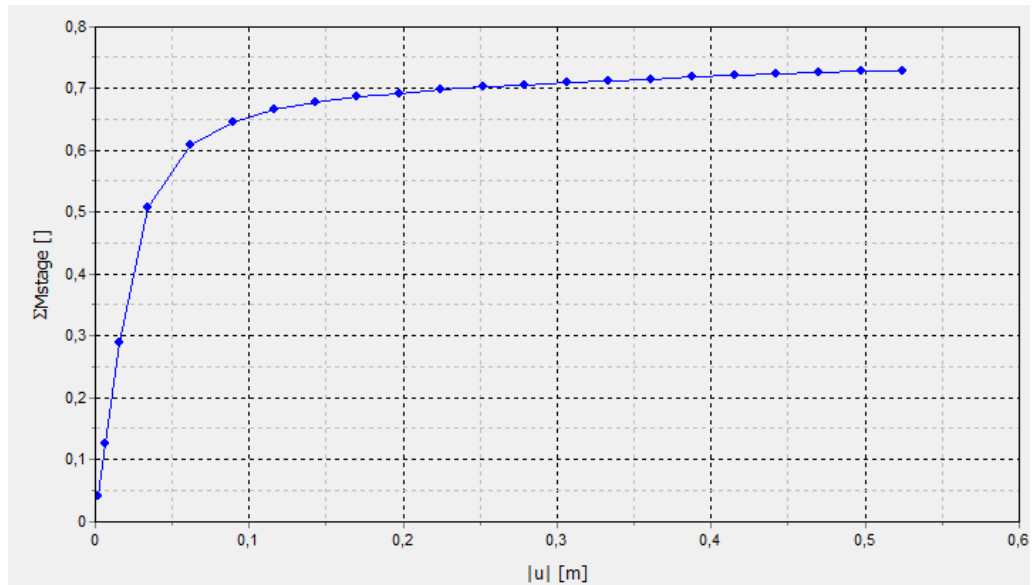


Figure 5.4-27 : courbe contraintes-déplacements en 3D pour un sol sans améliorations, pour une charge appliquée de 500kPa

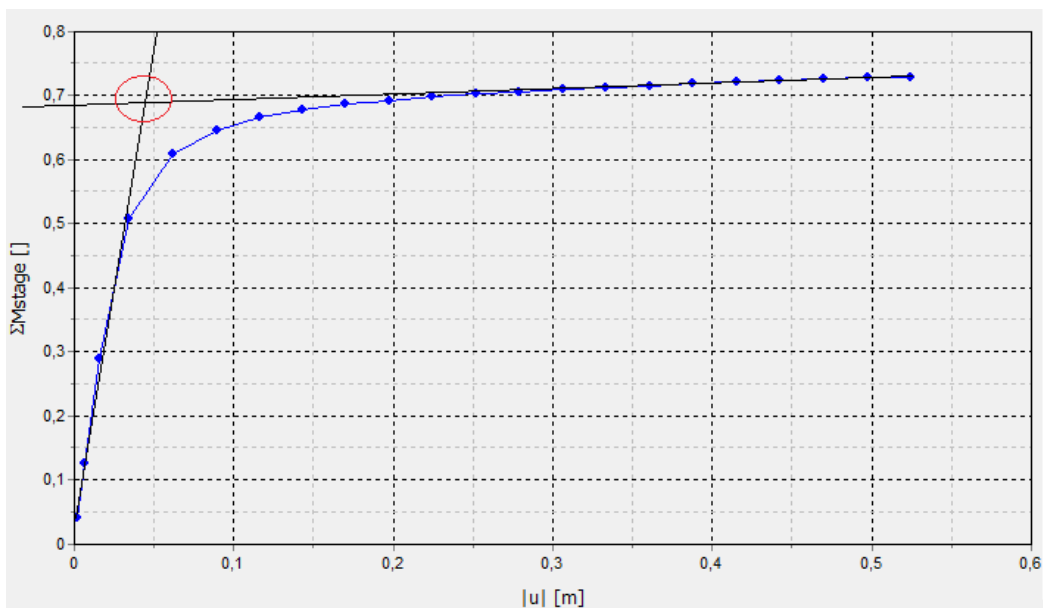


Figure 5.4-28 : méthode de la tangente

5.4.2.4. Commentaire des résultats du calcul de la capacité portante pour un sol sans amélioration

Les simulations numériques (cellule isolée, groupe (3D)), et l'essai SPT nous indiquent que la capacité portante ne satisfait pas le critère imposé ($FS > 3$), dans le cas d'une analyse à court terme du sol, la construction de la fondation sur ce dernier n'est pas sûre.

Les colonnes ballastées sont introduites comme moyen d'augmenter la capacité portante du sol, et ne sont pas considérés comme étant des éléments de fondation (recommandations ASIRI).

Dans ce qui suit, une analyse en utilisant des colonnes ballastées est effectuée.

5.4.3. Capacité portante du sol avec colonnes ballastées

La capacité portante ultime du sol avec amélioration est étudiée analytiquement puis numériquement pour une cellule unitaire isolée, puis pour un groupe de colonnes.

La visualisation des modes de ruptures des groupes de colonnes (déformation planes, 3D) est essentielle car elle peut être utilisée pour ajuster la position des colonnes afin d'optimiser la capacité portante d'avantage. Un exemple est donné en déformations planes.

5.4.4. Estimation analytique de la capacité portante du sol avec colonnes ballastées

La capacité portante ultime pour une cellule isolée et un groupe de colonne est déterminée analytiquement, les résultats sont regroupés dans un tableau.

5.4.4.1. Capacité portante de la cellule unitaire (isolée)

Les formules analytiques appliquées :

- **Brauns (1978) :**

La capacité portante de la colonne est donné par :

$$q_{ult,c} = 20C_u$$

$$q_{ult,s} = 320\text{kPa}$$

En combinant les 2 capacités portantes (sol + colonne) on obtient la capacité portante de la cellule unitaire :

$$q_{ult} = q_{ult,c} \cdot a_s + q_{ult,s}(1 - a_s)$$

$$q_{ult} = 407\text{kPa}.$$

- **Gibson & Anderson (1961):**

Il s'agit de la capacité portante par résistance latérale du sol avoisinant

$$\sigma_{rL} = \sigma_{ro} + 4c + u$$

$$\sigma_v = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} (\sigma_{ro} + 4c - u)$$

$$q_{ult} = q_{ult,c} a_s + q_{ult,s}(1 - a_s)$$

$$q_{ult} = 425\text{kPa}$$

5.4.4.2. Capacité portante d'un groupe de colonnes

La formule du FHWA est appliquée, le résultat est le suivant :

$$\phi_{avg} = 13.5^\circ$$

$$S_{u,avg} = 38 \text{ kPa}$$

La capacité portante ultime de groupe est la suivante :

$$Q_{ult,groupe} = 480 \text{ kPa}.$$

Tableau 5.4-8 : calcul analytique de la capacité

Capacité portante ultime	Valeur (kPa)
Gibson& Anderson (cellule unitaire)	425
Brauns (cellule unitaire)	407
FHWA (groupe)	480

5.4.5. Estimation numérique de la capacité portante avec amélioration

5.4.5.1. Cellule unitaire (axisymétrique)

On suit les mêmes étapes qu'avant pour la modélisation de la cellule unitaire, cependant, il faut introduire les caractéristiques du ballaste.

Les colonnes sont modélisées comme étant **drainé**, et suivent le critère **Mohr-coulomb**.

Plusieurs itérations ont été nécessaires pour déterminer les dimensions de la colonne afin de satisfaire le critère imposé (**FS>3**) :

Tableau 5.4-9 : données de la colonne

Taux de substitution a_s	Rayon colonne R_c	Rayon cellule R
0.15	0.35m	0.9m

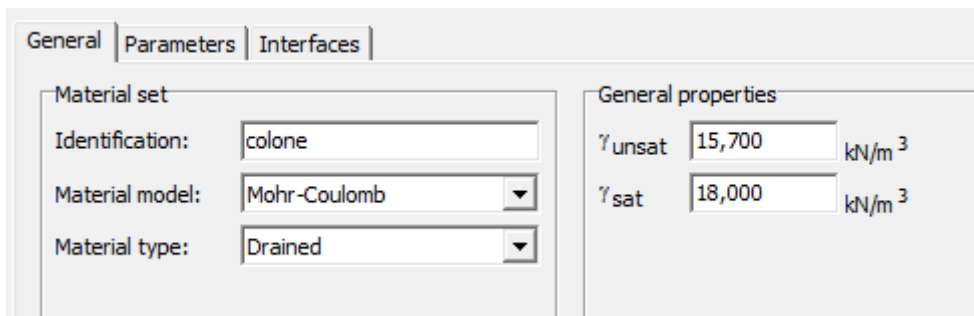


Figure 5.4-29 : modélisation des colonnes

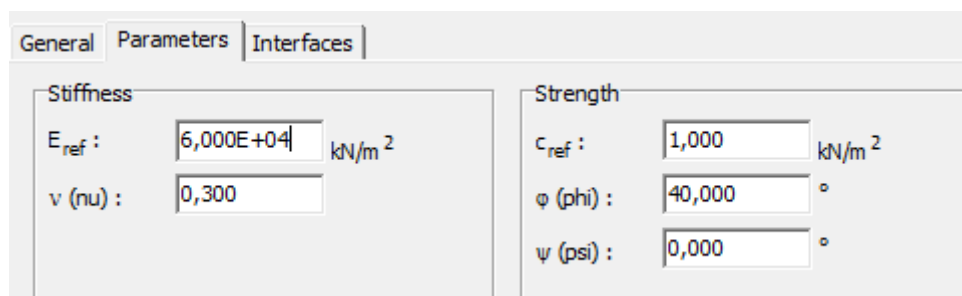


Figure 5.4-30 : paramètres des colonnes

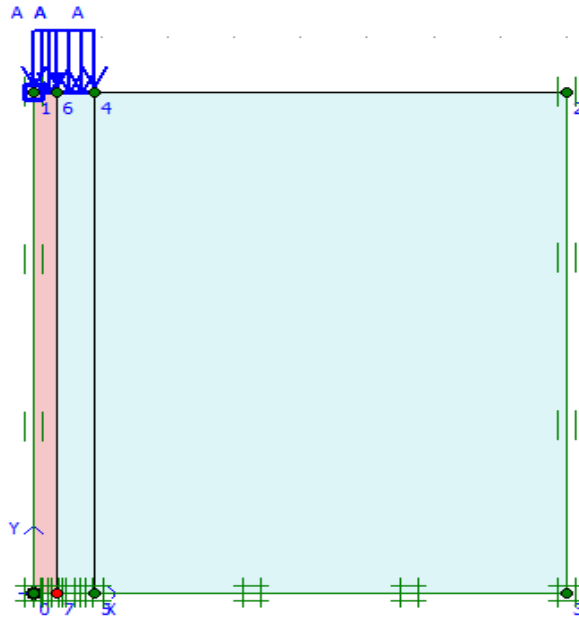


Figure 5.4-31 : cellule unitaire isolée

Résultat de l'analyse :

Une contrainte de **500 kPa** est appliquée sur la plaque, ici aussi l'erreur « **soil body collapse** » nous montre que la capacité portante du sol est inférieure à 500 kPa.

Le mode de rupture (figure 5.4-34) montre que la colonne est en compression.

La lecture à partir de la courbe contraintes-déformations donne une valeur de la capacité portante de **400 kPa**

Tableau 5.4-10 : résultats de la simulation

Capacité portante ultime q_u	Charge appliquée q	Facteur de sécurité FS
400kPa	130kPa	3.07

Le critère (**FS>3**) est satisfait.

La figure 5.4-35 représente le processus itératif pour le choix des dimensions de la cellule, la capacité portante ultime pour différentes valeurs de l'espacement **S**, et du facteur de sécurité **FS** est étudiée, un espacement de 1.8m vérifie le critère imposé (**FS>3**).

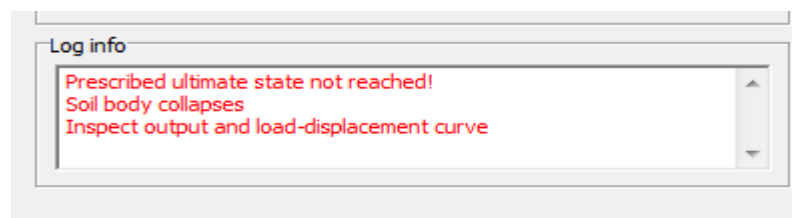


Figure 5.4-32 : l'erreur soil body collapse

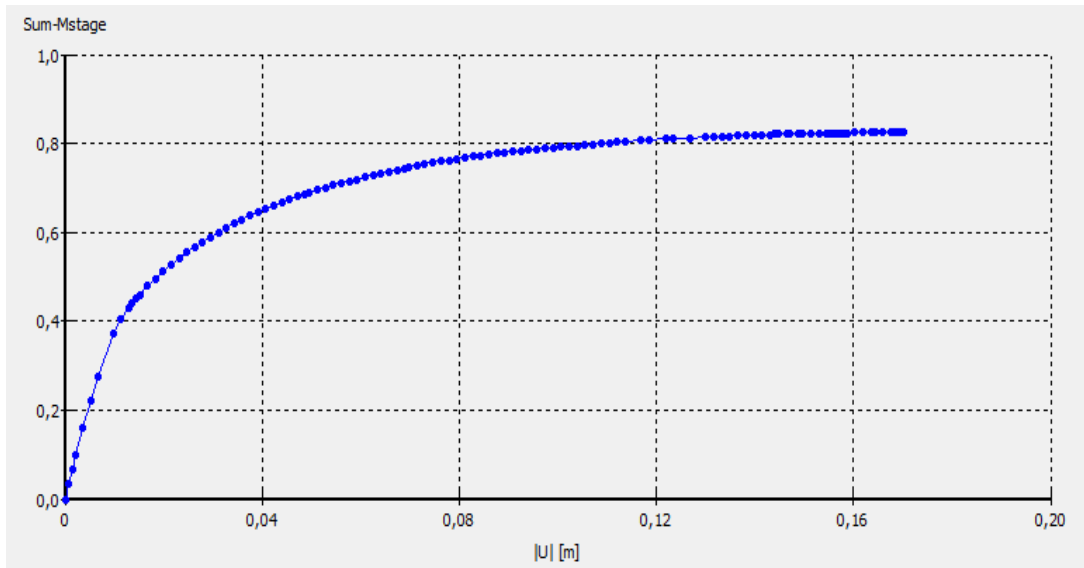


Figure 5.4-33 : courbe contraintes-déplacements pour une charge appliquée de 500kPa

