

République Algérienne Démocratique et Publique
Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil
Laboratoire des Matériaux de Génie Civil et Environnement
Mémoire de Master en GÉNIE CIVIL

Thème

ETUDE DE RENFORCEMENT DE SOL PAR DES
INCLUSIONS RIGIDES D'UN CENTRE
MULTIFONCTIONNEL R+7 A ANNABA



ABBACHI Abderrahim

Sous la direction de : **Mme. Ratiba KETTAB** Professeur ENP

Composition du Jury :

Président	M .A. BALI	Professeur	ENP
Rapporteur	Mme. R.MITICHE - KETTAB	Professeur	ENP
	M. C. BOUREZAK	Ingénieur	KELLER
Examineurs	M. S. LAKHAL	MAA	ENP
	Mme. S. STIHI	MAA	ENP

ENP 2017

République Algérienne Démocratique et Publique
Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil
Laboratoire des Matériaux de Génie Civil et Environnement
Mémoire de Master en GÉNIE CIVIL

Thème

ETUDE DE RENFORCEMENT DE SOL PAR DES
INCLUSIONS RIGIDES D'UN CENTRE
MULTIFONCTIONNEL R+7 A ANNABA



ABBACHI Abderrahim

Sous la direction de : **Mme. Ratiba KETTAB** Professeur ENP

Composition du Jury :

Président	M .A. BALI	Professeur	ENP
Rapporteur	Mme. R.MITICHE - KETTAB	Professeur	ENP
	M. C. BOUREZAK	Ingénieur	KELLER
Examineurs	M. S. LAKHAL	MAA	ENP
	Mme. S. STIHI	MAA	ENP

ENP 2017

ملخص

تحسين الأرضية القابلة للانضغاط بواسطة أعمدة صلبة عمودية عبارة عن تقنية تربط بين شبكة الأعمدة ومنصة الأرضية المكونة من الحصى، هذه الأخيرة مقحمة بين التربة المحسنة والهيكل السطحي. تحدث تقوسات في المنصة الحبيبية تسمح بتحويل الحمل إلى الأعمدة الصلبة، وتجانس الهبوط السطحية والحد منها، من أجل ضمان العمل الجيد لشبكة الأعمدة ومتانتها. مجالات تطبيق هذه التقنية هي الطرق، السكك الحديدية وأساسات المناطق الصناعية.

الكلمات المفتاحية: تحسين الأرضية، أعمدة صلبة عمودية، منصة حبيبية، توزيع الأحمال.

Abstract

Soft soil improvement by vertical rigid piles is a technique that associates a pile grid and a granular earth platform, intercalated between the improved soil and the surface structure.

Arching occurs in the granular fill, which permits partial load transfer onto the piles, the surface settlement reduction and homogenization, in order to insure the structure good working and durability. The main application areas are road- and railway embankment foundations and industrial area foundations.

Key words: Soil improvement, rigid pile, lifting, charge repartition.

Résumé

Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales est une technique qui associe un réseau d'inclusions et un matelas constitué de sol granulaire, intercalé entre le sol renforcé et l'ouvrage. Dans ce matelas se développent des voûtes qui transfèrent partiellement les charges vers les inclusions, permettant ainsi la réduction et l'homogénéisation des tassements en surface du massif renforcé. Les domaines d'application privilégiés sont les fondations de remblais routiers ou ferroviaires, les fondations de zones d'habitation et les zones industrielles.

Mots-clés : Renforcement du sol, Inclusions rigides, Portance, Répartition des charges

إهداء

بادئ ذي بدء أحمد الله عز وجل على ما وفقني إليه من عملي هذا
فله الحمد أولا وله الحمد آخرا وله الشكر على كل شيء، ثم أهدي ثمرة
دراستي إلى من أوصاني الله بهما بادئا بأبي الحنون الغالية ثم أبي الذي
كان عوننا وسندا لي راجيا من الله عز وجل أن يحفظهما ويرحمهما كما
ربياني صغيرا.

أهدي هذا العمل أيضا إلى أخوتي الأعزاء. هذا كما أهديها إلى جدي
وجدي من أبي العزيزين رحمهما الله. إلى جدي وجدتي الغاليين من أمي
وإلى كل أعمامي وعماتي وأخوالي وخالاتي.
إلى كل عمال المدرسة وأساتذتها خاصة الأستاذة " **ر.كتاب** " والمهندس
" **شوقي بورزاق** ".

إلى كل الطلبة خاصة دفعة الهندسة المدنية 2017
إلى رفيق الدرب وصديق القلب..... " **شوقي بشير** " .
إلى كل من ساهم من قريب أو بعيد في إنجاز هذا العمل.
إليك أنت أيها القارئ.
إليكم جميعا أهدي هذا العمل المتواضع.

عبد الرحيم بن عمار عباشي.

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier dieu le tout puissant et miséricordieux qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour achever ce travail.

Ce modeste travail a été réalisé sous la direction de Mme. KETTAB professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.

Je tiens à lui témoigner tout particulièrement ma reconnaissance pour ses précieux conseils qu'elle m'a donnés tout au long de ce travail ainsi que pour sa grande disponibilité.

Je tiens à remercier BOUREZAK Med Amine Chawki ingénieur à la l'entreprise KELLER de m'avoir suivi, dirigé, et soutenu tout au long de ce travail.

Que toute personne qui a contribué à la réalisation de ce travail, trouve ici toute ma reconnaissance.

J'exprime aussi ma plus grande reconnaissance à tous les enseignants de l'ENP et particulièrement les enseignants du département du génie civil.

Que Mesdames et Messieurs les membres de Jury trouvent ici, l'expression de ma profonde gratitude pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'examiner ce travail.

TABLE DES MATIERES

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction Générale..... 11*

Chapitre 1 : PRESENTATION DU PROJET ET RECONNAISSANCE DE SITE

1.1	Introduction	14
1.2	Présentation du projet	14
1.3	Les intervenants du projet.....	17
1.4	Objectif de l'étude	18
1.5	Reconnaissance du site	18
1.6	Caractéristiques géotechniques retenues et les corrélations utilisées	20
1.6.1	Corrélations de VAN VAMBEKE	21
1.6.2	Corrélations de G. Sanglerat (1972).....	21
1.6.3	Cahier des charges INSER (annexe 6)	22
1.7	Visualisation graphique des sondages de l'essai CPT	23
1.8	Caractéristique du matelas de répartition	24
1.9	Contexte Sismique	24
1.10	Application des règles sismiques au projet.....	25
1.11	Conclusion	25

Chapitre 2 : DESCENTE DE CHARGES

2.1	Introduction	27
2.2	Sollicitations sous le bloc d'angle	27
2.2.1	Les contraintes à ELS :	27
2.2.2	Les contraintes à ELU :	28
2.2.3	Les contraintes a à ELU Sismique pour le séisme selon X (ELUA-X) :	28
2.2.4	Les contraintes à ELU Sismique pour le séisme selon Y (ELUA-Y) :	29
2.3	Sollicitations sous le bloc barre	30
2.3.1	Les contraintes à ELS :	30
2.3.2	Les contraintes à ELU :	30
2.3.3	Les contraintes à ELU Sismique pour le séisme selon X (ELUA-X) :	31
2.3.4	Les contraintes à ELU Sismique pour le séisme selon Y (ELUA-Y) :	31
2.4	Justification de la méthode choisie (renforcement du sol par les inclusions rigides).....	32
2.5	Conclusion.....	33



ETUDE DE RENFORCEMENT DE SOL PAR DES INCLUSIONS RIGIDES D'UN BATIMENT R+7

Chapitre 3 : ETAT DE CONNAISSANCE SUR LES INCLUSIONS RIGIDES

3.1	Introduction	35
3.2	Mise en œuvre	35
3.2.1	Exécution d'une inclusion INSER.....	35
3.2.2	Outils de mise en œuvre	36
3.3	Caractéristiques des inclusions rigides INSER	36
3.3.1	Longueur des inclusions rigides	36
3.3.2	Diamètre et module des inclusions rigides.....	36
3.3.3	Implantations	37
3.3.4	Arase des inclusions INSER	38
3.3.5	Recépage des inclusions INSER	38
3.3.6	Type de ciment	39
3.3.7	Mise en place des armatures.....	39
3.4	Plate-forme de travail et matelas de répartition :.....	39
3.5	Conclusion	41

Chapitre 4 : CALCUL DE REFERENCE DES INCLUSIONS RIGIDES

4.1	Introduction	43
4.2	Contrainte admissible du sol non renforcé	43
4.2.1	Capacité portante du sol aux ELS et aux ELU	43
4.3	Valeurs caractéristiques d'une inclusion INSER.....	45
4.3.1	Effort de pointe.....	46
4.3.2	Frottement latéral.....	46
4.3.3	Calcul de la capacité portante d'une inclusion INSER.....	47
4.4	Charge intrinsèque admissible par le matériau béton de L'inclusion INSER	49
4.5	Vérification de la capacité portante par le sol renforcé	50
4.6	Tassement sous radier	52
4.6.1	Les principes de calcul du module TASPIE.....	52
4.6.2	Tassement et effort en tête.....	52
4.6.3	Frottement latéral et contrainte en pointe	53
4.6.4	Calculs de capacité portante	54
4.6.5	Applications et limites d'utilisation	54
4.6.6	Calcul du tassement en utilisant le logiciel TASPIE+.....	55
4.6.7	Vérification de la cohérence du calcul :	58
4.7	Conclusion.....	58



ETUDE DE RENFORCEMENT DE SOL PAR DES INCLUSIONS RIGIDES D'UN BATIMENT R+7

Chapitre 5 : ESSAIS SUR LES INCLUSIONS RIGIDES

5.1	Introduction	60
5.2	Essais d'information	60
5.3	Essais de contrôle	60
5.3.1	Enregistrements de paramètres et attachement.....	60
5.3.2	Caractéristiques mécaniques du matériau des inclusions	62
5.4	Essais de réception et programme de contrôle	62
5.4.1	Contrôle de l'intégrité.....	63
5.5	Essais de chargement.....	64
5.5.1	Objet de l'essai de chargement	64
5.5.2	Appareillage	65
5.5.3	Instrumentation.....	65
5.5.4	Procédure de l'essai	65
5.5.5	Compte-rendu d'essai	66
5.5.6	Nombre d'essai de chargement sur les inclusions rigides	66
5.6	Auscultation d'un élément de fondation méthode par impédance – réflexion.....	67
5.6.1	Principe de la méthode	67
5.6.2	Domaine d'application :.....	68
5.6.3	Matériel de contrôle.....	68
5.6.4	Résultat des essais	69
5.7	Conclusion.....	69
Conclusion Générale		71
Références bibliographiques		73
Annexes		75



LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 : PRESENTATION DU PROJET ET RECONNAISSANCE DE SITE

Figure I.1 : Image satellite du site.....	14
Figure I.2 : Plan de masse de l'ouvrage.....	15
Figure I.3 : Plan du bâtiment angle	16
Figure I.4 : Plan du bâtiment barre.....	16
Figure I.5 : Coupe type du radier et du renforcement de sol par inclusions rigide	17
Figure I.6 : Rapport de sondage d'un forage appartenant au site.....	19
Figure I.7 : Courbes de frottement pour la méthode pénétrométrique pour l'inclusion de type Pieux INSER	22
Figure I.8 : Visualisation graphique des résultats des tests pénétromètre statiques CPT.....	23
Figure I.9 : Classification des régions sismiques selon le RPA 2003.....	24

Chapitre 2 : DESCENTE DE CHARGES

Figure II.1 : Cartographie des contraintes ELS	27
Figure II.2 : Cartographie des contraintes ELU	28
Figure II.3 : Cartographie des contraintes ELU Sismique selon la direction X (ELUA-X)	29
Figure II.4 : Cartographie des contraintes ELU Sismique selon la direction Y (ELUA-Y)	29
Figure II.5 : Cartographie des contraintes ELS	30
Figure II.6 : Cartographie des contraintes ELU	31
Figure II.7 : Cartographie des contraintes ELU Sismique selon la direction X (ELUA-X)	32
Figure II.8 : Cartographie des contraintes ELU Sismique selon la direction Y (ELUA-Y)	32

Chapitre 3 : ETAT DE CONNAISSANCE SUR LES INCLUSIONS RIGIDES

Figure III.1 : Exemple de réalisation d'une inclusion refoulante INSER.....	35
Figure III.2 : Principe du refoulement du sol par l'outil INSER.....	36
Figure III.3 : Epaisseur minimale de remblai supportant une structure.....	37
Figure III.4 : maillage des inclusions rigides sur le radier rase ou recépage.....	38
Figure III.5 : Dimensionnement de matelas de répartition	40

Chapitre 4 : CALCUL DE REFERENCE DES INCLUSIONS RIGIDES

Figure IV.1 : Schéma illustratif pour les domaines 1 et 2.....	45
Figure IV.2 : Schéma d'un tronçon.....	53
Figure IV.3 : Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe	54
Figure IV.4 : Résultats de calcul (Tassement maximal, Contrainte de frottement).....	57

Figure IV.5 : Résultats de calcul (Contrainte maximal dans le matelas de transfert, Contrainte moyenne)	58
--	-----------

Chapitre 5 : ESSAIS DE RECEPTION

Figure V.1 : Enregistrement des paramètres avec le système d'enregistrement Keller.....	61
Figure V.2 : Tête d'inclusion dégarnie	63
Figure V.3 : Principe de la détermination de la charge de l'essai pour des fondations avec matelas.....	64
Figure V.4 : Principe de la méthode d'auscultation par impédance – réflexion.....	67
Figure V.5 : Analyseur : PIT (Pile Integrity Tester N° série : 3625C)	68
Figure V.6 : Courbe impédance / réflexion de l'inclusion rigide INSER 213	69

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Synthèse géotechnique du site	20
Tableau I.2 : Corrélation de VAN VAMBERK	21
Tableau I.3 : Corrélations de G. Sanglérat	21
Tableau I.4 : Facteurs de portance pour l'inclusion de type Pieux INSER	22
Tableau I.3 : coefficient d'accélération de zone A.....	25
Tableau II.1 : Les contraintes à l'ELU et à l'ELS sous le bloc angle.....	30
Tableau II.2 : Les contraintes à l'ELU et à l'ELS sous le bloc barre.....	32
Tableau III.1 : dimensionnement du matelas selon la catégorie de l'importance.....	41
Tableau IV.1 : Résultats du calcul de portance dans le domaine 1	45
Tableau IV.2 : Données de frottement latéral et de pointe des inclusions INSER.....	47
Tableau IV.3 : Résultat de calcul de la résistance en pointe	48
Tableau IV.4 : Résultat de calcul de la résistance au frottement.....	48
Tableau IV.5 : Coefficients partiels de sécurité sur l'inclusion INSER.....	49
Tableau IV.6 : Les valeurs de k_3	50
Tableau IV.7 : Résultat obtenu et calcul de la contrainte intrinsèque admissible	50
Tableau IV.8 : Coefficients de sécurité partiels	51
Tableau IV.9 : Les résultats obtenus pour le sol renforcé et pour le bloc barre	52
Tableau IV.10 : Hypothèses et caractéristiques du projet	56
Tableau IV.11 : Calcul de la contrainte admissible.....	59
Tableau V.1 : Nombre d'essai de chargement sur les inclusions rigides	66
Tableau V.2 : Résultats de l'essai par impédance/réflexion des inclusions INSER.....	69

Introduction générale

L'inclusion rigide est une colonne en béton, mortier ou coulis moulée dans le sol ou une colonne de sol-liant. L'outil utilisé couramment refoule et comprime le terrain lors du forage et du bétonnage. Elle est utilisée comme une fondation composite où le complexe sol et elle participe à la reprise de la charge.

L'inclusion rigide INSER est l'appellation du renforcement de sols par inclusions rigides simples proposé par Keller Fondations Spéciales, ce procédé est décrit par un cahier des charges approuvé par la société APAVE.

La fondation composite regroupe 2 systèmes de fondation :

La Fondation mixte qui s'applique à l'ensemble fondation (semelle, radier ou dalle champignon), l'inclusion rigide conçu et calculé avec contact direct entre les deux et en tenant compte des possibilités réelles de mobilisation simultanée des réactions dans le sol, par les inclusions rigides INSER et la semelle.

La Fondation sur les inclusions rigides ou la « fondation sur INSER désigne un procédé de renforcement des sols par la mise en place d'inclusions INSER associé à un matelas de répartition. Ce matelas permet notamment de maintenir une distribution des contraintes de contact compatible avec la résistance de la fondation superficielle, du dallage ou du radier.

Dans notre projet de master, on va s'intéresser au 2^{ème} système qui est les inclusions rigides INSER.

Les ouvrages concernés touchent tous les domaines de la construction aussi bien publics que privés, ils peuvent être aussi bien des bâtiments industriels et commerciaux, des bâtiments de logements, que des ouvrages de génie civil ou des ouvrages en terre (remblais d'accès à des ouvrages d'art, remblais routiers et ferroviaires, voirie et parking) et des soutènements.

L'inclusion INSER peut être envisagée sous tous les types de fondations (massifs, semelles, radier rigide, radier souple, radier nervuré, dalle champignon etc.), sous dallage et également sous des remblais

Ce travail de thèse constitue une contribution à la compréhension du comportement d'un bâtiment R+7 qui repose sur les inclusions rigides INSER, et s'intéresse plus particulièrement au calcul de la portance du sol renforcé par les inclusions INSER. Il comporte six parties.

La première partie présente le contexte et les objectifs de l'étude ainsi la reconnaissance de site de construction.

La deuxième partie s'intéresse à la présentation de la descente de charge et la justification de la méthode choisie.

La troisième partie concerne l'état de connaissance sur les inclusions rigides INSER.

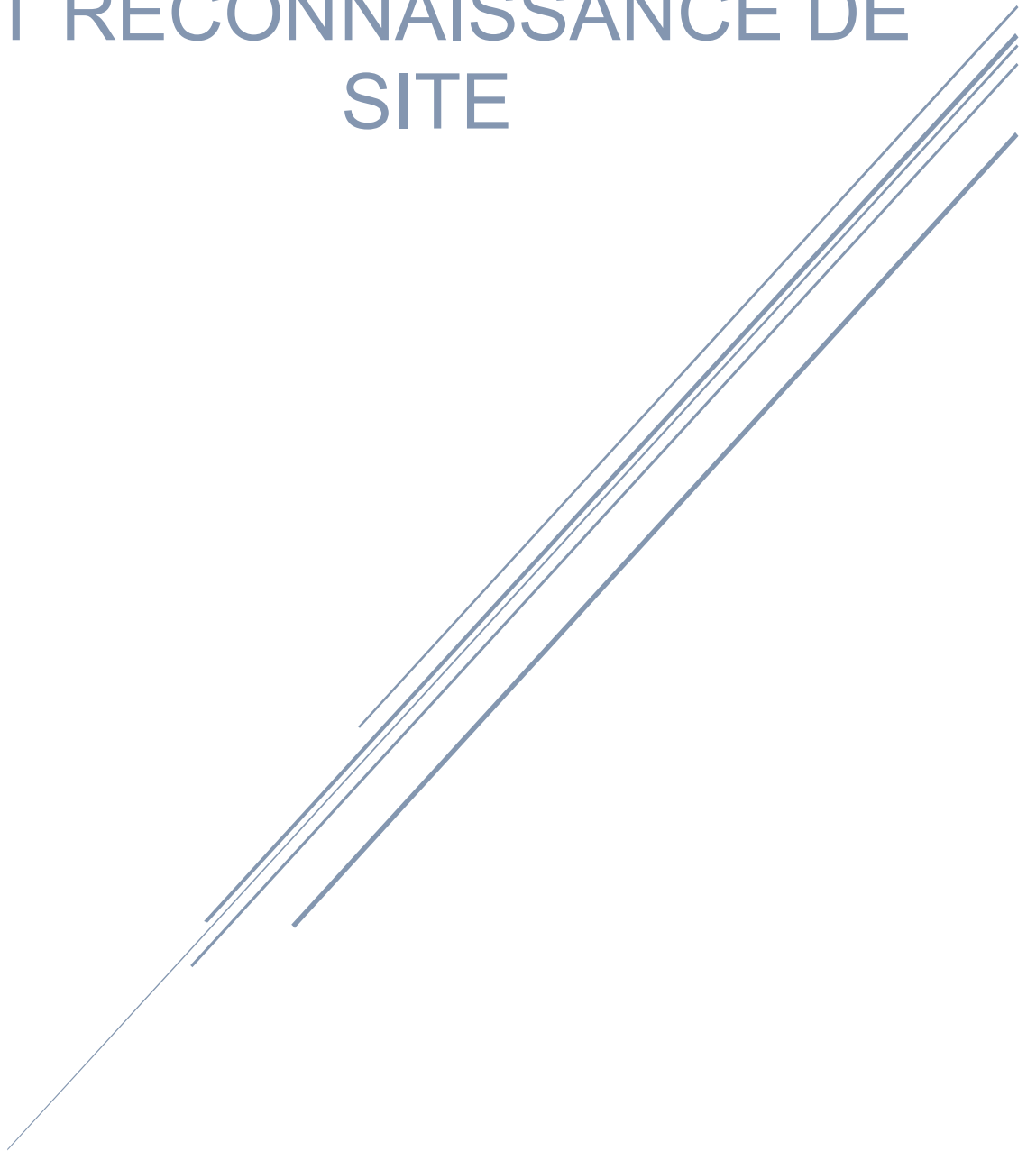
La quatrième partie traite l'étude et les comportements spécifiques aux divers matériaux mis en œuvre dans la conception des inclusions rigides.

La cinquième partie s'intéresse aux essais de réception qui sont effectués pour contrôler les inclusions INSER.

Nous terminons notre thèse par une conclusion générale

Chapitre 1 :

PRESENTATION DU PROJET ET RECONNAISSANCE DE SITE



1.1 Introduction

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit aussi identifier le sol qui supportera les fondations et pouvoir en estimer les capacités de résistance. Ainsi, tout projet quel qu'il soit doit commencer par une reconnaissance approfondie du site

Le projet concerne la construction d'un centre multifonctionnel R+7 dans la commune de Annaba. Il est composé en une succession de blocs d'angles et de blocs barres juxtaposés.

Ce chapitre va présenter le projet et décrire l'état du site ainsi que le contexte sismique à partir du rapport géotechnique d'un terrain à Annaba devant recevoir un bâtiment en R+7 .On exposera les résultats obtenus lors de l'investigation géotechnique et géologique.

