

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de technologie

Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

**ETUDE DE RENFORCEMENT DU SOL D'ASSISE DE LA
STATION D'ÉPURATION DE BENIE-MESSOUS, ALGER**

Soutenu par

ZERAIBIA Mounira

CHAMI Fatiha

Devant le jury composé de :

Y. ABED	Docteur USDB de Blida	Promoteur
M. Miles	Docteur USDB de Blida	Président
K. Grine	Docteur USDB de Blida	Examineur
Z. Zitouni	Docteur USDB de Blida	Membre

Blida, Juin 2013



DIDICACES

Je dédie ce travail à :

- ❖ *A mes très chers ma mère et mon père qui ont illuminé le chemin de ma vie par leur chaleur et leurs amour et qui n'ont jamais cessé de m'encourager durant toutes mes années d'études. Que dieu les gardes et les rend heureux comme ils m'ont rendu heureuse.*
- ❖ *A mes chers frères et sœurs.*
- ❖ *Toute la famille ZERAIPIA.*
- ❖ *À mon binôme Fatiha.*
- ❖ *A tous mes collègues de la classe géotechnique surtout Amir.*

MOUNIRA

DIDICACES

Je dédie ce travail à :

- ❖ *A mes très chers ma mère et mon père qui ont illuminé le chemin de ma vie par leur chaleur et leurs amour et qui n'ont jamais cessé de m'encourager durant toutes mes années d'études. Que dieu les gardes et les rend heureux comme ils m'ont rendu heureuse.*
- ❖ *A mes chers frères et sœurs.*
- ❖ *A toute la famille CHAMI.*
- ❖ *À mon binôme MOUNTRA.*
- ❖ *A tous mes collègues de l'option géotechnique.*

FATIHA

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer notre vif remerciement à notre encadreur Dr Abed Younes.

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds

Respects pour avoir pris la peine d'examiner notre mémoire.

Nos remerciements vont également à l'ensemble des enseignants et tout personnel du département de génie civil de l'université de Blida.

Enfin, nous tenons à remercier énormément tous ceux qui ont participé de près ou de loin et qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

ملخص:

هذه الدراسة تبحث في تدعيم الأرضية لمشروع محطة تصفية المياه القذرة لبني مسوس المعرضة لظاهرة إسالة التربة. في الشطر الأول لهذه الدراسة نعرض جملة من المعلومات التي تعرف هذه الظاهرة و طرق حساب كمونها إلى جانب تقنيات تحسين التربة.

في هذه الدراسة اعتمدنا على تقنية الأعمدة الحجرية, تصميم هذه التقنية و التحقق منها مقدم.

الكلمات الأساسية:

طرق تحسين التربة, الأعمدة الحجرية, إسالة التربة

Résumé :

Cette étude consiste au renforcement du sol du projet « station d'épuration de Benie Messous » exposée au phénomène de liquéfaction.

Dans la première partie de cette étude on va exposée un éventail d'information qui définit ce phénomène et les méthodes de calcul de son potentiel ainsi que les techniques d'amélioration du sol.

Dans la présente étude on a adoptée la technique des colonnes ballastées. Le dimensionnement de cette technique et sa vérification sont présentes.

Mots-clés :

Techniques d'amélioration du sol, colonnes ballastées, liquéfaction.

ABSTRACT:

This study consist of reinforcement of soil of plan station d'épuration of Benie Messous applied of phenomenon of soil liquefaction.

In the first party of this study we are going to define these phenomenon and methods of calculation it potential as well as soil improvement techniques

In the present study we adopted the technique of stone columns, so the design of this technique and it verification are presented.

Key words:

Techniques of soil improvement, stone columns, liquefaction.

TABLE DES MATIERES

RESUME

REMERCIEMENTS

DIDICACES

TABLE DES MATIERES

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE

PARTIE 1 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE 3

CHAPITRE 1: GENERALITE SUR LE PHENOMENE DE LIQUEFACTION 3

1.1.1. Introduction 3

1.1.2. Définition 3

1.1.3. Description du phénomène 4

1.1.4. Explication physique du phénomène de liquéfaction 5

1.1.5. Conséquences dues au phénomène de liquéfaction 6

1.1.6. Susceptibilité des sols à la liquéfaction 8

1.1.7. Mécanisme de déclenchement de la liquéfaction 11

1.1.8. Technique pour augmenter la résistance à la liquéfaction 20

1.1.9. Coefficient de sécurité contre la liquéfaction 22

1.1.10. Etude des paramètres qui affectent la résistance à la liquéfaction 23

1.1.11. Conclusion 25

CHAPITRE 2: EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION 26

1.2.1. Introduction 26

1.2.2. Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction 26

1.2.2.1. Evaluation du potentiel de liquéfaction à partir des essais in-situ	28
1.2.2.1.1. Evaluation de CRR à partir de l'essai SPT	28
1.2.2.1.2. Evaluation de CRR à partir de l'essai CPT	30
1.2.2.1.3. Evaluation de CRR à partir de la célérité V_S des ondes S	32
1.2.2.2. Evaluation de CRR à partir des essais cycliques de laboratoire	34
1.2.3. Conclusion	38
CHAPITRE 3 : TECHNIQUES D'AMELIORATION DU SOL	39
1.3.1. Introduction	39
1.3.2. Techniques de renforcement	39
1.3.2.1. Colonnes ballastés	41
1.3.2.1.1. Introduction	41
1.3.2.1.2. Définition	41
1.3.2.1.3. Objectif du traitement	41
1.3.2.1.4. Domaine d'application	43
1.3.2.1.5. Aspects géotechniques	43
1.3.2.1.6. Mode opératoire	43
a. Procédé par voie sèche	44
b. Procédé par voie humide	45
c. Colonnes ballastées pilonnées (pieux de gravier FRANKI)	47
d. Plot ballastées pilonné	48
1.3.2.1.7. Méthodes d'élaboration des projets	48
1.3.2.1.8. Capacité portante des colonnes	48
1.3.2.1.9. Modes de rupture d'une colonne ballastées isolées	52
1.3.2.1.10. Dispositions constructives	53
1.3.2.1.11. Choix de matériaux	55

1.3.2.1.12. Potentiel de liquéfaction du sol amélioré	57
1.3.2.1.13. Réduction du risque de liquéfaction	58
1.3.2.1.14. Contrôle des colonnes ballastées	59
1.3.2.1.15. Les avantages	61
1.3.2.1.16. Applications	62
1.3.2.2. Vibrocompactage (ou Vibroflotation)	62
1.3.2.2.1. Introduction	62
1.3.2.2.2. Domaine d'application	63
1.3.2.2.3. Principe	64
1.3.2.2.4. Objectifs de traitement par vibrocompactage	64
1.3.2.2.5. Phasage et description des travaux	64
1.3.2.2.6. Mode opératoire	64
1.3.2.2.7. Aspects géotechniques	65
1.3.2.2.8. Conception du traitement	66
1.3.2.2.9. Planches d'essais	66
1.3.2.2.10. Méthode de dimensionnement	67
1.3.2.2.11. Contrôle	68
1.3.2.2.12. Limite d'utilisation	69
1.3.2.2.13. Les Avantages	69
1.3.2.2.14. Applications	70
1.3.2.3. Inclusions rigides verticales	70
1.3.2.3.1. Introduction	70
1.3.2.3.2. Principe	71
1.3.2.3.3. Rôle des inclusions rigides	72
1.3.2.3.4. Mise en oeuvre	72
1.3.2.3.5. Catalogue des techniques des inclusions	73
1.3.2.3.5.1. Inclusions préfabriquées	73
1.3.2.3.5.2. Inclusions construites in situ	74
1.3.2.3.6. Types d'ouvrages renforcés	78
1.3.2.3.6.1. Remblais	78
1.3.2.3.6.2. Dallages et fondations de bâtiments industriels, commerciaux et portuaires	78
1.3.2.3.6.3. Réservoirs de stockage ou bassins et ouvrages de stations d'épuration	78

1.3.2.3.7. Mécanismes et dimensionnement du transfert de charge sur les têtes d'inclusions	79
1.3.3. Conclusion	80
PARTIE 2 : CAS D'ETUDE	81
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	81
2.1.1. Présentation du projet	81
2.1.2. Cadre morphologique du site étudié	82
2.1.3. Cadre géologique	82
2.1.4. Cadre hydrogéologique	83
2.1.5. Cadre sismique	83
CHAPITRE 2 : ANALYSE ET INTERPRETATION DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE	84
2.2.1. Travaux de reconnaissance in situ	84
2.2.2. Résultats des travaux de sondages	84
2.2.3. Résultats des essais in situ	89
2.2.3.1. Essais à la pénétration standard test (SPT)	89
2.2.3.1.1. Principe et objectif	89
2.2.3.1.2. Présentation des résultats	89
2.2.3.1.3. Interprétation des résultats SPT	91
2.2.3.2. Essais au pressiométriques	91
2.2.3.2.1. Principe et objectif	91
2.2.3.2.2. Présentation des résultats	92
2.2.3.2.3. Interprétation des résultats des essais pressiométriques	93
2.2.4. Résultats des essais de laboratoire	94
2.2.4.1. Présentation des résultats des essais réalisés	95
2.2.5. Classification de sol	98

CHAPITRE 3 : ETUDE DU RISQUE DE LIQUEFACTION	107
2.3.1. Introduction	107
2.3.2. Vérification des conditions de prédisposition de la liquéfaction	107
2.3.3. Evaluation du potentiel de liquéfaction	108
2.3.4. Résultats du calcul du potentiel de liquéfaction	112
2.3.5. Interprétation des résultats	117
2.3.6. Conclusion	118
CHAPITRE 4 : ETUDE DE RENFORCEMENT DU SITE	119
2.4.1. Introduction	119
2.4.2. Présentation du logiciel	119
2.4.3. Mailles de références	119
2.4.4. Caractéristiques du sol à utiliser dans les calculs	119
2.4.4.1. Données relatives aux colonnes	119
2.4.4.2. Données relatives au sol	120
2.4.5. Dimensionnement des colonnes ballastées par logiciel StoneC	121
2.4.5.1. Résultat de logiciel stone C	121
2.4.5.2. Vérification par la méthode de Priebe	131
2.4.5.3. Interprétation des résultats	135
2.4.6. Conclusion	147
CONCLUSION GENERALE	
APPENDICES	
A. Liste des symboles	
B. Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai SPT (méthode de SEED- IDRISS, 1971)	

- C. Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai SPT (méthode de l'Eurocode8)
- D. Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai CPT (méthode de Seed-Idriss, 1982)
- E. Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai CPT (Méthode de Robertson et Wride, 1997)
- F. Evaluation du risque de liquéfaction à partir de la célérité v_s (méthode de l'institut nsit, 1999)
- G. Evaluation du risque de liquéfaction à partir des essais cycliques de laboratoire (Méthode d'Ishihara, 1976)
- H. Résultat de logiciel stoneC
- I. Plan d'implantation des essais in situ de la step de Beni –Messou
- J. Fiches des essais in-situ et de laboratoire

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

INTRODUCTION GENERALE

L'évaluation d'un certain nombre de problèmes de génie civil nécessite souvent la considération du comportement dynamique des sols. Il a été reconnu que l'intensité des mouvements de terre durant le séisme et les dommages associés aux bâtiments ou ouvrages d'arts sont influencés par la géologie locale et les conditions du sol.

La rupture des fondations causées par les sollicitations sismiques entraînent dans la plupart des cas de graves dégâts autant humains que matériels. L'un des effets directs des séismes est le phénomène de liquéfaction. En effet, l'action des sollicitations sismiques rapides peut être à l'origine d'une brusque instabilité des sables lâches saturés qui, en s'écoulant sous l'effet de la pesanteur, peuvent provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et aux structures situés au dessus ou à proximité.

La liquéfaction des sols sous sollicitations sismiques est un phénomène très courant pour les fondations réalisées sur des sables de faible densité, saturés et qui sont sollicités à des chargements cycliques.

De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20ème siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et sont jugées efficaces. Certaines de ces techniques sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les colonnes ballastées, vibrocompactage et les inclusions rigides.

Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

Le cas d'étude faisant partie de notre projet de fin d'étude consiste à la réalisation d'une station d'épuration BENI MESSOUS projetée, qui est située au Nord Ouest de la ville de CHERAGA et qui est rattachée administrativement à la Commune et Daïra de CHERAGA, Wilaya d'ALGER

Le but de ce projet consiste à faire une étude détaillée des différentes caractéristiques géotechniques des sols constituant le site afin d'opter pour le choix de la technique d'amélioration la plus favorable.

Le travail réalisé est cerné comme suit :

INTRODUCTION GENERALE

PARTIE 1 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

- CHAPITRE 1: GENERALITE SUR LE PHENOMENE DE LIQUEFACTION
- CHAPITRE 2: EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION
- CHAPITRE 3 : TECHNIQUES D'AMELIORATION DU SOL

PARTIE 2 : CAS D'ETUDE

- CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE
- CHAPITRE 2 : ANALYSE ET INTERPRETATION DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE
- CHAPITRE 3 : ETUDE DU RISQUE DE LIQUEFACTION
- CHAPITRE 4 : ETUDE DE RENFORCEMENT DU SITE

CONCLUSION GENERALE

PARTIE 1 : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1: GENERALITE SUR LE PHENOMENE DE LIQUEFACTION

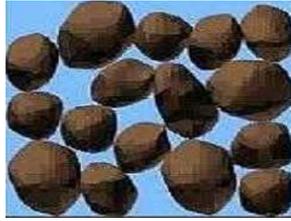
1.1.1. Introduction :

L'un des aspects spectaculaires de l'évènement sismique est l'effondrement des ouvrages, suite à la diminution de la résistance au cisaillement des sols pulvérulents et limoneux de faible compacité.

Le terme liquéfaction est utilisé pour décrire ce processus de perte de résistance de tels sols, avec comme conséquence la manifestation des ruptures superficielles, l'affaissement ou effondrement de la surface, la formation des cratères et remontée du sable, la perte de capacité portante, ainsi que le glissement des terrains en pentes.

1.1.2. Définition :

La liquéfaction des sols est un phénomène qui se produit sous l'effet des sollicitations sismiques. Il se traduit par une perte de la résistance au cisaillement suite à une génération de la pression interstitielle et une disparition totale des forces de contacts intergranulaire. En effet, à l'échelle microscopique, lors du passage d'une onde sismique suffisamment rapide à travers un sol saturé, le drainage ne s'effectue pas à temps et les sollicitations cycliques créent donc une surpression interstitielle qui ne fait qu'augmenter jusqu'à une diminution des contraintes effectives et éventuellement leur annulation complète. De ce fait, le sol ne se comporte plus comme un ensemble des particules solides mais d'une manière similaire à un liquide. Par conséquence, ce phénomène est responsable de la perte de la stabilité des structures, bâties sur ce genre des sites, qui seront entraînées par le mouvement général du sol.



a- Grain de sol dans un dépôt de sol. La taille de la colonne représente le niveau de la pression interstitielle dans le sol.



b- La longueur des flèches représente l'amplitude des forces de contact entre différents grains de sol.



c- Réduction des forces de contact et augmentation de la pression interstitielle.

Figure 1.1.1 : Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique

1.1.3. Description du phénomène :

Les contraintes et déformations cycliques imposées à un dépôt de sol pendant un tremblement de terre peuvent causer une perte totale ou partielle de la capacité portante de ce dépôt. Si une couche de sol perd complètement sa capacité portante, on dit qu'elle s'est liquéfiée. Les types de sols les plus susceptibles de se liquéfier sont les sables et silts saturés non compactés. La liquéfaction des sables saturés est la cause de la majorité des dégâts subis aux bâtiments, aux barrages en terre et aux murs de soutènements dans un grand nombre de séismes. Les tremblements de terre de Nigata au Japon en 1964 et de la ville de Mexico en 1985 sont des exemples pour lesquels la liquéfaction des sables a causé des dommages considérables.

On peut simuler en laboratoire l'effet d'un tremblement de terre sur une couche de sol en appliquant un chargement cyclique sur des échantillons du sol.

On a réalisé un grand nombre de ces essais au cours des 30 dernières années, de sorte que l'on comprend maintenant beaucoup mieux le phénomène de liquéfaction.

1.1.4. Explication physique du phénomène de liquéfaction :

Les résultats d'essais cycliques sur des sables secs ou des sables saturés pour lesquels le drainage est possible montrent une diminution de volume de l'échantillon avec une pression interstitielle, u , égale à zéro. Si le sable est saturé et que le drainage ne peut se faire, alors le sol ne peut diminuer de volume étant donné que l'eau est essentiellement incompressible. Au lieu de diminuer de volume, le sol transfère sa charge verticale à l'eau causant ainsi une augmentation de la pression interstitielle. La résistance en cisaillement, τ_{ult} , d'un sable s'obtient par la relation suivante.

$$\tau_{ult} = (\sigma_0 - u) \tan \varphi \quad (1.1.1)$$

Ou : σ_0 = contrainte verticale totale

φ = angle de friction interne du sol.

Si la pression interstitielle augmente de telle sorte qu'elle est égale à la contrainte totale

($\sigma = u$), alors la résistance en cisaillement devient nulle et le sol se comporte soudainement comme un fluide en perdant sa capacité portante. On dit à ce moment que le sol se liquéfie. C'est la tendance du sol à diminuer de volume (ou s'affaisser) pendant un chargement cyclique qui constitue un problème d'importance. Si le sable peut se drainer, les vibrations causent un tassement sans perte de capacité portante ou de liquéfaction. Si le sable n'a pas le temps de se drainer pendant les vibrations, ce qui est souvent le cas en pratique, il s'ensuit alors une perte de capacité portante ou liquéfaction.

1.1.5. Conséquences dues au phénomène de liquéfaction :

Les exemples de liquéfaction sont nombreux et leurs conséquences sont spectaculaires et coûteuses, la liquéfaction a été la cause de dommages importants tels que :

- Renversement des immeubles : le sol liquéfié perd toute sa portance et sa résistance au cisaillement. Les immeubles qui s'y trouvent perdent leurs appuis (voir figure 1.1.2, 1.1.3).



Figure 1.1.2 : Effondrement des bâtiments (Niigata, 1964).

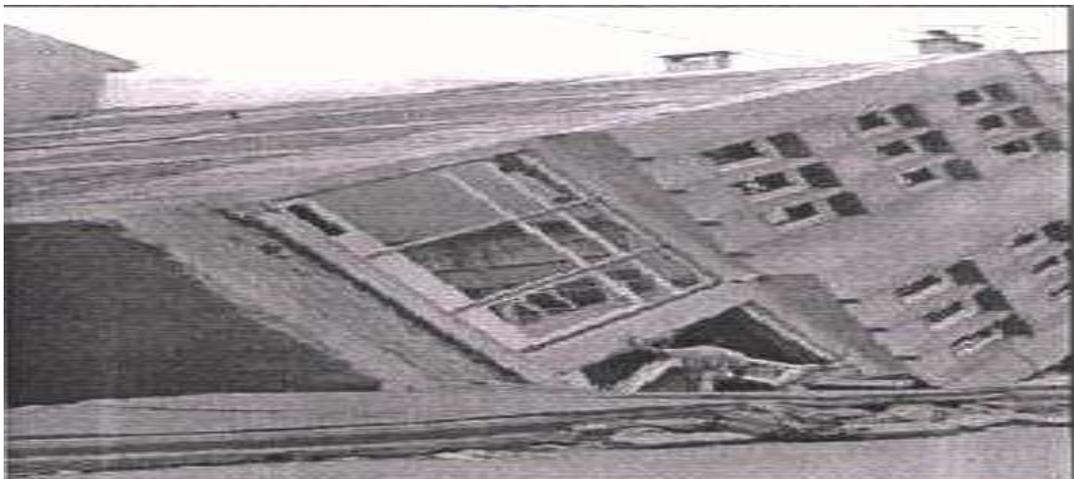


Figure 1.1.3 : Pivotement d'un bâtiment (Adapazari, Turquie 1999).

- Glissement de terrains : dans le cas où le sol n'est pas strictement horizontal, une couche superficielle plus ou moins argileuse peut garder sa cohésion, flotter et dériver sur la couche de sable liquéfiée qu'elle surmonte. Cette situation peut être fatale pour la plupart des réseaux : (Eau, gaz, électricité, télécommunications, voies ferrées, routes et ponts). De tels glissements ont été observés pendant les séismes de Yualin (1999) (voir figure 1.1.4).



Figure 1.1.4 : Détérioration du réseau routier (Yualin, 1999).

- Affaissement de zones très étendues : lors du séisme de 21 mai 2003 en Algérie, au niveau de la basse plaine des ISSER, s'est produit un affaissement spectaculaire d'une étendue de terrain plat dont le déplacement était d'environ un mètre.
- Inondation par remontée de nappe phréatique : cette remontée se traduit par une élévation brutale niveau d'eau (submersion). En Calabre (Italie), plus de 200 lacs se sont formés lors du séisme de 1783, (voir figure 1.1.5).

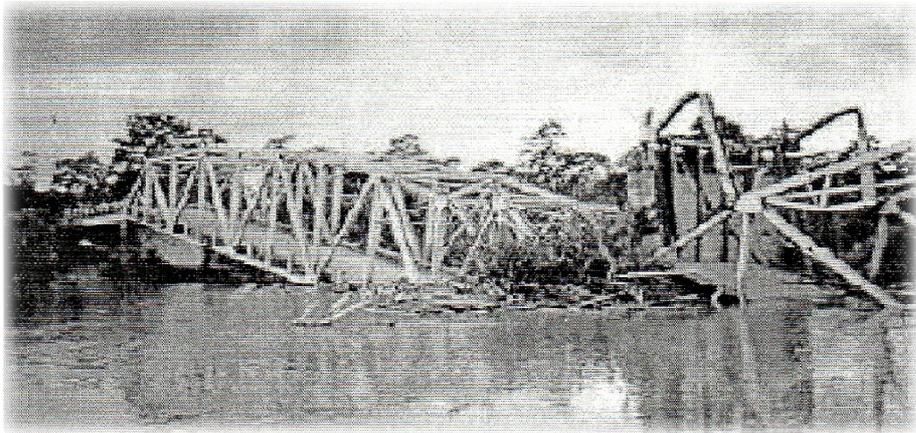


Figure 1.1.5 : Inondation par remontée de nappe phréatique (Calabre, Italie)

- Ruptures de barrages et ouvrages de soutènement : le phénomène de rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale d'un barrage. Cette rupture entraîne la formation d'une onde de submersion. (voir figure 1.1.6).



Figure 1.1.6 : Rupture de barrage (San Fernando, 1971)

- **Soulèvement des structures** : ce soulèvement se traduit par le déplacement relatif d'ouvrage et une baisse du niveau de sol, (voir figure 1.1.7).



Figure 1.1.7 : Soulèvement des structures (Taichung, Japon 1971)

Ces conséquences ont attiré l'attention sur le phénomène de liquéfaction, pour cela des études ont été réalisées pour aboutir à une meilleure compréhension de ce phénomène afin de spécifier les zones susceptible à la liquéfaction et de la réduire les pertes.

1.1.6. Susceptibilité des sols à la liquéfaction :

Au préalable de toute analyse à la liquéfaction, la susceptibilité d'un site à la liquéfaction est étudiée à travers des critères empiriques issus de la compilation des cas réels de liquéfaction sismiques. Ainsi, un site vérifiant ces critères fera l'objet d'une évaluation de son potentiel de liquéfaction.

Les critères de susceptibilité à la liquéfaction relèvent de l'empirisme.

Du fait qu'ils reflètent un contexte géotechnique local, ils varient d'une région à l'autre. Ce fait se traduit par une différence des textes réglementaires décrivant les sols liquéfiables, comme on le remarquera ultérieurement le long de ce chapitre.

Les principaux critères de susceptibilité comportent l'origine et l'âge géologique du site, la teneur en fines et l'indice de plasticité, la saturation par l'eau interstitielle, et enfin la résistance à la pénétration.

L'expérience montre que le potentiel de liquéfaction diminue lorsque l'âge de dépôt du sol pulvérulent augmente. Le potentiel de liquéfaction diminue avec la teneur en particules fines FC (%), c'est-à-dire la teneur en grains ayant une taille inférieure à 74-80 μm . On retient, par expérience des séismes antérieurs, un seuil de 35% au-delà duquel, la liquéfaction ne se manifeste pas.

Le potentiel de liquéfaction diminue aussi avec l'indice de plasticité I_p . En générale, les sols ayant une limite de liquidité W_L plus grande que 35% une teneur en eau W_S plus petite que 0.9 fois la limite de liquidité, et un diamètre D_{15} inférieur à 5 μm ne se liquéfient pas.

L'expérience montre qu'un degré de saturation S_r minimale de 80-85% présente une condition nécessaire à la liquéfaction.

Tableau 1.1.1: Susceptibilité des dépôts sédimentaires à la liquéfaction [1].

(TG : très grande, G : grande, M : moyenne, F : faible, TF : très faible)

Type de dépôt	Probabilité de liquéfaction sismique du dépôt sédimentaire pulvérulent saturé			
Age géologique	< 500 ans	Holocène	Pléistocène	Pré-Pléistocène
Dépôts continentaux				
Canal de rivière	TG	G	F	TF
Plaine d'inondation	G	M	F	TF
Delta	G	M	F	TF
Dépôt lacustre	G	M	F	TF
Colluvion	G	M	F	TF
Dunes	G	M	F	TF
Lœss	G	G	G	Inconnue
Tuff	F	F	TF	TF
Sols résiduels	F	F	TF	TF
Sebkha	G	M	F	TF
Zone côtière				
Delta	TG	G	F	TF
Estuaire	G	M	F	TF
Plage à haute énergie de vagues	M	F	TF	TF
Plage à faible énergie de vagues	G	M	F	TF
Dépôts artificiels				
Remblai non compacté	TG	----	----	----
Remblai compacté	F	----	----	----

Outre les critères chinois applicables aux sols fins, le règlement parasismique français PS-92 constitué des sables, sables vasards, ou de limons, comme prédisposé à la liquéfaction s'il est saturé, ayant un coefficient d'uniformité C_U inférieur à 15, un diamètre efficace D_{50} entre 0.05 et 1.5 mm et soumis à une contrainte effective en présence de l'ouvrage inférieure à 200-300 KPa selon la zone sismique.

Le constat des cas de rupture de sols de fondations par liquéfaction a montré que la liquéfaction profonde, c'est-à-dire se manifestant à plus de 15 m, n'altère pas la capacité portante du sol à proximité de la surface.

Notons que le risque de liquéfaction diminue avec la résistance à la pénétration du sol. Cette dernière est en pratique quantifiée par l'essai de pénétration statique CPT, donnant la résistance en pointe pénétrométrique q_c , ou l'essai de pénétration standard SPT, donnant le nombre de coups N_{spt} nécessaires à l'enfoncement du carottier de 30 cm.

Selon SEED et IDRIS (1982), le seuil du nombre de coups normalisé (N_{spt}^1)₆₀ au-delà duquel la liquéfaction n'a pas été observée est de 22.

FERGUSON et AL (1990) ont suggéré un seuil de 30 coups, alors que l'expérience chinoise tend plutôt vers une valeur seuil de 40 coups.

Selon SHABBAT et TIPARASKA (1988), la valeur seuil de la résistance pénétrométrique normalisée, soit $(q_c)_1$, au-delà de laquelle la liquéfaction ne se déclenche pas est de 15 MPa.

Si au moins trois de ces critères montrent que la liquéfaction est faiblement probable, ceci dispense de mener une analyse du potentiel de liquéfaction.

1.1.7. Mécanisme de déclenchement de la liquéfaction :

Il a été expérimentalement établi que l'état de densité initiale des sols pulvérulents est un paramètre clef régissant leur comportement mécanique. L'expérience des essais triaxiaux monotones sur des échantillons sableux saturés à différentes densités montre que les courbes de chargement triaxial, décrivent la variation du déviateur de contraintes q en fonction de la déformation axiale verticale ε_1 , ont les allures typiques de la figure 1.1.8.

Le matériau sableux initialement lâche est caractérisé par une courbe monotone tendant vers une asymptote horizontale caractérisant les grands déplacements. La courbe de chargement d'un matériau très dense est par contre caractérisée par un pic de résistance suivi d'une asymptote horizontale.

Il est remarquable que quelle que soit la densité initiale du matériau sableux, la rupture du matériau sous charge statiques monotones se manifeste au même niveau de déviateur de contraintes.

En outre, les essais triaxiaux drainés sur un matériau initialement lâche montrent qu'il a tendance à se contracter, c'est-à-dire à diminuer de volume sous des contraintes de cisaillement induites par la sollicitation triaxiale. Ceci est interprété par un enchevêtrement des grains, contribuant ainsi à un contact intergranulaire stable. L'indice des vides diminue dans ce cas en tendant vers une valeur critique notée e_c , et la rupture se manifeste à volume constant.

Un échantillon sableux très dense en essai triaxial drainé a plutôt tendance à se dilater, c'est à dire à augmenter de volume, ce qui est dû à un désenchevêtrement des grains et donc à un

contact intergranulaire instable. L'indice des vides augmente et tend vers la valeur critique e_c , et la rupture se manifeste à volume constant.

Ainsi, indépendamment de la densité initiale, les matériaux sableux en essai triaxial drainé ont tendance à avoir la même densité (densité critique) et la rupture se manifeste à volume constant.

Ces constatations expérimentales fondamentales furent d'ailleurs le point de départ de la formulation du concept de l'état critique par SCHOFIELD et WROTH (1986). Ce concept traduit un comportement asymptotique du sol en grand déplacement, sous un chargement statique monotone, ou la rupture se manifeste à volume constant, lorsque l'indice des vides atteint la valeur critique e_c .

CASAGRANDE (1936) a montré que l'indice des vides critiques dépend uniquement de la contrainte de confinement σ_3' en essai triaxial, et qu'il est possible ainsi de séparer les domaines de contractance des sables lâches de celui de la dilatance des sables denses par une courbe dite de "ligne de l'indice des vides critiques", comme le schématise la figure 1.1.9.

Lors des essais triaxiaux monotones non drainés, le volume de l'échantillon est pratiquement constant et la déformation volumique ε_v , traduisant la variation relative du volume, est nulle.

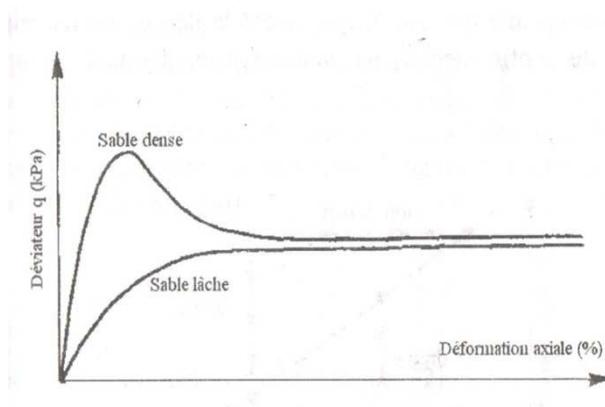


Figure 1.1.8 : Courbes de chargement typiques des essais triaxiaux sur le sable à une contrainte de confinement σ_3 donnée [1].

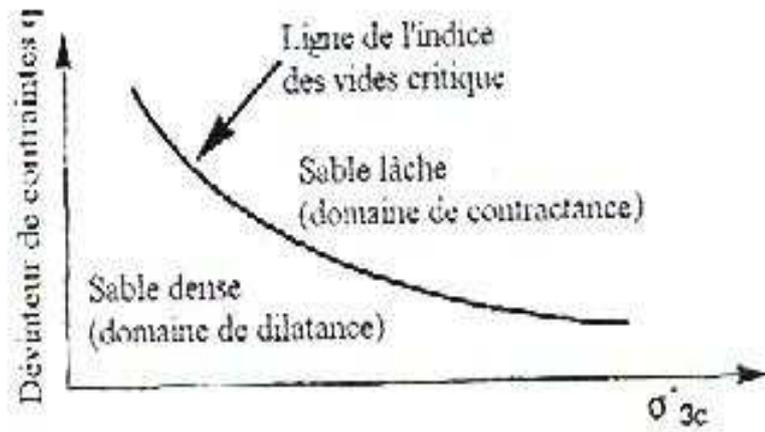


Figure 1.1.9 : Domaines de dilatance et de contractance du sable[1].

En contrepartie du comportement à volume constant, une surpression interstitielle Δu est générée, ce qui se traduit par une chute des contraintes effectives, comme le montre la figure 1.1.10.

La figure 1.1.11, récapitulant la réponse d'un échantillon sableux en essai de compression triaxiale à différentes densités, décrit le comportement drainé en termes de déformations volumiques, et celui non drainé en termes de variation de la surpression interstitielle.

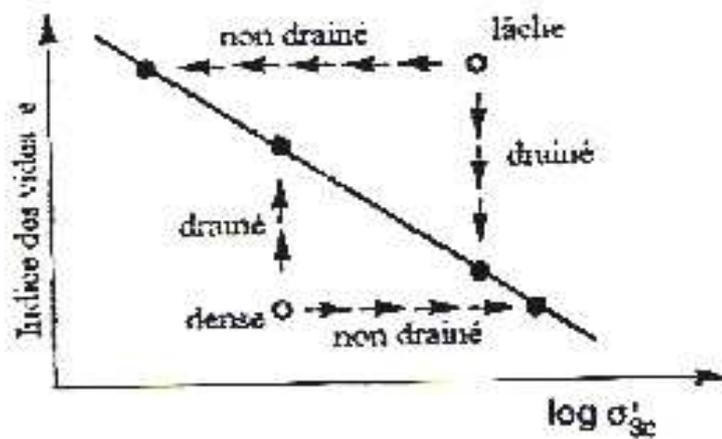


Figure 1.1.10 : Comportement du sable initialement lâche ou dense en conditions

drainée et non drainée, selon Casagrande [1].

Il est remarquable que quelle que soient la densité du matériau et la contrainte de confinement σ_3 , en comportement drainé, la déformation volumique ε_v change de sens de variation, c'est-à-dire de la contractance à la dilatance, pour la même valeur du rapport de contraintes principales $(\sigma_1/\sigma_3)_c$. Il s'agit en fait d'une valeur intrinsèque du matériau caractérisant la transition de la contractance à la dilatance.

En comportement non drainé, comme le schématise la figure 1.1.11, la courbe de génération de surpression interstitielle Δu est homothétique à celle de la déformation volumique en comportement drainé. A la contractance correspond une augmentation de pression interstitielle et à la dilatance correspond une diminution des pressions interstitielles. La surpression Δu change de sens de variation pour la même valeur du rapport de contraintes principales $(\sigma_1/\sigma_3)_c$ en essai drainé.

Un concept fondamental et fécond a été proposé par KIRKPATRICK (1961) et développé par la suite par LUONG (1978), pour expliquer le comportement statique monotone et cyclique des sables. Il s'agit du concept d'état caractéristique stipulant que tout matériau sableux, en comportement drainé ou non drainé, est caractérisé par un état dit état caractéristique, défini par un changement du sens de variation de la déformation volumique (ou changement du sens de variation de la surpression interstitielle en comportement non drainé), ce qui correspond au passage de la contractance à la dilatance (ou passage de l'augmentation des pressions interstitielles à la diminution en comportement non drainé).

Le rapport de contraintes principales correspondant à cet état est une grandeur intrinsèque du matériau, indépendante de la pression de confinement, de la densité initiale ainsi que des conditions de drainage. Il est donné, analogiquement à l'état limite de rupture décrit par le critère de rupture de MOHR-COULOMB, par:

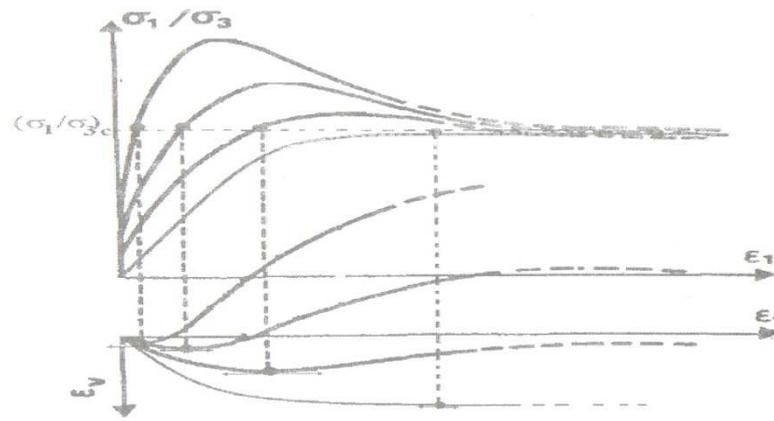
$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)_c = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right) \quad (1.1.2)$$

φ_c : est dit angle de frottement caractéristique

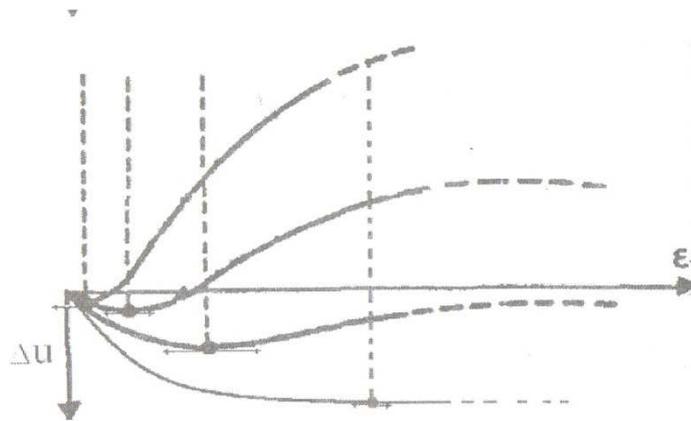
Dans un diagramme (p, q) dans lequel le déviateur des contraintes q et la pression moyenne p sont respectivement donnés par:

$$q = \sigma_v - \sigma_h \quad (1.1.3)$$

$$p = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3} \quad (1.1.4)$$



Essai drainé



Essai non drainé

Figure 1.1.11 : Diagrammes de comportement drainé et non drainé des sables

en chargement statique monotone[1]

L'équation (1.2) peut se transformer en:

$$\left(\frac{q}{p}\right)_c = \begin{cases} \eta_c^+ = 6 \frac{\sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c} & \text{en compression } (q > 0) \\ \eta_c^- = -6 \frac{\sin \varphi_c}{3 + \sin \varphi_c} & \text{en extension } (q < 0) \end{cases} \quad (1.1.5)$$

Et se schématiser par deux droites délimitant, avec les deux droites d'état limite décrit par le critère de MOHR-COLOMB, deux domaines distincts de comportement du matériau sableux: domaine subcaractéristique et domaine surcaractéristique. On peut caractériser le comportement du matériau sableux en plaçant le point (p, q), représentant l'état de contraintes, dans le diagramme de la figure 1.1.12. Le rapport q/p, appelé niveau de contraintes, permet d'identifier le domaine de comportement du sable comme suit:

- Domaine surcaractéristique correspondant à la dilatance en conditions drainé, et à la diminution des pressions interstitielles en conditions non drainées. Il est défini par $|\mathbf{q/p}| > |\eta_c|$.
- Domaine subcaractéristique correspondant à la contractance en condition drainé, et à l'augmentation des pressions interstitielles en conditions non drainées. Il est défini par $|\mathbf{q/p}| < |\eta_c|$.

Notons que la liquéfaction correspond à un chargement cyclique alterné tellement rapide que l'eau interstitielle n'a pas possibilité de se drainer. Il s'agit en fait d'une sollicitation non drainé sans variation de volume, ce qui se traduit en contrepartie par une génération des pressions interstitielles. En cas d'un massif pulvérulent lâche, la tendance à la contractance est compensée par une augmentation des pressions interstitielles, au détriment d'une diminution des contraintes effectives.

Du fait que la résistance au cisaillement τ_l d'un sol pulvérulent est formulée selon le critère de MOHR-COULOMB par :

$$\tau_l = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' = \sigma' \cdot \operatorname{tg} \varphi' \quad (1.1.6)$$

Il est évident qu'au fil des cycles, le cumul de pression interstitielle se traduit par une diminution de la résistance au cisaillement, et qu'après un nombre critique N_l de cycles, la contrainte effective s'annule et la résistance au cisaillement s'annule aussi, amorçant un comportement équivalent à celui d'un liquide, ne résistant pas aux contraintes de cisaillement.

Dans le diagramme (q, p'), la liquéfaction se manifeste dans le domaine subcaractéristique avec diminution rapide de la pression moyenne effective p'. Dès que p' atteint la ligne caractéristique, aussi bien en compression qu'en extension, le point (p', q) remonte la ligne caractéristique, ce qui se traduit par un accroissement de la déformabilité du matériau, et donc par une génération des pressions interstitielles au cours du cycle.

Notons que la liquéfaction n'est possible que si la sollicitation est alternée autour d'un déviateur nul. Autrement dit, le chargement cyclique répété ou non alterné autour d'un déviateur nul ne conduit pas à la liquéfaction. On constate après un nombre de cycles de déviateur non nul, en conditions non drainées, une mobilité cyclique (ou amollissement cyclique) correspondant à une surpression interstitielle constante et une pression moyenne effective.

En cas d'un chargement cyclique non alterné, en conditions non drainées, dans le domaine surcaractéristique, on constate plutôt une stabilisation cyclique (ou durcissement cyclique), avec diminution de la pression interstitielle et augmentation des contraintes effectives. Le matériau manifeste un cumul des déformations irréversibles.

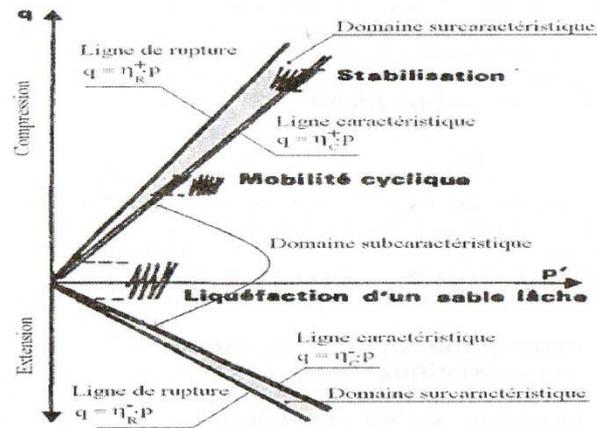


Figure 1.1.12 : Diagramme caractéristique du comportement d'un sable[1]

Il est intéressant de schématiser d'une manière simplifiée la liquéfaction sismique au sein d'un empilement de sphères identiques, saturé d'eau, et ayant un assemblage cubique correspondant à la densité minimale, comme l'illustre à la figure 1.1.13-a. Le contact intergranulaire permet de transmettre des surcharges au sein du sol, ce qui se traduit par une mobilisation de la résistance au cisaillement, et donc de la capacité de cet empilement à supporter des surcharges verticales en surface.

Lors d'une sollicitation sismique, selon la figure 1.1.13-b, les vibrations transmises se traduisent par une perte de contact intergranulaire, ce qui implique une perte de la résistance au cisaillement et un transfert des surcharges, préalablement reprises par la force intergranulaire. À l'eau. Autrement dit, ceci se traduit par une génération de la pression interstitielle, et l'empilement se comporte comme un liquide.

Après stabilisation du phénomène, selon la figure 1.1.13-c, le contact intergranulaire est établi, suite à l'expulsion de l'eau, ce qui se traduit par un tassement en surface de l'empilement. Notons que le comportement réel est beaucoup plus complexe, avec un assemblage irrégulier et une granulométrie non uniforme des particules. En outre, les contacts intergranulaires ne se perdent pas simultanément.

On peut quantifier la liquéfaction en termes du rapport r_u de la surpression interstitielle à la contrainte effective initiale:

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma_v'} \quad (1.1.7)$$

Du fait qu'au moment de la liquéfaction la surcharge est reprise intégralement par l'eau, on doit donc avoir r_u égale à 1.

Notons, à titre de comparaison, que la liquéfaction statique correspond plutôt à une perte de la résistance au cisaillement d'un sol pulvérulent lâche, suite à la génération des pressions interstitielles, sous un chargement statique monotone et non drainé.

On montre en figure 1.1.14. Un exemple d'essai triaxial cyclique sur un échantillon de sables limoneux ayant une hauteur initiale de 74 mm et un diamètre de 38 mm, consolidé sous une pression isotrope effective de 100 KPa. Le chargement cyclique a été défini par un déviateur harmonique ayant une amplitude de 31 KPa (figure 1.1.14-a).

La courbe de chargement (figure 1.1.14-b) est formée de boucles hystérétiques caractérisées par une dégradation graduelle de la rigidité du matériau.

Dans le diagramme (figure 1.1.14-c) donnant q en fonction de p' , la pente q/p' ou niveau de contraintes, diminue avec les cycles et indique une convergence vers la perte totale de la résistance.

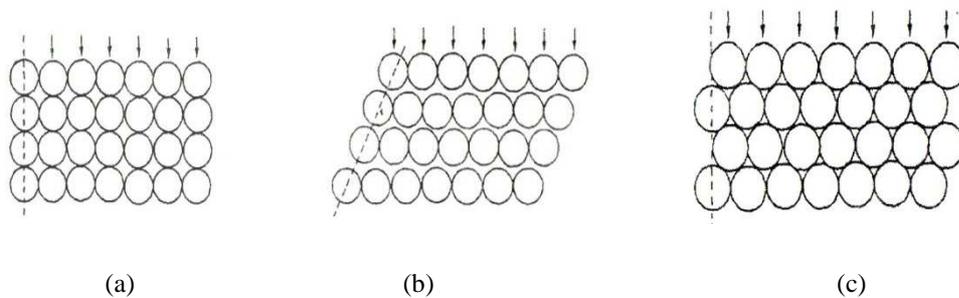
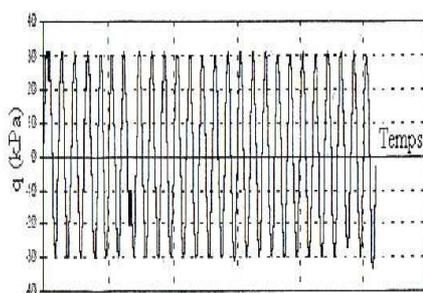
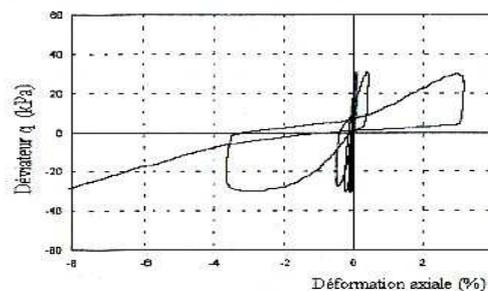


Figure 1.1.13 : Schéma de liquéfaction d'un empilement lâche de sphères[1]

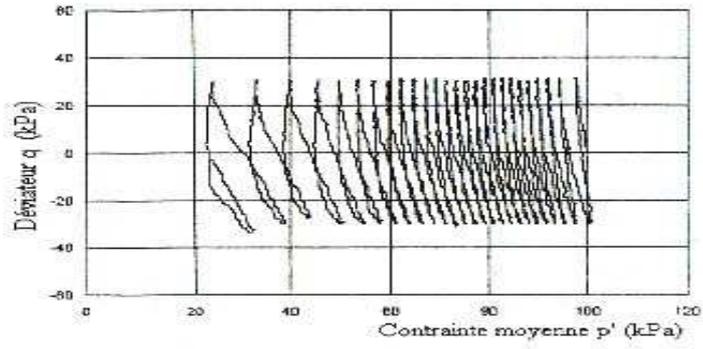
Au fil des cycles, la courbe (figure 1.1.14-e) indique un cumul de la surpression interstitielle Δu , atteignant 85.6 KPa au début de la liquéfaction



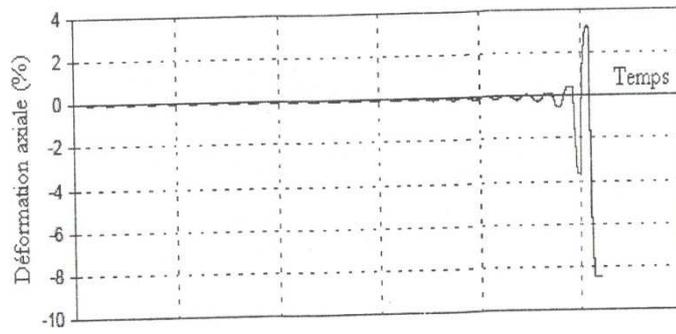
(a)



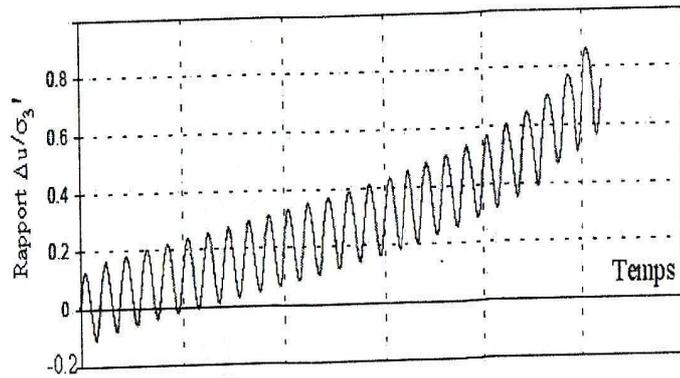
(b)



(c)



(d)



(e)

Figure 1.1.14 : Exemple de résultats d'essai triaxial cyclique[1]

La déformation axiale augmentait, selon la courbe (1.1.14-d) jusqu'au 26^e cycle, ou le matériau manifestait une perte de la résistance au cisaillement et une initiation à la liquéfaction, avec une déformation axiale de 3.2% en compression et 8.5% en extension. L'essai, de cadence rapide, a duré 4 minutes et 20 secondes.

1.1.8. Technique pour augmenter la résistance à la liquéfaction :

Il existe quatre type d'interventions possibles pour l'ingénieur afin d'assurer le fonctionnement adéquat d'une structure située sur un site liquéfiable. Ces types d'interventions, définis par M.L.SILVER (1985), sont présentés au tableau suivant:

Tableau 1.1.2 : Types d'interventions pour un site liquéfiable (adapté de SILVER, 1985)

Type	Description	Interventions possibles
1	Changement fonctionnels	<ul style="list-style-type: none"> • Acceptation du risque • Mise en garde des usagers • Relocalisation du projet
2	Traitement du sol liquéfiable	<ul style="list-style-type: none"> • Excavation et remplacement du sol liquéfiable • Densification • Remaniement du sol liquéfiable • Stabilisation chimique
3	Changements structuraux	<ul style="list-style-type: none"> • Fonction du type de structures et de fondations
4	Contrôle des pressions interstitielles	<ul style="list-style-type: none"> • Colonnes de gravier • Systèmes de pompage • Injection d'air • Systèmes de drainage • Contrôle de la nappe phréatique

❖ **Changements fonctionnels :**

Des changements fonctionnels représentent des décisions que le propriétaire ou responsable d'un projet peut prendre afin de minimiser l'impact causé par la liquéfaction. La décision la plus facile est évidemment d'accepter le risque associé à la liquéfaction des sols porteurs et de ne prendre aucune mesure spéciale. Dans plusieurs cas, cependant, des mesures fonctionnelles simples peuvent réduire le risque.

Ces mesures comprennent : restreindre l'accès aux zones vulnérables, mettre sur pied un système d'intervention rapide en collaboration avec les autorités locales ou, dans le cas d'un réservoir ou d'un barrage, définir un niveau d'exploitation modéré pour minimiser les zones inondées. Cas d'un réservoir ou d'un barrage, définir un niveau d'exploitation modéré pour minimiser les zones inondées.

❖ **Traitement du sol liquéfiable :**

La première solution pour traiter un sol potentiellement liquéfiable consiste à retirer et à remplacer le matériau. On peut envisager différentes possibilités :

- Excaver, remblayer et compacter le sol existant ;
- Excaver, remblayer et compacter le sol existant en ajoutant des additifs ;
- Excaver le sol existant et remblayer avec un niveau sol.

Le deuxième traitement possible repose sur la densification du sol existant afin d'augmenter les contraintes effectives statiques et d'éviter la diminution de volume durant les vibrations causées par un séisme. On peut effectuer cette densification par différentes techniques :

- Introduire des pieux de compaction ;
- Insérer des sondes vibratoires ;
- Utiliser la technique de vibro-flottaison qui consiste à insérer une sonde qui compacte le sol par vibration et injection d'eau sous pression (BROWN, 1977) ;
- Injecter des produits chimiques (généralement des résines) afin d'augmenter la résistance en cisaillement du sol ;
- Utiliser la compaction dynamique qui consiste à laisser tomber en chute libre, sur un grillage prédéterminé, un poids du haut d'une grue.

Le remaniement du sol liquéfiable est une technique qui consiste à mélanger sur place le sol existant avec des additifs chimiques. On réalise la stabilisation chimique en injectant sous pression des additifs comme de la résine dans les vides du matériau.

❖ **Changements structuraux :**

On peut apporter plusieurs types de changement à la structure elle-même en vue d'atténuer les conséquences de la liquéfaction des sols porteurs. Ces changements ont pour but de stabiliser ou de remplacer les fondations inadéquates. On peut, par exemple, remplacer une fondation sur semelle par des pieux ou des caissons porteurs.

❖ **Contrôle des pressions interstitielles :**

Le contrôle des pressions interstitielles pour diminuer le risque de liquéfaction nécessite de bien connaître la nature ainsi que l'étendue du sol liquéfiable autour de la structure. On peut insérer des colonnes de gravier qui serviront d'échappatoires pour l'eau interstitielle pendant des vibrations aux endroits critiques.

Il faut compter sur des systèmes de pompage fiables qui possèdent des mesures de vérification telles que des piézomètres. On doit aussi s'assurer que les particules fines de sol ne soient pas pompées par le système pendant la durée de vie du projet.

Plus récemment, on a proposé l'injection d'air dans les vides d'un sol liquéfiable comme mesure de contrôle des pressions interstitielles. Les vides du sol étant remplis d'air, la compaction du sol pendant les vibrations ne donne pas lieu à une augmentation appréciable de la pression interstitielle.

Par ailleurs, on peut utiliser les systèmes de drainage conventionnels dans les nouveaux ouvrages. Ces systèmes peuvent prendre différentes formes suivant le type de structures. Finalement, le contrôle du niveau de la nappe phréatique peut s'effectuer diverses techniques classiques.

1.1.9. Coefficient de sécurité contre la liquéfaction:

On peut définir un coefficient de sécurité contre la liquéfaction (CSL) d'une couche de sol pour un site donné, en comparant le rapport des contraintes causant la liquéfaction (résistance à la liquéfaction) avec le rapport des contraintes produites par un séisme de calcul.

$$CSL = \frac{\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{v0}}\right)_{résistance}}{\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{v0}}\right)_{séisme}} \quad (1.1.8)$$

On ne sait pas encore quelle valeur de CSL semble la plus appropriée pour éviter la liquéfaction. La National Académie of science aux Etats-Unis (NAS, 1985) a proposé une valeur de CSL égale à 1.33 si le séisme de calcul pour le site se base sur une probabilité au dépassement jugée raisonnable.

1.1.10. Etude des paramètres qui affectent la résistance à la liquéfaction :

La magnitude du séisme est inversement proportionnelle à la résistance à la liquéfaction. Cette dernière dépend principalement des trois paramètres qui sont les suivantes :

- L'état de contrainte initial.
- L'histoire des contraintes et des déformations.
- Le degré de saturation.

- **Influence de l'état de contrainte actuel :**

L'état de contrainte initial d'un élément de sol au repos à une profondeur H est défini par la contrainte effective σ'_v et σ'_h régnant à cette profondeur

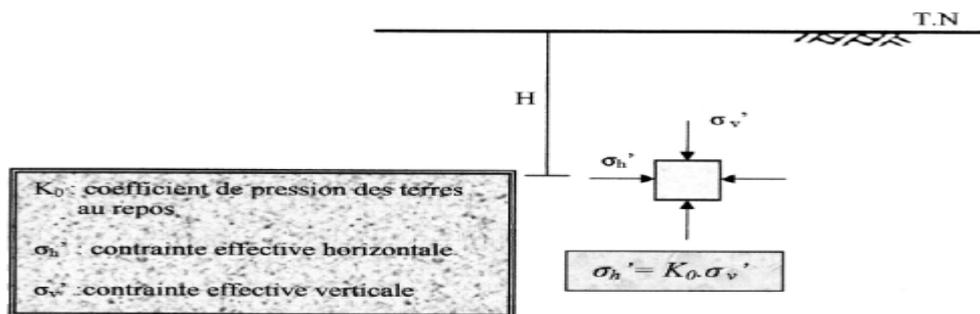


Figure 1.1.15 : Etat de contraintes initial d'après SEED et PECK, la résistance à la liquéfaction augmente avec K_0 .

Comme K_0 croit avec la compacité du sol et que celle-ci augmente avec la profondeur, ceci va provoquer une amélioration de la résistance à la liquéfaction pour les couches les profondes.

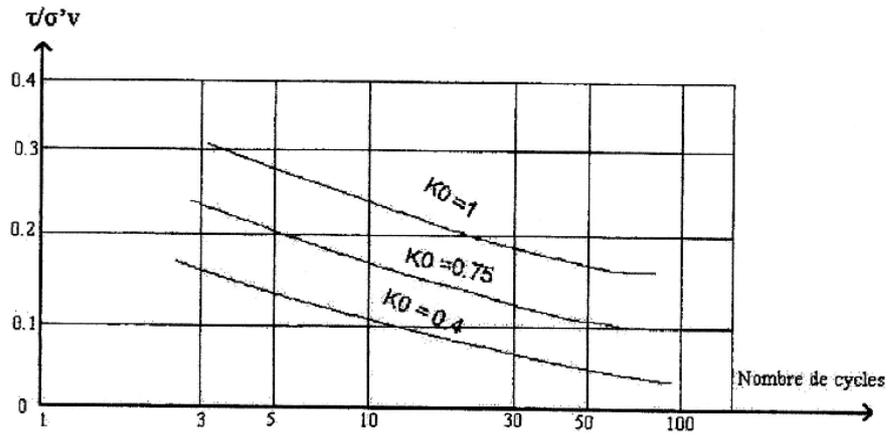


Figure 1.1.16 : Influence de K_0 sur la résistance à la liquéfaction

(D'après SEED & PECK, 1976).

- **Influence de la structure du sol :**

L'arrangement minimal est obtenu par diversement à sec, sans vibration, et au contraire, l'arrangement maximal est obtenu par vibration sous haute fréquence de l'échantillon déjà humide, nous constatons que :

- La différence entre les résistances à la liquéfaction est beaucoup plus prononcée pour les contraintes de cisaillements élevées.

- La liquéfaction instantanée n'est observable que pour les échantillons dont les grains ont subi un arrangement minimal.

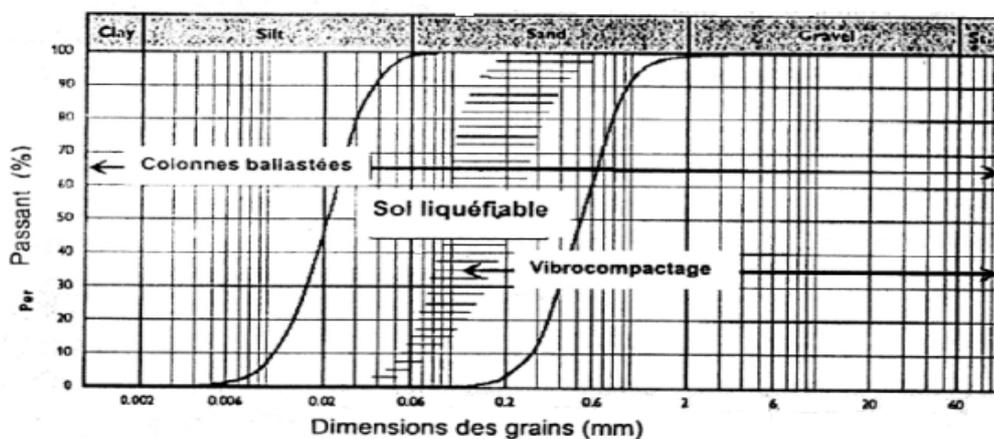


Figure 1.1.17 : Fuseau granulométrique des sols liquéfiables (Keller)

- **Influence de la saturation :**

La résistance à la liquéfaction d'un échantillon non saturé est plus élevée que celle d'un échantillon saturé.

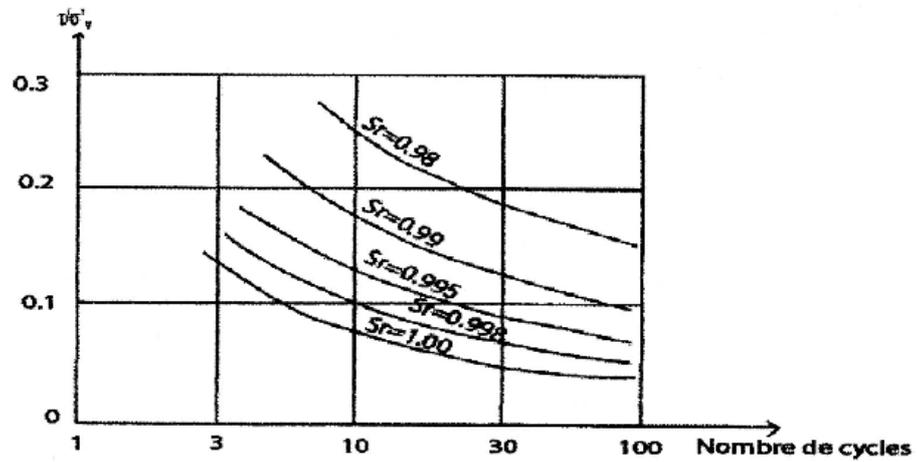


Figure 1.1.18 : Influence de degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction
(D'après PECK, 1976)

1.1.11. Conclusion :

Le phénomène de liquéfaction des sols reste l'un des champs d'investigation des chercheurs dans le domaine géotechnique.

CHAPITRE 2: EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION

1.2.1. Introduction

La première étape dans l'évaluation du risque de liquéfaction est d'identifier les sols potentiellement liquéfiables selon les caractéristiques géologique, hydrogéologique du site et les caractéristiques du sol (teneur en eau, teneur en fine.....).