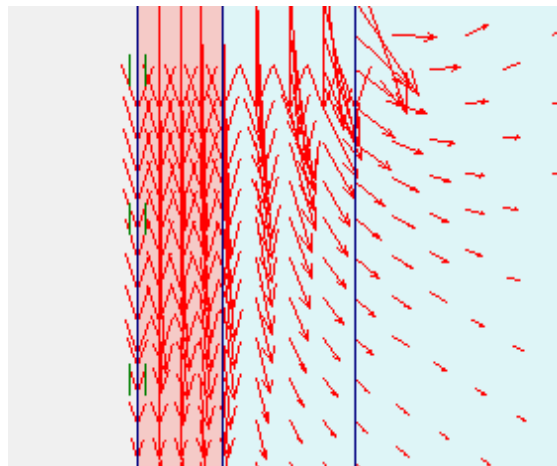


Figure 5.4-34 : mode de rupture de la cellule unitaire

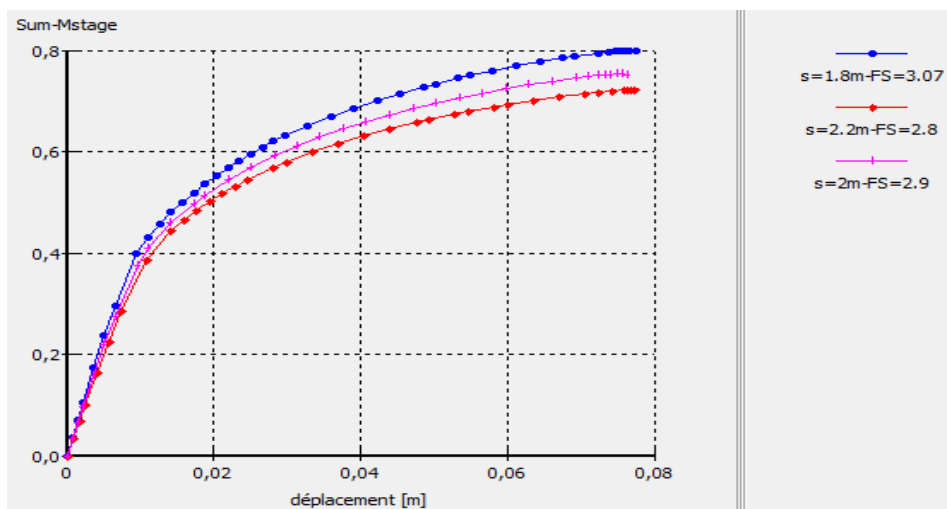


Figure 5.4-35 : capacité portante ultime du sol pour différents espacements, pour une charge appliqué de 50 kPa

5.4.5.2. Modélisation déformations planes (groupe)

Une modélisation du groupe de colonnes est effectuée en déformations planes, les colonnes ont été modélisées sans l'utilisation de la méthode de l'homogénéisation.

La fondation repose sur un matelas constitué d'un matériau granulaire (figure 5.4-36). Le maillage a été raffiné plusieurs fois aux environs des colonnes (figure 5.4-37).

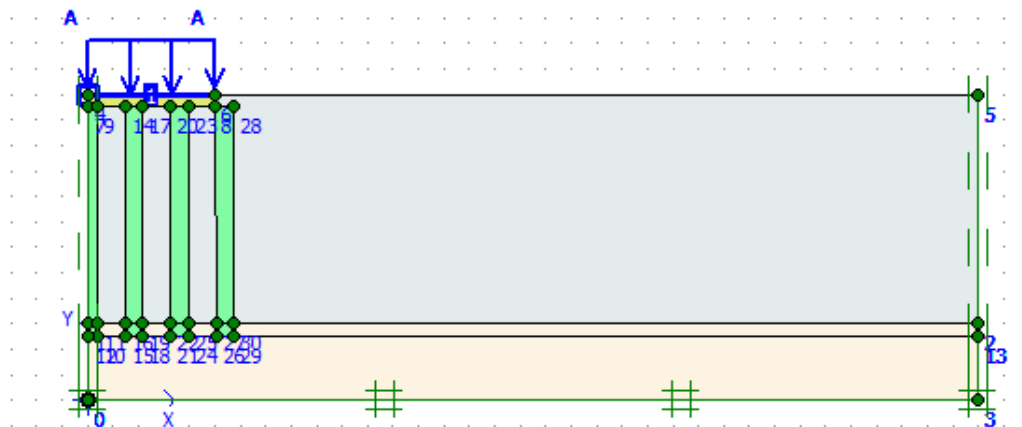


Figure 5.4-36 : modèle déformations planes

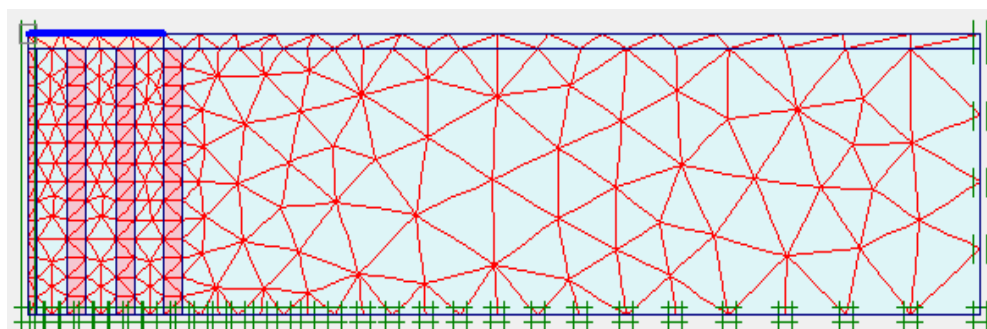


Figure 5.4-37 : maillage déformations planes

Résultats de l'analyse :

La courbe contraintes-déplacements (figure 5.4-40) nous permet de lire la capacité portante ultime qui est de **445 kPa**.

Tableau 5.4-11 : résultats de la simulation

Capacité portante ultime q_u	Charge appliquée q	Facteur de sécurité $F.S$
445 kPa	130 kPa	3,42

Le critère ($FS > 3$) est vérifié

Le mode de rupture des colonnes ballastées (figure 5.4-38) est assez différent du mode de rupture de la cellule unitaire. Sur cette même figure, on peut voir que le mode de déformation des colonnes est imposé par le cône rigide qui se forme en dessous de la fondation.

Les colonnes se trouvant près du centre de la fondation sont comprimées, plus on s'approche de l'extrémité, plus les colonnes ont tendance à fléchir.

Tableau 5.4-12 : résultats de la simulation

Capacité portante ultime q_u	Charge appliquée q	Facteur de sécurité FS
447 kPa	130 kPa	3,61

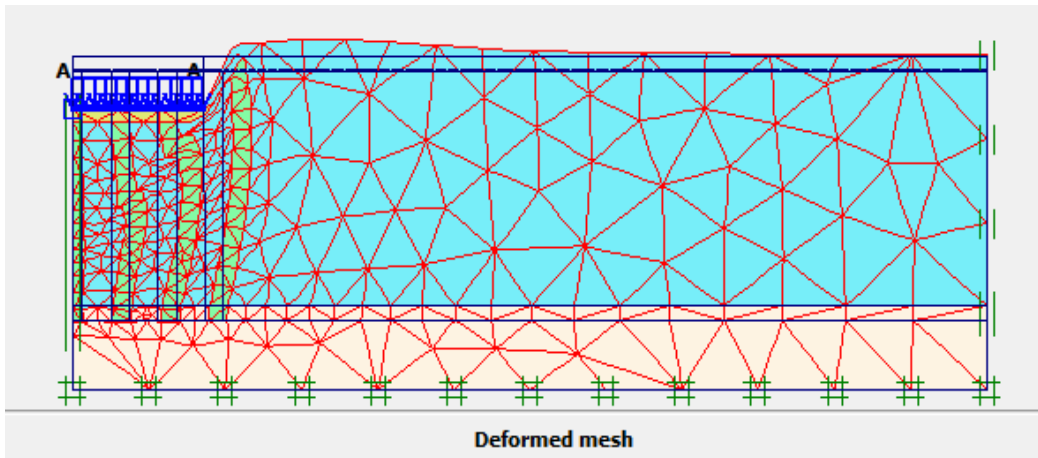


Figure 5.4-38 : mode de rupture du groupe de colonnes

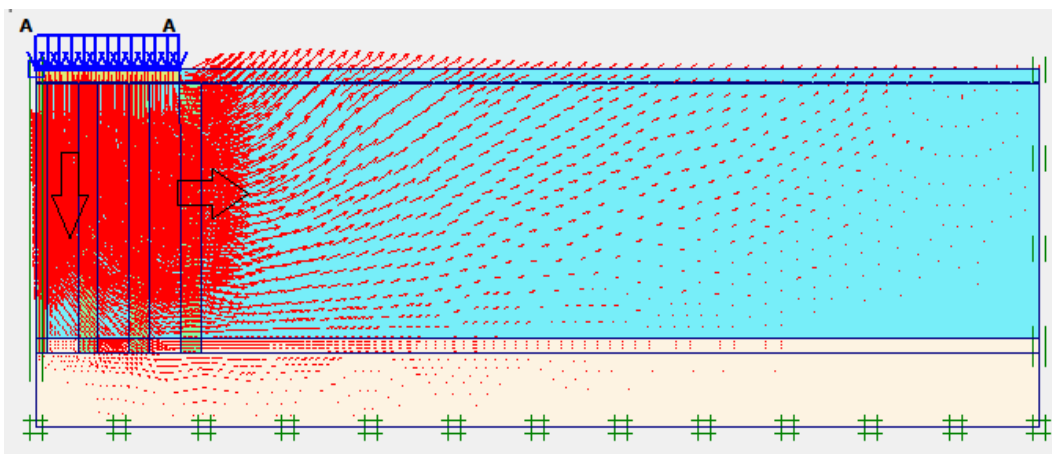


Figure 5.4-39 : déformation du groupe de colonnes en déformations planes.

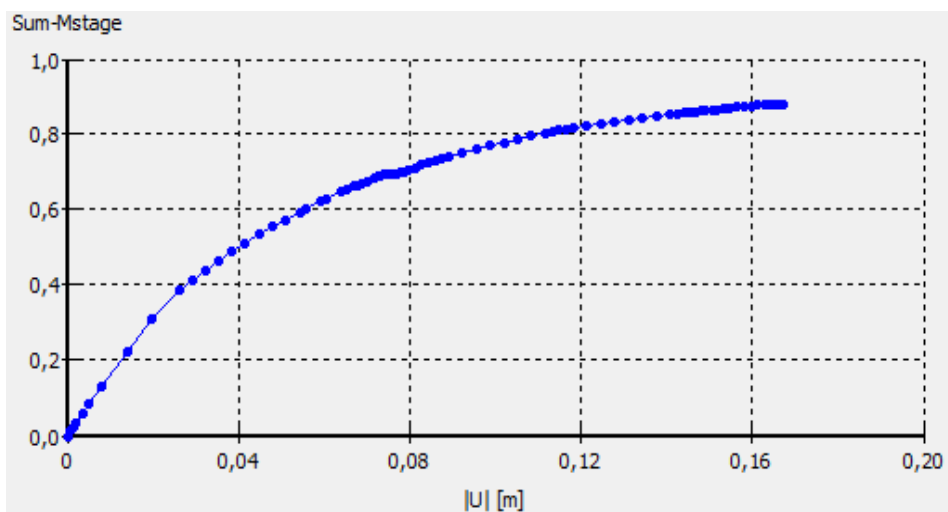


Figure 5.4-40 : courbe contraintes-déplacements

5.4.5.3. Modélisation 3D (groupe de colonnes)

a) Homogénéisation

La capacité portante d'un groupe de colonne est étudiée afin de comparer les résultats avec ceux de la cellule unitaire.

Le mode de rupture d'une fondation sur colonnes ballastés ne diffère pas fondamentalement du mode de rupture d'une fondation sur sol homogène (Eurocode8).

L'angle de frottement homogène est le suivant :

$$\phi_{avg} = \tan^{-1} \left[\frac{n \cdot a_s}{1 + (n - 1) \cdot a_s} \tan \phi_p \right]$$

La résistance au cisaillement non drainé homogène est la suivante :

$$c_{u,avg} = (1 - a_s) \cdot c_u$$

Le module d'Young homogène est donné d'après Poulos (1993) :

$$E_{composite} = a_s E_c + (1 - a_s) E_s$$

Cependant, les techniques d'homogénéisation ne donnent qu'une estimation du modèle de groupe, d'autre part aucune information concernant le mode de rupture de groupe n'est donnée.

Un matelas de répartition composé d'un matériau granulaire, d'une épaisseur de 50cm est introduit en dessous de la fondation, conformément aux recommandations du **CFMS**.

Le modèle obtenu est le suivant :



Figure 5.4-41 : modèle 3D

Résultats de l'analyse :

La méthode de la tangente est appliquée pour la courbe contraintes-déplacements, le résultat est une capacité portante de **460 kPa**

Tableau 5.4-13 : résultats de la simulation

Capacité portante ultime q_u	Charge appliquée q	Facteur de sécurité FS
460 kPa	130 kPa	3,53

Le critère (**FS>3**) est satisfait.