1.2 Présentation du projet

Les Figures de I.1 à I.5 présentent une vue globale du projet :

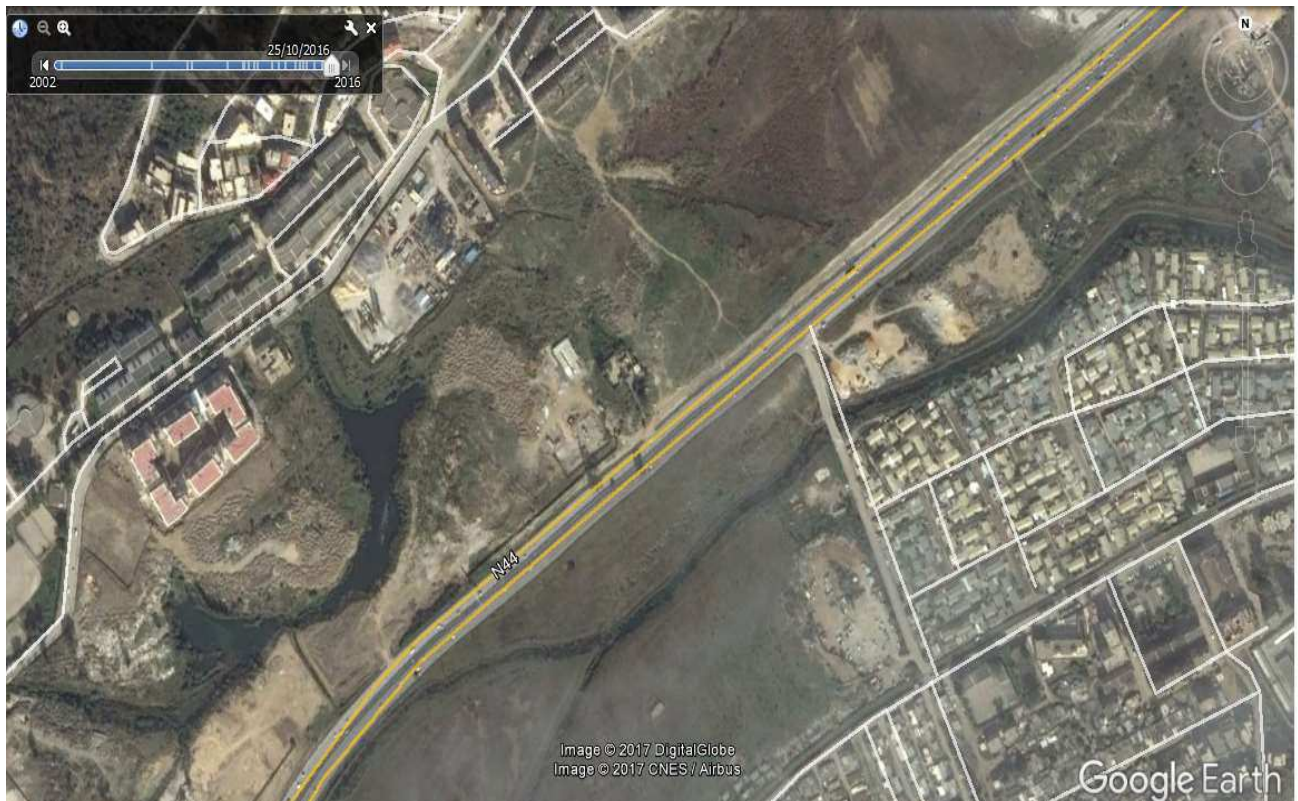


Figure I.1 : Image satellite du site

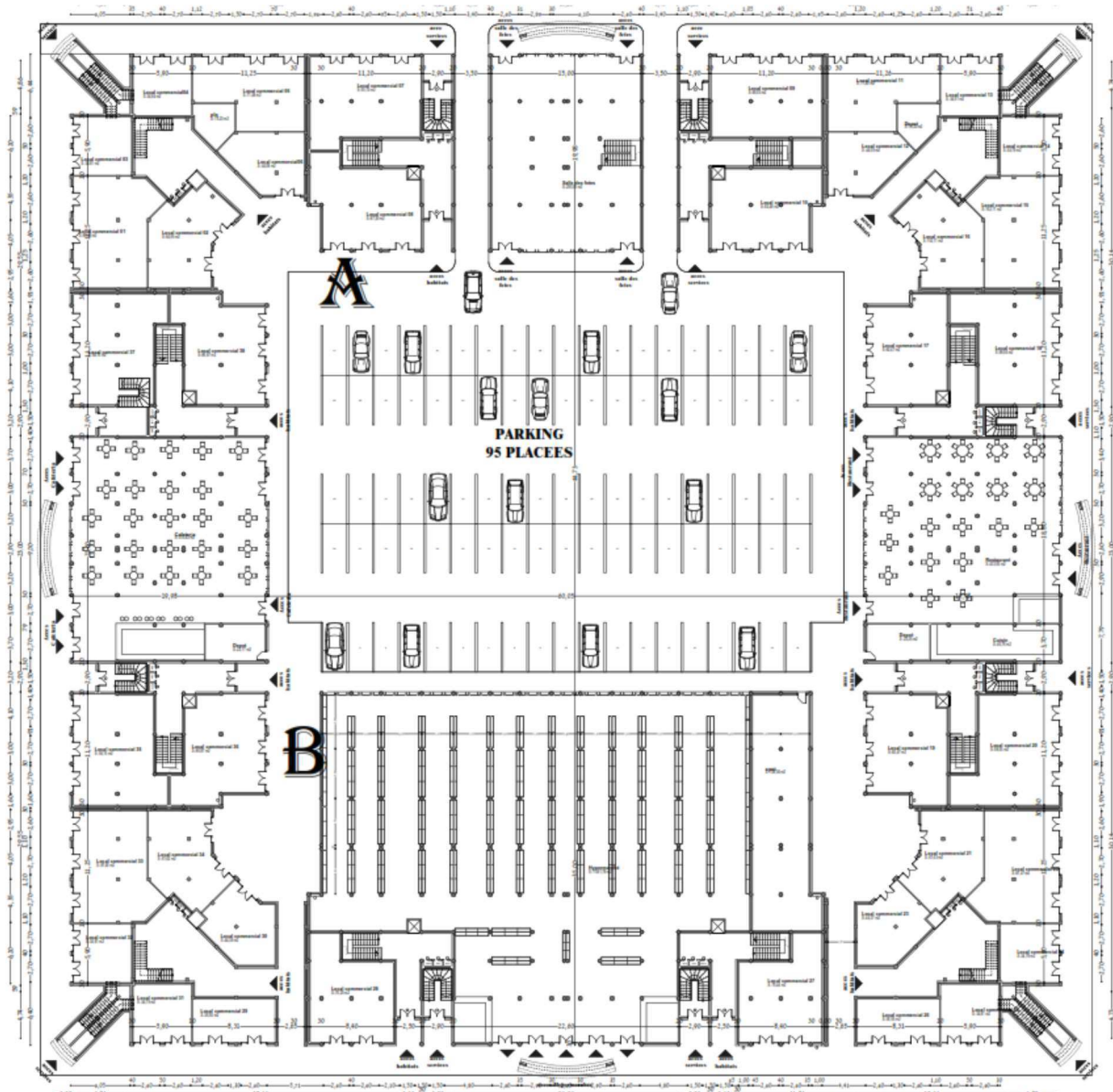


Figure I.2 : Plan de masse de l'ouvrage

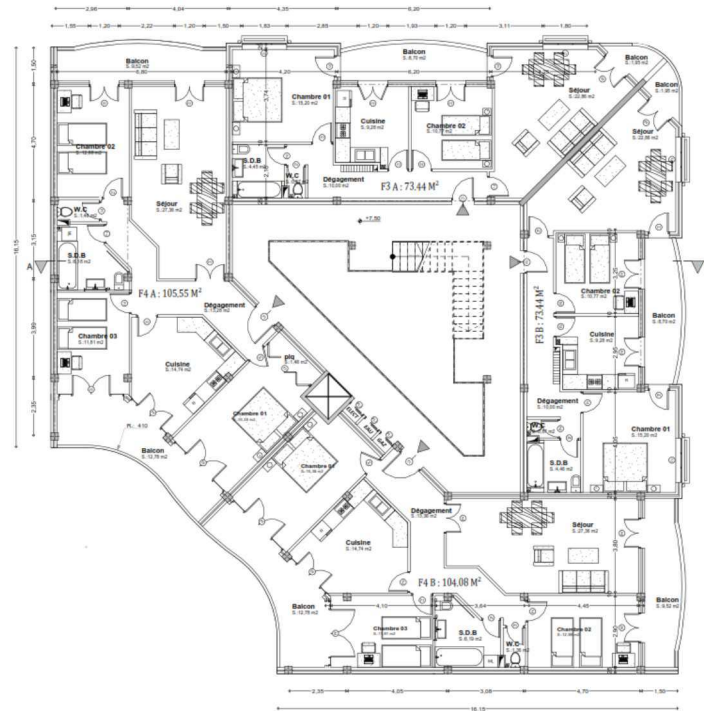


Figure I.3 : Plan du bâtiment angle

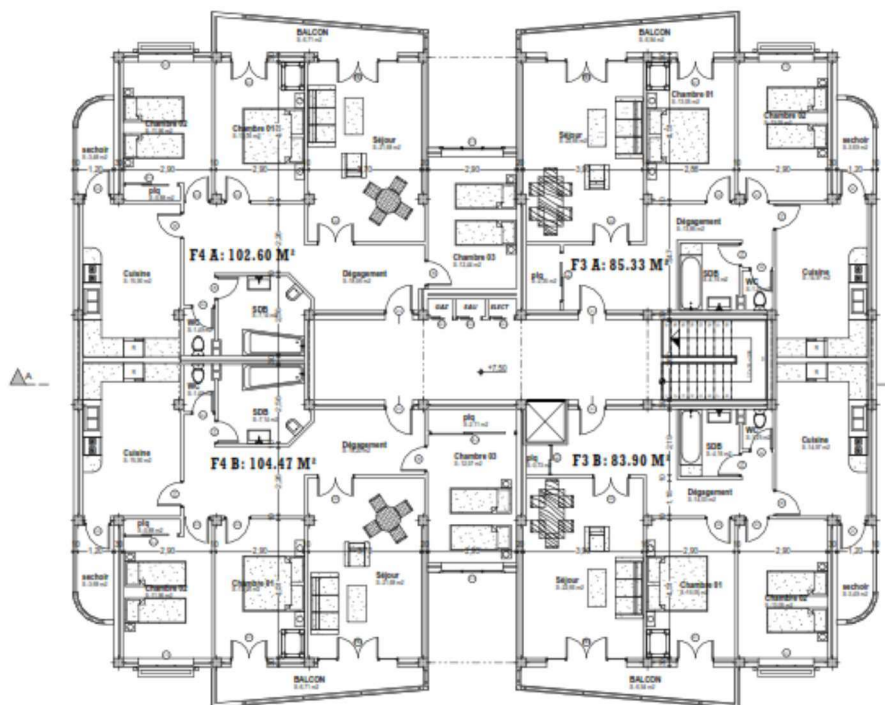


Figure I.4 : Plan du bâtiment barre

Les caractéristiques principales du projet sont récapitulées ci-dessous :

- Type de bâtiment : commercial en R+7 sans sous-sol ;
- Surface : $\approx 100,0 \times 100,0\text{m}$ soit $10\,000 \text{ m}^2$;
- Niveau +0.00 de l'ouvrage : Non communiqué ;
- Niveau moyen du TN : Non communiqué, le terrain est supposé plat ;
- Niveau plate-forme de travail : $-2,05\text{m}$ / TN ;
- Base du radier : $-1,75\text{m}$ / TN ;
- Epaisseur totale du matelas de répartition : $1,00\text{m}$ sous radier.

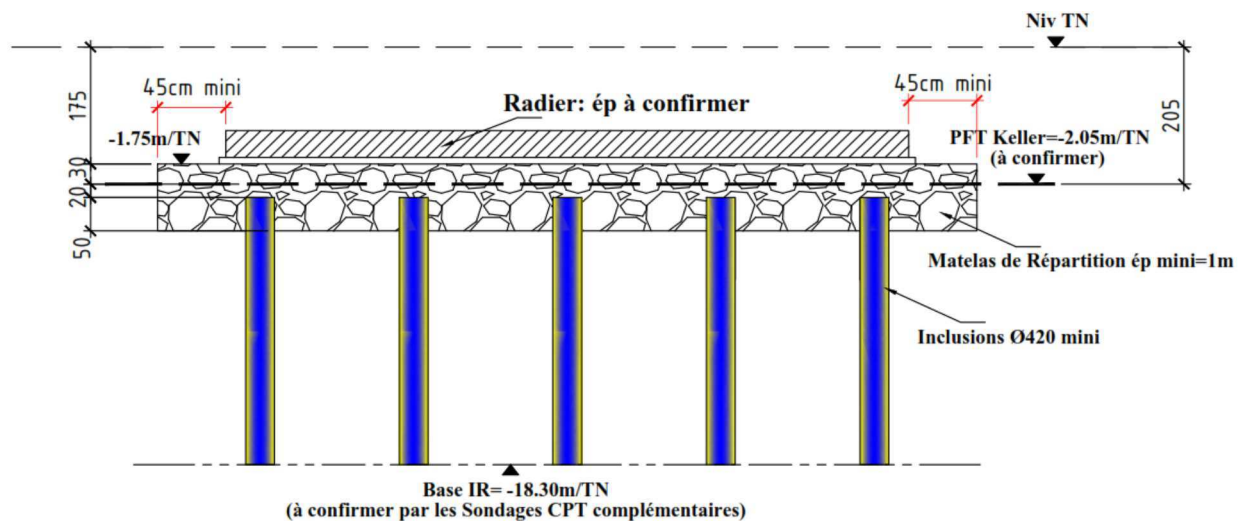


Figure I.5 : Coupe type du radier et du renforcement de sol par inclusions rigide

1.3 Les intervenants du projet

Les principaux intervenants du projet sont :

- Maître d'ouvrage : AMRANE MAHMOUD ;
- Maître d'œuvre : LOGIC' ARCH MEHENNAOUI ;
- Bureau de Contrôle : CTC ;
- Bureau d'Études de sol : LHC EST ;
- Bureau d'Études structure : HY BA TP.

1.4 Objectif de l'étude

- Validation de la classe d'ouvrage sismique en 1B selon le RPA99 / Version 2003 ;
- Prise en compte du résultat des sondages au pénétromètre statique ;
- Prise en compte de la cartographie des contraintes ELS, ELU et ELUA et des efforts horizontaux sismiques.

1.5 Reconnaissance du site

Au droit du projet, la campagne de reconnaissance menée par le bureau d'études LHC EST se compose de :

- 1 sondage carotté non référencé descendu à une profondeur de 17,50 m ;
- 3 sondages au pénétromètre statique non référencés descendus à une profondeur variant de 12,50 m à 17,50 m.

Ces sondages mettent en évidence successivement :

- Des remblais récents argileux avec du gneiss mou à raides jusqu'à 3,00m de profondeur / TN ;
- Des remblais anciens argileux et noirâtres fermes jusqu'à une profondeur de 7,00m / TN ;
- Des sables argileux lâches marrons à rouges jusqu'à 10,00m de profondeur / TN ;
- Des argiles bleues molles à fermes jusqu'à 11,60m de profondeur / TN ;
- Des sables rouges moyennement denses jusqu'à 16,50m à 17,00m et denses au-delà jusqu'à la base des sondages à 17,50m.

Les profondeurs sont indiquées par rapport à la plateforme d'intervention des sondages.

Le plan d'implantation des sondages de référence sont donnés dans la Figure I.6

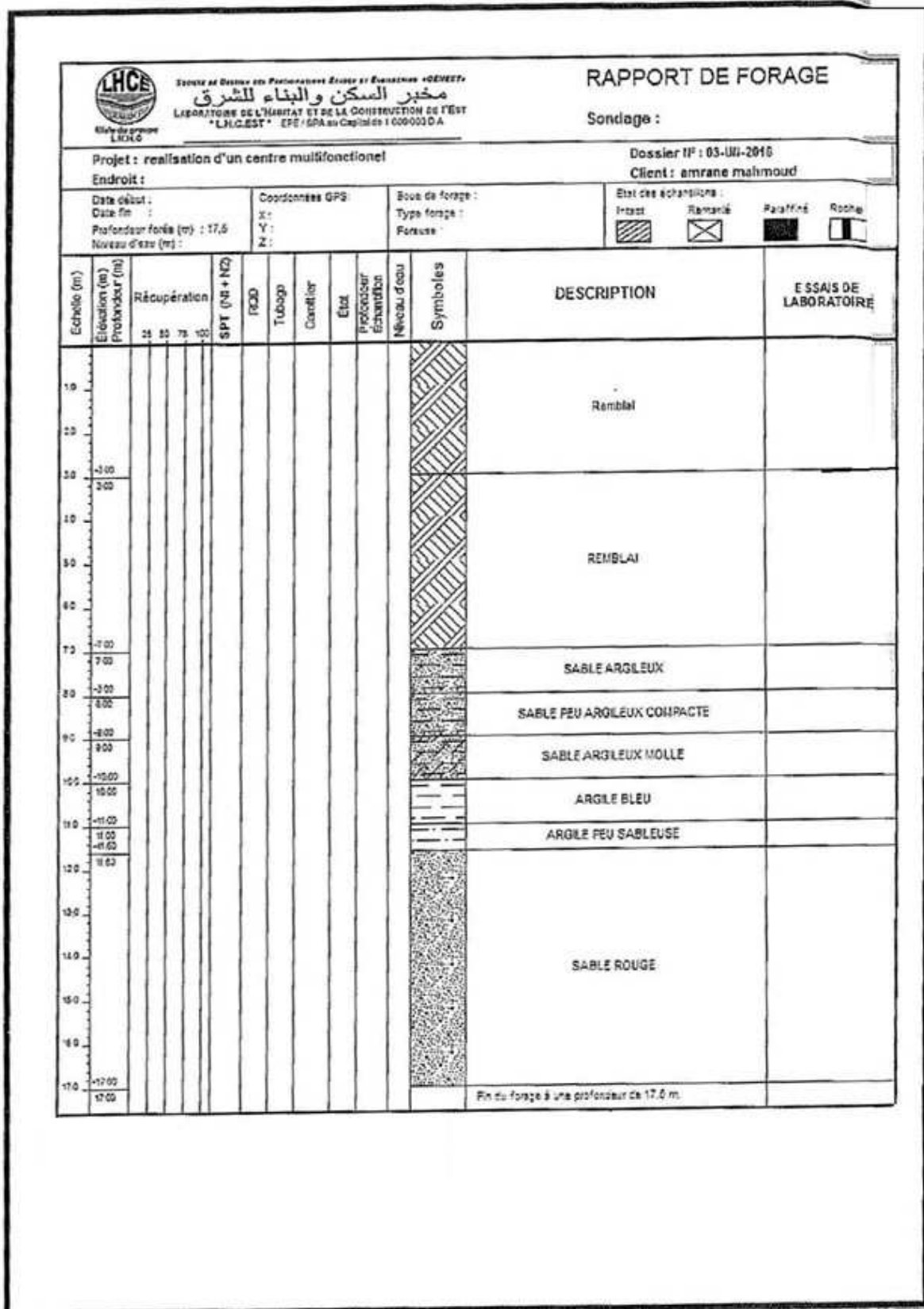


Figure I.6 : Rapport de sondage d'un forage appartenant au site

Présentation du projet et Reconnaissance de site

Cette campagne d'investigation a été complétée par le LTP Est d'Annaba par 4 sondages CPT complémentaires.

Les sondages ont été réalisés à -1,50m par rapport au terrain naturel et à -2,30m par rapport au terrain naturel. Ils ont été poussés au refus atteint dans une formation de grès coquillé rencontrée entre 16,40 et 17,60m de profondeur par rapport au terrain naturel.

Les sondages mettent en avant une lithologie différente constituée par :

- Une argile ferme jusqu'à 5,00m de profondeur par rapport à la plateforme de travail, des sondages avec des passages plus mous sur une épaisseur de 1,0 à 1,50m et à partir de 2,00 à 3,00m de profondeur par rapport à la plateforme de travail des sondages ;
- Une formation sableuse dense jusqu'à 6,50 à 7,00m de profondeur par rapport à la plateforme de travail des sondages ;
- Des argiles fermes à raides jusqu'à la base des sondages (refus) entre 16,40 et 17,60m par rapport à la plateforme de travail des sondages ;

1.6 Caractéristiques géotechniques retenues et les corrélations utilisées

Selon les essais de pénétromètre statique CPT (Cone Penetration Test) et les sondages complémentaires au pénétromètre statique, la synthèse géotechnique est représentée dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Synthèse géotechnique du site

Profondeur	Profondeur	Faciès	q_c	α_c	E_{oed}	E_M / q_c	E_M	pl	q_s (3*)	k_c (4*)
[m / TN]	[m / PFT]	[-]	MPa	-	MPa	[-]	MPa	MPa	kPa	-
TN à 3,70	PFT à 2,20	Argile ferme	2,2	2,5**	5,5	3,0*	6,6	-	57	-
3,70 à 5,70	2,20 à 4,20	Argile molle	0,5	4,0**	2,0	3,0*	1,5	-	17	-
5,70 à 7,00	4,20 à 5,50	Argile ferme	2,0	2,5**	5,5	3,0*	6,0	-	54	-
7,00 à 8,70	5,50 à 7,20	Sables dense	11,0	-	42,0	1,25*	13,7	-	132	-
8,70 à 18,75	7,20 à 17,25	Argile ferme à raide	2,5	2,5**	6,2	3,0*	7,5	-	62	-
< 18,75	< 17,25	Substratum de grès	> 15,0	-	> 50,0	-	30,0	3,0	153	0,50

Présentation du projet et Reconnaissance de site

- q_c : Résistance de pointe pénétrométrique mesurée
- p_l : Pression limite du sol
- E_M : Module pressiométrique du sol
- E_{oed} : Module œdométrique de référence tel que $E_{oed} = E_M/\alpha$
- α : Coefficient rhéologique du sol.
- q_s : Valeur du frottement axial unitaire limite
- k_c : Facteur de portance au pénétromètre (lié à la catégorie d'inclusion retenue)

1.6.1 Corrélations de VAN VAMBEKE

Les corrélations de VANVAMBEKE(* Dans le Tableau I.1) sont données dans le Tableau I.2

Tableau I.2 : Corrélation de VAN VAMBERK

Argiles	$\frac{q_c}{p_1 - p_0} = 3$ $\frac{E_M}{q_c} = 3 \text{ à } 4,5 \text{ (normalement consolidées)}$ $\frac{E_M}{q_c} = 5 \text{ à } 7 \text{ (surconsolidées)}$
Limons (Craie)	$\frac{q_c}{p_1 - p_0} = 6$ $\frac{E_M}{q_c} = 1,5 \text{ à } 3$
Sables	$\frac{q_c}{p_1 - p_0} = 9$ $\frac{E_M}{q_c} = 1 \text{ à } 1,5$

1.6.2 Corrélations de G. Sanglerat (1972)

Les corrélations de G. Sanglerat (** Dans le Tableau I.1) sont données dans le Tableau I.3

Tableau I.3 : Corrélations de G. Sanglerat*

Sol	q_c	α
Argile peu plastique	$q_c \leq 0,7 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 8$
	$0,7 < q_c < 2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 5$
	$q_c \geq 2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 2,5$

1.6.3 Cahier des charges INSER (annexe 6)

Les facteurs de portance k_p et k_c pour les inclusions de type INSER sont présentés dans le cahier des charges INSER (annexe 6) (3*Dans le Tableau I.1)