Ensuite l'évaluation quantitative de la probabilité du déclenchement de la liquéfaction. Pour cela il existe deux types d'approches :

- L'utilisation des essais en laboratoire ;
- L'utilisation des essais in-situ (SPT, CPT, V_s)

1.2.2. Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction :

La littérature est riche d'une diversité d'approches se proposant d'évaluer le risque de liquéfaction, qu'on peut subdiviser en trois grandes catégories :

- Méthodes d'analyse globale :
le sol est considéré comme un milieu continu monophasique décrit par les contraintes totales. Ce type d'analyse ne permet pas l'étude de l'évolution des pressions interstitielles. A cette catégorie appartient la majorité des méthodes empiriques ou semi-empiriques, couramment utilisées dans les projets à la base d'essais géotechniques courants.
- Méthodes d'analyse couplée :
le sol considéré comme un milieu continu diphasique, formé de grains et de l'eau, et décrit par la théorie de l'élastodynamique des milieux poreux. La complexité des équations qui en découlent nécessite un traitement numérique et le recours à la programmation sur ordinateur. Ce type d'analyse a par contre l'avantage d'étudier simultanément l'évolution des pressions interstitielles et celle des contraintes effectives.
- Méthodes d'analyse semi-couplée:
Il s'agit de méthodes intermédiaires se proposant de résoudre, pas à pas dans le temps, des équations de propagation des ondes dans le milieu élastique et celles de diffusion de la pression interstitielle.

On se limite ci-après à la présentation des méthodes d'analyse globale, qui sont d'ailleurs les plus utilisées en pratique. La démarche générale consiste à évaluer, à une profondeur donnée, une résistance au cisaillement cyclique τ_1 en fonction des caractéristiques mécaniques et physiques du matériau, et une contrainte de cisaillement cyclique τ_{max} induite par la sollicitation sismique. Cette dernière est décrite par une accélération horizontale maximale a_{max} , estimée à partir des enregistrements en appliquant les lois empiriques d'atténuation sismique, en fonction de la magnitude du séisme, de la distance de la source d'énergie sismique et des conditions locales du site.

Le risque de liquéfaction locale est évalué à l'aide du coefficient de sécurité F_L défini comme suit :

$$F_L = \frac{\frac{\tau_1}{\sigma'v}}{\frac{\tau_{max}}{\sigma'v}} = \frac{CRR}{CSR} \quad (1.2.1)$$

CRR et CSR sont respectivement le rapport de résistance cyclique et le rapport de contrainte de cisaillement cyclique.

En outre, on effectue une analyse globale du risque de liquéfaction du site en évaluant le potentiel de liquéfaction. En fait, la possibilité de liquéfaction locale d'une couche épaisse de 1 m, à 20 m de profondeur ne présente pas le même risque à l'ouvrage que celle de la même couche en surface. On cite à ce titre, les travaux de TATSUOKA et al (1980) pour l'évaluation globale de la vulnérabilité d'un site à la liquéfaction.

Le potentiel de liquéfaction, défini sur une zone utile de 20 m par le paramètre $P_L(\%)$, varie entre 0 % s'il n'y a aucun risque de liquéfaction, c'est-à-dire que $F_L(z) > 1$ le long de la zone utile, et 100 % si la résistance au cisaillement cyclique est nulle, c'est-à-dire $F_L(z) = 0$ le long de la zone utile :

$$P_L(\%) = \int_0^{20} F(z) \left(10 - \frac{z}{2}\right) dz \quad (1.2.2)$$

$$F(z) = \begin{cases} 1 - F_L(z) & \text{si } F_L(z) \leq 1 \\ 0 & \text{si } F_L(z) > 1 \end{cases} \quad (1.2.3)$$

La formulation proposée du potentiel de liquéfaction a pour effet de réduire l'effet des couches profondes. En effet, considérons deux sites : l'un ayant F_L égal à 0.5 sur une couche épaisse de 2 m à partir de la surface, et $F_L > 1$ de 2 à 20 m de profondeur. L'autre site est caractérisé par $F_L > 1$ sur une épaisseur de 18 m à partir de la surface, et $F_L = 0.5$ de 18 à 20 m de profondeur. L'application des équations (1.2.2) et (1.2.3) donne pour le premier site $P_L = 9.5\%$ et pour le deuxième site, $P_L = 0.5\%$.

Le premier site présente donc un potentiel de liquéfaction beaucoup plus grand que celui du deuxième bien qu'il comportent la même couche liquéfiable, mais à deux profondeurs différentes.

Sur la base de l'étude de 58 sites ayant subi des séismes de magnitude comprise entre 6 et 8, TATSUOKA et AL (1980) ont montré n'y aura pas de risque globale de liquéfaction si le potentiel P_L est en deçà de 5%, et que le risque de liquéfaction est important si $P_L > 15\%$.

Le rapport CRR est évalué à l'aide des formules empiriques généralement issues de la compilation des cas réels de liquéfaction sismique, alors que le rapport CSR est évalué à partir d'une analyse de la réponse sismique du site. Où à partir de la méthode simplifiée qui sera exposée ci-après.

On se propose d'exposer les méthodes d'évaluation de CRR, en les classant en fonction des paramètres géotechniques requis, en l'occurrence : l'essai de pénétration standard SPT, l'essai de pénétration statique CPT, à partir de la célérité V_s des ondes de cisaillement, et enfin à partir des essais cycliques au laboratoire.

1.2.2.1. Evaluation du potentiel de liquéfaction à partir des essais in-situ :

1.2.2.1.1. Evaluation de CRR à partir de l'essai SPT :

Les méthodes courantes d'évaluation du potentiel de liquéfaction à partir de l'essai SPT sont diverses. Citons à titre non exhaustif :

- a. La procédure simplifiée de SEED et IDRIS ;
- b. La méthode réglementaire européenne de l'Eurocode-8.

La méthodologie des calculs de cette méthode ainsi que celle de l'Eurocode seront respectivement présentées en détails aux annexes B et C.

La procédure simplifiée, proposée initialement par à BOLTON SEED et IZZAT IDRIS (1971), a subi au fil des années une série d'améliorations qui ont fait d'elle l'une des méthodes plus utilisées dans l'analyse de la liquéfaction sismique. La méthode est limitée aux sollicitations sismiques modérées, induisant des accélérations maximum en surface entre 0.2 à 0.5 fois celle de la gravité terrestre. Pour les sollicitations sismiques fortes, il est recommandé d'utiliser les méthodes d'analyse non linéaire en contraintes effectives, disponibles en pratique sous forme de logiciels.

La contrainte de cisaillement maximum τ_{max} mobilisée par le séisme à la profondeur étudiée z , est à évaluer à partir d'une analyse de la réponse sismique du site en champ libre. Une alternative simplifiée de calcul de τ_{max} est issue de l'analyse en contraintes totales du modèle

d'une colonne rigide ayant une hauteur z et sollicitée en surface, comme l'illustre la figure 1.2.1, par une accélération a_h^{max} , suite à la propagation verticale des ondes de cisaillement. Ces dernières ne développent en fait aucune contrainte normale latérale sur les facettes verticales de la colonne.

L'équilibre dynamique des forces horizontales agissant à la colonne se traduit par l'égalité de la force due aux contraintes de cisaillement développées à la profondeur z , avec la force d'inertie, ce qui conduit à :

$$\tau_{max} S = \frac{\sigma_v S}{g} a_{max} \quad (1.2.4)$$

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_v}{g} a_{max} \quad (1.2.5)$$

On retient en générale comme valeur représentative de la contrainte de cisaillement de calcul, une fraction égale à deux tiers de τ_{max}

En réalité, la formulation de l'équation 1.2.5 ignore la flexibilité de la colonne du sol, et les contraintes de cisaillement issues de ce modèle sont supérieures aux contraintes réelles. SEED et IDRIS ont proposé d'effectuer un abattement à l'aide du coefficient de réduction des contraintes, noté r_d .

Il est à noter enfin que l'équation précédente doit être utilisée dans le cadre des hypothèses considérées, c'est-à-dire qu'elle est limitée au cas d'un massif homogène. En cas d'un sol multicouches, caractérisé par une variation importante de la rigidité en profondeur, les contraintes de cisaillement réelles seront nettement différentes de celles données par cette équation. Il s'agit en fait d'une configuration où il est impératif de mener une analyse complète de la réponse sismique du site.

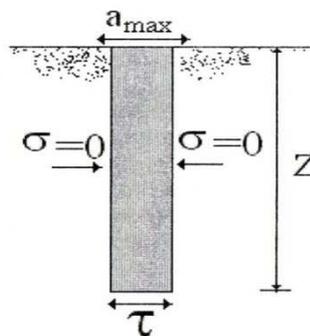


Figure 1.2.1 : Calcul des contraintes de cisaillement- modèle de la colonne rigide

Le rapport des contraintes cycliques CSR, défini à une profondeur donnée comme étant le rapport de la contrainte de cisaillement à la contrainte effective, est donné par :

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} \quad (1.2.6)$$

A la profondeur étudiée, le rapport de résistance cyclique $CRR_{7.5}$ correspondant à une magnitude sismique M_w de 7.5 est déterminé à partir des abaques en fonction du nombre de coup N_{spt} normalisé, et de la teneur en particules fines (% de particules inférieure à $75 \mu m$).

Cette résistance normalisée est ensuite corrigée comme suit :

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (1.2.7)$$

Les coefficients de correction K_M , K_σ et K_α permettent de tenir compte respectivement d'une magnitude différente de 7.5, des contraintes effectives verticales du poids des terres plus grandes que 100 KPa, et enfin des contraintes de cisaillement initiales.

Le coefficient de sécurité locale vis-à-vis de la liquéfaction est tel que :

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (1.2.8)$$

On considère théoriquement que la stabilité vis-à-vis de la liquéfaction est assurée pour un coefficient de sécurité égal à l'unité. On peut augmenter le niveau de sécurité en considérant plutôt une valeur minimale de 1.33.

Enfin, on évalue le risque globale à la liquéfaction du site, en calculant le potentiel de liquéfaction, ce qui peut se faire en utilisant les équations (1.2.2) et (1.2.3) de la méthode de TATSUOKA et AL (1980), en considérant une zone de 20 m de profondeur par rapport au terrain naturel.

1.2.2.1.2. Evaluation de CRR à partir de l'essai CPT :

Le potentiel de liquéfaction est couramment évalué à partir de l'essai CPT en utilisant différentes approches, relevant souvent de l'empirisme pur et qui connaissent une évolution constante au fil des années, au fur et à mesure du développement des données expérimentales et du cumul d'observation des cas de liquéfaction sismique. Les méthodes suivantes forment une gamme représentative et non exhaustive des approches d'évaluation du potentiel de liquéfaction à la base de l'essai CPT :

- a. Procédure simplifiée de SEED et IDRISS (1982),
- b. Méthode de ROBERTSON et WRIDE (1997),

Le caractère empirique de ces approches rend difficile la sélection d'une méthode d'évaluation du risque de liquéfaction. Néanmoins, la méthode de SEED et IDRISS (1982) est couramment utilisée dans les projets. On reportera les procédures de calculs des deux méthodes aux annexes D et E.

La proposition initiale de SEED et IDRISS (1982) était de convertir la résistance pénétrométrique q_c mesurée, en un nombre de coups normalisé non corrigé $(N_{spt})_{60}$ en fonction du diamètre moyen D_{50} , à partir de la figure 1.2.2. Ensuite, la procédure simplifiée basée sur l'essai SPT, détaillée dans l'annexe B est appliquée.

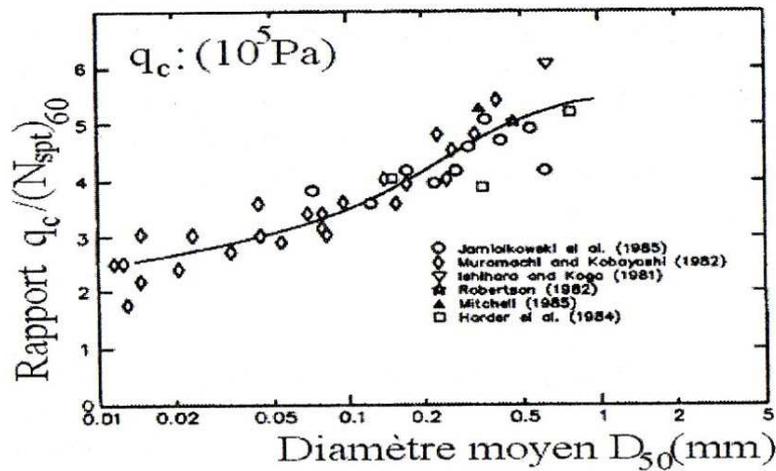


Figure 1.2.2 : Estimation du nombre de coups normalisé non corrigé en corrélation avec q_c [21].

Par la suite, les auteurs ont proposé un abaque donnant $CRR_{7.5}$ en fonction de la résistance pénétrométrique corrigée q_c^1 dans les sables propres.

La résistance pénétrométrique mesurée q_c à la profondeur étudiée est normalisée à une contrainte verticale effective de 100 KPa, afin de tenir compte de l'effet de la profondeur (ou des contraintes de confinement) sur la résistance pénétrométrique. La résistance normalisée, notée q_c^1 , est corrigée pour tenir compte de l'effet stabilisateur des particules fines, en ajoutant un incrément Δq_c^1 , évalué par l'équation de STRAK et OLSEN (1995) :

$$q_{cf}^1 = q_c^1 + \Delta q_c^1 \quad (1.2.9)$$

Le rapport de résistance au cisaillement cyclique $CRR_{7.5}$ correspondant à une magnitude de 7.5 est par la suite déterminé en fonction de la résistance pénétrométrique normalisée corrigée q_{cf}^1 , à partir d'un abaque.

Différentes corrections du rapport de la résistance au cisaillement cyclique sont à appliquer sur $CRR_{7.5}$, comme suit :

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (1.2.10)$$

Identiquement à la méthode de l'essai SPT, les coefficients de correction K_M , K_σ et K_α permettent de tenir compte respectivement d'une magnitude différente de 7.5, des contraintes effectives verticales du poids des terres plus grandes que 100 KPa, et enfin des contraintes de cisaillement initiales. Le coefficient de correction K_M est donné par la formule suivante, dans laquelle M désigne la magnitude du séisme :

$$K_M = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \quad (1.2.11)$$

Enfin, l'évaluation du risque de liquéfaction se fait à l'échelle locale en calculant un coefficient de sécurité F_L conformément à l'équation (1.2.8), et à l'échelle du site en calculant le potentiel de liquéfaction par la méthode de TATSOUKA.

1.2.2.1.3. Evaluation de CRR à partir de la célérité V_S des ondes S:

Divers essais géophysiques in-situ permettent de la célérité V_S des ondes de cisaillement, notamment les essais de forage tels que le down-hole et le cross-hole, l'essai SASW d'analyse spectrale des ondes de surface et l'essai SCPT au pénétromètre sismique.

Le développement accru de tels essais et la place qu'ils ont octroyée dans les études géotechniques courantes ont poussé les chercheurs à analyser récemment la possibilité d'une corrélation empirique de ce paramètre dynamique avec la résistance au cisaillement cyclique, dans l'ambition de contribuer à analyser le risque de liquéfaction à travers la mesure de V_S .

Une telle perspective doit être mise à sa juste place en analysant ses possibilités mais aussi ses limites. En effet, les essais géophysiques ont l'avantage d'explorer une large gamme de sols, particulièrement les sols où il est quasiment impossible d'en extraire des échantillons intacts pour les essais de laboratoire, tels que les sables. En outre, ils sont bien adaptés à certains sols dans lesquels il est difficile de mener des essais CPT ou SPT, tels que les graviers, ou d'accéder pour réaliser des sondages.

Enfin, la rapidité et la simplicité de la procédure expérimentale sont aussi des avantages pour de tels essais.

Il faut noter par contre que la célérité V_S permet de déterminer expérimentalement le module de cisaillement en petites déformations, soit G_{max} , tel que :

$$G_{\max}=\rho V_s^2 \quad (1.2.12)$$

Par contre, la liquéfaction sismique impose au matériau sol de moyennes à grandes déformations. Le problème se pose pour les sols cimentés, où les mesures des célérités en petites déformations sont sensibles aux forces de cimentation interarticulaires, qui sont d'ailleurs détruites lors de la liquéfaction. Notons aussi que dans les limons au dessus de la nappe d'eau, la présence des pressions interstitielles négatives dues à la non saturation peut contribuer à augmenter la célérité V_s , ce qui ne reflète pas le comportement du sol lors de la liquéfaction

Notons aussi que l'essai géophysique, du fait qu'il ne nécessite pas le prélèvement d'échantillons, ne permet pas d'identifier la nature du matériau sol, chose nécessaire dans une étude à la liquéfaction. Il est donc impératif de compléter les essais géophysiques par une reconnaissance géotechnique et une identification des matériaux du sol.

On se propose dans ce qui suit d'exposer la méthode de l'institut américain NIST, qui a été le fruit des travaux récents de corrélation des différents cas de liquéfaction avec les paramètres géotechniques du sol, sur une base de données contenant 70 sites ayant subi plus de 20 séismes généralement modérés (accélération maximale en surface inférieure à 0.4g). Les sols étudiés comportent une large gamme des matériaux allant du sable propre et fin au gravier sableux et aux argiles limoneuses, caractérisés par des célérités V_s égales au plus à 200 m/s.

La démarche d'analyse dans cette approche a été reportée en annexe F. On note seulement que dans cette approche, identiquement au nombre de coups N_{spt} et à la résistance pénétrométrique q_c , la célérité V_s est normalisée à un niveau de contrainte verticale de 100 KPa, afin d'obtenir une célérité normalisée V_s^1 . Cette dernière est ensuite corrigée pour tenir compte de la teneur en particules fines.

La cimentation, l'âge du sol et la position au-dessus de la nappe d'eau contribuent à augmenter la valeur de V_s^1 . On détermine alors un coefficient de correction tenant compte de ces facteurs amplificateurs.

Le rapport de résistance cyclique $CRR_{7.5}$ est ensuite calculé en fonction de la célérité normalisée, et corrigé, identiquement aux méthodes précédentes comme suit:

$$CRR=CRR_{7.5}.K_M.K_\sigma \quad (1.2.13)$$

Enfin, le calcul du coefficient de sécurité locale vis-à-vis de la liquéfaction et le potentiel de liquéfaction, respectivement par les équations (1.2.1), (1.2.2) et (1.2.3), permet d'évaluer le risque de liquéfaction sismique.

Reste à signaler que l'approche basée sur les mesures de V_s pour l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction dans des sols où il est difficile d'en extraire des échantillons (tels que les sables et limons), ou de réaliser un essai de pénétration (graviers), a été reconnue par le règlement Eurocode 8 comme ayant un avenir prometteur. Ce règlement appelle quand même à la prudence et recommande de ne pas utiliser cette méthode sans l'assistance d'un spécialiste.

1.2.2.2. Evaluation de CRR à partir des essais cycliques de laboratoire:

Les essais cycliques de laboratoire fournissent un outil expérimental important pour l'analyse à la liquéfaction d'un sol pulvérulent, en déterminant directement sa résistance au cisaillement cyclique

Les essais cycliques de laboratoire se basent par contre sur un mode opératoire relativement laborieux et une interprétation plus complexe que celle des essais in-situ. Enfin, notons que le chemin de sollicitation au laboratoire ne reproduit pas l'état initial de contraintes (ou état k_0), ce qui nécessite, comme on le verra par la suite, des corrections des résultats expérimentaux.

Dans cet état des choses, la tendance actuelle dans la reconnaissance des sols liquéfiables et les études à la liquéfaction est de s'orienter plutôt vers les essais in-situ vu leur simplicité de réalisation, leur rapidité et surtout le fait qu'ils testent le sol en nature, dispensant ainsi de toute opération d'échantillonnage.

Les essais cycliques de laboratoire les plus courants sont l'essai à Appareil triaxial et l'essai de cisaillement rectiligne.

Le dispositif d'essai triaxial cyclique comporte typiquement une presse supportant la cellule, un système de contrôle uni- ou multiaxial permettant de contrôler le chargement axial, la contrainte de confinement et la contre-pression utilisée en phase de saturation et de consolidation de l'échantillon. Ce système de contrôle permet en outre une acquisition à temps réel des résultats via un micro-ordinateur

L'échantillon est préalablement consolidé dans la cellule sous une pression isotrope σ_c . L'échantillon est soumis à un chargement harmonique sous forme d'une contrainte verticale $\sigma_v(t)$ une contrainte latérale $\sigma_h(t)$. Le déviateur cyclique des contraintes est donné par :

$$q(t) = \sigma_v(t) - \sigma_h(t) \quad (1.2.14)$$

Et la pression effective moyenne est telle que :

$$p'(t) = \frac{\sigma'_v(t) + 2\sigma'_h(t)}{3} \quad (1.2.15)$$

En considérant une facette inclinée de θ par rapport à la facette majeure, la contrainte tangentielle cyclique est donnée par :

$$\tau(t) = - \frac{q(t)}{2} \sin 2\theta \quad (1.2.16)$$

Généralement, on considère dans ce type d'essai la contrainte tangentielle maximale, agissant d'ailleurs sur la facette de cisaillement maximum ($\theta = 45^\circ$), et on définit le rapport de contrainte de cisaillement cyclique comme suit :

$$CSR_{tr} = \frac{\tau_{max}}{\sigma'_c} = \frac{q(t)}{2\sigma'_c} \quad (1.2.17)$$

On définit aussi le rapport de pression interstitielle comme suit :

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{3c}} \quad (1.2.18)$$

En reprenant l'exemple d'essai triaxial de la figure 1.1.14, la liquéfaction s'est manifestée pour un rapport CSR, selon l'équation (1.2.17) égal à 15.5%, correspondant à 26 cycles de chargement harmonique, et le rapport de pression interstitielle correspondant est de 0.86. Ainsi, le rapport de résistance cyclique CRR du matériau étudié est de 0.155 pour un nombre de cycles de 26.

L'expérience des laboratoires montre que le rapport de résistance au cisaillement cyclique, ou en d'autres termes le rapport de contrainte de cisaillement cyclique correspondant à l'amorce de la liquéfaction, diminue avec le nombre de cycles. Ainsi, à un niveau de chargement cyclique donné, correspond un nombre critique de cycles N_l au-delà duquel la liquéfaction se déclenche. Ce nombre, comme le montre la figure 1.2.3, augmente avec la densité initiale du sol sableux. Ainsi, un massif sableux lâche se liquéfie suite à un faible nombre de cycles, alors qu'un sable plus dense, soumis à la même amplitude de contrainte de cisaillement cyclique, exige un nombre de cycles beaucoup plus élevé.

On peut suivre l'évolution de la génération de la pression interstitielle en fonction du nombre de cycles N_{cyc} , à partir de la formule de LEE et ALBAISA (1974), et DE ALBA et AL (1975) :

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin^{-1} \left[2 \left(\frac{N_{cyc}}{N_l} \right)^{\frac{1}{\lambda}} - 1 \right] \quad (1.2.19)$$

λ est un facteur empirique dépendant de la nature du sol et des conditions de l'essai cyclique.

L'essai de cisaillement cyclique à la boîte repose sur le même principe que celui de l'essai statique monotone, et se propose de solliciter l'échantillon en déformations planes et à volume constant.

Au préalable, l'échantillon est soumis à une consolidation anisotrope du type K_0 , sous une contrainte verticale σ_{v0} .

Dans cet essai, on définit le rapport de contrainte de cisaillement cyclique au cours de l'essai comme suit :

$$CSR_{cb} = \frac{\tau_a}{\sigma'_{v0}} \quad (1.2.20)$$

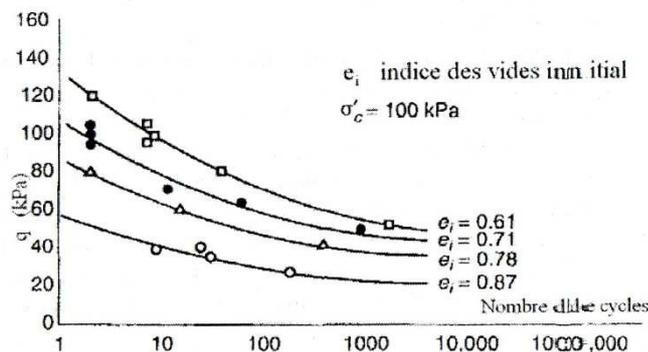


Figure 1.2.3 : Variation du déviateur cyclique q casant la liquéfaction en fonction du nombre de cycle N_l

On détermine ainsi pour une amplitude de contrainte de cisaillement donnée τ_a le nombre critique de cycles N_l au-delà duquel la liquéfaction se déclenche.

Il est à noter que les rapports CSR de l'essai triaxiale et celui du cisaillement à la boîte ne sont pas équivalents du fait de la différence dans les états de contraintes initiaux et dans les chemins de contraintes suivis au cours des deux sollicitations cycliques. On admet usuellement que :

$$CSR_{cb} = C_r CSR_{tr} \quad (1.2.21)$$

CSR_{tr} et CSR_{cb} correspondent respectivement à l'essai triaxial et au cisaillement à la boîte. Le coefficient C_r permet le passage d'une sollicitation cylindrique (essai triaxiale) à une sollicitation en déformations planes (cisaillement à la boîte). Il peut être estimé par la formule de FINN et AL (1971) :

$$C_r = \frac{1+K_0}{2} \quad (1.2.22)$$

K_0 étant le coefficient de pression des terres au repos. Il est en général pris égal à 0.50 pour les massifs sableux.

L'amorce de liquéfaction est définie soit en termes du nombre critique N_1 de cycles de chargement, soit en termes de déformation axiale seuil de liquéfaction. Cette dernière est en général fixée à 5%, à l'exception des sables denses ($I_d > 70\%$) pour lesquels on définit souvent un seuil de déformation axiale de 10%.

L'évaluation du risque de liquéfaction à partir des essais de laboratoire suit la même démarche que celle basée sur les essais in-situ. On cite d'une manière non exhaustive les méthodes suivantes :

- ISHIHARA (1976),
- Théorie du désordre cumulé (ANNAKI et AL , 1977),
- IWASAKI et AL (1967),
- SEED et AL (1979).

On se limite à présenter la première méthode, en reportant les détails à l'annexe G

La méthode d'ISHIHARA se base sur la relation expérimentale entre le rapport de contraintes cycliques appliquées au cours de l'essai et le nombre critique des cycles.

Au préalable, un essai cyclique est mené au laboratoire sur un échantillon intact représentatif du sol à la profondeur étudiée, ce qui permet d'obtenir le rapport de contraintes cycliques CSR_{tr} ou CSR_{cb} correspondant à 20 cycliques.

En essai triaxial cyclique, ce rapport est corrigé en le multipliant par le facteur $(1+ 2K_0) / 3$, pour tenir compte du fait que le terrain naturel est en état initial de contraintes du type K_0 et non du type isotrope, comme c'est le cas en essai triaxial.

Le séisme agit en général d'une manière multidirectionnelle, alors que la sollicitation cyclique du laboratoire est unidirectionnelle. L'expérience a montré que la résistance au cisaillement du site est réduite par rapport à celle déterminée au laboratoire. SEED et AL (1975) ont recommandé de réduire le rapport CSR^{20} mesuré au laboratoire à 90%,

La sollicitation sismique est en général aléatoire et non périodique, alors que le chargement cyclique au laboratoire est plutôt harmonique. On en tient compte en corrigeant le rapport CSR^{20} mesuré au laboratoire par un coefficient C_k dépendant de la nature de la sollicitation sismique, selon qu'il s'agit d'un chargement sismique 'en impact' ou 'en vibration'.

On procède ensuite à l'analyse de la sécurité vis-à-vis de la liquéfaction à l'échelle locale par calcul de F_L , à partir de l'équation (1.2.1), et à l'échelle du site en déterminant le potentiel de liquéfaction P_L , à partir des équations (1.2.2) et (1.2.3).

1.2.3. Conclusion :

Nous avons présenté les différentes méthodes d'évaluation le potentiel de liquéfaction d'un site, qui fournissent le facteur de sécurité local (à une profondeur donné). On a intéressé par la méthode SPT (SEED et IDRIS), vu que la simplicité de cette méthode.

CHAPITRE 3 : TECHNIQUES D'AMELIORATION DU SOL

1.3.1. Introduction:

Dans le domaine du génie civil, le cas où le sol est soumis à des actions vibratoires (cycliques) est rencontré dans différentes constructions (ponts, barrages, centrales électriques,...etc.). La transmission des vibrations ayant des amplitudes relativement importantes au sol, susceptible de mettre en danger sa stabilité et ce, par dépassement des déplacements admissibles ou des contraintes limites, ou par liquéfaction lorsque le sol est saturé.

Les méthodes de renforcement des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20ème siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et sont jugées efficaces. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les colonnes ballastées, vibrocompactage et les inclusions rigides.

Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

Le but de cette recherche est d'expliquer le phénomène de liquéfaction et de présenter quelques techniques de renforcement d'un sol liquéfiable.

1.3.2. Techniques de renforcement:

Le choix d'une méthode de renforcement de sol nécessite une parfaite connaissance de ses causes de faiblesses.

La solution finale retenue pour le sol résultera par contre d'un compromis tenant compte des caractéristiques du site, des sujétions liées à la technique et des impératifs technico-économiques.

C'est ainsi que sont progressivement apparus des procédés destinés à s'opposer directement aux effets de l'instabilité, ou à améliorer les caractéristiques des sols tels que :

- la colonne ballastée;
- le vibrocompactage;
- les inclusions rigides.

Les étapes d'application de chaque technique d'amélioration des sols sont:

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

❖ **Comment choisir une méthode de renforcement des sols :**

La méthode de renforcement utilisée dépend des caractéristiques du sol en état. La plupart du temps le sol initial, donc dans son état non amélioré, est identifié par sa couche granulométrique qui demeure un facteur primordial en vue de choisir une technique d'amélioration à ce sol. En effet, compte tenu des deux principales classes de sols connues, sols pulvérulents et sols fins, on comprend au vu de leur propriétés et comportement différents que les techniques d'améliorations considérées seront différentes selon la classe d'appartenance du sol. Un grand nombre de sol peuvent être classés dans une classe dite intermédiaire ainsi des solutions intermédiaires ou dérivées de celle utilisées pour les sols pulvérulents ou les sols fins peuvent être utilisés pour renforcer ces types de sols.

Les techniques utilisées en fonction de la catégorie du sol sont présentées en figure suivante :

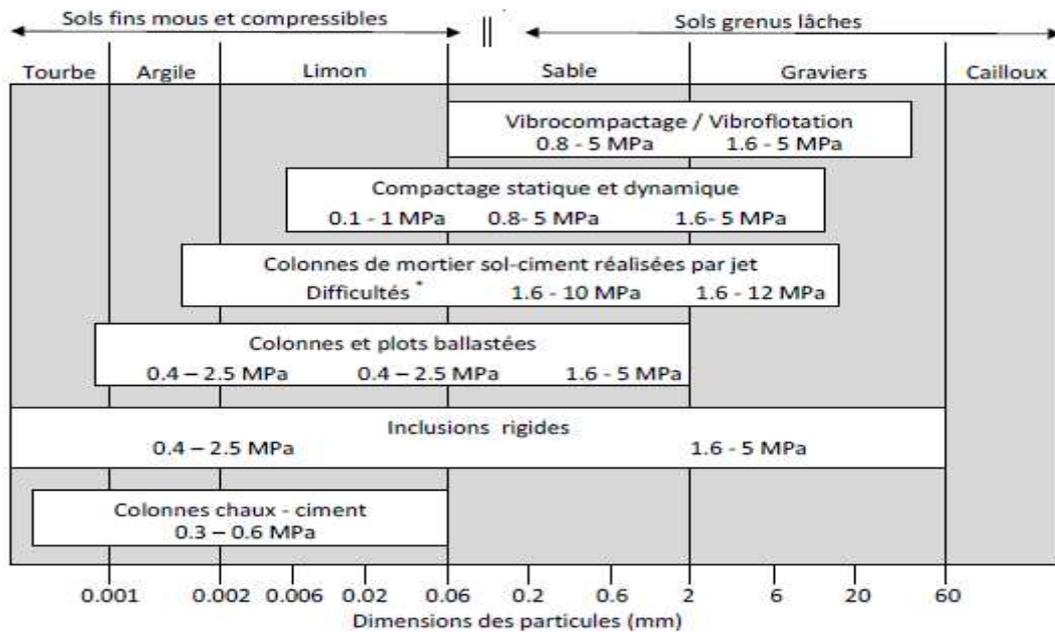


Figure 1.3.1 : Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols.

Limites et domaine de validité [Dhouib et al, 2004c]

1.3.2.1. Colonnes ballastés:

1.3.2.1.1. Introduction:

La technique des colonnes ballastées est également possible d'utiliser en zone sismique pour la réduction voire l'élimination de la susceptibilité des sols à ce risque. La liquéfaction se traduit par la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau, elle est liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. Il est nécessaire pour cela que le matériau considéré soit saturé. De plus, il apparaît que la granulométrie du matériau a une certaine importance, les sols susceptibles de liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux et à granulométrie serrée.

Depuis son apparition, le sujet de construction des colonnes ballastées contre le risque de liquéfaction a fait l'objet de plusieurs études, ont considéré la technique de renforcement par colonnes ballastées comme une solution de fondation adéquate dans les zones de sismicité élevée, et ont réalisé des essais de grandeurs réelles pour démontrer entre autre que l'utilisation des colonnes ballastées assure la densification des lentilles de sables existant en profondeur contre le potentiel de liquéfaction et la sécurité de résistance au cisaillement développée par les colonnes dans les sols environnants contre une accélération sismique horizontale de 0.25 g.

3.2.1.2. Définition:

Les colonnes ballastées consistent dans le renforcement par compactage et incorporation de matériau granulaire, d'un terrain dont les caractéristiques sont insuffisantes pour une fondation directe sur le sol de charges réparties ou ponctuelles. La colonne ballastée agit comme élément porteur et comme drain vertical.

1.3.2.1.3. Objectif du traitement :

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

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dont une seule ou plusieurs peuvent être recherchées :

- homogénéisation des caractéristiques géotechniques par l'adaptation des diamètres de colonnes aux différences de résistance des couches traitées rencontrées lors de l'exécution,
- augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainants,

- augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (résistance au cisaillement, angle de frottement interne et paramètres de déformation). Certains types de sol peuvent de plus présenter des caractéristiques améliorés entre colonnes.

Il en résulte :

- une amélioration de la portance afin de permettre de reprendre le surcroît de charges provenant par exemple des fondations des bâtiments soumis à un séisme,
- une réduction des tassements,
- une réduction du risque de liquéfaction par la combinaison des trois caractéristiques principales des colonnes ballastées : augmentation de la compacité du sol entre colonnes, drainage et concentration des charges sur la colonne.

Par le compactage du sol, le drainage et l'augmentation de la résistance au cisaillement par l'apport d'un matériau non liquéfiable, le traitement par colonnes ballastées est reconnu comme un procédé très bien adapté en zone sismique d'autant plus que son intégrité et sa portance ne sont pas remis en cause lors de la secousse sismique.

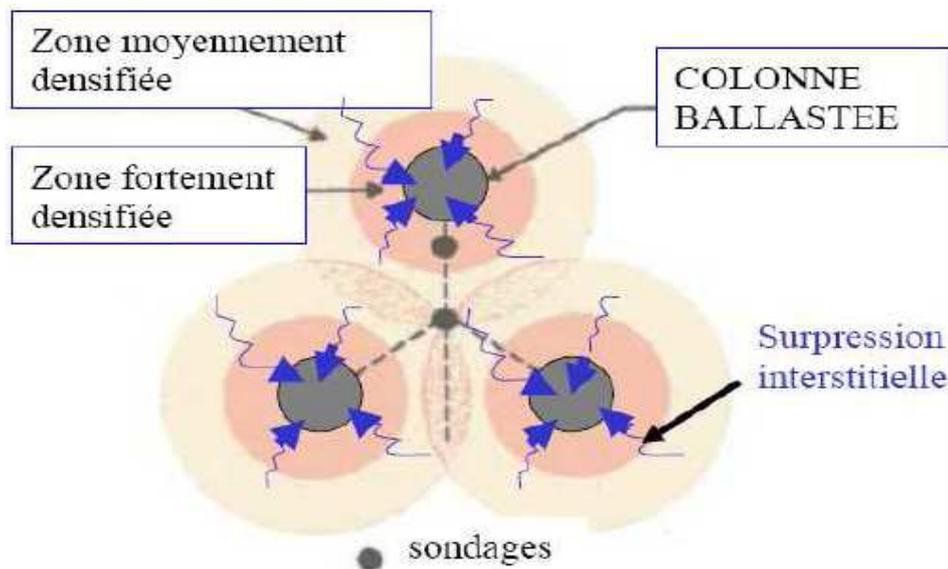


Figure 1.3.2 : principe de fonctionnement des colonnes ballastées en zone sismique (Keller PLC

Tukwila, Washington-USA 98-168)

1.3.2.1.4. Domaine d'application:

Les colonnes ballastées sont utilisées pour améliorer les sols très faibles à médiocres (sables limoneux, limons, limons argileux, argiles, remblais hétérogènes, etc.)

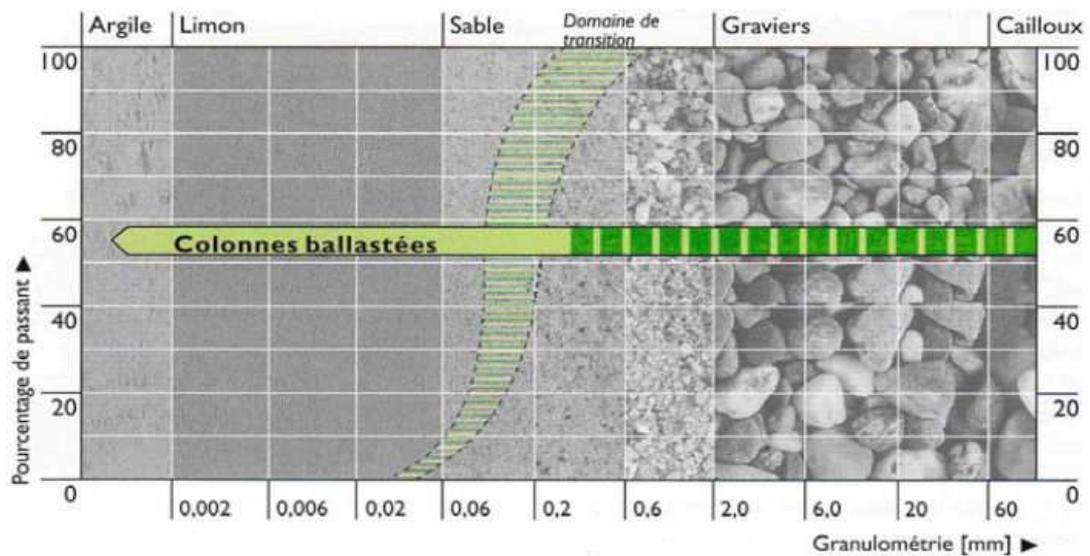


Figure 1.3.3 : Types de sols à améliorer par colonnes ballastées (Document de Keller)

1.3.2.1.5. Aspects géotechniques:

On ne considère pas au départ d'amélioration de compacité entre colonnes, même si celle-ci existe dans certains cas. L'amélioration repose sur la réalisation d'inclusions souples de module élevé, sans cohésion, à fort pouvoir drainant.

1.3.2.1.6. Mode opératoire :

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

- Par voie sèche : On utilise le lançage à l'air ;
- Par voie humide : On utilise le lançage à l'eau ;
- Par pilonnage (pieux de gravier FRANKI) ;
- Par Plot ballastées pilonné.

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

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

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

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



Figure 1.3.4 : Exemple de vibreur
(Voie sèche) (Document de Keller)



Figure 1.3.5 : Exemple du vibreur
(Voie humide) (Document de Keller)

a. Procédé par voie sèche:

a.1. Etape de préparation:

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

a.2. Etape de remplissage:

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

a.3. Etape de fonçage :

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

a.4. Etape de compactage:

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

a.5. Etape de finition:

La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu. Les semelles de fondations sont alors réalisées de manière traditionnelle.

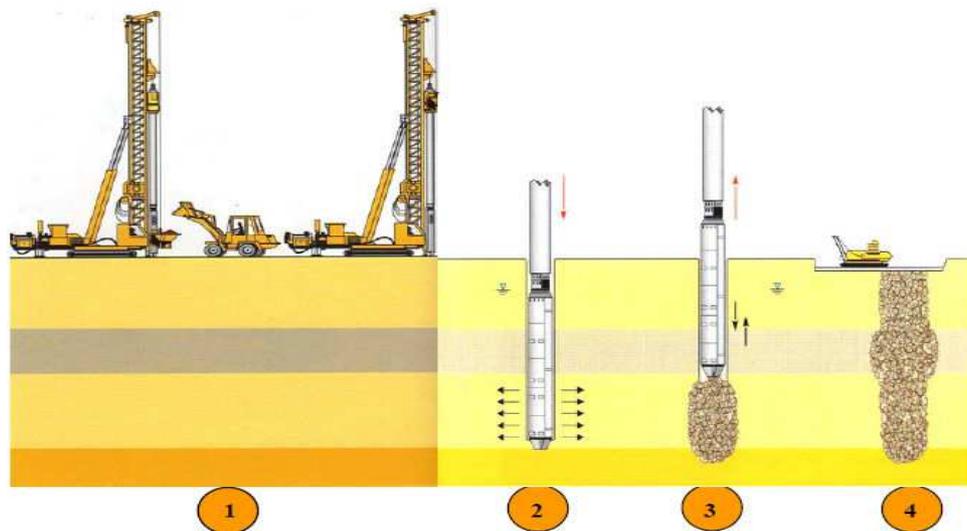


Figure 1.3.6 : Mode opératoire de la technique de colonnes ballastées par voie sèche

(Document de Keller)

b. Procédé par voie humide :

Le mode d'exécution des colonnes ballastées par voie humide est presque le même que par voie sèche sauf qu'on utilise l'eau comme fluide de lançage est que le ballaste n'est pas introduit à l'intérieur du vibreur mais dans le vide annulaire ente le vibreur et le trou formé ce qui permet d'utiliser des agrégats de diamètres plus grands. On peut citer les étapes d'execution suivantes:

- Mise en station de la grue: le vibreur est amené à la verticale du point centrale de la colonne implanté;
- démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement;

- dès le début de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol (de l'ordre de quelques centimètres à la périphérie du vibreur). Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend dans le sol sous l'effet de son propre poids. La vitesse de descente est variable d'un sol à l'autre où elle est relativement rapide dans les sols sableux et limoneux par rapport aux terrains argileux ou vasards;
- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte (identifiée par l'enregistreur en temps réel sous forme d'augmentation instantanée de la consommation du courant du vibreur), on remonte progressivement le vibreur pour bien nettoyer l'espace annulaire autour du vibreur;
- Les matériaux d'apport sont alors introduit dans le trou à l'aide d'un chargeur ou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou.
- En remontant et descendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives(passes de l'ordre de 50 cm) jusqu'au niveau de la plate forme, le ballaste est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée. L'augmentation instantanée de la consommation du courant du vibreur jusqu'à une valeur critique traduit le serrage du terrain et permet de vérifier que le compactage optimal a été atteint.



Figure 1.3.7 : Phénomène de liquéfaction local (Site : barrage Kissir- Jijel)



Figure 1.3.8 : Remplissage du trou par le ballast (Site : barrage Kissir- Jijel)



Figure 1.3.9: Finition d'une colonne (Site : barrage Kissir- Jijel)

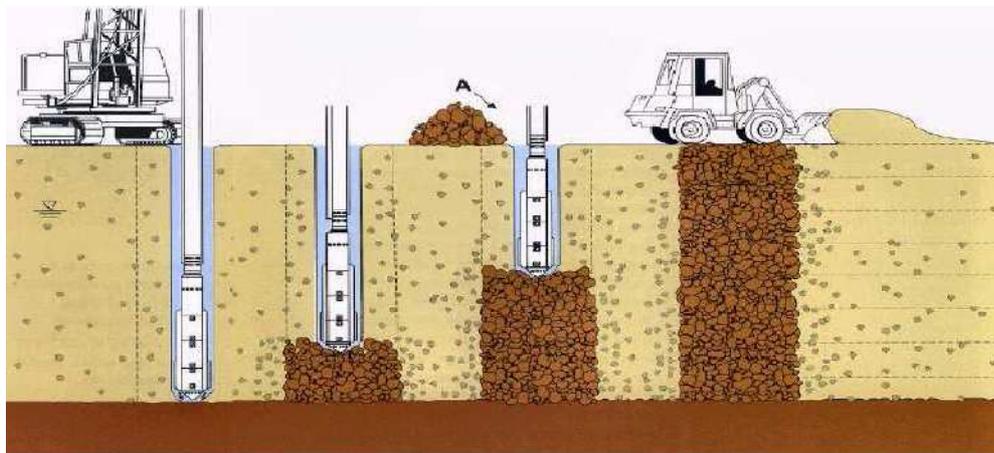


Figure 1.3.10 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide

(Document de Keller)

c. Colonnes ballastées pilonnées (pieux de gravier FRANKI) :

On peut réaliser des pieux de ballast compacté par la technique des colonnes pilonnées. On enfonce dans le sol un tube creux, que l'on remplit de matériau grenu.

Le matériau est compacté à la base du tube au moyen d'un pilon que l'on lâche dans le tube. Cette technique permet aussi de réaliser des pieux de sable.

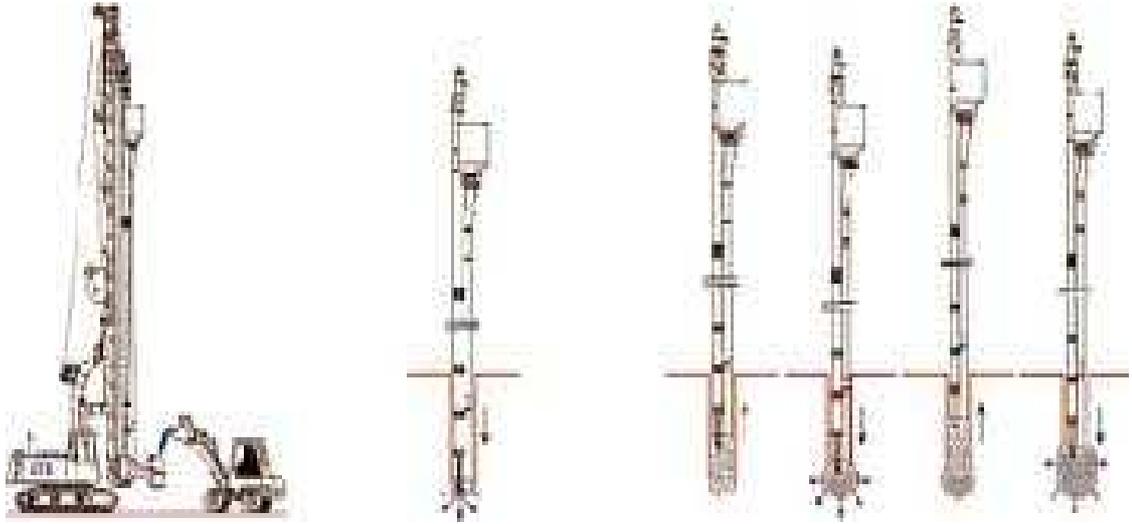


Figure 1.3.11 : Mise en œuvre des colonnes pilonnées.

d. Plot ballastées pilonné:

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

1.3.2.1.7. Méthodes d'élaboration des projets :

L'étude d'un renforcement par colonnes ballastées comporte plusieurs aspects : d'une part, l'étude de la capacité portante de la colonne, détermination du rapport entre la section de la colonne et celle de sa zone d'influence, choix des dimensions des colonnes, choix du matériau, ce calcul s'opère le plus souvent dans l'hypothèse d'une colonne isolée ou dans l'hypothèse d'un réseau infini de colonnes, suivant le problème étudié, le cas intermédiaire des petits groupes de colonnes ne dispose pas encore de méthode de calcul spécifique, la charge admissible d'une colonne ballastée est généralement comprise entre 100 et 300 KN.

1.3.2.1.8. Capacité Portante des colonnes :

La capacité portante a toujours été l'un des sujets d'intérêt majeur dans le domaine de conceptions des ouvrages. Le traitement des terrains par les colonnes ballastées est une

technique efficace pour renforcer la capacité portante des remblais et des pentes des argiles molles. L'utilisation d'une méthode analytique pour le dimensionnement de colonnes ballastées reste essentielle. Les colonnes peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée.

a. Capacité portante d'une colonne singulière isolée :

La capacité portante ultime (q_{ult}) d'une colonne isolée est fonction de la configuration géométrique et permet d'aboutir aux trois modes de rupture.

Le fait que seulement un faible pourcentage de la charge appliquée en tête de colonne atteigne sa base fut démontré par HUGHES et WITHERS (1974). En effet, les essais sur modèles réduits ont mis en évidence qu'au fur et à mesure que la colonne se dilate latéralement, le matériau granulaire constituant la colonne ballastée est poussé dans le sol environnant et transfère ainsi les contraintes.

Le rapport de contraintes verticale σ_1 et latérale σ_3 pour un sol pulvérulent à la rupture est égale à :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} \tag{1.3.1}$$

Avec:

φ_c : Angle de frottement du ballast

- **Méthode de Hughes et Withers :**

Selon HUGHES et WITHERS (1974), la similarité du mode de rupture du sol autour de la colonne ballastée à l'expansion d'une cavité pressiométrique, permet de considérer la pression latérale σ_3 comme similaire à la pression limite mesurée au pressiomètre, cette similitude permet d'exprimer la contrainte verticale σ_1 comme suit :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \tag{1.3.2}$$

Ces auteurs supposent que la résistance passive développée par le sol environnant peut être modélisée par une expansion latérale, à cette fin ils utilisent la théorie de GIBSON et ANDERSON (1961) traitant de l'expansion d'une cavité cylindrique de longueur infinie dans

un milieu élastique homogène et isotrope. Cette théorie permet d'exprimer la contrainte latérale ultime σ_3 par :

$$\sigma_3 = \sigma_{r_0} + c_u \left[1 + \log_e \frac{E_s}{2 c_u (1 + v_s)} \right] \quad (1.3.3)$$

Avec:

σ_{r_0} : La pression totale latérale initiale.

c_u : La cohésion non drainée.

E_s : Le module d'Young du sol.

v_s : Le coefficient de Poisson du sol.

La substitution de l'équation (1.3.3) dans l'équation (1.3.1), permet d'estimer la pression ultime ($\sigma_1 = q_{ult}$) qui peut supporter par la colonne juste avant la rupture:

$$q_{ult} = \left\{ \sigma_{r_0} + c_u \left[1 + \log_e \frac{E_s}{2 c_u (1 + v_s)} \right] \right\} \left(\frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} \right) \quad (1.3.4)$$

Avec:

q_{ult} : La contrainte ultime qui peut supporter par la colonne juste avant la rupture

b. Capacité ultime de groupe des colonnes ballastées :

La capacité portante d'un groupe de colonnes ballastées n'est pas nécessairement égale à la somme des capacités portantes des colonnes isolées. La distance entre colonnes ballastées affecte la capacité portante du groupe de colonnes ballastées. Considérons la résistance ultime d'un groupe avec un maillage carré de quatre colonnes ballastées, et d'un groupe infiniment long. un matelas de répartition rigide se reposant sur la surface de sol renforcé. L'évaluation de la capacité portante d'un groupe de colonnes ballastées est obtenue par la méthode de BELL (1915), généralisée par TERZAGHI puis modifiée par SOWERS (1951). Cette méthode consiste à approximer la surface de rupture. L'équilibre des blocs donne les paramètres de résistance de cisaillements moyens suivants :

$$[\tan \varphi]_{moy} = \mu_c a_c \tan \varphi_c \quad (1.3.5)$$

$$c_{moy} = (1 - a_c) c_u \quad (1.3.6)$$

La surface de rupture faite un angle β avec la fondation, cet angle est égal :

$$\beta = 45 + \frac{\varphi_{moy}}{2} \quad (1.3.7)$$

Pour calculer la capacité portante d'un groupe, la détermination de la pression latérale ultime σ_3 est nécessaire. Pour une attitude infiniment longue, et d'après la théorie classique des pressions des terres pour une argile saturée :

$$\sigma_3 = \frac{\gamma_s B \tan \beta}{2} + 2c_u \quad (1.3.8)$$

Les contraintes ultimes vertical q_{ult} (qu'égal σ_1) et latéral σ_3 sont des contraintes principales, l'équilibre des blocs s'exprime par:

$$q_{ult} = \sigma_3 \tan^2 \beta + 2c_{moy} \tan \beta \quad (1.3.9)$$

Selon BARKSDALE et BACHUS (1983), cette méthode donne des résultats assez proches que celles de la théorie de rupture locale de TERZAGHI.

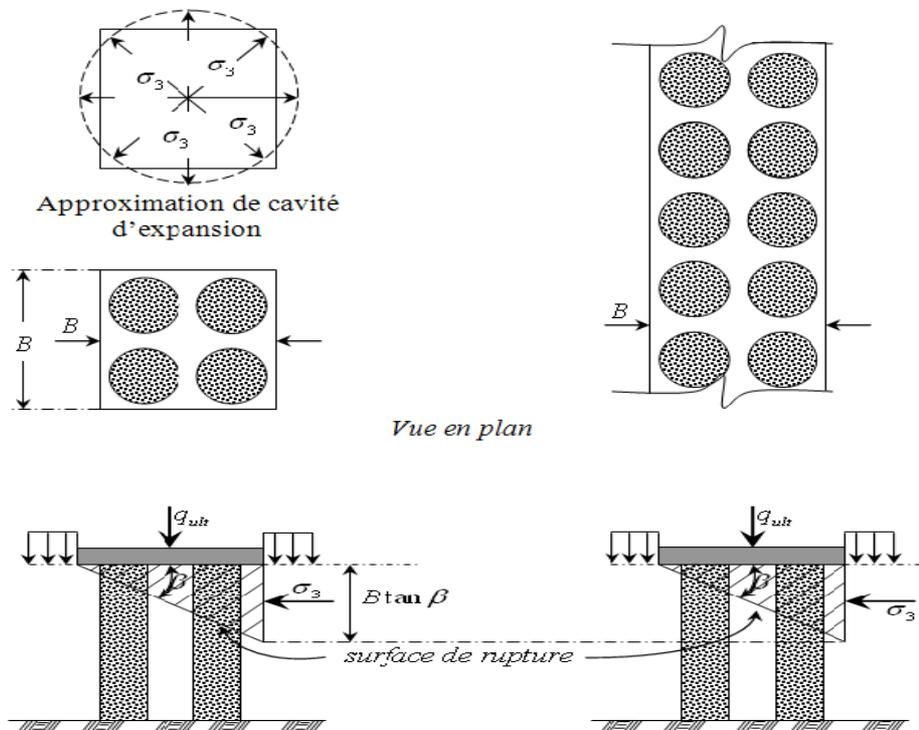


Figure 1.3.12 : Analyse de groupe des colonnes ballastées.

1.3.2.1.9. Modes de rupture d'une colonne ballastées isolées :

Le dimensionnement des colonnes ballastées est essentiellement basée sur des méthodes empiriques, et diffère selon que l'on considère des colonnes isolées ou en réseaux. Notre étude ne considérant qu'une colonne isolée nous ne présenterons que les méthodes pour une colonne isolée. Une colonne isolée peut être ancrée dans un substratum de performance mécanique importante ou flottante, reposant sur le sol qu'il entoure. Ce dernier cas est rare. On distingue trois modes de rupture pour une colonne isolée chargée en son sommet :

➤ **Par expansion latérale :**

Un faible pourcentage de la contrainte appliquée en tête se retrouve a la base de la colonne. En effet au fur et a mesure que la colonne ballastée s'expansé latéralement et que son sommet se tasse, le matériau granulaire est pousse dans le sol mou et transmet une partie des contraintes au sol ambiant sous forme de contrainte de cisaillement.[Sebastien Corneille 2007].

➤ **Par cisaillement généralisé**

Concerne le plus souvent des colonnes ballastées de petite taille, des colonnes Ballastées reposant sur une couche a la résistance mécanique élevée, ou y étant faiblement ancré ou si la couche de surface a une faible rigidité.

➤ **Par poinçonnement**

Ce mode de rupture concerne les colonnes ballastées flottantes de faible hauteur. La théorie de ce mode de rupture proposée par HUGHES et AL (1975) et BRAUNS (1980), Considéré que la colonne travaille comme un pieu rigide avec développement d'un effort de pointe et un frottement latéral positif.

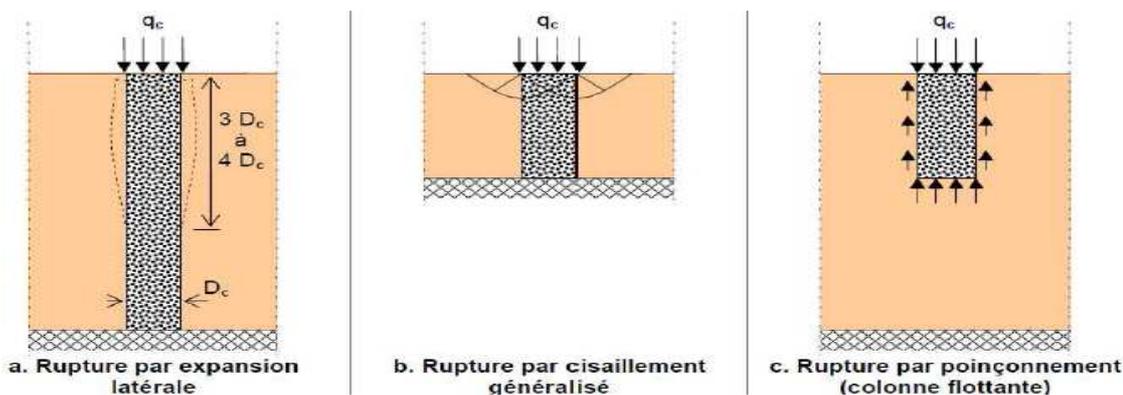


Figure 1.3.13: Mécanisme de rupture d'une colonne ballastée isolée chargée en tête dans une couche compressible

1.3.2.1.10. Dispositions constructives :

a. Diamètre des colonnes ballastées :

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- De l'outil utilisé et son adéquation au terrain rencontré.
- Des caractéristiques des terrains rencontrés (le diamètre peut varier sur la hauteur de la colonne en fonction des résistances des couches traitées).
- De l'énergie totale dépensée.

Le diamètre de la colonne par voie humide est plus important que par voie sèche (les diamètres usuels par voie humide varis de 80 à 120 cm alors que par voie sèche ils sont compris entre 50 et 80 cm).

b. Longueur des colonnes ballastées.

La longueur des colonnes dépend, en premier lieu, de la présence ou non d'un substratum rigide qui en pratique s'identifie à une couche très résistante (argile raide, sable dense, banc calcaire). La présence d'un substratum rigide est une situation idéale pour garantir une meilleure réduction du tassement.

Dans la pratique courante la longueur des colonnes varie de 3 à 20 m. Cependant, dans les grands projets des longueurs de colonnes supérieures à 20 m peuvent être exécutées lorsque les équipements disponibles le permettent.

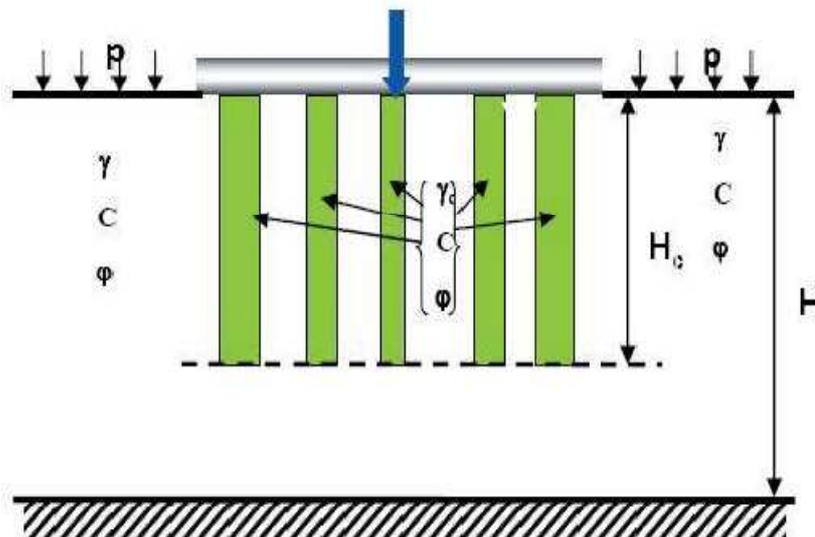


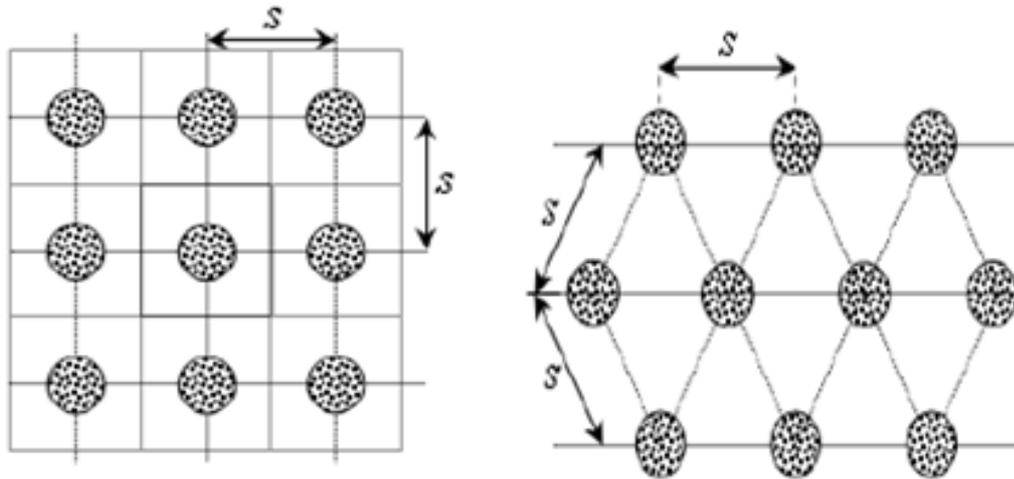
Figure 1.3.14 : Configuration des colonnes

Il faut prévoir pour la colonne une longueur supérieure à une valeur minimale qui équilibre la résistance du sol.