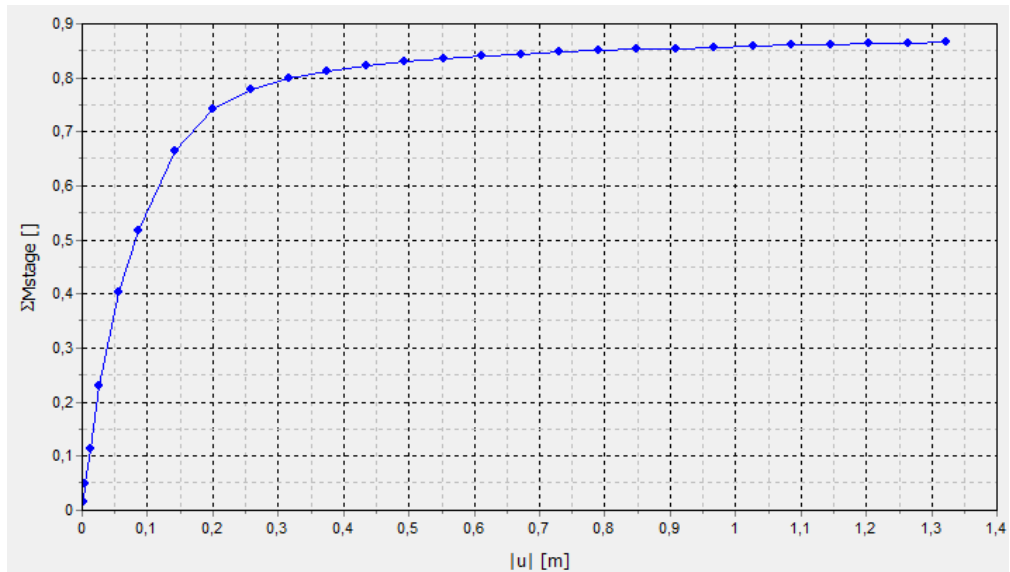


Figure 5.4-42 : courbe contraintes-déformations pour une charge appliquée de 500kPa
La capacité portante ultime est déterminée en utilisant la méthode de la tangente

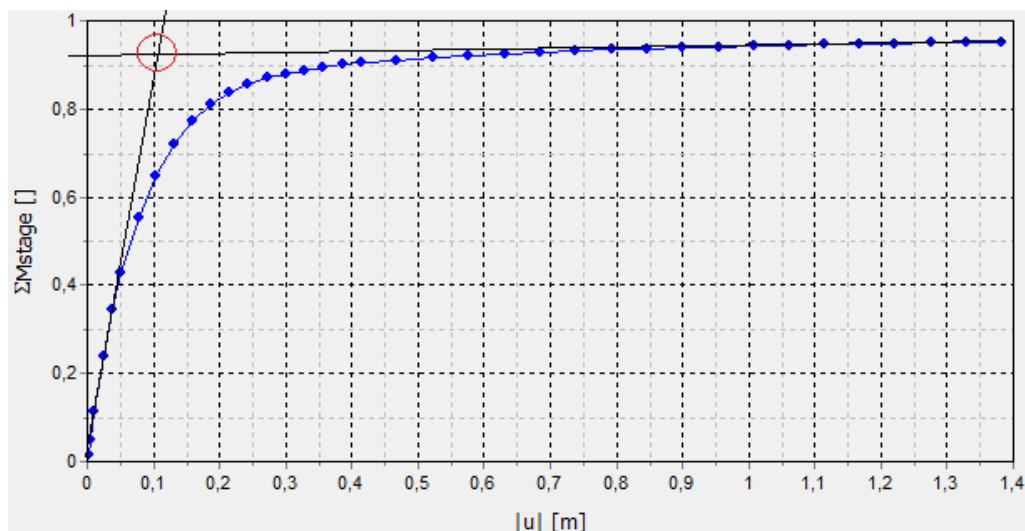


Figure 5.4-43 : méthode de la tangente

a) Colonnes de sol

Afin de déterminer le mode de rupture exacte des colonnes, une modélisation réelle du problème est effectuée.

Des colonnes de sol (**soil clusters**) dont le matériau constituant est le ballast sont introduites en dessous de la fondation tout en respectant le diamètre, l'espacement est le type de maille déterminé précédemment.

En plus du maillage du modèle, une attention particulière doit être portée pour la séparation **Colonne-sol**, des éléments **d'interface** sont ajoutés tout autour des colonnes.

La figure 5.4-48 représente le modèle obtenu. Le mode de déformation du groupe de colonnes est identique au mode de déformation obtenu en 2D déformations planes.

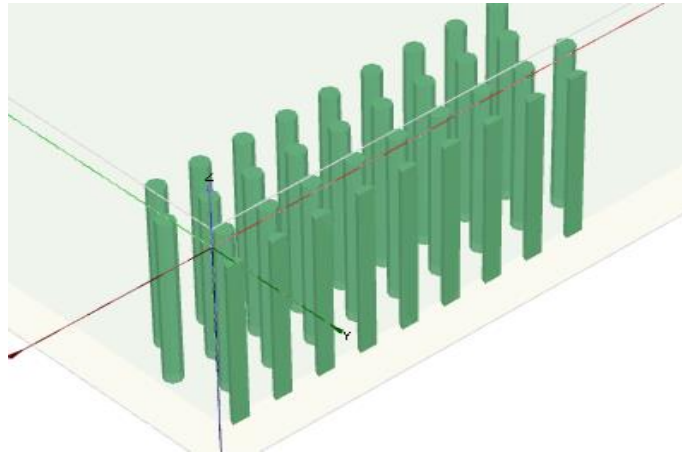


Figure 5.4-44 : modélisation en 3D

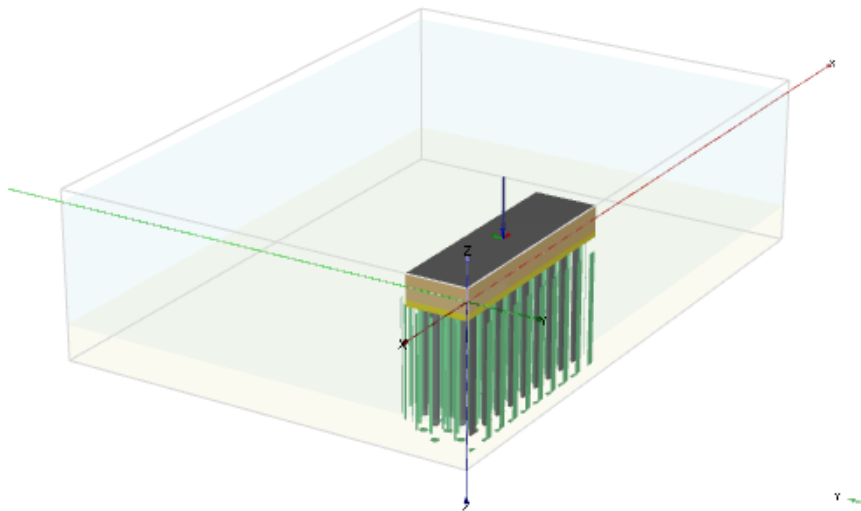


Figure 5.4-45 : modèle chargé.

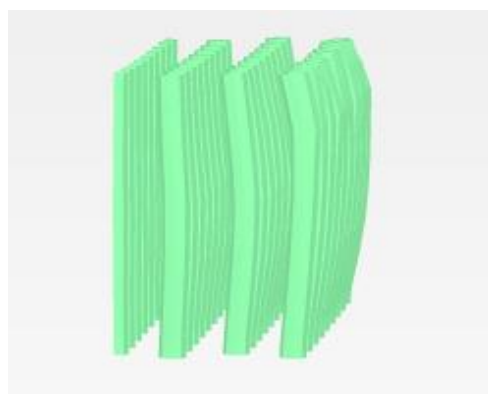


Figure 5.4-46 : mode de déformation des colonnes en 3D

Résultats de l'analyse :

La méthode de la tangente est appliquée à la courbe contraintes-déplacement obtenue, le résultat est une capacité portante ultime de **430 kPa**.

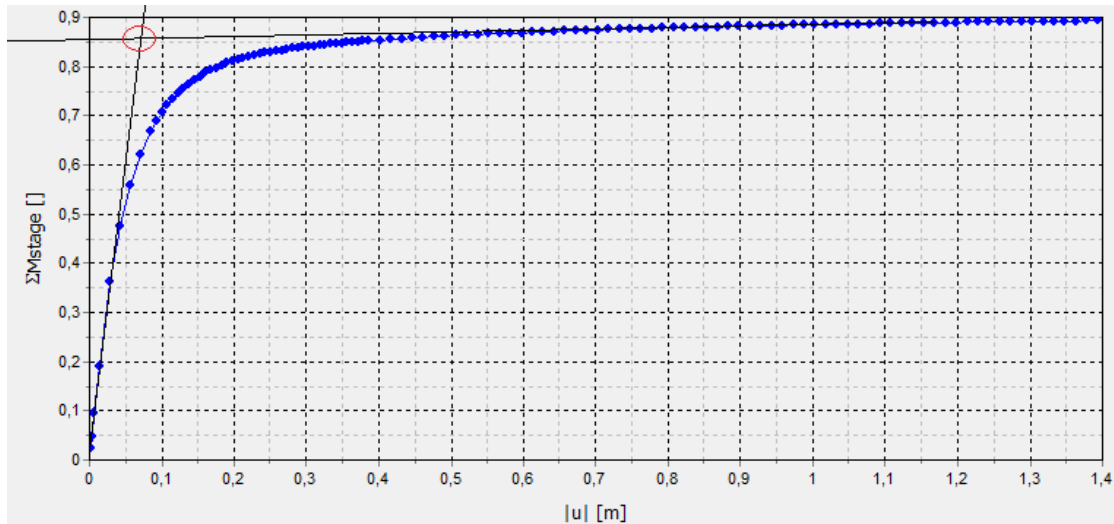


Figure 5.4-47 : courbe de contrainte-déplacement

5.4.5.4. Commentaire des résultats du sol avec amélioration

Les résultats des différentes simulations numériques sont mis en forme de tableau :

Tableau 5.4-14 : résultats des différentes simulations

		Axisymétrique (cellule en 2D)	3D (groupe)	Déformations planes (groupe en 2D)
Capacité portante (kPa)	Sol sans amélioration	320	345	245
	Sol avec amélioration	400	460	470
	Facteur de sécurité avec amélioration	3,07	3,54	3,61

La capacité portante ultime du sol a été nettement améliorée que ce soit pour la cellule isolée ou pour un groupe de colonnes, les facteurs d'amélioration (rapport entre la capacité portante du sol naturel et sol amélioré) de la capacité portante sont les suivants :

Tableau 5.4-15 : facteur d'amélioration de la capacité portante

	axisymétrique	3D (groupe)	Déformations planes (groupe)
Facteur d'amélioration	1,25	1,33	1,91

La rupture de la cellule unitaire ce fait par confinement et expansion latérale de la colonne, la rupture du groupe de colonnes comporte 2 modes : la compression des cellules se trouvant au-dessous du milieu de la fondation, et la flexion des colonnes se trouvant près de l'extrémité.

L'analyse du mode de rupture a permis d'analyser la disposition des colonnes, puis de la revoir afin d'optimiser le résultat, dans la pratique l'espacement inter-colonnes est variable.

5.5. Tassement

Dans cette partie, le tassement du sol, avec et sans amélioration sera déterminé Les résultats sont regroupés dans un tableau à la fin.

Il a été remarqué que le tassement était très sensible à la valeur du coefficient de poisson. N'ayant pas de rapport de sol pour affecter la valeur exacte de ν , nous allons déterminer la valeur du tassement pour une valeur de $\nu = 0,3$ du sol avec et sans colonnes.

Le critère à satisfaire est un tassement total du radier inférieur à **50mm**.

La profondeur suivant laquelle le tassement doit être calculé pour la cellule unitaire, est déterminée par le **CFMS**, comme étant : **Min (2B, H_c)** car 85% du tassement s'effectue suivant la hauteur de la colonne.

Avec :

B : la base de la fondation

H_c : la hauteur de la colonne

5.5.1. Méthodes de calcul

Deux méthodes peuvent être utilisées pour le calcul du tassement sur **Plaxis** :

- 1- Chargement non drainé suivi d'une phase de consolidation
- 2- Analyse drainé du sol

La première méthode va être suivie, car elle représente assez bien la réalité du sol, de plus, la 2^{ème} méthode requiert plus de données que la 1^{ère}, il faut donc effectuer des essais de laboratoire.

5.5.2. Tassement du sol sans amélioration

5.5.2.1. Cellule unitaire

La cellule unitaire est modélisée à l'aide de **Plaxis**, cependant cette fois ci, les conditions aux limites vont être appliquées à la cellule unitaire, afin de simuler les conditions réelles de la colonne.

Conditions aux limites :

- Suivant les limites gauches et droites du modèle :

La condition $u_x=0$ est imposée.

- Suivant la base du modèle

La condition $u_x=u_y=0$ est imposée.

La valeur du tassement (totale) du sol sans amélioration est déterminé à travers 2 phases de calcul, une phase de calcul plastique, puis une phase de consolidation, ou on laisse l'eau se dégager de la cellule unitaire, est donc de dissiper la pression interstitielle généré lors du calcul plastique.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input
Initial phase	0	0	N/A	N/A
→ <Phase 1>	1	0	Plastic analysis	Staged construction
→ <Phase 2>	2	1	Consolidation ana...	Minimum pore pressure

Figure 5.5-1 : phases de calcul

Résultat de l'analyse :

La valeur du tassement du sol sans amélioration est de **48mm**.

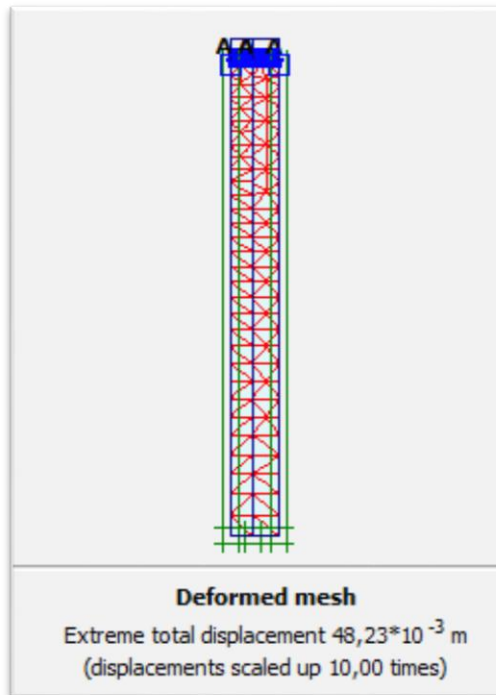


Figure 5.5-2 : maillage de la cellule unitaire

5.5.2.2. Modèle déformations planes (groupe)

Le tassement du sol sans amélioration est modélisé en déformations planes, tout le profil de sol a été introduit.