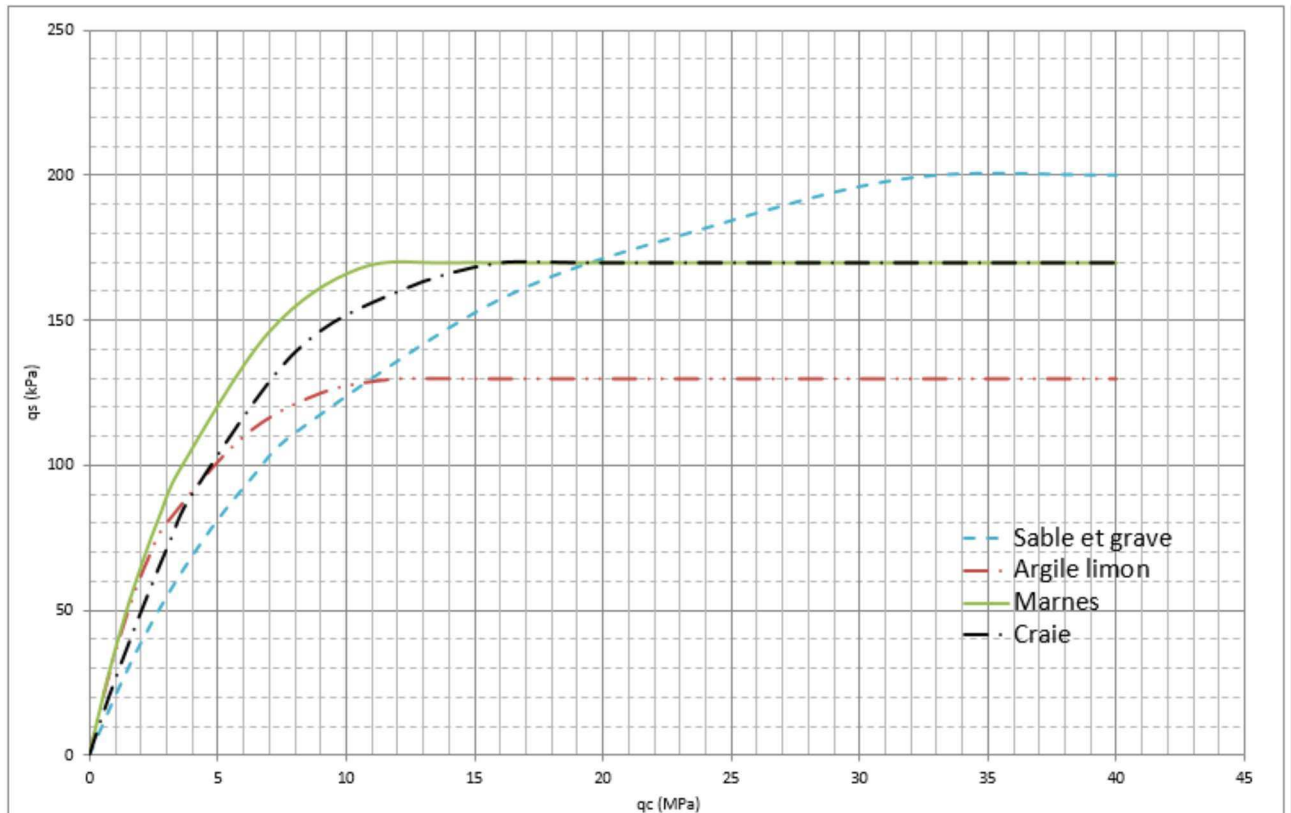


Figure I.7 : Courbes de frottement pour la méthode pénétrométrique pour l'inclusion de type Pieux INSER

Tableau I.4 : Facteurs de portance pour l'inclusion de type Pieux INSER

	Argile Limon	Sable et Grave et sols intermédiaires	Craie	Marne et Calcaire marneux	Roche altérée et fragmentée
k_p	1,70	3,90	2,60	2,30	1,7 à 3,9
k_c	0.6	0.5	0.45	0.7	0.5

1.7 Visualisation graphique des sondages de l'essai CPT

Une visualisation graphique des sondages et la synthèse retenue est présentée sur la

Figure I.8 :

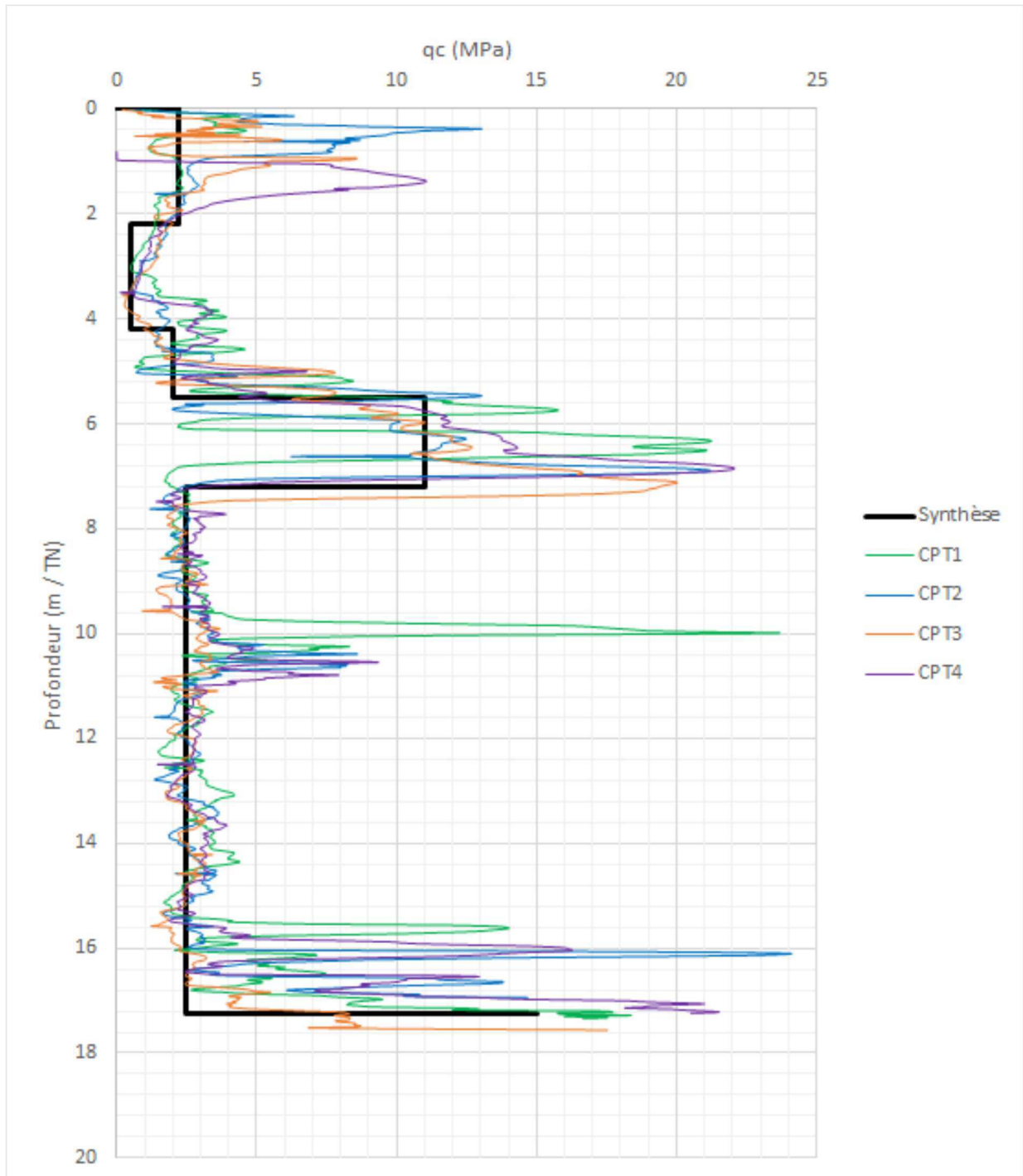


Figure I.8 : Visualisation graphique des résultats des tests pénétromètre statiques CPT

1.8 Caractéristique du matelas de répartition

Le module EV2 est égal au module de Young, lié au module de référence par la formule suivante :

$$E_{oed} = E_y * (1 - \nu)(1 + \nu)(1 - 2\nu) = 1.60 \times E_y \quad \text{pour } \nu = 0.35.$$

Les caractéristiques du matelas de répartition granulaire ne nous ont pas été communiquées. Nous considérons les caractéristiques suivantes comme hypothèses pour commencer notre calcul :

- Module EV2 : 50 MPa ;
- Angle de frottement interne : 40° ;
- Cohésion : 0 kPa.

1.9 Contexte Sismique

Les Règles Parasismiques Algériennes RPA classent Annaba en zone IIa (sismicité moyenne) comme le montre la **Figure I.9**

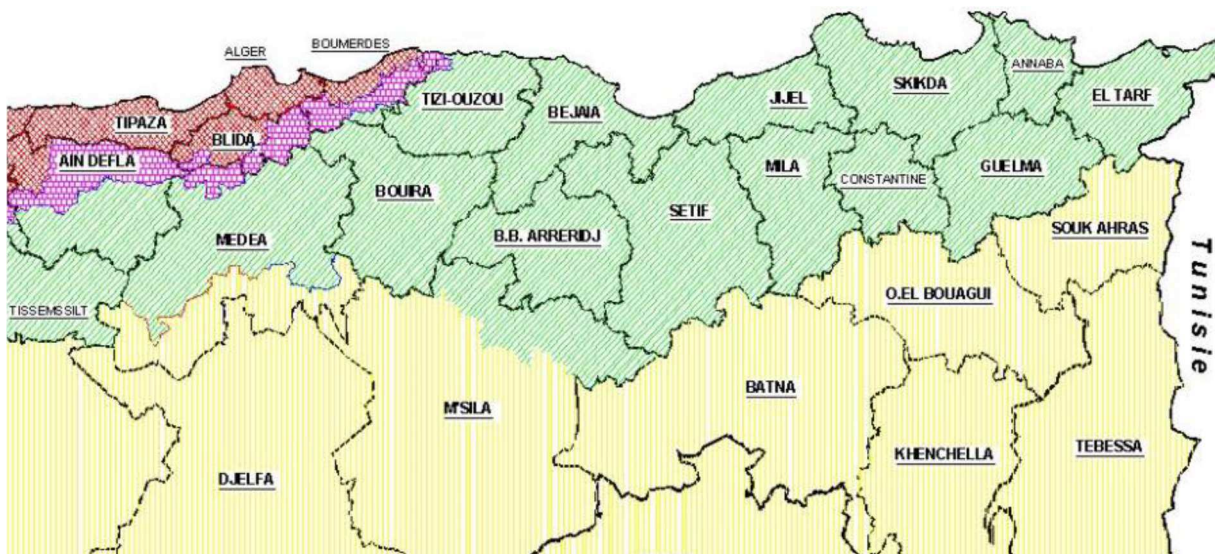


Figure I.9 : Classification des régions sismiques selon le RPA 2003

L'ouvrage correspond à un ouvrage du groupe 1B selon le maître d'ouvrage.

Le coefficient d'accélération de zone A s'élève donc à 0,20 m/s² :

Tableau I.3 : coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

1.10 Application des règles sismiques au projet

Les différents sondages complémentaires au pénétromètre statique montrent la présence d'argiles fermes à raides avec des résistances q_c de l'ordre de 1 à 2,5MPa dans les 17 premiers mètres. Le RPA classe ainsi ces sols en Catégorie S3 (site meuble).

Pour les inclusions, on vérifiera donc les contraintes dues aux effets inertiels et cinématiques pour les ouvrages en **domaine 1 uniquement**, conformément au cahier des charges du procédé INSER.

1.11 Conclusion

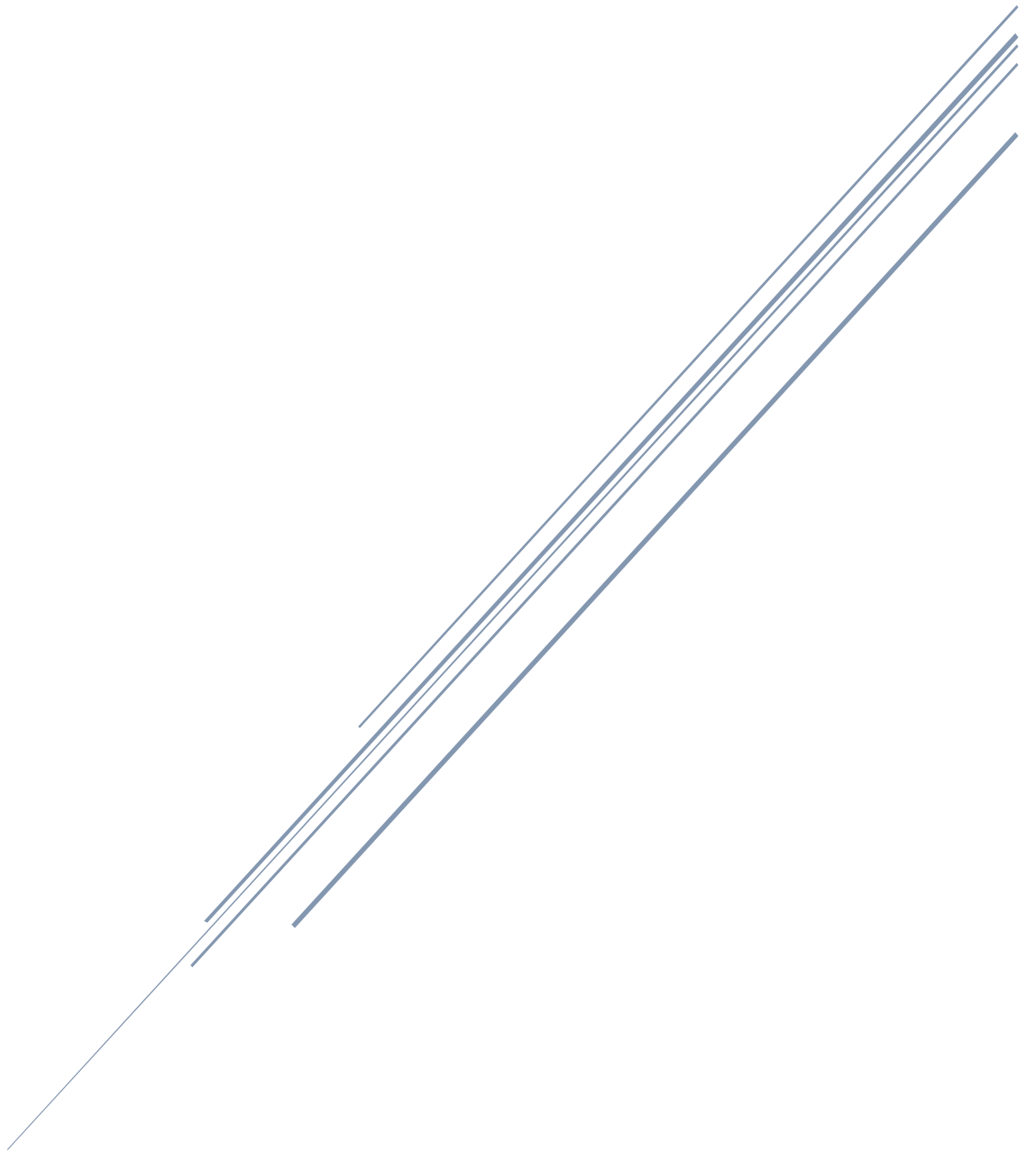
L'ouvrage est un centre multifonctionnel qui contient deux types des bâtiments (barre et angle).

La formation de grès coquillé ayant amené le refus a été caractérisée à l'aide d'un sondage pénétrométrique complémentaire descendu de 5m au minimum dans le substratum.

Nous verrons par la suite la descente de charges et la justification de la méthode de renforcement dans le chapitre suivant

Chapitre 2

DESCENTE DE CHARGES



2.1 Introduction

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qu'il supporte au niveau de chaque étage. Il s'agit dans ce chapitre d'analyser les sollicitations dues aux charges appliquées sur la structure.

2.2 Sollicitations sous le bloc d'angle

Les sollicitations communiquées sous le bloc d'angle sont présentées dans les **Figures de II.1 à II.4** :

2.2.1 Les contraintes à ELS :

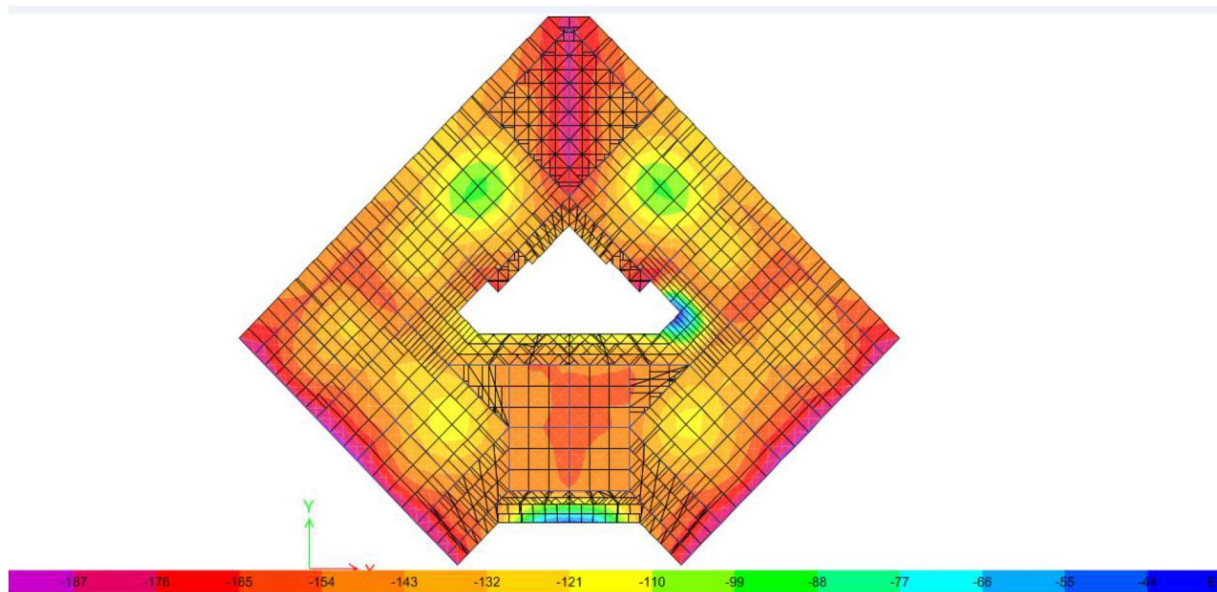


Figure II.1 : Cartographie des contraintes ELS

2.2.2 Les contraintes à ELU :

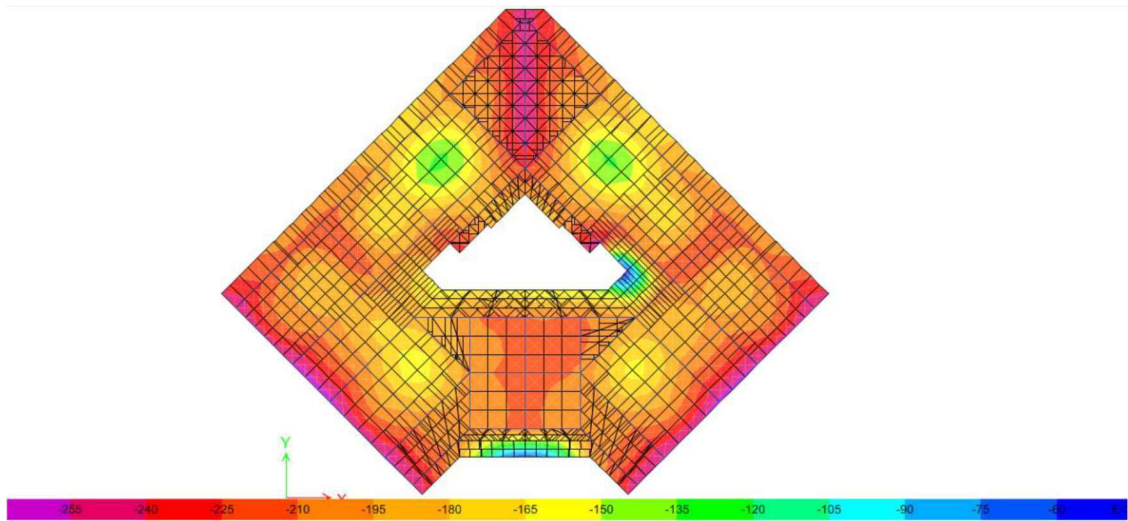


Figure II.2 : Cartographie des contraintes ELU

2.2.3 Les contraintes a à ELU Sismique pour le séisme selon X (ELUA-X) :

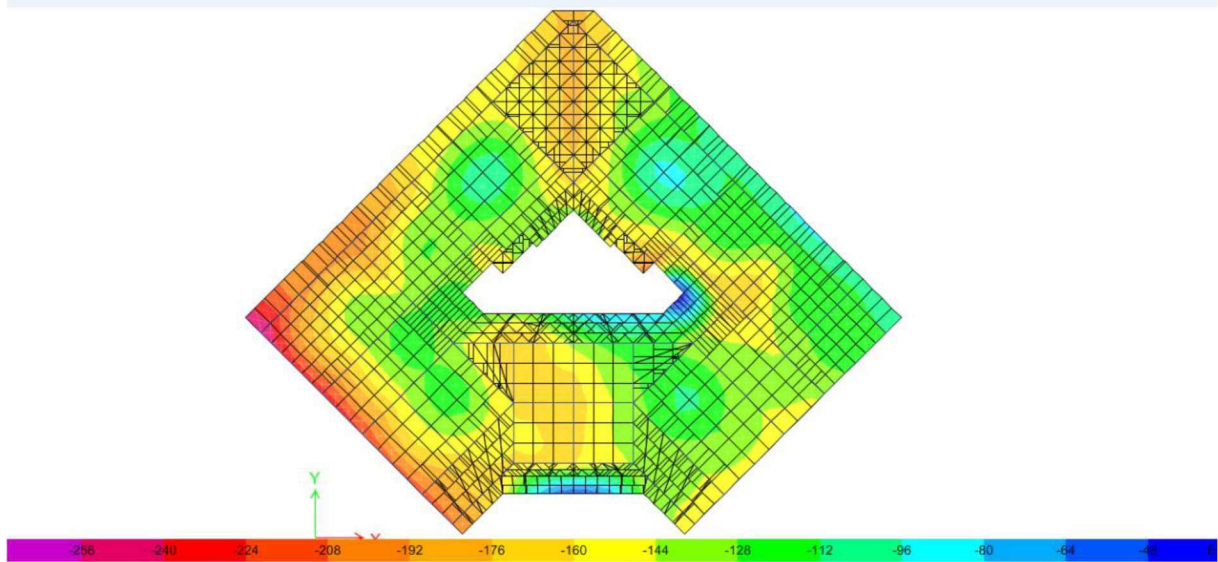


Figure II.3 : Cartographie des contraintes ELU Sismique selon la direction X (ELUA-X)

2.2.4 Les contraintes à ELU Sismique pour le séisme selon Y (ELUA-Y) :

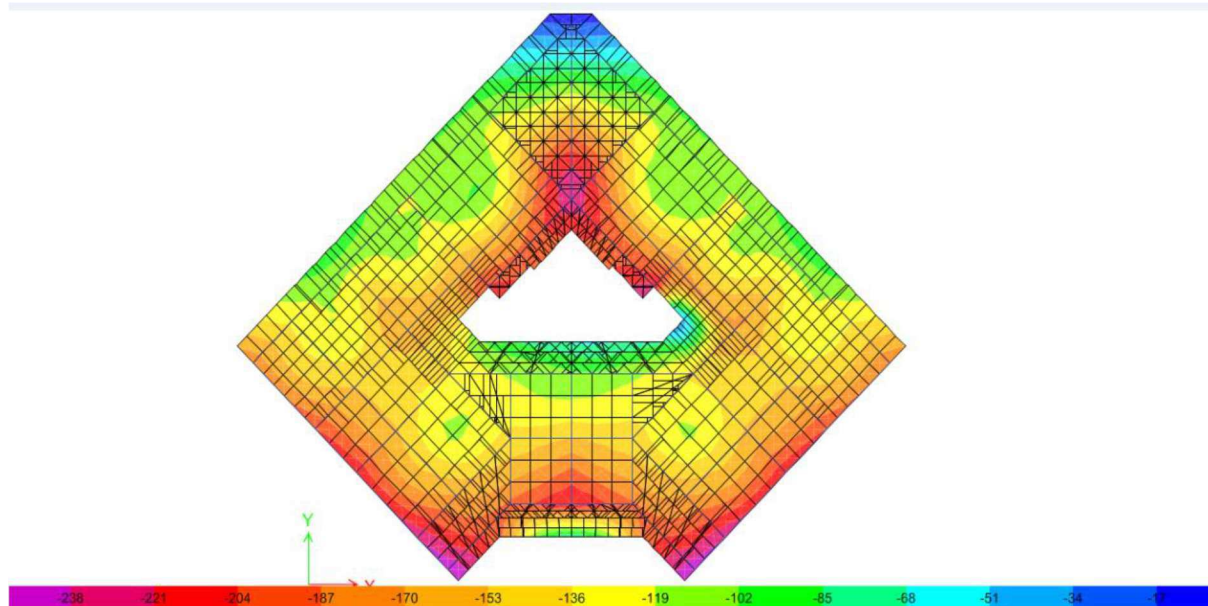


Figure II.4 : Cartographie des contraintes ELU Sismique selon la direction Y (ELUA-Y)

Remarque :

Les contraintes à l'ELU sont plus défavorables que celles à l'ELU Sismique. On constate effectivement que la surface chargée par les fortes contraintes ($> 200\text{kPa}$) à l'ELU qu'à l'ELU Sismique. Nous limiterons ainsi l'étude du bloc d'angle à l'ELS et à l'ELU.