Pour notre cas, les longueurs des colonnes varient entre 4 et 5 m.

c- Disposition des colonnes ballastées :

- Pour les ouvrages à charges réparties uniformes, les colonnes sont disposées selon un maillage régulier carré ou triangulaire.



a) un maillage carré

b) un maillage triangulaire

Figure 1.3.15: Maillage des colonnes ballastées

- Sauf justification particulières et hors zone sismique, les colonnes ne sont pas disposées à l'extérieur de l'emprise de l'ouvrage concerné.
- Pour les semelles filantes et isolées, le maillage résulte du critère le plus défavorable : contrainte admissible et tassement admissible après traitement du sol.
- En l'absence de vérification adaptée, le débord de la semelle vis-à-vis de la position théorique du nu extérieur des colonnes doit être au moins égal à la tolérance d'exécution.

d. Mailles de référence maximales et minimales:

- La maille de référence est la surface de l'emprise de l'ouvrage divisé par le nombre de colonnes situées sous celui-ci.
- Le taux de substitution ou pourcentage d'incorporation est le rapport de la section de la colonne à la maille ; il peut varier avec la profondeur.

- La maille de référence maximale est de 9 m² et le taux de substitution minimal est de 3%.
- La maille de référence minimale est de 2,4 m².
- Pour les semelles filantes, l'entraxe maximal est de 2,5 m et ne peut être inférieur à 1,5 ϕ et 1,2 m.

e. Tolérance d'exécution :

- Pour le maillage en réseau, la colonne ballastée occupe le centre de la maille élémentaire du sol traité et lui donne de nouvelles caractéristiques. Dans ce cas, il n'existe pas de notion « excentrement ».
- Les semelles isolées et filantes reposant sur le sol amélioré doivent être justifiées comme des éléments de fondation. La tolérance d'exécution est alors de +/-20cm.

1.3.2.1.11. Choix de matériaux :

a. Matériaux constitutifs des colonnes :

Le matériau constitutif de la colonne est drainant. Selon la norme NF P 11-212 (DTU13.2"fondation profondes pour le bâtiment"), les dispositions constructives doivent être respectées:

1. La granulométrie du matériau d'apport doit vérifier les trois conditions:

$$d_5 > 0.1 \text{ mm}, d_{30} > 10 \text{ mm}, d_{100} > 100 \text{ mm};$$

2. Le fuseau granulométrique doit être choisi selon la fonction essentielle que l'on veut conférer à la colonne ballastée
3. Le rôle porteur est accru par un fort pourcentage de cailloux. Le matériau d'apport peut être roulé ou concassé en fonction des disponibilités locales;
4. La roche constituant les éléments du matériau d'apport doit avoir des caractéristiques mécanique élevées ($RC > 25 \text{ MPa}$) et en pas délitable ni sujette à l'attrition.

Les règles du DTU 13.2 ne distinguent pas les matériaux d'apport en fonction du mode d'exécution des colonnes (par voie humide ou par voie sèche). Par contre les "Recommandation pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées" du COPREC(2004) tolèrent des diamètres d_{30} et d_{100} de cailloux d'apport plus importants pour la voie humide : $d_{30} > 40 \text{ mm}$, $d_{100} > 160 \text{ mm}$. Les caractéristiques adoptées pour le ballast servent à la réalisation des colonnes ballastées dans la pratique courante sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 1.3. 1 : Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées

Caractéristiques	Ordres de grandeur	Remarques
Dimensions du ballast (mm)	40 / 60	Voie humide
	12 / 40	Voie sèche
Indice du compactage (%)	> 80	-
LA	< 25 – 35*	Essai « Los Angeles » (Norme NF EN 1097-2)
MDE	< 25 – 30*	Essai « Micro – Deval » (Norme NF EN 1097-1)
(LA+MDE)	< 40 – 60*	-
Pourcentage de fines**	< 5 %	-
* Valeurs limites.		
** Le critère de propreté au ses de la norme NFP 18591 représente le passant inférieur à 5 %		

b. Matériaux du matelas de répartition :

Le DTU 13.2 stipule qu'un groupe de colonnes ballastées est toujours coiffé par une couche de répartition... il s'agit d'une couche épaisse de matériaux graveleux et c'est souvent la plateforme de travail elle-même qui joue le rôle de couche de répartition.

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

Le texte du COPREC précise que l'épaisseur du matelas de répartition dépend de plusieurs facteurs tels que la nature et l'intensité des charges, le type de fondations (cas des dallages armés ou non), le module de déformation du matériau du matelas et du sol encaissant et les caractéristiques des colonnes ballastées (diamètre, maillage). Il stipule enfin que l'épaisseur du matelas doit être d'au moins 0.4 m sous les charges réparties avec des entraxes entre colonnes d'au plus 3 m et que le matelas n'est pas nécessaire sous les éléments de fondation rigide (semelles isolées, semelles filantes).

Dans le cas des dallages, la partie supérieure du matelas de répartition a au moins les caractéristiques d'une couche de forme, au sens du document GTR92. La couche de forme doit avoir une épaisseur minimale de 25 cm de matériaux autre que la classe F (norme NF P11-300) et un module d'élasticité supérieur à 50 MPa.

1.3.2.1.12. Potentiel de liquéfaction du sol amélioré :

L'amélioration de sols par colonnes ballastées est une technique de fondation particulièrement bien adaptée aux zones sismiques. Les colonnes ballastées offrent au sol d'assise une certaine souplesse, d'une part, et éliminent, d'autre part, le risque de liquéfaction des sols. L'effet stabilisateur repose sur la résistance au cisaillement des colonnes ballastées, qui reprennent une grande partie des surcharges ainsi que du poids propre du sol, et sur leur aptitude à dissiper instantanément – du moins dans leur environnement immédiat – les pressions interstitielles. La diminution très rapide de la surpression interstitielle autour de la colonne ballastée est importante dans le sens où se produit un effet de filtre, qui maintient la capacité portante de la colonne ballastée en conservant l'étreinte latérale et empêche la migration de fines dans les vides intérieurs de la colonne, même si, du fait des caractéristiques granulométriques, les conditions de filtre classiques ne sont pas remplies.

Les phénomènes complexes se produisant durant un séisme ont été largement explorés dans le cas de sols plus ou moins homogènes ; cependant, on a déterminé plutôt par des méthodes empiriques des critères applicables pour la détermination du potentiel de liquéfaction. Bien qu'entre-temps on ait déjà réalisé de nombreuses améliorations de sol par colonnes ballastées en tant que mesure parasismique, même une appréciation empirique des limites de cette aptitude reste difficile car, fort heureusement, aucun sinistre dû à un séisme n'est encore connu.

Le risque de liquéfaction des sols est généralement évalué à partir de la comparaison des contraintes de cisaillement cyclique résultant de l'action sismique et de la contrainte admissible (contrainte de cisaillement cyclique) du sol en place.

Pour l'estimation approximative de l'effet parasismique sur un sol amélioré par colonnes ballastées, on peut proposer de diminuer le rapport des contraintes pouvant se produire en cas de séisme dans la même proportion que la diminution de la surcharge à reprendre par le sol après amélioration par colonnes ballastées, et pour cela d'utiliser le facteur α qui vaut :

$$\alpha = \frac{q_s}{q} \quad (1.3.10)$$

Avec :

q_s : la contrainte verticale transmise sur le sol ;

q : la contrainte verticale apportée par l'ouvrage.

Une telle réduction semble adaptée du fait que le comportement du sol est nettement amélioré par les colonnes ballastées. Néanmoins, il convient de noter qu'en termes de mécanique des sols, cette réduction n'est pas fondée et qu'elle ne peut être vérifiée que grâce à un nombre important d'ouvrages fondés sur colonnes ballastées en zones sismiques.

Pour des raisons similaires il est recommandé, dans la détermination des valeurs de la résistance au cisaillement, d'utiliser plutôt n_1 que n_2 comme facteur de réduction. Un abaque pour la détermination du facteur de réduction α est donné en figure suivante :

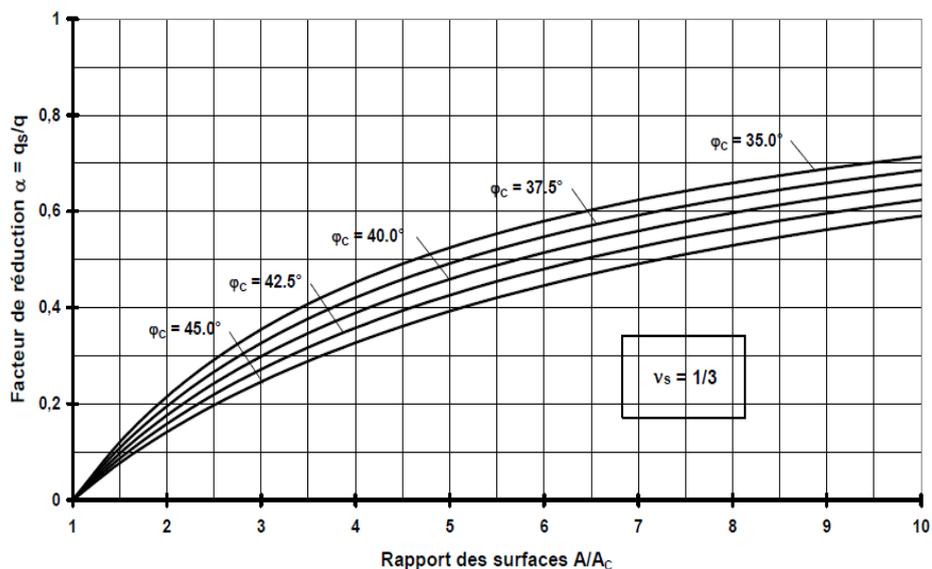


Figure 1.3.16: Contrainte résiduelle sur le sol après amélioration par colonnes ballastées

1.3.2.1.13. Réduction du risque de liquéfaction :

L'évaluation du risque de liquéfaction d'un milieu traité par colonnes ballastées nécessite d'abord de préciser les points suivants:

- dans les sols fins cohérents (argile, limons avec un pourcentage élevé de fines), l'incorporation du ballast purement frottant élimine totalement le risque de liquéfaction de ces matériaux déjà non liquéfiables en raison de la présence importante de fines (> 35 ÷ 40 %);
- lorsque la perméabilité des sols fins augmente et leur indice de plasticité diminue, il peut y avoir risque de liquéfaction;
- par contre, dans les sables fins lâche (y compris avec un pourcentage de fines élevé mais inférieur à 35 %), donc liquéfiables, le ballast a pour rôle d'améliorer, comme dans les sols fins, le drainage, d'accélérer la dissipation des surpressions interstitielles et de déduire le potentiel de liquéfaction du milieu traité par colonnes ballastées;
- lorsque les sables lâches présentent un pourcentage de fines à 10 ÷ 12 % et sont donc liquéfiables, l'exécution de colonnes ballastées permet de réduire le risque de liquéfaction mais elle peut être remplacée par une procédure de densification (Vibroflotation, compactage dynamique) qui offre généralement, sur le plan

technique, un compacité meilleure et un assise homogène: l'augmentation de l'indice de densité des sables diminue le potentiel de liquéfaction et cette solution est souvent plus économique que les colonnes ballastées.

1.3.2.1.14. Contrôle des colonnes ballastées:

a. Avant la réalisation:

En premier lieu, on doit contrôler les matériaux qui arrivent sur chantier: nature, granulométrie, etc., en effectuant un certain nombre d'essais (analyse granulométrique, Los Angeles, Micro-Deval, Proctor,....etc.).

b. Pendant la réalisation (autocontrôle):

Les données importantes de chaque étape de compactage peuvent être mesurées, enregistrées et imprimées sous forme de fiches individuelles et récapitulatives. L'appareillage de mesure se compose :

- d'un appareil de commande dans la cabine du porteur,
- d'une unité centrale avec enregistrement des données,
- d'un ordinateur avec imprimante.



Figure 1.3.17 : Clavier et unité centrale de l'appareil de mesure M4 (Document de Keller)

Pour chaque colonne ballastée réalisée, un graphique parallèle en fonction du temps est édité, permettant de vérifier:

- l'atteinte de la couche compacte en fin de fonçage de l'outil;
- l'intensité du compactage à tous les niveaux de la colonne;
- la continuité de la colonne sur toute sa longueur;
- la profondeur en fonction du temps (vitesse de pénétration);
- la durée de réalisation d'une colonne;
- il est également possible d'enregistrer la consommation en énergie.

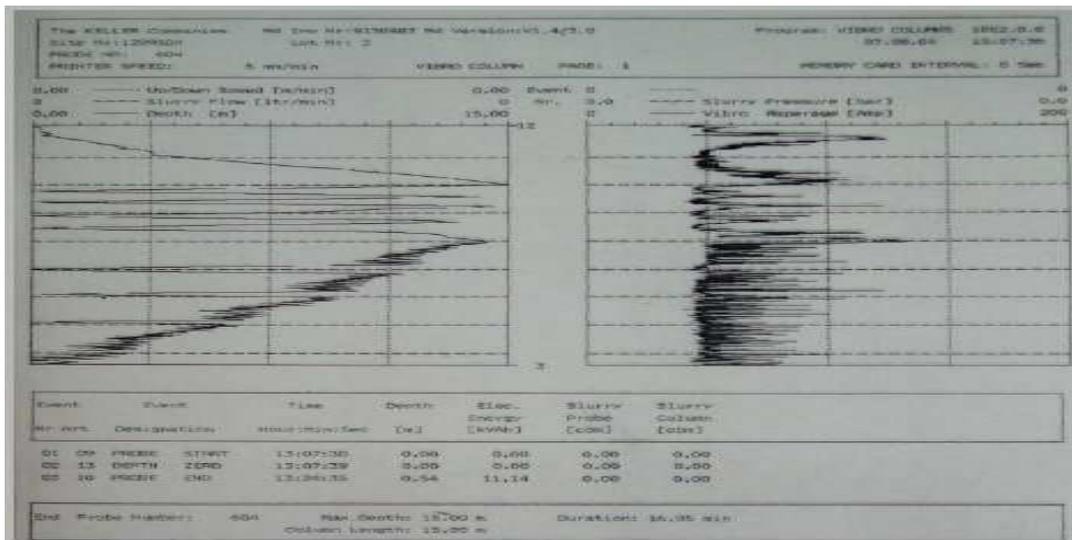


Figure 1.3.18 : Exemple d'enregistrement de paramètres (Document de Keller)

c. Après réalisation des colonnes:

En plus des essais de chargement réalisés sur quelques colonnes, on peut mener des essais au pénétromètre standard (SPT) ou dynamique (DPT) sur la tête des colonnes, statique (CPT) entre les colonnes, ou au pressiomètre (PMT) pour vérifier leur compacité et continuité. Mais l'expérience montre que le pénétromètre statique (CPT) est l'outil le mieux adapté en raison de la continuité de la mesure, tout en se heurtant à des difficultés communes telles que. Le faux refus sur blocs, la déviation des tiges.

c.1. Essai de chargement :

L'essai de chargement sert à observer le tassement en grandeur nature d'une colonne ballastée afin de mettre en évidence son comportement en matière de déformation sous charge verticale pour valider les hypothèses de dimensionnement.

Le dispositif de mise en charge est constitué par un vérin hydraulique double effet dont la force et le déplacement doivent être compatibles avec la charge finale de l'essai et l'enfoncement maximal prévisible de la colonne. Il est intercalé entre le système de réaction (grue) et une plaque de répartition circulaire d'un diamètre proche de celui de la colonne ballastée (environ 80 cm) et d'épaisseur 10 cm. Les tassements sont mesurés en 4 points de la plaque à l'aide de comparateurs.

On peut aussi mesurer :

- Les déplacements verticaux ;
- Les déplacements horizontaux ;
- La pression sur colonne et sur sol ;
- La pression interstitielle.



Figure 1.3.19 : Dispositif de chargement

c.2. Essais pénétrométriques :

Les essais réalisés aux droits des colonnes ballastées doivent assurer les résistances minimales en tout point de l'axe de la colonne à partir de 1 m de profondeur.

Le (DTU 13.2) préconise pour :

- Pénétrömètre statique $q_c = 10$ MPa;
- Pénétrömètre dynamique $R_d = 15$ MPa;
- Pressiomètre $P_l = 1,5$ MPa;
- Standard Pénétration Test $N = 30$ coups

Pour s'assurer de la fiabilité du traitement, qui est la Vibroflotation avec substitution du ballast (colonnes ballastées), vis-à-vis du phénomène de liquéfaction du sol, des essais SPT ont été réalisés entre colonnes jusqu'à 11 m de profondeur.

1.3.2.1.15. Les avantages:

Les colonnes ballastées apportent bien des avantages par rapport à d'autres solutions de fondations, entre autres :

- L'absence de liant dans le matériau constituant la colonne permet de garder une grande souplesse dans la mise en œuvre des fondations aussi bien en dimensionnement (reprise aisée des sollicitations horizontales, pas de point dur,

contrainte de sol uniforme...) qu'en exécution (absence de recépage, semelle coulée pleine fouille, dallage terre-plein).

- Il en est de même pour les travaux de terrassement où la circulation des engins de chantier sur les plateformes de travail est possible et la facilité de traitement aux liants de ces dernières ne nécessite pas de précautions particulières.
- Cette technologie permet un délai de production rapide.
- Par ailleurs, il est à noter une possibilité de co-activité avec les autres lots de la construction (gros-œuvre, terrassement) ainsi qu'un impact environnemental faible car d'une part, cette technique ne génère pas de déblais (chantier propre) et d'autre part, du fait de l'absence de liants hydrauliques, le bilan carbone est meilleur que celui des méthodes de fondations nécessitant du béton.
- En outre, la technologie des colonnes ballastées présente de nombreux retours d'expérience très documentés dans la littérature géotechnique internationale sur le sujet de la diminution du potentiel de liquéfaction des sols.
- De plus, la nature granulaire de la colonne ballastée permet de diminuer la nature gonflante de certaines argiles, moyennant une imperméabilisation de surface.
- Enfin, l'effet drainant des colonnes offre la possibilité d'accélérer le temps de consolidation des terrains compressibles.

1.3.2.1.16. Applications :

Le choix de la technique d'amélioration par colonnes ballastées provient de la nécessité de ces avantages. Les domaines d'application des colonnes ballastées sont nombreux et ont évolué en fonction des évolutions technologiques au cours des années, en général l'utilisation des colonnes ballastées dépend de l'amélioration souhaitée pour traiter le problème :

- Remblais routiers et ferroviaires;
- Bâtiments industriels et commerciaux;
- Halls de stockage, silos et réservoirs ;
- Ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration) ;
- Pistes d'aéroport ;
- Stabilisation de talus ;
- Traitement anti-liquéfaction et fondation en zone sismique.

1.3.2.2. Vibrocompactage (ou Vibroflotation) :

1.3.2.2.1. Introduction :

Le vibrocompactage est le procédé qui permet d'exécuter le compactage en profondeur du sol en place, à l'aide d'une aiguille vibrante avec ajout ou non de matériau pendant la phase de

traitement. Les grains du matériau lâche sont réarrangés sous l'effet simultané des vibrations et de la saturation en induisant un cisaillement et/ou une liquéfaction localisée lorsque le matériau granulaire est fin.

Ce procédé a été inventé en 1934 en Allemagne par STEUERMAN et DEGAN (DEBATS, 2003).

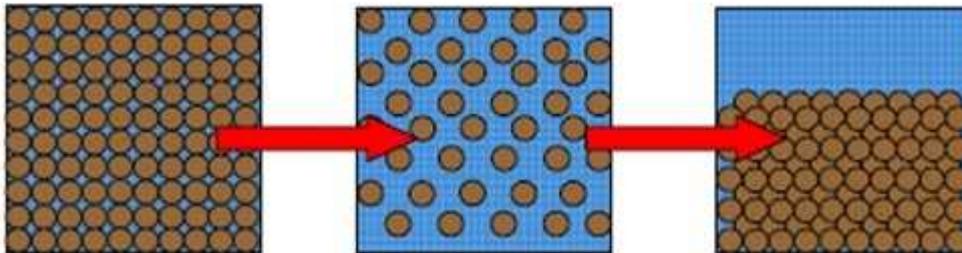


Figure 1.3.20: Evolution du matériau lors du vibrocompactage.

Les vibrations engendrent un phénomène temporaire de liquéfaction du sol environnant le vibreur. Dans cet état, les forces intergranulaires sont quasiment annulées, et les grains sont réarrangés dans une configuration plus dense présentant de meilleures caractéristiques mécaniques.

L'objectif du Vibrocompactage est alors de densifier les sols en place par vibration.

1.3.2.2.2. Domaine d'application:

Cette technique s'applique aux sols granulaires non cohérents tels que sables, graviers, cailloux et certains remblais.

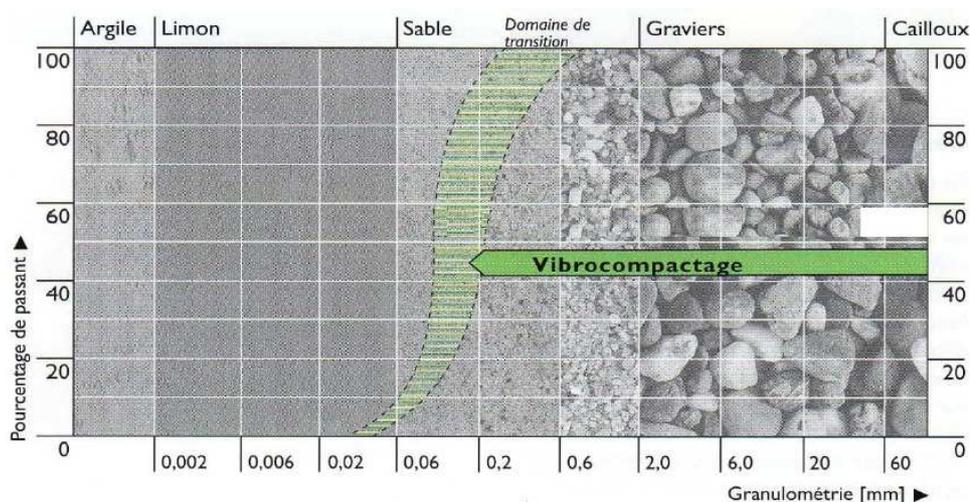


Figure 1.3.21 : Domaine d'application du vibrocompactage (Document de Keller)

1.3.2.2.3. Principe :

Cette technique s'applique aux sols granulaires non-cohérents tels que sables et graviers. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles, qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense. Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales et des objectifs à atteindre. La maille retenue doit conduire à un traitement le plus uniforme possible.

1.3.2.2.4. Objectifs de traitement par vibrocompactage :

Le procédé de vibrocompactage permet de :

- Diminuer, par un réarrangement optimal des grains du sol grenu, l'indice des vides, augmenter, par conséquent, la densité relative du sol traité
- Améliorer la compacité du sol et, par conséquent, augmenter sa capacité portante.
- Diminuer considérablement les tassements totaux et différentiels sous l'ouvrage, Réduire le coefficient de perméabilité des matériaux, ce qui permet de diminuer les débits d'exhaure lors de rabattement de nappe et d'infiltration dans le sol de fondation de digue et l'ouvrage divers.

1.3.2.2.5. Phasage et description des travaux :

Les travaux de vibrocompactage comportent deux phases successives.

- **Phase 1:** plot d'essai préalable pour fixer les caractéristiques du traitement (maille, profondeur, hauteur et temps de passes en fonction des objectifs recherchés); cette planche d'essai sera réalisée sur une partie du terrain et sera intégrée au traitement d'ensemble.
- **Phase 2:** travaux de vibrocompactage est détaillée dans le mode opératoire.

1.3.2.2.6. Mode opératoire :

a. Fonçage :

L'outil, dont la puissance et les caractéristiques sont variables en fonction du terrain, est foncé jusqu'à la profondeur finale à atteindre. Sa descente s'opère grâce à l'effet conjugué de son poids, de la vibration et de l'eau de lançage. Le débit d'eau est alors diminué.

b. Compactage :

Le vibrocompactage est alors réalisé par passes successives de bas en haut. Le volume compacté est un cylindre d'un diamètre pouvant atteindre 5 m. L'augmentation progressive de l'intensité consommée par le vibreur permet de mesurer la croissance de la compacité du sol.

c. Apport de matériaux :

Autour du vibreur apparaît un cône d'affaissement, que l'on comble au fur et à mesure soit par des matériaux d'apport (A), soit en découpant progressivement les matériaux du site (B). En fonction de l'état initial, on peut atteindre une quantité de 10% de matériaux ajoutés par rapport au volume traité.

d. Finition :

Après traitement, la plate-forme est réglée et recompressée à l'aide d'un rouleau vibrant.

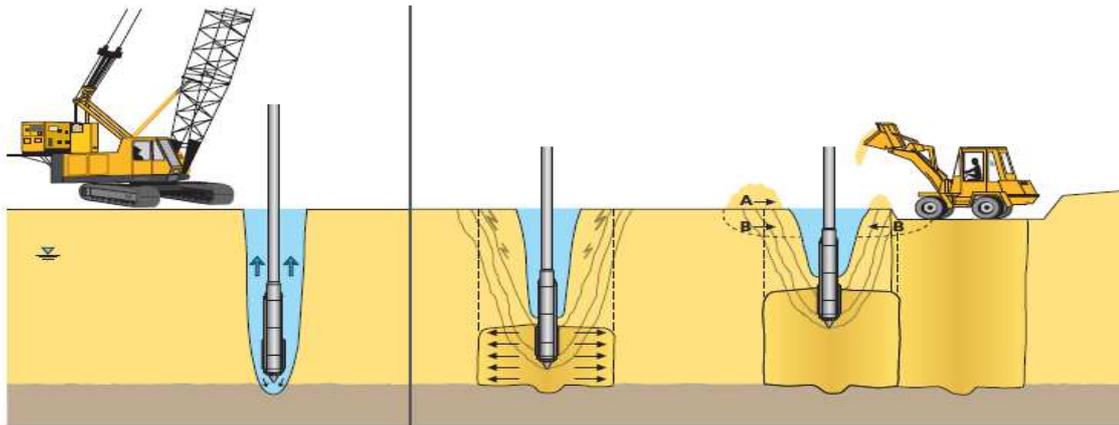


Figure 1.3.22: Mode opératoire du vibrocompactage (Document de Keller)

1.3.2.2.7. Aspects géotechniques :

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

Ce procédé agit donc par augmentation de la densité en place et par réduction de la porosité pour augmenter la portance du sol, réduire les tassements et limiter le risque potentiel de liquéfaction.

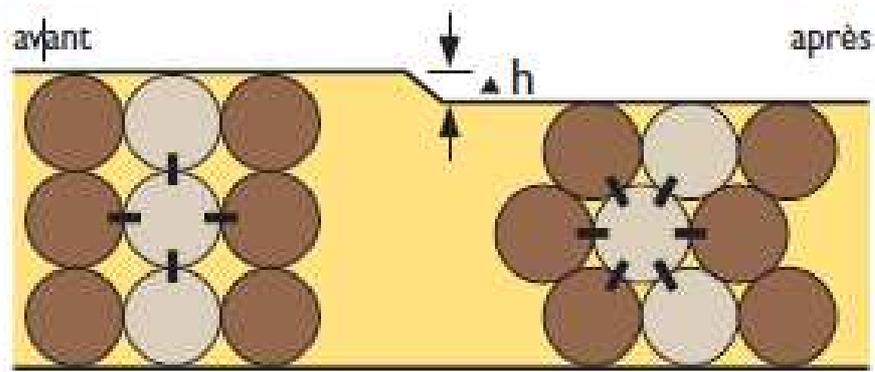


Figure 1.3.23: Etat de compacité du sol avant et après traitement.

1.3.2.2.8. Conception du traitement :

En fonction de la nature et de l'importance des charges à reprendre, on peut procéder à un vibrocompactage général par un maillage régulier, ou à un traitement localisé sous dessemelles ou massifs. Le maillage optimal en fonction des performances à atteindre est déterminé lors de plots d'essais préalables.

La capacité portante d'un terrain compacté par cette technique peut atteindre 1MPa aux ELS.

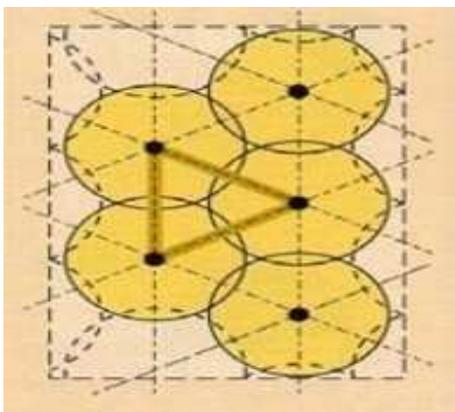


Figure 1.3.24: Compactage général en maillage régulier (Document de Keller)

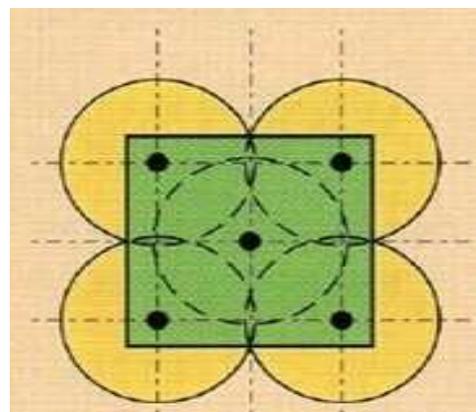


Figure 1.3.25: Compactage localisé sous semelles (Document de Keller)

1.3.2.2.9. Planches d'essais :

Dans le cas de vibrocompactage, il n'existe pas de formules qui donnent le maillage nécessaire pour traitement du sol. On réalise donc des planche d'essais : on divise le terrain à traiter en petites parcelles (exemple 30cm× 60cm) ou, pour chacune, on réalise :

- une reconnaissance géotechnique avant traitement ;
- traitement du terrain suivant différents maillages ;

- une reconnaissance géotechnique identique à celle réalisée avant traitement, pour définir l'amélioration obtenue de la compacité.

La planche d'essai a pour but de déterminer les paramètres de compactage optimaux nécessaires à l'obtention des caractéristiques de sol amélioré fixées en objectif. Ces paramètres sont :

- Taille de la maille ;
- Temps de vibration ;
- Hauteur de passe.

La planche d'essai sera réalisée sur une aire aménagée et fera partie intégrante du traitement d'ensemble.

1.3.2.2.10. Méthode de dimensionnement :

Le dimensionnement du vibrocompactage se fait à l'aide de planche d'essai réalisée au préalable. On:

- ❖ varie les dimensions des mailles (mailles triangulaires) ;
- ❖ varie la durée de compactage;
- ❖ choisie la maille qui donne les résultats les plus favorables (objectifs demandés) à laide des essais de contrôle in-situ (SPT ou CPT).

Les points de compactage seront matérialisés sur la zone choisie suivant le schéma suivant:

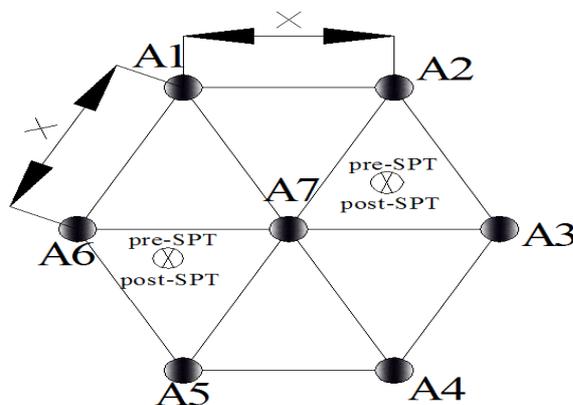


Figure 1.3.26: Schéma de principe d'un maille

a. Avant traitement :

Les dimensions des mailles seront variables suivant le type de maillage à réaliser. On réaliser 2 sondage SPT pour chaque type de maille, ainsi 2 essais d'identifications du sol en laboratoire (courbe granulométrique, poids volumique, . . .) seront effectuées pour chaque sondage. Avant les travaux de compactage, un levé altimétrique de chaque maillage (3 à 4points) sera effectué

b. Phase travaux de vibrocompactage :

Traitement de la zone par vibrocompactage aux emplacements matérialisés sur les schémas suivant les différents maillages

c. Après traitement (délai de 2à4semaines après traitement) :

Réalisation des essais de reconnaissance géotechnique et altimétrique identique à ceux réalisés avant traitement. Avec une telle procédure, dans le cas où les premiers essais mettraient en évidence un temps de dissipation des pressions interstitielles trop court, nous pourrions, après quelques jours, entreprendre une seconde vague d'essais pour le maillage considéré

d. interprétation des résultats :

Les résultats et conclusions de la planche d'essai feront l'objet d'un rapport détaillé ou sera validé l'amélioration de la compacité des sols.

En effet, l'analyse géotechnique permet de interpréter l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol, alors que l'analyse altimétrique permettra de juger l'amélioration de la densité. Ce rapport servira de définir la maille qui donne les résultats favorable et qui répondra aux objectifs fixés au préalable, ainsi que définir les moyens exacts mis en œuvre pour l'exécution des travaux dans les meilleures conditions (compacité, délai, . . .) .Lorsque on détermine la maille optimale, on fait généraliser cette maille sur l'ensemble du terrain à améliorer.

1.3.2.2.11. Contrôle :**a. Pendant l'exécution du traitement :**

Les vibreurs sont équipés d'un dispositif d'enregistrement permettant de contrôler la bonne réalisation de son traitement (ex : énergie électrique consommée par le vibreur en fonction de la profondeur). Les enregistrements sont analysés par l'entreprise et toute anomalie devra être signalée immédiatement.

b. Après traitement :

Les contrôles après traitement sont réalisés par des essais pressiométriques ou pénétrométriques pour vérifier qu'il y'a effectivement amélioration des caractéristiques du sol.

1.3.2.2.12. Limite d'utilisation :

La présence ou non de fines (silt, limons, argiles) ou de matière organique est très importante dans l'efficacité du vibrocompactage puisque ces éléments atténuent, voire annulent le caractère non cohésif du sol, et donc la capacité intrinsèque du vibrocompactage à améliorer la compacité des tranches de sols concernées s'agissant de la présence de fines, il est communément admis la conclusion suivante:

- ❖ Lorsque le sol présente un pourcentage de fines (passant à 80 microns) inférieur 5%, l'efficacité du vibrocompactage reste optimale .Il n'y a donc pas d'incidence sur l'interprétation des résultats.
- ❖ Lorsque le sol présente un pourcentage de fines compris globalement entre 5% et 10% l'efficacité du vibrocompactage peut être altéré. Le compactage de masse conservera en général un résultat globale satisfaisant, mais il se peut qu'un sondage localisé de type SPT n'apporte de résultats clairement probants. Il convient alors de relativiser le lecteur direct de la valeur mesurée avec l'amélioration globale apportée par le vibrocompactage dans la zone traitée.
- ❖ Si le pourcentage de fines dépasse les 10% nous nous plaçons alors dans un sol limoneux ou silteux, voire argileux, la proportion de fines devient trop importante pour pouvoir constater une efficacité du vibrocompactage. Ces couches de sols doivent être exclues de l'analyse.

1.3.2.2.13. Les Avantages :

Le vibrocompactage apporte bien des avantages par rapport à d'autres solutions de fondations, entre autres :

- A la différence du compactage dynamique, le traitement est localisé, ce qui permet un traitement adapté et optimisé des différentes couches de sol, y compris en profondeur;
- Traitement possible à grande profondeur (> 20 m);
- Le traitement par Vibrocompactage n'est efficace qu'à partir de 1 à 2 mètres de profondeur en raison du manque de contrainte de confinement vertical en surface.
- Amélioration de sol en place sans matériau d'apport (solution très économique),
- Grande souplesse aussi bien dans la mise en œuvre des fondations (pas de recépage) qu'en dimensionnement (sol homogène sans points durs),
- Délai de production rapide,
- Co-activité avec les autres lots de la construction (gros-œuvre, terrassement),

- Impact environnemental faible (peu de transport de matériaux, peu de bruits, propagation des vibrations limitées par l'utilisation de vibreurs spécifiques),
- Bilan carbone beaucoup plus faible que n'importe quelle technique utilisant du ciment,
- Procédé connu pour être le plus efficace dans la réduction du potentiel de liquéfaction des sols

1.3.2.2.14. Applications :

Les applications les plus courantes sont les suivantes :

- Le Vibrocompactage est couramment utilisé pour le traitement anti-liquéfaction des sols. Les terrains compactables par vibration correspondent en effet très bien aux spectres granulométriques des sols potentiellement liquéfiables;
- Traitement des remblais hydrauliques et des plates-formes gagnées sur la mer par dragage;
- Traitement des quais fluviaux ou maritimes, en arrière et/ou à l'intérieur des caissons ou des parois;
- Compactage en place de puits de fondation en matériaux de substitution.



Figure 1.3.27 : palm jebelali - Dubaï émirats

Arabes unisen Août 2006



Figure 1.3.28 : Barrage harka Tabarka

Tunisie

1.3.2.3. Inclusions rigides verticales :

1.3.2.3.1. Introduction :

Le procédé des inclusions rigides verticales est de plus en plus utilisé pour le renforcement d'ouvrages de géotechniques tels que :

- les dallages et les fondations des bâtiments industriels et commerciaux,
- les remblais ;
- les réservoirs de stockage ou bassins et ouvrages des stations d'épuration.

On caractérise le renforcement par inclusions rigides verticales par la combinaison entre les inclusions qui assurent le renforcement et une plateforme de transfert de charge disposée entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage ; cette plateforme assure la répartition de la charge entre les inclusions et le sol.

1.3.2.3.2. Principe :

Le principe de la technique de renforcement des sols par inclusions rigides est présenté sur la figure 1.3.29. La charge due aux ouvrages (remblais, dallages, ouvrages d'art, etc.) est transmise vers la couche plus résistante en profondeur par l'intermédiaire du système formé par le réseau des inclusions rigides et la couche de matelas de transfert de charge. Ce transfert de charge combine plusieurs mécanismes, à savoir ceux situés dans le matelas de transfert de charge et ceux résultants du transfert le long des inclusions rigides. L'efficacité de cette technique peut être améliorée par la disposition de nappes géosynthétiques noyées au sein du matelas, et de dallages situés au-dessus du matelas de transfert de charge.

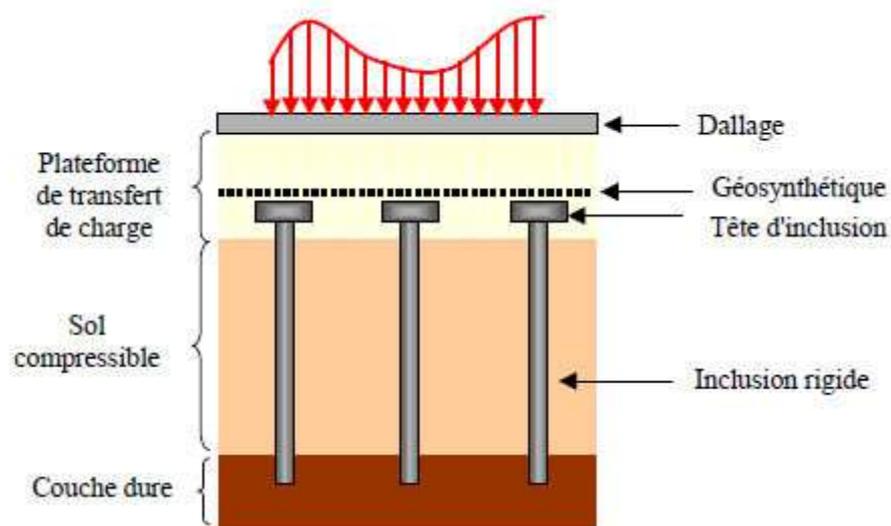


Figure 1.3.29 : Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales

1.3.2.3.3. Rôle des inclusions rigides :

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

La plateforme de transfert de charge a un rôle tout aussi important puisque les mécanismes assurant la répartition de la charge s'y développent. Cette plateforme peut être composée de matériaux granulaires traités ou non traités ; elle peut être renforcée ou non par une ou plusieurs nappes géosynthétiques ; sa hauteur et ses caractéristiques mécaniques sont des paramètres importants vis à vis du développement des mécanismes de transfert de charge.

1.3.2.3.4. Mise en oeuvre :

La mise en oeuvre d'une inclusion rigide se décompose principalement en trois étapes :

1. Descente de l'outil : Forage en petit diamètre, généralement avec un outil à refoulement à la cote de dimensionnement.
2. Réalisation de l'inclusion : par pompage du béton simultané à la remontée de l'outil. Le béton transite par le tube qui tient les parois du forage.
3. Réalisation de l'arase basse (recépage) par différents moyens : recépage dans le béton frais avec prélèvement mécanique ou dans le béton durci par le lot gros œuvre.

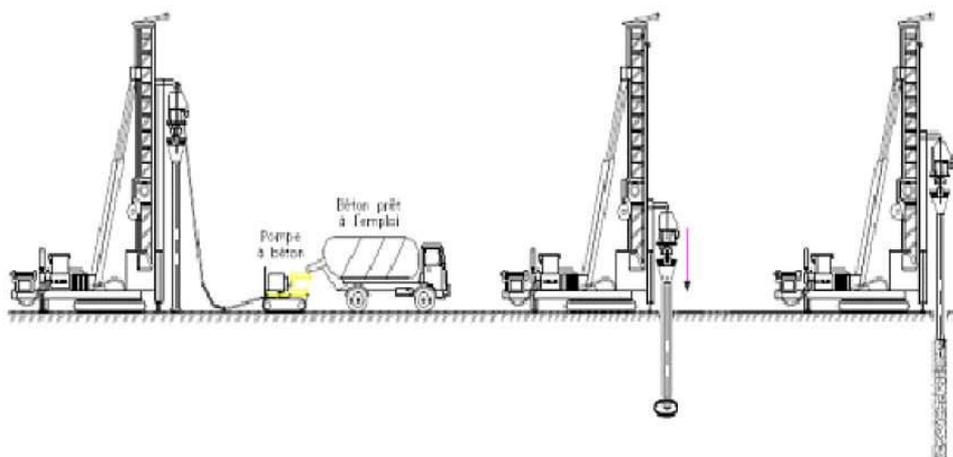


Figure 1.3.30 : Mise en œuvre d'une inclusion

1.3.2.3.5. Catalogue des techniques des inclusions :

Parmi les différents types d'inclusions, on peut différencier les inclusions préfabriquées et celles fabriquées *in situ*. Les inclusions préfabriquées se différencient par leur nature : pieux bois, pieux métalliques ou encore pieux béton. Parmi les inclusions fabriquées *in situ*, on peut encore distinguer deux familles : les inclusions de type pieux et les inclusions fabriquées par mélange d'un liant avec le sol en place.

1.3.2.3.5.1. Inclusions préfabriquées :

Pour présenter les principaux avantages et les désavantages des pieux préfabriqués, on peut se référer à ceux donnés par TOMLINSON (1987).

✓ **Avantage :**

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

✓ **Inconvénients :**

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

❖ **Pieux bois :**

Le pieu bois est probablement la plus vieille méthode de renforcement des fondations. Dans certains pays et pour des cas particuliers, cette méthode est encore appliquée. Les plus grands désavantages de cette méthode sont la variation de la qualité des pieux en termes de géométrie

et de résistance et le risque de détérioration sous la nappe. Pour de faibles charges (inférieures à 500 KN) et des longueurs d'ancrage ne dépassant pas 12 m, cette méthode est utilisable sous certaines précautions. Les pieux bois sont souvent utilisés dans le Nord de l'Amérique, en Chine et dans les pays scandinaves. Ils sont souvent utilisés pour des travaux de renforcement temporaires.

La mise en œuvre des pieux se fait par battage ; pour faciliter la pénétration et ne pas endommager les pieux, des précautions particulières doivent être prises : pointe en acier à la base du pieu, bande d'acier autour de la tête du pieu, pré-forage...

❖ **Pieux métalliques :**

Les pieux métalliques préfabriqués sont généralement des profilés en H ou des tubes cylindriques qui ne sont pas remplis de béton. Les longueurs usinées vont de 12 à 21 m. A cause des risques de corrosion, il y a un refus de certains ingénieurs d'utiliser ce type d'inclusions. Cependant, dans des conditions normales de sols non contaminés, le taux de corrosion reste faible. Chaque pieu peut reprendre une charge comprise entre 350 et 1800 KN.

Les pieux métalliques peuvent être mis en place avec des engins de haute capacité d'enfoncement.

Pour une même longueur de pieu, les pieux métalliques sont plus coûteux que les pieux bétons, mais ils ont une plus grande capacité de reprise de charge pour un poids donné, ce qui peut réduire les coûts de mise en œuvre. Les profilés en H génèrent un faible déplacement de sol.

❖ **Pieux béton :**

Les pieux bétons préfabriqués sont utilisables pour une grande gamme de charge qui dépend de la géométrie du pieu, de la résistance en compression du béton et des armatures. Le béton a l'avantage d'être utilisable dans les sols corrosifs. Les pieux bétons peuvent être ou non armés et peuvent se présenter soit d'une seule longueur soit en plusieurs tronçons jointifs; cette seconde forme facilite de transport et allège les moyens de mise en œuvre. On les utilise sans raccord jusqu'à 15 m dans le cas de pieux en béton armé, jusqu'à 40 m dans le cas des pieux en béton précontraints et à des profondeurs supérieures pour des pieux avec des raccords.

1.3.2.3.5.2. Inclusions construites in situ :

Comme pour les pieux préfabriqués, on peut se référer aux avantages et désavantages donnés par Tomlinson (1987).

✓ **Avantage :**

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

✓ **Inconvénients:**

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

❖ **Inclusions de type pieux battus ou fores :**

a. Pieux battus tubés :

Ce procédé (figure 1.3.31) consiste au battage par mouton sec hydraulique ou diesel d'un élément préfabriqué (béton ou acier) ou d'un tube bouchonné jusqu'à une cote prédéterminée ou au refus. Le ferrailage et le bétonnage gravitaire se fait à l'abri du tube. Le tube est ensuite extrait du sol. Ce procédé se fait par refoulement du sol sans déblais.

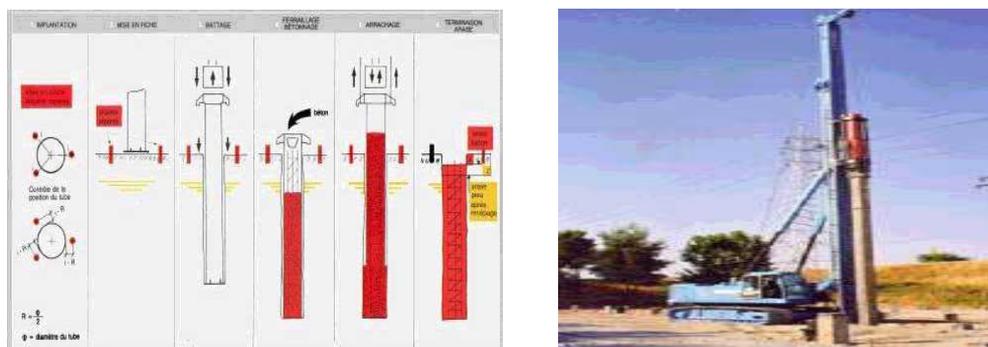


Figure 1.3.31 : Schéma de principe du procédé des pieux battus tubés et illustration de la mise en œuvre (CNAM, « le renforcement des sols par inclusions rigides »)

b. Pieux forés simples ou forés tubés :

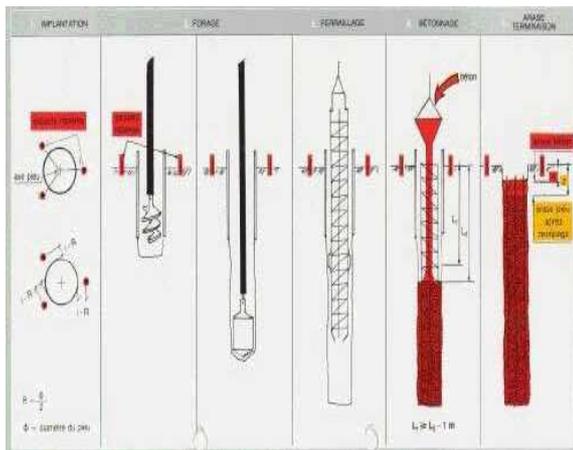
Le choix entre l'utilisation de pieux forés simples et de pieux forés tubés dépend de la cohésion du sol et de la position de la nappe :

- le procédé du pieu foré simple (figure 1.3.32-a) est utilisé dans un sol cohérent et hors

nappe, il consiste à forer le sol, puis à mettre en place dans le forage le ferrailage et le béton (gravitairement),

- le procédé du pieu foré tubé (Figure 1.3.33-a) est utilisé dans un sol ne permettant pas de réaliser un forage sans "coffrage temporaire", il consiste à réaliser un pieu foré (Figure 1.3.33-b) à l'intérieur d'un tube préalablement inséré dans le sol (Figure 1.3.32-b).

Les pieux forés tubés nécessitent des moyens puissants, leur rendement est faible. Cette méthode génère des déblais.

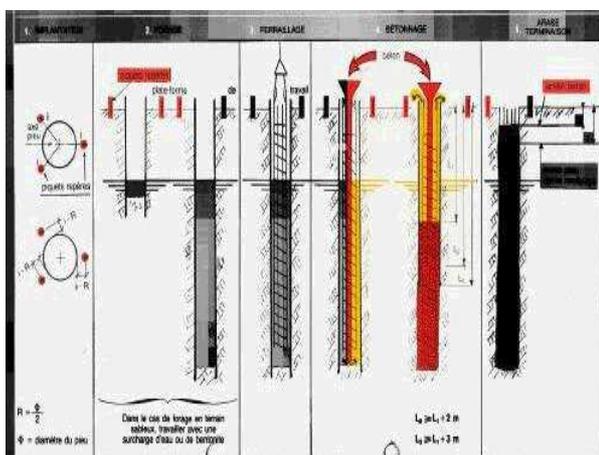


(a)



(b)

Figure 1.3.32 : Schéma de principe du procédé des pieux forés simples et illustration des tubes utilisés pour le procédé des pieux forés tubés (CNAM, « le renforcement des sols par inclusions rigides »)



(a)



(b)

Figure 1.3.33: Schéma de principe du procédé des pieux forés tubés et illustration de la mise en œuvre (CNAM, « le renforcement des sols par inclusions rigides »)

c. Pieux forés à la tarière creuse:

Le procédé des pieux forés à la tarière creuse (figure 1.3.34) se caractérise par le forage du sol à l'aide d'une tarière jusqu'à la profondeur souhaitée, puis par l'injection du béton sous pression par l'axe de l'outil tout en remontant celui-ci. La cage d'armature est mise en place par vibreur.

Les foreuses sont équipées en général d'un système d'enregistrement numérique des paramètres de forage (vitesse d'avancement, vitesse de rotation, couple de rotation) et de bétonnage (pression d'injection, débit, vitesse de remontée).

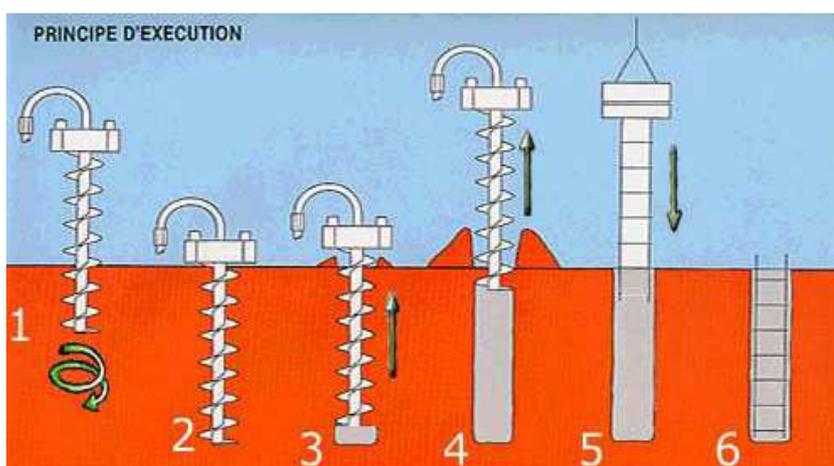


Figure 1.3.34 : Schéma de principe du procédé des pieux forés à la tarière (CNAM, « le renforcement des sols par inclusions rigides »)

❖ Pieux de type vibro concrete column :

Les colonnes de type Vibro concrete Column (VCC) constituent un procédé de remplacement des pieux en béton traditionnels. Dans un sol cohérent, les caractéristiques des VCC ne diffèrent pas de celles des pieux en béton ; dans des sols granulaires, la capacité portante de la colonne peut être améliorée par le compactage du sol grâce au vibreur installé dans l'instrument qui met en œuvre la colonne. La procédure de mise en œuvre est décrite à la figure 1.3.35, elle consiste à introduire dans le sol un vibreur électrique jusqu'à la couche dure.

Le matériau de la couche dure est ensuite compacté par le vibreur. L'instrument est alors légèrement remonté et le béton est introduit. La colonne est construite en remontant lentement l'instrument. Cette technique est faite par refoulement du sol et ne génère pas de déblai, elle permet dans certaines conditions d'améliorer les propriétés du sol encaissant lors de la fabrication des colonnes. Ce procédé présenté à la figure 1.3.35 est celui de Keller.

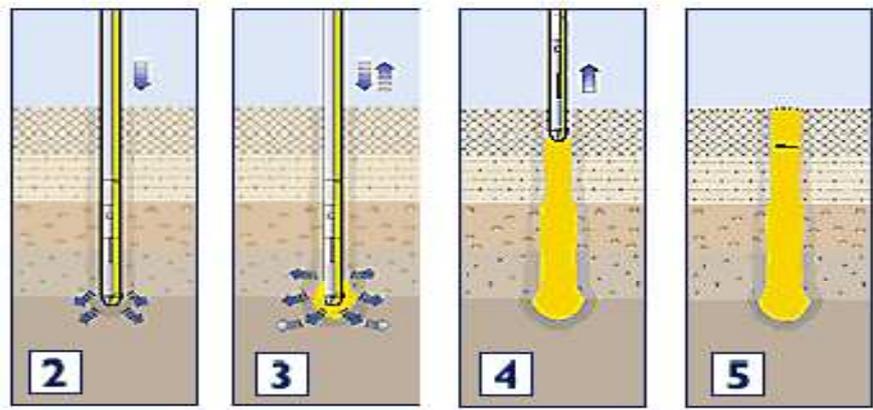


Figure 1.3.35 : Schéma de principe du procédé des pieux de type VCC(STARSOL)

1.3.2.3.6. Types d'ouvrages renforcés :

1.3.2.3.6.1. Remblais :

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

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

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

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

1.3.2.3.6.2. Dallages et fondations de bâtiments industriels, commerciaux et portuaires :

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

1.3.2.3.6.3. Réservoirs de stockage ou bassins et ouvrages de stations d'épuration :

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

1.3.2.3.7. Mécanismes et dimensionnement du transfert de charge sur les têtes d'inclusions :

Parmi les ouvrages renforcés par inclusions rigides, il faut distinguer deux types (figure 1.3.36) :

- les ouvrages de génie civil de type radiers, dallages ou semelles qui nécessitent la mise en place d'un matelas granulaire sur les têtes d'inclusions,
- les remblais qui ne nécessitent pas l'ajout d'un matelas granulaire à leur base.

Dans le premier cas les mécanismes de transfert de charge ne peuvent se développer que sur une épaisseur limitée ; dans le second cas, ces mécanismes peuvent se développer sur une grande épaisseur.

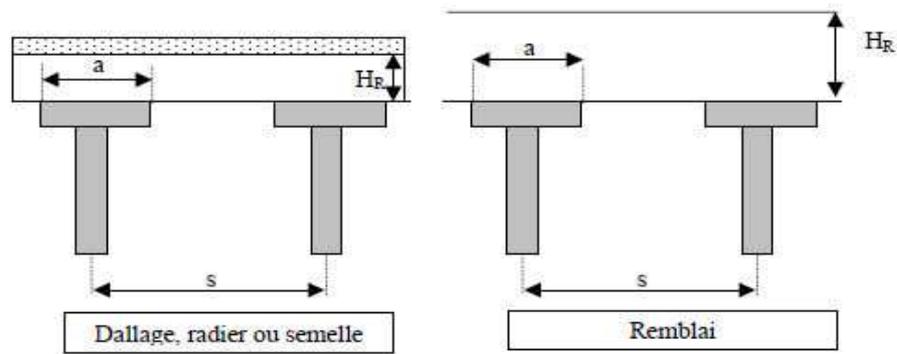


Figure 1.3.36 : Différents ouvrages renforcés par inclusions rigides

On appellera "matelas de transfert de charge" la couche de sol granulaire disposé entre les têtes d'inclusions et l'ouvrage dans le premier cas et l'épaisseur de remblai sur laquelle se développent ces mécanismes dans le second cas. Quelques auteurs ont étudié les mécanismes régissant le transfert de charge à l'intérieur de ces matelas (effet voûte entre autre) et donc la répartition des contraintes sous le matelas. Ces études expérimentales et théoriques mènent à différentes propositions de dimensionnement et mettent en évidence l'influence de certains paramètres géométriques et mécaniques.

Pour cette synthèse, nous présenterons les approches expérimentales, analytiques et numériques du problème que nous avons répertoriées. On détaillera les différentes méthodes de calcul ainsi que leurs validations (lorsqu'elles sont présentées) en précisant notamment les hypothèses de calculs. Nous verrons aussi les solutions proposées pour améliorer la répartition de la contrainte et leur dimensionnement.

1.3.3. Conclusion :

De très nombreuses techniques sont disponibles pour renforcer les sols médiocres. Certaines de ces techniques ont connu un grand développement et sont largement utilisées actuellement pour le traitement des sols, chaque technique a ses avantages et ses inconvénients. Il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques physico-mécaniques) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

PARTIE 2 : CAS D'ETUDE

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

2.1.1. Présentation du projet :

Nous allons présenter dans ce chapitre le projet qui traite le renforcement du sol d'assise de la station d'épuration BENI MESSOUS projetée, qui est située au Nord Ouest de la ville de CHERAGA et qui est rattachée administrativement à la Commune et Daïra de CHERAGA, Wilaya d'ALGER, puis en deuxième lieu, on va passer à l'étude géotechnique de ce site.

Les limites du site sont matérialisées comme suit ;

Au Nord par la STEP existante et la mer, à l'Est par la route nationale N° 11, à l'Ouest par la mer et au sud par l'Oued de Beni Messous.

L'ouvrage projeté consiste en une station d'épuration des eaux usées composée de :

- Deux (02) décanteurs primaires
- Deux (02) décanteurs secondaires
- Dessableur déshuileur
- Bassin d'aération.
- Epaisseur.
- Filtre et chambre à machines.

2.1.2. Cadre morphologique du site étudié :

Du point de vue morphologique, la station d'épuration est projetée à proximité du lit de l'Oued de BENI MESSOUS. Le terrain d'assise présente une morphologie plane non accidentée et très peu surélevée par rapport au lit de l'oued.



Figure 2.1.1 : Photo illustrant une vue d'ensemble du site étudié

2.1.3. Cadre géologique :

La carte géologique de CHERAGA feuille N° 20 (1/50 000) dont un extrait est joint ci-dessous, montre que le site étudié est situé sur une formation alluvionnaire d'âge récent (a^2).

Cette formation est constituée de sable argilo limoneux, limons, graves et cailloux reposant sur un substratum marneux.

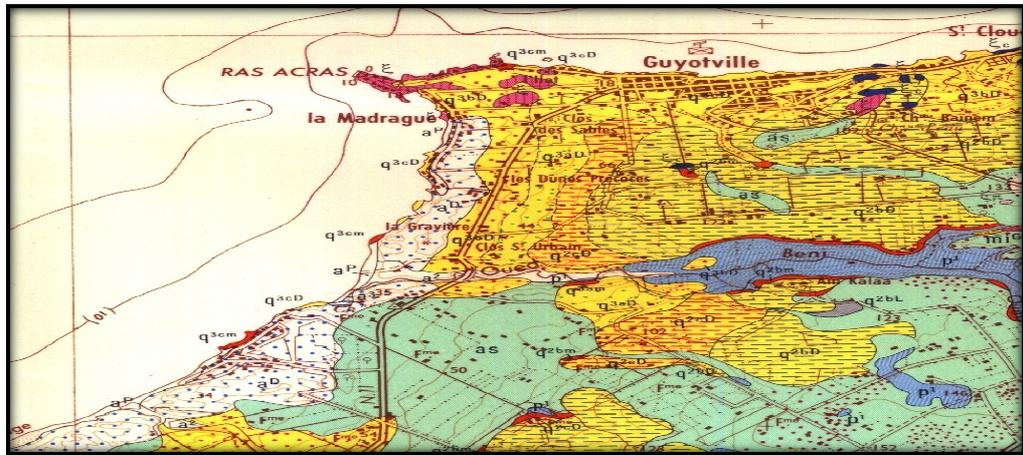


Figure 2.1.2 : Extrait de carte Géologique de Cheraga (1/50 000)

2.1.4. Cadre hydrogéologique :

Sur le plan hydrogéologique, la situation et la nature alluvionnaire qui caractérisent le site de la station d'épuration étudiée permettent la mise en place d'une nappe alluviale.

2.1.5. Cadre sismique :

Suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs, Séisme destructeur, de magnitude 6.8 à l'échelle de Richter et ayant occasionné des dégâts importants sur le plan humain et matériel ; une nouvelle classification a été établie, (zoning établi par le R.P.A 2003- figure 2.1.3). Elle classe le site étudié dans la zone macrosismique III qui est de forte sismicité. Voir la carte ci-dessous.

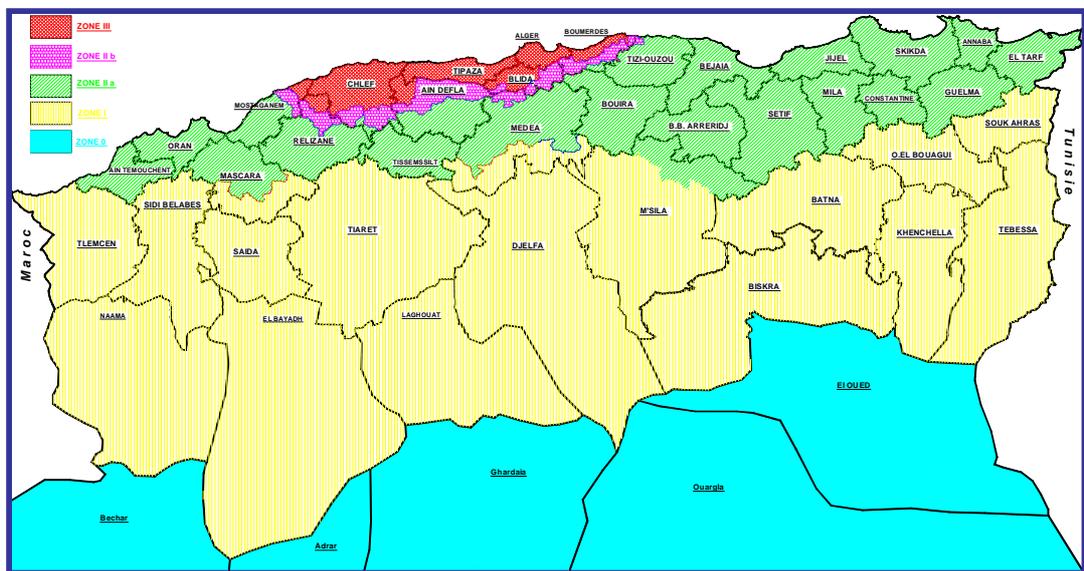


Figure 2.1.3 : Carte de zoning sismique (R.P.A 99 version 2003)

L'ouvrage projeté est considéré comme ouvrage important groupe 1B selon le RPA 2003.