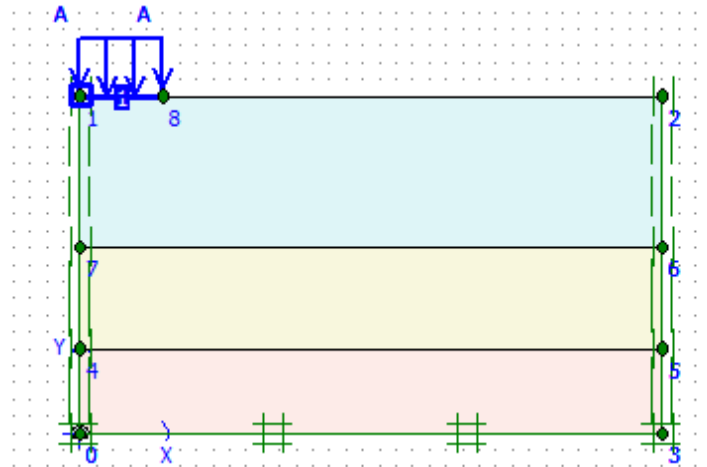


Figure 5.5-3 : modèle en déformations planes

Résultats de l'analyse

Le résultat obtenu est un tassement total de **56 mm**.

Le critère ($S < 50\text{mm}$) n'est pas vérifié

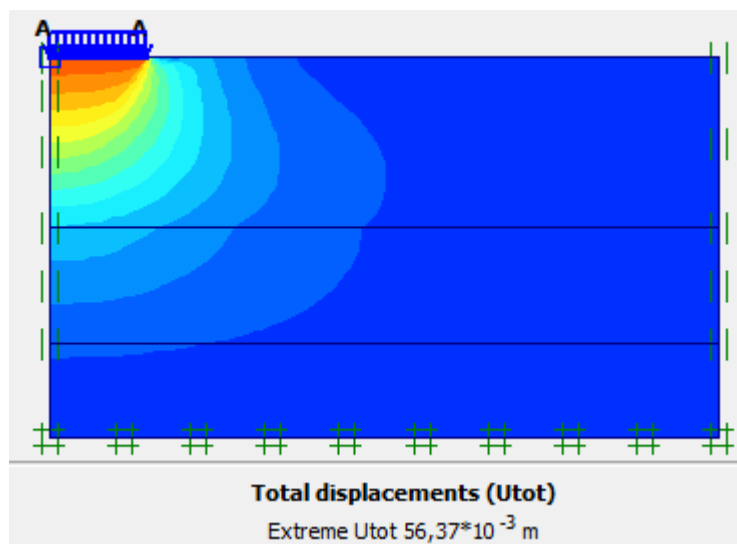


Figure 5.5-4 : déplacement en déformations planes

5.5.2.3. Modélisation 3D (groupe)

Pour la modélisation 3D, tout le profil de sol est introduit afin de capturer le maximum de tassement possible.

Le calcul est fait en 2 phases :

- Phase1 : calcul plastique
- Phase2 : consolidation du sol

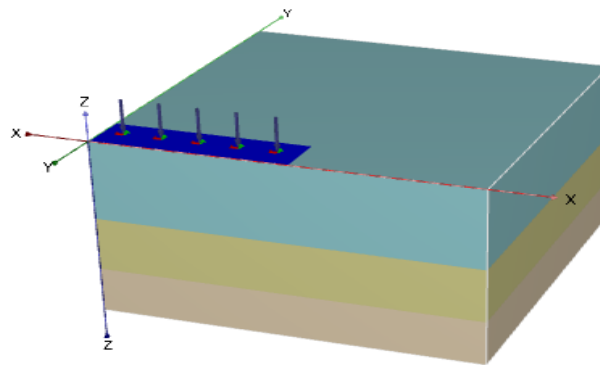


Figure 5.5-5 : modèle 3D

Résultats de l'analyse :

Le résultat obtenu est un tassement total de **51 mm**.

Le critère ($S < 50\text{mm}$) n'est pas vérifié.

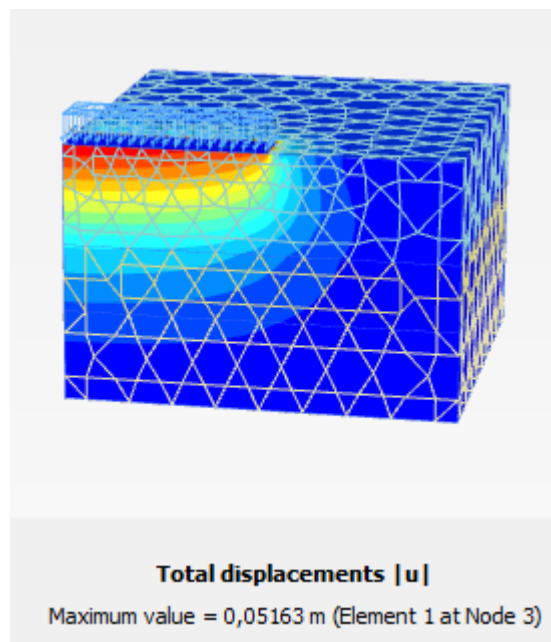


Figure 5.5-6 : déplacement total

5.5.3. Calcul du tassement du sol avec colonnes

Les mêmes dimensions déterminées précédemment sont utilisés. Un calcul analytique est d'abord effectué, puis le tassement sera calculé numériquement pour la cellule unitaire, et le groupe de colonnes (3D, déformations planes)

Tableau 5.5-1 : dimensions de la colonne

Taux de substitution a_s	Rayon colonne R_c	Rayon cellule R
0.15	0.35m	0.9m

5.5.3.1. Méthode de Priebe

La méthode de Priebe est appliquée afin de déterminer le facteur d'amélioration n_0 , en utilisant la formule qui a déjà été introduite, puis le résultat sera comparé au facteur d'amélioration trouvé numériquement.

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left[\frac{5 - A_c/A}{4 \cdot K_{ac} \cdot (1 - A_c/A)} - 1 \right]$$

La valeur du facteur d'amélioration de Priebe n_0 est : **1,31**

5.5.3.2. Cellule unitaire

Le matériau ballaste est introduit dans la cellule unitaire.

L'une des méthodes courantes est de simuler le sol en utilisant un modèle linéaire élastique, cette pratique s'avère ne pas être adéquate dans notre cas et ce pour la raison suivante :

- Des points plastiques se forment dans le sol (plastification du sol) comme le montre la figure suivante :

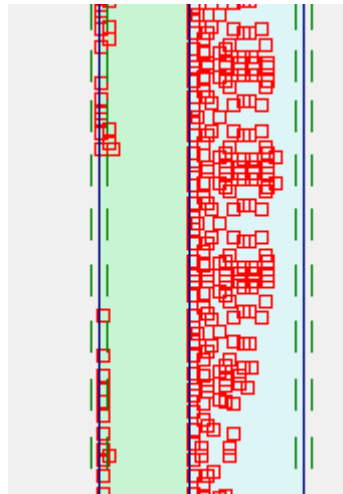


Figure 5.5-7 : formation des points plastiques

Un modèle élastique ne peut donc capturer la totalité des déformations du sol (Sous-estimation du tassement).

La méthode élastique n'est valable que pour des charges assez petites, qui font travailler le sol dans un domaine élastique.

La hauteur de la cellule unitaire est limitée à la hauteur du sol traité car l'hypothèse de Priebe est satisfaite (la colonne repose sur une couche rigide), le facteur d'amélioration est le rapport de tassement du sol non traité avec celui du sol traité.

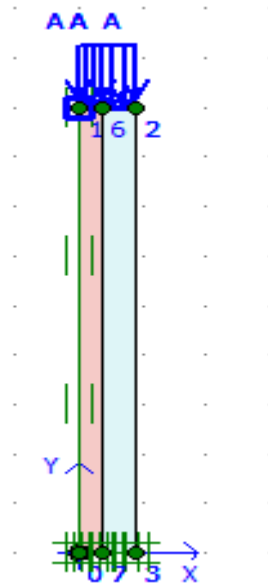


Figure 5.5-8 : cellule unitaire

Résultats de l'analyse :

Le tassement du sol avec amélioration est de **36,5mm**.



Figure 5.5-9 : tassement du sol amélioré (cellule unitaire)

5.5.3.3. Déformations planes (groupe)

Une modélisation en déformations planes est faite, les colonnes ballastées ont été modélisés comme étant des colonnes de sol, et non pas en utilisant la méthode d'homogénéisations.

Une attention particulière doit être donnée à la qualité du maillage dans La zone où se trouvent les colonnes, un maillage plus dense a été effectué dans cette zone.

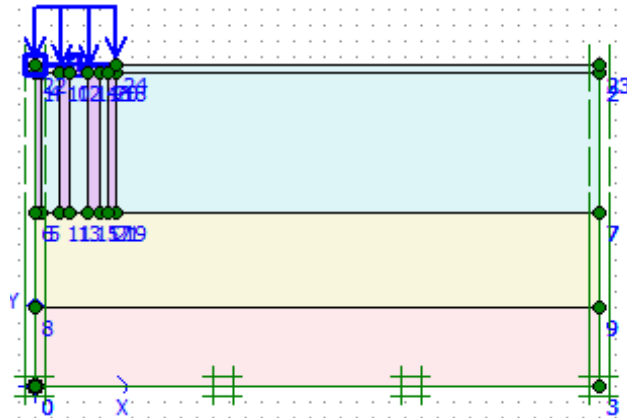


Figure 5.5-10 : les conditions aux limites

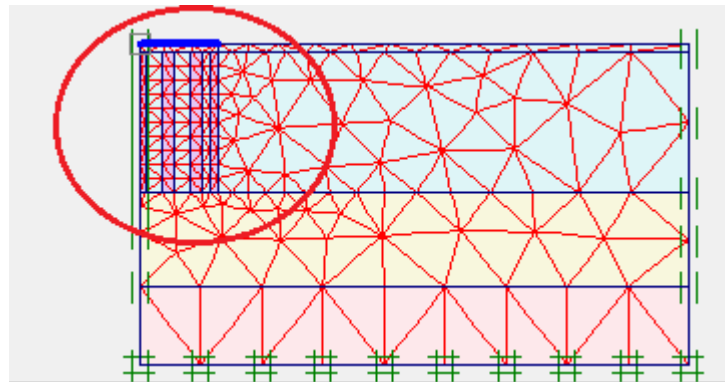


Figure 5.5-11 : maillage raffiné, déformations planes

Résultats de l'analyse

Le résultat est un tassement de **37,4mm**

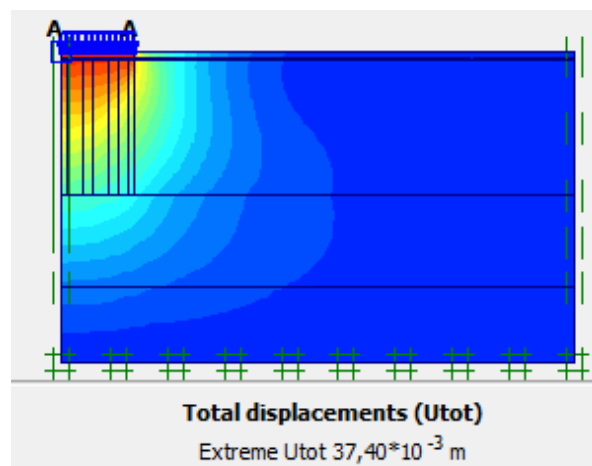


Figure 5.5-12 : tassement du sol renforcé en déformations planes

Le critère $S < 50\text{mm}$ est vérifié.

5.5.3.4. Modélisation 3D (Groupe)

a) Homogénéisation

La modélisation 3D est faite en utilisant la méthode d'homogénéisation introduite précédemment, une zone équivalente est introduite suivant toute la zone traitée.

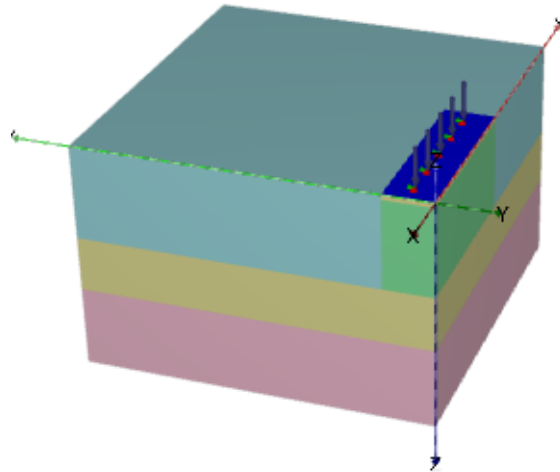


Figure 5.5-13 : modèle chargé

Résultats de l'analyse

La valeur du tassement du sol amélioré est de **42 mm** :

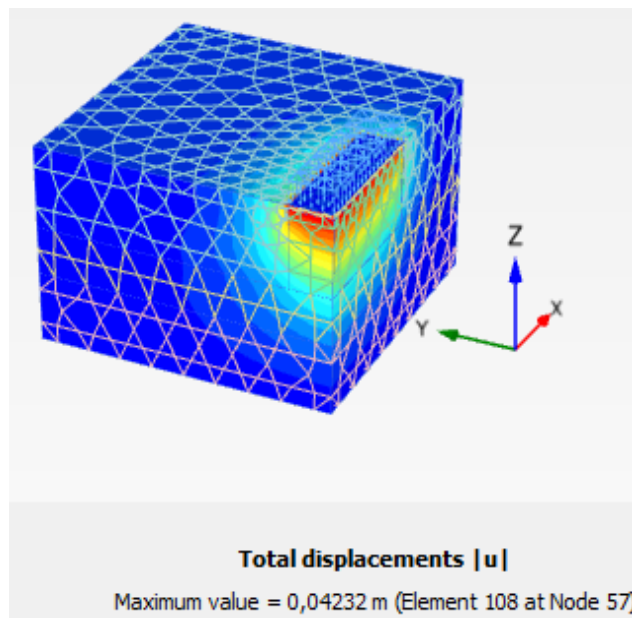


Figure 5.5-14 : déplacement total

Le critère $s < 50\text{mm}$ est vérifié

b) Colonnes de sol

Un modèle 3D de colonnes de sol est réalisé Figure ().

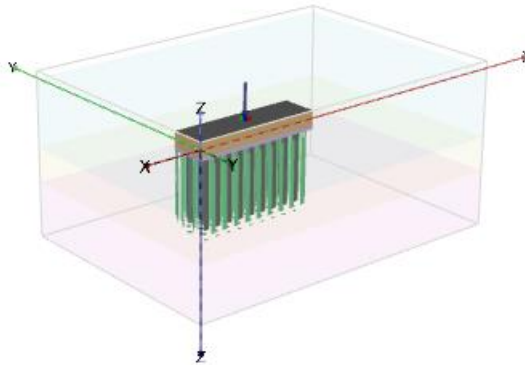


Figure 5.5-15 : modèle 3D

Résultats de l'analyse :

Le tassement obtenu est de 36 mm. Le critère $S < 50\text{mm}$ est vérifié.