L'effort horizontal sismique à la base du radier est de 3580 kN.

Le tableau II.1 récapitule les contraintes retenues dans la suite des calculs :

Tableau II.1 : Contraintes à l'ELU et à l'ELS sous le bloc angle

Etat limite	σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{ref}	σ_{moyen}
	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
ELS	187	44	152	140
ELU	255	60	207	-

σ_{ref} : Contrainte de référence = $(3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 4$ permet de tenir compte de l'effet défavorable de l'excentrement des charges dans le calcul de portance ;

σ_{moyen} : Contrainte moyenne ELS pour le calcul de tassements.

2.3 Sollicitations sous le bloc barre

Les sollicitations communiquées sous le bloc barre sont les suivantes :

2.3.1 Les contraintes à ELS :

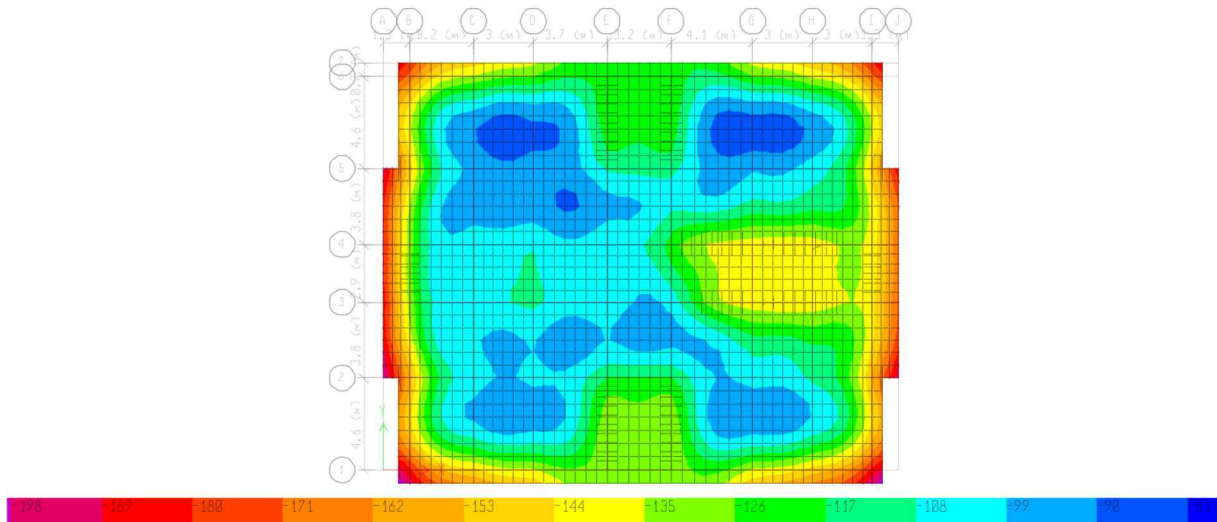


Figure II.5 : Cartographie des contraintes ELS

2.3.2 Les contraintes à ELU :

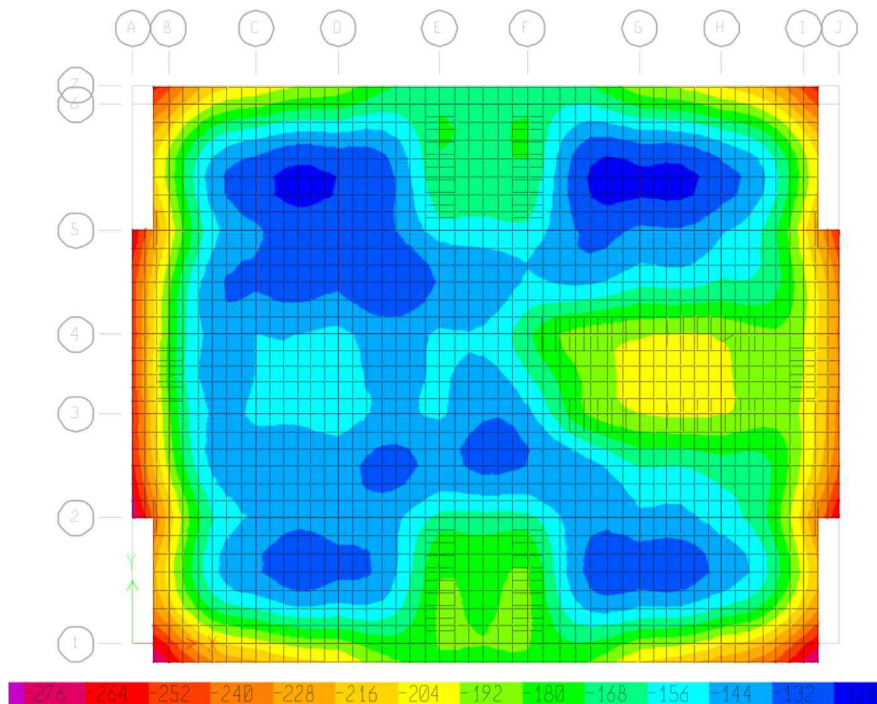


Figure II.6 : Cartographie des contraintes ELU

2.3.3 Les contraintes à ELU Sismique pour le séisme selon X (ELUA-X) :

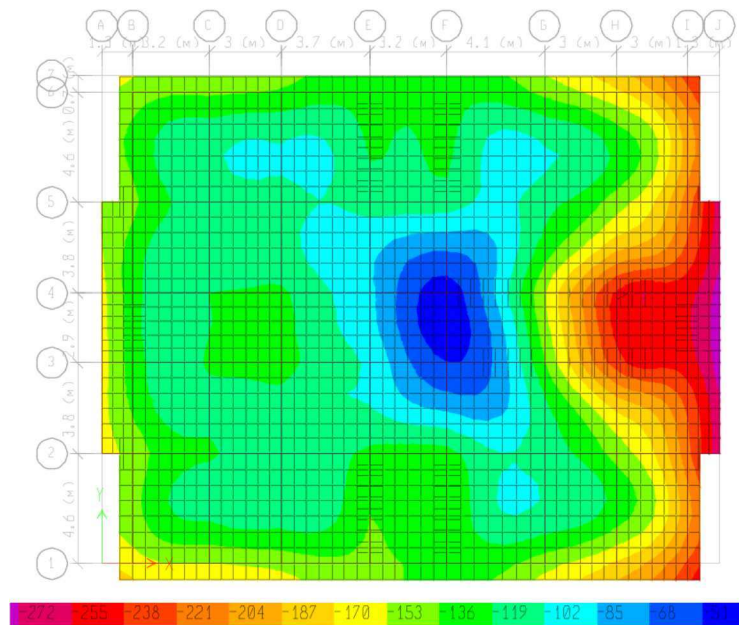


Figure II.7 : Cartographie des contraintes ELU Sismique selon la direction X (ELUA-X)

2.3.4 Les contraintes à ELU Sismique pour le séisme selon Y (ELUA-Y) :

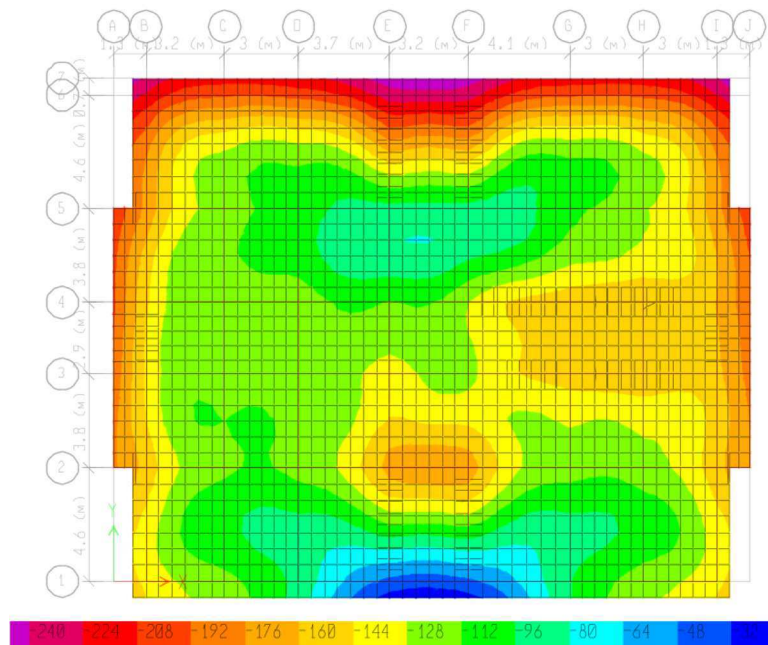


Figure II.8 : Cartographie des contraintes ELU Sismique selon la direction Y (ELUA-Y)

:

L'effort horizontal sismique à la base du radier est de 2880 kN.

Remarque :

Les contraintes à l'ELU sont plus défavorables que celles à l'ELU Sismique conformément aux préconisations du BET Structure. Nous limiterons ainsi l'étude du bloc barre à l'ELS et à l'ELU.

Le tableau II.2 récapitule les contraintes retenues dans la suite des calculs :

Tableau II.2 : Contraintes à l'ELU et à l'ELS sous le bloc barre

Etat limite	σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{ref}	σ_{moyen}
	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
ELS	198	81	169	130
ELU	276	120	237	-

2.4 Justification de la méthode choisie (renforcement du sol par les inclusions rigides)

D'après l'étude géotechnique consultée, la solution recommandée pour le type des fondations est la réalisation de l'ouvrage sur des fondations de type pieux, vu que les terrains rencontrés sont considérés comme des zones marécageuses.

Après la consultation par le maître d'ouvrage d'une étude technicoéconomique faite par l'entreprise KELLER, la solution adoptée était le renforcement de sol par inclusions rigides INSER sous le radier de l'ouvrage.

Le système de fondations superficielles devra aussi être adapté et fondé par l'intermédiaire d'un radier reposant sur un sol renforcé par inclusions rigides.

L'étude des inclusions INSER consiste, en fonction des hypothèses géotechniques retenues et des sollicitations appliquées aux ouvrages, à déterminer la portance du radier, à évaluer les tassements et à fournir les éléments de dimensionnement du radier sur inclusions rigides.

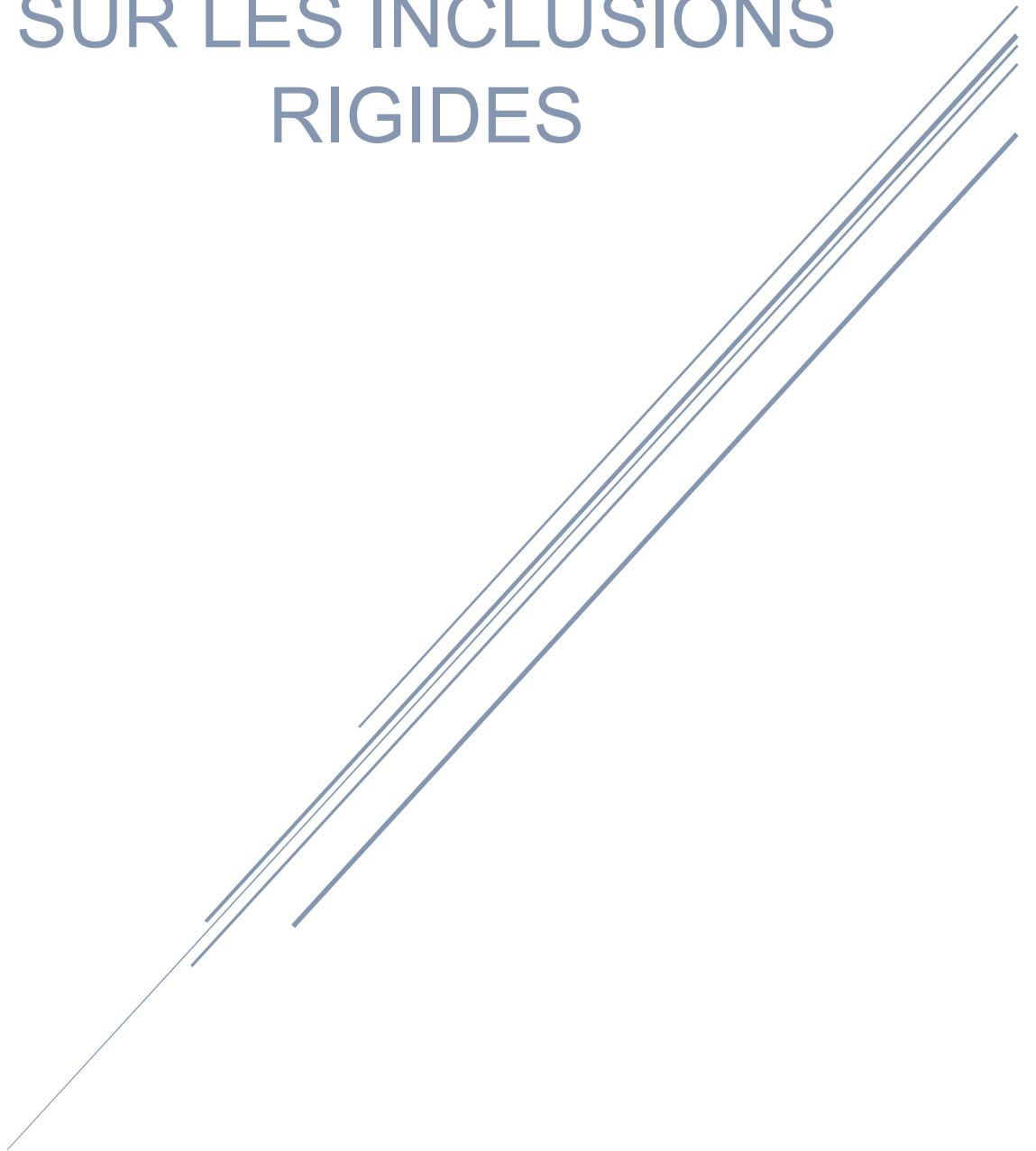
2.5 Conclusion

La solution proposée est le renforcement de sol par **inclusions rigides INSER** sous le radier de l'ouvrage ; vu que le sol en place correspond à la présence d'une couche de remblai épaisse surmontant des argiles compactes et parfois compressibles et qui devient plus compacts en profondeur.

Le chapitre suivant nous donnera plus de détail sur les différentes techniques de la mise en œuvre et le maillage utilisé dans l'implantation des Inclusions rigides INSER

Chapitre 3

ETAT DE CONNAISSANCE SUR LES INCLUSIONS RIGIDES



3.1 Introduction

Les inclusions rigides sont un procédé de renforcement de sol dont l'objectif est d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols en place par l'incorporation d'un maillage d'éléments verticaux cylindriques de diamètre 250 à 600mm, constitués d'un matériau à base de liant hydraulique (mortier, coulis, béton,...).

Suivant les cas, il peut être nécessaire d'associer ces inclusions à la mise en place d'une épaisseur de matériau noble intercalé entre la structure et les inclusions. C'est le matelas de répartition.

Nous verrons dans ce chapitre la mise en œuvre et le pré dimensionnement des inclusions rigides INSER ainsi que le matelas de répartition associé.

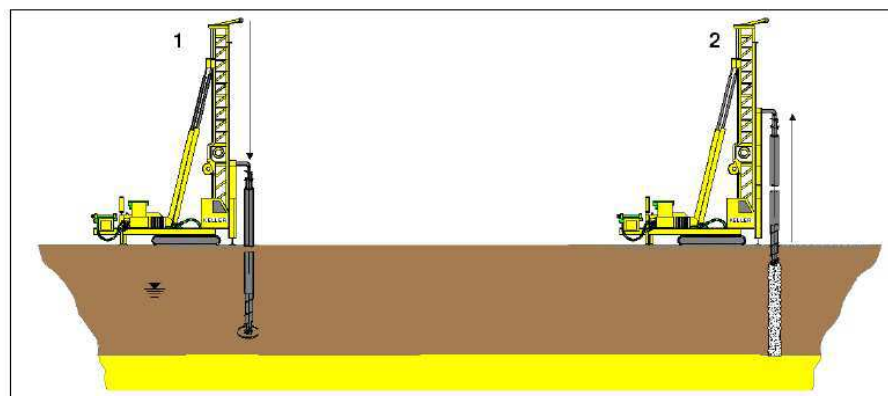
3.2 Mise en œuvre

3.2.1 Exécution d'une inclusion INSER

L'exécution d'une inclusion INSER usuelle est réalisée à l'aide d'un outil à refoulement monté sur un porteur lourd (tarière à refoulement ou tube vibrofoncé).

Après forage jusqu'à la profondeur finale, le matériau de consistance adaptée est pompé en remontant l'outil. La quantité de matériau injectée doit présenter pour chaque inclusion une surconsommation par rapport au volume théorique.

Le principe de réalisation le plus courant de l'inclusion INSER® est représenté sur la **Figure III.1** :



1. Forage jusqu'à la profondeur déterminée par le dimensionnement

2. Incorporation d'un béton mortier ou coulis pompable par l'âme centrale de l'outil, arrêt du remplissage à la cote voulue (par contrôle du volume incorporé ou arrêt de coulage mécanique).

Figure III.1 : Exemple de réalisation d'une inclusion refoulante INSER.

3.2.2 Outils de mise en œuvre

Les inclusions rigides INSER seront mises en œuvre à l'aide d'un atelier de forage équipé d'une tarière à refoulement.

Il s'agit de l'outil INSER fixé à l'extrémité d'un tube de rallonge. Il est hélicoïdal selon un sens inversé à partir d'une partie centrale tronconique. Il est à âme creuse à double effet.

Lors de la descente de l'outil, le sol qui remonte par la pale hélicoïdale inférieure est refoulé par la partie centrale lisse. A l'inverse, lors de la remontée, le sens de rotation reste identique et le sol est refoulé cette fois-ci par l'intermédiaire des pales supérieures et la partie centrale tronconique.

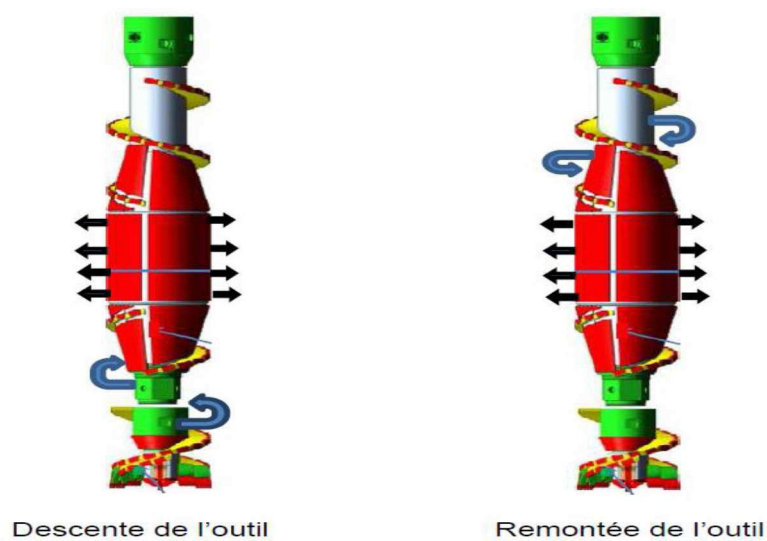


Figure III.2 : Principe du refoulement du sol par l'outil INSER

3.3 Caractéristiques des inclusions rigides INSER

3.3.1 Longueur des inclusions rigides

Les inclusions rigides INSER seront descendues de 0,50 m dans le substratum de grès rencontrés entre 17,00 et 19,00 m de profondeur / TN.

Les valeurs sont indicatives car le traitement sera adapté en cours de chantier, en fonction des variations de compacité rencontrées

3.3.2 Diamètre et module des inclusions rigides

Les diamètres usuels des inclusions INSER varient de 250 à 600mm.

Dans notre projet, les inclusions rigides INSER auront un diamètre de 420 mm.

Les inclusions sont constituées d'un béton C25/30 dont la résistance à la compression à 28 jours est égale à 25 MPa ; leur module à long terme est égal à 10 000 MPa.

3.3.3 Implantations

La distance minimale entre deux inclusions INSER est au moins égale à 4 fois le diamètre du fût de l'inclusion INSER lorsqu'elle est refoulante et de 3 fois le diamètre du fut dans le cas contraire.

Les entraxes plus serrés sont envisageables moyennant des contrôles d'intégrité sur les INSER concernées.

La maille maximale ne peut pas dépasser :

- pour un diamètre de la tête de l'inclusion INSER ou de la dalle inférieure à 0,5m : 3m ou une section 9m²
- pour un diamètre supérieur de l'inclusion ou de la dalle : 6 fois le diamètre de la tête de l'inclusion. Dans le cas de la dalle champignon, la dalle est souvent noyée dans la dalle.

Pour le cas particulier des inclusions sous remblais support de chaussée, l'espacement maximal « s-a » de nu à nu des dalles ou des têtes d'inclusions (correspondant à la diagonale (d).en cas des maillages rectangulaires) ne doit pas dépasser la hauteur du remblai H_M :

$$H_M \geq (s-a).$$

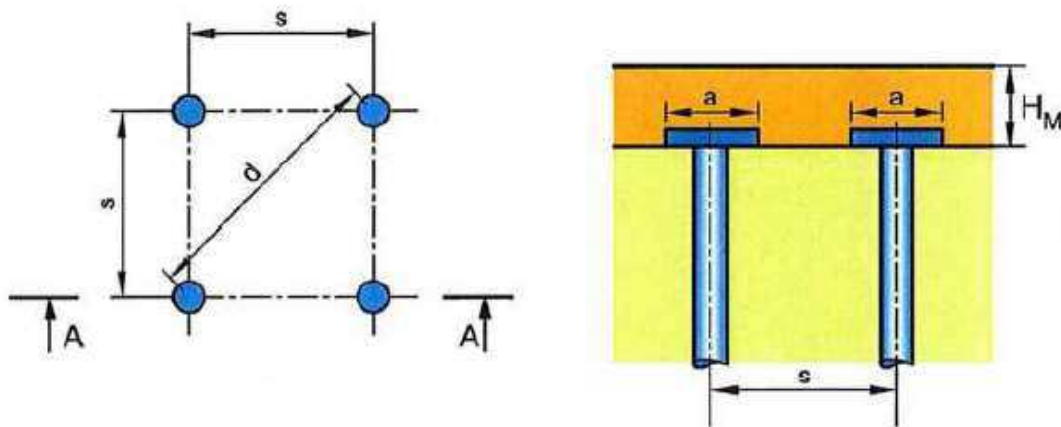


Figure III.3 : Epaisseur minimale de remblai supportant une structure

Dans le cas de mise en œuvre de géotextiles ou équivalent, la hauteur de remblai minimale H_M peut être réduite à une valeur inférieure à H_M = 0,7 (s-a).

Lorsque la semelle est sollicitée par des moments et que sa surface n'est pas entièrement comprimée, les inclusions sont disposées sur 2 files (ou en quinconce).