L'accélération mesurée au niveau de la région d'Alger suite au séisme du 21 Mai 2003 est de 0.4g (RPA.2003) d'où :

Est-Ouest : $a_h = 0.2 \text{ g}$

Verticale : $a_v = 0.6 \text{ g}$

CHAPITRE 2 : ANALYSE ET INTERPRETATION DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE

2.2.1. Travaux de reconnaissance in situ :

Compte tenu du contexte géologique local et de la nature du projet, le programme de reconnaissance a consisté à l'exécution de :

- 09 sondages carottés dénommés (SC01-SC09) d'une profondeur moyenne de 20 m réalisés en type carottage $\Phi 101$ mm.
- Essais de type SPT effectués à différentes tranches de profondeurs lors de la réalisation des sondages carottés SC 01 à SC 09.
- 09 essais pressiométriques dénommés (SP01-SP09), d'une profondeur allant de (20.20-26.00 m).

2.2.2. Résultats des travaux de sondages :

A fin d'identifier la lithologie exacte du site, Neuf (09) sondages carottés dénommés SC01 à SC09 ont été programmés et exécutés.

Trois sondeuses à chenille de marque TECOINSA TP-50 et APAFOR 500 ont été mobilisées pour ces travaux de sondages. Voir photos ci dessous.



Figure 2.2.1 : sondeuse à chenille de marque TECOINSA TP-50 et APAFOR 500

Les logs des sondages carottés les résultats des sondages pressiométriques réalisés conformément à la norme NF P94-110, sont résumés et présentés dans les fiches des sondages carottés pressiométriques sont joints en appendice J .

L'examen des sondages carottés a révélé les formations lithologiques suivantes:

SC 01 :

0.00 m → 2.00 m : Remblai, constitué de sable moyen à grossier et graves à matrice argilo-limoneuse.

2.00 m → 6.00 m : Alluvion, constitué de sable et grave à grave à matrice limoneuse.

6.00 m → 19.80 m : Niveau à élément graveleux et caillouteux de nature gréseuse à quelques cristaux de quartz de couleur jaunâtre.

19.80 m → 24.00 m : Marne compacte de couleur grise.

SC 02:

0.00 → 3.00 m : Remblai constitué de sable moyen à fin et de grave à matrice argilo-limoneuse.

3.00 m → 10.50 m : Sable limoneux peu graveleux.

10.50 m → 13.50 m : Argile graveleuse de couleur verdâtre.

13.50 m → 16.50 m : Alluvion constituée de graves et cailloux emballée dans une matrice argileuse.

16.50 m → 18.40 m : Niveau à éléments graveleux et caillouteux de nature gréseuse.

18.40 m → 22.20 m : Marne grise compacte.

SC 03 :

0.00 m → 4.00 m : Remblai hétérogène et sable moyen.

4.00 m → 7.80 m : Sable limoneuse moyen.

7.80 m → 11.80 m : Sable moyen très dense.

11.80 m → 13.50 m : Argile limoneuse.

13.50 m → 17.30 m : Niveau à éléments graveleux et caillouteux.

17.30 m → 20.60 m : Marne compacte.

SC 04 :

0.00 m → 2.50 m : Remblai.

2.50 m → 3.50 m : Argile très peu sableuse.

3.50 m → 6.20 m : limon sableux peu argileux.

6.20 m → 12.10 m : Sable fin.

12.10 m → 14.10 m : Niveau à éléments graveleux et caillouteux.

14.10 m → 15.00 m : Argile marneuse.

15.00 m → 22.50 m : Marne grise très compacte.

SC 05 :

0.00 m → 3.50 m : Remblai constitué de sable.

3.50 m → 8.80 m : Sable limoneux.

8.80 m → 10.10 m : limon sableux.

10.10 m → 11.60 m : Grave fine.

11.60 m → 12.10 m : Argile graveleuse.

12.10 m → 13.60 m : Sable grossier.

13.60 m → 14.00 m : limon sableux.

14.00 m → 15.50 m : Sable limoneux.

15.50 m → 16.60 m : Sable grossier.

16.60 m → 18.00 m : Argile graveleuse.

18.00 m → 19.50 m : Sable grésifié consolidé.

19.50 m → 23.40 m : Grave.

23.40 m → 25.00 m : Marne.

SC 06 :

0.00 m → 0.60 m : Remblai constitué de sable.

0.60 m → 4.00 m : sable limoneux.

4.00 m → 5.00 m : Sable fin.

5.00 m → 9.00 m : Pineau argileux.

9.00 m → 12.60 m : Sable limoneux.

12.60 m → 13.30 m : Sable fin lâche.

13.30 m → 17.50 m : Niveau à éléments graveleux et caillouteux.

17.50 m → 20.20 m : Marne compacte.

SC 07 :

0.00 m → 1.50 m : remblai constitué de sable.

1.50 m → 6.50 m : sable limoneux fin.

6.50 m → 10.50 m : limon sableux.

10.50 m → 13.00 m : vase très sableuse molle.

13.00 m → 14.70 m : limon fin.

14.70 m → 17.10 m : sable grossier.

19.50 m → 22.00 m : marne.

SC 08 :

0.00 m → 3.40 m : remblai constitué de sable.

3.40 m → 6.80 m : sable moyen.

6.80 m → 11.40 m : limon sableux.

11.40 m → 12.00 m : sable fin.

12.00 m → 19.50 m : limon argileux.

19.50 m → 22.50 m : marne.

SC 09 :

0.00 m → 1.50 m : terrain végétale constitué de sable.

1.50 m → 9.80 m : sable fin et moyen.

9.80 m → 15.20 m : sable limoneux.

15.20 m → 18.20 m : vase très sableuse.

18.20 m → 24.00 m : marne.

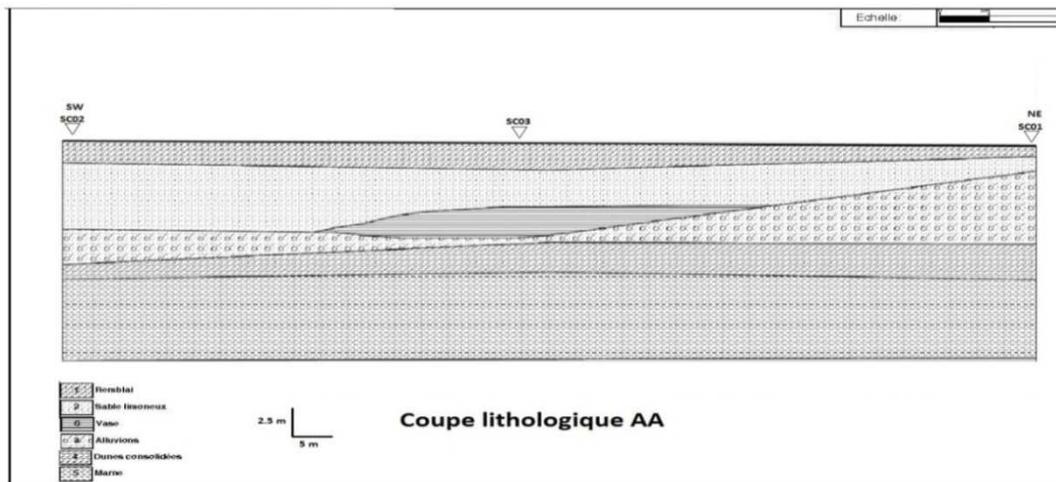


Figure 2.2.2 : coupe lithologique AA

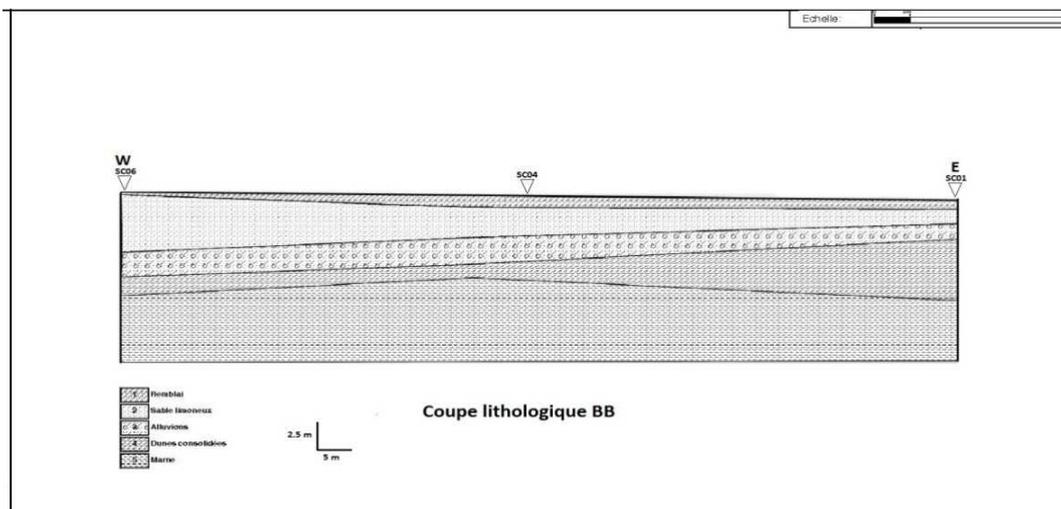


Figure 2.2.3 : coupe lithologique BB

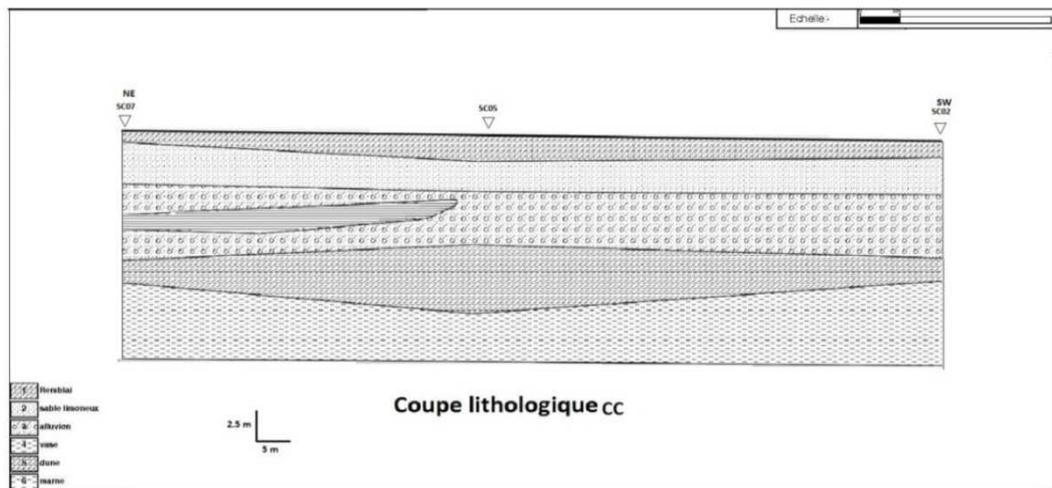


Figure 2.2.4 : coupe lithologique CC

2.2.3. Résultats des essais in situ :

2.2.3.1. Essais à la pénétration standard test (SPT) :

2.2.3.1.1. Principe et objectif :

L'essai SPT consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé de diamètre intérieur de 34.80 mm battu en fond d'un forage préalable. Lors de l'essai, le carottier est enfoncé par battage, N_0 désigne le nombre de coups de mouton nécessaire pour un premier enfoncement du carottier de 15cm appelé enfoncement d'amorçage. L'enfoncement succède pour atteindre 30cm résultant de deux enfoncements successifs de 15cm N_1 et N_2 . Par convention la résistance à la pénétration est caractérisée par N le nombre de coups de mouton correspondant à l'enfoncement d'essai $N = N_1 + N_2$.

Cet essai permet d'extraire des échantillons remaniés du sol traversé

2.2.3.1.2. Présentation des résultats :

Des essais de type SPT ont été effectués à différentes tranches de profondeurs lors de la réalisation des sondages carotté SC 01 à SC 09. Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 2.2.1 : Résultats des essais SPT

N°Sondages	N°Sondages	Nombre de coups bruts				compacité
		N0	N1	N2	N= N1+N2	
SC 01	2.00 – 2.45	8	7	8	15	Moyennement compacte
	4.00 – 4.45	3	7	9	16	Moyennement compacte
	6.00 – 6.45	8	11	13	14	Moyennement compacte
	9.00 – 9.45	2	3	4	7	Peu compacte
SC 02	2.00 – 2.45	8	6	5	11	Moyennement compacte
	4.50 – 4.95	2	3	4	7	Peu compacte
	6.10 – 6.51	3	4	9	11	Moyennement compacte
	8.00 – 8.45	2	3	4	7	Peu compacte
	10.50 – 10.95	9	7	10	17	Moyennement compacte
	13.50 – 13.95	6	8	12	20	Moyennement compacte
SC 03	16.40 – 16.85	5	7	16	23	Moyennement compacte
	2.00 – 2.45	4	5	5	10	Moyennement compacte
	4.00 – 4.45	2	6	6	12	Moyennement compacte
	6.00 - 6.45	10	6	4	10	Moyennement compacte
	8.00 – 8.45	5	3	3	6	Peu compacte
	10.00 – 10.45	3	4	5	9	Peu compacte
SC 04	12.50 – 12.95	7	20	19	29	Moyennement compacte
	2.50 – 2.95	2	2	3	5	Peu compacte
	4.00 – 4.45	2	3	3	6	Peu compacte
	6.10 – 6.24	Refus				
	8.00 - 8.45	3	3	20	23	Moyennement compacte
	9.60-10.05	3	9	10	19	Moyennement compacte
SC 05	15.70 – 16.15	21	38	50	88	dense
	2.40 – 2.85	2	2	4	6	Peu compacte
	5.00 – 5.45	6	7	8	15	Moyennement compacte
	7.50 – 7.95	4	7	9	16	Moyennement compacte
	10.10 – 10.55	4	7	8	15	Moyennement compacte
	12.55 – 13.00	10	20	22	42	compacte
	15.00 – 15.45	12	13	16	29	Moyennement compacte
SC 06	17.40 – 17.85	15	20	21	41	compacte
	2.00 – 2.45	4	5	8	13	Moyennement compacte
	4.00 – 4.45	3	5	3	8	Peu compacte
	6.00 – 6.45	2	3	3	6	Peu compacte
	8.20 – 8.65	5	12	16	28	Moyennement compacte
	10.00 – 10.45	6	10	8	18	Moyennement compacte
SC 07	12.25 – 12.70	6	6	12	18	Moyennement compacte
	2.00 – 2.45	4	6	6	12	Moyennement compacte
	4.00 – 4.45	5	5	5	15	Moyennement compacte
	6.00 – 6.45	3	4	5	9	Peu compacte
	8.00 – 8.45	2	10	7	17	Moyennement compacte
	10.00 – 10.45	3	5	3	8	Peu compacte
	12.00 – 12.45	7	9	12	21	Moyennement compacte
14.00-14.45	21	9	6	15	Moyennement compacte	

SC08	2.00 – 2.45	3	4	4	8	Peu compacte
	4.45 – 4.90	5	6	5	11	Moyennement compacte
	6.80 – 7.25	7	8	8	16	Moyennement compacte
	16.00 – 16.45	9	10	10	20	Moyennement compacte
	18.95 – 19.40	9	10	9	19	Moyennement compacte
SC09	2.00 – 2.45	4	5	6	11	Moyennement compacte
	4.45 – 4.90	4	5	7	12	Moyennement compacte
	6.90-7.35	6	8	9	17	Moyennement compacte
	9.35 – 9.80	6	7	8	15	Moyennement compacte
	11.80 – 12.25	4	3	4	7	Peu compacte
	14.25 – 14.70	6	8	7	15	Moyennement compacte
	16.70 – 17.15	5	7	8	15	Moyennement compacte
	18.75 – 19.20	7	8	8	16	Moyennement compacte
	21.50 – 21.95	12	12	14	26	Moyennement compacte

2.2.3.1.3. Interprétation des résultats SPT :

L'analyse des résultats des essais SPT effectués au niveau des sondages carottés réalisés a révélé une hétérogénéité du site du point de vue lithologique et état de compacité ; en effet sur la tranche de profondeur (0.00 – 10.00 m), les valeurs de N enregistrées sont très faibles allant de (5 à 10 coups) et attestent d'un état de compacité faible, ceci correspond au sable argilo limoneux, limon et la formation du remblai.

Les valeurs élevées et les refus enregistrés par ces essais au niveau de cette tranche de profondeur, s'expliquent par la présence d'éléments graveleux et cailloux et sable grésifié.

Au delà de cette tranche de profondeur, ces essais ont enregistré une nette amélioration de l'état de compacité avec des valeurs de N allant de (10 à 42 coups) attestant d'un état de compacité moyen à bon.

2.2.3.2. Essais au pressiométriques :

2.2.3.2.1. Principe et objectif :

L'essai pressiométrique réalisé selon la norme (NF-P94-110-1) consiste à effectuer l'expansion horizontale d'une sonde cylindrique dans un forage à une profondeur donnée, sous des contraintes radiales jusqu'à la rupture du sol. Cet essai permet d'obtenir une relation entre les contraintes appliquées et les déplacements horizontaux du forage. Il permet également, d'obtenir, une caractéristique de déformabilité du sol (module pressiométrique) et une caractéristique de rupture (pression limite).

2.2.3.2.2. Présentation des résultats :

Des essais de type pressiométriques ont été réalisés à proximité des sondages carottés SC01 à SC09, respectivement. Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 2.2.2 : Résultats des essais pressiométriques

N° sondage	Profondeur(m)	Em (MPa)	PI (MPa)	Em/PL
SP 01	0.00 - 4.50	4.51	0.59	7.64
	4.50 - 6.50	4.41	0.52	8.53
	6.50 - 8.50	5.35	0.44	12.15
	8.50 - 10.50	4.98	0.51	9.76
	10.50 - 12.50	5.07	0.52	9.75
	12.50 - 14.50	9.32	0.71	13.10
	14.50 - 16.50	21.74	2.77	7.84
	16.50 - 18.50	16.08	1.40	11.48
	18.50 - 20.50	105.95	5.34	19.85
	20.50 - 22.50	228.01	5.16	44.18
SP02	0.00 - 4.50	7.28	0.27	26.96
	4.50 - 6.50	9.99	0.59	16.95
	6.50 - 8.50	4.93	0.58	8.58
	8.50 - 10.50	4.55	0.40	11.27
	10.50 - 12.50	8.62	0.83	10.40
	12.50 - 14.50	9.93	1.15	8.63
	14.50 - 16.00	Echoué		
	16.50 - 18.50	15.80	1.34	11.77
	18.50 - 20.50	145.47	4.74	30.69
	20.50 - 23.50	89.77	5.60	16.03
SP03	4.00 - 6.00	6.85	0.33	20.57
	6.00 - 8.00	4.19	0.04	10.46
	10.00 - 12.00	Echoué		
	12.00 - 14.00	3.39	0.37	9.15
	14.00 - 16.00	11.27	1.25	8.98
	16.00 - 20.00	108.30	5.15	21.01
	20.00 - 24.00	225.45	5.20	43.39
SP 04	0.00 - 4.00	9.10	1.07	8.48
	4.00 - 6.50	11.84	0.78	15.18
	6.50 - 8.50	5.65	0.32	17.67
	8.50 - 10.50	7.27	0.46	15.80
	10.50 - 12.00	2.82	0.48	5.82
	12.00 - 14.00	Echoué		
	14.00 - 16.00	7.80	1.16	6.72
	16.00 - 18.00	14.80	1.69	8.75
	18.00 - 24.00	81.11	5.20	15.60
SP 05	0.00 - 4.50	10.07	0.53	18.97
	4.50 - 6.50	3.49	0.35	9.98
	6.50 - 9.50	2.11	0.40	5.28
	9.50 - 12.50	2.48	0.59	4.20
	12.50 - 15.50	1.19	0.45	2.64
	15.50 - 18.00	Echoué		
	15.64 - 21.50	49.59	3.86	12.84
	21.50 - 24.00	80.97	4.37	18.53

SP 06	0.00 - 4.00	17.37	0.64	27.22
	4.00 - 6.00	80.40	0.66	12.22
	6.00 - 8.00	7.40	0.69	9.62
	8.00 - 10.00	4.25	0.62	6.81
	10.00 - 13.00	15.00	1.43	10.57
	13.00 - 16.50	7.05	0.93	7.54
	16.50 - 19.50	61.30	2.86	21.40
	19.50 - 22.50	122.60	5.00	24.52
SP 07	0.00 - 4.00	10.83	0.51	21.25
	4.00 - 6.00	14.22	0.75	18.99
	6.00 - 8.00	3.01	0.60	5.02
	8.00 - 10.00	6.00	0.56	10.71
	10.00 - 13.00	2.83	0.56	7.21
	13.00 - 16.00	2.30	0.38	6.05
	16.00 - 19.00	7.30	0.46	15.87
	19.00 - 22.00	17.18	1.60	10.73
	22.00 - 24.00	50.42	2.17	23.29
	24.00 - 26.00	34.07	2.68	12.73
SP 08	0.00 - 4.00	6.93	0.95	7.29
	4.00 - 6.00	15.53	0.96	16.16
	6.00 - 8.00	20.53	0.41	6.84
	8.00 - 10.00	38.20	0.61	6.26
	13.00 - 16.00	7.40	1.30	5.59
	16.00 - 19.00	18.04	2.36	7.64
	19.00 - 22.00	22.18	2.86	7.75
SP 09	0.00 - 4.50	14.75	0.59	25.06
	4.50 - 6.50	1.46	0.29	4.97
	6.50 - 8.50	2.27	0.29	7.83
	8.50 - 10.50	1.86	0.28	6.64
	10.50 - 12.50	0.68	0.24	2.81
	12.50 - 14.50	1.64	0.35	4.70
	14.50 - 16.50	8.28	0.72	11.50
	16.50 - 18.50	8.55	1.10	7.75
	18.50 - 22.50	34.35	2.07	16.63
	22.50 - 24.50	86.27	5.17	16.69

2.2.3.2.3. Interprétation des résultats des essais pressiométriques :

Selon le plan d'implantation des sondages, les essais pressiométriques SP01 à SP09 sont réalisés à proximité des sondages carottés SC01 à SC09, respectivement. En corrélant ces derniers avec les essais pressiométriques, on constate que le site étudié présente une hétérogénéité du point de vue, caractéristiques de déformabilité et de rupture.

En effet ;

- ❖ Les valeurs de Pl et Em enregistrées sur la tranche 0 à 15 m sont faibles à moyennes, elles varient de (Pl = 0.24 à 1.19 et Em = 0.68 à 38.2 MPa), ceci correspond à la formation alluvionnaire.
- ❖ Sur la tranche de profondeur (15 à 18 m), les valeurs de Pl et Em sont de l'ordre de 2 MPa et 9 MPa respectivement, ceci correspond au sable grésifiés.
- ❖ Les valeurs élevées de Pl et Em sont de l'ordre de (Pl= 4.0 MPa et Em = 80 MPa) correspondent au passage vers la formation marneuse.
- ❖ En outre, le rapport de Em/Pl, considéré comme un indice de rigidité du matériau, varie de 2.81 à 15 pour la formation alluvionnaire et attestant d'un état normalement consolidé, au niveau de la formation dunaire le rapport Em/Pl est de l'ordre de 15, ceci dénote un état de consolidation moyen à élevé.
- ❖ Quant au niveau du substratum marneux, les valeurs du rapport Em/Pl sont élevées et témoignant d'un état sur consolidé, elles sont de l'ordre de 30.

N.B

Au niveau des sondages pressiométriques SP02, SP03, SP04, SP05, SP06, et SP07 ; un espacement de deux mètres prévu n'a pas été respecté pour deux raisons :

- 1) L'hétérogénéité du terrain ; l'opération de réalisation de la poche d'essai rend cette dernière trop large par conséquent, l'essai a été raté.
- 2) Dans une formation continue d'une puissance plus ou moins importante, en optimisent les nombres des essais d'une manière d'obtenir un maximum d'information sur celle-ci ; c'est le cas de SP 05 et SP 06.

2.2.4. Résultats des essais de laboratoire :

Une série d'essais en laboratoire de type physico-mécanique et chimique a été programmée et exécutée sur des échantillons paraffinés prélevés à partir des sondages carottés réalisés au niveau de la STEP de Beni Messous. Le programme d'essais en laboratoire a consisté en la réalisation;

- Des teneurs en eau naturelles.
- Densités apparentes.
- Analyses granulo-sédimentométrique.
- Limites d'Atterberg.
- Des essais de compressibilité à l'oedomètre.
- Essais de gonflement libre.

- Des essais de résistance à la compression simple.
- Essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande de type UU, CD.
- Des analyses chimiques du sol (Sulfates, Chlorures, carbonates, et PH).

2.2.4.1. Présentation des résultats des essais réalisés :

- L'essai d'identification :

Tableau 2.2.3: Résultats des essais d'identification physique.

sondage	Z(m)	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	W (%)	Sr (%)	W _L (%)	I _p	I _c
SC 01	5.00-5.50			12.00	80.62	-	-	-
	19.5-19.75	15.2	19.7	29.18	100	-	-	-
	23.00-23.5	17.5	21.1	20.61	100	-	-	-
SC 02	5.75-6.10	19	21.3	12.13	77.28	23.67	10.34	-
	7.15-7.65	19.9	22.9	14.88	100	-	-	-
	15.70-16.00	21.3	23.3	9.69	97.31	-	-	-
	19.90-20.25	18.1	21.5	18.34	100	-	-	-
SC 03	7.72-8.00	17.2	21.0	21.79	100	-	-	-
	9.57-9.75	17.8	21.0	18.35	96.25	61.86	39.52	-
	19.3-19.8	18.7	21.8	16.92	100	-	-	-
SC 04	3.62-3.99	16.7	20.5	22.12	97.56	3.29	22.73	-
	10.15-10.40	19.5	22.4	14.68	100	-	-	-
	22.5-22.30	17.1	20.5	20.2	94.15	-	-	-
SC 05	6.85-7.07	20.1	21.9	9.16	71.68	-	-	-
	9.70-9.94	-	-	-	-	25.05	6.70	-
	23.70-23.90	-	-	17.97	-	56.06	30.18	-
	25.60-26.00	1.74	20.5	17.76	87.23	-	-	-
SC 06	8.00-8.20	17.9	21.1	17.92	94.72	-	-	-
	11.95-12.25	19.1	21.5	12.49	82.21	28.39	14.30	1.13
	19.00-19.57	18.5	21.7	16.84	99.58	57.04	32.31	1.24
SC 07	10.60-11.30	19.8	22.1	11.61	85.64	28.36	12.36	-
	16.6-16.8	19.8	22.1	11.61	85.64	28.35	12.36	-
	20.47-20.65	16.7	20.1	20.41	88.99	-	-	-
SC 08	12.30-12.70	18.5	21.2	14.95	87.65	29.82	14.95	-
	16.75-17.05			15.47		20.58	8.32	-
	19.50-19.65	16.5	20.1	22.23	93.99	63.35	37.49	-
	20.10-20.45	-	-	-	-	58.63	31.61	-
	21.53-21.93	-	-	-	-	58.30	31.64	-
SC 09	6.4-6.65	19.3	21.4	10.93	73.59	-	-	-
	13.75-14.25	18.5	21	13.54	79.85	-	-	-
	19.3-19.5	18.5	21.5	16.66	98.16	45.44	24.18	-
	21.95-22.25	17.3	20.7	19.93	94.01	55.91	26.61	-

Les résultats des essais physiques et mécaniques sont caractérisées par des paramètres assez moyens avec :

- Des densités sèches moyennes à élevées, elles sont de l'ordre de : $15.2 < \gamma_d \text{ (KN/m}^3\text{)} < 21.3$;
- Des teneurs en eau moyennes ($9.16 < w \% < 29.18$) ;
- Pour des degrés de saturation varient de 77.26 % à 100% attestant un état du sol détrompé à saturé ;
- Les limites de plasticité reportées sur les diagrammes de Casagrande ont mis en évidence un état peu plastique avec I_p compris entre $6.7 < I_p < 39.52$.

- **Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande :**

Tableau 2.2.4 : résultats de l'essai cisaillement à la boîte

Sondage	Profondeur (m)	Type d'essai	Cohésion (MPa)	Angle de frottement φ (°)
SC-01	19.5-19.75	CD	0.03	11.94
	20.67-20.85	UU	0.32	14.13
SC-02	5.75-6.10	UU	0.01	25.66
	19.90-20.25	CD	0.05	17.29
SC-03	7.72-8.00	UU	0.18	15.43
	9.57-9.75	UU	0.02	39.91
	19.30-19.80	UU	0.39	24.30
		CD	0.15	33.30
SC-04	22.05-22.30	UU	0.27	16.92
SC-06	19.00-19.57	CD	0.18	30.49
SC-07	10.60-11.13	UU	0.01	22.23
SC-08	12.30-12.70	UU	0.04	20.53
	21.53-21.93	CD	0.06	23.19
SC-09	6.40-6.65	UU	0.01	37.83

Interprétation :

D'après les résultats tirés du rapport géotechnique, les essais de cisaillement type UU réalisés selon la norme NF P 94 071-1 ont révélé des caractéristiques mécaniques moyennes, avec des valeurs de cohésion ($0.01 < C_{uu} \text{ (MPa)} < 0.39$), pour des angles de frottement oscillant entre ($14.13^\circ < \varphi < 39.91^\circ$).

Les essais de cisaillement à la boîte type CD réalisés selon la norme NF P 94 071-1 ont révélé des paramètres mécaniques assez bons avec des valeurs de cohésions oscillant entre ($0.03 < C \text{ (MPa)} < 0.18$), pour des angles de frottement moyen ($11.94^\circ < \varphi < 33.30^\circ$).

- **Essai de compressibilité à l'oedomètre :**

Tableau 2.2.5 : résultats de l'essai de compressibilité à l'oedomètre

Sondage	Profondeur	Pc (Kg/Cm ²)	Cc	Cg
SC-01	19.5-19.75	5.52	18.50	9.37
SC-02	19.90-20.25	3.82	10.90	3.56
SC-03	9.57-9.75	2.89	6.94	0.76
SC-05	25.60-26.00	2.75	14.54	7.41
SC-06	16.0-16.45	4.66	20.44	2.53
SC-07	10.60-11.13	2.04	24.40	3.32
	20.47-20.65	3.98	16.19	5.36
SC-08	21.53-21.93	3.14	14.87	4.94
SC-09	13.75-14.25	3.02	9.86	1.7

Interprétation :

Les essais de compressibilité à l'oedomètre réalisés selon la norme XP P 094 090-1 dénotent un sol peu à moyennement compressible ($0.505 < Cc < 24.40\%$), et moyennement gonflant ($0.538\% < Cg < 11,84\%$).

- **Essais de gonflement libre :**

Tableau 2.2.6 : résultats de l'essai gonflement libre

Sondage	Profondeur	Pg (bar)	Oe	O _f
SC-04	22.5-22.30	1.18	0.59	0.61
SC-05	23.70-23.90	3.52	0.505	0.538
SC-07	21.55-22.00	2.84	0.6	0.65

Interprétation :

Les résultats des essais de gonflement libre montrent que la marne présente un caractère moyennement gonflant à gonflant avec des pressions de gonflement allant 1.18 à 5.54 bars.

- **Analyse chimique :**

Tableau 2.2.7 : résultats de l'analyse chimique

sondage	Profondeur (m)	Chlorures Cr	PH	Carbonates CaCO ₃	Sulfates SO-4	Matières organiques
SC-01	5.00-5.50	0.04	8.34	12.90	0.32	-
	19.5-19.75	0.03	8.51	25.18	0.60	-
SC-02	7.15-7.68	0.04	8.71	12.25	0.16	-
SC-03	7.72-8.00	0.04	-	-	0.08	5.89
	17.30-17.65	0.04	-	-	0.23	1.28
SC-07	5.00-5.50	0.03	-	-	0.12	4.41
SC-09	13.75-14.25	0.05	-	17.41	0.24	7.82

Interprétation :

Les résultats d'analyse chimique, montrent :

- Une teneur en Sulfates variant de 0.08 et 0.32%, ce qui indique une agressivité faible.
- Une teneur en Chlorures 0.04 %.
- Une teneur en carbonates 8.34% dénote un sol faiblement carbonaté.
- Une teneur en matière organique 5.89 et 7,82% dénote un sol faiblement organique.
- Un PH de 8.50

2.2.5. Classification de sol :

❖ **SC 01 :**

La profondeur (5.00-5.50 m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	65.74	47.88	12.22

Moins de 50% des éléments sont inférieurs à 0.08mm (12.22 % < 50%) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, moins de 50% passant par le tamis de 2mm (47.88 % < 50 %) donc c'est du grave (G) ; 12.22 % d'élément < 0.08 mm ce qui est > à 12% ; signifie un grave limoneuse ou argileuse.

❖ **SC 02 :**

La profondeur (5.75-6.1 m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	99.94	99.58	42.52

Moins de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08 mm (42.52 % < 50%) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50 % passant par le tamis de 2 mm (99.58% > 50 %) donc c'est du sable (S) ; 42.52 % d'élément <0.08 mm ce qui est > à 12 % ; signifie un sable argileux.

La profondeur (7.15-7.65 m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	92.87	91.89	34.09

Moins de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08 mm (34.09 % < 50%) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2mm (91.89% > 50 %) donc c'est du sable (S) ; 34.09 % d'élément <0.08 mm ce qui est > à 12 % ; signifie un sable argileux ou limoneux.

La profondeur (15.70-16.00 m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	78.29	65.15	35.14

Moins de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08 mm (35.14 % < 50%) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50 % passant par le tamis de 2mm (65.15% > 50 %) donc c'est du sable (S) ; 35.14% d'élément <0.08 mm ce qui est > à 12 % ; signifie un sable argileux ou limoneux.

La profondeur (19.90-20.25 m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	100	100	99.44

Plus de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08 mm (99.44% > 50%) donc on a un sol fin.

❖ **SC 03**

La profondeur (7.72-8.00 m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	91.45	89	77.65

Plus de 50% des éléments sont inférieurs de 0.08mm (77.65 % > 50%) donc on a un sol fin.

La profondeur (17.30-17.65 m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	92.90	92.78	91.78

Plus de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08mm (91.78 % > 50%) donc on a un sol fin.

❖ **SC 04 :**

La profondeur (3.62-3.89m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	100	99.66	78.02

Plus de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08 mm (78.02 % > 50%) donc c'est un sol fin.

D'après la classification des sols fins (abaque de CASAGRANDE), le sol est une argile peu plastique.

La profondeur (8.45-9.90m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	86.19	23.25	19.56

Moins de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08 mm (19.56% < 50%) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, moins de 50% passant par le tamis de

2mm (23.25 % < 50 %) donc c'est du grave (G) ; 19.56% d'élément < 0.08mm ce qui est > à 12% ; signifie un grave limoneuse ou argileuse.

La profondeur (10.15-10.40m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	82.12	80.46	19.42

Moins de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08 mm (19.42% < 50%) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50 % passant par le tamis de 2mm (80.46% > 50 %) donc c'est du sable (S) ; 19.42% d'élément < 0.08mm ce qui est > à 12% ; signifie un sable limoneux ou argileux.

❖ **SC 05 :**

La profondeur (6.85-7.07m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	89.21	83.17	31.48

Moins de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08mm (31.48% < 50%) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2 mm (83.17% > 50 %) donc c'est du sable (S) ; 31.48% d'élément < 0.08mm ce qui est > à 12% ; signifie un sable limoneux ou argileux.

La profondeur (9.70-9.85m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	82.7	66.63	19.93

Moins de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08mm (19.93% < 50%) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2mm (66.63% > 50 %) donc c'est du sable (S) ; 19.93% d'élément < 0.08mm ce qui est > à 12% ; signifie un sable limoneux.

La profondeur (23.70-23.90 m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	100	100	99.93

Plus de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08mm ($99.93\% < 50\%$) donc c'est un sol fin.

D'après la classification des sols fins (abaque de CASAGRANDE), le sol est une argile très plastique

❖ **SC 06 :**

La profondeur (8.00-8.20m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	98	97.13	41.99

Moins de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08mm ($41.99\% < 50\%$) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2mm ($97.13\% > 50\%$) donc c'est du sable (S) ; 41.99% d'élément $< 0.08\text{mm}$ ce qui est $>$ à 12% ; signifie un sable limoneux ou argileux.

La profondeur (13.5-13.80m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	99.71	99.7	5.25

Moins de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08mm ($19.93\% < 50\%$) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2mm ($99.7\% > 50\%$) donc c'est du sable (S) ; 5.25% d'élément $< 0.08\text{mm}$ ce qui est $<$ à 12% ; signifie un sable propre.

La profondeur (19.00-19.57m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	100	99.9	99.7

Plus de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08mm (99.7% > 50%) donc c'est un sol fin.

D'après la classification des sols fins (abaque de CASAGRANDE), le sol est un limon très plastique.

❖ **SC 07 :**

La profondeur (5.00-5.50m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	99.41	98.48	37.61

Moins de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08mm (37.61% < 50%) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2mm (98.48% >50 %) donc c'est du sable (S) ; % d'élément < 0.08mm ce qui est > à 12% ; signifie un sable argileux ou limoneux.

La profondeur (10.60-11.13m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	100	100	93.81

Plus de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08mm (93.81% > 50%) donc c'est un sol fin.

D'après la classification des sols fins (abaque de CASAGRANDE), le sol est une argile peu plastique.

❖ **SC 08 :**

La profondeur (6.3-6.5m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	92.48	87.28	11.81

Moins de 50%des éléments sont inférieurs de 0.08mm (11.81% < 50%) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2mm (87.28% >50 %) donc c'est du sable (S) ; 11.81% d'élément < 0.08mm ce qui est < à 12% ; signifie un sable propre.

La profondeur (12.3-12.7 m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	99.98	99.37	41.71

Moins de 50%des éléments sont inférieurs de 0.08mm (41.71% < 50%) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2mm (99.37% > 50 %) donc c'est du sable (S) ; 41.71% d'élément < 0.08mm ce qui est >à 12% ; signifie un sable argileux.

La profondeur (16.76-17.05 m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	90.32	85.83	32.55

Moins de 50%des éléments sont inférieurs de 0.08mm (32.55% < 50%) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2mm (85.83% >50 %) donc c'est du sable (S) ; 32.55% d'élément < 0.08mm ce qui est >à 12% ; signifie un sable argileux.

La profondeur (19.5-19.85m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	98.96	98.54	97.41

Plus de 50%des éléments sont inférieurs de 0.08mm (97.41% > 50%) donc c'est un sol fin.

D'après la classification des sols fins (abaque de CASAGRANDE), le sol est une argile très plastique.

❖ **SC 09 :**

La profondeur (6.4-6.65m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	98.44	94.29	19.92

Moins de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08mm ($19.92 < 50\%$) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2mm ($94.29\% > 50\%$) donc c'est du sable (S) ; 19.92% d'élément $< 0.08\text{mm}$ ce qui est $> 12\%$; signifie un sable argileux ou limoneux.

La profondeur (13.4-13.75m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	99.03	97.91	18.9

Moins de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08mm ($18.9 < 50\%$) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2mm ($97.91\% > 50\%$) donc c'est du sable (S) ; 18.9% d'élément $< 0.08\text{mm}$ ce qui est $> 12\%$; signifie un sable argileux ou limoneux.

La profondeur (13.75-14.26m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	100	99.86	21.62

Moins de 50 % des éléments sont inférieurs de 0.08mm ($21.62 < 50\%$) donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2mm ($99.86\% > 50\%$) donc c'est du sable (S) ; 21.62% d'élément $< 0.08\text{mm}$ ce qui est $> 12\%$; signifie un sable argileux ou limoneux.

La profondeur (19.30-19.60m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	91.9	89.7	63.11

Plus de 50% des éléments sont inférieurs de 0.08mm (19.92 < 50%) donc c'est un sol fin.

D'après la classification des sols fins (abaque de CASAGRANDE), le sol est une argile peu plastique.

La profondeur (21.95-22.26m) :

D'après les données qu'on a :

Diamètre équivalent (mm)	5	2	0.08
% de tamisât	99.67	99.47	96

Plus de 50% des éléments sont inférieurs de 0.08mm (19.92 < 50%) donc c'est un sol fin.

D'après la classification des sols fins (abaque de CASAGRANDE), le sol est une argile très plastique.

➤ **Classification de sol :**

L'analyse granulométriques réalisées selon la norme NF P 94 056 et NF P 94 057 révèlent un sol grenu formé de sable grossier à fin et graves selon la classification L.C.P.C, avec pourcentage des passants à 80 μ inférieur à 50 %, à l'exception des sondages SC 03 qui présente un pourcentage des passants à 80 μ supérieur à 50 % ce qui révèle un sol fin.

CHAPITRE 3 : ETUDE DU RISQUE DE LIQUEFACTION

2.3.1. Introduction :

Le phénomène de liquéfaction ne survient pas de façon aléatoire mais intervient en nombre limité selon les conditions géologiques et géotechniques.

Tout d'abord, nous examinerons l'analyse de prédisposition du sol à la liquéfaction, puis en deuxième lieu avec l'étude d'évaluation du potentiel de liquéfaction, et ceci suivant la méthode SPT (SEED – IDRIS)

2.3.2. Vérification des conditions de prédisposition de la liquéfaction :

Pour qu'un sol soit liquéfiable, il y'a certain nombre de condition à vérifier. Pour les sables, les courbes granulométriques sont utilisées afin d'analyser le potentiel de liquéfaction des différentes couches, en utilisant les courbes granulométriques.

Tableau 2.3.1 : Tableau de Vérification des conditions de prédisposition de la liquéfaction

N° Essai	Sr 100%	Cu<15	$0.05 \leq D_{50} \leq 1.5$	Risque de liquéfaction
SC 01	Oui	Non	Non	Non
SC 02	Oui	Oui	Oui	Oui
SC 03	Oui	Non	Non	Non
SC 04	Oui	Non	Oui	Non
SC 05	Oui	Oui	Oui	Oui
SC 06	Oui	Oui	Oui	Oui
SC 07	Oui	Non	Oui	Non
SC 08	Oui	Oui	Oui	Oui
SC 09	Oui	Oui	Oui	Oui

Les résultats obtenus reflètent un sol qui risque de se liquéfier sur la majorité des sondages, donc il faut faire une estimation de risque de liquéfaction ;

2.3.3. Evaluation du potentiel de liquéfaction:

Selon le RPA 99 version 2003, l'ouvrage en question appartient à la catégorie 1B : ouvrages de grande importance. Et la région d'Alger appartient à la (zone sismique III), le coefficient d'accélération et de $A = 0,4$.

$$A = \frac{a_{max}}{g} = 0,4 \text{ donc on prend dans les calculs } a_{max} = 0,4 * g.$$

Pour la magnitude, on prend celle du séisme de magnitude: $M_w = 6.8$.

Le calcul du potentiel de liquéfaction est fait à partir des résultats du pénétromètre statique (SPT) selon la méthode de Seed Idriss.

❖ Méthode de calcul :

On Prend les valeurs de sondage 02 ($Z = 08 \text{ m}$) :

- Calcul du poids volumique saturé :

$$\text{On a : } \gamma_{sat} = \gamma_d(1+W)$$

$$\text{➤ } \gamma_{sat} = 19.9*(1+0.12)$$

$$\text{Soit } \gamma_{sat} = 22.31 \text{ KN/m}^3$$

Avec :

γ_d : Le poids volumique sec (KN/m^3)

W : Teneur en eau (%)

- Calcule de la contrainte totale :

$$\sigma_v = \gamma_{sat} * z = 161.86 \text{ KN/m}^2$$

- Calcule de la contrainte effective :

$$\sigma_v' = \gamma' * z = 150.86 \text{ KN/m}^2$$

- Evaluation de la contrainte de cisaillement maximum :

$$\text{On a: } \tau_{max} = \frac{\sigma_v}{g} * a_{max}$$

$$\text{Avec : } a_{max} = 0.4 * g = 0.4 * 9.8 = 3.92$$

$$\text{➤ } \tau_{max} = (161.86 / 9.8) * 3.92 = 64.74 \text{ KN/m}^2$$

- Calcule du coefficient de réduction :

On a : $r_d = 1 - 0.00765 * z$ pour $z < 9.15$ m

Avec : $z = 8$ m

➤ $r_d = 1 - 0.00765 * 8 = 0.94$

- Evaluation du rapport des contraintes cycliques :

On a : $CSR = \frac{\tau}{\sigma_v} = \frac{2}{3} \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} r_d$

➤ $CSR = 2/3 * (3.92/9.8) * (161.86 / 150.86) * 0.94 = 0.27$

- Evaluation du nombre de coups normalisé à un rapport d'énergie ER de 60 % :

On a : $(N_{SPT}^1)_{60} = C_N C_{60} N_{SPT}$

Avec :

▪ $C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma_v'}} = \sqrt{\frac{100}{150.86}} = 0.81$

▪ N_{SPT} : le nombre de coups égale à 7 coups

▪ $C_{60} = C_{HT} * C_{HW} * C_{SS} * C_{RL} * C_{BD}$

Donc : $C_{60} = 1.33 * 0.98 * 0.8 * 0.75 * 1$

$C_{60} = 0.79$

D'après le tableau (01) dans l'annexe 01 :

On a : $C_{HT} = 1.33$ Pour un mouton avec trajet automatique :

$C_{HW} = \frac{750 * 64}{760 * 63.5} = 0.98$

$C_{SS} = \begin{cases} 0.9 & \text{pour sable dense} \\ 0.8 & \text{pour sable lache} \end{cases}$

$C_{RL} = 0.75$ Pour longueur = 3-4 m

$C_{BD} = 1$ Pour un diamètre = 65-115 mm

Donc :

$$(N_{spt}^1)_{60} = 0.79 * 0.81 * 7 = 4.50 \text{ coups}$$

- Détermination du rapport de la résistance cyclique $CRR_{7.5}$ correspondant à une magnitude sismique M_W de 7.5 :

$$\text{On a : } CRR_{7.5} = \frac{(N_{spt}^1)_{60}}{90}$$

$$CRR_{7.5} = (4.5 / 90) = 0.05$$

- On calcule $(N_{spt}^1)_60^f$:

$$\text{On a : } (N_{spt}^1)_60^f = a' + b' * (N_{spt}^1)_{60}$$

Avec :

$$\begin{cases} a' = 5 \\ b' = 1.2 \end{cases} \text{ Pour } FC \geq 35\%$$

Donc :

$$(N_{spt}^1)_60^f = 5 + 1.2 * 4.5 = 10.4$$

- On calcule $CRR_{7.5}$:

$$\text{On a : } CRR_{7.5} = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4}$$

Avec :

$$x = (N_{spt}^1)_60^f = 10.4$$

$$a = 0.048,$$

$$b = -0.1248,$$

$$c = -0.004721,$$

$$d = 0.009578,$$

$$e = 0.0006136,$$

$$f = -0.000328,$$

$$g = -1.673 * 10^{-5},$$

$$h = 3.714 * 10^{-6}.$$

Donc :

$$CRR_{7,5} = 0.11$$

- Correction de la valeur de $CRR_{7,5}$:

$$\text{On a : } CRR = CRR_{7,5} * K_M * K_\sigma * K_\alpha$$

Avec :

K_M : Coefficient de correction donné par la figure (4) dans l'annexe 01 et égale 1.12.

K_σ : Coefficient donné par la figure (5) dans l'annexe 01 et égale 1.20

K_α : Coefficient donné par la figure (6) dans l'annexe 01 et égale 1.00

$$\text{➤ } CRR = 0.11 * 1.12 * 1.2 * 1 = 0.15$$

- Calcul du coefficient de sécurité locale vis-à-vis de la liquéfaction :

$$\text{On a : } F_L = \frac{CRR}{CSR} = \frac{0.15}{0.27} = 0.56$$

- Evaluation le risque de la liquéfaction :

On a :

$$P_L(\%) = \int_0^{20} F(z) * \left(10 - \frac{z}{2}\right) dz$$

Avec :

$$\begin{cases} F(Z) = 1 - F_L & \text{Pour } F_L < 1 \\ F(Z) = 0 & \text{pour } F_L > 1 \end{cases}$$

2.3.4. Résultats du calcul du potentiel de liquéfaction :

Sondage 02 :

Tableau 2.3.2 : Résultats du calcul du potentiel de liquéfaction pour le sondage 02

z	W	γ_d	γ_{sat}	σ_v	σ'_v	τ_{max}	r_d	CSR	N	CN
4.5	12.13	19	21.30	95.87	50.87	38.35	0.97	0.49	7	1.40
6.10	12.13	19	21.30	129.96	68.96	51.98	0.95	0.48	13	1.20
8.00	12.13	19.9	22.31	187.51	89.51	71.40	0.94	0.45	7	1.01
10.5	12.13	19.0	21.30	223.70	118.70	89.48	0.89	0.45	17	0.92
13.5	9.69	21.3	23.36	315.41	180.41	126.17	0.81	0.38	20	0.74
16.4	9.69	21.3	23.36	383.17	219.17	153.27	0.74	0.34	23	0.68

$(N_{spt})_{60}$	FC	β	A	$(N_{spt})_{60}^f$	$CRR_{7.5}$	CRR	F_L	Risque de liquéfaction	F(Z)	F(z)(10-z/2)
7.75	42.52	1.2	5	14.30	0.15	0.21	0.43	Oui	0.57	4.43
12.37	42.52	1.2	5	19.84	0.21	0.29	0.60	Oui	0.40	2.77
5.57	42.52	1.2	5	11.69	0.13	0.17	0.37	Oui	0.63	3.75
12.33	42.52	1.2	5	19.79	0.21	0.29	0.64	Oui	0.36	1.71
11.76	35.14	1.2	5	19.12	0.21	0.28	0.73	Oui	0.27	0.87
12.27	35.14	1.2	5	19.73	0.21	0.29	0.83	Oui	0.17	0.30
PL(%) = 24.27										

Sondage 03 :

Tableau 2.3.3 : Résultats du calcul du potentiel de liquéfaction pour le sondage 03

Z (m)	W (%)	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	σ_v (KN/m ³)	σ'_v (KN/m ³)	τ_{max}	r_d	CSR	N	CN
4	21.79	17.2	20.95	83.79	43.79	33.52	0.97	0.49	12	1.21
6	21.79	17.2	20.95	125.69	65.69	50.27	0.95	0.49	10	0.98
8	18.35	17.2	20.36	162.85	82.85	65.14	0.94	0.49	9	0.88
10	18.35	17.8	21.07	210.69	110.66	84.27	0.91	0.46	9	0.80

$(N_{spt})_{60}$	FC	β	A	$(N_{spt})_{60}^f$	$CRR_{7.5}$	CRR	F_L	Risque de liquéfaction	F(Z)	F(z)(10- z/2)
14.33	77.65	1.2	5	22.19	0.24	0.33	0.66	Oui	0.34	2.73
9.75	77.65	1.2	5	16.70	0.18	0.24	0.50	Oui	0.50	3.52
7.81	77.65	1.2	5	14.37	0.16	0.21	0.42	Oui	0.58	3.45
6.76	77.65	1.2	5	13.11	0.14	0.19	0.41	Oui	0.59	2.93
PL(%) = 19.60										

Sondage 04 :

Tableau 2.3.4 : Résultats du calcul du potentiel de liquéfaction pour le sondage 04

Z (m)	W (%)	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	σ_v (KN/m ³)	σ'_v (KN/m ³)	τ_{max}	r_d	CSR	N	CN
4	21.12	16.7	20.23	80.91	40.91	32.36	0.97	0.51	6	1.22
8	14.68	19.5	22.36	178.90	98.90	71.56	0.94	0.45	23	0.83
9	14.68	19.5	22.36	214.68	118.68	85.87	0.92	0.44	19	0.78

$(N_{spt})_{60}$	FC	β	α	$(N_{spt})_{60}^f$	$CRR_{7.5}$	CRR	F_L	Risque de liquéfaction	F(Z)	F(z)(10- z/2)
7.41	78.02	1.2	5	13.89	0.15	0.20	0.40	Oui	0.60	4.84
18.27	19.42	1.08	5	23.16	0.26	0.34	0.76	Oui	0.24	1.45
13.78	19.42	1.08	5	18.33	0.20	0.27	0.60	Oui	0.40	2.08
PL(%) = 15.38										

Sondage 05 :

Tableau 2.3.5 : Résultats du calcul du potentiel de liquéfaction pour le sondage 05

Z (m)	W (%)	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	σ_v (KN/m ³)	σ'_v (KN/m ³)	τ_{max}	r_d	CSR	N	CN
5.00	9.16	20.10	21.94	109.71	59.71	43.88	0.96	0.47	15	1.00
7.50	9.16	20.10	21.94	164.56	89.56	65.82	0.94	0.46	16	0.84
10.10	9.16	20.10	21.94	221.61	120.61	88.64	0.89	0.44	15	0.76
15.00	11.61	19.00	21.21	318.09	168.09	127.24	0.74	0.87	29	0.68

$(N_{spt})_{60}$	FC	β	α	$(N_{spt})_{60}^f$	$CRR_{7.5}$	CRR	F_L	Risque de liquéfacti on	F(Z)	F(z).(1 0-z/2)
15.34	31.48	1.17	4.8	22.69	0.25	0.27	0.33	Oui	0.71	2.17
13.36	31.48	1.17	4.8	20.38	0.22	0.25	0.30	Oui	0.64	2.24
10.79	31.48	1.17	4.8	17.39	0.19	0.22	0.25	Oui	0.58	2.10
17.67	19.93	1.08	4.8	22.67	0.25	0.30	0.33	Oui	0.90	0.25
PL(%) = 16.90										

Sondage 06 :

Tableau 2.3.6 : Résultats du calcul du potentiel de liquéfaction pour le sondage 06

Z (m)	W (%)	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	σ_v (KN/m ³)	σ'_v (KN/m ³)	τ_{max}	r_d	CSR	N	CN
2.00	17.92	19.00	22.40	44.81	24.81	17.92	0.98	0.47	13	1.62
4.00	17.92	19.00	22.40	89.62	49.62	35.85	0.97	0.47	8	1.15
6.00	17.92	17.90	21.11	126.65	66.65	50.66	0.95	0.48	6	0.96
8.20	17.92	17.90	21.11	173.08	91.08	69.23	0.94	0.47	28	0.86
10.00	12.49	19.10	21.49	214.86	114.86	85.94	0.91	0.45	18	0.78
12.30	12.49	19.10	21.49	264.27	141.27	105.71	0.85	0.42	18	0.73

$(N_{spt})_{60}$	FC	β	α	$(N_{spt})_{60}^f$	$CRR_{7.5}$	CRR	F_L	Risque de liquéfaction	F(Z)	F(z). (10-z/2)
18.60	41.99	1.2	5	27.32	0.33	0.44	0.92	Oui	0.08	0.68
8.09	41.99	1.2	5	14.71	0.16	0.21	0.46	Oui	0.54	4.34
5.24	41.99	1.2	5	11.28	0.12	0.16	0.34	Oui	0.66	4.62
20.90	41.99	1.2	5	30.08	0.48	0.65	1.36	Non	0.00	0
11.97	42.52	1.2	5	19.36	0.21	0.28	0.62	Oui	0.38	2.71
10.79	42.52	1.2	5	17.95	0.19	0.26	0.62	Oui	0.38	2.54
PL(%) = 27.52										

Sondage 07 :

Tableau 2.3.7 : Résultats du calcul du potentiel de liquéfaction pour le sondage 07

Z (m)	W (%)	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	σ_v (KN/m ²)	σ'_v (KN/m ²)	τ_{max} (KN/m ²)	r_d	CSR	N	CN
2.00	12.13	21.10	23.66	47.32	27.32	18.93	0.98	0.45	12	1.54
4.00	12.13	21.10	23.66	94.64	54.64	37.86	0.97	0.45	10	1.09
6.00	12.13	21.10	23.66	141.96	81.96	56.78	0.95	0.44	9	0.89
8.00	12.13	16.70	18.73	149.81	69.81	59.98	0.94	0.54	17	1.16
10.0	32.42	16.70	22.11	221.14	121.14	88.46	0.91	0.44	8	0.99
12.0	32.42	14.80	19.60	235.18	115.18	94.07	0.85	0.46	21	0.88

$(N_{spt})_{60}$	FC	β	α	$(N_{spt})_{60}^f$	$CRR_{7.5}$	CRR	F_L	Risque de liquéfaction	F(Z)	F(z). (10z/2)
18.14	42.52	1.2	5	26.76	0.31	0.42	0.93	Oui	0.07	0.63
12.83	42.52	1.2	5	20.39	0.22	0.30	0.66	Oui	0.34	2.70
7.85	42.52	1.2	5	14.42	0.16	0.21	0.48	Oui	0.52	3.67
16.07	42.52	1.2	5	24.29	0.27	0.36	0.68	Oui	0.32	1.92
5.74	93.81	1.2	5	11.89	0.13	0.17	0.39	Oui	0.61	3.04
15.46	93.81	1.2	5	23.55	0.26	0.35	0.75	Oui	0.25	0.98
PL(%) = 31.23										

Sondage 08 :

Tableau 2.3.8 : Résultats du calcul du potentiel de liquéfaction pour le sondage 08

Z (m)	W (%)	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	σ_v (KN/m ³)	σ'_v (KN/m ³)	τ_{max}	r_d	CSR	N	CN
4.50	22.12	19.30	23.57	106.06	61.06	42.42	0.97	0.45	11	1.07
6.80	22.12	19.30	23.57	160.27	92.27	64.11	0.95	0.44	16	0.90
16.00	22.23	16.50	20.17	322.69	162.69	129.07	0.75	0.40	20	0.71
18.90	22.23	16.50	20.17	381.17	192.17	152.47	0.67	0.35	19	0.66

$(N_{spt})_{60}$	FC	β	α	$(N_{spt})_{60}^f$	$CRR_{7.5}$	CRR	F_L	Risque de liquéfaction	F(Z)	F(z).(10z/2)
11.12	78.02	1.2	5	18.34	0.20	0.27	0.59	Oui	0.41	3.14
13.16	78.02	1.2	5	20.79	0.23	0.30	0.69	Oui	0.31	2.05
12.39	97.41	1.2	5	19.86	0.21	0.29	0.73	Oui	0.27	0.54
10.83	97.41	1.2	5	17.99	0.19	0.26	0.74	Oui	0.26	0.14
								PL(%) =18.85		

Sondage 09 :

Tableau 2.3.9 : Résultats du calcul du potentiel de liquéfaction pour le sondage 09

Z (m)	W (%)	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	σ_v (KN/m ³)	σ'_v (KN/m ³)	τ_{max}	r_d	CSR	N	CN
2.00	10.93	19.30	21.08	42.15	22.15	16.86	0.98	0.50	11	1.62
4.50	10.93	19.30	21.08	94.85	49.85	37.94	0.97	0.49	12	1.09
6.90	10.93	19.30	21.41	147.73	78.73	59.09	0.95	0.47	17	0.94
9.30	10.93	19.30	21.41	199.11	106.11	79.64	0.93	0.46	15	0.85
11.80	10.93	18.50	20.52	242.16	124.16	96.86	0.86	0.45	7	0.79
14.30	10.93	18.50	20.52	293.47	150.47	117.39	0.79	0.41	15	0.74
16.70	10.93	18.50	20.52	342.72	175.72	137.09	0.73	0.38	15	0.69

$(N_{spt})_{60}$	FC	β	A	$(N_{spt})_{60}^f$	$CRR_{7.5}$	CRR	F_L	Risque de liquéfaction	F(Z)	F(z).(10z/2)
18.46	19.92	1.08	3.6	23.52	0.26	0.35	0.70	Oui	0.30	2.70
13.43	19.92	1.08	3.6	18.09	0.20	0.26	0.54	Oui	0.46	3.60
15.14	19.92	1.08	3.6	19.93	0.22	0.29	0.61	Oui	0.39	2.55
11.50	19.92	1.08	3.6	16.01	0.17	0.23	0.50	Oui	0.50	2.66
4.96	18.90	1.07	3.6	8.74	0.10	0.13	0.29	Oui	0.71	2.92
9.66	18.90	1.07	3.6	13.77	0.15	0.20	0.49	Oui	0.51	1.46
8.94	18.90	1.07	3.6	13.00	0.14	0.19	0.50	Oui	0.50	0.83
								PL(%) = 36.68		

2.3.5. Interprétation des résultats :

Dans tous les sondages, on a détecté l'existence de risque de liquéfaction locale dans tous les profondeurs ($F_L < 1.33$), et un potentiel de liquéfaction globale $> 15\%$ ce qui représente un risque important de liquéfaction.

2.3.6. Conclusion :

De manière générale notre site présente un risque de liquéfaction globale important.

Ce qui nécessite de prendre ce risque en considération et chercher une technique d'amélioration du sol avant la réalisation de l'ouvrage. On propose la technique des colonnes ballastées.

CHAPITRE 4 : ETUDE DE RENFORCEMENT DU SITE

2.4.1. Introduction :

Après avoir défini dans les chapitres précédents les caractéristiques physiques et mécaniques principales du sol, on va procéder dans ce chapitre au dimensionnement des colonnes ballastées par logiciel stoneC, vu qu'on a détecté le risque du phénomène de liquéfaction.

2.4.2. Présentation du logiciel :

StoneC (v .4.0.1.9 (2006)) est un programme de calcul qui a été développé par le groupe grec Geologismiki et a été testé avec succès par « THE Vibroflotation Group », il est spécialement conçu pour calculer le tassement de sol avant et après traitement selon la méthode de Priebe ou bien la théorie de l'élasticité, il permet aussi de calculer la capacité portante du sol selon la méthode de Priebe.

Le programme travaille avec plusieurs couches avec possibilité de variation le diamètre des colonnes d'une couche à l'autre, il fait les calculs pour deux types de mailles : rectangulaire ou triangulaire, la fondation peut être rectangulaire ou circulaire

StoneC exprime les résultats en un rapport final.

2.4.3. Mailles de références :

Selon les recommandations du COPREC 2004, on a deux mailles :

- Maille de référence max qui est de 9 m^2 avec un taux de substitution qui doit être supérieur à 3 % ;
- Maille de référence min est de 2.4 m^2 .