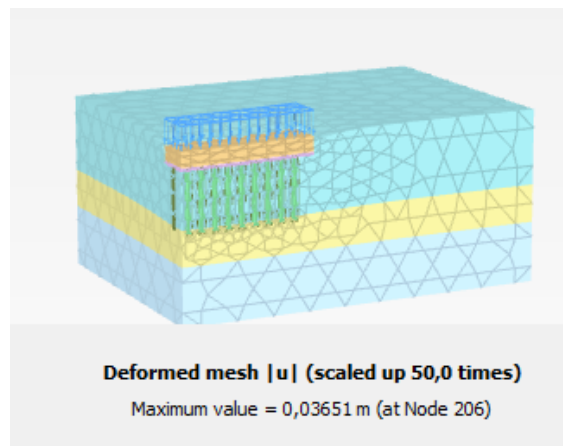


Figure 5.5-16 : résultat de tassement du groupe

5.5.4. Résultats

Les résultats des différentes simulations sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.5-2 : résultats de la simulation numérique

condition	Cellule unitaire	3D (groupe)	Déformations planes (groupe)
Tassement sans amélioration (mm)	48	51	56
Tassement avec amélioration (mm)	36	42	37,4
Facteur d'amélioration	1,33	1,21	1,49

Les tassements ont été réduits pour la cellule unitaire et le groupe de colonnes, tout en satisfaisant le critère imposé, cependant l'amélioration n'est pas significative. cela est probablement due au fait que les colonnes ballastées utilisés ne sont pas beaucoup plus rigides que le sol amélioré (3.3 fois), ce qui contraint ce dernier à reprendre une assez grande partie de la charge appliquée, même en utilisant des colonnes ballastées.

La pratique qui consiste à n'utiliser que la cellule unitaire pour estimer le tassement du sol renforcé par colonnes ballastées donne d'assez bons résultats, car on remarque que la valeur du tassement du sol renforcé pour la cellule et pour le groupe (3D ou déformations planes) ne diffère que de quelques millimètres.

5.6. Consolidation

Dans ce qui suit, nous allons nous intéresser à la consolidation du sol avec et sans amélioration. Les caractéristiques des colonnes sont les mêmes utilisés précédemment:

Tableau 5.6-1 : les données de la cellule

Taux de substitution a_s	Rayon colonne R_c	Rayon cellule R
0,15	0.35m	0.9 m

5.6.1. Consolidation du sol non amélioré

Les paramètres du sol figurent dans le tableau suivant:

Tableau 5.6-2 : perméabilité du sol

Perméabilité horizontale k_h	$4 \cdot 10^{-3}$ m/jour
Perméabilité verticale k_v	$2 \cdot 10^{-3}$ m/jour

Les valeurs des coefficients de consolidation horizontales et verticales sont automatiquement calculées par **Plaxis** en utilisant la formule suivante :

5.6.1.1. Cellule unitaire

Pour cette analyse, on utilise la cellule unitaire, ou les **conditions aux limites** en termes d'écoulement sont spécifiées comme suit :

- Seule la surface supérieure est une surface drainante. En d'autres termes, les autres parois de la cellule unitaire sont fermées (pas d'écoulement).

On effectue cela à l'aide des commandes « **closed flow boundary** » et « **closed consolidation boundary** ».

Maintenant, il faut essayer de simuler le mieux possible, les charges et leur enchainement d'application.

La réalisation de la structure se fait comme suit :

- Réalisation du radier
- mise en place de la machine
- mise en fonction de la machine

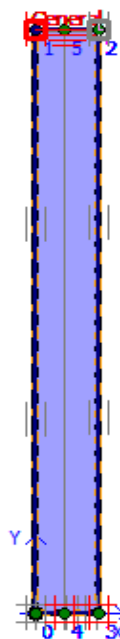
Chacune de ces étapes, apporte des charges bien définies à notre structure, le poids de la machine et les charges Les charges appliquées par la machine en marche sont regroupés:

Tableau 5.6-3 : charges appliqués à la fondation

Source de la charge	Valeur (kPa)
Radier (poids + charges permanentes)	111
Machine (poids + fonctionnement)	22

Remarque :

La consolidation du sol lorsque la machine est en marche est dangereuse, de graves dégâts peuvent survenir (endommagement de la machine), c'est pourquoi, nous recommandons de remplacer la charge de la machine et celle de la machine en marche, par des charges équivalentes. Ceci nous permettra d'économiser du temps tout en garantissant une sécurité de la machine. La 2^{ème} charge est appliquée lorsque la pression interstitielle induite par le 1^{er} chargement est totalement dissipée.



<Phase 1>	1	0	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	1	1	2
<Phase 2>	2	1	Consolidation ana...	Minimum pore pressure	0,00 ...	1	3	19
<Phase 3>	3	2	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	3	20	21
<Phase 4>	4	3	Consolidation ana...	Minimum pore pressure	0,00 ...	3	22	45

Figure 5.6-1 : conditions aux limites de la cellule unitaire en termes d'écoulement

Résultats de l'analyse :

La courbe de dissipation de la pression interstitielle induite par le chargement est la suivante, le temps de consolidation totale est de **120 jours** :

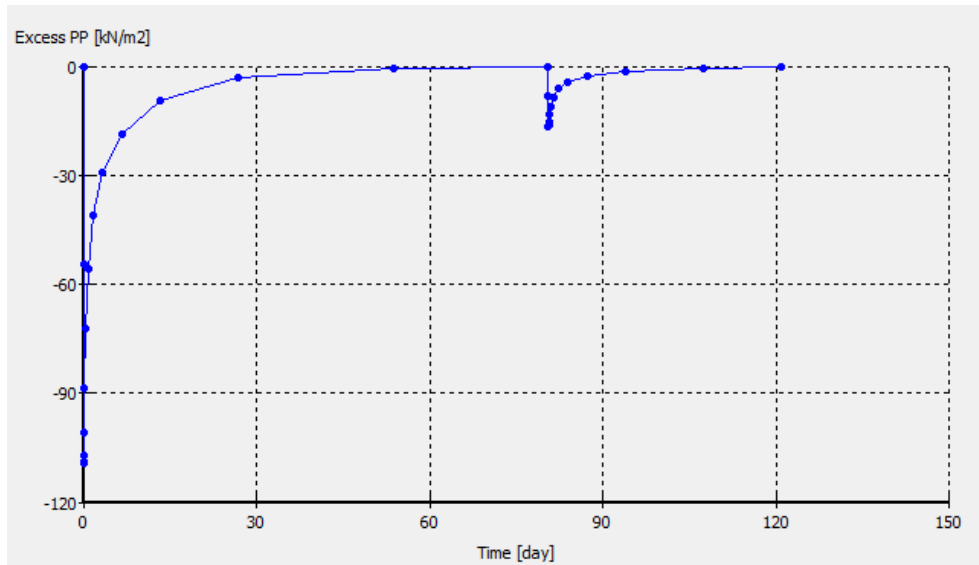


Figure 5.6-2 : consolidation axisymétrique du sol non amélioré

5.6.1.2. Modèle 3D (Groupe)

Une analyse 3D de la consolidation du sol non amélioré est effectuée, la fondation est modélisée puis les charges sont appliquées suivant l'enchaînement précédent (figure 5.6-3)

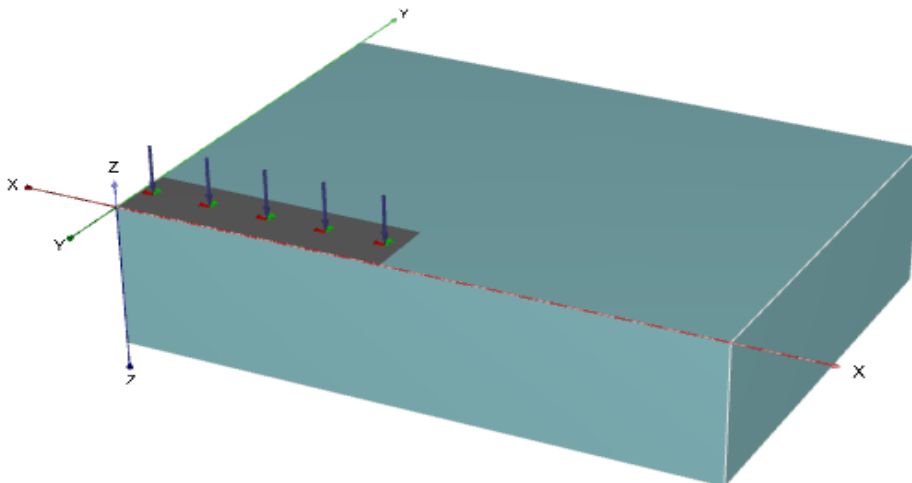


Figure 5.6-3 : modèle avec charges appliquées

Résultats de l'analyse

Le temps de la consolidation totale est de 70 jours.

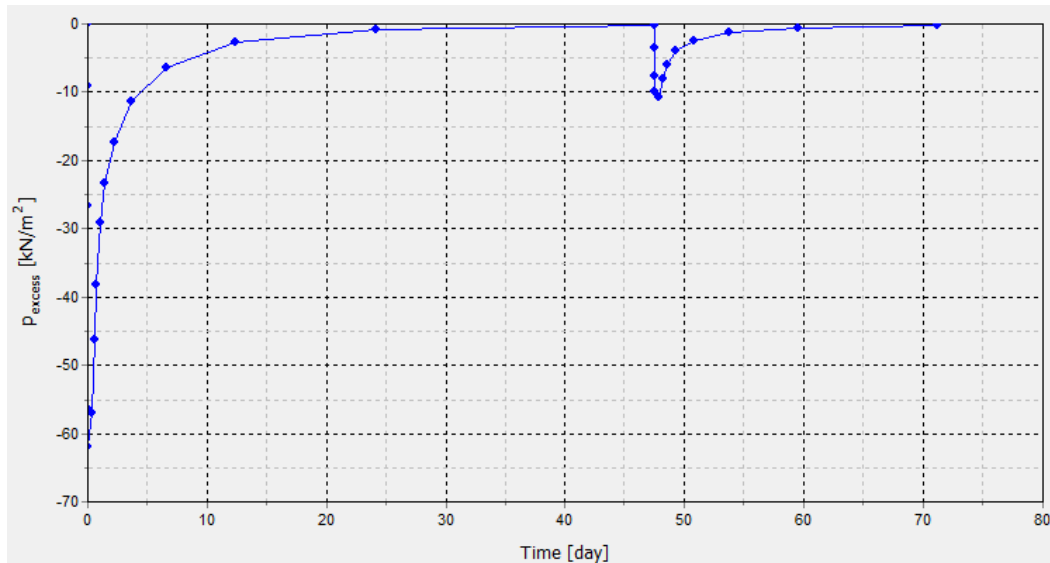


Figure 5.6-4 : consolidation en 3D du sol non amélioré

5.6.1.3. Commentaire des résultats des simulations de la consolidation du sol non amélioré

Le temps de la consolidation totale du sol non amélioré que ce soit pour la cellule unitaire ou pour le modèle 3D n'est pas très élevé.

La consolidation n'est donc pas un phénomène déterminant pour le dimensionnement des colonnes ballastées, le sol ne nécessite pas d'être traité.

La consolidation du sol avec amélioration est quand même étudiée.

5.6.2. Consolidation du sol amélioré

La consolidation du sol amélioré est étudiée. Le matériau ballaste est introduit dans la cellule unitaire. La perméabilité de ce dernier est de **50 fois** la perméabilité du sol.

Les mêmes étapes de calcul que précédemment sont effectuées.

5.6.2.1. Cellule unitaire (axisymétrique)

Conditions aux limites en termes d'émoulement sont les mêmes que précédemment :

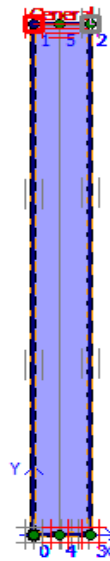


Figure 5.6-5 : conditions aux limites

Résultats de l'analyse :

Le temps de consolidation totale est de **15 jours**

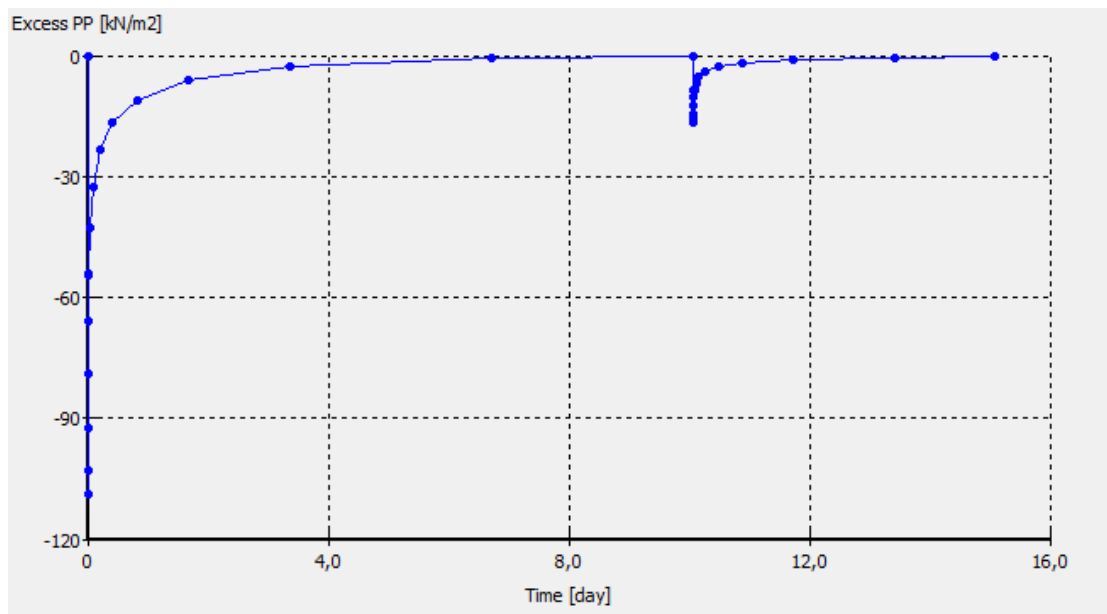


Figure 5.6-6 : consolidation sol avec colonne en axisymétrique

5.6.2.2. Consolidation 3D (groupe)

Pour la consolidation du groupe de colonnes, la technique d'homogénéisation en termes de perméabilités est utilisée, le modèle est le suivant :