Etat de connaissance sur les inclusions rigides

Lorsqu'un matelas est envisagé, la distance minimale théorique du nu de l'inclusion (ou de la dalle) quand elle existe) en retrait du bord de la semelle est égale à 15cm.

Dans notre projet, sous le radier un maillage de 2,1 x 2,1m est prévu.

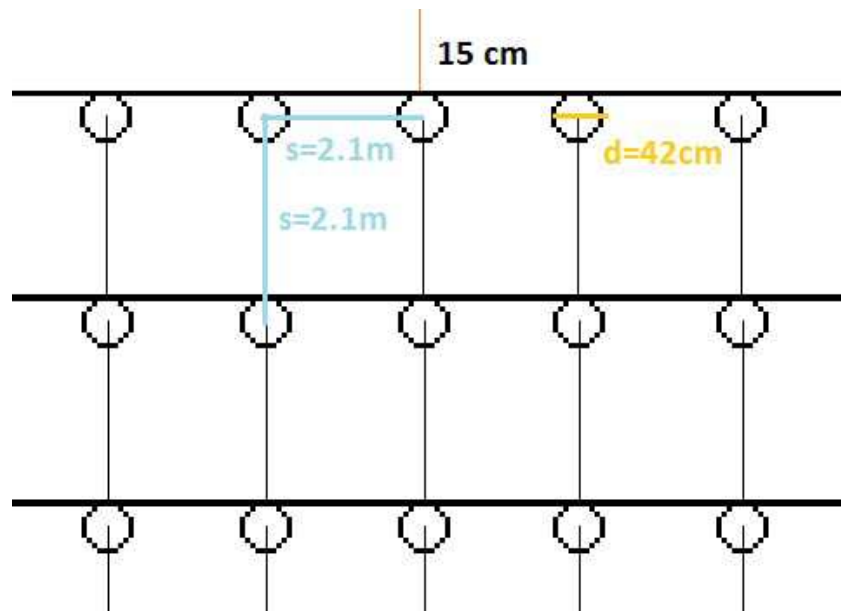


Figure III.4 : maillage des inclusions rigides sur le radier rase ou recépage

3.3.4 Arase des inclusions INSER

Lorsque l'arase est effectuée sous le niveau de la plate-forme, on parle d'arase basse.

L'arase peut être réalisée de plusieurs manières différentes, en fonction de différents paramètres (profondeurs, tolérances requises, nature des terrains, niveau de la nappe, diamètre de l'inclusion, etc.), soit par :

- Arrêt du coulage.
- Excavation manuelle ou mécanique (souple) du matériau de l'inclusion avant prise.
- Excavation mécanique du sol et du matériau de l'inclusion avant prise jusqu'au niveau de l'arase (godet de curage).
- Reforage jusqu'au niveau de l'arase.

Remarque : Toutes les inclusions ne pouvant être arasées le jour même de la réalisation, devront être recépées de manière traditionnelle ultérieurement.

3.3.5 Recépage des inclusions INSER

Lorsque le recépage est effectué, il doit être réalisé sur au moins 10cm pour vérifier la qualité du matériau en tête.

Le terrassier doit être vigilant lors des opérations de terrassement réalisées à proximité des inclusions avant ou après recépage.

Le recépage se fait généralement :

- Au marteau piqueur à main
- Par sciage
- A l'aide d'écarteurs à béton
- Par un dispositif de recépage chimique : ce procédé permettant après l'attente d'au moins 7 jours de temps de prise, de terrasser en masse et d'évacuer les morceaux d'inclusions excédentaires sans craindre la dégradation des inclusions en place.

Les brise-roches hydrauliques (BRH) sont interdits.

Quand la technique d'arase utilisée permet de garantir une qualité de la tête d'inclusion et une précision du niveau acceptables, le recépage n'est pas nécessaire.

3.3.6 Type de ciment

Le ciment à utiliser pour la réalisation du béton, mortier ou coulis doit être conforme à la norme NF EN 197-1.

Selon les disponibilités locales, l'agressivité du sol et les nécessités du dimensionnement, les ciments suivants seront choisis de préférence :

- Classe 32.5 : CEM II/A, CEM II/B, CEM III/C, CEM V/A-ES
- Classe 42.5 : CEM I - ES, CEM II/A, CEM II/B, CEM III/A

3.3.7 Mise en place des armatures

Dans certains cas, la mise en place d'armatures est nécessaire (cage, tube, profilé ou barre). Ces armatures sont foncées dans le béton, mortier, coulis, sol-liants frais dans un délai maximum d'une demi-heure.

L'enrobage des armatures doit être au moins égal à 5cm.

3.4 Plate-forme de travail et matelas de répartition :

Il y aura lieu de mettre en place, avant l'intervention, une plate-forme de travail composée d'un géotextile non tissé posé en fond de forme avant remblaiement carrossable par tous temps pour des engins de plus de 40 t ;

Livrée au niveau d'intervention : - 1,95m / 0,00 soit 20cm sous l'assise du radier.

Remarque :

En l'absence de géotextile en fond de forme, il sera nécessaire d'augmenter l'épaisseur du matelas de 20cm.

Sous le radier, la plate-forme devra être complétée de 30cm, recompressée et nivelée, après l'intervention par le terrassier afin de recouper l'assise du radier à -1,75m / 0,00. Le matelas de répartition ainsi obtenu permettra :

- De réduire les sollicitations dans les inclusions (réduction de l'effort tranchant en tête d'inclusion et du déplacement latéral du sol sur la partie supérieure des inclusions rigides).
- De jouer l'effet de filtre en évitant une amplification du chargement sismique voire même dans certains cas, en réduisant les efforts inertiels. Le phénomène de réduction est étroitement lié à la dissipation de l'énergie dans le matelas par frottement. Ce phénomène sera d'autant plus prononcé que le matelas sera épais ;
- D'augmenter la portance du radier si son épaisseur et son débord sont suffisants.

Le matelas de répartition sous le radier devra être conforme aux prescriptions de l'AFPS pour un ouvrage de groupe 1B (équivalent à la catégorie d'importance III des règles Eurocodes 8)

Le schéma de la **Figure III.5** montre les dimensions de matelas de répartition

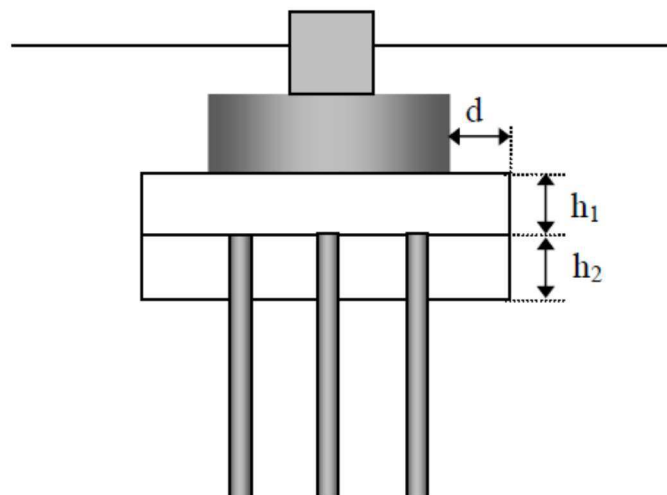


Figure III.5 : Dimensionnement de matelas de répartition

Le **Tableau III.1** illustre la méthode de dimensionnement de matelas de répartition

Tableau III.1 : dimensionnement du matelas de répartition selon la catégorie de l'importance

	Catégories d'importance II	Catégorie d'importance III	Catégorie d'importance IV
Zones sismiques	3 à 5	1 à 5	2 à 5
h_1	50	50	Max (ϕ ; 50 cm)
h_2	Min (ϕ ; 50 cm)	Min (ϕ ; 50 cm)	Min (ϕ ; 50 cm)
d	1 ϕ	2 ϕ	ϕ +50 cm

Il sera également nécessaire de couler un béton de propreté en tête du matelas de répartition et ce afin :

- D'éviter toute décompression du matelas durant la phase de travaux ;
- De protéger le matelas des intempéries ;
- De faciliter la mise en œuvre des armatures et le respect des enrobages.

3.5 Conclusion

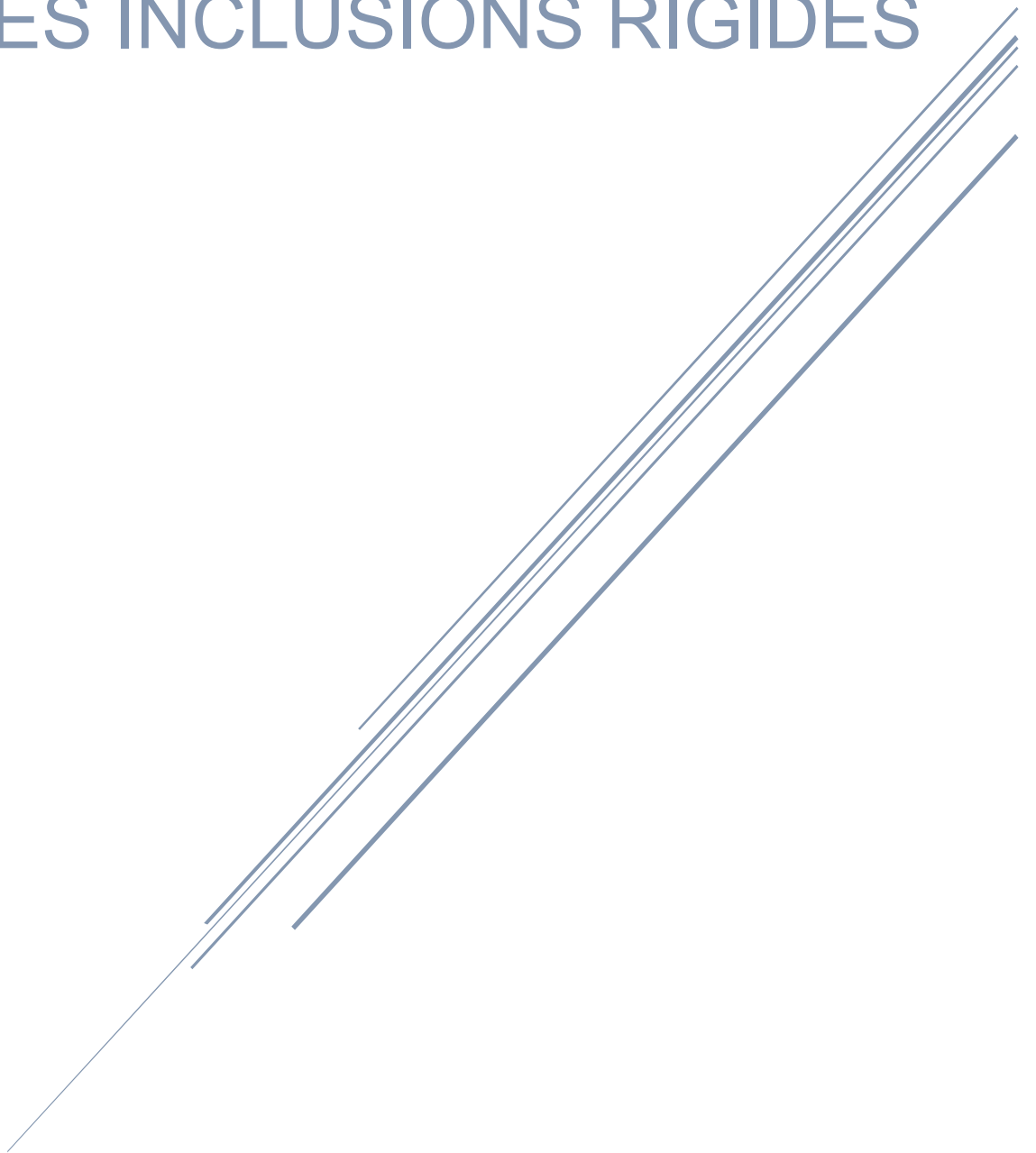
Par conclusion, on peut dire que :

- Le renforcement de sol par inclusions rigides INSER présente l'avantage de diminuer de manière très efficace les tassements sous les ouvrages fortement chargés. Le tassement sous renforcement peut être divisé par un facteur allant jusqu'à 8 à 10 sous fortes charges.
- Le réglage de la tête de l'inclusion INSER à un niveau défini par le projet peut être envisagé soit dans le matériau frais (arase) soit dans le matériau durci (recépage).

Dans le chapitre qui suit, on va se prononcer sur les contraintes admissibles du sol, les tassements éventuels et sur les probables instabilités relatives à la topographie du site.

Chapitre 4

CALCUL DE REFERENCE DES INCLUSIONS RIGIDES



4.1 Introduction

Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales met en œuvre des mécanismes identifiés mais complexes et en forte interaction. Des méthodes de dimensionnement existent, reposant sur divers concepts, mais elles peuvent aboutir à des résultats contradictoires. Cela confirme la nécessité de progresser dans la modélisation du comportement de ces ouvrages complexes.

La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

Dans ce chapitre, on va entamer la partie calcul et justification des sollicitations appliquées sur le sol renforcé par les inclusions rigides ainsi la vérification des tassements sous le radier.

4.2 Contrainte admissible du sol non renforcé

4.2.1 Capacité portante du sol aux ELS et aux ELU

Conformément à la norme PR NF P 94-261, la charge ultime du sol sous la fondation $R_{v;d}$ est définie par :

$$R_{v;d} = A'_{sol} \left(\frac{k_c * q_{ce}}{\gamma_{R;d} \gamma_{R;v}} \right)$$

Avec :

- k_c : Facteur de portance pénétrométrique ;
- q_{ce} : Résistance de pointe équivalente. La résistance de pointe équivalente est déterminée en calculant dans un premier temps la valeur moyenne q_{cm} de la résistance de pointe lissée entre les profondeurs D et $D+hr$.
- $\gamma_{R;d}$: Coefficient de modèle liée au type de données utilisée et à la méthode de calcul employée (= 1,2 pour la méthode pressiométrique ou pénétrométrique) ;
- $\gamma_{R;v}$: Facteur partiel permettant le calcul de la portance à l'ELU (=1,4), à l'ELS (= 2,3) ou en situation accidentelle (= 1,2) ;
- A'_{sol} : Valeur de la surface effective de la fondation.

Calcul de référence des Inclusions Rigides

Soit aux ELS (Méthode pressiométrique ou pénétrométrique):

$$R_{v;d} = A'_{\text{sol}} \left(\frac{k_c * q_{ce}}{2,76} \right)$$

On définit les 2 domaines suivants :

- **Domaine 1** : Les colonnes ont pour objectif de **garantir la portance des sols** et de **réduire les tassements**.

$$V_d - R_0 > R_{v;d}$$

- **Domaine 2** : Les colonnes n'ont pour objectif que de **réduire les tassements**.

$$V_d - R_0 < R_{v;d}$$

Avec :

- V_d : Valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain ;
- R_0 : Valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux.

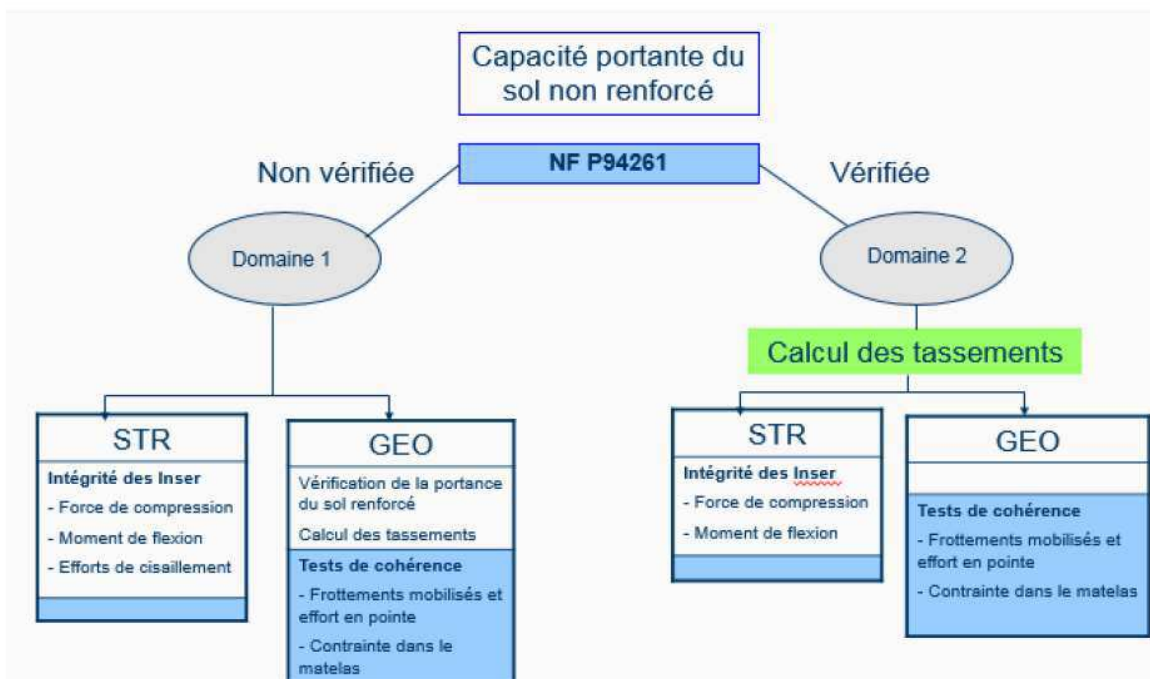


Figure IV.1 : Schéma illustratif pour les domaines 1 et 2

Calcul de référence des Inclusions Rigides

Les résultats du calcul de portance sont présentés dans le **Tableau IV.1** pour le bloc barre le plus défavorable :

Tableau IV.1 : Résultats du calcul de portance dans le domaine 1

Dallage							
Nom	k_c	q_{ce}	$R_{v;d}$	V_d	R_0	$V_d - R_0$	Domaine
	-	[MPa]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	-
Bloc Barre ELS	0.22	1.50	120	169	32	138	1
Bloc Barre ELU	0.22	1.50	197	237	32	206	1

Avec :

$$q_{ce} = \frac{\sum h_i \cdot E_i}{\sum h_i}$$

NB : En limitant le q_c équivalent sur la hauteur des trois formations de surface avant les sables denses ; on obtient :

$$q_{ce} = [(3,70\text{m} - 1,75\text{m}) \times 2,2\text{MPa} + (5,70\text{m} - 3,70\text{m}) \times 0,5\text{MPa} + (7,00 - 5,70) \times 2,0\text{MPa}] / ((3,70\text{m} - 1,75\text{m}) + (5,70\text{m} - 3,70\text{m}) + (7,00 - 5,70)) = \mathbf{1,50\text{MPa}}$$

Sous les radiers, la capacité portante du sol sans traitement est inférieure à la charge appliquée totale (domaine 1). On effectuera donc dans ce cas les vérifications en terme de portance après renforcement de sol par inclusions rigides INSER.

4.3 Valeurs caractéristiques d'une inclusion INSER

La capacité portante d'une inclusion isolée s'écrit :

$$Q_{adm \text{ INSER}} = R_{limite} / \gamma_{INSER}$$

Tel que :

$$R_{limite} = R_b + R_s$$

Avec :

R_b : résistance en pointe ;

R_s : résistance au frottement calculé en dessous du point neutre.

4.3.1 Effort de pointe

Le terme de pointe s'écrit :

$$R_b = A_b * (k_p \cdot p_{le})$$

Avec :

A_b : surface de la base de la fondation ;

k_p : facteur de portance pressiométrique (lié à la catégorie d'inclusion retenue) ;

p_{le} : pression limite nette équivalente au niveau de la pointe de l'inclusion :

$$p_{le} = \frac{1}{b + 3a} * \int_{D-b}^{D+3a} p_l(z) dz$$

Et :

$p_l(z)$: profil des pressions limites nettes considérées comme représentatives ;

a : facteur égal à 0,5m ;

h : hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse ;

b : $\min(a, h) = 0,5m$;

D : profondeur de la fondation.

4.3.2 Frottement latéral

Le terme de frottement s'écrit :

$$R_s = P_s \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec :

P_s : périmètre du fut de l'élément de fondation ;

$q_s(z)$: valeur du frottement axial unitaire limite à la cote z ;

D : longueur de fondation contenue dans le terrain.

4.3.3 Calcul de la capacité portante d'une inclusion INSER

Etant donné que les inclusions seront mises en place suivant la méthode INSER, les données de frottement latéral et de pointe sont issues du cahier des charges inclusions INSER.

Elles sont rappelées dans le **Tableau IV.2** :

Tableau IV.2 : Données de frottement latéral et de pointe des inclusions INSER

Profondeur	Profondeur	Faciès	q_c	q_s (3*)	k_c (3*)
[m / TN]	[m / PFT]	[-]	[MPa]	[kPa]	[-]
TN à 3,70	PFT à 2,20	Argile ferme	2,2	57	-
3,70 à 5,70	2,20 à 4,20	Argile molle	0,5	17	-
5,70 à 7,00	4,20 à 5,50	Argile ferme	2,0	54	-
7,00 à 8,70	5,50 à 7,20	Sables dense	11,0	132	-
8,70 à 18,75	7,20 à 17,25	Argile ferme à raide	2,5	62	-
< 18,75	< 17,25	Substratum de grès	> 15,0	153	0,50

Les inclusions seront ancrées de 0,50cm dans le substratum de grès après 18,75m / TN.

➤ **Terme de pointe :**

Tableau IV.3 : Résultat de calcul de la résistance en pointe

Référence	D / PFT	h	b	D-b	D+3a	q_{ce}	Φ_{IR}	k_c	Rb
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[MPa]	[m]	[-]	[kN]
Substratum Grès	17,50	0,50	0,50	17,0	19,0	15,0	0,42	0,50	1039

D'où Rb = 1039 kN.

➤ Terme de frottement :

Tableau IV.4 : Résultat de calcul de la résistance au frottement

Profondeurs / TN		Faciès	q _c	q _s	Φ _{IR}	R _s
[m]			[MPa]	[kPa]	[m]	[kN]
0.0	15.0	Couches du frottement négatifs	-	Négligé sur la hauteur du frottement négatif	-	-
16.0	18.75	Argile ferme à raide	2.5	62	0.42	225
17.0	17.5	Substratum de grès	15.0	153	0.42	101

D'où R_s = 326 kN.

On a donc :

$$R_{limite} = R_b + R_s = 1365 \text{ kN.}$$

La valeur caractéristique d'une inclusion INSER au fluage est donc égale à :

$$R_{fluage} = (0,7 R_b + 0,7 R_s) = 955 \text{ kN.}$$

Les coefficients partiels de sécurité sur l'inclusion INSER et les charges associées pour la vérification de portance sont rappelées dans le **Tableau IV.5** :

Tableau IV.5 : Coefficients partiels de sécurité sur l'inclusion INSER

Situations de calcul		γ _{INSER}	Q _{adm INSER}
ELU	Situations Durable, Transitoire et Sismique	1,428	955 kN
	Situation Accidentelle	1,298	1051 kN
ELS	Combinaisons Quasi-permanentes	2,040	669 kN
	Combinaisons Caractéristiques	1,669	817 kN

4.4 Charge intrinsèque admissible par le matériau béton de L'inclusion INSER

Les inclusions rigides INSER seront constituées d'un béton C25/30 dont la résistance à la compression à 28 jours est égale à 25 MPa.