Pour raisons d'économie, les colonnes ballastées de ce projet seront disposées suivant un maillage rectangulaire avec un entre axes qui vaut 3m.

2.4.4. Caractéristiques du sol à utiliser dans les calculs :

Avant de lancer les calculs, le programme demande un certain nombre de données :

4.4.1. Données relatives aux colonnes :

On suppose que la nappe est au niveau $Z = 0.00 \text{ m}$ avec $\gamma_{col}^{sat} = 21 \text{ KN} / \text{m}^3$ et $E_{col} = 60 \text{ MPa}$, $\varphi'_c = 40^\circ$ (matériau concassé).

Tableau 2.4.1 : Fiche technique de réception des colonnes ballastées

Dimensions des colonnes	
Diamètre	80 cm
Longueur	La colonne doit s'encastrier dans la couche de marne, se trouve à 15-18m de profondeur par rapport au terrain naturel
Disposition	Mailles élémentaires rectangulaire
Méthode de réalisation	Voie sèche
Nature	Grave naturel concassée
Matelas de réparation	
Matériau	Grave roulée
Epaisseur	60cm
Caractéristique physique et mécaniques typique:	
Angle de frottement :	40°
Module de déformation moyen:	60 MPa
Coefficient de poisson:	0.33
Poids volumique saturé:	21 KN/m ³
LA:	<35
MDE:	<30
LA+MDE:	<60

LA: essai de los-angles

MDE: essai de micro Deval.

2.4.4.2. Données relatives au sol :

On travaille avec des couches épaisses de un mètre (1m).on modélise le matelas de répartition comme une première couche qui aura les caractéristiques du ballast. Les caractéristiques des couches de sols sont données comme suit :

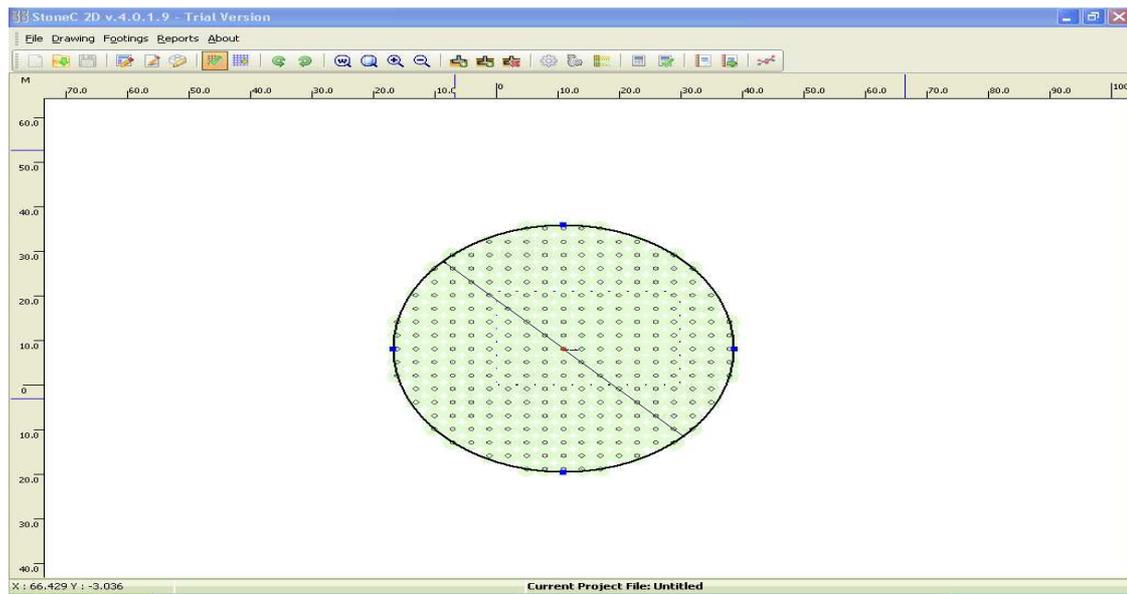
- On prend des poids volumique pour chaque couche ;
- Le coefficient de poisson vaut 0,33 ;
- La cohésion C variable ;
- L'angle de frottement φ variable ;
- le module E_s variable en fonction de E_M et α ($\alpha = f\left(\frac{E_M}{P_L}\right)$)

2.4.5. Dimensionnement des colonnes ballastées par logiciel StoneC :

2.4.5.1. Résultat de logiciel stoneC :

- **Décanteur secondaire :**

Sondage N°7 :



Borehole Soil Data

Assign from footing...

Load Import from CPeT-IT

Soil data table

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m³)	Poisson ratio	Phi (°)	Cohesion (kPa)	Comp. Soil*	Ds improved (kPa)
1	0.60	0.80	17.38	21.66	4.62	21.00	0.33	40.00	1.00	<input type="checkbox"/>	21.66
2	1.60	0.80	17.38	28.44	3.52	23.66	0.33	15.43	184.00	<input type="checkbox"/>	28.44
3	2.60	0.80	17.38	28.44	3.52	23.66	0.33	15.43	184.00	<input type="checkbox"/>	28.44
4	3.60	0.80	17.38	28.44	3.52	23.66	0.33	15.43	184.00	<input type="checkbox"/>	28.44
5	4.60	0.80	17.38	9.12	10.96	23.66	0.33	15.43	184.00	<input type="checkbox"/>	9.12
6	5.60	0.80	17.38	6.02	16.61	18.73	0.33	22.23	12.00	<input type="checkbox"/>	6.02
7	6.60	0.80	17.38	12.00	8.33	18.73	0.33	22.23	12.00	<input type="checkbox"/>	12.00
8	7.60	0.80	17.38	12.00	8.33	18.73	0.33	22.23	12.00	<input type="checkbox"/>	12.00
9	8.60	0.80	17.38	5.66	17.67	18.73	0.33	22.23	12.00	<input type="checkbox"/>	5.66
10	9.60	0.80	17.38	5.66	17.67	19.60	0.33	39.91	26.00	<input type="checkbox"/>	5.66
11	10.60	0.80	17.38	5.66	17.67	19.60	0.33	39.91	26.00	<input type="checkbox"/>	5.66
12	11.60	0.80	17.38	4.60	21.74	21.26	0.33	20.53	42.00	<input type="checkbox"/>	4.60
13	12.60	0.80	17.38	4.60	21.74	21.26	0.33	20.53	42.00	<input type="checkbox"/>	4.60
14	13.60	0.80	17.38	6.96	14.37	21.54	0.33	25.66	14.00	<input type="checkbox"/>	6.96
15	14.60	0.80	17.38	14.60	6.85	21.54	0.33	25.66	14.00	<input type="checkbox"/>	14.60
16										<input type="checkbox"/>	
17										<input type="checkbox"/>	

* If checked, settlements of this layer will be computed using the manually entered improved modulus without use of Priebe's improvement factors

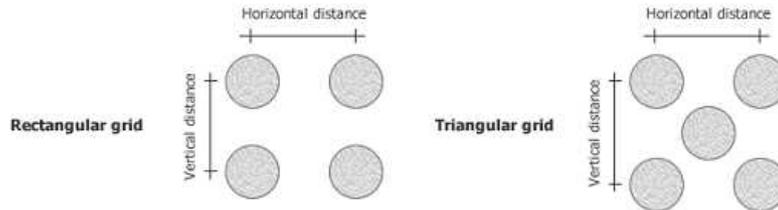
Save data Cancel

Project title:

Project subtitle:

::: Stone Columns & Foundation properties :::

Number of columns:	277	Foundation geometry:	Circular
Installation grid:	Rectangular	Foundation diameter:	55.50 m
Horizontal distance:	3.00 m	Foundation length:	N/A
Vertical distance:	3.00 m	Foundation pressure:	67.00 kPa
Friction angle of columns:	40.00	Ground water table:	N/A
Constrained modulus of columns:	100.00 MPa	Effective overburden pressure:	0.00 kPa
Dry unit weight of columns:	21.00 kN/m ³		
Sat. unit weight of columns:	21.50 kN/m ³		



::: Soil layer input data :::

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m ³)	Poisson ratio	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
1	0.60	0.80	17.38	21.66	4.62	21.00	0.33	40.00	1.00
2	1.60	0.80	17.38	28.44	3.52	23.66	0.33	15.43	184.00
3	2.60	0.80	17.38	28.44	3.52	23.66	0.33	15.43	184.00
4	3.60	0.80	17.38	28.44	3.52	23.66	0.33	15.43	184.00
5	4.60	0.80	17.38	9.12	10.96	23.66	0.33	15.43	184.00
6	5.60	0.80	17.38	6.02	16.61	18.73	0.33	22.23	12.00
7	6.60	0.80	17.38	12.00	8.33	18.73	0.33	22.23	12.00
8	7.60	0.80	17.38	12.00	8.33	18.73	0.33	22.23	12.00
9	8.60	0.80	17.38	5.66	17.67	18.73	0.33	22.23	12.00
10	9.60	0.80	17.38	5.66	17.67	19.60	0.33	39.91	26.00
11	10.60	0.80	17.38	5.66	17.67	19.60	0.33	39.91	26.00
12	11.60	0.80	17.38	4.60	21.74	21.26	0.33	20.53	42.00
13	12.60	0.80	17.38	4.60	21.74	21.26	0.33	20.53	42.00
14	13.60	0.80	17.38	6.96	14.37	21.54	0.33	25.66	14.00
15	14.60	0.80	17.38	14.60	6.85	21.54	0.33	25.66	14.00

* Current layer has no stone columns

Abbreviations

Bottom depth:	Depth of the lowest layer boundary (relative to free surface at 0.00)
Column diameter:	Diameter of the stone column in the layer
A/Ac:	Replacement ratio (unit area to column area)
Ds:	Constrained modulus of soil
Dc/Ds:	Ratio of constrained modulus of column material to constrained modulus of soil
Unit weight:	Total unit weight of soil layer
Poisson ratio:	Poisson ratio of the layer
Friction angle:	Friction angle value of the layer
Cohesion:	Cohesion value of the layer

Project title:

Project subtitle:

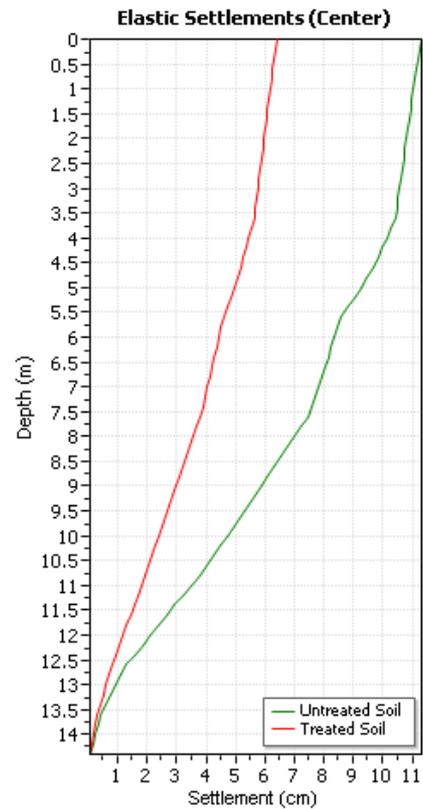
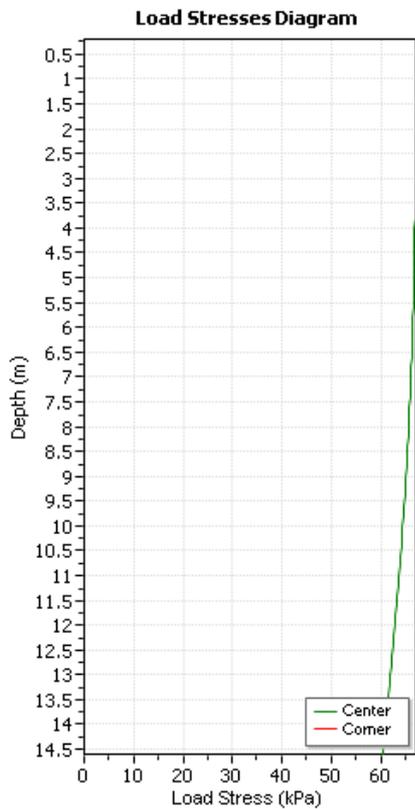
:: Calculation of soil improvement due to vibroreplacement ::

No	Bottom depth (m)	n_0	Delta (A/Ac)	n_1	m_1	ϕ_{12} (degrees)	c_1 (kPa)	f_0	n_2	m_2	ϕ_{12} (degrees)	c_2 (kPa)
1	0.60	1.29	1.30	1.27	0.21	40.00	0.79	-1.00	1.21	0.17	40.00	0.83
2	1.60	1.29	1.87	1.26	0.21	21.43	145.95	-1.00	1.14	0.13	19.15	160.72
3	2.60	1.29	1.87	1.26	0.21	21.43	145.95	-1.00	1.14	0.13	19.15	160.72
4	3.60	1.29	1.87	1.26	0.21	21.43	145.95	-1.00	1.14	0.13	19.15	160.72
5	4.60	1.29	0.47	1.28	0.22	21.80	143.48	1.82	1.57	0.36	25.70	116.94
6	5.60	1.29	0.30	1.29	0.22	26.76	9.34	2.75	1.90	0.47	31.48	6.32
7	6.60	1.29	0.64	1.28	0.22	26.69	9.38	1.38	1.42	0.30	28.21	8.44
8	7.60	1.29	0.64	1.28	0.22	26.69	9.38	1.38	1.42	0.30	28.21	8.44
9	8.60	1.29	0.28	1.29	0.22	26.76	9.33	2.92	1.96	0.49	31.78	6.12
10	9.60	1.29	0.28	1.29	0.22	39.93	20.22	-1.00	1.96	0.49	39.95	13.27
11	10.60	1.29	0.28	1.29	0.22	39.93	20.22	-1.00	1.96	0.49	39.95	13.27
12	11.60	1.29	0.22	1.29	0.22	25.55	32.65	-1.00	2.19	0.54	32.10	19.15
13	12.60	1.29	0.22	1.29	0.22	25.55	32.65	-1.00	2.19	0.54	32.10	19.15
14	13.60	1.29	0.35	1.28	0.22	29.24	10.90	-1.00	1.77	0.43	32.47	7.91
15	14.60	1.29	0.80	1.28	0.22	29.17	10.96	-1.00	1.34	0.25	29.72	10.47

- n_0 : Basic improvement factor
- Delta(A/Ac) : Value added to area ratio (due to column compressibility)
- n_1 : Soil improvement factor (due to column compressibility)
- f_0 : Depth factor (due to overburden constraint)
- : (***) means f_0 does not meet compatibility controls
- n_2 : Improvement factor (with overburden constraint)
- $m_{1,2}$: Proportional loads on columns (for n_1 and n_2 respectively)
- $\phi_{1,2}$: Improved effective soil friction angle (for n_1 and n_2 respectively)
- $c_{1,2}$: Improved effective soil cohesion (for n_1 and n_2 respectively)

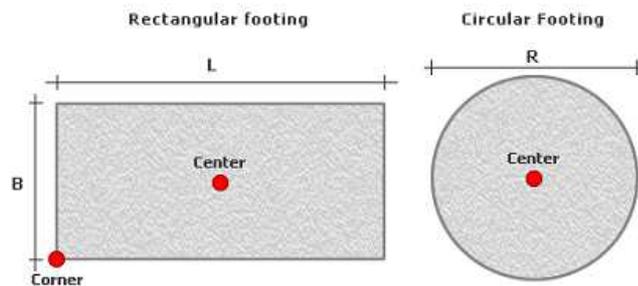
Project title:
Project subtitle:

:: Settlements calculation according to DIN 4019 ::



$$\text{Settlement} = \frac{1}{E_s} \times \int_0^{d_s} I \times \sigma_1 dz$$

Calculations are carried out using the procedure described in DIN 4019. The general equation for a single soil layer is presented above. The software uses an analytical procedure to calculate the above integral.



Tabular Results

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	0.60	67.00	12.60	21.66	26.17	0.19	0.00	0.15	0.00
2	1.60	66.99	36.26	28.44	32.56	0.24	0.00	0.21	0.00
3	2.60	66.95	59.92	28.44	32.56	0.24	0.00	0.21	0.00
4	3.60	66.86	83.58	28.44	32.56	0.24	0.00	0.21	0.00

Project title:**Project subtitle:****Tabular Results**

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
5	4.60	66.71	107.24	9.12	14.35	0.73	0.00	0.47	0.00
6	5.60	66.48	125.97	6.02	11.43	1.11	0.00	0.58	0.00
7	6.60	66.17	144.70	12.00	17.06	0.55	0.00	0.39	0.00
8	7.60	65.77	163.43	12.00	17.06	0.55	0.00	0.39	0.00
9	8.60	65.26	182.16	5.66	11.09	1.16	0.00	0.59	0.00
10	9.60	64.66	201.76	5.66	11.09	1.15	0.00	0.59	0.00
11	10.60	63.96	221.36	5.66	11.09	1.14	0.00	0.58	0.00
12	11.60	63.16	242.62	4.60	10.09	1.38	0.00	0.63	0.00
13	12.60	62.27	263.88	4.60	10.09	1.36	0.00	0.62	0.00
14	13.60	61.29	285.42	6.96	12.31	0.89	0.00	0.50	0.00
15	14.60	60.24	306.96	14.60	19.52	0.42	0.00	0.31	0.00
Totals:						11.31	0.00	6.41	0.00

Bottom depth : Depth of the lowest layer boundary (relative to free surface at 0.00)

Load stress : Stress below the center of the footing due to footing load

Over. stress : Overburden effective stress

Ds : Constrained Modulus of soil layer

Ds improved : Constrained Modulus of soil layer after treatment

* : Settlements calculation ended due to 20% rule

Project title:
Project subtitle:

:: Bearing Capacity Calculation According to Priebe ::

Single layer bearing capacity calculation is performed according to DIN 4017 (2006)

:: Soil Layer No 1 (from 0.00 to 0.60) ::

Friction angle:	40.00°	Friction angle of treated soil:	40.00°
Cohesion:	1.00 kPa	Cohesion of treated soil:	0.83 kPa
Average cohesion:	0.91 kPa		
Soil weight above foundation level:	21.00 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	21.00 kN/m ³
Fictitious width:	55.50 m	Depth of ground failure:	130.31 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 75.31, N_q = 64.20, N_b = 53.03$		
Shape factors:	$v_c = 1.65, v_q = 1.64, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	43375.90 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	647.40		

:: Soil Layer No 2 (from 0.60 to 1.60) ::

Friction angle:	15.43°	Friction angle of treated soil:	19.15°
Cohesion:	184.00 kPa	Cohesion of treated soil:	160.72 kPa
Average cohesion:	172.36 kPa		
Soil weight above foundation level:	21.00 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	23.66 kN/m ³
Fictitious width:	60.07 m	Depth of ground failure:	87.38 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 11.25, N_q = 4.11, N_b = 0.86$		
Shape factors:	$v_c = 1.35, v_q = 1.27, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	3760.65 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	56.13		

:: Soil Layer No 3 (from 1.60 to 2.60) ::

Friction angle:	15.43°	Friction angle of treated soil:	19.15°
Cohesion:	184.00 kPa	Cohesion of treated soil:	160.72 kPa
Average cohesion:	172.36 kPa		
Soil weight above foundation level:	23.66 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	23.66 kN/m ³
Fictitious width:	60.07 m	Depth of ground failure:	77.47 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 11.25, N_q = 4.11, N_b = 0.86$		
Shape factors:	$v_c = 1.35, v_q = 1.27, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	3760.65 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	56.13		

:: Soil Layer No 4 (from 2.60 to 3.60) ::

Friction angle:	15.43°	Friction angle of treated soil:	19.15°
Cohesion:	184.00 kPa	Cohesion of treated soil:	160.72 kPa
Average cohesion:	172.36 kPa		
Soil weight above foundation level:	23.66 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	23.66 kN/m ³
Fictitious width:	60.07 m	Depth of ground failure:	73.06 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 11.25, N_q = 4.11, N_b = 0.86$		
Shape factors:	$v_c = 1.35, v_q = 1.27, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	3760.65 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	56.13		



GeoLogismiki
 Geotechnical Engineers
 P.O. Box 33539
<http://www.geologismiki.gr>

Project title:
Project subtitle:

:: Bearing Capacity Calculation According to Priebe ::

Single layer bearing capacity calculation is performed according to DIN 4017 (2006)

:: Soil Layer No 5 (from 3.60 to 4.60) ::

Friction angle:	15.43°	Friction angle of treated soil:	21.80°
Cohesion:	184.00 kPa	Cohesion of treated soil:	143.48 kPa
Average cohesion:	163.74 kPa		
Soil weight above foundation level:	23.66 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	23.66 kN/m ³
Fictitious width:	63.58 m	Depth of ground failure:	71.36 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 11.25, N_a = 4.11, N_b = 0.86$		
Shape factors:	$v_c = 1.35, v_a = 1.27, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	3886.97 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	58.01		

:: Soil Layer No 6 (from 4.60 to 5.60) ::

Friction angle:	22.23°	Friction angle of treated soil:	26.76°
Cohesion:	12.00 kPa	Cohesion of treated soil:	9.34 kPa
Average cohesion:	10.67 kPa		
Soil weight above foundation level:	23.66 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	18.73 kN/m ³
Fictitious width:	61.22 m	Depth of ground failure:	72.16 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 17.14, N_a = 8.01, N_b = 2.86$		
Shape factors:	$v_c = 1.43, v_a = 1.38, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	2823.79 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	42.15		

:: Soil Layer No 7 (from 5.60 to 6.60) ::

Friction angle:	22.23°	Friction angle of treated soil:	26.69°
Cohesion:	12.00 kPa	Cohesion of treated soil:	9.38 kPa
Average cohesion:	10.69 kPa		
Soil weight above foundation level:	18.73 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	18.73 kN/m ³
Fictitious width:	61.13 m	Depth of ground failure:	72.70 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 17.14, N_a = 8.01, N_b = 2.86$		
Shape factors:	$v_c = 1.43, v_a = 1.38, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	2816.42 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	42.04		

:: Soil Layer No 8 (from 6.60 to 7.60) ::

Friction angle:	22.23°	Friction angle of treated soil:	26.69°
Cohesion:	12.00 kPa	Cohesion of treated soil:	9.38 kPa
Average cohesion:	10.69 kPa		
Soil weight above foundation level:	18.73 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	18.73 kN/m ³
Fictitious width:	61.13 m	Depth of ground failure:	73.09 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 17.14, N_a = 8.01, N_b = 2.86$		
Shape factors:	$v_c = 1.43, v_a = 1.38, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	2816.42 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	42.04		

Project title:**Project subtitle:****:: Bearing Capacity Calculation According to Priebe ::**

Single layer bearing capacity calculation is performed according to DIN 4017 (2006)

:: Soil Layer No 9 (from 7.60 to 8.60) ::

Friction angle:	22.23°	Friction angle of treated soil:	26.76°
Cohesion:	12.00 kPa	Cohesion of treated soil:	9.33 kPa
Average cohesion:	10.67 kPa		
Soil weight above foundation level:	18.73 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	18.73 kN/m ³
Fictitious width:	61.22 m	Depth of ground failure:	73.41 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 17.14, N_q = 8.01, N_b = 2.86$		
Shape factors:	$v_c = 1.43, v_q = 1.38, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	2824.21 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	42.15		

:: Soil Layer No 10 (from 8.60 to 9.60) ::

Friction angle:	39.91°	Friction angle of treated soil:	39.93°
Cohesion:	26.00 kPa	Cohesion of treated soil:	20.22 kPa
Average cohesion:	23.11 kPa		
Soil weight above foundation level:	18.73 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	19.60 kN/m ³
Fictitious width:	55.53 m	Depth of ground failure:	79.29 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 74.60, N_q = 63.40, N_b = 52.19$		
Shape factors:	$v_c = 1.65, v_q = 1.64, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	42629.82 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	636.27		

:: Soil Layer No 11 (from 9.60 to 10.60) ::

Friction angle:	39.91°	Friction angle of treated soil:	39.93°
Cohesion:	26.00 kPa	Cohesion of treated soil:	20.22 kPa
Average cohesion:	23.11 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.60 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	19.60 kN/m ³
Fictitious width:	55.53 m	Depth of ground failure:	84.06 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 74.60, N_q = 63.40, N_b = 52.19$		
Shape factors:	$v_c = 1.65, v_q = 1.64, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	42629.82 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	636.27		

:: Soil Layer No 12 (from 10.60 to 11.60) ::

Friction angle:	20.53°	Friction angle of treated soil:	25.55°
Cohesion:	42.00 kPa	Cohesion of treated soil:	32.65 kPa
Average cohesion:	37.32 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.60 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	21.26 kN/m ³
Fictitious width:	61.83 m	Depth of ground failure:	83.10 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 15.34, N_q = 6.75, N_b = 2.15$		
Shape factors:	$v_c = 1.41, v_q = 1.35, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	3106.59 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	46.37		

Project title:
Project subtitle:

:: Bearing Capacity Calculation According to Priebe ::

Single layer bearing capacity calculation is performed according to DIN 4017 (2006)

:: Soil Layer No 13 (from 11.60 to 12.60) ::

Friction angle:	20.53°	Friction angle of treated soil:	25.55°
Cohesion:	42.00 kPa	Cohesion of treated soil:	32.65 kPa
Average cohesion:	37.32 kPa		
Soil weight above foundation level:	21.26 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	21.26 kN/m ³
Fictitious width:	61.83 m	Depth of ground failure:	82.29 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 15.34, N_q = 6.75, N_b = 2.15$		
Shape factors:	$v_c = 1.41, v_q = 1.35, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	3106.59 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	46.37		

:: Soil Layer No 14 (from 12.60 to 13.60) ::

Friction angle:	25.66°	Friction angle of treated soil:	29.24°
Cohesion:	14.00 kPa	Cohesion of treated soil:	10.90 kPa
Average cohesion:	12.45 kPa		
Soil weight above foundation level:	21.26 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	21.54 kN/m ³
Fictitious width:	60.04 m	Depth of ground failure:	82.31 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 21.72, N_q = 11.43, N_b = 5.01$		
Shape factors:	$v_c = 1.47, v_q = 1.43, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	5339.17 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	79.69		

:: Soil Layer No 15 (from 13.60 to 14.60) ::

Friction angle:	25.66°	Friction angle of treated soil:	29.17°
Cohesion:	14.00 kPa	Cohesion of treated soil:	10.96 kPa
Average cohesion:	12.48 kPa		
Soil weight above foundation level:	21.54 kN/m ³	Soil weight below foundation level:	21.54 kN/m ³
Fictitious width:	59.94 m	Depth of ground failure:	82.32 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 21.72, N_q = 11.43, N_b = 5.01$		
Shape factors:	$v_c = 1.47, v_q = 1.43, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	5324.12 kPa	Foundation load:	67.00 kPa
Single layer safety factor:	79.46		

:: Bearing Capacity Results ::

Averaged Safety Factor: 158.06

Partial Safety Factor: 2.00

Overall Safety Factor: 79.03

Tableau récapitulatif des résultats de logiciel :

Ouvrage	Nombre de colonne	Diamètre de colonne (m)	Longueur de colonne (m)	Distance entre axe (m)
Décanteur primaire	437	0.8	15	1.5
Décanteur secondaire	277	0.8	15	3
Dessableur déshuileur	52	0.8	15	3
Bassin d'aération	500	0.8	15	3
Epaississeur	36	0.8	15	3
Filtre et chambre à machines	210	0.8	15	3

2.4.5.2. Vérification par la méthode de PRIEBE :

Données :

- Couche 1 : $D_1 = 5$ m
- Couche 2 : $D_2 = 4$ m
- Couche 3 : $D_3 = 2.5$ m
- Couche 4 : $D_4 = 1.8$ m
- Couche 5 : $D_5 = 2.4$ m
- $D = 3$ m
- $D_C = 0.8$ m
- $A / A_C = 11.29$
- Charge uniformément répartie $\sigma_0 = 67$ KPa

Tableau 2.4.2 : Caractéristiques géomécaniques des sols

Couches	γ (KN /m ³)	φ' (degrés)	E_{MI} (MPa)	α_i	E_{Si} (MPa)
Colonnes	21	40	-	-	60
Sable limoneux	23.66	15.43	10.83	0.5	21.91
Limon sableuse	18.73	22.23	6.00	0.5	11.92
Argile très sableuse	19.60	39.91	2.83	0.5	5.66
Limon	21.26	20.53	2.3	0.5	4.6
Sable limoneux	21.54	25.66	2.3	1 / 3	6.96

- Tassement avant traitement par colonnes ballastées :

$$S_0 = \sigma_0 * \sum D_i / E_{SI}$$

Avec :

D_i : La profondeur de la couche

σ_0 : Contrainte verticale transmise au fondation

Couche 1: $S_{00} = [(67 * 5)/21910] = 1.53 \text{ cm}$

Couche 2: $S_{00} = [(67 * 4)/11920] = 2.25 \text{ cm}$

Couche 3: $S_{00} = [(67 * 2.5)/5660] = 2.96 \text{ cm}$

Couche 4: $S_{00} = [(67 * 1.8)/4600] = 2.63 \text{ cm}$

Couche 5: $S_{00} = [(67 * 2.4)/6960] = 2.31 \text{ cm}$

D'où :

Tassement totale: $S_0 = 11.68 \text{ cm}$

- Tassement après traitement:

Couche 1 : $E_c/E_{Y1} = 60 / 21.91 = 2.78 \rightarrow (\text{Figure 2.4.1}) (\varphi_{col} = 40^\circ)$

Couche 2 : $E_c/E_{Y1} = 60 / 11.92 = 5.03 \rightarrow (\text{Figure 2.4.1}) (\varphi_{col} = 40^\circ)$

Couche 3: $E_c/E_{Y1} = 60 / 5.60 = 10.6 \rightarrow (\text{Figure 2.4.1}) (\varphi_{col} = 40^\circ)$

Couche 4: $E_c/E_{Y1} = 60 / 4.6 = 13.04 \rightarrow (\text{Figure 2.4.1}) (\varphi_{col} = 40^\circ)$

Couche 5: $E_c/E_{Y1} = 60 / 6.96 = 8.62 \rightarrow (\text{Figure 2.4.1}) (\varphi_{col} = 40^\circ)$

Ce qui donne les facteurs d'amélioration suivants (figure 2.4.2) :

Couche 1 : $n = 1.5$

Couche 2 : $n = 1.5$

Couche 3 : $n = 1.5$

Couche 4 : $n = 1.5$

Couche 5 : $n = 1.5$

La réduction des tassements due à la compressibilité des colonnes conduit à :

Couche 1: $S_{01} = S_{00}/n_1 = 1.53 / 1.5 = 1.02 \text{ cm}$

Couche 2: $S_{01} = S_{00}/n_1 = 2.25 / 1.5 = 1.5 \text{ cm}$

Couche 3: $S_{01} = S_{00}/n_1 = 2.96 / 1.5 = 1.97 \text{ cm}$

Couche 4: $S_{01} = S_{00}/n_1 = 2.63 / 1.5 = 1.75 \text{ cm}$

Couche 5: $S_{01} = S_{00}/n_1 = 2.31 / 1.5 = 1.54 \text{ cm}$

D'où:

Le tassement total : $S_1 = 7.78$ cm

Prise en compte de l'effet de la profondeur :

La figure 2.4.3 donne les facteurs d'influence de la profondeur suivants :

Le facteur de profondeur $y = 0.38$ dans tous les couches

Couche 1 : $F_d = (1 / 1 - y \cdot \sigma_v / \sigma_0) = (1 / 1 - 0.38 \cdot 118.3 / 67) = 0.91$

Couche 2 : $F_d = (1 / 1 - y \cdot \sigma_v / \sigma_0) = (1 / 1 - 0.38 \cdot 193.22 / 67) = 0.55$

Couche 3 : $F_d = (1 / 1 - y \cdot \sigma_v / \sigma_0) = (1 / 1 - 0.38 \cdot 242.22 / 67) = 0.44$

Couche 4 : $F_d = (1 / 1 - y \cdot \sigma_v / \sigma_0) = (1 / 1 - 0.38 \cdot 280.48 / 67) = 0.38$

Couche 5 : $F_d = (1 / 1 - y \cdot \sigma_v / \sigma_0) = (1 / 1 - 0.38 \cdot 327.86 / 67) = 0.33$

La réduction des tassements due à l'effet de la profondeur conduit à :

Couche 1 : $S_{02} = S_{01} / F_d = 1.02 / 0.91 = 1.12$ cm

Couche 2 : $S_{02} = S_{01} / F_d = 15 / 0.55 = 2.05$ cm

Couche 3 : $S_{02} = S_{01} / F_d = 1.97 / 0.44 = 4.47$ cm

Couche 4 : $S_{02} = S_{01} / F_d = 1.75 / 0.38 = 4.60$ cm

Couche 5 : $S_{02} = S_{01} / F_d = 1.54 / 0.33 = 4.66$ cm

D'où le tassement final total $s_2 = 16.9$ cm

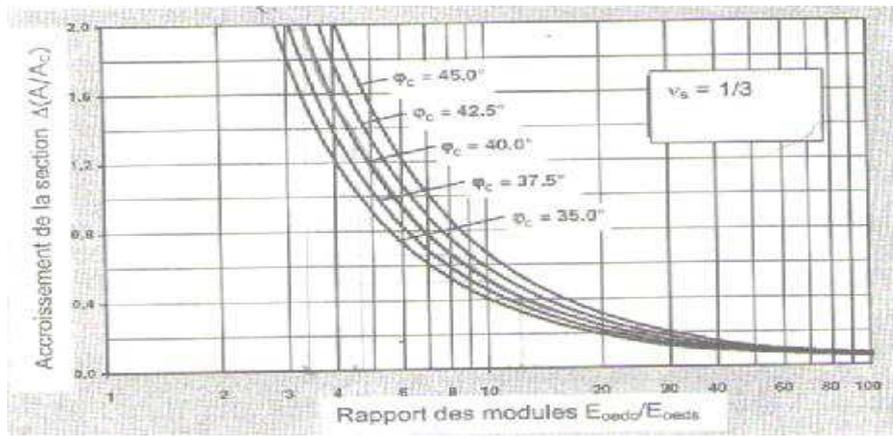


Figure 2.4.1 : Incidence de la compressibilité relative colonne / sol

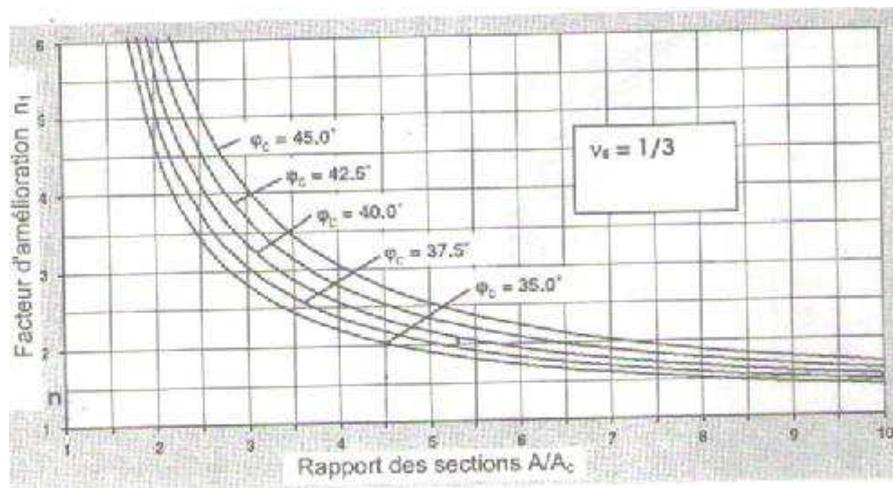


Figure 2.4.2 : Facteur d'amélioration n_1 en fonction du taux d'incorporation A/A_c

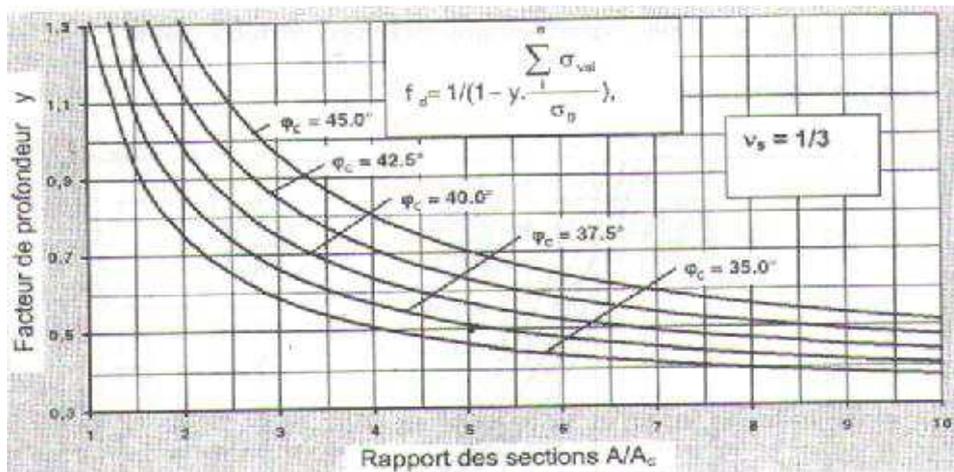


Figure 2.4.3 : Influence de la profondeur

2.4.5.3. Interprétation des résultats:

L'estimation du tassement par la logiciel stoneC a donnée les résultats suivants :

- Le tassement avant traitement égale à 11.31 cm
- Le tassement après traitement égale à 6.41 cm

La justification par la méthode de Priebe à donnée les résultats suivants :

- Le tassement avant traitement égale à 11.68 cm
 - Le tassement après traitement égale à 7.78 cm
- Les tassements qu'on a trouvés sont admissibles car le tassement admissible est de l'ordre 30 cm.
- Prise en compte des résultats obtenus par le calcul manuel et automatique, on a convergé au même résultat.

➤ **Justification en termes de contraintes :**

❖ **Rupture par expansion latérale :**

Par analogie avec l'essai triaxial, le Document Technique Unifié (DTU) 13-2 définit la contrainte de rupture q_r de la colonne par la formule :

$$q_r = \sigma_h \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = \sigma_h * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_c}{2} \right).$$

Avec :

φ'_c : Angle de frottement du ballaste ($\varphi'_c = 40^\circ$ dans notre cas) ;

σ_h : l'étreinte latérale = P_{Le}^* dans le cas du pressiomètre.

Résultat de l'essai pressiométriques SP 07 :

Z (m)	2.5	4.5	6.5	8.5	11	14.5	17.5
P_L	510	750	600	560	390	320	460
P_0	25.06	44.87	57.97	68.80	77.62	99.43	124.189
P_L^*	484.93	705.12	542.03	491.2	312.38	220.57	335.811

Observation :

L'étreinte latérale σ_h peut être déterminée sur toute la hauteur u profil à traiter à condition que le sol à améliorer soit homogène sur toute cette hauteur, dans le cas contraire σ_h doit être déterminée sur la hauteur de moindre résistance (zone d'expansion latérale possible (Hughes et Withers, 1974)).

A partir des valeurs de P_L^* , on calcul la moyenne géométrique $P_{Le}^* = \sqrt[n]{\prod P_L^*}$

$$P_{Le}^* = \sqrt[3]{484.93 * 705.12 * 542.03}$$

$$P_{Le}^* = 570.15 \text{ KPa}$$

$$q_r = \sigma_h \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = 570.15 \frac{1 + \sin(40)}{1 - \sin(40)} \Rightarrow q_r = 2622.06 \text{ KPa}$$

❖ **Rupture par poinçonnement :**

Calcul à l'ELS :

$$L_c \geq R_c \left[\left(\gamma_{ELS} \frac{\sigma_0^{ELS}}{c_u} \right) - 9 \right] / 2$$

Avec:

$$\sigma_{0\text{ELS}} = 67 \text{ KPa} ;$$

$$R_C = 0,4 \text{ m} ;$$

$$\gamma_{\text{ELS}} = 2$$

On détermine C_u à partir des résultats du σ_h en utilisant la corrélation suivante :

$$C_U = \frac{P_l - P_0}{5,5}$$

On fait 02 calculs (pour $C_u^{\text{max}} = 184 \text{ KPa}$ et $C_u^{\text{min}} = 12 \text{ KPa}$)

Calcul à L'ELS :

$$L_c \geq 0,4 \left[\left(2 * \frac{67}{12} \right) - 9 \right] / 2 \Rightarrow L_c \geq 0,43 \text{ m.}$$

$$L_c \geq 0,4 \left[2 * \frac{67}{184} \right] - 9 \right] / 2 \Rightarrow L_c \geq -1,65 \text{ m.}$$

- La rupture par poinçonnement est vérifiée, donc, la contrainte la plus défavorable est celle due à la rupture par expansion latéral.

• **Calcul des contraintes admissibles à L'ELS :**

Le DTU 13.2 stipule que la contrainte de calcul aux états limites de service « ELS » (q_{ELS}) sur une section théorique de colonnes ballastées doit « être inférieure à 2 fois l'étreinte latérale σ_h du sol encaissant sans toutefois être supérieure à 0.8 MPa ». Il convient aussi, d'après le DTU 13.2, de s'assurer que sous les contraintes calculées, les tassements restent compatibles avec les tolérances imposées par l'ouvrage ou une partie de sa structure.

Donc, conformément aux prescriptions du DTU 13.2, la contrainte q_{ELS} à l'état limite de service « ELS » est obtenue par application d'un coefficient de sécurité minimum de 2, soit :

$$q_{\text{ELS}} \leq \frac{q_r}{2}, \text{ et } q_{\text{ELS}} \text{ est plafonnée, d'après le DTU à } 0,8 \text{ MPa} :$$

$$q_{\text{ELS}} = \min (800 \text{ KPa} ; q_r / 2)$$

$$q_{\text{ELS}} = \min (800 \text{ KPa} ; 1311,03 \text{ KPa}) \Rightarrow q_{\text{ELS}} = 800 \text{ KPa}$$

- **Vérification :**

$$\sigma_{0ELS} = 67 \text{ KPa} \quad \text{et} \quad q_{ELS} = 800 \text{ KPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{0ELS} < q_{aELS} \quad \Rightarrow \quad \text{vérifié}$$

- **Décanteur primaire :**

Sondage 04 :

➤ **Justification en termes de contraintes :**

- ❖ **Rupture par expansion latérale :**

$$q_r = \sigma_h \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = \sigma_h * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_c}{2} \right).$$

Avec :

φ'_c : Angle de frottement du ballaste ($\varphi'_c = 40^\circ$ dans notre cas) ;

$\sigma_h = P_{Le}^*$ dans le cas du pressiomètre.

Résultat de l'essai pressiométriques SP 04 :

Z (m)	4	6.5	8.5	10.5	12	14	18	24
P_L	1070	780	320	460	480	1160	1690	5200
P_0	25.97	51.26	69.31	87.35	100.89	147.42	162.84	209.10
P_L^*	1044.03	728.74	250.69	372.65	379.11	1012.58	1527.16	4990.89

A partir des valeurs de P_L^* , on calcul la moyenne géométrique $P_{Le}^* = \sqrt[n]{\prod P_L^*}$

$$P_{Le}^* = \sqrt[2]{1044.03 * 728.74}$$

$$P_{Le}^* = 872.25 \text{ KPa}$$

$$q_r = \sigma_h \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = 872.25 \frac{1 + \sin(40)}{1 - \sin(40)} \Rightarrow q_r = 4011.39 \text{ KPa}$$

- ❖ **Rupture par poinçonnement :**

Calcul à l'ELS :

$$L_c \geq R_c \left[\left(\gamma_{ELS} \frac{\sigma_0^{ELS}}{c_u} \right) - 9 \right] / 2$$

Avec:

$$\sigma_{0ELS} = 93 \text{ KPa}, \quad (\sigma_{0ELS} : \text{Contrainte verticale transmise au fondation})$$

$$R_c = 0,4 \text{ m};$$

$$\gamma_{ELS} = 2$$

On détermine C_u à partir des résultats du σ_h en utilisant la corrélation suivante :

$$C_u = \frac{P_l - P_0}{5,5}$$

On fait 02 calculs (pour $C_u^{\max} = 184 \text{ KPa}$ et $C_u^{\min} = 12 \text{ KPa}$)

Calcul à L'ELS :

$$L_c \geq 0,4 \left[\left(2 * \frac{93}{12} \right) - 9 \right] / 2 \Rightarrow L_c \geq 1,3 \text{ m}$$

$$L_c \geq 0,4 \left[\left(2 * \frac{93}{184} \right) - 9 \right] / 2 \Rightarrow L_c \geq -1,59 \text{ m}$$

➤ La rupture par poinçonnement est vérifiée.

• **Calcul des contraintes admissibles à L'ELS :**

On a :

$$q_{ELS} = \min (800 \text{ KPa}; q_r / 2)$$

$$q_{ELS} = \min (800 \text{ KPa}; 2005,69 \text{ KPa}) \Rightarrow q_{ELS} = 800 \text{ KPa}$$

• **Vérification :**

$$\sigma_{0ELS} = 93 \text{ KPa} \text{ et } q_{ELS} = 800 \text{ KPa} \Rightarrow \sigma_{0ELS} < q_{ELS} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Basin d'aération + dégazage:**

Sondage N°5 :

➤ **Justification en termes de contraintes :**

- ❖ **Rupture par expansion latérale :**

$$\text{On a } q_r = \sigma_h \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = \sigma_h * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_c}{2} \right).$$

Avec:

φ'_c : Angle de frottement du ballaste ($\varphi'_c = 40^\circ$ dans notre cas) ;

$\sigma_h = P_{Le}^*$ dans le cas du pressiomètre.

Résultat de l'essai pressiométriques SP 05 :

Z (m)	3	5	8	11	14	16.5	20
P_L	530	350	400	590	450	170	3880
P_0	26.15	43.58	60.97	78.74	98.98	114.67	146.95
P_L^*	503.85	306.42	339.03	511.26	351.02	55.33	3733.05

A partir des valeurs de P_L^* , on calcul la moyenne géométrique $P_{Le}^* = \sqrt[n]{\prod P_L^*}$

$$P_{Le}^* = \sqrt[2]{503.85 * 306.42}$$

$$P_{Le}^* = 392.92 \text{ KPa}$$

$$q_r = \sigma_h * \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = 392.92 * \frac{1 + \sin(40)}{1 - \sin(40)} \Rightarrow q_r = 1807 \text{ KPa}$$

- ❖ **Rupture par poinçonnement :**

Calcul à l'ELS :

$$L_c \geq R_c \left[\left(\gamma_{ELS} \frac{\sigma_0^{ELS}}{C_u} \right) - 9 \right] / 2$$

Avec:

$$\sigma_{0ELS} = 68 \text{ KPa ;}$$

$$R_c = 0,4 \text{ m ;}$$

$$\gamma_{ELS} = 2$$

On détermine C_u à partir des résultats du σ_h en utilisant la corrélation suivante :

$$C_U = \frac{P_L - P_0}{5,5}$$

On fait 02 calculs (pour $C_u^{\max} = 184 \text{ KPa}$ et $C_u^{\min} = 13 \text{ KPa}$)

Calcul à l'ELS :

$$L_c \geq 0.4 \left[\left(2 * \frac{68}{13} \right) - 9 \right] / 2 \Rightarrow L_c \geq 0.29$$

$$L_c \geq 0.4 \left[\left(2 * \frac{68}{184} \right) - 9 \right] / 2 \Rightarrow L_c \geq -1.65$$

➤ La rupture par poinçonnement est vérifiée.

• **Calcul des contraintes admissibles à L'ELS :**

$$q_{ELS} = \min (800 \text{ KPa} ; q_r / 2)$$

$$q_{ELS} = \min (800 \text{ KPa} ; 903.50 \text{ KPa}) \Rightarrow q_{ELS} = 800 \text{ KPa}$$

• **Vérification :**

$$\sigma_{0ELS} = 68 \text{ KPa} \text{ et } q_{aELS} = 800 \text{ KPa} \Rightarrow \sigma_{0ELS} < q_{aELS} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Filtres et salle des machines :**

Sondage 9 :

➤ **Justification en termes de contraintes :**

- ❖ **Rupture par expansion latérale :**

On a :

$$q_r = \sigma_h \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = \sigma_h * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_c}{2} \right).$$

Avec:

φ'_c : Angle de frottement du ballaste ($\varphi'_c = 40^\circ$ dans notre cas) ;

$\sigma_h = P_{Le}^*$ dans le cas du pressiomètre.

Résultat de l'essai pressiométriques SP 09 :

Z (m)	4.5	6.5	8.5	10.5	12.5	14.5	16.5	18.5
P_L	590	290	290	280	240	350	720	1100
P_0	19.51	32.52	45.52	58.53	71.54	84.55	93.77	101.73
P_L^*	570.49	257.48	244.48	221.47	168.46	265.45	626.23	988.27

A partir des valeurs de P_L^* , on calcul la moyenne géométrique $P_{Le}^* = \sqrt[n]{\prod P_L^*}$

$$P_{Le}^* = \sqrt[3]{570.49 * 257.48}$$

$$P_{Le}^* = 383.26 \text{ KPa}$$

$$q_r = \sigma_h * \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = 383.26 * \frac{1 + \sin(40)}{1 - \sin(40)} \Rightarrow q_r = 1762.58 \text{ KPa}$$

- ❖ **Rupture par poinçonnement :**

Calcul à l'ELS :

$$L_c \geq R_c \left[\left(\gamma_{ELS} \frac{\sigma_0^{ELS}}{C_u} \right) - 9 \right] / 2$$

Avec:

$$\sigma_{0ELS} = 93 \text{ KPa} ;$$

$$R_c = 0,4 \text{ m} ;$$

$$\gamma_{ELS} = 2$$

On détermine C_u à partir des résultats du σ_h en utilisant la corrélation suivante :

$$C_U = \frac{P_l - P_0}{5,5}$$

On fait 02 calculs (pour $C_u^{\max} = 14 \text{ KPa}$ et $C_u^{\min} = 26 \text{ KPa}$)

Calcul à L'ELS :

$$L_c \geq 0.4 \left[\left(2 * \frac{93}{14} \right) - 9 \right] / 2 \Rightarrow L_c \geq 0.86 \text{ m}$$

$$L_c \geq 0.4 \left[\left(2 * \frac{93}{24} \right) - 9 \right] / 2 \Rightarrow L_c \geq -0.25 \text{ m}$$

➤ La rupture par poinçonnement est vérifiée.

• **Calcul des contraintes admissibles à L'ELS :**

$$q_{ELS} = \min (800 \text{ KPa} ; q_f / 2)$$

$$q_{ELS} = \min (800 \text{ KPa} ; 881.29 \text{ KPa}) \Rightarrow q_{ELS} = 800 \text{ KPa}$$

• **Vérification :**

$$\sigma_{0ELS} = 93 \text{ KPa} \text{ et } q_{aELS} = 800 \text{ KPa} \Rightarrow \sigma_{0ELS} < q_{aELS} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Déssableur déshuileur :**

Sondage 3 :

- **Justification en termes de contraintes :**

- ❖ **Rupture par expansion latérale :**

On a :

$$q_r = \sigma_h \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = \sigma_h * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_c}{2} \right).$$

Avec:

φ'_c : Angle de frottement du ballaste ($\varphi'_c = 40^\circ$ dans notre cas) ;

$\sigma_h = P_{Le}^*$ dans le cas du pressiomètre.

Résultat de l'essai pressiométriques SP 03 :

Z (m)	4	6	8	10	14	16.5	20	24
P_L	390	330	400	280	370	1250	5150	5200
P_0	21.79	39.22	56.65	69.35	97.64	116.77	143.57	174.19
P_L^*	768.21	290.78	343.35	210.65	272.36	1133.23	5006.6	5025.81

A partir des valeurs de P_L^* , on calcul la moyenne géométrique $P_{Le}^* = \sqrt[n]{\prod P_L^*}$

$$P_{Le}^* = \sqrt[2]{768.21 * 290.78}$$

$$P_{Le}^* = 472.63 \text{ KPa}$$

$$q_r = \sigma_h * \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = 472.63 * \frac{1 + \sin(40)}{1 - \sin(40)} \Rightarrow q_r = 2173.58 \text{ KPa}$$

- ❖ **Rupture par poinçonnement :**

Calcul à l'ELS :

$$L_c \geq R_c \left[\left(\gamma_{ELS} \frac{\sigma_0^{ELS}}{C_u} \right) - 9 \right] / 2$$

Avec:

$$\sigma_{0\text{ELS}} = 138 \text{ KPa} ;$$

$$R_C = 0,4 \text{ m} ;$$

$$\gamma_{\text{ELS}} = 2.$$

On détermine C_u à partir des résultats du σ_h en utilisant la corrélation suivante : $C_U = \frac{P_t - P_0}{5,5}$.

On fait 02 calculs (pour $C_u^{\text{max}} = 184 \text{ KPa}$ et $C_u^{\text{min}} = 26 \text{ KPa}$)

Calcul à L'ELS :

$$L_c \geq 0.4 \left[\left(2 * \frac{138}{26} \right) - 9 \right] / 2 \Rightarrow L_c \geq 0.32 \text{ m}$$

$$L_c \geq 0.4 \left[\left(2 * \frac{138}{184} \right) - 9 \right] / 2 \Rightarrow L_c \geq -1.5 \text{ m}$$

➤ La rupture par poinçonnement est vérifiée.

➤ **Calcul des contraintes admissibles à L'ELS :**

$$q_{\text{ELS}} = \min (800 \text{ KPa} ; q_r / 2)$$

$$q_{\text{ELS}} = \min (800 \text{ KPa} ; 1086.79 \text{ KPa}) \Rightarrow q_{\text{ELS}} = 800 \text{ KPa}$$

➤ **Vérification :**

$$\sigma_{0\text{ELS}} = 138 \text{ KPa} \text{ et } q_{\text{ELS}} = 800 \text{ KPa} \Rightarrow \sigma_{0\text{ELS}} < q_{\text{ELS}} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Epaississeure**

Sondage 1 :

➤ **Justification en termes de contraintes :**

- ❖ **Rupture par expansion latérale :**

$$\text{On a } q_r = \sigma_h \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = \sigma_h * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_c}{2} \right).$$

Avec:

φ'_c : Angle de frottement du ballaste ($\varphi'_c = 40^\circ$ dans notre cas) ;

$\sigma_h = P_{Le}^*$ dans le cas du pressiomètre.

Résultat de l'essai pressiométriques SP 01:

Z (m)	4.5	6.5	8.5	10.5	12.5	14.5	16.5	18.5
P_L	590	520	440	510	520	710	2770	1400
P_0	15.46	27.03	42.38	57.65	72.96	88.27	103.58	118.89
P_L^*	574.54	492.97	397.62	452.35	447.04	621.73	2666.42	1281.11

A partir des valeurs de P_L^* , on calcul la moyenne géométrique $P_{Le}^* = \sqrt[n]{\prod P_L^*}$

$$P_{Le}^* = \sqrt[2]{574.54 * 492.9}$$

$$P_{Le}^* = 532.15 \text{ KPa}$$

$$q_r = \sigma_h * \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = 532.15 * \frac{1 + \sin(40)}{1 - \sin(40)} \Rightarrow q_r = 2447.30 \text{ KPa}$$

- ❖ **Rupture par poinçonnement :**

Calcul à l'ELS :

$$L_c \geq R_c \left[\left(\gamma_{ELS} \frac{\sigma_0^{ELS}}{C_u} \right) - 9 \right] / 2$$

Avec:

$$\sigma_{0ELS} = 107 \text{ KPa ;}$$

$$R_c = 0.4 \text{ m ;}$$

$$\gamma_{ELS} = 2$$

On détermine C_u à partir des résultats du σ_h en utilisant la corrélation suivante :

$$C_U = \frac{P_L - P_0}{5,5}$$

On fait 02 calculs (pour $C_u^{\max} = 31$ KPa et $C_u^{\min} = 13$ KPa)

Calcul à l'ELS :

$$L_c \geq 0.4 \left[\left(2 * \frac{107}{13} \right) - 9 \right] / 2 \Rightarrow L_c \geq 1.49 \text{ m}$$

$$L_c \geq 0.4 \left[\left(2 * \frac{107}{31} \right) - 9 \right] / 2 \Rightarrow L_c \geq 0.42 \text{ m}$$

➤ La rupture par poinçonnement est vérifiée.

Calcul des contraintes admissibles à L'ELS :

$$q_{ELS} = \min (800 \text{ KPa} ; q_f / 2)$$

$$q_{ELS} = \min (800 \text{ KPa} ; 1223.65 \text{ KPa}) \Rightarrow q_{ELS} = 800 \text{ KPa.}$$

Vérification :

$$\sigma_{0ELS} = 107 \text{ KPa} \quad \text{et} \quad q_{ELS} = 800 \text{ KPa} \Rightarrow \sigma_{0ELS} < q_{ELS} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

2.4.6. Conclusion :

Le calcul de vérification a révélé que les tassements obtenus sont admissibles et non préjudiciables pour l'ouvrage projeté.

CONCLUSION GENERALE

La présente étude traite le projet de réalisation du renforcement du sol de la station d'épuration de Beni-Messous. Le sol du site est caractérisé par une couche sableuse saturée où un calcul du potentiel de liquéfaction par les résultats déduits de l'essai SPT (méthode Seed- Idriss) a dévoilé un risque de liquéfaction.

Après un exposé des différentes techniques de renforcement des sols décrites dans la littérature, nous avons examiné les conditions géotechniques de notre site qui ont convergées vers le renforcement du sol par colonnes ballastées. Le choix de cette solution est justifié par :

- La nature du sol du site ;
- La mise en œuvre relativement facile et rapide ;
- Le caractère économique est bien respecté ;

Pour que les colonnes, puissent accomplir leurs rôles, on propose les recommandations suivantes :

- Une longueur des colonnes proposée est de 15 m permet de traverser toute la couche de sable liquéfiable.
- Réaliser les colonnes par la voie sèche.
- Prendre un diamètre des colonnes de 80 cm, avec un maillage rectangulaire et un entre axes de 3 m ce qui nous donne un totale de 1512 colonnes sous l'ensemble de l'ouvrage. du point de vue économique sachant que pour de grand projet avec très grande quantité a réalisé tarification se compte entre 3500 et 7500 DA/ml, se que nous donne un aperçu de 11340000 DA.
- Un matelas drainant est prévu en tête des colonnes pour drainer les eaux captées par les colonnes.

Les calculs manuel et automatique ont convergé au même résultat.

REFERENCES

1. Bouafia A (2008), *Introduction a la dynamique des sols (tomme II)*, Editions OPU (Office des Publications Universitaires),pp
2. Procédés généraux de construction, (*fondations profondes, parois de soutènement, amélioration des sols*).
3. SOL TM, TMBYS (2010). *Note technique d'amélioration des sols par vibrocompactage*. Rapport confidentiel.
4. Documentent Keller Fondations Spéciales SAS, *Les procédés de vibration profonde des sols*.
5. Benchelha T Saidi A/ dpe kalaa, *Amélioration des sols de fondation par colonnes ballastées*.
6. Ghegediban S, *Méthodes de calcul de transmission des efforts horizontaux de la semelle aux inclusions rigides*, Edition Keller fondation spéciales.
7. Rapport de stage de DEA (INSA de Lyon), *Chapitre II - Les différentes techniques de renforcement par inclusions rigides*.
8. *Etude numérique de l'influence des paramètres géotechnique sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastés*, Thèse d'obtention de diplôme de magistère en géotechnique et environnement, Université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou.
9. Ammar .D et Francis. B, colonnes ballastées « techniques de mise en œuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement »
10. Steven K et Prentice H (1996), *Geotechnical Earthquake engineering*.
11. JEAN F C, *Liquéfaction et essais de pénétration SPT*, Mécanique des sols 2. Laboratoire central des Ponts et Chaussées.
12. Rahhal M E ., *comprendre les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols*, Université Saint Joseph, Beyrouth, Liban, muhsin.rahhal@fi.usj.edu.lb.

13. Benahmed N, *Première caractérisation du risque de liquéfaction sous sollicitation sismique d'ouvrages hydrauliques en remblai existants ou projetés en basse vallée du rhone*, Fédération de Recherche ECCOREV 2008 – 2012.
14. Seed H B and Idriss I M , *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division - ASCE*, 97(SM9), 1249-1273, 1971.
15. Benchelha T Saidi A, *amélioration des sols de fondation par colonnes ballastées cas des ouvrages d'art de la rocade méditerranéenne de Nador*.

APPENDICE A : LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

a_c : Rapport de remplacement

a_{max} : Accélération maximale du sol en surface

c_u : La cohésion non drainée

C_N : Facteur correcteur tenant en compte les pressions des terres

C_E : Facteur correcteur tenant en compte l'énergie de martèlement

C_B : Facteur correcteur tenant en compte le diamètre du trou

C_R : Facteur correcteur tenant en compte la longueur de tige

C_S : Facteur correcteur tenant en compte le type de carottier

CSR_{tr} : Le rapport de contraintes cycliques correspondant à 20 cycliques

CSR_{cb} : Le rapport de contraintes cycliques correspondant à 20 cycliques

CRR : Rapport de résistance cyclique

CSR : Le rapport des contraintes de cisaillement cycliques

$CRR_{7.5}$: La résistance cyclique $CRR_{7.5}$ correspondant à une magnitude sismique M_W de 7.5

D_C : Diamètre de la colonne

E_s : Le module d'Young

E_{col} : Modules d'Young de la colonne

E_m : Module pressiométrique mesuré à l'essai PMT (MPa)

F_L : Coefficient de sécurité locale à la liquéfaction

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81m/s^2$)

G_{max} : Module de cisaillement dynamique (MPa)

q_{ult} : La contrainte ultime qui peut supporter par la colonne juste avant la rupture

q_s : La contrainte verticale transmise sur le sol

q : La contrainte verticale apportée par l'ouvrage

K_M : Le coefficient de correction permet de tenir compte d'une magnitude différente de 7.5

K_σ : Le coefficient de correction *pour la contrainte de cisaillement* permet de tenir compte d'une magnitude différente de 7.5

K_α : Le coefficient de correction *pour la contrainte de confinement* permet de tenir compte d'une magnitude différente de 7.5

K_0 : Coefficient des terres au repos

L : Longueur de la colonne ballastée

MSF : Facteur correcteur de la magnitude

M_w : Magnitude du moment sismique

M : Moment de renversement, Marge de sécurité

N_{cyc} : Nombre de cycle de chargement

N_l : Nombre critique des cycles déclenchant la liquéfaction

N_{SPT} : Le nombre de coups de l'essai SPT non corrigé à une profondeur donnée

$(N_{spt}^1)_{60}$: Le nombre de coups corrigé et normalisé pour un rapport d'énergie de 60 %

(N_{spt}^1) : Le nombre de coups corrigé par l'effet de profondeur (coups/30 cm)

P_L (%) : Potentiel de liquéfaction (%)

P_0 : Contrainte horizontale initiale à une profondeur donnée (KPa)

p : Etreinte latérale de la colonne

R_c : Rayon de la colonne

r_u : Rapport de surpression interstitielle

r_d : Facteur correcteur de réduction de la contrainte de cisaillement avec la profondeur

Selon Liao et Whitman 1986

S : Tassement du sol en un point donné

u : La pression interstitielle

ν_s : Le coefficient de Poisson du sol.