Figure 5.6-7 : modèle chargé

Résultats de l'analyse :

Le temps de la consolidation totale est de 13 jours

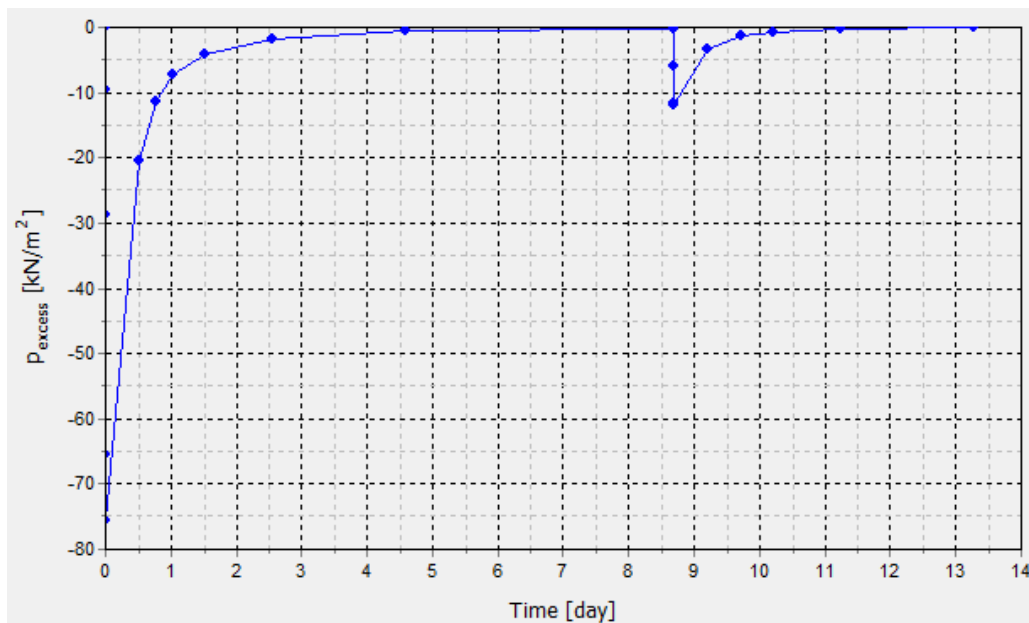


Figure 5.6-8 : consolidation 3D du sol amélioré

5.6.3. Résultats

Les résultats des modélisations de la consolidation du sol figurent dans le tableau suivant :

Tableau 5.6-4 : résultats des simulations

Modèle	Axisymétrique	3D (groupe)
Temps de consolidation sans amélioration	120	75 jours
Temps de consolidation avec amélioration	15 jours	13 jours

Le temps de consolidation du sol non amélioré est assez court, ce temps d'attente peut très facilement être utilisé pour effectuer d'autres opérations au sein du chantier.

Cependant, les colonnes ballastées on réduit le temps de consolidation d'avantage, bien que leurs utilisation ne soit pas nécessaire.

5.7. Traitement anti-liquéfaction

La couche liquéfiable s'étend jusqu'à 15m de profondeur, il faut donc que la hauteur de la colonne ballastée couvre toute cette zone afin de limiter le risque de liquéfaction.

Dans ce qui suit, 2 méthodes principales de diminution du risque de liquéfaction vont être abordées, la colonne sera dimensionnée pour chaque méthode et puis un choix sera fait.

Comme il a été mentionné précédemment, il existe 3 méthodes pour tenir compte de l'effet des colonnes ballastées pour l'analyse de la liquéfaction :

- 1- réduction des sollicitations sismiques (**CSR**) et donc, augmentation du facteur de sécurité
- 2- diminution du rapport de pressions interstitielles ($r_u < 0.6$ de préférence).
- 3- densification du sol

Le dimensionnement des colonnes (espacement)est choisi de tel sort à satisfaire les critères de diminution des sollicitations sismiques et de limitation du rapport de pression interstitielle.

Remarque :

Il n'existe pas de méthodes pour tenir compte de l'effet de la densification du sol qu'apportent les colonnes ballastées, seul des essais sur site (**CPT-SPT**) peuvent mettre en évidence cette densification (augmentation de la résistance en pointe)

5.7.1. Réduction des sollicitations sismiques

Pour une première étude, le caractéristiques et dimensions des colonnes sont les mêmes que précédemment :

Tableau 5.7-1 : dimensions de la cellule

Taux de substitution a_s	Rayon colonne R_c	Rayon cellule R
0,15	0.35m	0,9m

La réduction des sollicitations sismiques est étudiée en utilisant les paramètres et caractéristiques de la colonne déjà établis précédemment (rapport de substitution, module d'élasticité...)

$$F_{s\ final} = F_{s\ initial} / k_g$$

$$k_g = \frac{1}{G_r \left[a_s + \frac{1}{G_r} (1 - a_s) \right]}$$

Tableau 5.7-2 : caractéristiques de la cellule

Caractéristiques	E_c (MPa)	G_c (MPa)	E_s (MPa)	G_s (MPa)	G_r (MPa)	a_s	K_g
Valeur	60	23	18	7	3.3	0.15	0.74

Où :

E_c : module de Young de la colonne

G_c : module cisaillement colonne

E_s : module de Young du sol

G_s : module cisaillement sol

G_r : rapport de modules (colonne/sol)

A_s : Taux de substitution

K_g : coefficient réducteur

Il faut maintenant revoir le facteur de sécurité en fonction de la profondeur :

Pour $R_c=0.35m$, $S=1.8m$, on trouve la variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur qui est montré dans la figure suivante :

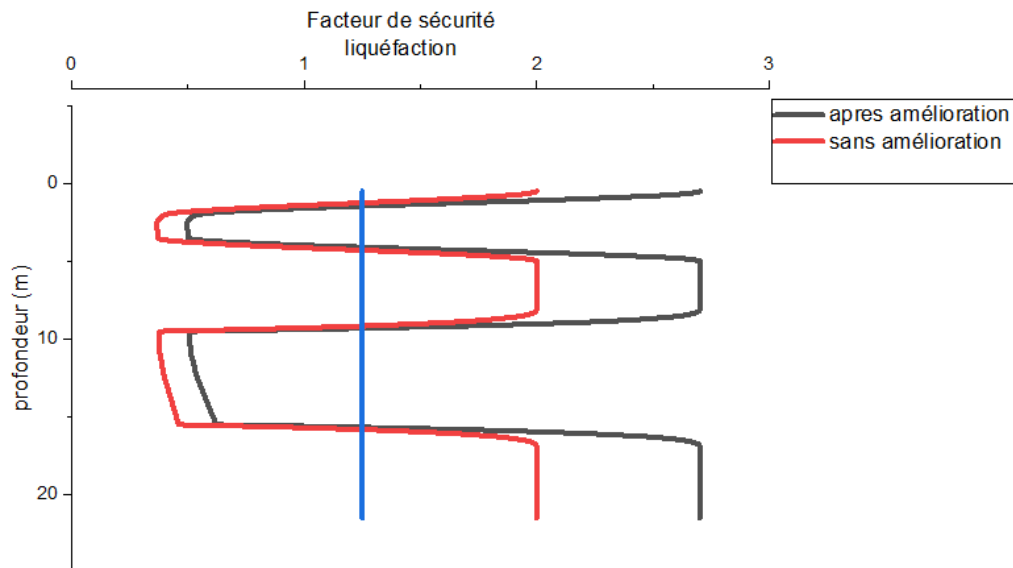


Figure 5.7-1 : facteur de sécurité de liquéfaction suivant la profondeur

Commentaires :

Le facteur de sécurité FS_{final} n'a pas augmenté d'une manière significative, cela est dû à la grande valeur du module de cisaillement du sol G_s , qui fait que la colonne ne reprend pas une très grande partie des contraintes de cisaillement sismiques.

3 solutions existent pour remédier à ce problème :

- 1- Réduire l'espacement inter-colonnes de façon à augmenter le coefficient de substitution a_s
- 2- Utiliser un ballaste ayant un module d'élasticité très élevé afin d'augmenter la valeur du rapport de modules G_r
- 3- Utilisation des inclusions rigides (Béton, coulis de ciment...)

Une combinaison des 2 premières solutions précédentes est effectuée, l'espacement inter-colonnes est réduit, on utilise un ballaste plus rigide.

Nouvelles Caractéristiques de la colonne :

Un ballaste plus rigide est choisi ($E_c=100$ MPA au lieu de 60)

Tableau 5.7-3 : nouvelles caractéristiques d'une colonne ballastée

Module de Young colonne E_c	100 MPA
Module de cisaillement colonne G_c	43,478 MPA
Module de cisaillement sol G_s	7MPA
Rapport de modules G_r	6.2

L'espacement inter-colonne est varié jusqu'à satisfaction du critère $FS_{final} > 1.25$, suivant toute la profondeur, l'étude est faite à l'aide d'une feuille Excel :

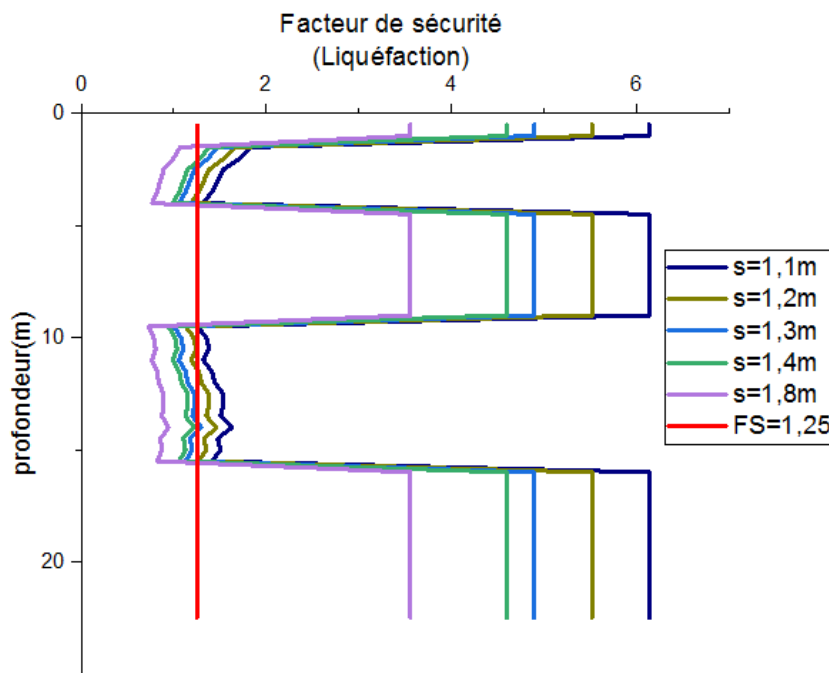


Figure 5.7-2 : facteur de sécurité pour différents espacements

Commentaire :

Un espacement de **1,1m** satisfait le critère $FS_{final} > 1,25$ suivant toute la profondeur.

Un espacement de **1,2m** inter-colonnes est retenu, car il donne une bonne amélioration du facteur de sécurité suivant la profondeur ($FS_{final} > 1$)

Cet espacement est conforme aux exigences du **CFMS** qui préconise un espacement minimal égal à 1.5 fois le diamètre de la colonne, c'est-à-dire **1.05 m** dans notre cas.

5.7.2. Limitation du rapport de pression interstitielle ru

Le rapport de pression interstitielle maximale suivant toute la couche de sol est déterminée pour toute la durée du séisme.

Le sol sans améliorations est d'abord étudié, le résultat est le suivant :

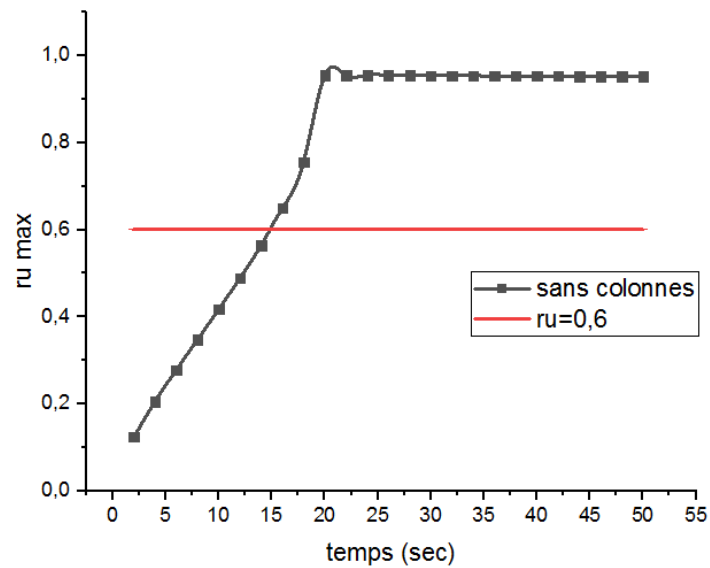


Figure 5.7-3 : rapport de pression interstitielle du sol sans amélioration

Commentaires :

$r_{u,max}$ (Le rapport de pressions interstitielles maximale suivant toute la maille) atteint une valeur de **1** (liquéfaction) après une durée de séisme de **20** secondes, ou elle reste constante même après passage du séisme.

Il s'agit d'un comportement type des sols à faible perméabilité, u_{excess} (excédant de pression interstitielle) généré par le séisme ne se dissipe pas du fait de la faible perméabilité horizontale et verticale du sol d'où la nécessité de recourir à un système de drainage.

On s'intéresse maintenant au sol avec colonnes ballastées, là aussi il s'agit de maintenir le rayon de la colonne $R_c = 0.35$ met de faire varier l'espacement inter-colonnes jusqu'à satisfaction du critère $r_{u, max} < 0,6$.