La résistance caractéristique à la compression f_{ck}^* est donnée par la formule suivante conformément au cahier des charges inclusions rigides INSER :

$$f_{ck}^* = \inf(f_{ck}(t); C_{\max}; f_{ck}) \frac{1}{k_1 k_2}$$

Avec :

f_{ck} : résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cylindres à 28 jours ;

$f_{ck}(t)$: résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cylindres au temps t ;

C_{\max} : valeur maximale de la résistance à la compression du béton, prise égale à 35 MPa ;

k_1 : coefficient pris égal à 1,3 selon le cahier de charge INSER.

k_2 : coefficient pris égal à 1 selon le cahier de charge INSER.

k_3 : coefficient qui dépend du type de contrôle effectué et du domaine dans lequel sont situées les inclusions. Les valeurs de k_3 sont présentées dans le **Tableau IV.6** :

Tableau IV.6 : Les valeurs de k_3

k_3	Sans essai	Avec essais d'impédance ou de réflexion	Avec essais qualité	Avec essais de portance	Avec essais de contrôle renforcé
Domaine 1	*	1	**	1,4	1,7
Domaine 2	1	1,4	2,2	2,2	2,2

* En domaine 1, les essais de réflexion ou d'impédance sont obligatoires.

** En domaine 1, les essais de chargement sont au minimum des essais de portance.

D'après le cahier des charges des inclusions rigides INSER, la contrainte intrinsèque admissible du béton aux ELS est alors donnée par :

$$f_{c*ELS} = 0,3 k_3 f_{ck}^*$$

Calcul de référence des Inclusions Rigides

Les résultats sont récapitulés dans le **Tableau IV.7**, en domaine 1 avec essais de portance :

Tableau IV.7 : Résultat obtenu et calcul de la contrainte intrinsèque admissible

Cas	f_{ck}	f_{ck}^*	k_3	f_c^* ELS	Diamètre IR	$Q_{intrinsèque}$
[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[m]	[kN]
ELS	25	19,23	1,4	8,08	0,42	1119

$$Q_{intrinsèque} = f_c^* \text{ ELS} \times S_{IR} = 8,08 \times 0.1385 = 1119 \text{ kN}$$

La valeur caractéristique de calcul f_{cd} de la résistance à la compression du matériau aux ELU est définie par :

$$f_{cd} = \text{Min} \left(\alpha_{cc} k_3 \frac{f_{ck}^*}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{C_{max}}{\gamma_c} \right)$$

Avec :

α_{cc} : coefficient dépendant de la présence ou non d'une armature (armé = 1, non armé = 0,8) ;

γ_c : coefficient partiel dont la valeur est 1,5 à l'ELU fondamental, 1,3 à l'ELU Sismique et 1,2 à l'ELU accidentel ;

On obtient :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}(t) / \gamma_c = 0,8 \times 25 / 1,5 = 13.33 \text{ MPa}$$

4.5 Vérification de la capacité portante par le sol renforcé

Pour vérifier la portance d'une semelle dans le domaine 1, on doit vérifier que la charge appliquée sur la fondation ne dépasse pas la somme de la charge admissible du sol et des inclusions INSER sous la fondation, soit :

$$Q_{Total adm} = \frac{n \cdot \min(Q_{intrinsèque}; Q_{adm INSER})}{S_{semelle}} + \frac{(S_{semelle} - n S_{INSER})}{S_{semelle}} q'_{adm sol} > V_d - R_o$$

Avec :

n : nombre d'inclusions rigides (égale à 1) ;

$Q_{adm INSER}$: charge admissible par l'inclusion

Calcul de référence des Inclusions Rigides

$q'_{adm\ sol}$: contrainte admissible par le sol, définie par :

$$q'_{adm\ sol} = \frac{k_c q_{ce}}{\gamma_{sol}} + q'_0$$

γ_{sol} : coefficients de sécurité partiels, dont les valeurs sont présentées dans le **Tableau IV.8** pour la méthode pénétrométrique :

q'_0 : pression sur les inclusions due au poids des terres (égale à 0 généralement)

Tableau IV.8 : Coefficients de sécurité partiels

Situations de calcul		γ_{sol}
ELU	Situations Durable, Transitoire et Sismique	1,68
	Situation Accidentelle	1,44
ELS	Combinaisons Quasi-permanentes	2,76
	Combinaisons Caractéristiques	2,76

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats obtenus pour le sol renforcé et pour le bloc barre.

Tableau IV.9 : Les résultats obtenus pour le sol renforcé et pour le bloc barre

Radier											
Domaine	Nom	k_c	q_{ce}	\emptyset_{IR}	Maille	A'_{IR}	A'_{sol}	Q_{sol}	Q_{IR}	Q_{total}	$V_d - R_0$
		-	MPa	m	m ²	m ²	m ²	kN/m ²	kN	kN/m ²	kN/m ²
1	BlocBarre ELS	0.22	1.50	0.42	4.41	0.14	4.27	116	669	264	138
1	BlocBarre ELU	0.22	1.50	0.42	4.41	0.14	4.27	191	956	401	206

La capacité portante du sol renforcé est donc **suffisante** pour la reprise des charges appliquées.

La validation de la contrainte admissible des semelles sur un sol renforcé par inclusions rigides aux ELS s'effectue également par la détermination de la répartition des contraintes et l'estimation des tassements des fondations.

4.6 Tassement sous radier

Dans notre projet, le dimensionnement est réalisé à l'aide du logiciel TASPIE +, module de FOXTA V3, méthode analytique développée par Terrasol.

4.6.1 Les principes de calcul du module TASPIE

TASPIE est un programme de calcul du tassement d'un pieu isolé selon la méthode des fonctions de transfert (frottement en fonction du déplacement vertical). La formulation est celle donnée par COYLE et REESE (ASCE mars 1966).

Les calculs sont basés sur les lois de Frank et Zhao établissant les relations entre le déplacement du pieu et le frottement latéral d'une part, et d'autre part la mobilisation de la pointe en fonction du déplacement.

4.6.2 Tassement et effort en tête

On considère un tronçon de pieu de longueur ΔH . Connaissant à la base la valeur de l'effort Q_b et du déplacement y_b , on détermine, par la loi de Hooke, le raccourcissement Δy du demi-tronçon inférieur, en supposant le frottement latéral, $\tau(y_M)$, constant sur sa hauteur $\Delta H/2$ (Figure IV.2).

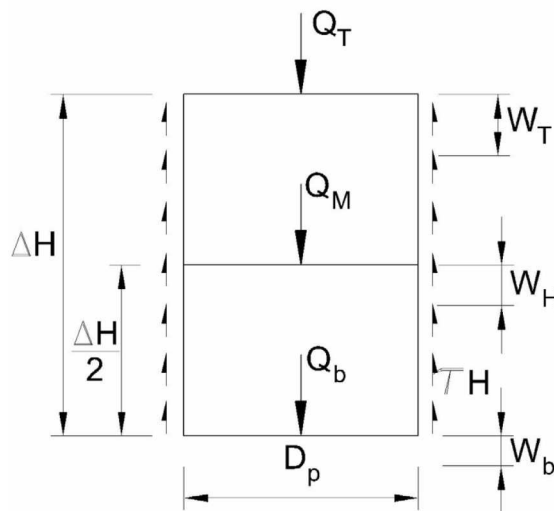


Figure IV.2 : Schéma d'un tronçon

$$\Delta y = \frac{2 \cdot Q_b \cdot \Delta H}{\pi \cdot D_p^2 \cdot E_B} + \frac{D_s \cdot \Delta H^2}{2 \cdot D_p^2 \cdot E_B} \cdot \tau(y_M)$$

- D_p : diamètre équivalent du point de vue de la section à
- $S = \pi \cdot D_p^2 / 4$

Calcul de référence des Inclusions Rigides

- D_s : diamètre équivalent du point de vue du périmètre à
- $P = \pi \cdot D_s$
- ΔH : hauteur de l'élément
- y_M : déplacement au centre de l'élément
- $\tau(y_M)$: valeur moyenne du frottement sur ΔH
- E_B : module de déformation du matériau constitutif du pieu
- Q_b : effort à la base, égal à Q_p pour l'élément de pointe
- y_b : déplacement à la base de l'élément

En posant $\Delta y = y_M - y_b$, on obtient :

$$F = y_b + \frac{2 \cdot Q_b \cdot \Delta H}{\pi \cdot D_p^2 \cdot E_B} + \frac{D_s \cdot \Delta H^2}{2 \cdot D_p^2 \cdot E_B} \cdot \tau(y_M) - y_M = 0$$

Le déplacement en tête y_T de l'élément considéré s'écrit :

$$y_T = y_b + \frac{Q_M \cdot 4}{\pi \cdot D_p^2 \cdot E_B} \Delta H$$

4.6.3 Frottement latéral et contrainte en pointe

L'effort en pointe Q_p ainsi que la distribution du frottement latéral $\tau(y)$ sont, soit définis point par point par l'utilisateur, soit calculés directement par le programme à partir des lois de mobilisation de l'effort en pointe et de mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement vertical, proposées par FRANK et ZHAO – 1982, basées sur le module pressiométrique E_M (Figure IV.3).

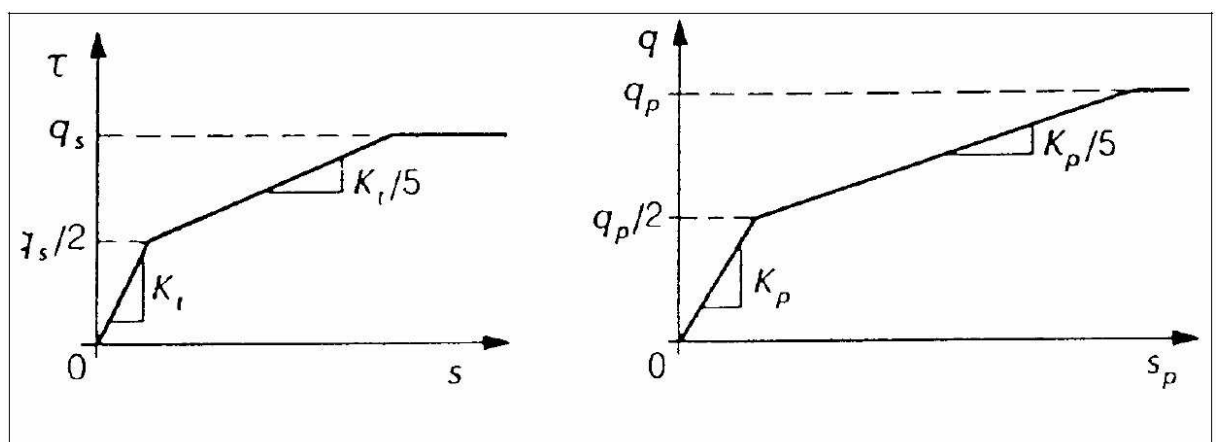


Figure IV.3 : Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe

Calcul de référence des Inclusions Rigides

- $K_t = \frac{2E_M}{D_S}$ et $K_p = \frac{11E_M}{D_P}$ pour les pieux forés dans des sols fins,
- $K_t = \frac{0.8E_M}{D_S}$ et $K_p = \frac{4.8E_M}{D_P}$ pour les pieux forés dans des sols granulaires.

Avec :

4.6.4 Calculs de capacité portante

Par ailleurs, le programme calcule les valeurs réglementaires suivantes de capacité portante :

- La capacité ultime et la charge de fluage du pieu déterminées selon les indications du fascicule 62 titre V,
- La charge limite à l'E.L.S (en combinaison quasi permanente et combinaison rare) et à l'E.L.U. (en combinaison fondamentale et accidentelle), déterminées selon les règles du fascicule 62 titre V, ainsi que la charge admissible évaluée selon le D.T.U 13.2.

En fin de calcul, grâce à la courbe de chargement construite à partir des différents incréments de calcul, une interpolation linéaire est faite pour déterminer le déplacement et la raideur correspondant aux différentes charges décrites au début.

4.6.5 Applications et limites d'utilisation

La formulation introduite dans ce programme permet de traiter aussi bien le cas de pieux circulaires que celui de barrettes de section quelconque.

La possibilité de saisir un effort en pointe nul permet de calculer les efforts et le déplacement non seulement des micro-pieux mais aussi des tirants passifs. En effet dans ce dernier cas, même si il n'est pas possible d'imposer un déplacement négatif en pied, il suffit de définir nulle la charge en pointe et de traiter le problème en compression. Dans cette configuration, le comportement de la structure, du point de vue de la répartition des charges de frottement et des déplacements, est la même à un signe près qu'on la mobilise en traction ou en compression.

La capacité des tableaux et des vecteurs prise dans le programme ne permet pas de traiter :

- Plus de 50 couches
- Plus de 100 éléments de pieux
- Plus de 10 points définissant les courbes de mobilisation de frottement latéral et d'effort en pointe par couche de sol.

4.6.6 Calcul du tassement en utilisant le logiciel TASPIE+

Les calculs TASPIE + permettent de calculer le comportement d'une inclusion rigide en intégrant le volume de sol qui lui est associé.

Il est nécessaire de vérifier la cohérence entre les valeurs de frottement limite q_s introduites et l'état des contraintes régnant dans le sol, dans la partie soumise à frottement négatif. Ceci amène à vérifier que la condition suivante est satisfaite :

$$q_s \leq K \tan \delta \sigma'_s.$$

Les données d'entrée sont présentées dans le **Tableau IV.10** :

Tableau IV.10 : Hypothèses et caractéristiques du projet

Caractéristique	Notation	Valeur
Epaisseur de matelas	H	1.00 m
Epaisseur de fondation	h	0.50 m
Caractéristiques mécanique du matelas	C	0.0 kPa
	ϕ	40.0°
	γ	20.0 kN/m ³
Coefficients de forme de la tête d'inclusion (les valeurs sont pour une inclusion circulaire)	s_q	1
	s_c	1,3
	s_y	0,6
Capacité portante de l'inclusion	q_{pmax}	5 000.0 kPa
Contrainte limite du sol encaissant	q_{smax}	120.0 kPa

Nous étudierons le cas défavorable des inclusions sous le bloc d'angle le plus chargé.

La méthode de calcul des tassements n'est valide que si les contraintes sur les inclusions et sur le sol n'excèdent pas les contraintes de validité, soit si :

- La charge sur le sol < à la charge de fluage ($= (A' * k_c * q_{ce}) / 2,76 \geq V_{res}$) (en domaine 1 uniquement) ;
- La charge dans l'inclusion rigide < à la charge de fluage (en domaine 1).

Calcul de référence des Inclusions Rigides

➤ Calcul des tassements

On considère le dallage sur une maille élémentaire de surface 2,1 m x 2,1 m, constituée d'une inclusion rigide et du sol en périphérie chargé à 140,0 kPa (cas du bloc d'angle le plus défavorable pour la contrainte moyenne) :

• Résultats principaux :

Les résultats du calcul par le logiciel de TASPIE + sont représentés dans les figures suivantes :

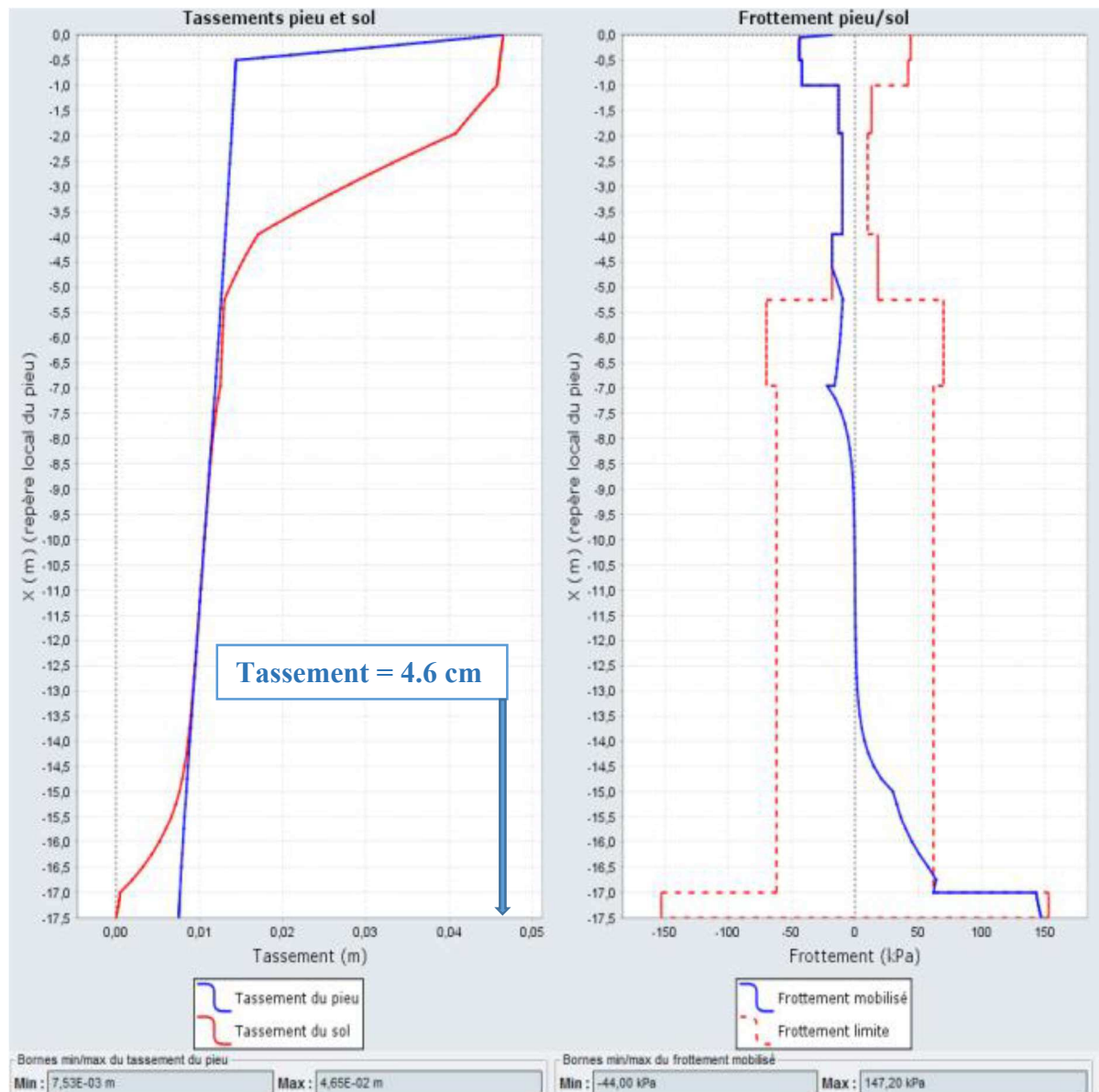


Figure IV.4 : Résultats de calcul (Tassement maximal, Contrainte de frottement)

Sous 140,0 kN/m², le tassement total est de l'ordre de :

$$4,6\text{cm} < 5,0\text{cm}.$$

Calcul de référence des Inclusions Rigides

Conformément au cahier des charges INSER, il convient de vérifier que la charge maximale au niveau du point neutre ne dépasse pas la charge de fluage.

La charge maximale dans l'inclusion est égale à :

- la charge maximale au niveau du point neutre (calculée à l'aide du logiciel TASPIE+ **Figure IV.5**) vaut **606 kN**

$$606 \text{ kN} < 955 \text{ kN} = \min (R_{\text{fluage}} = 955 \text{ kN}; R_{\text{intrinsèque ELS}} = 1119 \text{ kN}).$$

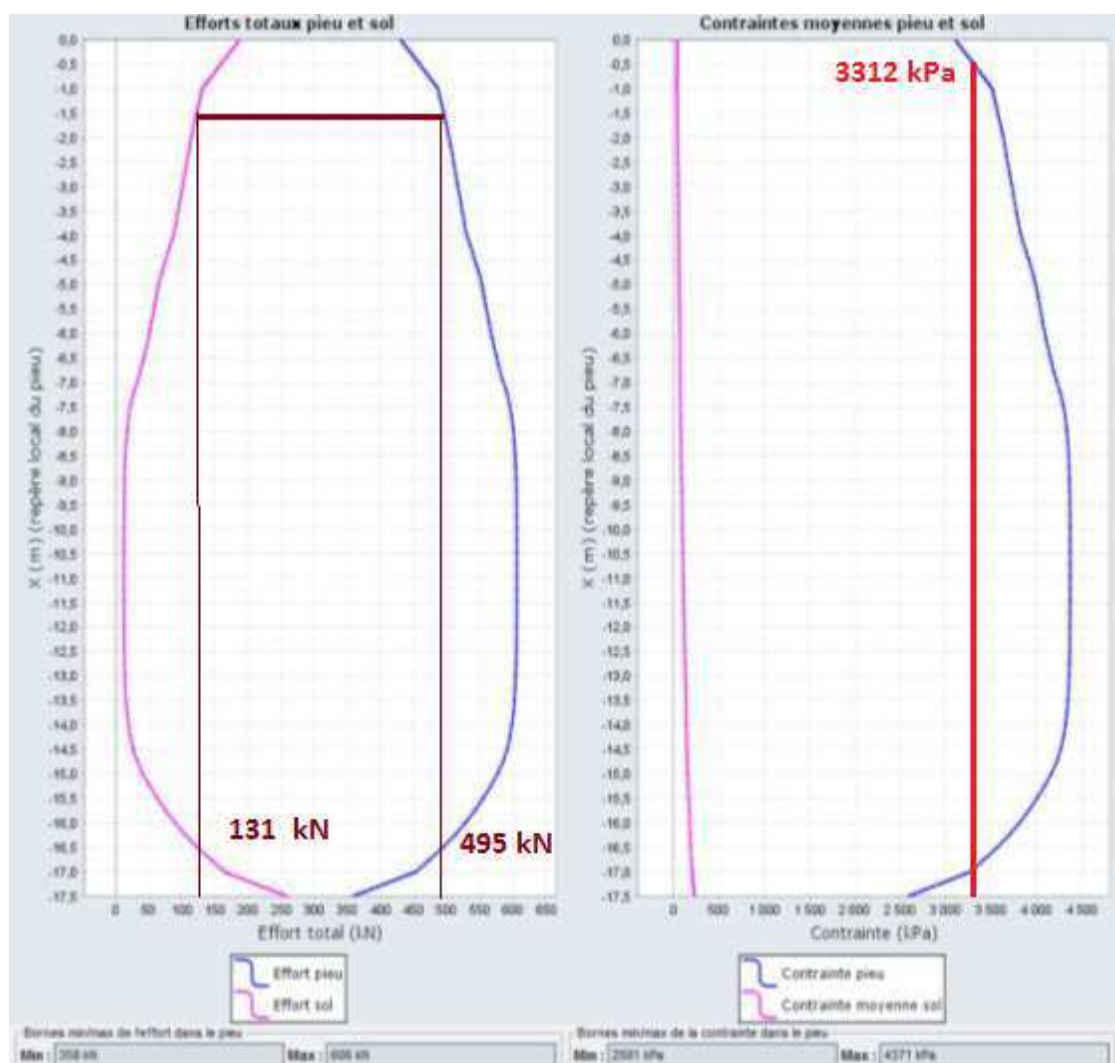


Figure IV.5 : Résultats de calcul (Contrainte maximal dans le matelas de transfert, Contrainte moyenne)

Calcul de référence des Inclusions Rigides

L'effort dans le sol à la base du matelas ne doit pas dépasser l'effort dans les Inclusions rigides (**Figure IV.5**), donc :

$$131\text{kN} \leq 495\text{kN} ;$$

4.6.7 Vérification de la cohérence du calcul :

Le critère de résistance du matelas n'est pas introduit dans le modèle de Taspie et il y a lieu d'effectuer une vérification de cohérence sur ce point. Pour ce faire, la contrainte admissible dans le matelas calculée à partir de la méthode de Prandl est à comparer à la contrainte aux ELS de calcul.

La contrainte de calcul (résultats TASPIE **Figure V.5**) est de 3312 kPa.