W : la teneur en eau (%)

Z : Profondeur sous la surface de terre

γ_s : Poids volumique des grains (KN / m³)

γ_{sat} : Poids volumique saturé du sol (KN / m³)

γ_d : Poids volumique sec (KN / m³)

γ_h : Poids volumique humide (KN / m³)

γ' : Poids volumique déjaugé du sol (KN / m³)

γ_{col}^{sat} : Poids volumique saturé de colonne

ρ : Masse volumique du sol (Kg/m³)

σ_0 = Contrainte verticale totale

σ_v' : Contrainte verticale effective en un point (KPa)

σ_h : Contrainte horizontale en un point (KPa)

σ_v : Contrainte verticale totale en un point (KPa)

σ_{r_0} : La pression totale latérale initiale.

τ_{ult} : Contrainte de cisaillement moyenne

τ_l : Résistance au cisaillement cyclique (KPa)

τ_{max} : La contrainte de cisaillement maximum

μ : Moyenne, écart-type

φ : Angle de friction interne du sol

φ_c : Angle de frottement du ballast

Δq_c^1 : Incrément

β : Facteur de réduction de tassement

$P_L(\%)$: Module pressiométrique moyen à travers la couche

λ : Le facteur empirique dépendant de la nature du sol et des conditions de l'essai cyclique

APPENDICE B : EVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION A PARTIR L'ESSAI SPT

(Méthode de SEED-IDRISS, 1971)

La méthode de SEED-IDRISS, couramment appelée la procédure simplifiée, est limitée aux sollicitations sismiques modérées, induisant des accélérations maximums en surface entre 0.2 à 0.5 fois celle de la gravité terrestre. Pour les sollicitations sismiques fortes, il est recommandé d'utiliser les méthodes d'analyse non linéaire en contraintes effectives, disponibles en pratique sous forme de logiciels.

Dans le cadre de la méthode simplifiée, le risque de liquéfaction est évalué à la base de l'essai SPT et des caractéristiques d'identification du matériau sableux et/ou limoneux selon la méthodologie suivante :

Etape 1: Evaluer la contrainte de cisaillement maximum τ_{max} mobilisée par le séisme à la profondeur étudiée z . Une alternative simplifiée de calcul de τ_{max} est celle du modèle d'une colonne rigide ayant une hauteur z est sollicitée en surface par une accélération a_h^{max} , suite à la propagation verticale des ondes de cisaillement. Ces derniers ne développent en fait aucune contrainte normale latérale sur les facettes verticales de la colonne, se qui conduit à :

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_v}{g} a_{max} \quad (1)$$

On retient en générale comme valeur représentative de la contrainte de cisaillement de calcul, une fraction égale à deux tiers de τ_{max} .

Pour tenir compte de la flexibilité de la colonne du sol, SEED et IDRISS ont proposé d'effectuer un abattement à l'aide du coefficient de réduction des contraintes, noté r_d . Ce dernier est égal à 1 en surface diminué par la suite avec la profondeur.

La figure 1, illustre la variation de r_d en fonction de la profondeur, obtenue par analyse de la réponse sismique des sites sableux de différentes densités. La courbe moyenne peut être utilisée pour des profondeurs n'excédant pas 12 m.

On peut aussi utiliser la formule de ROBERTSON et WRIDE (1997) :

- $r_d = 1.0 - 0.00765 z$ pour $z \leq 9.15m$,
 - $r_d = 1.174 - 0.0267 z$ pour $9.15 < z \leq 23 m$,
 - $r_d = 0.744 - 0.008 z$ pour $23 < z \leq 30 m$,
- (2)

- $r_d = 0.5$ pour $z > 30\text{m}$.

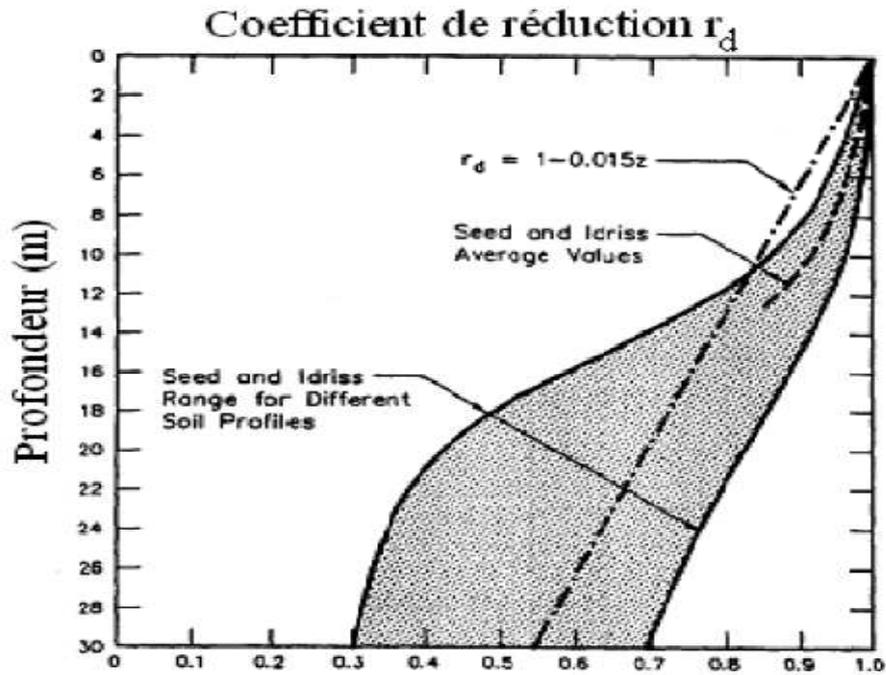


Figure 1: coefficient de réduction des contraintes de cisaillement

Étape 2 : Evaluer le rapport des contraintes cycliques CSR, défini à une profondeur donnée comme étant le rapport de la contrainte de cisaillement à la contrainte effective:

$$\text{CSR} = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_v} \quad (3)$$

En cas d'utilisation du modèle de la colonne rigide, on aura :

$$\text{CSR} = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (4)$$

Étape 3 : Evaluer, à chaque profondeur de l'essai SPT, le nombre de coups normalisé à un rapport d'énergie ER de 60%, est corrigé par l'effet de la profondeur (ou effet des pressions de confinement) par le biais du coefficient C_N donnée comme suit:

$$C_N = \left(\frac{\sigma_{ref}}{\sigma'_v} \right)^{0.5} \quad (5)$$

Avec:

σ_{ref} : Contrainte de référence égale à 100 KPa

En cas d'un équipement SPT non standard, la correction du nombre de coups s'écrit :

$$(N_{SPT}^I)_{60} = C_N \cdot C_{60} \cdot N_{SPT} \quad (6)$$

C_{60} est le produit de plusieurs facteurs de correction des résultats de l'essai SPT ($C_{60} = C_{HT} \cdot C_{HW} \cdot C_{SS} \cdot C_{RL} \cdot C_{BD}$), tenant essentiellement compte des dimensions et du type de mouton, du type du carottier échantillonneur, des dimensions des tiges, et enfin du diamètre du forage, le tableau (1) regroupe les valeurs des facteurs de correction.

Tableau 1 : Facteurs de correction du nombre de coups.

Correction due à	Facteur de Correction	Correction
Mouton non standard	C_{HT}	- mouton avec corde et poulie: Si ER = 0.45, alors : $C_{HT} = 0.75$ - mouton avec trajet automatique : Si ER = 0.8 , alors : $C_{HT} = 1.33$
Masse M et / ou hauteur de chute H non standards	C_{HW}	$C_{HW} = \frac{H(mm).M(kg)}{760 \times 63.5}$
Carottier échantillonneur non standard (sans fourreaux)	C_{SS}	- $C_{SS} = 1.10$ pour sable lâche - $C_{SS} = 1.20$ pour sable dense
Carottier échantillonneur non standard (avec fourreaux)	C_{SS}	- $C_{SS} = 0.90$ pour sable lâche - $C_{SS} = 0.80$ pour sable dense
Longueur de tiges	C_{RL}	- $C_{RL} = 0.75$ pour longueur = 3-4 m - $C_{RL} = 0.85$ pour longueur = 4-6 m - $C_{RL} = 0.95$ pour longueur = 6-10 m - $C_{RL} = 1.00$ pour longueur = 10-30 m
Diamètre de forage non standard	C_{BD}	- $C_{BD} = 1.00$ pour diamètre = 65-115 mm - $C_{BD} = 1.05$ pour diamètre = 150 mm - $C_{BD} = 1.15$ pour diamètre = 200 mm

Etape 4: Déterminer à la profondeur étudiée le rapport de résistance cyclique $CRR_{7.5}$ correspondant à une magnitude sismique M_w de 7.5, à partir de la figure 2

Pour un sable propre ($FC \leq 5\%$) ou de la figure 3 pour des sables contenant des fines.

Il est à noter que sur la figure 2, la courbe limitant la zone de la liquéfaction de celle de la non liquéfaction, a une allure linéaire en deçà d'un nombre de coups de 20, et peut être ajustée par la relation suivante:

$$CRR_{7.5} = \frac{(N_{spt}^1)_{60}}{90} \quad (7)$$

Les courbes des figures 2 et 3 font partie du règlement parasismique chinois pour les bâtiments.

On peut aussi calculer directement CRR en fonction du nombre de coups normalisé et corrigé $(N_{spt}^1)_{60}^f$, en effectuant au préalable une correction du nombre normalisé $(N_{spt}^1)_{60}$.

Pour tenir compte de la teneur en particule fines (% des particules inférieures à 75 μm). La présence des particules des fines (argiles et /ou limons) a un effet stabilisateur sur la résistance à la liquéfaction du sable. On peut adopter la méthode de SEED et IDRIS (1982) formulée comme suit, en notant le pourcentage des fines par FC(%):

$$(N_{spt}^1)_{60}^f = a' + b' (N_{spt}^1)_{60} \quad (8)$$

$$a' = 0. \quad b' = 1.0 \quad \text{pour } FC \leq 5\%, \quad (9)$$

$$a' = \exp[1.76 - (190/FC^2)], \quad b' = 0.99 + FC^{1.5}/1000 \quad \text{pour } 5 < FC < 35\%, \quad (10)$$

$$a' = 5.0 \text{ et } b' = 1.2 \quad \text{pour } FC \geq 35\%. \quad (11)$$

$$CCR_{7.5} = \frac{a + c.x + e.x^2 + g.x^3}{1 + b.x + d.x^2 + f.x^3 + h.x^4} \quad (12)$$

$$x = (N_{spt}^1)_{60}^f,$$

$$a = 0.048,$$

$$b = -0.1248,$$

$$c = -0.004721,$$

$$d = 0.009578,$$

$$e = 0.0006136,$$

$$f = -0.0003285,$$

$$g = -1.673 \cdot 10^{-5},$$

$$h = 3.714 \cdot 10^{-6}.$$

Etape 5: Corriger la valeur de $CRR_{7.5}$ en cas de magnitudes différentes de 7.5, en la multipliant par le coefficient de correction K_M donné par la figure 4

Etape 6 : Corriger la valeur de $CRR_{7.5}$ pour tenir compte des contraintes effectives verticales du poids des terres plus grandes que 100 KPa, par le coefficient K_σ donné par la figure 5

Etape 7: Corriger la valeur de $CRR_{7.5}$ pour tenir compte des contraintes de cisaillement initial τ_{h0} , en la multipliant par le coefficient K_α donné par la figure 6, en fonction du rapport des contraintes initiales et de la densité relative. En cas d'un terrain horizontal, le coefficient K_α est égal à l'unité. En présence d'un terrain en pente ou sous les ouvrages et les remblais.

Les différentes corrections du rapport de la résistance au cisaillement cyclique peuvent se formuler comme suit:

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (13)$$

Etape 8: Calculer le coefficient de sécurité locale vis-à-vis de la liquéfaction, tel que :

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (14)$$

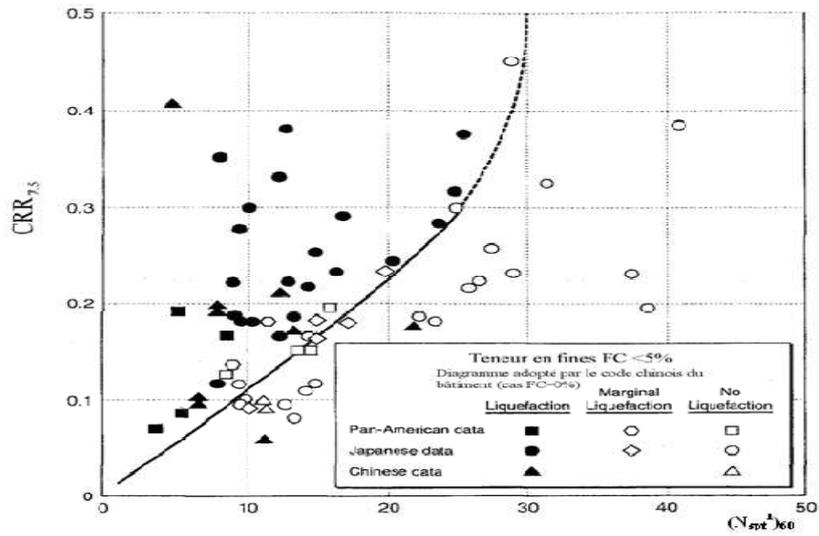


Figure 2. Diagramme donnant CRR des sables propre ($FC \leq 5\%$) en fonction de $(N_{spt}^1)_{60}$ pour une magnitude M_w de 7.5.

Etape 9: Evaluer le risque globale à la liquéfaction du site, en calculant le potentiel de liquéfaction, ce qui peut se faire en utilisant les équations (1.2.2) et (1.2.3) de la méthode de TATSUOKA et AL (1980) en considérant une zone utile de 20 m de profondeur par rapport au terrain naturel.

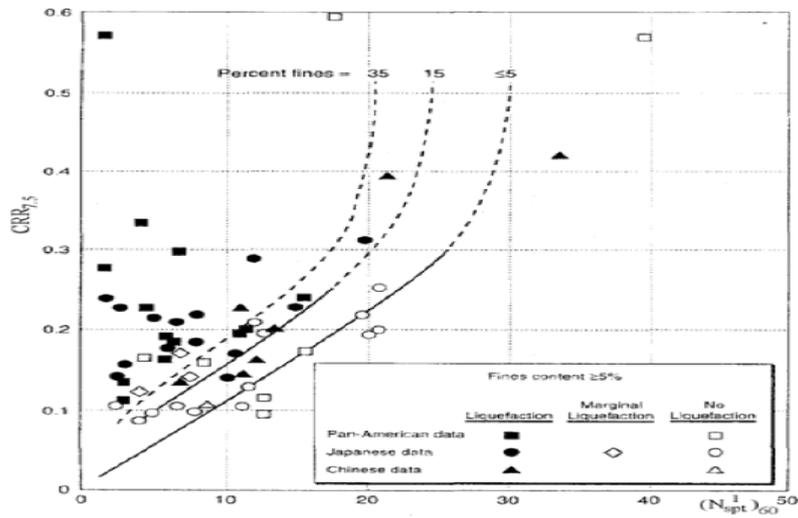


Figure 3 : Diagramme donnant CRR des sables contenant des fines en fonction de $(N_{spt}^1)_{60}$ pour une magnitude M_w de 7.5.

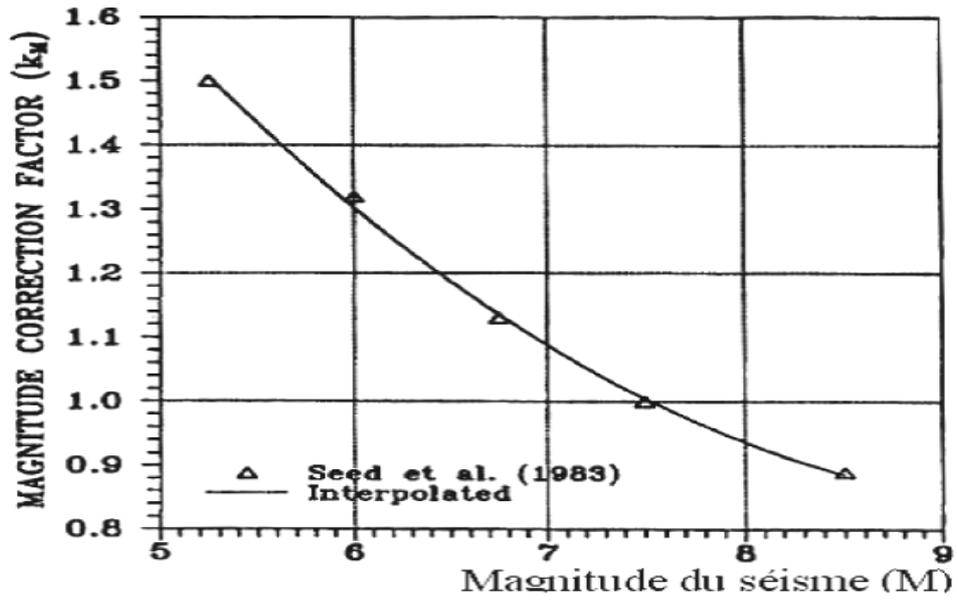


Figure 4 : Courbe donnant le coefficient de correction de la magnitude

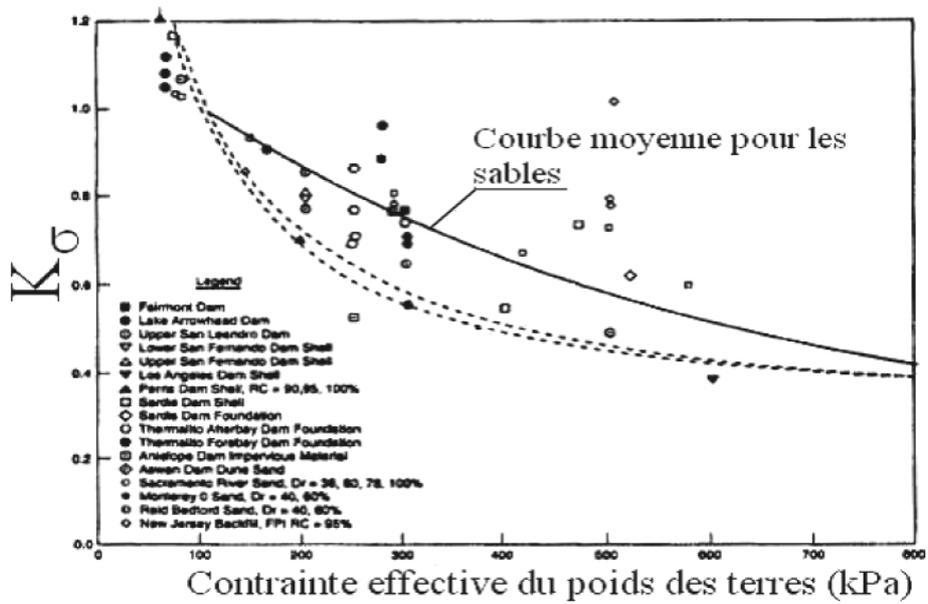


Figure 5 : Courbe donnant le coefficient K_G en fonction des contraintes effectives initiales σ'_{v0} .

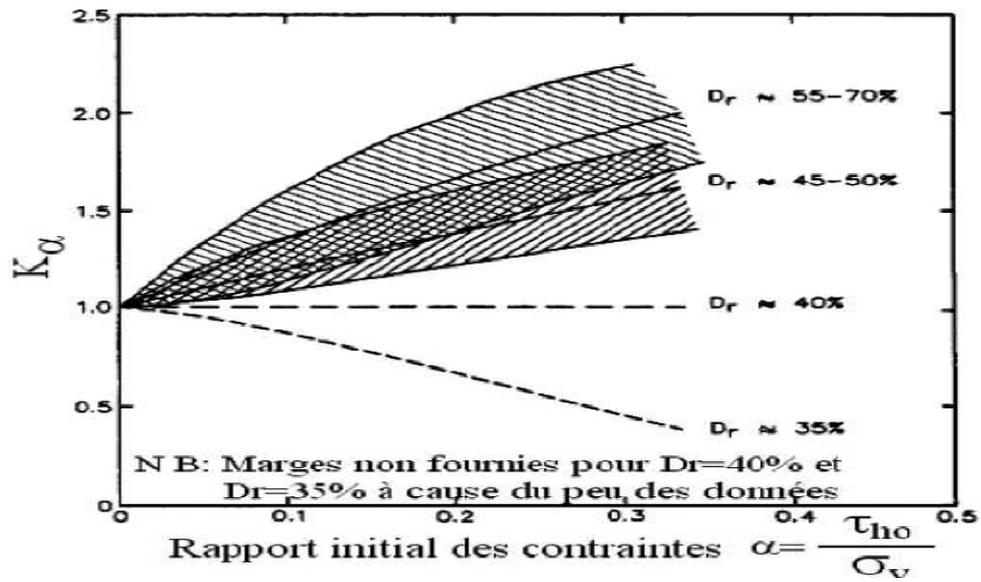


Figure 6 : Courbe donnant le coefficient K_α en fonction du rapport initial de contraintes et de la densité relative.

APPENDICE C : EVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION A PARTIR DE L'ESSAI SPT

(Méthode de l'Eurocode8)

La norme EN 1998-5 de l'Eurocode 8, exige en cas de prédisposition du site étudié à la liquéfaction, une reconnaissance géotechnique comportant à cette fin, au minimum la réalisation in situ d'essai de pénétration standard (SPT) ou d'essais de pénétration au cône (CPT), ainsi que la détermination des courbes granulométriques en laboratoire.

Pour l'essai SPT, les valeurs mesurées du nombre de coups N_{spt} , exprimé en coups/30 cm, doivent être normalisées à une pression effective de référence de 100 KPa, et à un rapport de l'énergie de battage à l'énergie théorique de chute libre égale à 0.6. Pour des profondeurs inférieures à 3m, il convient de réduire de 25% les valeurs N_{spt} mesurées.

La normalisation relative aux effets de la surcharge due au terrain peut être effectuée en multipliant la valeur mesurée de N_{spt} par le facteur $(100/\sigma'_v)^{1/2}$; ou σ'_v (en KPa) est la contrainte effective des terres agissant à la profondeur à laquelle la mesure SPT a été réalisée, cela au moment de sa réalisation. Le coefficient de normalisation $(100/\sigma'_v)^{1/2}$ doit être compris entre 0.5 et 2.

La valeur de N_{spt} est normalisée vis-à-vis de l'énergie de battage, ce qui consiste à la multiplier par le facteur $ER/0.6$, ou ER est égal au rapport d'énergie spécifique de l'équipement.

Pour les bâtiments sur fondations superficielle, l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction peut être omise lorsque les sols sableux saturés sont situés à des profondeurs supérieures à 15 m de la surface du sol.

Il est aussi permis de négliger le risque de liquéfaction si le terme αS est plus petit que 0.15, et lorsqu'en même temps, une des conditions suivantes au moins est remplie:

- les sables contiennent de l'argile en proportion supérieure à 20%, avec un indice de plasticité $I_p > 10\%$,
- les sables contiennent des silts en proportion supérieure à 35% et, simultanément le nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie, $(N_{spt}^1)_{60} > 20$,
- les sables sont propose, avec la valeur du nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie $(N_{spt}^1)_{60} > 30$.

Le coefficient S , dit paramètre caractéristique du sol varie entre 1.0 et 1.6 en fonction de la classe du sol. L'Eurocode 8 propose de classer le sol étudié en une des sept catégories regroupée au tableau 2,

et recommande de caractériser un sol multicouche sur les premiers 30 mètres par une célérité équivalente V_s^e , calculée selon une moyenne harmonique des célérités V_{si} des différentes couches

Le coefficient α est le rapport de la valeur de l'accélération de calcul pour des sols de classe A à l'accélération g .

Des diagrammes empiriques de liquéfaction, illustrant l'approche par corrélation expérimentale de résistance au cisaillement cyclique dans des conditions de sol horizontal, appliquée à différents types de mesure in situ, sont indiqués à la figure 7. Une courbe limite de la résistance cyclique séparant la région de non-liquéfaction (à droite) de celle où la liquéfaction est possible (à gauche et au-dessus de la courbe) est représentée sur tous les diagrammes.

Dans cette approche, la contrainte de cisaillement sismique τ_e peut être évaluée à l'aide de l'expression simplifiée suivante:

$$\tau_e = 0.65 \alpha S \sigma_{v0} \quad (15)$$

σ_{v0} : est la contrainte verticale totale du poids des terres. Cette expression ne doit pas être appliquée pour des profondeurs supérieures à 20 m.

Si l'approche par corrélation expérimentale est utilisée, un sol doit être considéré comme liquéfiable dans des conditions de sol horizontal chaque fois que la contrainte de cisaillement induite par le séisme dépasse une certaine fraction K de la contrainte critique dont on sait qu'elle a causé une liquéfaction lors de séismes antérieurs. La valeur recommandée est $K = 0.8$, ce qui implique un coefficient de sécurité de 1.25.

Lorsque la teneur en graviers est importante, la susceptibilité à la liquéfaction ne peut pas être exclue, mais les données issues de l'observation sont, à ce jour, insuffisantes pour construire un diagramme fiable de liquéfaction.

La liquéfaction ne peut vraisemblablement pas se produire au-dessous d'un certain seuil de τ_e car le sol se comporte de manière élastique et aucune accumulation de pression interstitielle ne se produit. En conséquence, la courbe limite n'est pas extrapolée jusqu'à l'origine.

Tableau 2: Classe du sol selon l'Eurocode 8

	Description du profile stratigraphique	Paramètres		
		V_s^e (m/s)	N_{spt}	C_u (KPa)
A	Roche ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	-	-
B	Dépôts raide de sables, de gravier ou d'argile surconsolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 à 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180 à 360	15-50	70-250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	< 15	< 70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de V_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé (PI > 40) et une teneur en eau importante.	< 100 <i>valeur</i> indicativ e	-	10-20
S ₂	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profile de sol non compris dans les classes A à E ou S ₁ .			

Pour appliquer le présent critère à des magnitudes différentes de $M_S = 7.5$, ou M_S est la magnitude des ondes de surface, les ordonnées des courbes de la figure 7 doivent être multipliées par le facteur CM indiqué dans le tableau 3.

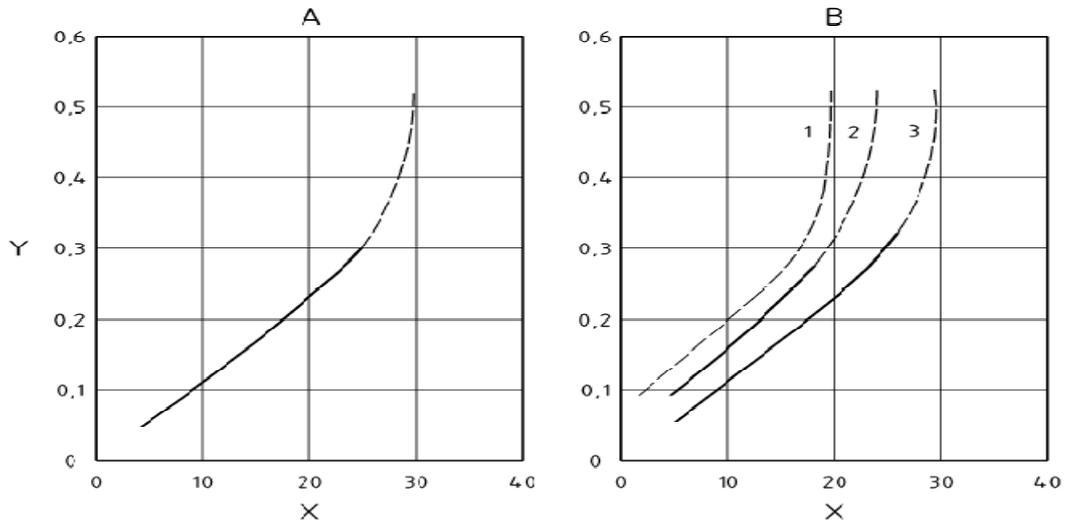


Figure 7 : Diagramme de détermination de la résistance au cisaillement cyclique en fonction du nombre de coups normalisé de l'essai SPT, pur un séisme de magnitude de 7.5
 ($x : (N_{Spt}^1)_{60}$, $y : CRR$; A : sable propre, B : sable limoneux).

Tableau 3: valeurs du facteur CM de correction de magnitude M_S

M_S	5.45	6.00	6.5	7.00	8.00
CM	2.86	2.20	1.69	1.30	0.67

APPENDICE D : EVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION A PARTIR DE L'ESSAI CPT

(Méthode de Seed-Idriss, 1982)

Les auteurs ont proposé un diagramme donnant $CRR_{7.5}$ en fonction de la résistance pénétrométrique corrigée q_c^1 dans les sables propres, équivalent à celui de la figure 1 . La méthodologie de l'analyse est suit :

Etape 1 : Normaliser la résistance pénétrométrique mesurée q_c à la profondeur étudiée, à une contrainte verticale effective de 100 KPa, afin de tenir compte de l'effet de la profondeur (ou des contraintes de confinement) sur la résistance pénétrométrique. La résistance normalisée q_c^1 est évaluée comme suit :

$$q_c^1 = q_c C_q \quad (16)$$

$$C_q = \frac{1.8}{0.8 + \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{ref}}} \quad (17)$$

σ'_{v0} : est la contrainte verticale effective due au poids des terres, en KPa, et σ_{ref} est une contrainte de référence égale à 100 KPa.

Etape 2 : Corriger la résistance pénétrométrique normalisée, pour tenir compte de l'effet stabilisateur des particules fines, en ajoutant un incrément Δq_c^1 , évalué par l'équation de STARK et OLSEN (1995) :

$$q_{cf}^1 = q_c^1 + \Delta q_c^1 \quad (18)$$

Δq_c^1 : est à déterminer à partir de la courbe de la figure 08 en fonction du pourcentage des fines.

Etape 3 : Déterminer le rapport CRR correspondant à une magnitude de 7.5, en fonction de la résistance pénétrométrique normalisée et corrigée q_{cf}^1 , à partir de la figure 09. le paramètre q_{cf}^1 représente une résistance pénétrométrique équivalente à celle du sable propre, et peut donc être utilisé pour déterminer $CRR_{7.5}$.

Sur la figure 09, les courbes de SEED et DE ALBA (1986), dépendant du diamètre moyen D_{50} , peuvent être utilisées à cette fin.

Etape 4 : Corriger la valeur de $CRR_{7.5}$ en cas de magnitudes différentes de 7.5, en la multipliant par le coefficient de correction K_M donné par la formule suivante, dans laquelle M désigne la magnitude du séisme :

$$K_M = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \quad (19)$$

Etape 5 : Corriger la valeur de $CRR_{7.5}$ pour tenir compte des contraintes effectives verticales du poids des terres plus grandes que 100 kPa, par le coefficient K_σ donné par la figure 05.

Etape 6 : Corriger la valeur de $CRR_{7.5}$ pour tenir compte des contraintes de cisailment initiales τ_{h0} , en la multipliant par le coefficient K_a donné par la figure 6, en fonction du rapport des contraintes initiales et de la densité relative.

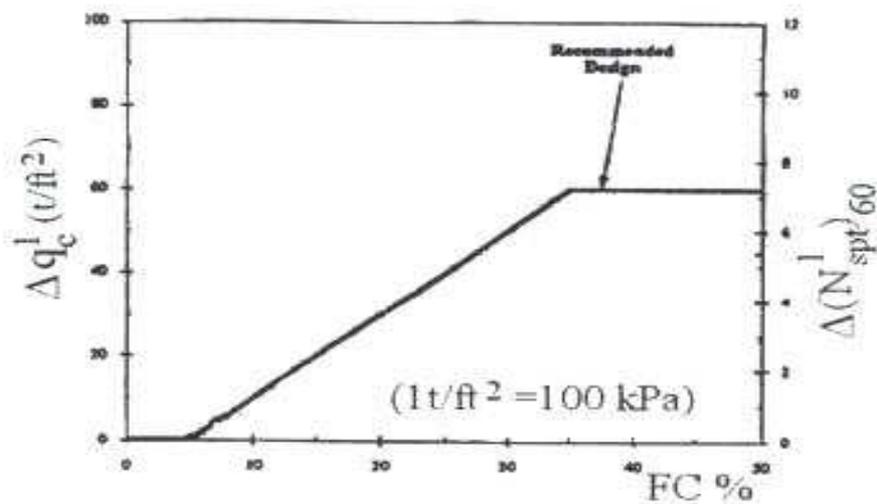


Figure 08: Détermination de l'incrément de résistance Δq_c^I ou $\Delta(N_{spt}^I)_{60}$

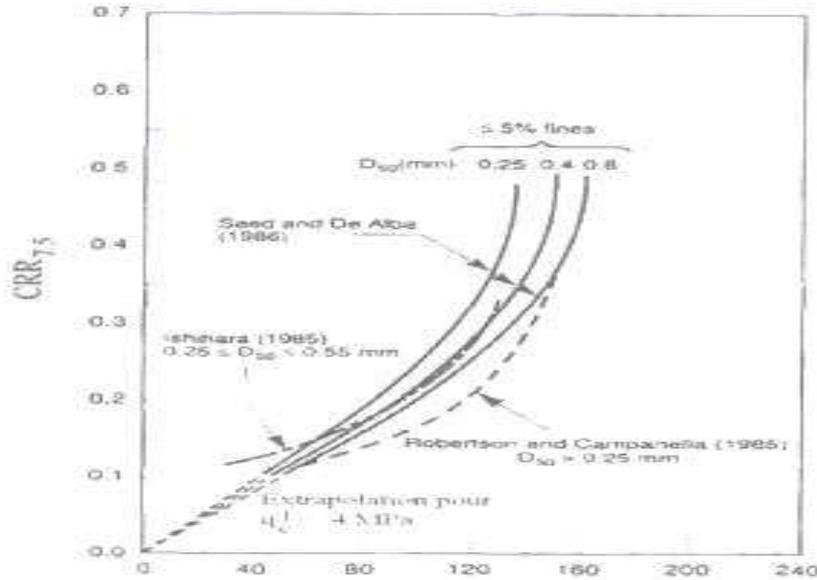


Figure 09 : Diagramme donnant CRR des sables propres ($FC \leq 5\%$) en fonction de q_c^I pour une magnitude M_w de 7.5.

Les différentes corrections du rapport de la résistance au cisaillement cyclique peuvent se formuler comme suit :

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (20)$$

Étape 7: Evaluer le rapport des contraintes cycliques CSR, défini à une profondeur donnée comme étant le rapport de la contrainte de cisaillement à la contrainte effective :

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} \quad (21)$$

En cas d'utilisation du modèle de la colonne rigide, on aura :

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (22)$$

Étape 8: Calculer le coefficient de sécurité locale vis-à-vis de la liquéfaction, tel que :

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (23)$$

Étape 9: Evaluer le risque global à la liquéfaction du site, en calculant le potentiel de liquéfaction selon la méthode de TATSUOKA, à partir des équations (1.2.2) et (1.2.3)

APPENDICE E: EVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION A PARTIR DE L'ESSAI CPT

(Méthode de Robertson et Wride, 1997)

La méthode, d'origine empirique, fait intervenir l'indice I_c de comportement du sol, à travers un processus itératif relativement laborieux, mais qui peut aisément être programmé sur ordinateur. La méthodologie de calcul est organisée comme suit :

Etape 1 : L'indice de comportement du sol s'écrit dans le cas général, comme suit :

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (\log R_f + 1.22)^2 \right]^{0.5} \quad (24)$$

$$Q = \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{\sigma_{ref}} \left[\frac{\sigma_{ref}}{\sigma'_{v0}} \right]^n \quad (25)$$

$$R_f \% = 100x \frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \quad (26)$$

Q est dit résistance pénétrométrique nette normalisée, et R_f est le rapport de frottement latéral au manchon pénétrométrique. Ce rapport fait intervenir le frottement latéral f_s , mesuré sur le manchon du frottement au cours de l'essai CPT.

Les paramètres Q et R_f servent aussi à classer le sol, à la profondeur étudiée, à travers des diagrammes de classification empirique, comme celui proposé par ROBERTSON (1990) à la figure 10.

Les valeurs de l'exposant n sont données par le tableau 04 en fonction de la nature du sol, ce qui nécessite des itérations sur n et I_c .

On suppose au début qu'il s'agit d'un matériau argileux ($n=1$), ce qui mène au calcul de I_c selon les équations précédentes. Si $I_c > 2.6$, il s'agit bien d'un matériau argileux et l'hypothèse est vérifiée. Il n'y a en principe aucun risque de liquéfaction. Il faut cependant s'assurer que le critère de liquéfaction des sols fins, appelé critère chinois, n'est pas vérifié. On considère qu'un sol fin saturé est prédisposé à la liquéfaction si les trois conditions suivantes sont simultanément vérifiées :

- La teneur en argile (% des particules plus fines que 5 μm) est plus petite que 15%,
- La limite de liquidité est inférieure à 35%,
- La teneur en eau naturelle dépasse 90% de la limite de liquidité.

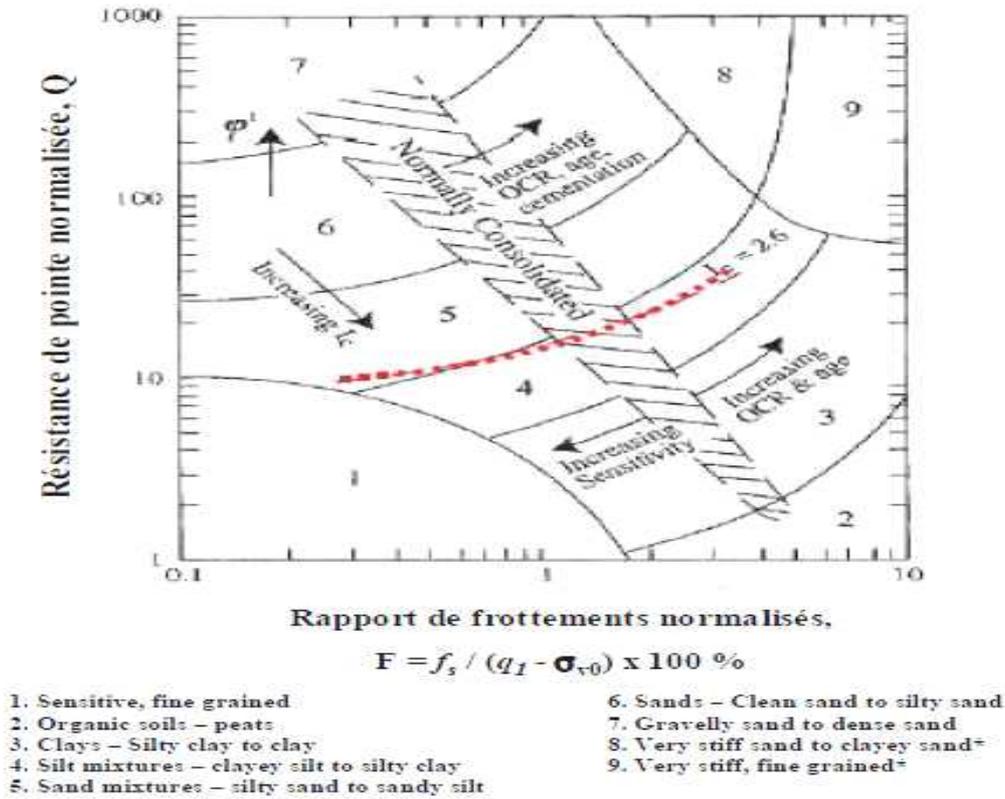


Figure 10. Diagramme de classification de ROBERTSON (1990)

(OCR : Rapport de surconsolidation des sols fins, Sensitivity: sensibilité des argiles, Age: age géologique du sol, IC = 2.6 limite des sols granulaires/sols cohérents)

Tableau 04: valeur de l'exposant n

Nature du sol	n
Argile	1
Limons et limons sableux	$0.5 < n < 1.0$
Sable propre	0.5

Si $I_c < 2.6$, l'hypothèse n'est pas vérifiée et I_c et Q sont à recalculer à partir des équations précédentes, en supposant que le matériau est plutôt sableux ($n = 0.5$), et en calculant Q comme suit :

$$Q = \frac{q_c}{\sigma_{ref}} \left[\frac{\sigma_{ref}}{\sigma'_{vo}} \right]^n \quad (27)$$

Si $I_c < 2.6$, l'hypothèse est vérifiée et il s'agit bien d'un sol granulaire non plastique.

Si par contre, on trouve $I_c > 2.6$, le matériau est probablement limoneux et plastique. On adopte

$n = 0.7$ et on calcule Q à partir de l'équation précédente, ensuite l'indice I_c . La figure 11 présente un organigramme expliquant la procédure de calcul itératif de q_c^1 .

Étape 2: Normaliser la résistance pénétrométrique q_c , mesurée à la profondeur étudiée, à une contrainte verticale effective de 100 KPa, afin de tenir compte de l'effet de la profondeur (ou des contraintes de confinement) sur la résistance pénétrométrique. La résistance normalisée q_c^1 est évaluée comme suit:

$$q_c^1 = \frac{q_c}{\sigma_{ref}} c_q \quad (28)$$

$$c_q = \left[\frac{\sigma_{ref}}{\sigma'_{v0}} \right]^n \quad (29)$$

Étape 3: Corriger la résistance pénétrométrique normalisée pour tenir compte de l'effet stabilisateur des particules fines, en la multipliant par le facteur K_c .

$$q_{cf}^1 = q_c^1 \cdot K_c \quad (30)$$

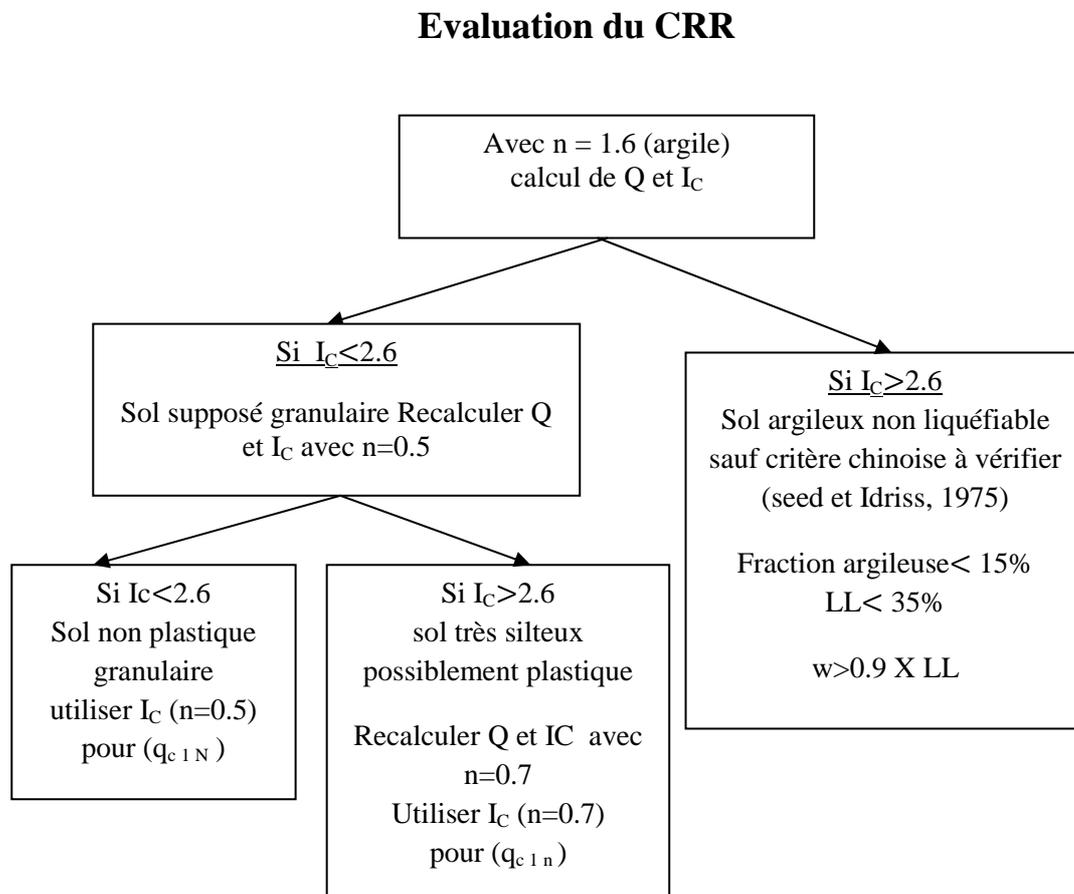


Figure 11. Organigramme du processus itératif pour le calcul de q_c^1

$$K_c = 1.0 \quad \text{si } I_c < 1.64, \quad (31)$$

$$K_c = -0.403.I_c^4 + 5.581.I_c^3 - 21.63.I_c^2 + 33.75.I_c - 17.88 \quad \text{si } I_c > 1.64 \quad (32)$$

Etape 4: Déterminer $CRR_{7.5}$ à partir du diagramme de la figure 12. On a obtenu en étape précédente une résistance pénétrométrique normalisée équivalent du sable propre qu'on pourra l'utiliser sur se diagramme, valable pour les sables propres.

On peut aussi déterminer approximativement $CRR_{7.5}$ par calcul direct à partir des équations suivantes:

$$q_{cf}^1 < 50 : CRR_{7.5} = 0.833 [q_{cf}^1/1000] + 0.05, \quad (33)$$

$$50 < q_{cf}^1 < 160 : CRR_{7.5} = 93 [q_{cf}^1/1000]^3 + 0.08 \quad (34)$$

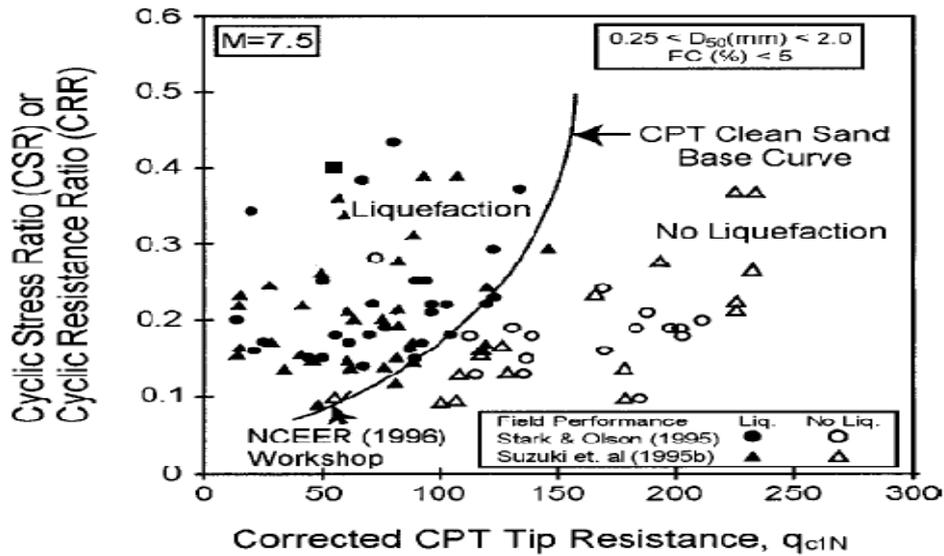


Figure 12. Diagramme du rapport de résistance $CRR_{7.5}$ en fonction de q_c^1

Etape5: Corriger la valeur de $CRR_{7.5}$ en cas de magnitude différente de 7.5, en la multipliant par le coefficient de correction K_M donné par la formule suivante, dans laquelle M désigne la magnitude du séisme :

$$K_M = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \quad (35)$$

Etape 6: Corriger la valeur de $CRR_{7.5}$ pour tenir compte des contraintes effectives verticales du poids des terres plus grandes que 100 KPa, par le coefficient K_σ donné par la figure 05.

Etape 7: Corriger la valeur de $CRR_{7.5}$ pour tenir compte des contraintes de cisaillement initiales τ_{h0} , en la multipliant par le coefficient K_α donné par la figure 6, en fonction du rapport des contraintes initiales et de la densité relative.

Les différentes corrections du rapport de la résistance au cisaillement cyclique peuvent se formuler comme suit :

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (36)$$

Etape 8: Evaluer le rapport des contraintes cycliques CSR, défini à une profondeur donnée comme étant le rapport de la contrainte de cisaillement à la contrainte effective :

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_v} \quad (37)$$

En cas d'utilisation du modèle de la colonne rigide, on aura :

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (38)$$

Etape 9: Calculer le coefficient de sécurité locale vis-à-vis de la liquéfaction, tel que :

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (39)$$

Etape 10: Evaluer le risque global à la liquéfaction du site, en calculant le potentiel de liquéfaction selon la méthode de TATSOUKA.

On considère théoriquement que la stabilité vis-à-vis de la liquéfaction est assurée pour un coefficient de sécurité égal à l'unité l'avantage majeur du CPT sur le SPT est sa reproductibilité, sa précision et la possibilité d'obtention d'un enregistrement continu avec la profondeur, permettant la mise en évidence de fines strates du sol. Son inconvénient majeur réside dans le risque d'obtention de refus sur des blocs ou couches très dures, cet inconvénient peut être contourné en forant un avant trou et en réalisant l'essai au fond de ce trou.

APPENDICE F : EVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION A PARTIR DE LA CELERITE V_s

(Méthode de l'institut NSIT, 1999)

La démarche d'analyse dans cette approche comporte les étapes suivantes :

Etape 1: A partir des données géotechnique disponibles, on détermine:

- le profile de la célérité V_s ,
- le profil des couches formant le terrain,
- le pourcentage des fines (particules de taille inferieur à $75 \mu\text{m}$),
- la densité de chaque couche.

Etape 2: Déterminer le niveau de la nappe phréatique, en notant les fluctuations saisonnières et les pressions artésiennes.

Etape 3: Calculer les contraintes effectives et totale initiales à la profondeur de mesure de la célérité V_s .

Etape 4: Identiquement au nombre de coups N_{spt} et à la résistance pénétrométrique q_c , normaliser la célérité V_s à un niveau de contrainte verticale de 100 KPa, afin d'obtenir une célérité V_s normaliser telle que :

$$V_s^1 = V_s \left[\frac{\sigma_{ref}}{\sigma'_{v0}} \right]^{0.25} \quad (40)$$

σ_{ref} : est une contrainte de référence égale à 100 KPa

σ'_{v0} : est la contrainte verticale effective initiale en KPa

Etape 5: Fixer la borne supérieure V_{s1}^* de la célérité normalisée en fonction du pourcentage des fines, comme suit:

$V_{s1}^* = 215\text{m/s}$ pour sables et gravier avec $FC \leq 5\%$,

$V_{s1}^* = 215 - (FC-5)/2 \text{ m/s}$ pour sables et gravier $5 < FC < 35\%$,

$V_{s1}^* = 200\text{m/s}$ pour sables et limons avec $FC \geq 35\%$.

En cas ou pourcentage des fines est inconnu, estimer V_{s1}^* égale à 215 m/s.

Etape 6 : La méthode est issue de l'analyse empirique des sols non cimentés appartenant à l'âge holocène.

La cimentation, l'âge du sol et la position au-dessus de la nappe d'eau contribuent à augmenter la valeur de V_{s1} . On alors un coefficient de correction C tenant compte de ces facteurs amplificateurs.

Ce facteur prend la valeur unité si le sol est non cimenté, âge de moins de 100 siècles, et se trouve en dessus de la nappe phréatique au moment de l'essai géophysique. Dans le cas contraire, le coefficient C est à déterminer des figures 13 et 14, respectivement en fonction du nombre de coups normalisé N_{spt}^1 et de la résistance pénétrométrique normalisée q_c^1 .

Si les données des essais SPT ou CPT ne sont pas disponibles, donner à C la valeur par défaut de 0.6.

Etape 7: Evaluation du rapport de contrainte cyclique CSR, à la profondeur étudiée, comme suit :

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_v} \quad (41)$$

En cas d'utilisation du modèle de la colonne rigide, on aura :

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (42)$$

Etape 8: Evaluation du rapport de résistance cyclique $CRR_{7.5}$ à l'aide de la formule suivante :

$$CRR_{7.5} = \left\{ a \left[\frac{CV_{s1}}{100} \right]^2 + b \left[\frac{1}{V_{s1}^* - C_s^1} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right] \right\} \quad (43)$$

L'ajustement des données expérimentales a permis de suggérer respectivement les valeurs de 0.022 et 2.8 aux coefficients a et b.

Etape 9: Corriger la valeur de $CRR_{7.5}$ en cas de magnitudes M_w différentes de 7.5, en la multipliant par un coefficient de correction K_M donné par la formule suivante due à YOUD et AL (1997):

$$K_M = \left[\frac{M_w}{7.5} \right]^n \quad (44)$$

A fin de mieux caler les résultats expérimentaux, les auteurs de la méthode recommandent de prendre l'exposant n égal à -2.56.

Etape 10: Corriger la valeur de $CRR_{7.5}$ pour tenir compte des contraintes effectives verticales du poids des terres plus grandes que 100 KPa, par le coefficient K_σ donné par la figure 15

Les différentes corrections du rapport de la résistance au cisaillement cyclique peuvent se formuler comme suit :

$$CRR = CRR_{7,5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (45)$$

Etape 11: Calculer le coefficient de sécurité locale vis-à-vis de la liquéfaction, tel que :

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (46)$$

Etape 12: Evaluer le risque globale à la liquéfaction du site, en calculant le potentiel de liquéfaction le long d'une zone utile de 20 m d'épaisseur.

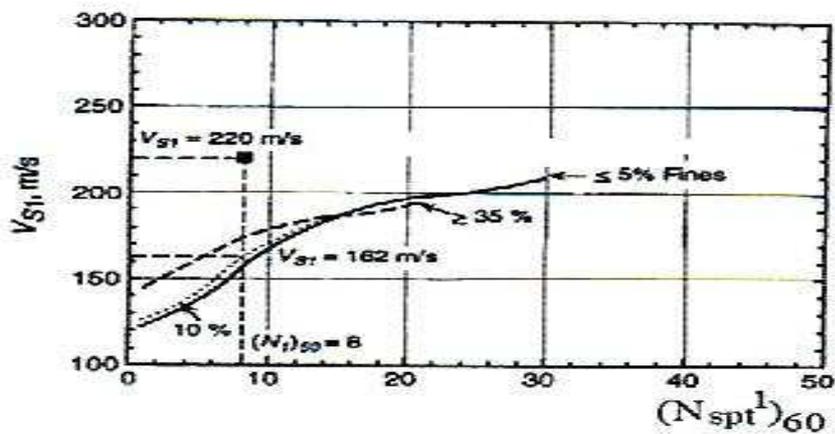


Figure 13. Diagramme $V_s^1 - (N_{spt}^1)_{60}$ pour déterminer le facteur C

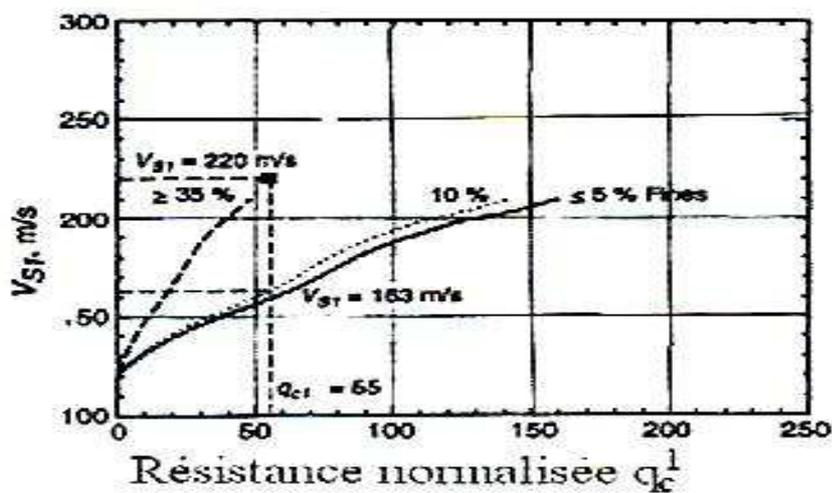


Figure 14. Diagramme $V_s^1 - q_c^1$ pour déterminer le facteur C

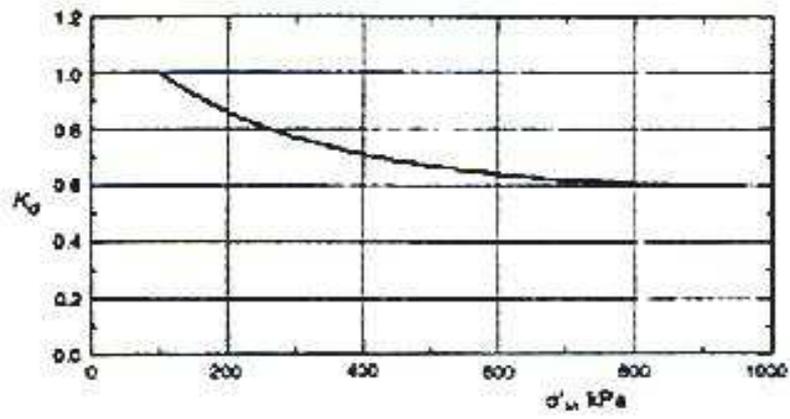


Figure 15 : Diagramme donnant des valeurs minimales de k_o en fonction des contraintes verticales effectives pour les sables et graviers

**APPENDICE G : EVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION A PARTIR DES
ESSAIS CYCLIQUES DE LABORATOIRE
(Méthode d'Ishihara, 1976)**

La méthode d'ISHIHARA se base sur la relation expérimentale entre le rapport de contraintes cycliques appliquées au cours de l'essai et le nombre critique des cycles. La méthodologie d'analyse est comme suit:

Etape 1: Evaluer le rapport de contrainte cyclique CSR, à la profondeur étudiée, à partir d'une analyse de la réponse sismique du site, comme l'équation suit :

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_v} \quad (47)$$

En cas d'utilisation du modèle de la colonne rigide, on aura :

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (48)$$

Etape 2: Effectuer un essai cyclique au laboratoire sur un échantillon intact représentatif du sol à la profondeur étudiée, et obtenir le rapport de contrainte cyclique CSR_{tr} ou CSR_{cb} correspondant à 20 cycles.

Etape 3: En cas de l'essai triaxial cyclique, corriger ce rapport en le multipliant par le facteur $(1+2k_0)/3$, pour tenir compte du fait que le terrain naturel est en état initial de contraintes du type k_0 et non du type isotrope, comme c'est le cas en essai triaxial:

$$CSR^{20} = CSR_{tr}^{20} \left(\frac{1+2k_0}{3} \right) \quad (49)$$

Etape 4: Le séisme agit en générale d'une manière multidirectionnelle, alors que la sollicitation cyclique du laboratoire est unidirectionnelle.

L'expérience a montré que la résistance au cisaillement du site est réduite par rapport à celle déterminée au laboratoire. SEED et AL (1975) ont recommandé de réduire le rapport CSR^{20} mesuré au laboratoire à 90%.

Etape 5: La sollicitation sismique est en générale aléatoire et non périodique, alors que le chargement cyclique au laboratoire est plutôt harmonique. On en tient compte en corrigeant le rapport CSR^{20} mesuré au laboratoire par un coefficient C_k dépendant de la nature de la sollicitation sismique. ISHIHARA (1976) distingue le cas d'un chargement sismique "en impact" de celui "en vibration". Le chargement est dit "en impact" si lors de l'analyse de réponse sismique du site, le diagramme de la contrainte de cisaillement, comme le schématise la figure 16, comporte avant la valeur de τ_{\max} au plus

2 pics ayant une valeur de plus de 60% de τ_{max} , à la profondeur étudiée. Le coefficient C_k est dans ce cas égale à 0.55.

Le chargement est dit "en vibration " si le diagramme de la contrainte de cisaillement comporte, avant la valeur de τ_{max} , au moins 3 pics ayant une valeur de plus 60% de τ_{max} . Le coefficient C_k est dans ce cas égale à 0.70.

Étape 6: Evaluer le rapport de résistance cyclique CRR in-situ, à la profondeur étudiée, en tenant compte des différentes corrections, comme suit:

$$CRR = C_r \frac{0.9}{C_k} CSR_{tr}^{2.0} \left(\frac{1+2k_0}{3} \right) \quad (50)$$

En cas de l'essai de cisaillement cyclique à la boîte, on utilisera $CSR_{cb}^{2.0}$ et on prendra évidemment C_r égal à 1.

Étape 7: Calculer le coefficient de sécurité locale vis-à-vis de la liquéfaction, tel que :

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (51)$$

Selon Ishihara, le risque de liquéfaction est représenté si $F_L < 1$.