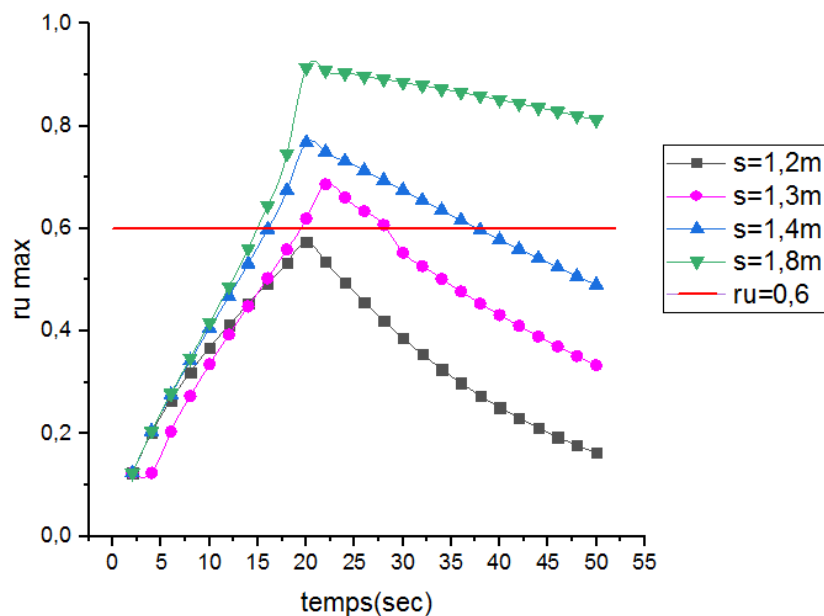


Figure 5.7-4 : rapport de pression interstitielle maximale pour plusieurs espacements

Commentaires :

Pour un espacement de 1.8m, le comportement du sol amélioré ne diffère pas de celui du sol non amélioré, il faut donc diminuer l'espacement jusqu'à satisfaction du critère ($r_{u, \max} < 0,6$).

Un espacement inter-colonnes de 1.2m satisfait le critère de limitation du rapport de pression interstitielle.

Dimensions des colonnes ballastées :

Dans les sols à faible perméabilité susceptibles de se liquéfier, il est recommandé d'opter pour une diminution des contraintes sismiques, et une densification du sol plutôt que pour un drainage de la pression interstitielle, cependant dans cette étude, les 2 critères ont été satisfaits indépendamment l'une de l'autre, et sans prise en compte de la densification du sol.

Tableau 5.7-4 : dimensions des colonnes

Taux de substitution a_s	Rayon colonne R_c	Rayon cellule R
0.34	0.35m	0.6m

5.8. Redimensionnement vis-à-vis la liquéfaction

Pour des raisons de réalisation, on décide d'augmenter l'espacement inter-colonnes, tout en satisfaisant les critères d'augmentation du facteur de sécurité FS_{final} et de diminution du rapport de pression interstitielle r_u .

Pour cela, le rayon de la colonne est pris égal à **40cm**, on refait les mêmes études.

5.8.1. Réduction des sollicitations sismiques

L'espacement inter colonnes est varié jusqu'à satisfaction des critères ($FS_{final} > 1.25$)

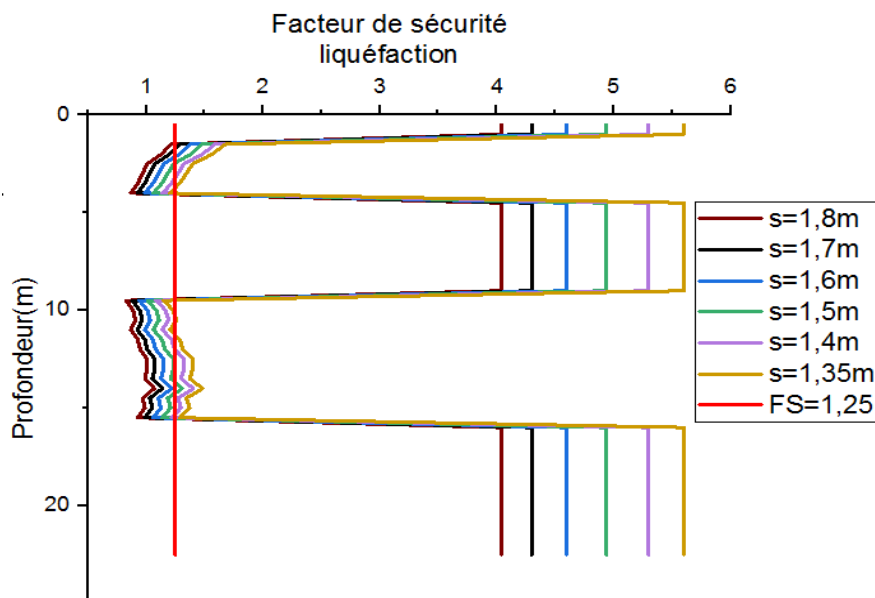


Figure 5.8-1 : facteur de sécurité pour différents espacements

Commentaires :

Un espacement inter-colonnes de 1,35m satisfait le critère $FS_{final} > 1,25$ suivant toute la profondeur du sol, cependant un rayon de 1.4m est retenu.

5.8.2. Limitation du rapport de pression interstitielle r_u

L'espacement inter-colonnes est varié jusqu'à satisfaction du critère $r_{u,max} < 0,6$.

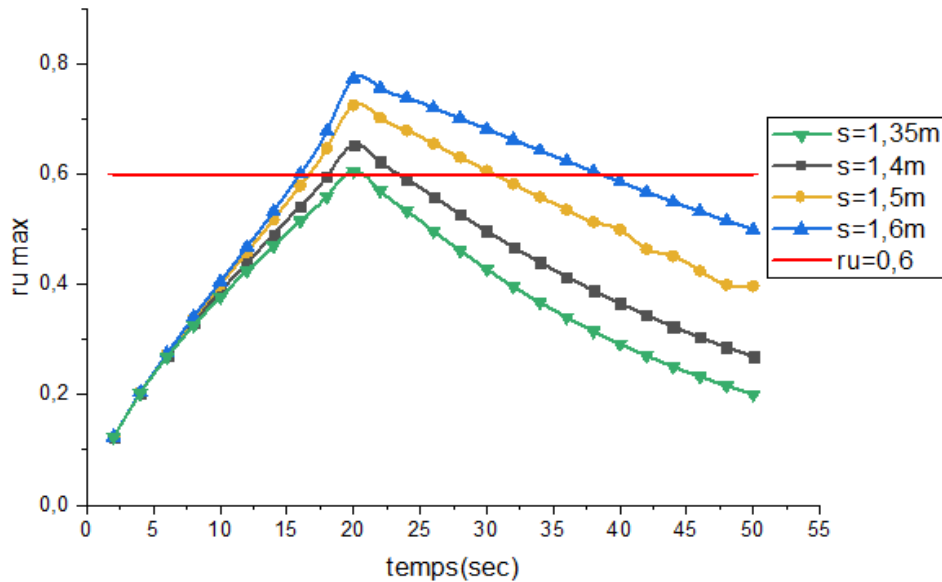


Figure 5.8-2 : évolution du rapport de pression interstitielle maximale pour plusieurs espacements

Commentaire :

Un espacement de 1,35m satisfait le critère de réduction du rapport de pression interstitielle ($r_u < 0,6$) suivant toute la profondeur de la cellule unitaire, cependant un espacement de 1,4m peut être choisi, car il donne de bons résultats.

Dimensions finales des colonnes :

Tableau 5.8-1 : dimensions finales des colonnes

Taux de substitution a_s	Rayon colonne R_c	Rayon cellule R
0,32	0,4m	0,7m

5.9. Conclusion :

Les colonnes ballastées ont été dimensionnées en respectant les critères imposés et les recommandations de CFMS. Dans ce cas, le dimensionnement le plus contraignant est celui de la liquéfaction dans le cas de la diminution du rapport de pressions interstitielles.

Les résultats finaux de dimensionnement sont présentés dans le tableau 5.8-1.

Chapitre 6 : Analyse dynamique

6.1. Introduction

Une analyse dynamique est effectuée afin de vérifier les critères imposés par le constructeur (General Electric). En général, ce type de fondation repose sur des pieux, le fait de remplacer ces derniers par une amélioration du sol a un effet considérable sur la réponse structurelle et peut poser problème (vibration excessive, résonance).

Dans ce qui suit, 2 conditions d'appuis sont considérés :

- 1- La fondation repose sur des ressorts sans prise en compte de l'amélioration du sol
- 2- La fondation repose sur des ressorts avec prise en compte de l'amélioration du sol

L'amélioration du sol est prise en compte en tenant compte du module de cisaillement du sol amélioré G , en utilisant la technique de l'homogénéisation. La figure suivante montre la forme de la fondation de la machine

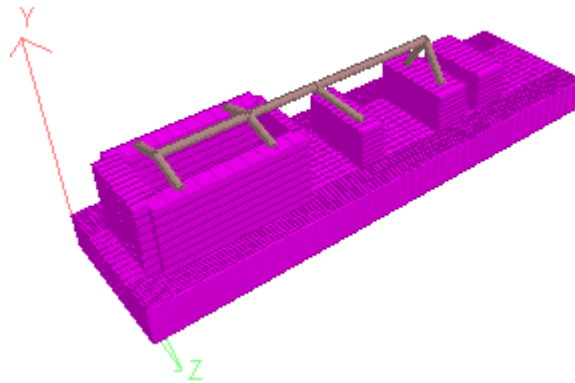


Figure 6.1-1 : la fondation de la machine

Les paramètres du sol et les caractéristiques des colonnes qui interviennent dans le calcul dynamique sont ceux mentionnés dans le chapitre précédent.

6.2. Analyse modale

Une analyse modale de la fondation est effectuée afin de déterminer les modes propres ainsi que leurs participations massiques. Une condition pour le dimensionnement des fondations pour machines vibrantes est qu'aucune fréquence majeure ne doit exister dans une plage de 80-120% de la fréquence de fonctionnement de la machine afin d'éviter la résonance.

6.3. Analyse en vibrations forcés

L'analyse en vibrations forcés aussi appelée **analyse harmonique**, a pour but de déterminer la réponse maximale de la fondation (accélération, déplacement, vitesse) provoqué par la machine en fonction, les résultats seront comparés aux critères imposés par le constructeur.

La méthode la plus utilisée est de définir une fonction sinusoïdale harmonique censée représenter l'effet de la machine lorsque cette dernière est en fonction, dans un domaine fréquentielle bien défini. La fonction harmonique sera directement introduite au niveau des

points (A, B, C, D) de la machine, en des amplitudes différentes, et suivant les directions y(en rouge), et z(en vert).

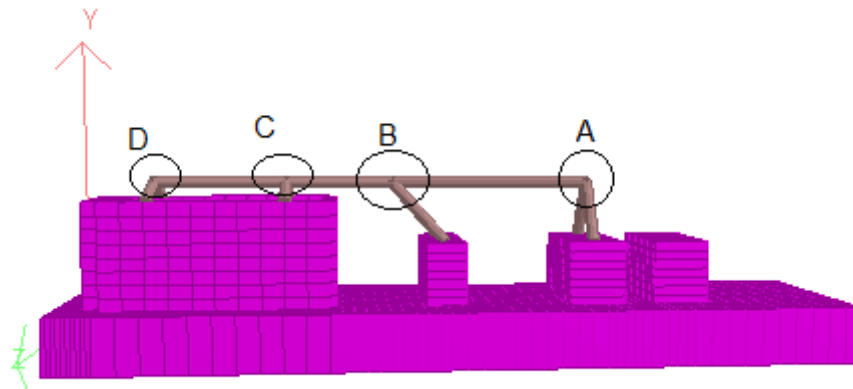


Figure 6.3-1 : points d'application de la fonction sinusoïdale harmonique

Pour une turbine à gaz 9FA entraînant un alternateur 324, les amplitudes à considérer au niveau des points A, B, C et D sont données par General Electric comme suit :

- Point A : 43,9 kN
- Point B : 44,9 kN
- Point C : 19,7 kN
- Point D : 11,1 kN

GE recommande les critères suivants pour l'évaluation de la réponse de la fondation :

- 1- À la vitesse nominale de la turbine, la vitesse de vibration maximale dans le sens de chaque axe des sur les points d'appuis de la fondation, doit être inférieure à 0,06 pouce/seconde [1,52 mm/s]
- 2- À une vitesse supérieure à 120 % de la vitesse nominale de la turbine (avec des forces de déséquilibre ajustées à la vitesse), la vitesse de vibration maximale dans le sens de chaque axe sur les points d'appuis des fondations, doit être inférieure à 0,15 pouce/seconde [3,81 mm/s].

La vitesse nominale de la turbine étant de **3000 RPM**.

Les points sur lesquels la vitesse de vibration est mesurée sont donnés dans la figure suivante :

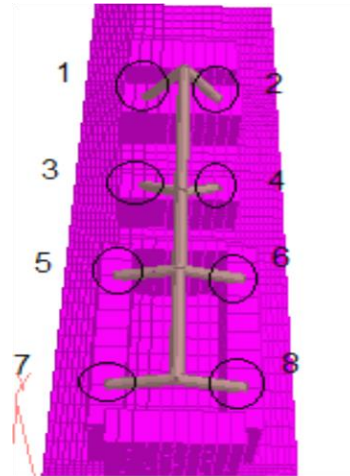


Figure 6.3-2 : mesure de la vitesse

6.4. Analyse en vibration forcé en utilisant STAAD.Pro :

L'analyse est faite en utilisant le logiciel STAAD.Pro, les données à introduire sont les suivantes :

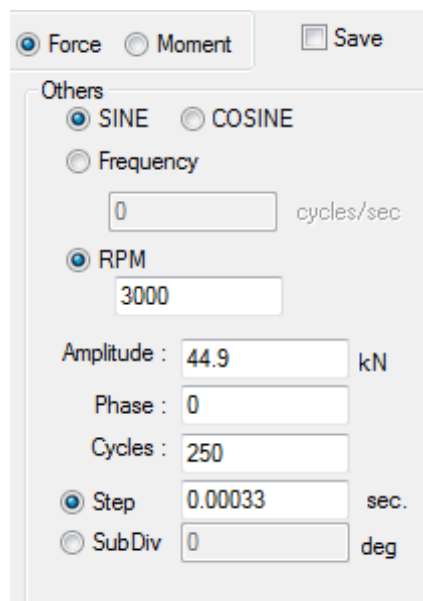


Figure 6.4-1 : les entrées du logiciel STAAD.Pro

Les étapes suivies sont les suivantes :

- 1- une fonction harmonique de type « **force** » est choisie
- 2- Une fonction sinus est choisie
- 3- Le nombre de tour par minutes de la machine est introduit
- 4- L'angle de phase est donné aléatoirement
- 5- L'amplitude est introduite suivant le point d'application (A, B, C, D)
- 6- Le nombre de cycles est choisi d'une manière à permettre aux 4 fonctions harmoniques de provoquer la réponse maximale possible.
- 7- Le pas de temps est choisi de telle sorte à capturer la totalité des maximums des réponses de la structure.