Tableau IV.11 : Calcul de la contrainte admissible

Caractéristique	Unité	Valeur
N _q	[-]	64,2
N _c	[-]	75,3
N _γ	[-]	106,1
Contrainte admissible dans le sol q.	[kPa]	56.4 kPa
Contrainte admissible dans le matelas en tête d'inclusion q _{p,a}	[kPa]	3888.25 kPa

Dans notre cas nous obtenons pour $\phi = 40^\circ$ et $C=0$ kPa dans le matelas

$$q_{p,a} = 0.3 \times D \times \gamma \times N_\gamma + 1.3 \times cN_c + qN_q$$

$$q_{p,a} = 0.3 \times 0.42 \times 20 \times 106.1 + 0 + 64.2 \times 56.4$$

$$q_{p,a} = 3888.25 \text{ kPa} > 3312 \text{ kPa.}$$

Une contrainte admissible maximale de 3888.25 kPa qui est supérieure à la contrainte de calcul (résultats TASPIE) de 3312 kPa.

Le calcul est donc validé pour le tassement.

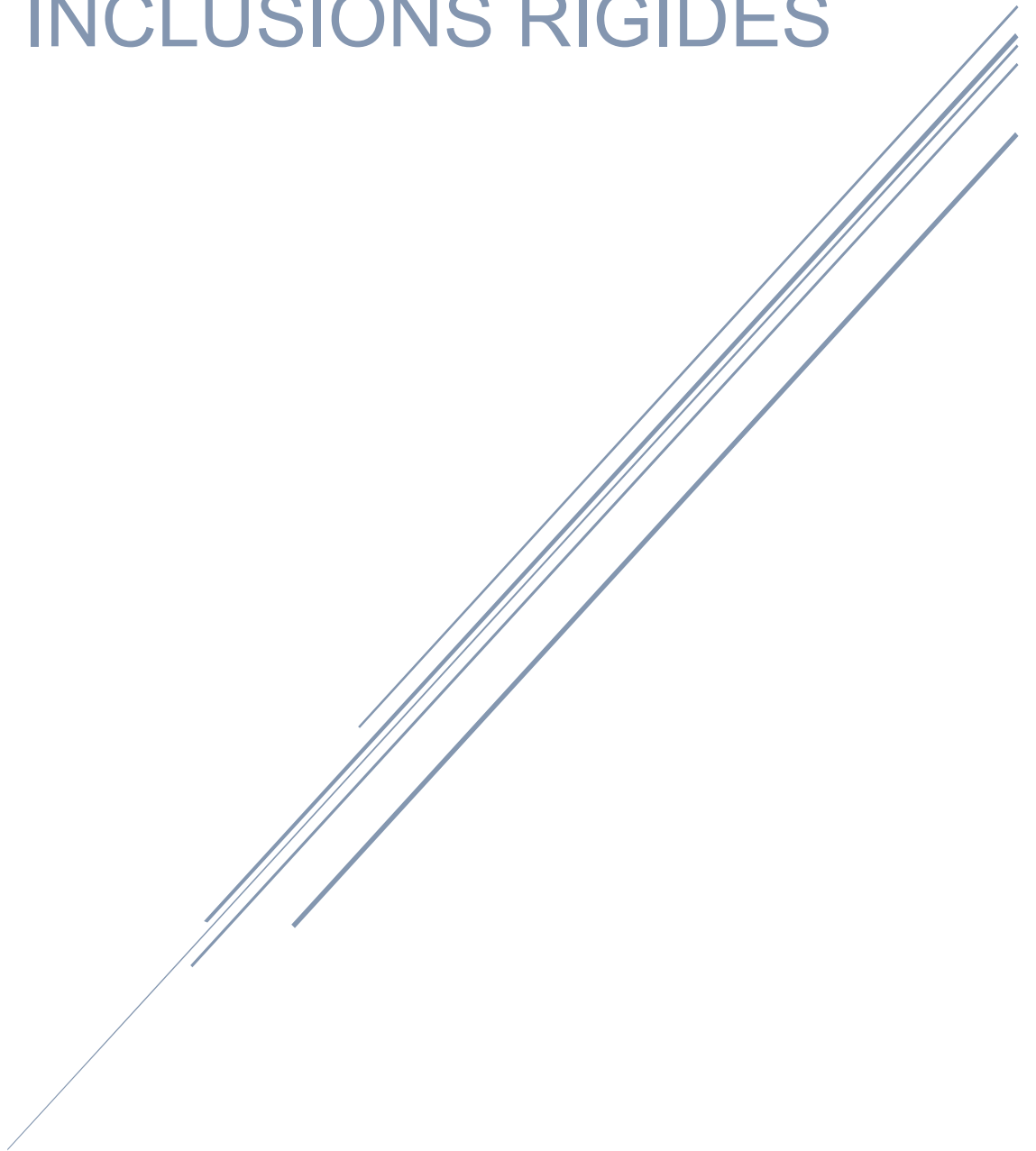
4.7 Conclusion

L'amélioration des sols par inclusions rigides INSER permet de réduire les tassements absolus sous le radier à moins de 5,0 cm.

La charge de service d'une inclusion INSER est de 606 kN.

Chapitre 5

ESSAIS SUR LES INCLUSIONS RIGIDES



5.1 Introduction

Après et durant la réalisation des inclusions rigides, Il y a lieu de les contrôler et les vérifier avec différents procédés .On distingue les essais d'information, les essais de contrôle et les essais de réception pour contrôler les inclusions rigides mises en place.

Les essais d'information sont constitués par l'étude de sol et la planche d'essais lors du démarrage du chantier.

Les essais de contrôle comprennent :

- Enregistrement du profil de la colonne de manière continue de manière à pouvoir être visualisée et contrôlée par l'opérateur.
- Essais de résistance conventionnelle à 7 et 28 jours.

Les essais de réception se décomposent en un contrôle du diamètre des inclusions et en un contrôle de la portance. Le contrôle du diamètre se fait par dégarnissage. Le contrôle de la portance suit un protocole décrit dans cahier des charges INSER.

On va s'intéresser dans notre chapitre aux différents types d'essais.

5.2 Essais d'information

Ils sont constitués par l'étude de sol menée par le géotechnicien et l'étalonnage des paramètres de travail lors du démarrage du chantier.

L'étalonnage des paramètres de travail s'effectue par des tests de fonçage de l'outil au droit des sondages de l'étude de sol pour vérifier la profondeur de l'horizon compact.


5.3 Essais de contrôle

5.3.1 Enregistrements de paramètres et attachement

En cours d'exécution, le profil de l'inclusion est enregistré de manière continue.

Le système d'enregistrement Keller permet à l'opérateur, lors de la réalisation des inclusions INSER, de visualiser l'ensemble des paramètres énumérés ci-dessous avec au minimum (voir **Figure V.1**) :

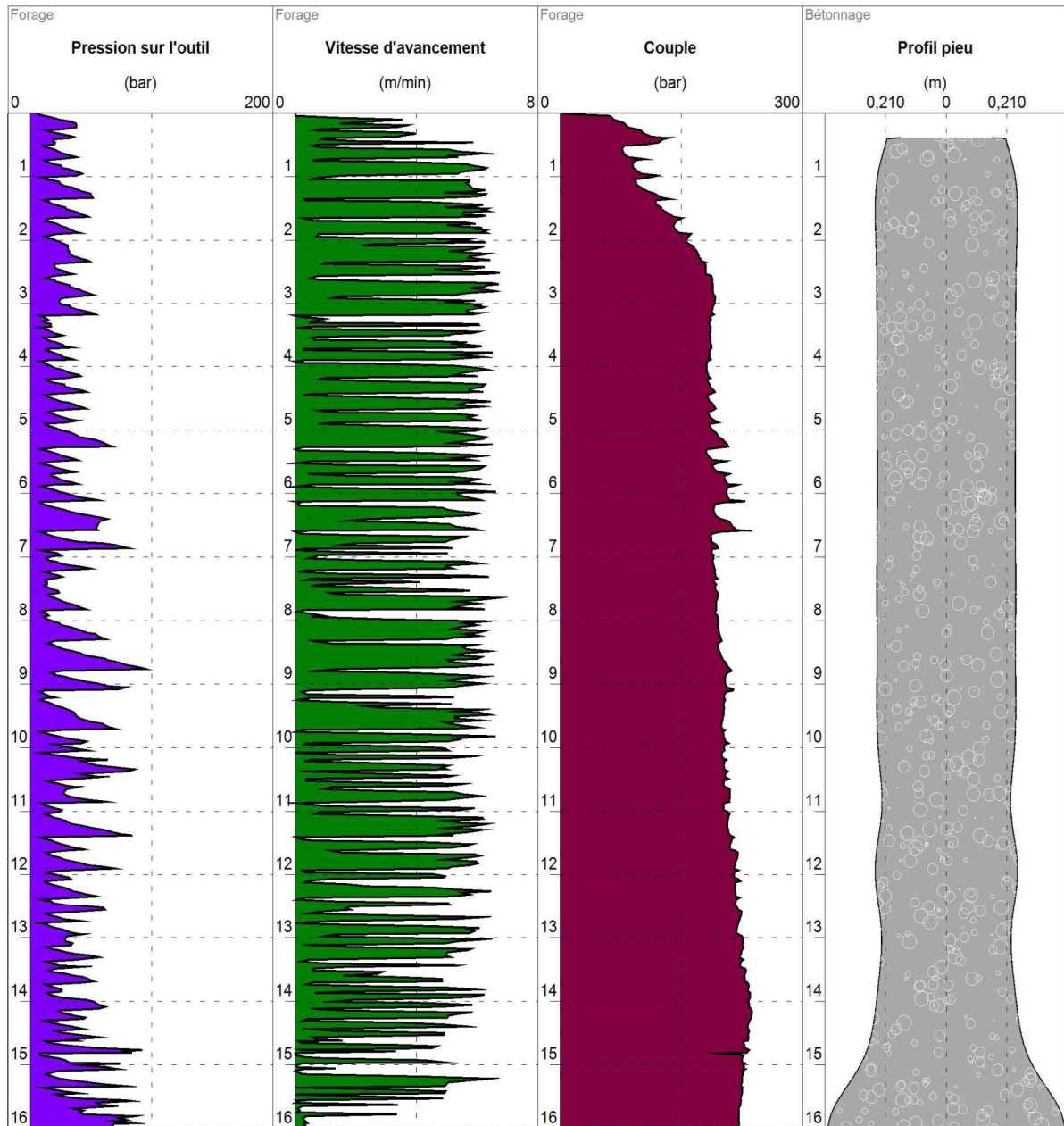
- Profondeur de l'outil
- Pression de pompage
- Volume des matériaux

 Fondations Spéciales	GHERARI (Contrat : ANNABA)	
	Inclusion Rigide Inser	
Date : 23/10/2016	Longueur : 16,00 m	
Forage : 10:09:07 - 10:34:33	Volume Béton : 3,036 m ³	
Bétonnage : 10:34:34 - 10:42:22	Surconsommation : 37,0 %	
Diamètre pieu : 0,420 m		
Positions géographiques d'enregistrement		

1/94

B-2 113

DXTCT 1.30/dialog342 5.11.15



Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr page 1/1

Figure V.1 : Enregistrement des paramètres en utilisant le système d'enregistrement Keller

Un attachement pour toutes les inclusions sera fourni en fin d'intervention indiquant :

- Numéro de l'inclusion, selon plan d'exécution,
- Date et heure d'exécution,
- Diamètre,
- Profondeur atteinte,
- Volume des matériaux mis en place,
- Incidents éventuels.

Les enregistrements de paramètres des inclusions INSER seront fournis à raison d'une sur 20 sous structure et une sur 50 sous dallage.

5.3.2 Caractéristiques mécaniques du matériau des inclusions

Les caractéristiques mécaniques du matériau constitutif des inclusions sont vérifiées par des essais d'écrasement à 7 et 28 jours avec 1 prélèvement (3 éprouvettes) tous les 500 m³ mis en œuvre et un minimum de 3 prélèvements (9 éprouvettes) par chantier.

5.4 Essais de réception et programme de contrôle

Conformément au cahier des charges du procédé KELLER renforcement de sol par les inclusions INSER, les contrôles prévus sont les suivants :

➤ Au démarrage de la réalisation des travaux :

- Réalisation de fonçage de calibrage du vibreur à proximité de sondages de l'étude de sol, si la plateforme libérée le permet.

➤ Pendant la réalisation des travaux :

- Réalisation d'un essai de portance à $Q_{essai} = \min(1,5 Q + 2 \times 1 \times FN ; 450kN) = \min(1,5 \times 459kN + 2 \times 1 \times (606kN - 459kN) ; 450kN) = 450 \text{ kN}$ pour chaque tranche de 6000ml d'inclusions ;

- 1 prélèvement de 3 éprouvettes tous les 500m³ mis en œuvre et un minimum de 3 prélèvements (9 éprouvettes) par chantier (voir annexe).

- Réalisation d'impédances mécaniques sur les inclusions à raison de 1/100 sous structure avec un minimum de 3 ;

- Transmission des enregistrements de paramètres des inclusions INSER (voir annexe)

5.4.1 Contrôle de l'intégrité

Ces essais sont réalisés selon les normes NF P 94-160-2 (méthode par réflexion) et NF P 94-160-4 (Méthode par impédance).

La fréquence de ces essais est de :

- 1 u / 400 inclusions rigides sous charge répartie,
- 1 u /100 inclusions rigides sous massifs de fondation isolés avec un minimum de 3 par chantier.

Lors de la réalisation des inclusions sous structure, KELLER effectue pour l'inclusion rigide 1 jeu de 3 éprouvettes pour 500 m³ avec un minimum de 3 jeux.

Le contrôle du diamètre des inclusions se fait par un dégarnissage comme il est montré sur la **Figure V.2**



Figure V.2 : Tête d'inclusion dégarnie

5.5 Essais de chargement

Les essais de chargement s'effectuent selon le protocole décrit ci-dessous.

5.5.1 Objet de l'essai de chargement

Cette procédure décrit l'exécution d'un essai de qualité et de chargement sur une inclusion INSER. Celle-ci permet d'observer le tassement en grandeur nature d'une inclusion INSER afin de vérifier son comportement sous une charge fixée.

Au sein d'un réseau, la charge maximale Q_{\max} se situe au niveau du point neutre (Figure V.2). Afin d'en tenir compte pour l'essai de chargement, il est nécessaire de rajouter à la charge en tête Q le frottement négatif FN . Q et FN sont définis en situation ELS.

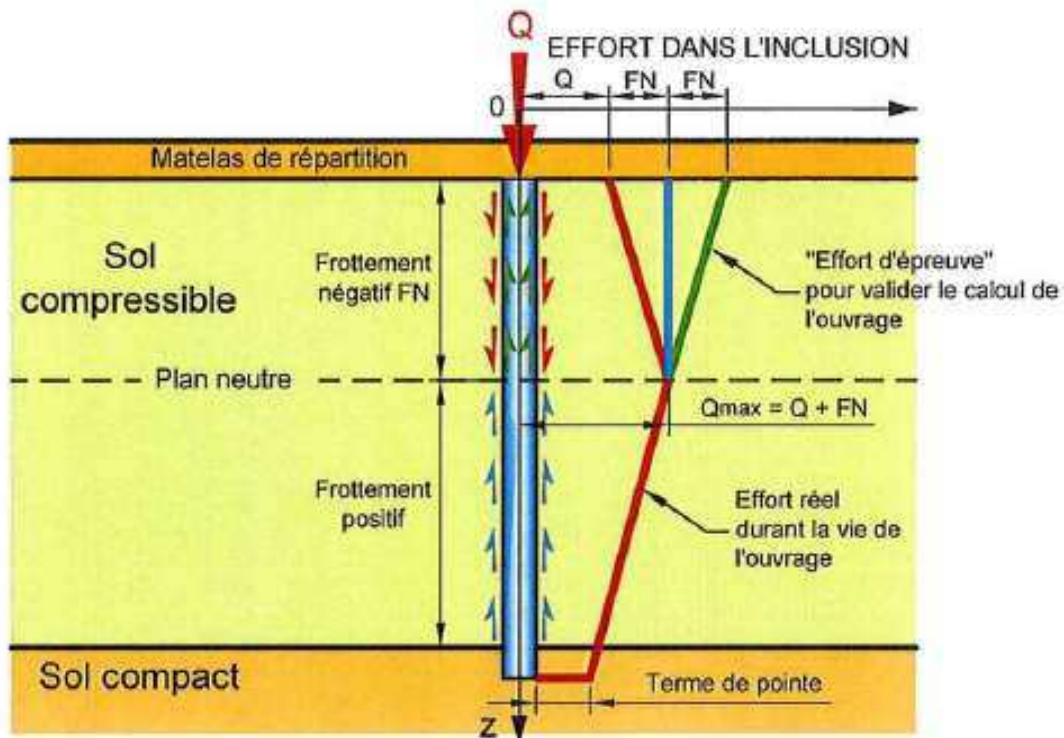


Figure V.3 : Principe de la détermination de la charge de l'essai pour des fondations avec matelas

Dans le domaine 1 (gain de portance), la charge d'essai est égale à :

$$Q_{\text{essai}} = \min (\alpha_q \cdot Q + 2 \cdot \alpha_{FN} \cdot FN, 450 \text{ kN})$$

Où $\alpha_q = 1,5$ et $\alpha_{FN} = 1$

Dans le domaine 2 (recherche uniquement de la réduction de tassement), la charge d'essai est égale à :

$$Q_{\text{essai}} = \min (Q + 2 FN, 450 \text{ kN})$$

Avec

Q : charge induite en tête d'inclusion aux ELS.

NB : la charge maximale de 450 kN est la réaction que peut apporter une foreuse d'inclusion INSER. Dans certain contexte sensible, des moyens de contrôle spécifiques seront utilisés.

5.5.2 Appareillage

Dans la plupart des cas, le poids propre de la foreuse sert de massif poids.

La mise en charge est assurée par un vérin hydraulique, intercalé entre le châssis de la foreuse ou une poutre métallique et une plaque circulaire d'un diamètre au moins égal à celui de la tête de l'inclusion et n'excédant pas 2,5 fois la section théorique de l'inclusion. Un matelas de sable est mis en place entre la plaque et la tête de l'inclusion afin de garantir une parfaite répartition des contraintes.

5.5.3 Instrumentation

Le tassement du massif est suivi par 3 à 4 comparateurs répartis de part et d'autre de la semelle, solidaires de poutrelles indépendantes type IPE 100 de 6 mètres de long, servant de référence "zéro".

Dans le cas d'un massif de réaction avec ancrages, un repère de nivellement associé à un appareillage de type niveau (optique ou laser) est apposé sur la poutre principale afin de s'assurer que le massif ne se soulève pas.

5.5.4 Procédure de l'essai

Un premier cycle de chargement est effectué à une charge égale à 0,1 x charge d'essai maintenue pendant une durée de 15 minutes. Après déchargement, la charge maximale d'essai est atteinte par incréments de 0,20 de la charge d'essai, soit en cinq paliers. Les tassements sont mesurés par au moins trois points de mesure, régulièrement répartis sur la plaque posée en tête de l'inclusion, aux temps :

· $t = 1, 2, 4, 8, 15, 30$ et 60 min lors des paliers de chargement ;

· $t = 1, 2, 3, 4,$ et 5 min lors du palier de déchargement final.

Au cours des paliers de chargement, il est autorisé de passer au palier suivant si le déplacement est inférieur à $0,02\text{mm/min}$ sur au moins deux mesures consécutives avec un temps minimum de 15 min. Sinon, la totalité du palier, soit une heure, doit être effectuée.

5.5.5 Compte-rendu d'essai

Il comprend :

- Le programme de chargement/déchargement avec les mesures des comparateurs en fonction du temps et de la charge.
- Le tassement à la fin de chaque palier en fonction de la charge.
- Les pentes de fluage en fonction de la charge.

L'essai est considéré comme probant si les deux critères suivants sont satisfaits :

1. La charge de fluage n'a pas été atteinte pour le domaine 1.
2. Le tassement à la fin du palier de la charge Q_{max} reste cohérent à la valeur prévisionnelle de la courbe de chargement.

5.5.6 Nombre d'essai de chargement sur les inclusions rigides

Le nombre d'essai de chargement sur les inclusions rigides est déterminé d'après le tableau suivant

Tableau V.1 : Nombre d'essai de chargement sur les inclusions rigides

Nombre d'essai de portance sur les inclusions INSER (domaine 1)	Nombre d'essai de qualité sur les inclusions INSER (domaine 2)
1 essai jusqu'à $6\ 000$ ml et un supplémentaire par tranche de $6\ 000$ ml	1 essai jusqu'à $8\ 000$ ml et un supplémentaire par tranche de $8\ 000$ ml

Exemple : pour un chantier de $30\ 000$ ml ($8\ 000$ ml domaine 1 et $20\ 000$ ml domaine 2) il y a lieu de prévoir 2 essais de portance et 3 essais de qualité).

Pour des chantiers de faible importance d'une durée de l'ordre d'une semaine ou dans l'impossibilité matérielle de réaliser un chargement (par exemple chantier exigeant), il est possible de ne pas réaliser d'essais de chargement (portance ou de qualité) mais dans ce cas la charge admissible de l'inclusion rigide sera minorée par un coefficient de $1,5$.

Dans notre projet, l'essai de portance est réalisé à $Q_{\text{essai}} = \min (1,5 Q + 2 \times 1 \times FN ; 450\text{kN}) = \min (1,5 \times 459\text{kN} + 2 \times 1 \times (606\text{kN} - 459\text{kN}) ; 450\text{kN}) = 450 \text{ kN}$

$Q_{\text{essai}} = 450 \text{ kN}$

Pour chaque tranche de 6000ml d'inclusions ;

5.6 Auscultation d'un élément de fondation méthode par impédance – réflexion

5.6.1 Principe de la méthode

La méthode d'impédance mécanique est une méthode vibratoire. In situ, elle consiste à appliquer un choc de force connue en tête de pieu au moyen d'un marteau équipé d'un capteur de force. Il y a alors création d'une onde dont la vitesse est enregistrée au moyen d'un accéléromètre placé également en tête de pieu.

Ces signaux de force et vitesse acquis dans le domaine temporel sont enregistrés au moyen de l'analyseur PIT directement sur le chantier. Ceux-ci subissent alors instantanément un traitement numérique de type F.F.T. (Fast Fourier Transform) et la mobilité est immédiatement visualisée en fonction de la fréquence sur l'écran de l'analyseur PIT.