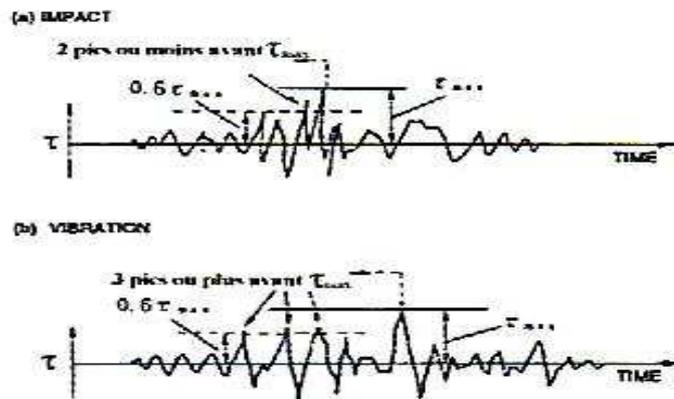
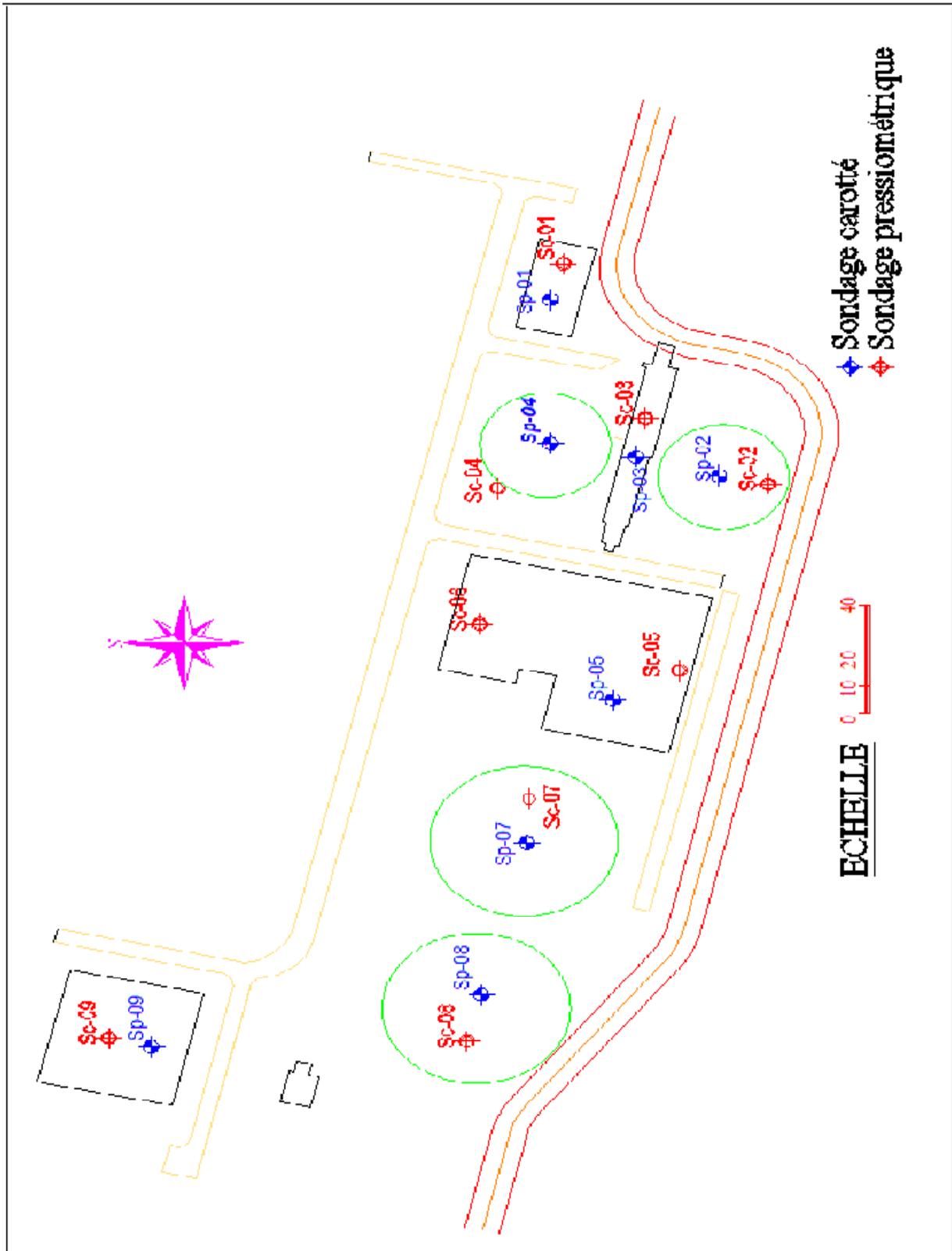
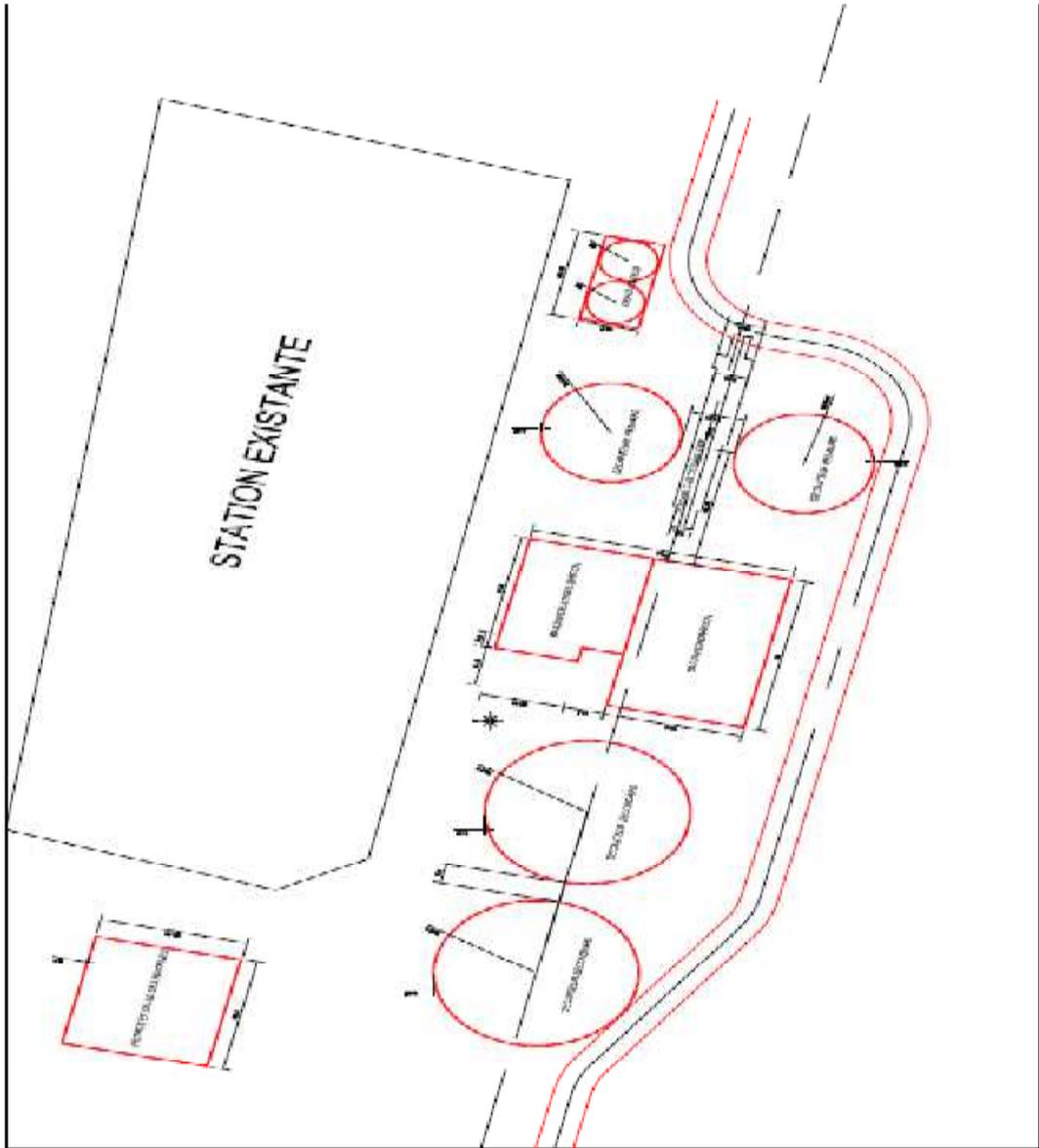


Figure 16 : Classification de la variation temporelle de la contrainte de cisaillement.

Étape 8: Evaluer le risque global à la liquéfaction du site, en calculant le potentiel de liquéfaction le long d'une zone utile de 20 m d'épaisseur, à l'aide de la méthode de Tatsuoka vue précédemment.

APPENDICE I : PLAN D'IMPLANTATION DES ESSAIS IN SITU DE LA STEP DE BENI MESSOU



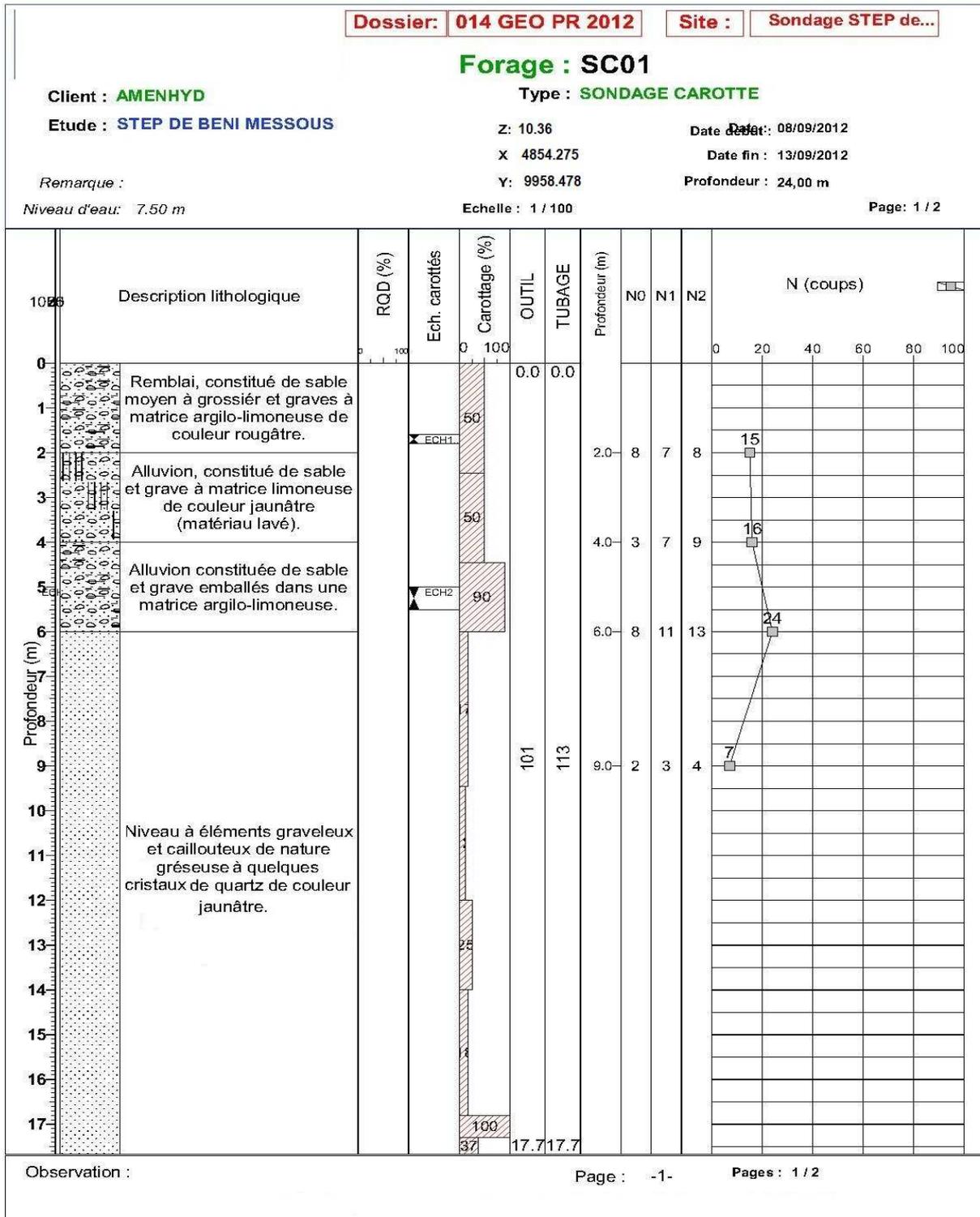


APPENDICE J : FICHES DES ESSAIS IN-SITU ET DE LABORATOIRE



Rapport géotechnique G0 : Etude, réalisation et équipement de la deuxième tranche de la station d'épuration de BENI MESSOUS

Janvier 2013



Dossier: 014 GEO PR 2012

Site : Sondage STEP de...

Forage : SC01

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z : 10.36

Date début : 08/09/2012

X : 4854.2753

Date fin : 13/09/2012

Y : 9958.478

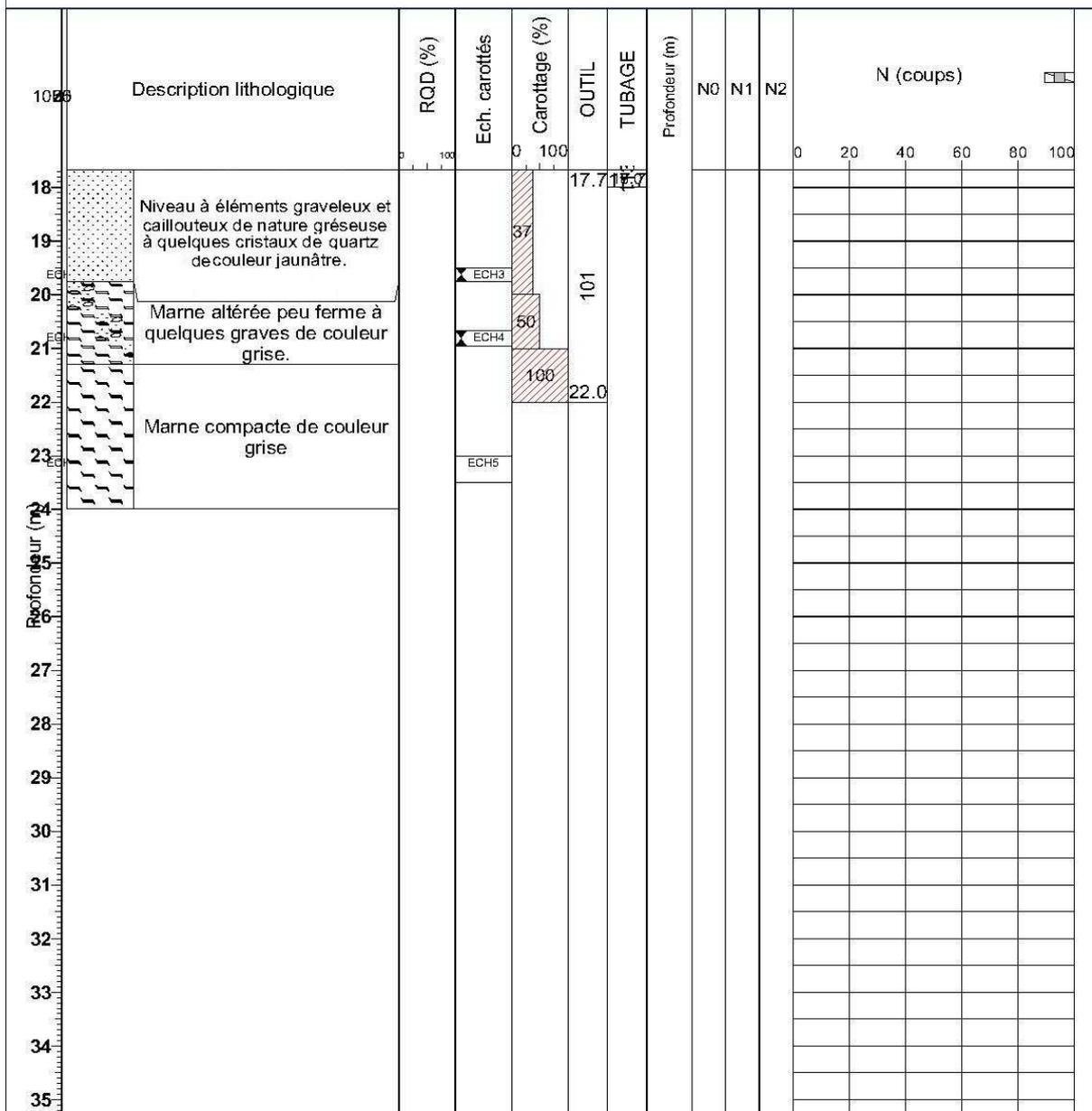
Profondeur : 24,00 m

Remarque :

Niveau d'eau: 7.50 m

Echelle : 1 / 100

Page: 2 / 2



Observation :

Page : -2-

Pages : 2 / 2

Dossier: 014 GEO PR 2012

Site : Sondage STEP de...

Forage : SC 02

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z: 9.95 m

Date de début: 08/09/2012

X: 4869.6451

Date fin : 13/09/2012

Y: .9970.368

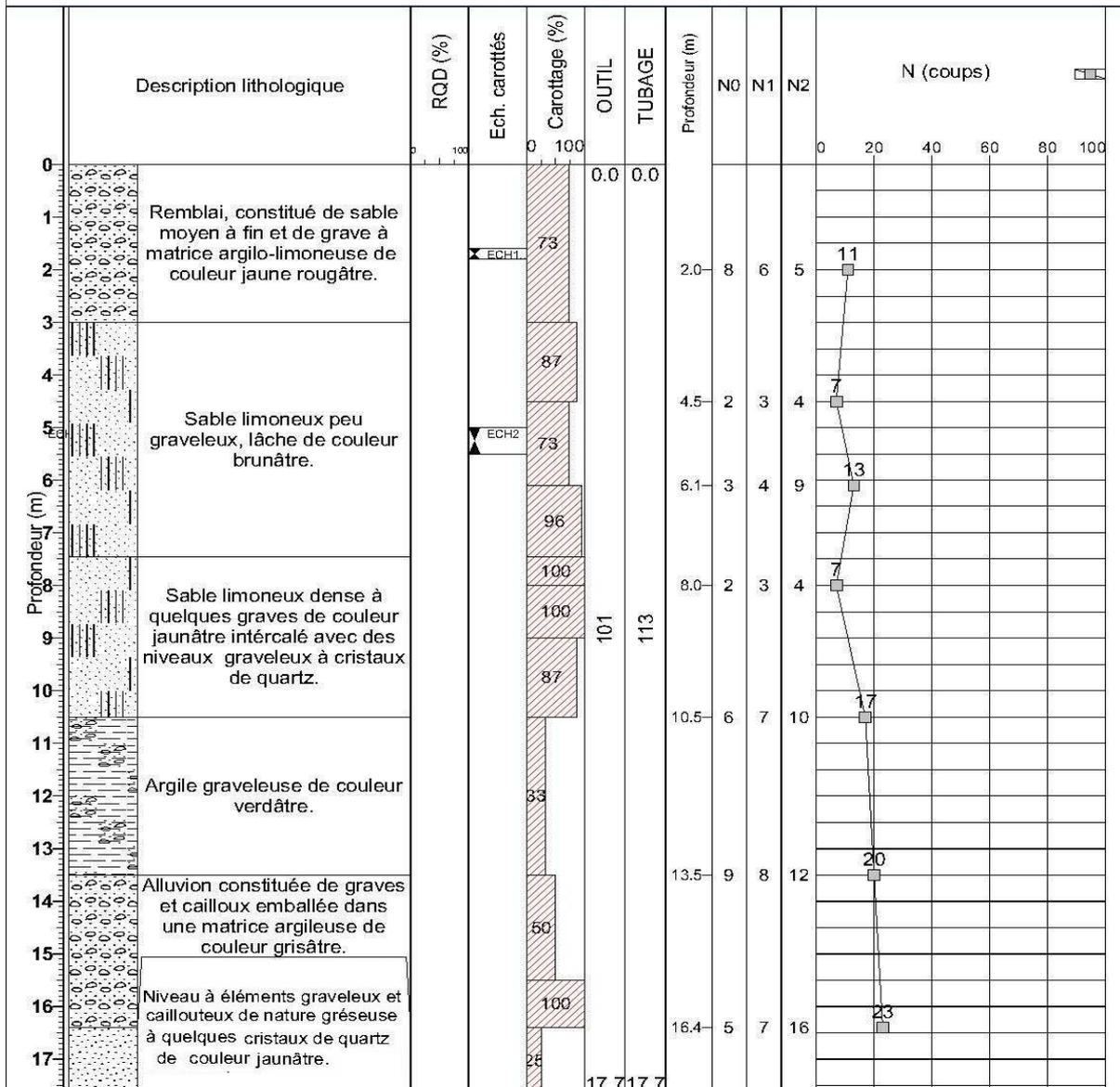
Profondeur : 23,50 m

Remarque :

Niveau d'eau: 6.90 m

Echelle : 1 / 100

Page: 1 / 2



Observation :

Page : -1-

Pages : 1 / 2

Dossier: 014 GEO PR 2012

Site : Sondage STEP de...

Forage : SC 02

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z: 9.95 m

Date de début: 08/09/2012

X: 4869.6451

Date fin: 13/09/2012

Y: 9970.368

Profondeur : 23,50 m

Remarque :

Niveau d'eau: 6.90 m

Echelle : 1 / 100

Page: 2 / 2

Profondeur (m)	Description lithologique	RQD (%)	Ech. carottés	Carottage (%)	OUTIL	TUBAGE	Profondeur (m)	N0	N1	N2	N (coups)	
											0	100
17.7	Niveau à éléments graveleux et caillouteux de nature gréseuse				17.7	17.7						
19.0	Marne altérée de couleur grise.			100								
20.0	Marne grise compacte.		ECH3	100	101	113						
21.0			ECH4	100	21.0							
22.3					22.3							
23												
24												
25												
26												
27												
28												
29												
30												
31												
32												
33												
34												
35												

Observation :

Page : -2-

Pages : 2 / 2

Dossier : 014 GEO PR 2012

Site : Sondage STEP de...

Forage : SC03

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z: 9.39 m

Date début : 02/09/2012

X: 4893.8783

Date fin : 05/09/2012

Remarque :

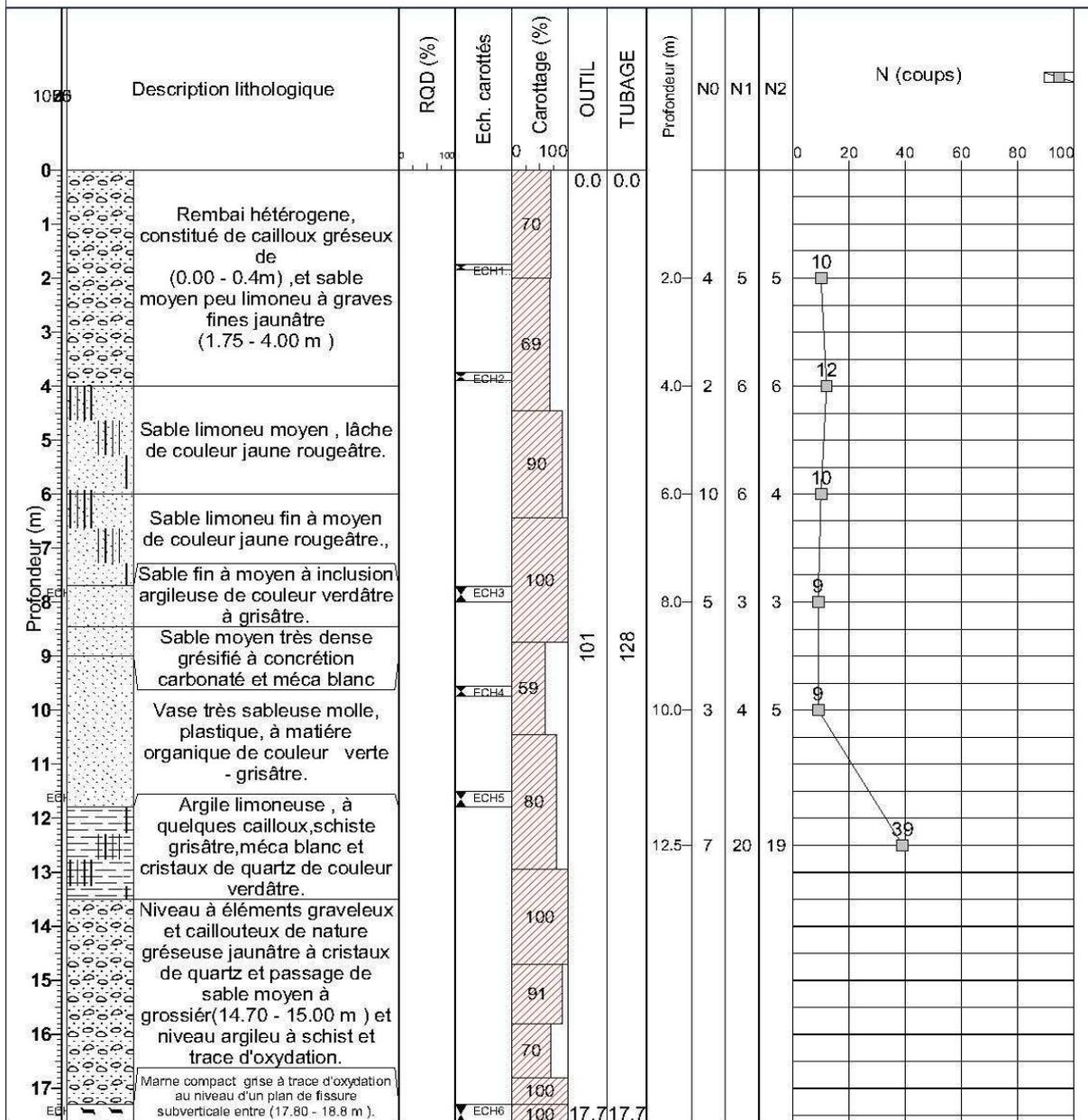
Y: 10006.2439

Profondeur : 20,65 m

Niveau d'eau: 6,90 m

Echelle : 1 / 100

Page: 1 / 2



Observation :

Dossier : 014 GEO PR 2012

Site : Sondage STEP de...

Forage : SC03

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z: 9.39 m

Date de début : 02/09/2012

X: 4893.8783

Date fin : 05/09/2012

Y: 10006.2439

Profondeur : 20,65 m

Remarque :

Niveau d'eau: 6,90 m

Echelle : 1 / 100

Page: 2 / 2

Profondeur (m)	Description lithologique	RGD (%)	Ech. carottés	Carottage (%)	OUTIL	TUBAGE	Profondeur (m)	N0	N1	N2	N (coups)								
											0	20	40	60	80	100			
18	Marne compact grise à trace d'oxydation au niveau d'un plan de fissure subverticale entre (17.80 - 18.8 m).		ECH6	100	101	17.71													
19			ECH7	100	101	20.6													
20																			
21																			
22																			
23																			
24																			
25																			
26																			
27																			
28																			
29																			
30																			
31																			
32																			
33																			
34																			
35																			

Observation :

Dossier: 014 GEO PR 2012

Site : Sondage STEP de...

Forage : SC04

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z: 9.09 m

Date de: 05/09/2012

X: 4868.2779

Date fin : 12/09/2012

Y: 10049.4115

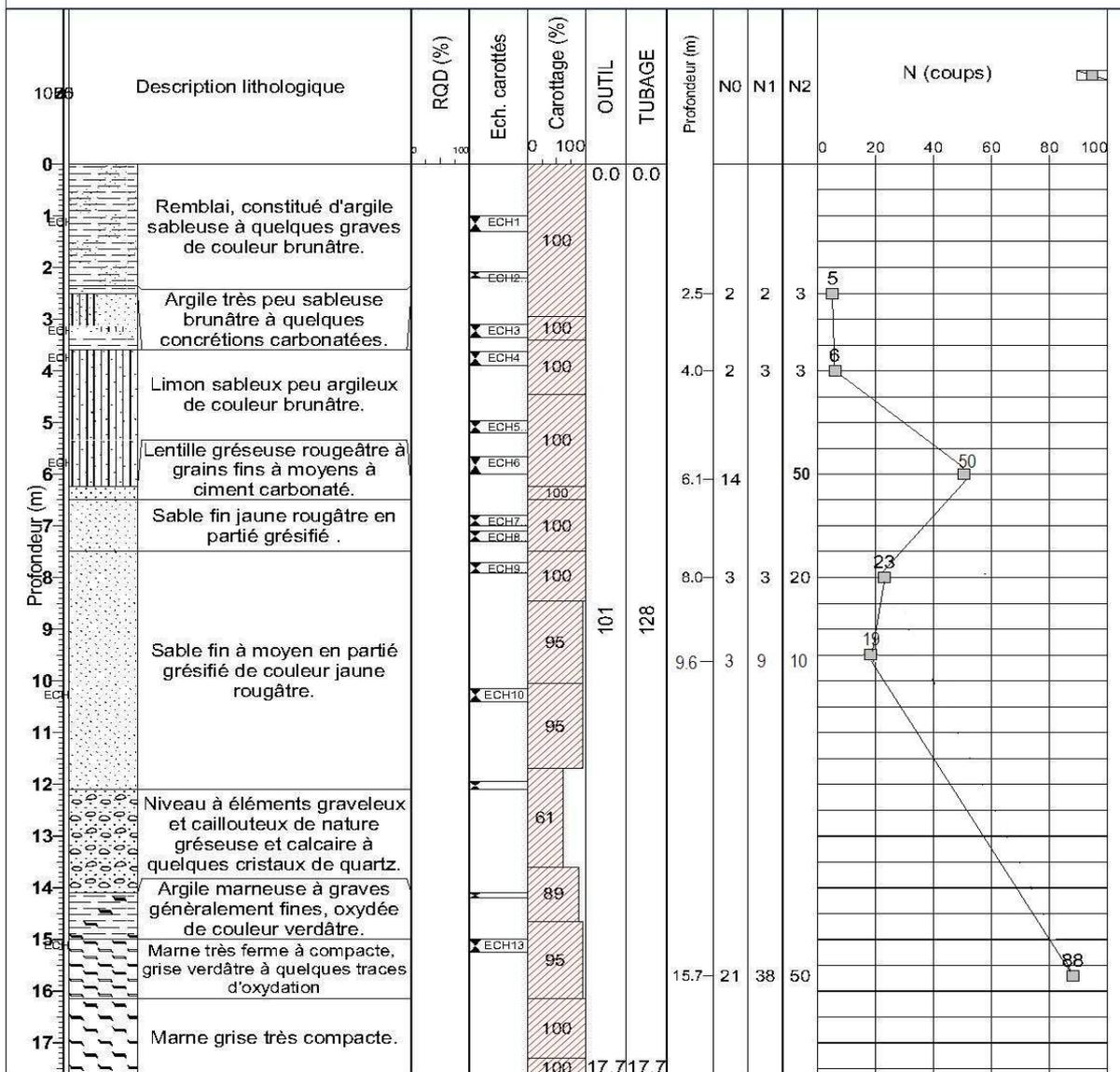
Profondeur : 22,85 m

Remarque :

Niveau d'eau: 6.60 m

Echelle : 1 / 100

Page: 1 / 2



Observation :

Page : -1-

Pages : 1 / 2

Dossier: **014 GEO PR 2012**

Site : **Sondage STEP de...**

Forage : SC04

Client : **AMENHYD**

Type : **SONDAGE CAROTTE**

Etude : **STEP DE BENI MESSOUS**

Z: 9.09 m

Date de début: 05/09/2012

X: 4868.2779

Date fin: 12/09/2012

Y: 10049.4115

Profondeur : 22,85 m

Remarque :

Niveau d'eau: 6.60 m

Echelle : 1 / 100

Page: 2 / 2

Profondeur (m)	Description lithologique	ROD (%)	Ech. carottés	Carottage (%)	OUTIL	TUBAGE	Profondeur (m)	N0	N1	N2	N (coups)								
											0	20	40	60	80	100			
17.71				100	101														
18				100															
19				100															
20	Marne grise très compacte.		▲ ECH15	100															
21			▲ ECH16	100															
22			▲ ECH17	100															
22.9			▲ ECH18	100															
23																			
24																			
25																			
26																			
27																			
28																			
29																			
30																			
31																			
32																			
33																			
34																			
35																			

Observation :

Page : -2-

Pages : 2 / 2

Dossier: 014 GEO PR 2012 Site : Sondage STEP de...

Forage : SC 05

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z: 9.76 m

Date de début: 08/09/2012

X: 4801.3005

Date fin: 13/09/2012

Y: 9996.4988

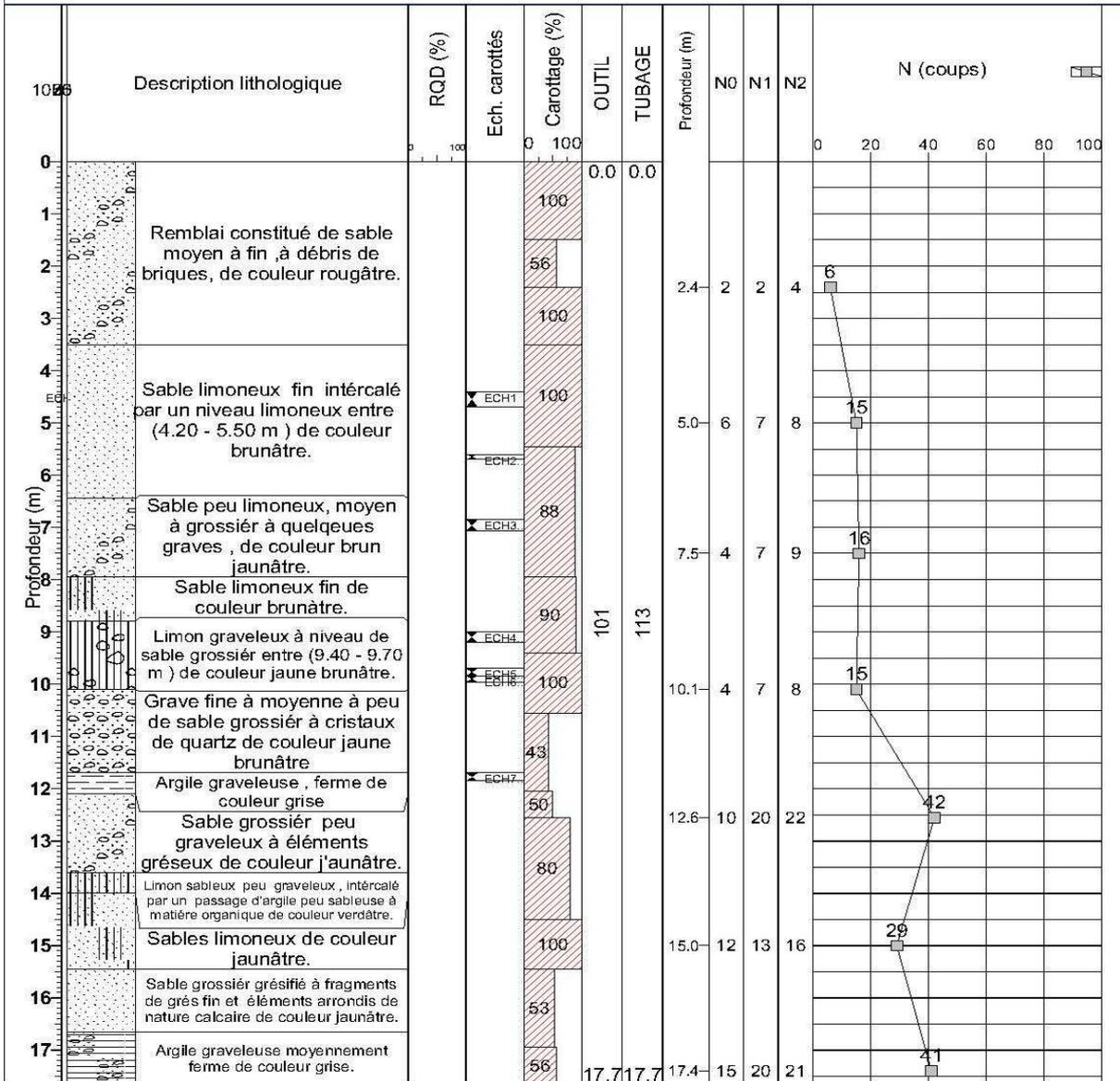
Profondeur : 28,00 m

Remarque :

Niveau d'eau: 6.50 m

Echelle : 1 / 100

Page: 1 / 2



Observation :

Page : -1-

Pages : 1 / 2

Dossier: 014 GEO PR 2012

Site : Sondage STEP de...

Forage : SC 05

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z: 9.76 m

Date de début: 08/09/2012

X: 4801.3005

Date fin: 13/09/2012

Y: 9996.4988

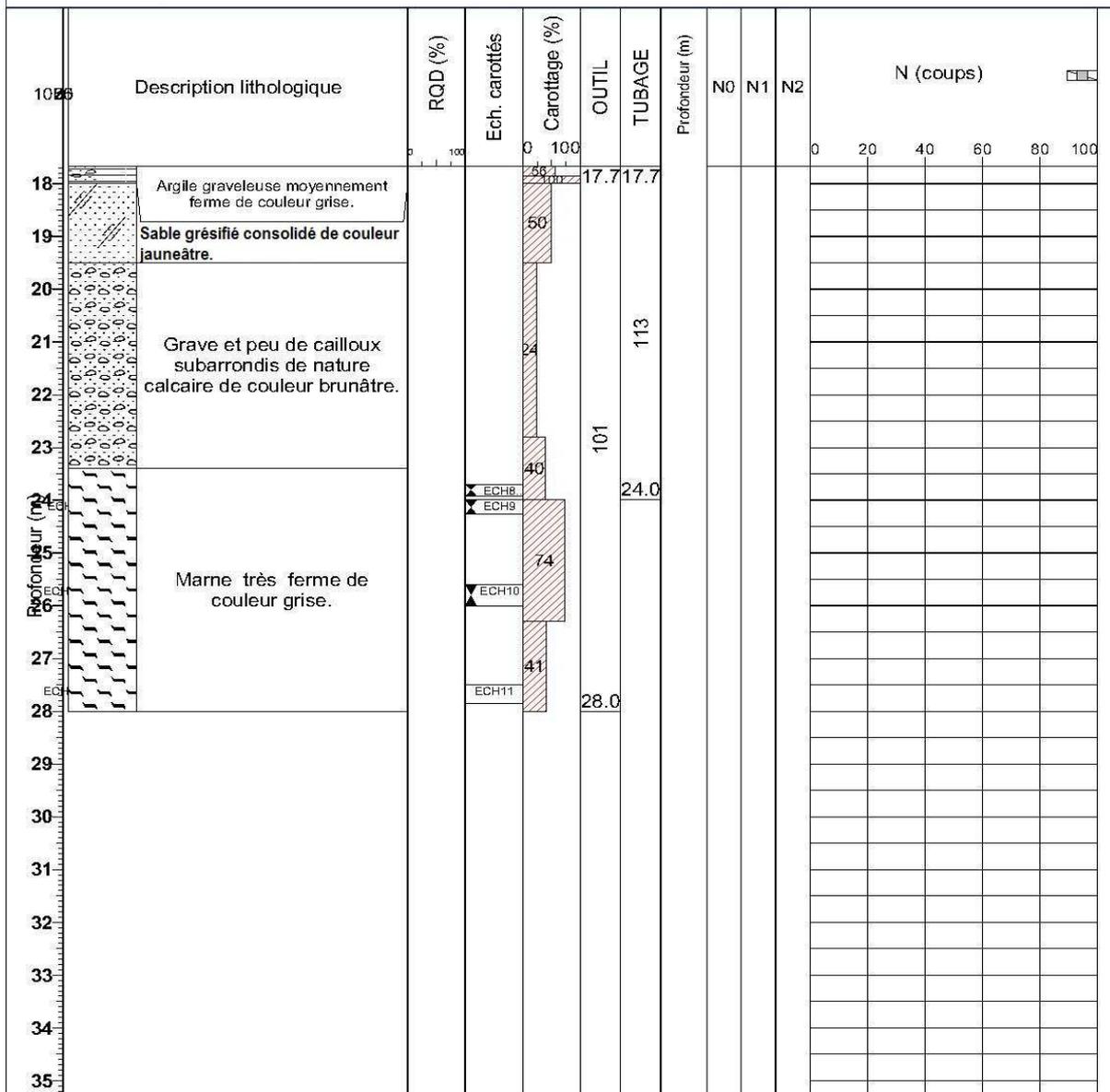
Profondeur : 28,00 m

Remarque :

Niveau d'eau: 6,50 m

Echelle : 1 / 100

Page: 2 / 2



Observation :

Dossier: 014 GEO PR 2012 Site : Sondage STEP de...

Forage : SC06

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z: 8.73 m

Date de début: 06/05/2012

X: 4818.1357

Date fin : 09/09/2012

Y: 10054.6297

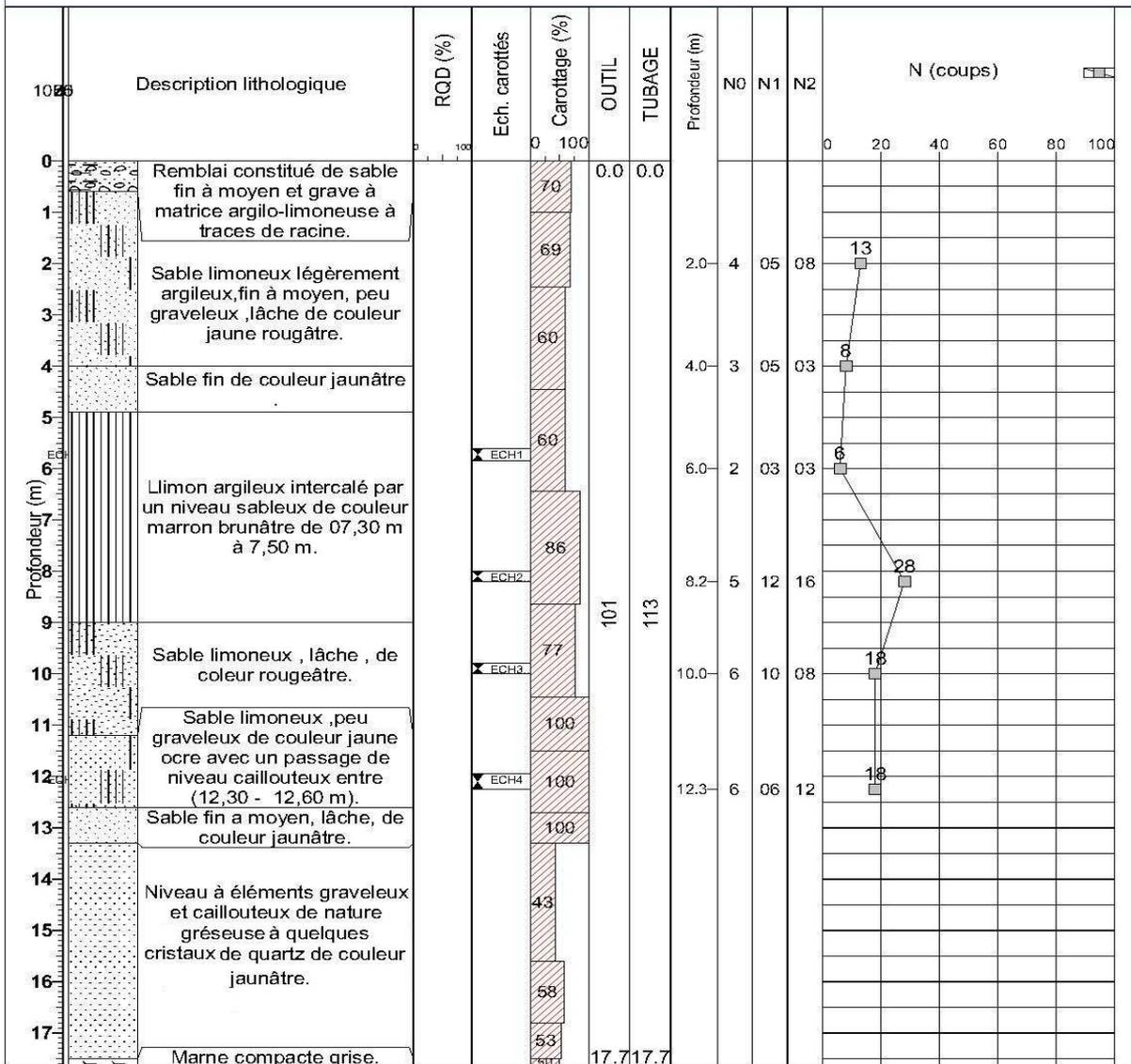
Profondeur : 20,20 m

Remarque :

Niveau d'eau: 6,30

Echelle : 1 / 100

Page: 1 / 2



Observation :

Dossier: 014 GEO PR 2012

Site : Sondage STEP de...

Forage : SC06

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z: 8.73 m

Date de: 06/05/2012

X: 4818.1357

Date fin : 09/09/2012

Y: 10054.6297

Profondeur : 20,20 m

Remarque :

Niveau d'eau: 6,30

Echelle : 1 / 100

Page: 2 / 2

Profondeur (m)	Description lithologique	RQD (%)	Ech. carottés	Carottage (%)	OUTIL	TUBAGE	Profondeur (m)	N0	N1	N2	N (coups)										
											0	20	40	60	80	100					
17.7	Marne compacte grise.		ECH5	80	17.7	17.7															
19.7				100	19.7	19.7															
20.2																					
21																					
22																					
23																					
24																					
25																					
26																					
27																					
28																					
29																					
30																					
31																					
32																					
33																					
34																					
35																					

Observation :

Dossier: 014 GEO PR 2012

Site : Sondage STEP de...

Forage : SC 07

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z: 8.50 m

Date de début: 09/09/2012

X: 4754.0832

Date fin : 12/09/2012

Y: 10040.357

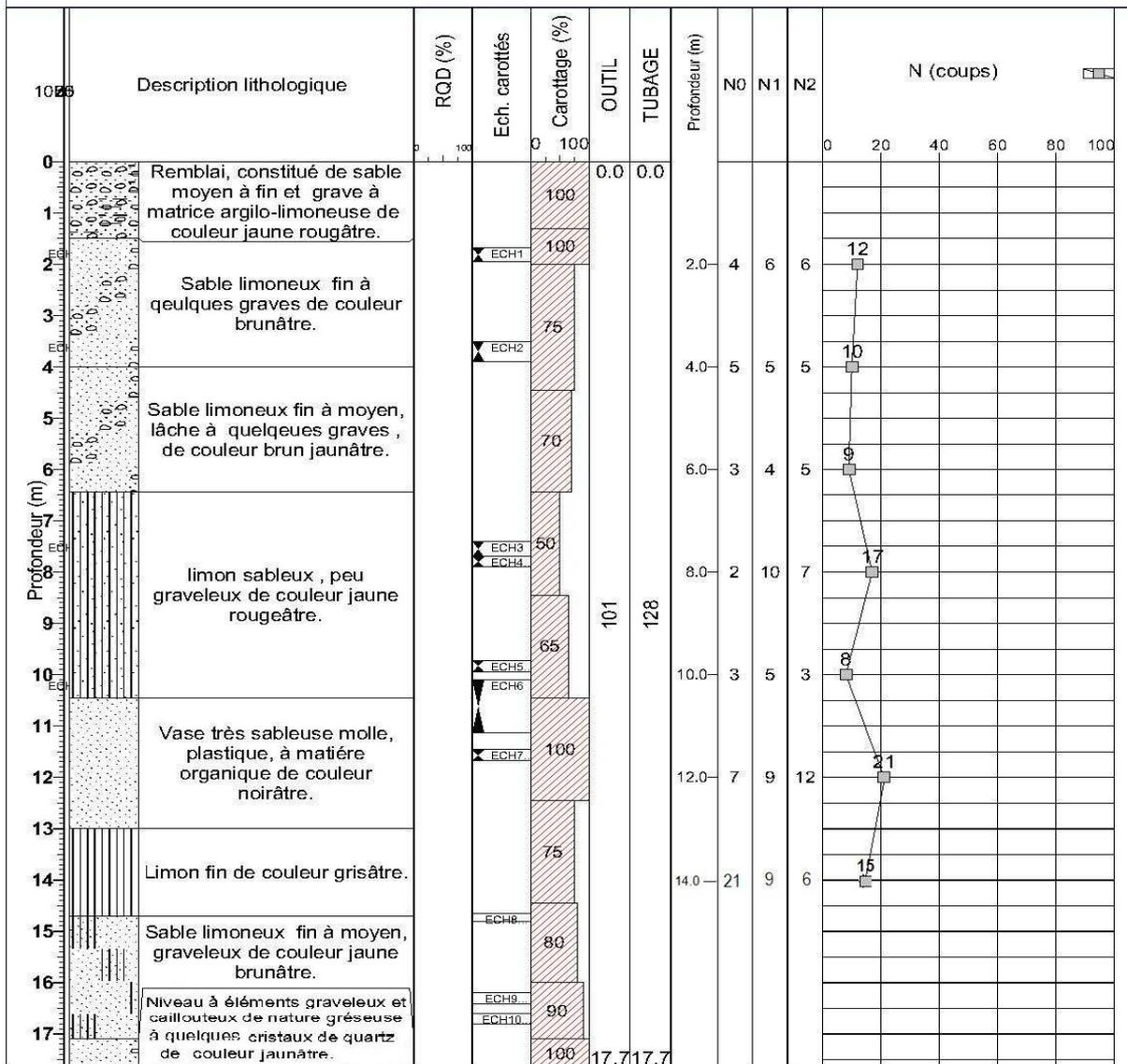
Profondeur : 22,00 m

Remarque :

Niveau d'eau: 6.30 m

Echelle : 1 / 100

Page: 1 / 2



Observation :

Dossier: 014 GEO PR 2012

Site : Sondage STEP de...

Forage : SC 07

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z: 8.50 m

Date de début: 09/09/2012

X: 4754.0832

Date fin: 12/09/2012

Y: 10040.357

Profondeur : 22,00 m

Remarque :

Niveau d'eau: 6.30 m

Echelle : 1 / 100

Page: 2 / 2

Profondeur (m)	Description lithologique	RGD (%)	Ech. carottés	Carottage (%)	OUTIL	TUBAGE	Profondeur (m)	N0	N1	N2	N (coups)									
											0	20	40	60	80	100				
17.7	Sable grossier grésifié de couleur jaunâtre.			77	17.7	17.7														
19.5	Marne altérée peu ferme de couleur grise.			90		128														
21.0	Marne compacte de couleur grise.		ECH11	100	101															
22.0	Marne compacte de couleur grise.		ECH12	100	22.0															
23																				
24																				
25																				
26																				
27																				
28																				
29																				
30																				
31																				
32																				
33																				
34																				
35																				

Observation :

Page : -2-

Pages : 2 / 2

Dossier: 014 GEO PR 2012 Site : Sondage STEP de...

Forage : SC 08

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z: 6.68 m

Date de: 25/09/2012

X: 4665.1063

Date fin : 29/09/2012

Y: 10058.3346

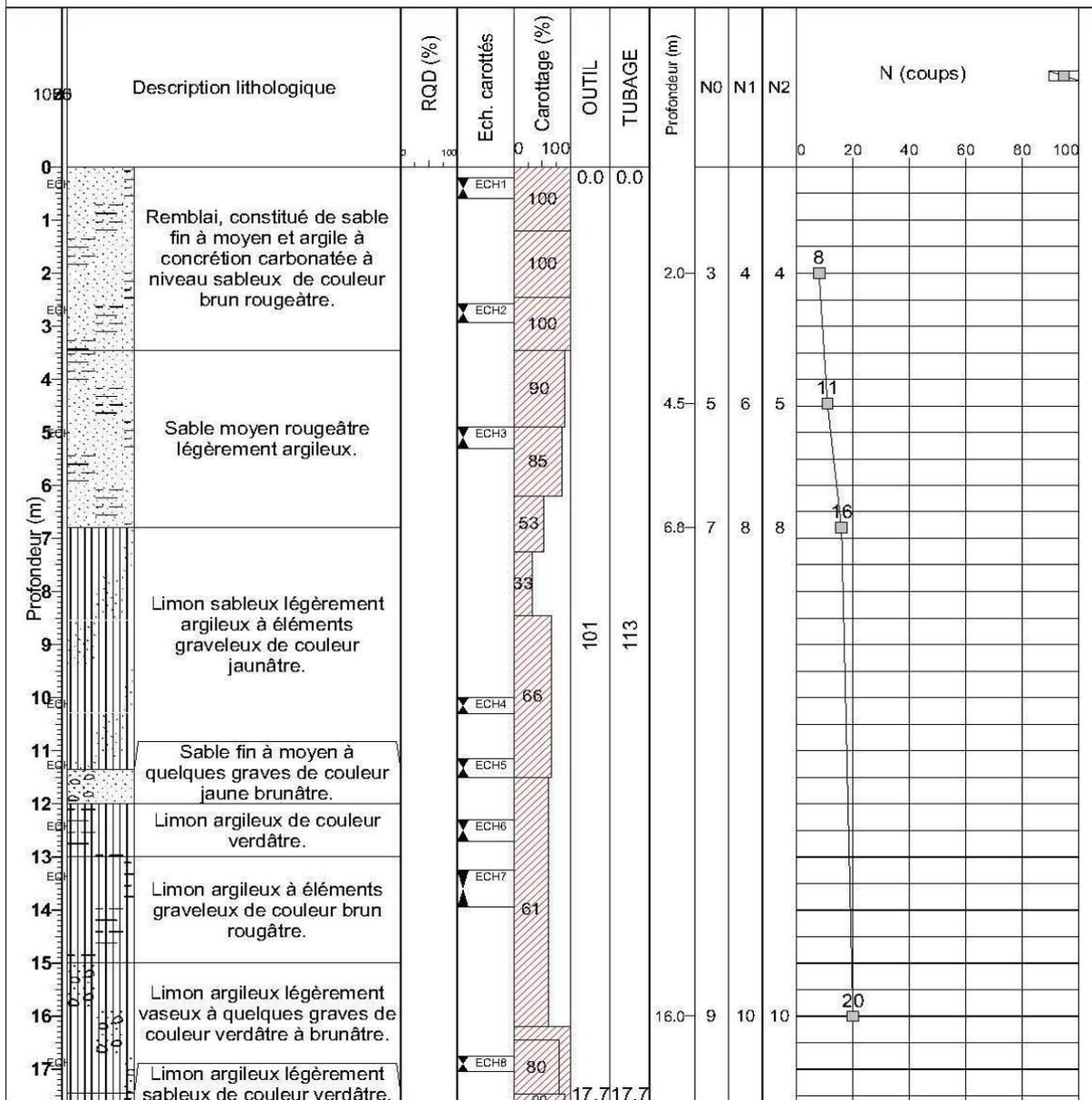
Profondeur : 22,50 m

Remarque :

Niveau d'eau: 5.50 m

Echelle : 1 / 100

Page: 1 / 2



Observation :

Dossier : **014 GEO PR 2012**

Site : **Sondage STEP de...**

Forage : SC 08

Client : **AMENHYD**

Type : **SONDAGE CAROTTE**

Etude : **STEP DE BENI MESSOUS**

Z: 6.68 m

Date de début : 25/09/2012

X: 4665.1063

Date fin : 29/09/2012

Y: 10058.3346

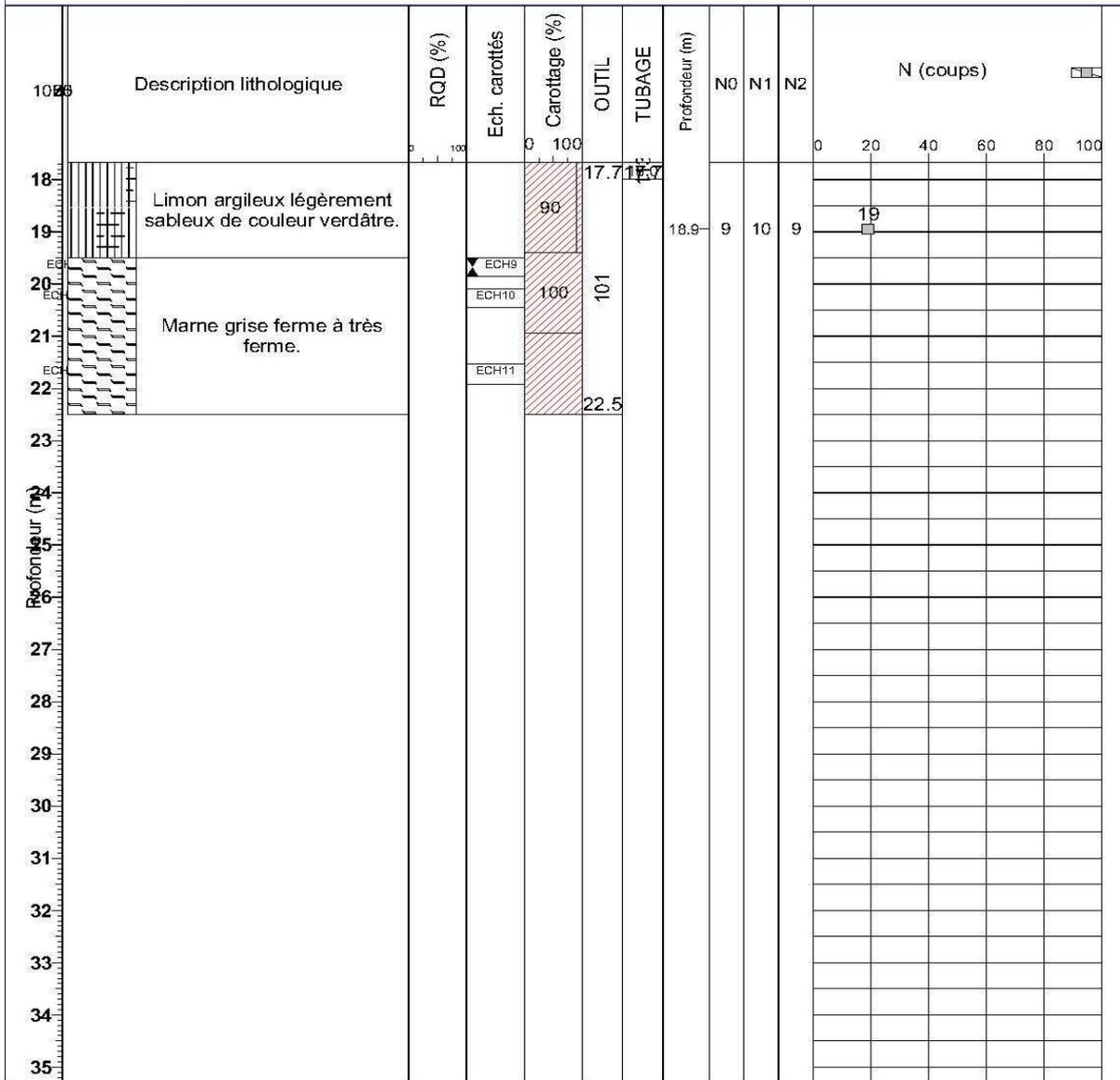
Profondeur : 22,50 m

Remarque :

Niveau d'eau: 5,50 m

Echelle : 1 / 100

Page: 2 / 2



Observation :

Dossier: 014 GEO PR 2012

Site : Sondage STEP de...

Forage : SC 09

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z: 6.00 m

Date de début: 22/09/2012

X: 4666.3291

Date fin : 25/09/2012

Y: 10162.8697

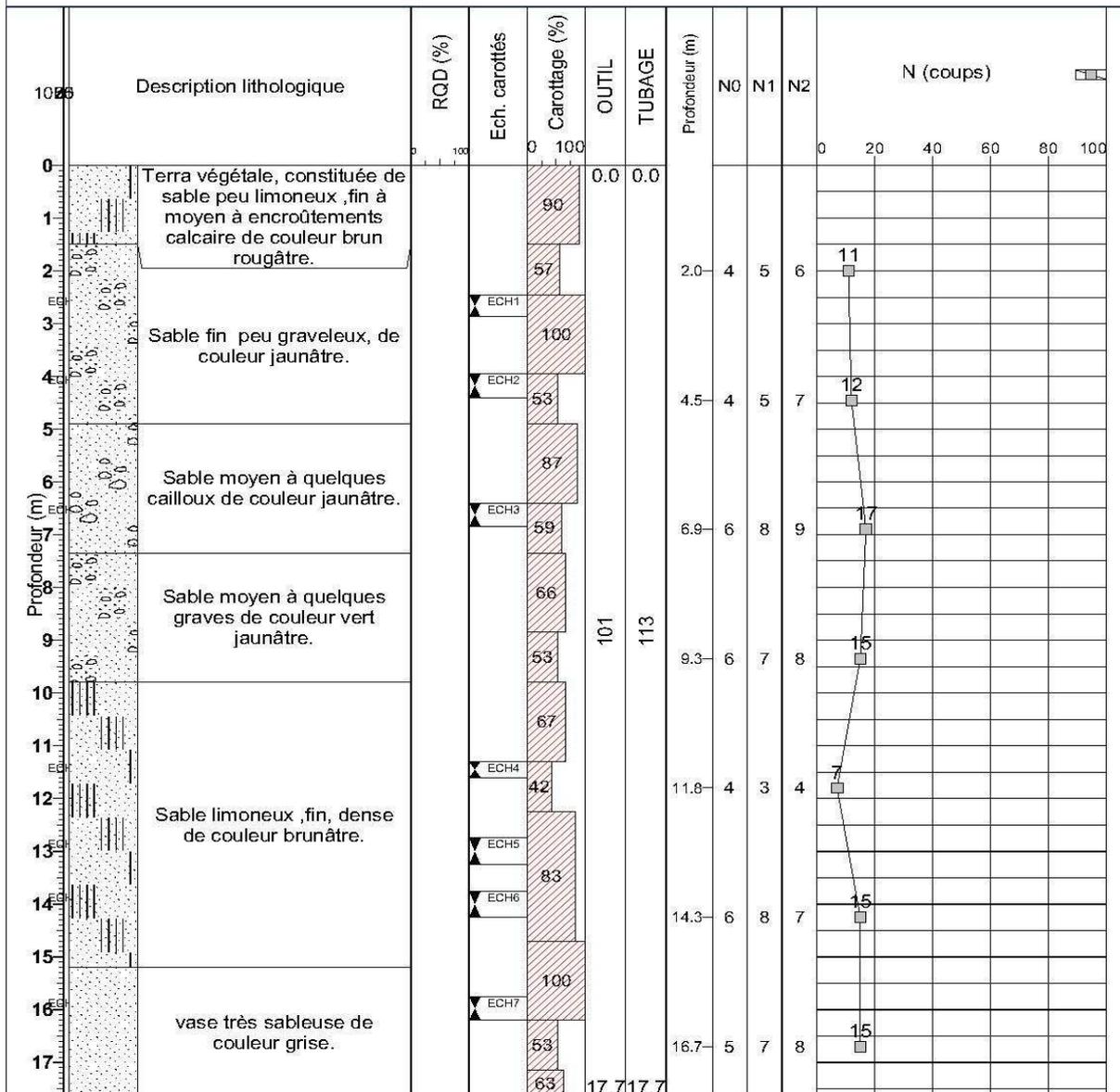
Profondeur : 24,00 m

Remarque :

Niveau d'eau: 4.30 m

Echelle : 1 / 100

Page: 1 / 2



Observation :

Page : -1-

Pages : 1 / 2

Dossier: 014 GEO PR 2012

Site : Sondage STEP de...