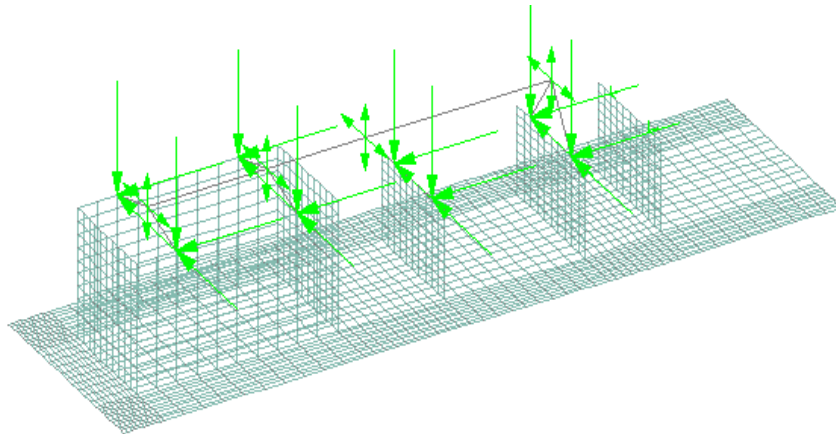


Figure 6.4-2 : application des fonctions harmoniques

6.5. Résultats de l'analyse

6.5.1. Sans amélioration :

La fondation repose sur des éléments élastiques de type ressort, dont la raideur ne tient pas compte de l'amélioration du sol.

6.5.1.1. Analyse modale

Le résultat de l'analyse modale est le suivant :

MODE	FREQUENCY (CYCLES/SEC)	PERIOD (SEC)
1	1.431	0.69896
2	1.482	0.67483
3	1.589	0.62946
4	1.818	0.55004
5	1.835	0.54511

Figure 6.5-1 : résultats de l'analyse

Les 5 premiers modes sont les plus significatifs, aucun des modes ne se trouve dans la plage de 80-120% de la fréquence de la machine (50 cycles/sec), la résonance est évitée.

6.5.1.2. Analyse en vibration forcée

À 100% de la vitesse nominale

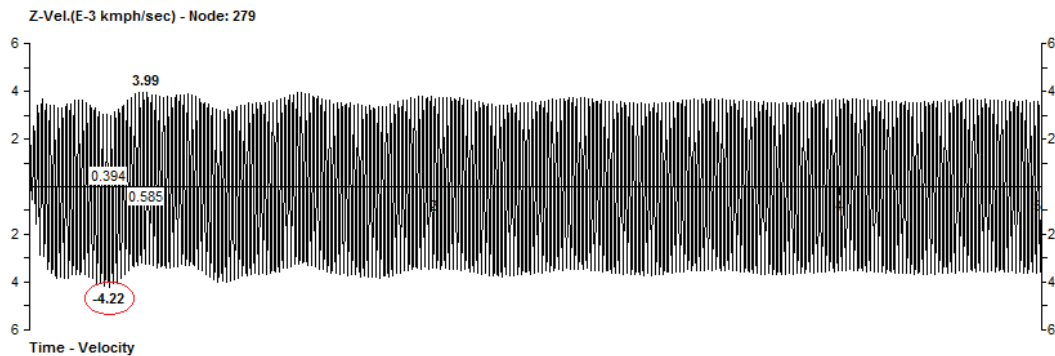


Figure 6.5-2 : la réponse du système à 100% de la vitesse

La réponse maximale suivant les 3 directions est une vitesse de $4,22 \cdot 10^{-3}$ km/h, c'est-à-dire **1,17mm/sec** suivant la direction **z**, au niveau du point 5.

Le critère (vitesse < **1,52 mm/s**) est satisfait.

A 120% de la vitesse nominale :

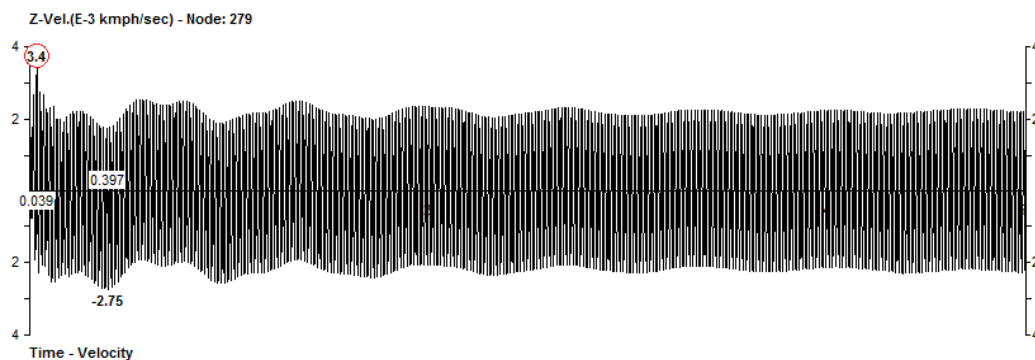


Figure 6.5-3 : la réponse du système à 120% de la vitesse

La réponse maximale suivant les 3 directions est une vitesse de $3,4 \cdot 10^{-3}$ km/h, c'est-à-dire **0,94mm/sec** suivant la direction **y**, au niveau du point 5.

Le critère (vitesse < **3.81mm/sec**) est vérifié

6.5.2. Avec amélioration :

L'amélioration du sol par colonnes ballastées est introduite à travers la raideur des ressorts.

6.5.2.1. Analyse modale :

MODE	FREQUENCY (CYCLES/SEC)	PERIOD (SEC)
1	2.039	0.49036
2	2.310	0.43283
3	2.566	0.38973
4	2.935	0.34068
5	2.945	0.33951
6	3.360	0.29763

Figure 6.5-4 : résultats de l'analyse

Les 6 premiers modes sont les plus significatifs, aucun des modes ne se trouve dans la plage de 80-120% de la fréquence de la machine (50 cycles/sec), la raisonnante est évitée.

6.5.2.2. Analyse en vibration forcée

À 100% de la vitesse nominale :

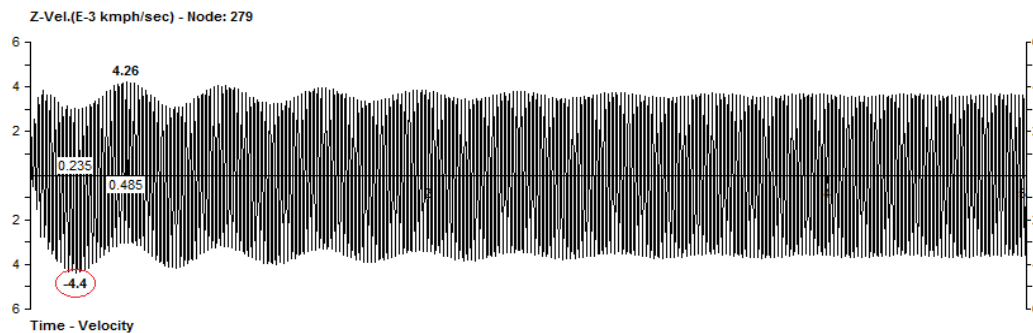


Figure 6.5-5 : réponse du système à 100% de la vitesse nominale

La réponse maximale suivant les 3 directions est une vitesse de $4,4 \cdot 10^{-3}$ km/h, c'est-à-dire **1,22mm/sec** suivant la direction **z**, au niveau du point 5.

Le critère (vitesse < **1,52 mm/sec**) est satisfait

A 120% de la vitesse nominale :

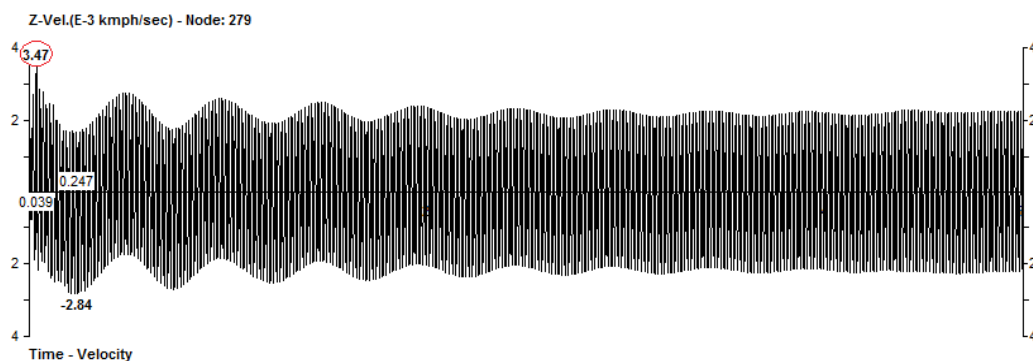


Figure 6.5-6 : la réponse du système à 120% de la vitesse

La réponse maximale suivant les 3 directions est une vitesse de $3,47 \cdot 10^{-3}$ km/h, c'est-à-dire **0,96mm/sec** suivant la direction **z**, au niveau du point 5.

Le critère (vitesse < **3.81 mm/sec**) est vérifié.

Remarque :

En vue des grandes dimensions de la fondation, un ferrailage minimal a été retenu.

6.6. Conclusion :

La fondation pour turbogénérateur a été dimensionnée, puis vérifiée suivant des critères imposés par le constructeur, tout en prenant en compte l'amélioration du sol par colonnes ballastées.

Le fait de remplacer les pieux par des colonnes ballastées a une influence considérable sur la fondation, car cette dernière gagne en flexibilité (augmentation de la période fondamentale de plus de 3 fois), et subit une augmentation de la réponse due à l'excitation de la machine (vitesse, déplacement, accélération)

La prise en compte de l'amélioration du sol à travers le module de cisaillement homogénéisé n'a presque aucun effet sur la réponse de la fondation, cependant elle influence considérablement les périodes du système.

Les critères de limitation de la vitesse au niveau des points d'appuis de la machine sont vérifiés, la résonance ne pose pas de problème dans notre cas de figure.

Conclusion Générale

La liquéfaction est un phénomène complexe qui nécessite une étude appropriée. Une bonne compréhension des bases théoriques de ce sujet permet d'apporter des solutions aux problèmes liés à ce phénomène. Le principe de l'état stationnaire est considéré comme un principe de base pour la description du phénomène de la liquéfaction.

La susceptibilité du sol à se liquéfier est déterminée en évaluant les paramètres suivant : LP, FS, CSR, CRR, ces paramètres sont déterminés à partir d'un essai in situ qui est le CPT.

Le traitement anti liquéfaction s'est fait en utilisant des colonnes ballastées comme technique d'amélioration du sol, ces colonnes ont comme fonctions principales : la dissipation des pressions interstitielles et la réduction des contraintes sismiques, de plus elles augmentent la capacité portante du sol et réduisent le temps de consolidation totale, donc cette technique est considérée comme une solution appropriée pour ce problème.

Le dimensionnement s'est fait en satisfaisant les critères de : capacité portante, tassement, consolidation et la liquéfaction, et cela en respectant les conditions de sécurité pour chaque critère. Dans notre cas, la liquéfaction s'est avérée être le phénomène le plus contraignant. Il est à noter que l'effet de la densification causé par la mise en place des colonnes n'est pas pris en compte.

La fondation pour turbo générateur a été dimensionnée en prenant en compte des critères imposés par le constructeur. Deux analyses ont été faites : sol sans amélioration, sol avec amélioration. Le résultat de ces deux analyses montre que la période propre du système a été réduite grâce à l'amélioration du sol par colonnes ballastées, l'analyse modale qui a été effectuée montre que la résonance machine-fondation ne pose pas de problèmes. Une autre analyse en vibration forcée a été effectuée, cette dernière a montré que les vitesses de vibrations points d'appuis de la machine respectent les critères imposés.

Références bibliographique

American Concrete Institute Foundations for Dynamic Equipment [Livre]. - 2004.

American Society of Civil Engineering Concrete Foundations for Turbine Generators : analysis, design, and construction [Livre]. - Virginia : Hongchun Liu, P.E., 2018.

Bachus R.D. Barksdale and R.C. Design and Construction of Stone Columns Volume 1,2, Appendixes [Rapport]. - Atlanta, Georgia : [s.n.], 1983.

CFMS Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement [Livre]. - France : [s.n.], 2011.

CORNEILLE Sébastien Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides [Rapport]. - Nancy : Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy , 2007.

GBMS Procédures standards pour la reconnaissance géotechnique [Livre]. - Belgique : Ores sa, 2016.

GeoLogismiki Cliq User's Manual [Livre]. - Greece : Gregg Drilling and Testing Inc., 2018.

Han Jie Principles and Practice of Ground Improvement [Livre]. - New Jersey : John Wiley & Sons, Inc, 2015.

Holtz Armin Stuedlein et Robert Bearing Capacity of Spread Footings on Aggregate Pier Reinforced Clay [Revue] // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. - 2013. - pp. 48-58.

J.M.O. Hughes and N.J.Withers Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns [Revue] // Ground Engineering. - pp. 42-49.

Kramer Steven L Geotechnical Earthquake Engineering. [Livre]. - Upper Saddle River, New Jersey : Prentice Hall Inc, 1996.

Lambert Victor Davidovici and Serge Fondations et procédés d'amélioration du sol, guide d'application de l'EUROCODE [Livre]. - Paris : AFNOR ÉDITIONS, 2013.

Martin Juan Ivan Baez and Geoffrey Advances in the design of vibro systems for the improvement of liquefaction resistance [Revue]. - 1993. - pp. 1-16.

Najjar Shadi S. A State-of-the-Art Review of Stone/Sand-Column Reinforced Clay Systems [Revue] // Geotechnical and Geological. - 2013. - pp. 356-386.

P.K. Robertson and K.L.Cabal Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering [Livre]. - Signal Hill, California : Gregg Drilling & Testing, Inc., 2014.

Priebe J The design of vibro replacement [Revue] // Ground Engineering. - 1995. - pp. 31-37.

R.E. Anderson W.F and Gibson In-Situ Measurement of Soil Properties with the Pressuremeter [Revue] // Civil Engineering and Public Works Review . - 1961. - pp. 615-618.

Suresh C. Arya Michael W. O'Neil and George Pincus Design of Structures and Foundations for Vibrating Machines [Livre]. - Houston : Gulf Publishing Company , 1979.