Forage : SC 09

Client : AMENHYD

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : STEP DE BENI MESSOUS

Z: 6.00 m

Date de début: 22/09/2012

X: 4666.3291

Date fin: 25/09/2012

Y: 10162.8697

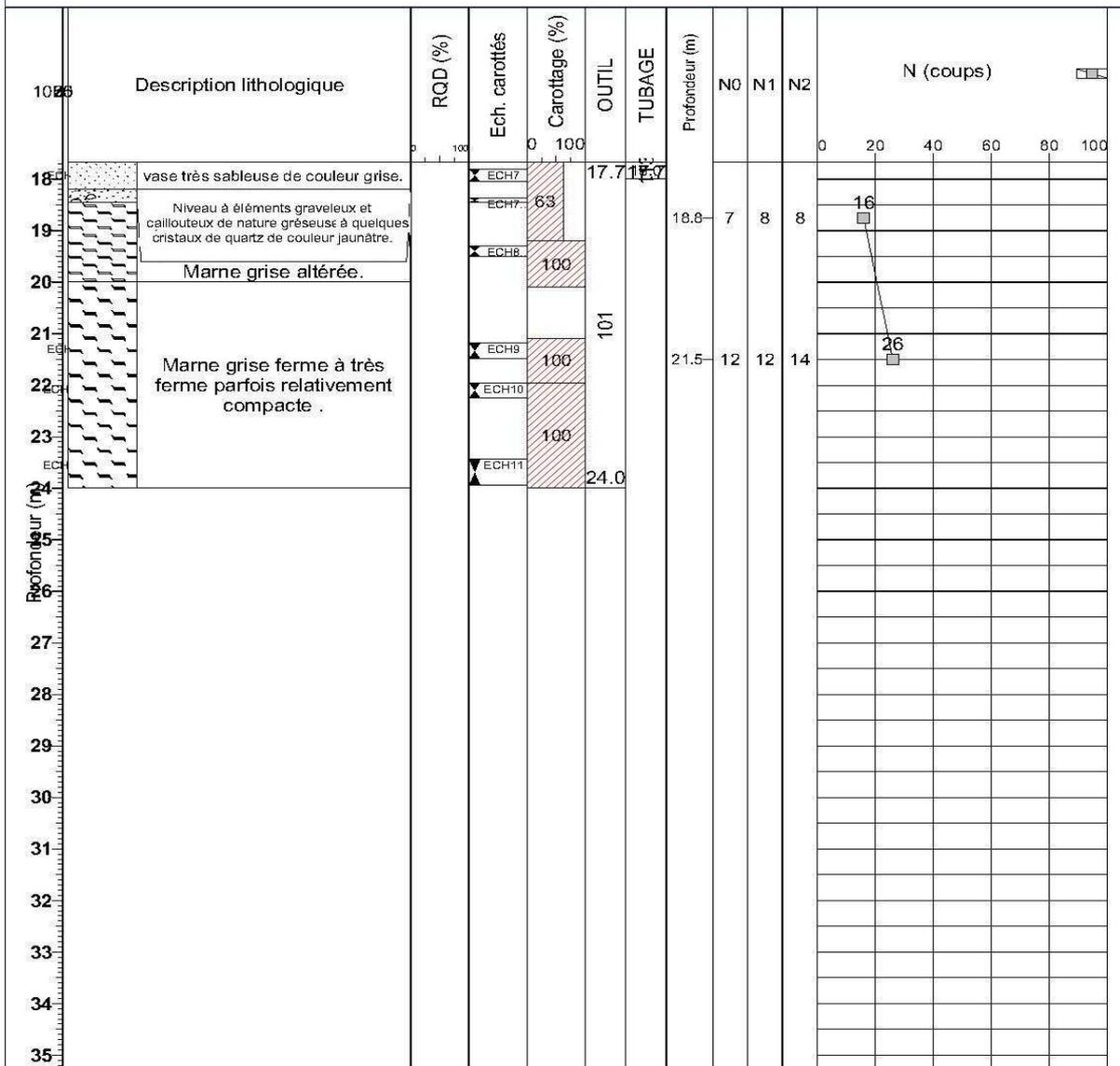
Profondeur : 24,00 m

Remarque :

Niveau d'eau: 4.30 m

Echelle : 1 / 100

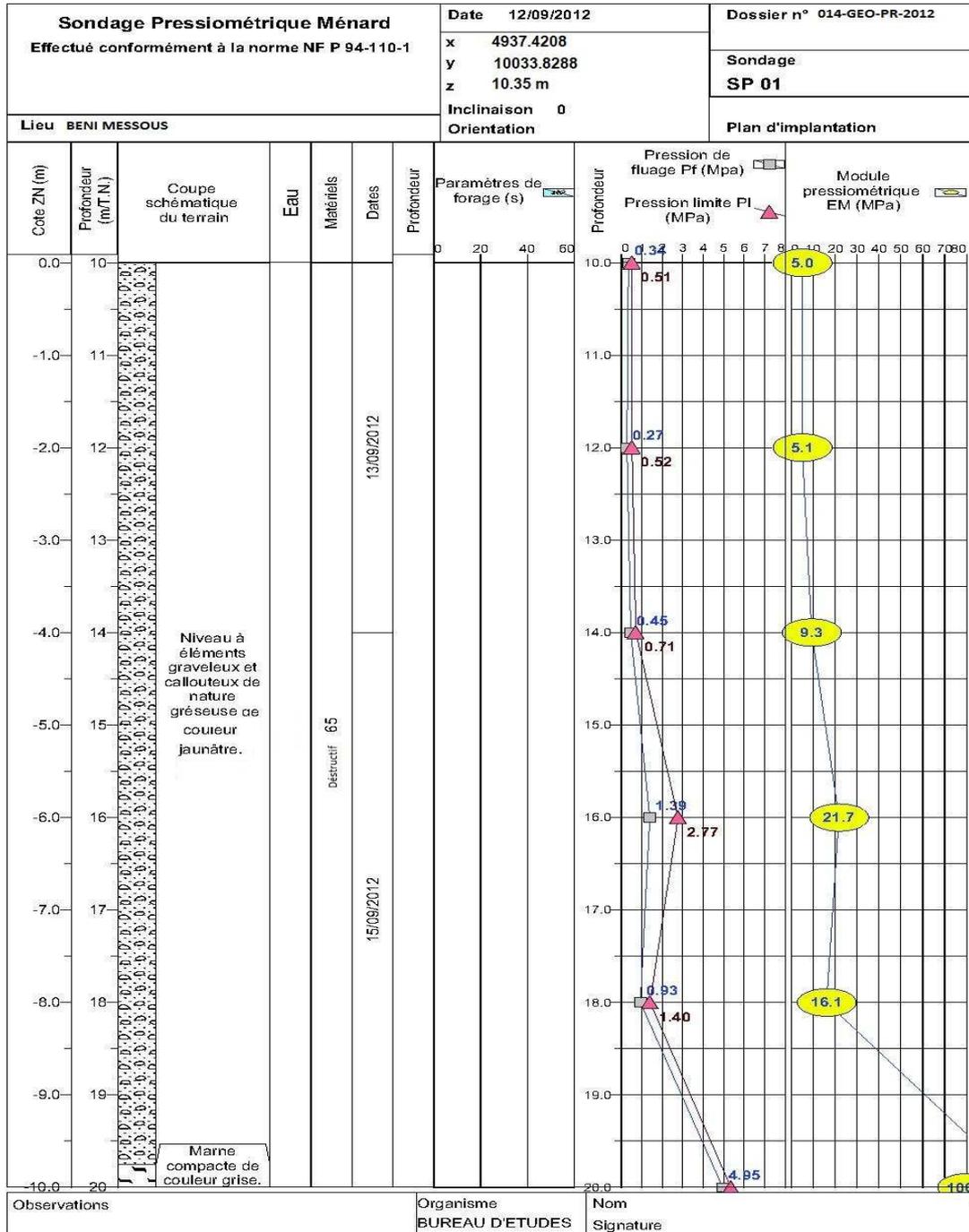
Page: 2 / 2

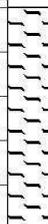
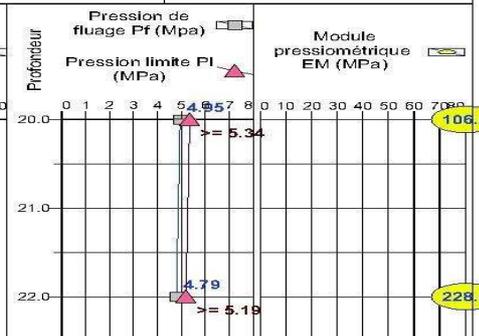


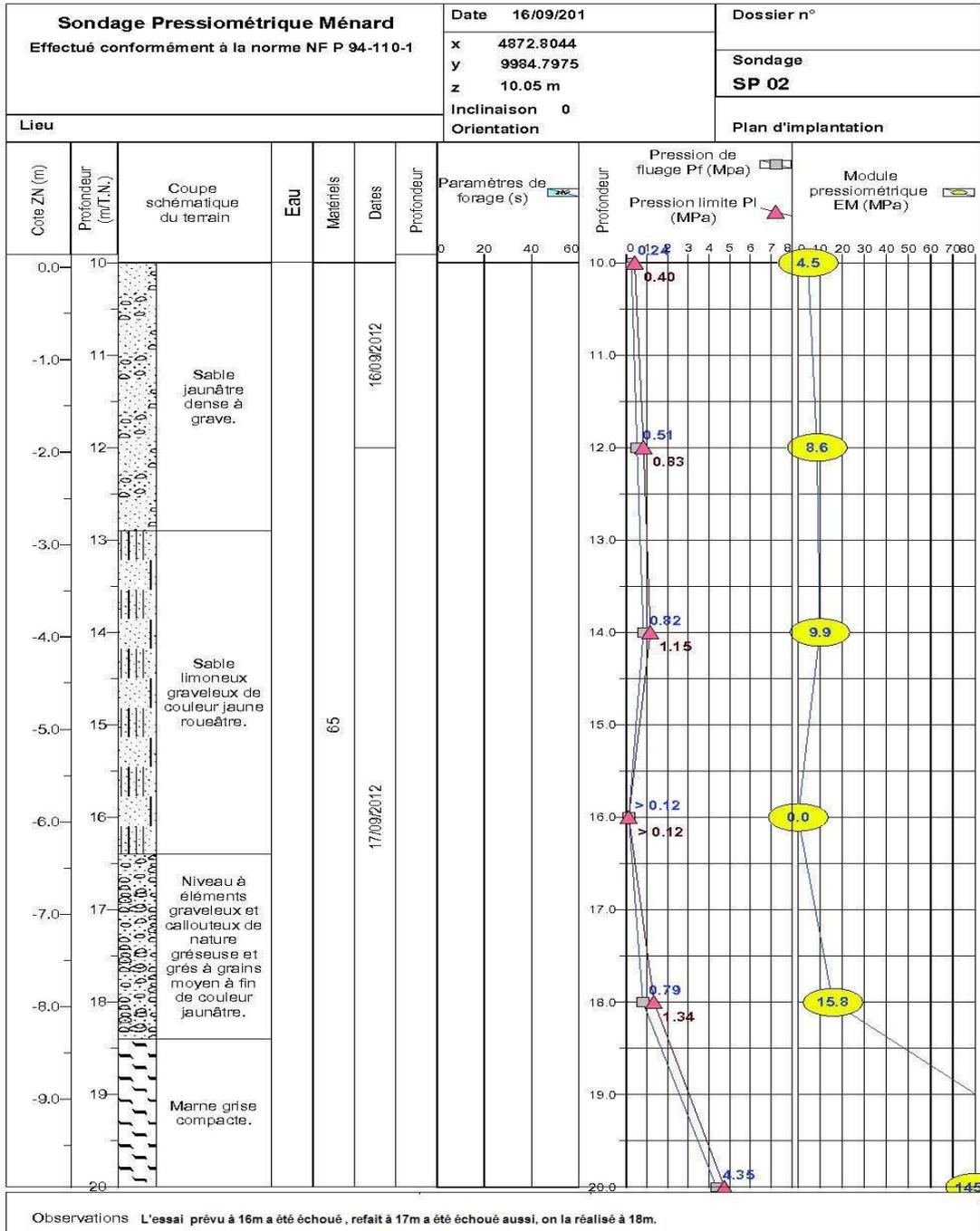
Observation :

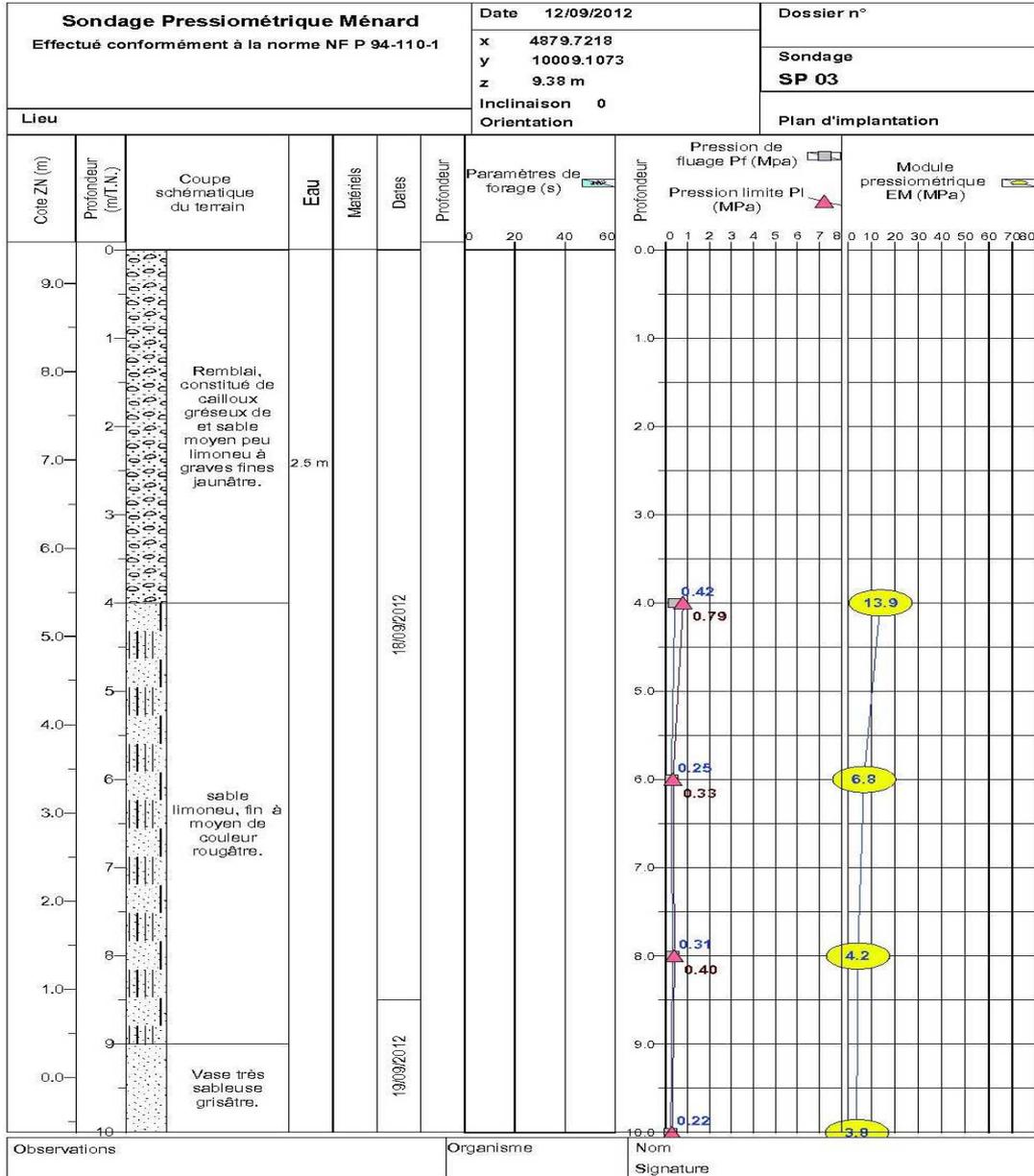
Page : -2-

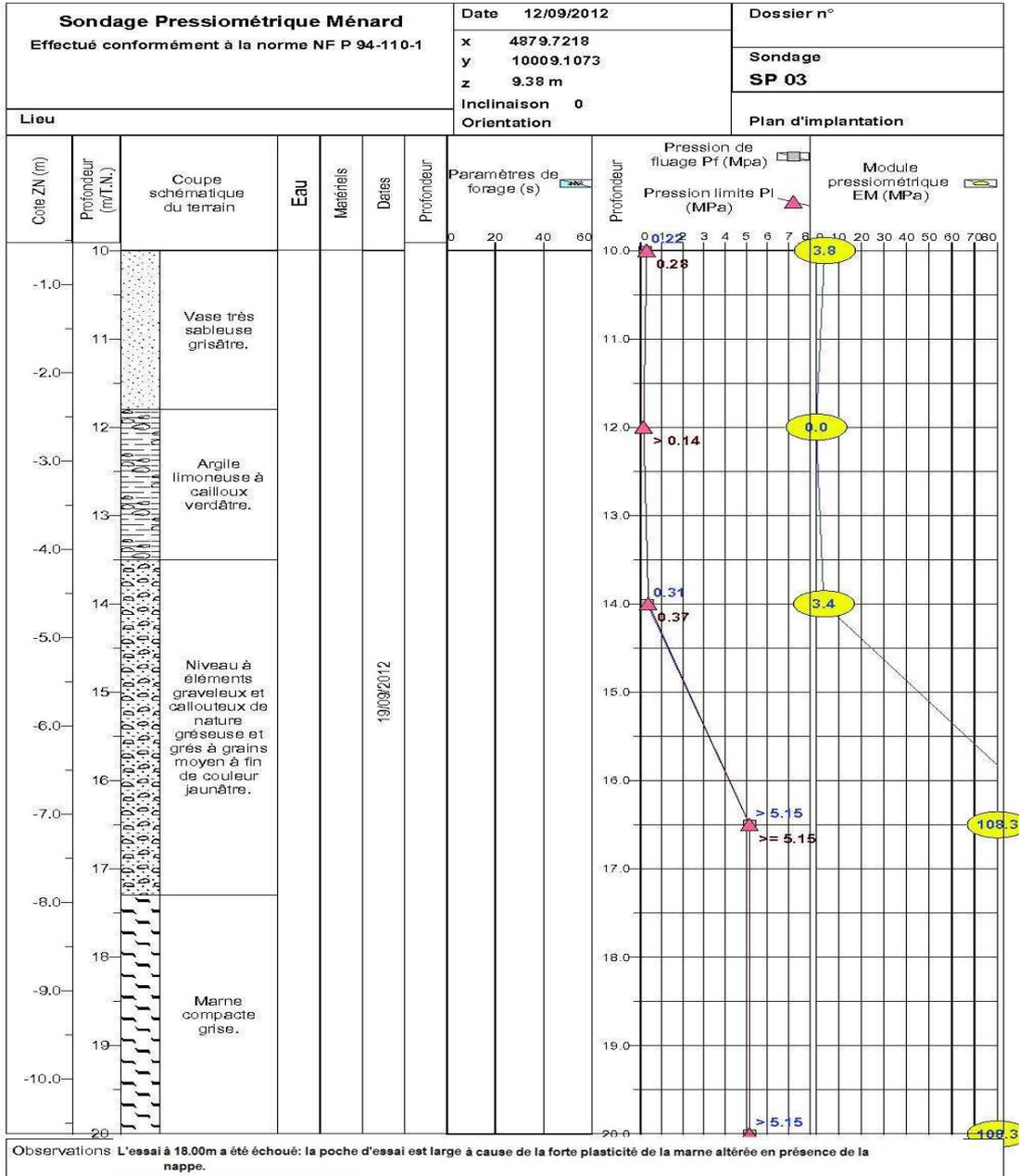
Pages : 2 / 2



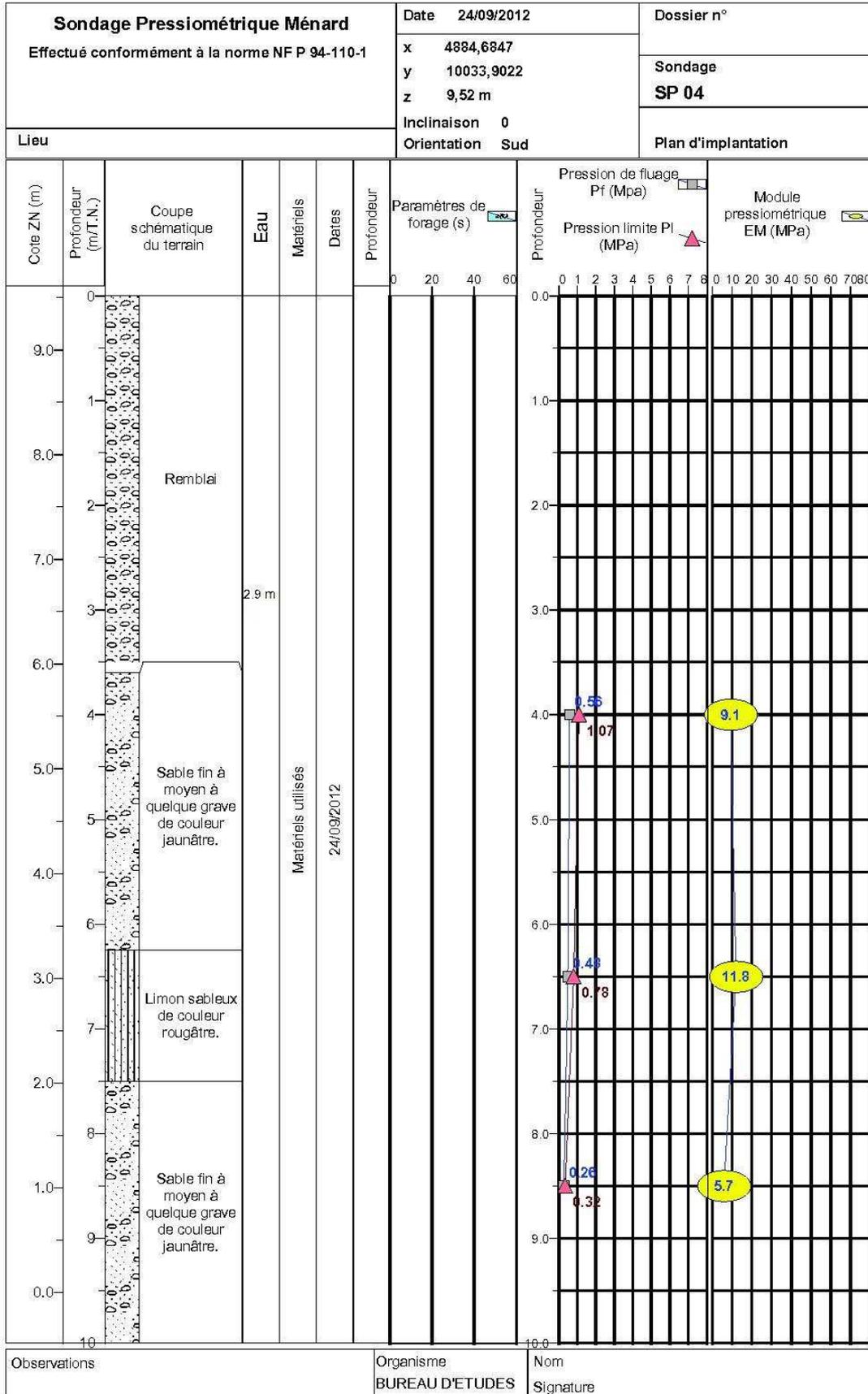
Sondage Pressiométrique Ménard						Date	Dossier n° 014-GEO-PR-2012				
Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1						x	4937.4208				
						y	10033.8288				
						z	10.35 m				
						Inclinaison	0				
						Orientation					
Lieu BENI MESSOUS						Plan d'implantation					
Cote ZN (m)	Profondeur (m(T.N.))	Coupe schématique du terrain	Eau	Matériels	Dates	Profondeur	Paramètres de forage (s)	Pression de fluage Pf (Mpa)	Pression limite Pl (MPa)	Module pressiométrique EM (MPa)	
-10.0	20	 <p>Marne compacte de couleur grise.</p>		Destructif 65	15/09/2012						
-11.0	21										
-12.0	22										
											
Observations						Organisme	BUREAU D'ETUDES		Nom	Signature	

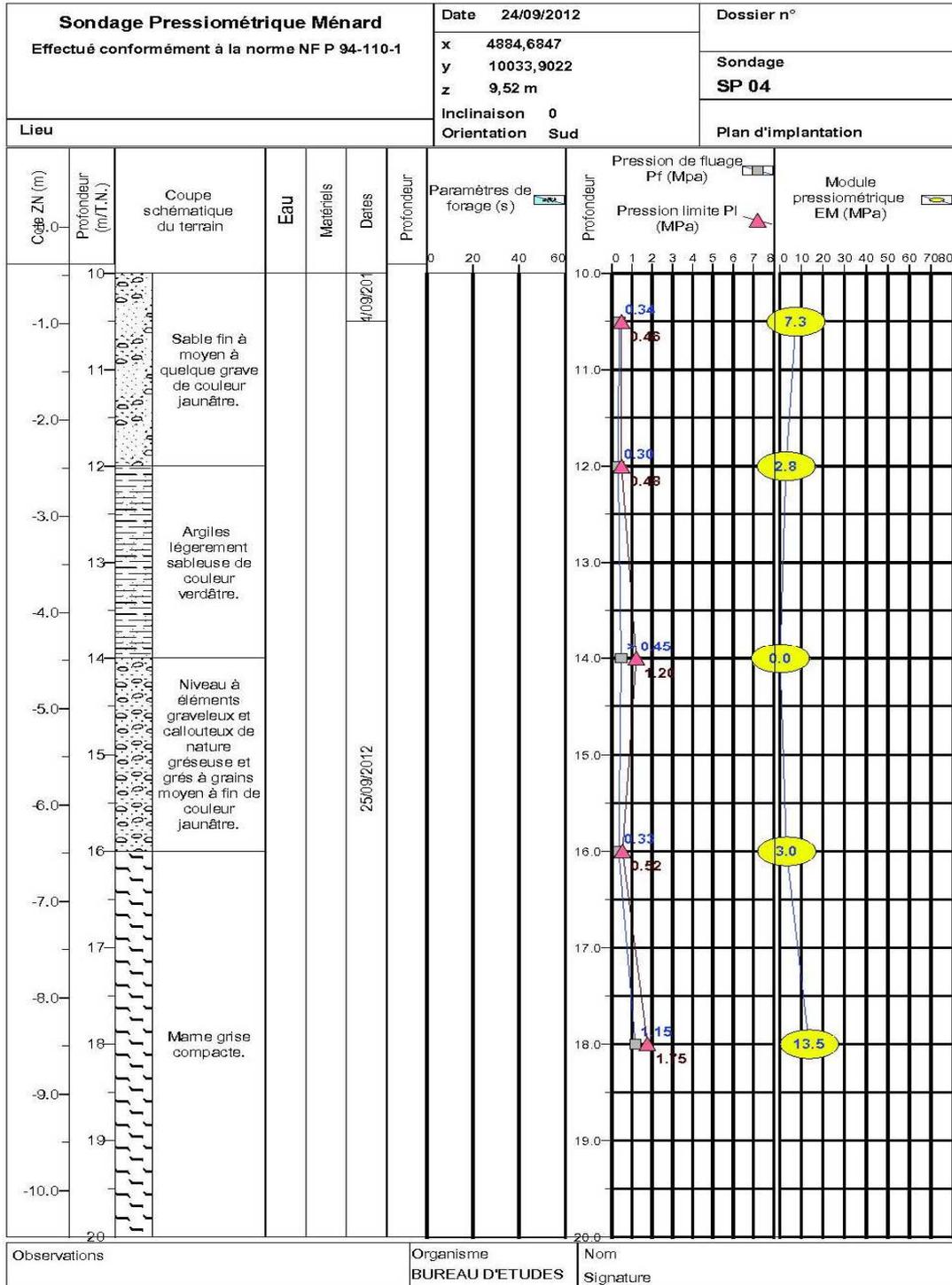


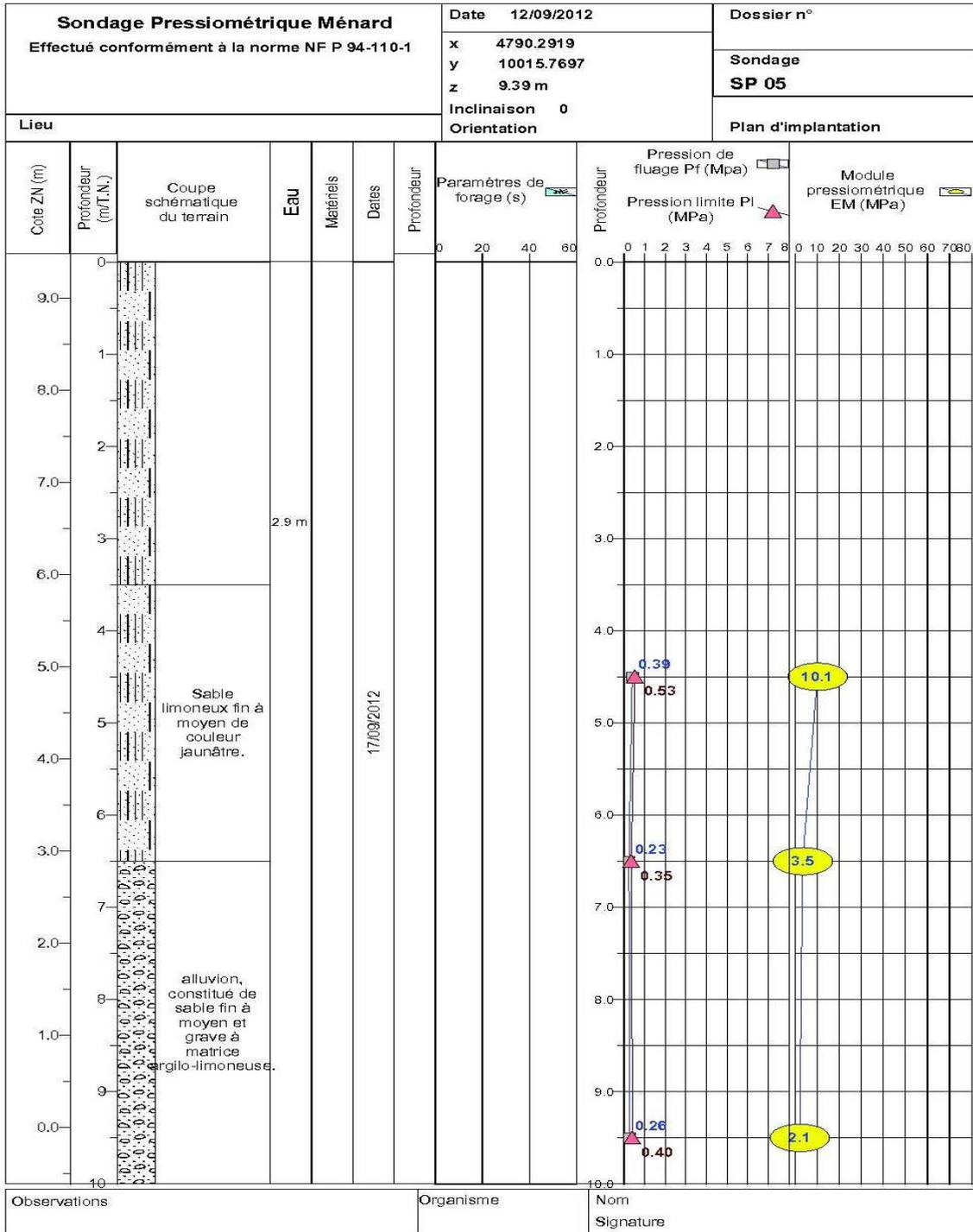


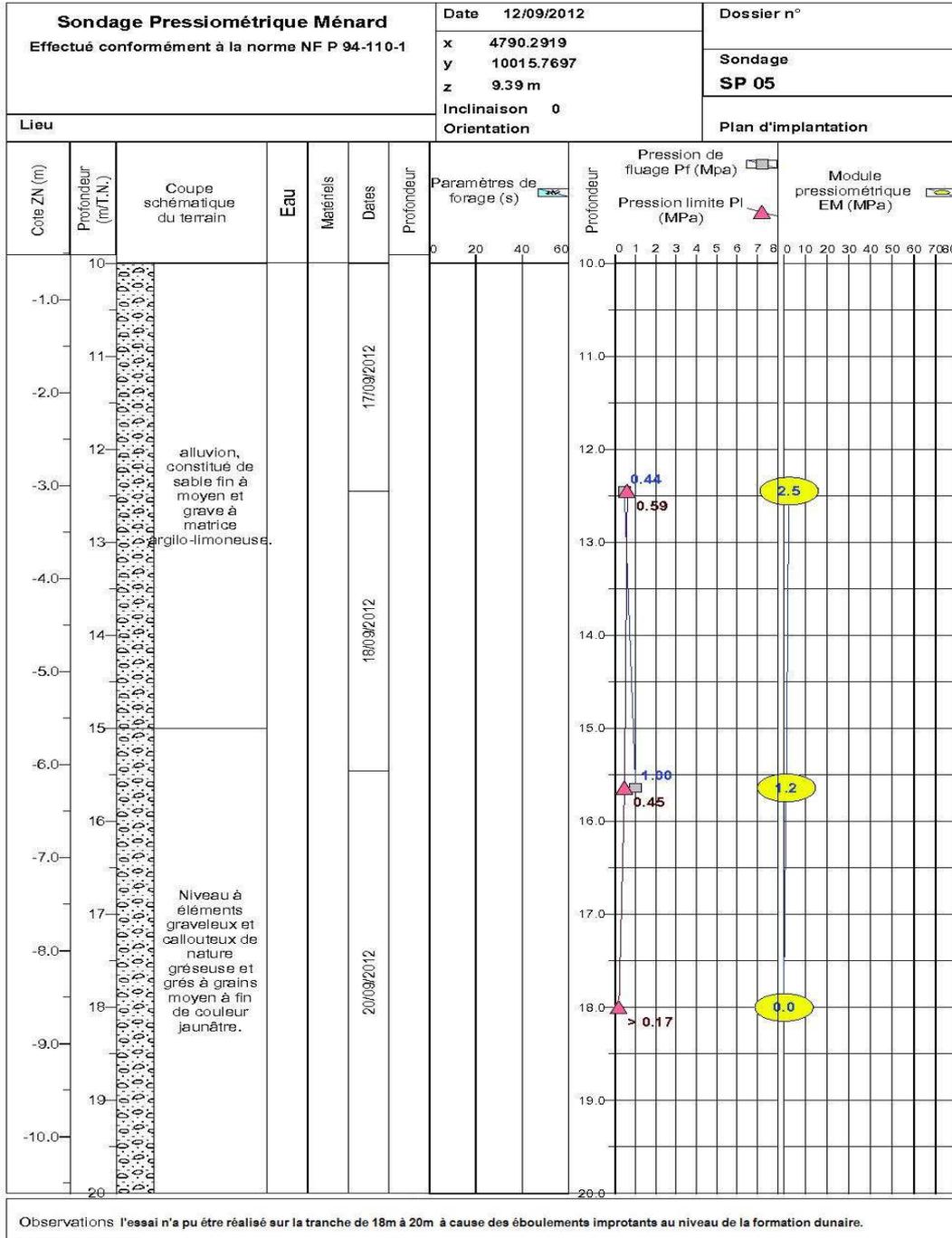


Sondage Pressiométrique Ménard				Date 12/09/2012		Dossier n°							
Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1				x 4879.7218		Sondage							
				y 10009.1073		SP 03							
Lieu				z 9.38 m		Plan d'implantation							
				Inclinaison 0									
Orientation													
Cote ZN (m)	Profondeur (m/T.N.)	Coupe schématique du terrain	Eau	Matériaux	Dates	Profondeur	Paramètres de forage (s)	Profondeur	Pression de fluage Pf (Mpa)	Pression limite Pl (MPa)	Module pressiométrique EM (MPa)		
-11.0	20	Marne compacte grise.			19/09/2012			20.0	>= 5.15	>= 5.15	108.3		
-12.0	21												
-13.0	22												
-14.0	23												
-15.0	24										> 4.40	> 4.40	225.6
Observations				Organisme		Nom							
						Signature							

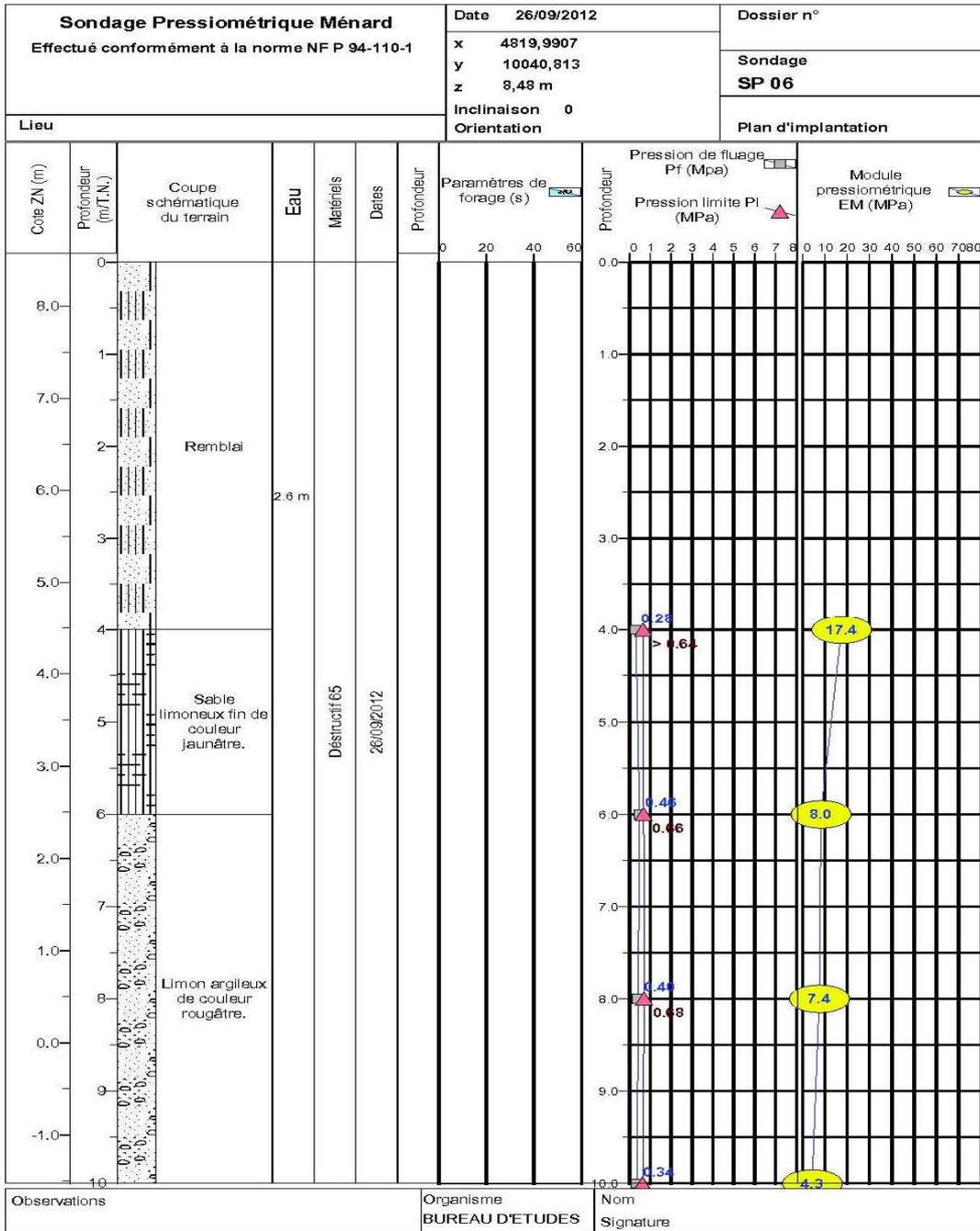


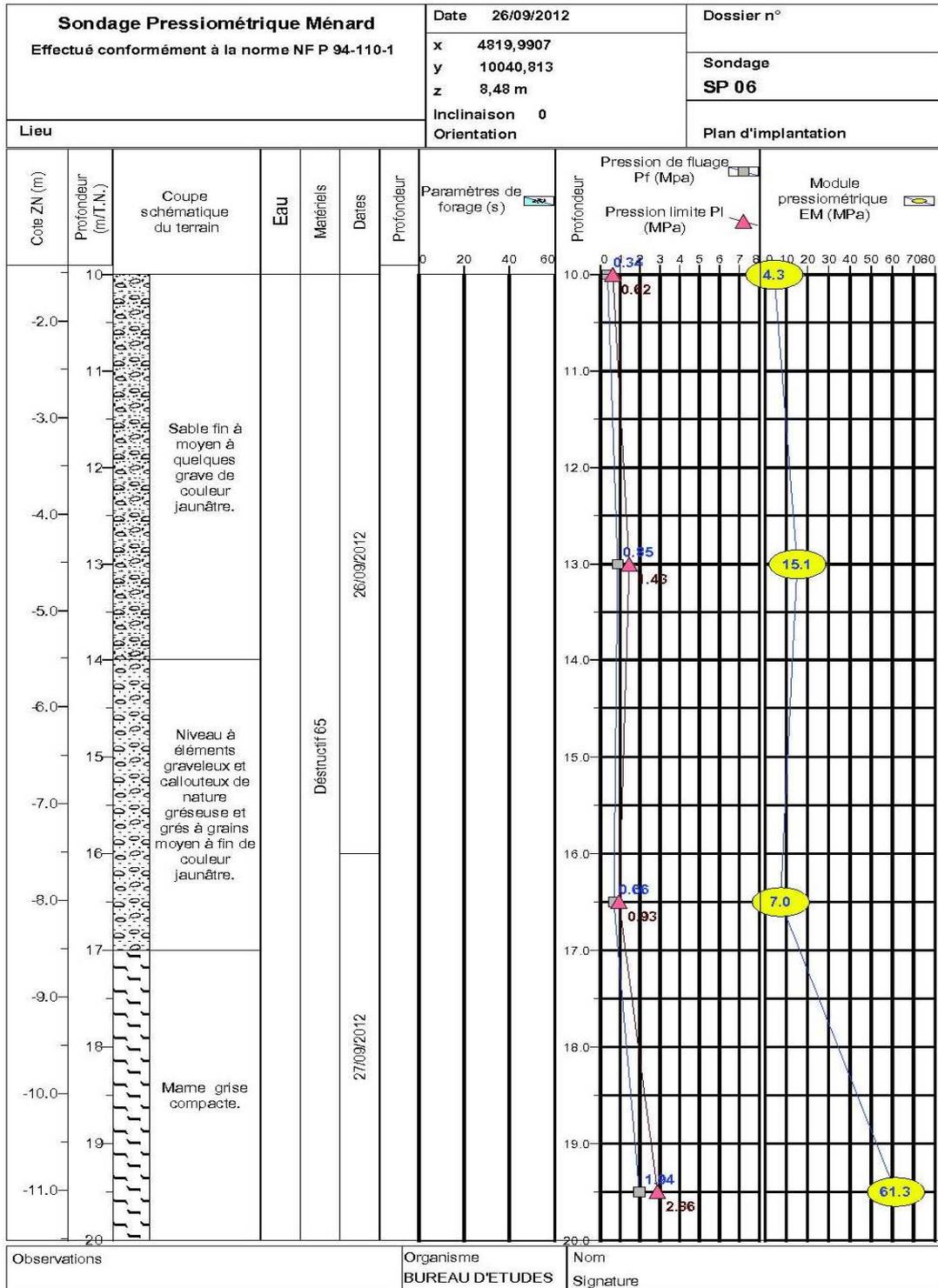






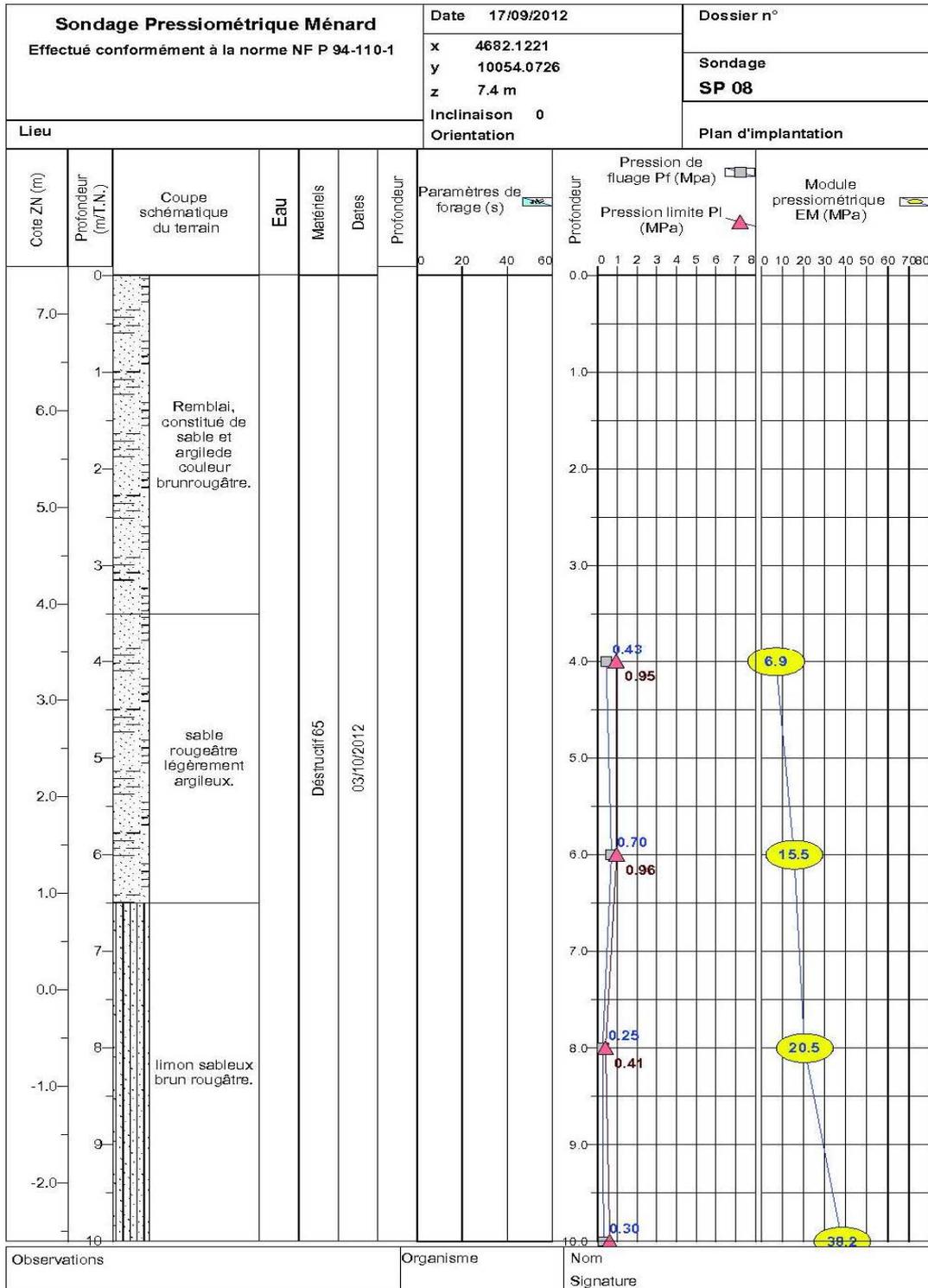
Sondage Pressiométrique Ménard				Date 12/09/2012		Dossier n°				
Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1				x 4790.2919		Sondage				
				y 10015.7697		SP 05				
				z 9.39 m		Plan d'implantation				
Lieu				Inclinaison 0						
				Orientation						
Cote ZN (m)	Profondeur (m(T.N.))	Coupe schématique du terrain	Eau	Matériels	Dates	Profondeur	Paramètres de forage (s)	Pression de fluage Pf (Mpa)	Pression limite Pl (MPa)	Module pressiométrique EM (MPa)
-11.0	20	Niveau à éléments graveleux et caillouteux de nature gréseuse et grès à grains moyen à fin de couleur jaunâtre.			20/09/2012					
-12.0	21							2.08	3.88	50.0
-13.0	22									
-14.0	23	mame compact grise								
-15.0	24						2.11	4.37	81.0	
Observations				Organisme		Nom		Signature		

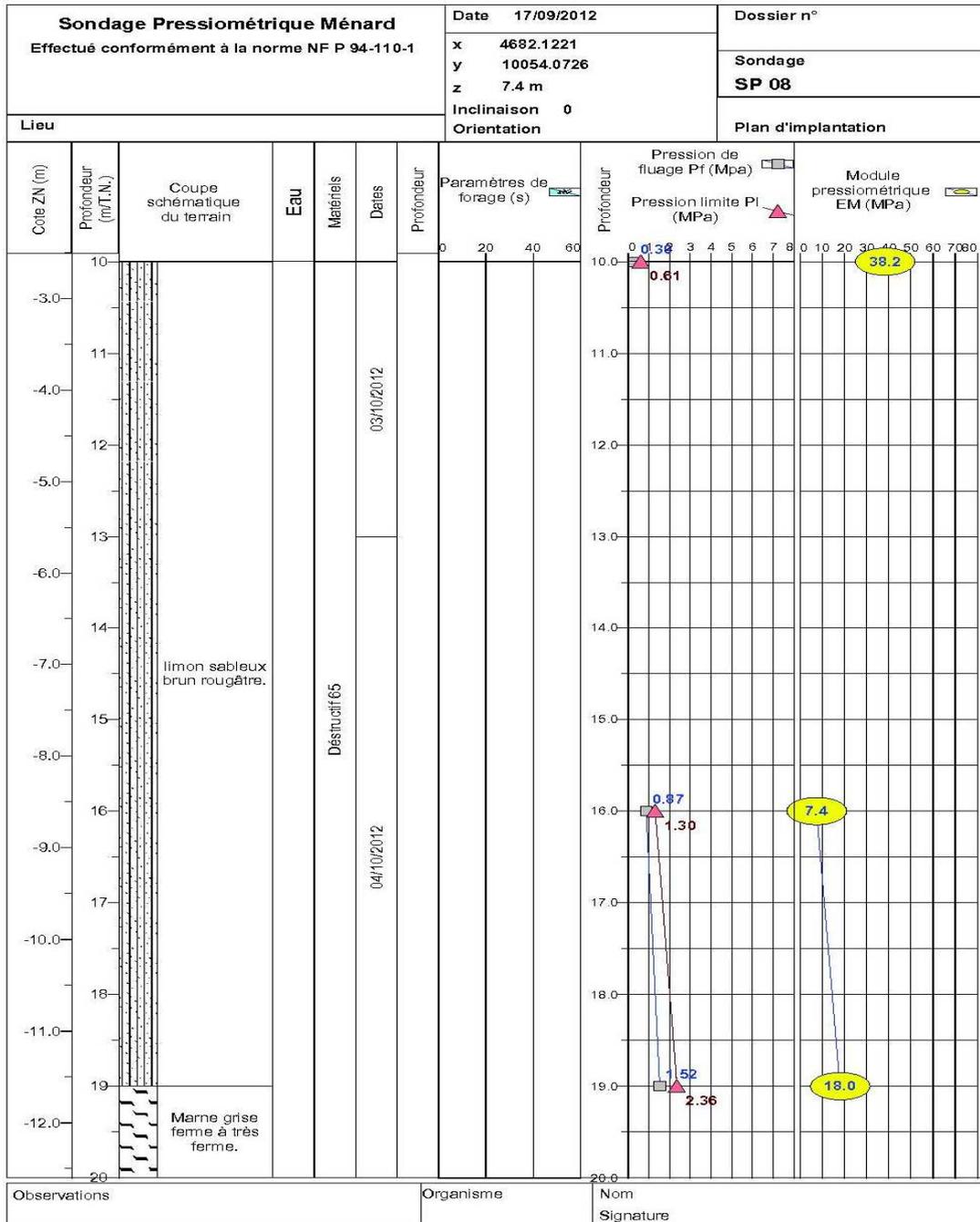




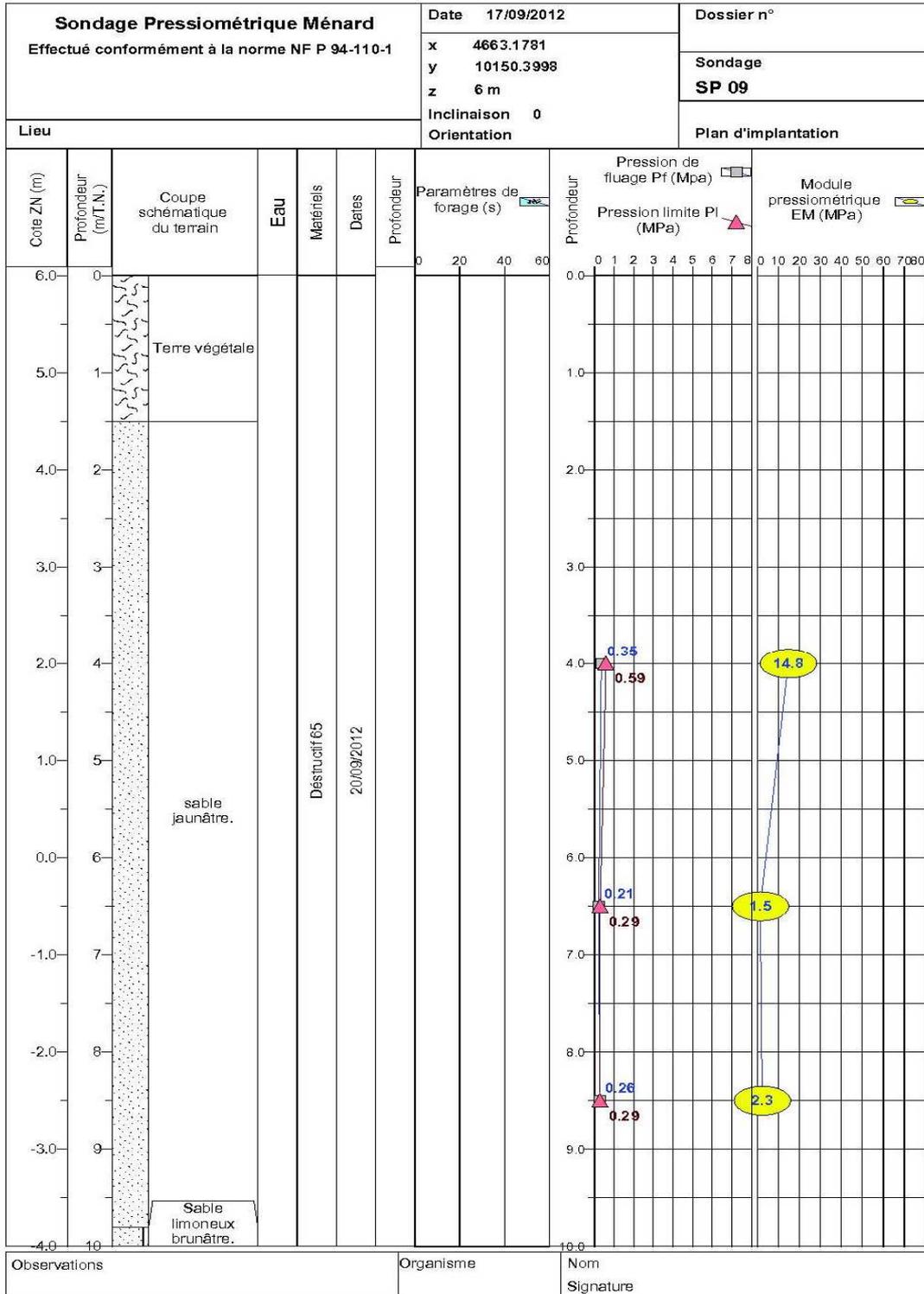
Sondage Pressiométrique Ménard					Date 26/09/2012		Dossier n°			
Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1					x 4819,9907		Sondage			
					y 10040,813		SP 06			
Lieu					z 8,48 m		Plan d'implantation			
					Inclinaison 0					
Orientation										
Cote ZN (m)	Profondeur (m/T.N.)	Coupe schématique du terrain	Eau	Matériels	Dates	Profondeur	Paramètres de forage (s)	Pression de fluage Pf (MPa)	Pression limite Pl (MPa)	Module pressiométrique EM (MPa)
20		Marne grise...								
-12.0	21			Destructif 65	27/09/2012					
-13.0	22									
-14.0									3.5	5.00
										122.6
<p>Remarques: L'essai à 12m a été échoué et refait à 13m. l'essai à 15m a été échoué et refait 16.50m.</p>										
Observations					Organisme BUREAU D'ETUDES		Nom Signature			

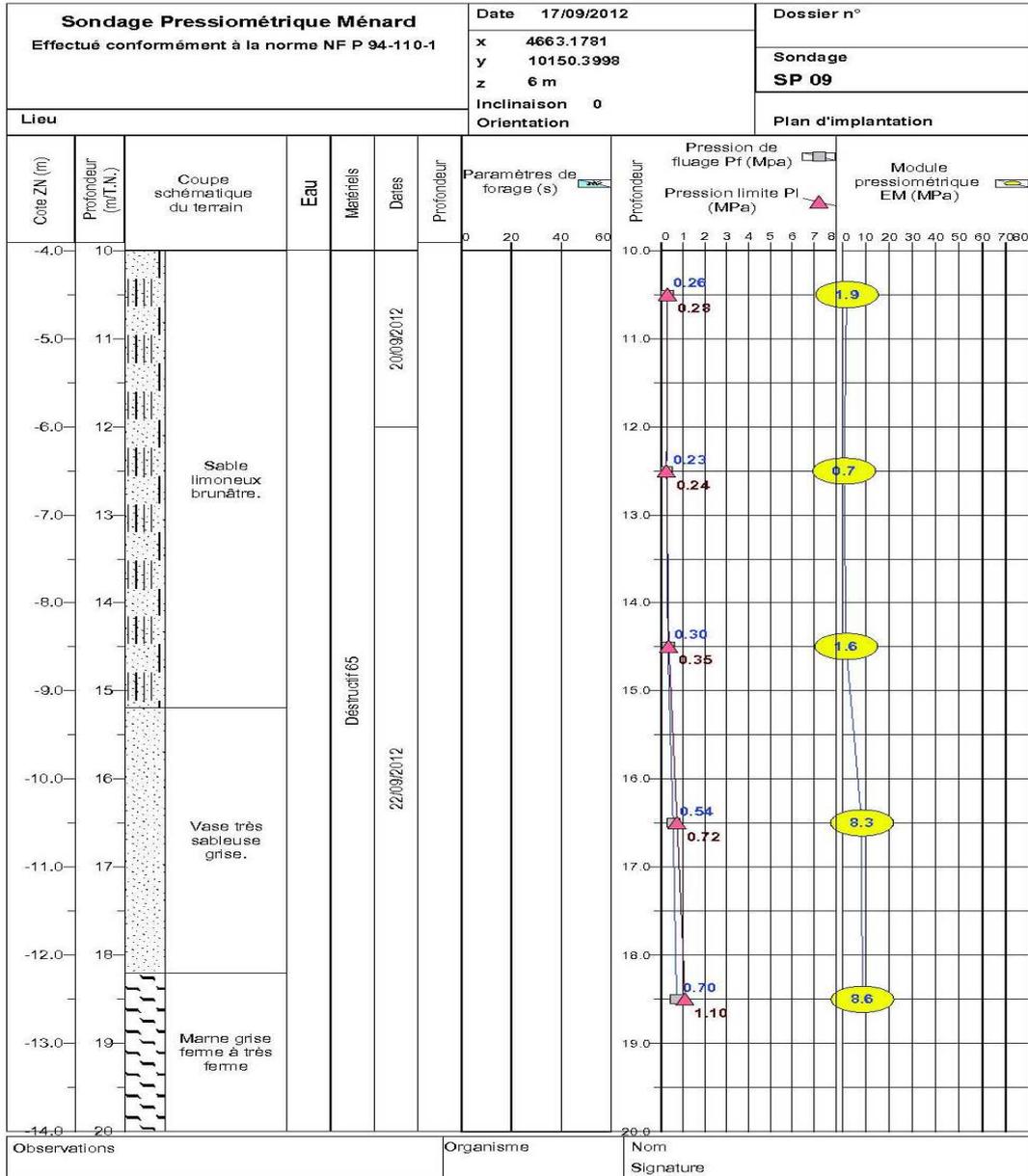
Sondage Pressiométrique Ménard Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1						Date 29/09/2012	Dossier n°				
Lieu						x 4738,0329	Sondage SP 7				
						y 10040,813					
						z 8,48 m	Plan d'implantation				
						Inclinaison 0					
						Orientation					
Cote ZN (m)	Profondeur (m(T.N.))	Coupe schématique du terrain	Eau	Matériaux	Dates	Profondeur	Paramètres de forage (s)	Profondeur	Pression de fluage Pf (Mpa)	Pression limite Pl (MPa)	Module pressiométrique EM (MPa)
20								20.0			
-12.0	21	mame compacte grise.						21.0			
-13.0	22			Désstructif65	02/10/2012			22.0	0.38	1.60	17.2
-14.0	23							23.0			
-15.0	24							24.0	1.93	2.17	59.5
-16.0	25							25.0			
-17.0	26							26.0	1.52	2.69	31.1
Observations						Organisme BUREAU D'ETUDES	Nom Signature				





Sondage Pressiométrique Ménard Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1						Date 17/09/2012	Dossier n°					
Lieu						x 4682.1221	Sondage SP 08					
						y 10054.0726						
Lieu						z 7.4 m	Plan d'implantation					
						Inclinaison 0						
Orientation												
Cote ZN (m)	Profondeur (m/T.N.)	Coupe schématique du terrain	Eau	Matériels	Dates	Profondeur	Paramètres de forage (s)	Pression de fluage Pf (Mpa)	Pression limite Pl (MPa)	Module pressiométrique EM (MPa)		
	20	Marnes grises ferme à très ferme.		Destructif 65	04/10/2012							
	21											
	22											
	-13.0											
	-14.0											
	-15.0											
Observations						Organisme	Nom					
							Signature					





Sondage Pressiométrique Ménard						Date	Dossier n°						
Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1						Date	17/09/2012						
							Sondage		SP 09				
Lieu						Inclinaison		Plan d'implantation					
						Orientation							
Cote ZN (m)	Profondeur (m/T.N.)	Coupe schématique du terrain	Eau	Matériels	Dates	Profondeur	Paramètres de forage (s)	Pression de fluage Pf (Mpa)	Pression limite Pl (MPa)	Module pressiométrique EM (MPa)			
-14.0	20	<p>Marne grise ferme à très ferme</p>		Destructif 65	23/09/2012	0							
-15.0	21												
-16.0	22										0.92	2.07	34.4
-17.0	23												
-18.0	24											> 5.17	>= 5.17
Observations						Organisme		Nom		Signature			