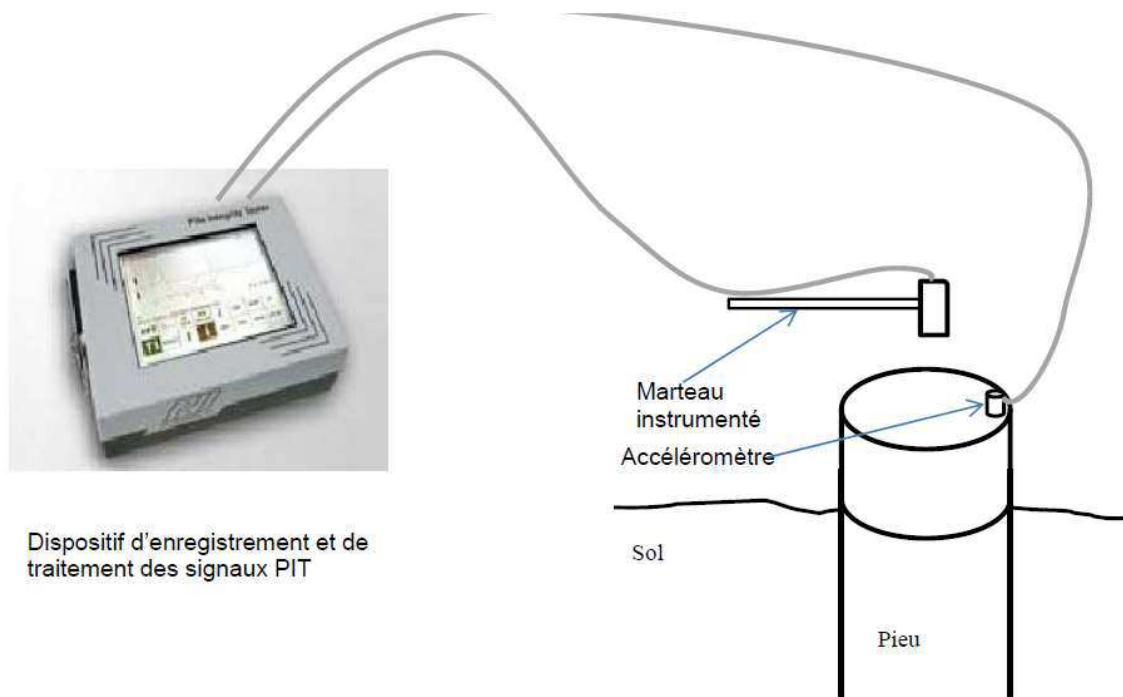


Figure V.4 : Principe de la méthode d'auscultation d'un élément de fondation par impédance – réflexion

5.6.2 Domaine d'application :

Les essais avaient pour but de contrôler la continuité des inclusions rigides par impédance / réflexion suivant NF P 94 160.

La norme **NF P 94.160.2 – Méthode par réflexion** s'applique à l'auscultation de pieux en béton, armé ou non, de section droite, circulaire, ovale ou carrée.

5.6.3 Matériel de contrôle

Le matériel utilisé est l'analyseur : PIT (N° série : 3625C)

Ce dispositif est constitué de trois groupes d'organes essentiels :

- un accéléromètre,
- un marteau instrumenté,
- une unité centrale (comprenant le module d'acquisition et l'analyseur de signal).



Figure V.5 : Analyseur : PIT (Pile Integrity Tester N° série : 3625C)

Les courbes de l'essai d'impédance sont données dans l'annexe, on va donner à titre d'exemple la courbe de l'inclusion 213 dans la **Figure V.5** :

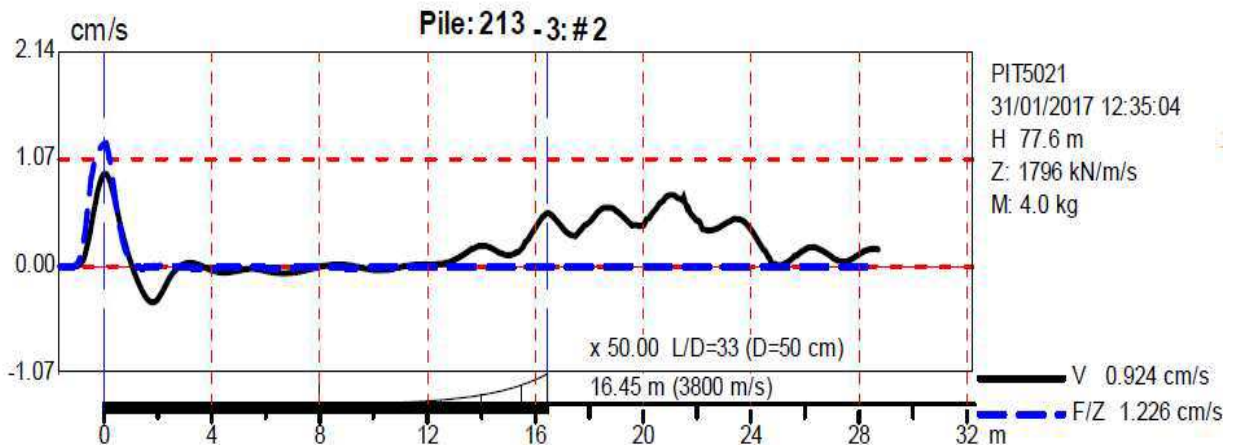


Figure V.6 : Courbe impédance / réflexion de l'inclusion rigide INSER 213

5.6.4 Résultat des essais

Le tableau ci-après présente les principaux résultats :

Tableau V.2 : Résultats de l'essai par impédance/réflexion des inclusions INSER

Valeurs théoriques			Hypothèses		Mesures							
Ref.CFA	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Vitesse (m/s)	Masse vol. (kg/m ³)	RAIDEUR (MN/m)	Longueur (m)						
						Fréquentielle	Incertitude	Temporelle	Incertitude	Moyenne	Incertitude	
113	420	16	3800	2400	698	15,20	± 0,8	17,58	± 0,9	16,39	± 0,82	
163	420	16	3800	2400	697	16,20	± 0,8	16,68	± 0,8	16,44	± 0,82	
213	420	16	3800	2400	841	16,70	± 0,8	16,45	± 0,8	16,58	± 0,83	
267	420	16	3800	2400	2118	16,00	± 0,8	17,34	± 0,9	16,67	± 0,83	
289	420	16	3800	2400	527	15,50	± 0,8	15,09	± 0,8	15,30	± 0,76	

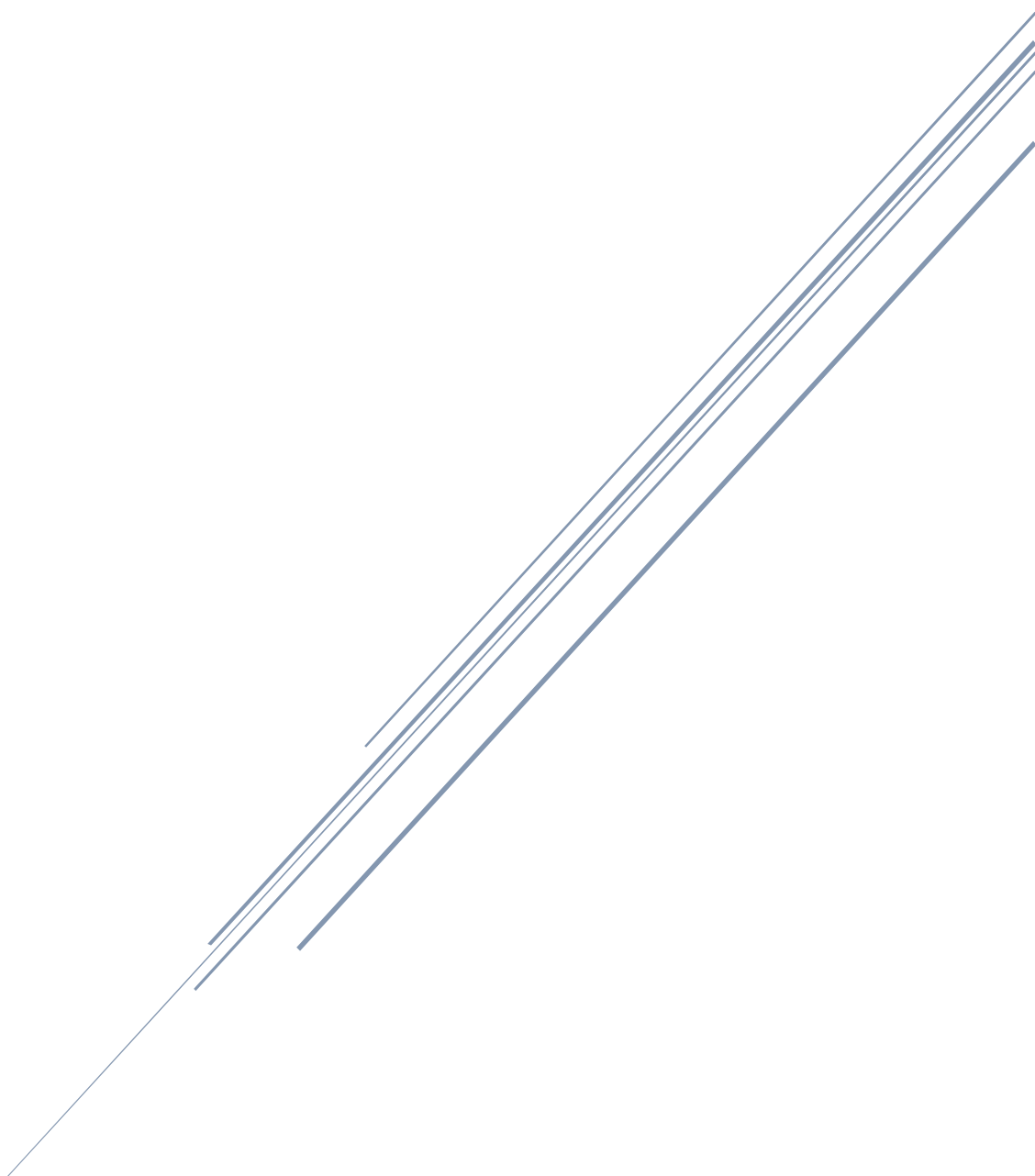
NB : Les incertitudes sont dues à l'incertitude sur la vitesse de propagation des ondes mécaniques dans le béton ($3800 \pm 5\%$)

5.7 Conclusion

Pour les inclusions rigides auscultées dans notre projet, On a trouvé que les longueurs estimées sont conformes aux longueurs théoriques selon le rapport d'essai de la société SARL FONDATEST.

Il est aussi possible, dans les opérations de faible importance (par exemple une durée de l'ordre d'une semaine) ou lorsque l'élancement est élevé dans un contexte géologique très contrasté (exemple argile molle sur rocher), de ne pas réaliser ces essais sous réserve de prendre en compte la valeur de $k_3 = 1$ en domaine 2 et $k_3 = 0.8$ en domaine 1

CONCLUSION GENERALE



Conclusion Générale

On peut conclure que le renforcement de sol par inclusions rigides INSER présente l'avantage de diminuer de manière très efficace les tassements sous charge

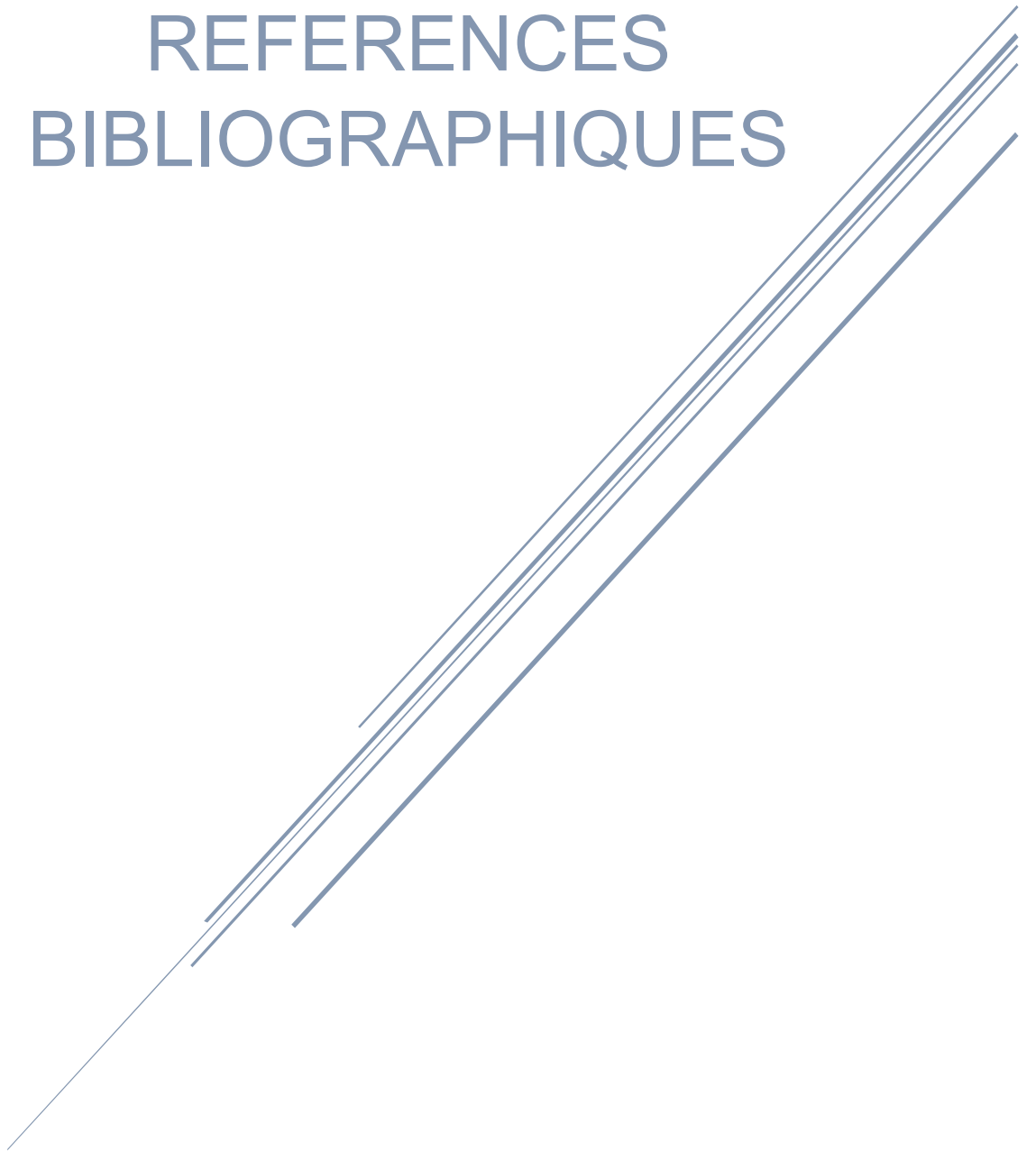
Ce travail nous a permis aussi de constater que les inclusions rigides fonctionnent en réseau et il y a nécessairement un frottement négatif qui se développe dans la partie haute de l'inclusion jusqu'au point neutre (plan d'égal tassement intermédiaire) et que la contrainte appliquée est maximum au point neutre.

Cette expérience nous a obligé à mieux connaître les étapes nécessaires pour le renforcement du sol avec les inclusions rigides INSER et de bien comprendre leur comportement dans les différents états limites ; afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables établis par la société KILLER.

Il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver à être de bons ingénieurs, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

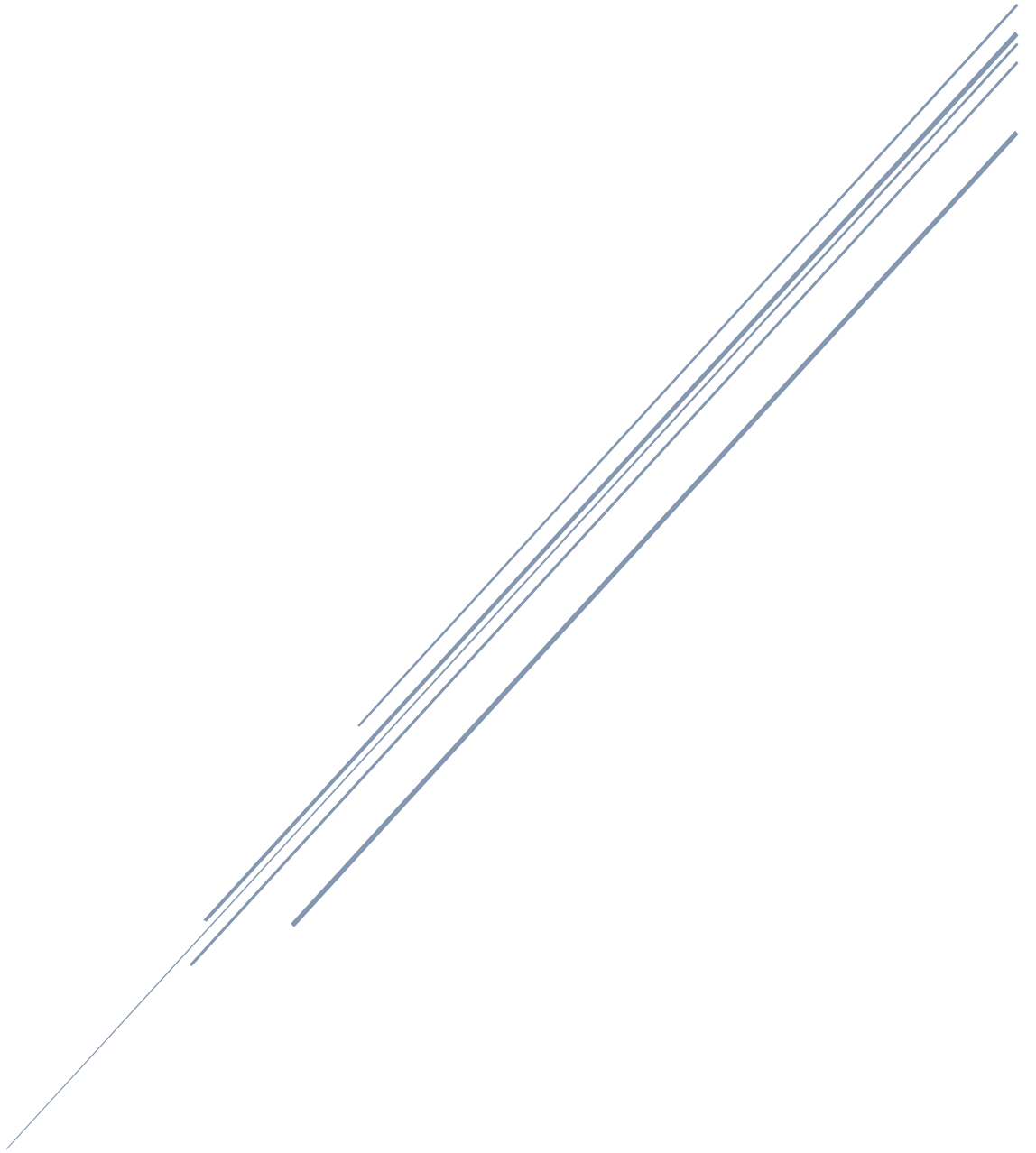


Références bibliographiques

- [1]. Cahier des charges du pieu INSER,
- [2]. La norme NF EN 12 716 pour les inclusions par incorporation d'un liants dans le sol de type jet-grouting procédé Soilcrete
- [3]. La norme NF EN 14199 pour les micropieux.
- [4]. La norme NFP 12 715 pour les inclusions de mortier refoulé de type CHS (Compactage Horizontal Statique),
- [5]. La norme NFP 1536 pour les pieux forés sans refoulement de sol,
- [6]. La norme NFP EN 12 699 pour les pieux forés avec refoulement de sol,
- [7]. Etude géotechnique n°03/UN/2016 rédigée par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction LNHC ;
- [8]. La norme PR NF P 94-261,
- [9]. Smain BELKACEMI Cours de mécanique des sols- ENP Alger-Mai 2008
- [10]. Olivier COMBARIEU Amélioration des sols par inclusions rigides verticales Application à l'édification de remblais sur sols médiocres Laboratoire central des ponts et chaussées Décembre 1987
- [11]. Oriane Jenck. Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique. Sciences de l'ingénieur. INSA de Lyon, 2005. Français. <tel-00143331>
- [12]. Bastien Chevalier. Etudes expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires. Application au renforcement de sols par inclusions rigides. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2008. Français. <tel-00324361v4>
- [13]. <<http://www.terrasol.fr/fr/logiciels/logiciels-terrasol/foxta-v3>>
- [14]. Elodie MEYER1, Viet-Nam TRINH, Hugo RAVEL, SYSTRA, DIMENSIONNEMENT D'INCLUSIONS RIGIDES SOUMISES A DES POUSSEES LATERALES, Nancy, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur –2016
- [15]. J.C. Dupla, D. Dias, J. Canou, G. Rault, B. Simon, O. Jenck, A.Q. Dinh, G. Baudouin, U.S. Okyay Renforcement par inclusions rigides : 3 types de modèles physiques. Paris, CFMS, 2011 < <http://www.cfms-sols.org/sites/.../B2-THOREL-Inclusions-Rigides.pdf>>

- [16]. Grégory HARTWIGSEN, Etude et modélisation du renforcement de sol par Colonnes à Module Mixte (CMM), INSA STRASBOURG 2006.

ANNEXE

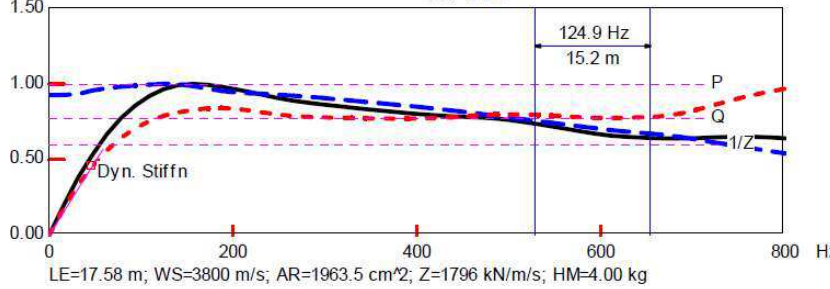


FONDATEST
01.31 - Keller ANNABA
E:\...\Transfert\keller v1.PIT

17/02/2017

PIT-W 2009-2

Norm. Amplitude **Pile: 113 - 3: # 140**

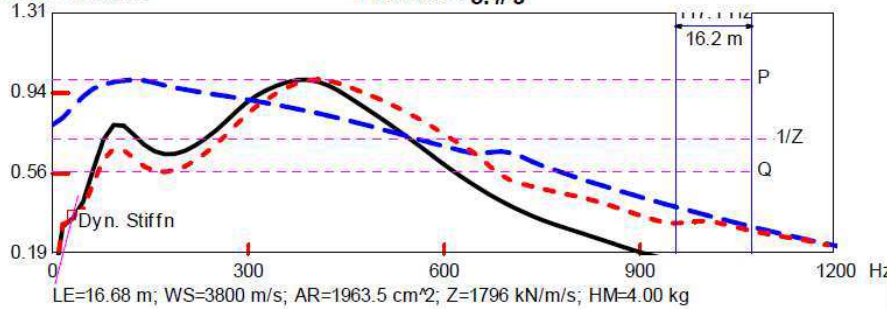


31/01/2017 12:40:41
Fds 46.9
Dyn. Stiffn. 698.4 MN/m
Low 1/Z(Q) 1.285
High 1/Z(P) 1.667
Sqrt(PQ) 1.464
VMX 1.721 cm/s
FMX 23.536 kN

— V: 338.692 $\mu\text{m/s}$
- - F: 0.446 kN
- - V/F: 1.667 1/Z

LE=17.58 m; WS=3800 m/s; AR=1963.5 cm²; Z=1796 kN/m/s; HM=4.00 kg

Norm. Amplitude **Pile: 163 - 3: # 9**

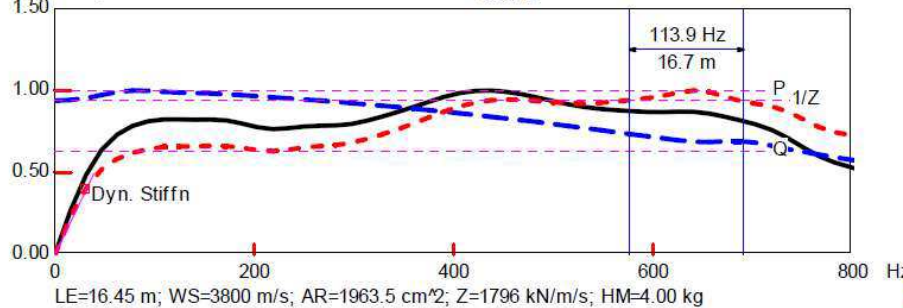


31/01/2017 12:37:54
Fds 31.3
Dyn. Stiffn. 697.1 MN/m
Low 1/Z(Q) 0.789
High 1/Z(P) 1.381
Sqrt(PQ) 1.044
VMX 1.047 cm/s
FMX 22.912 kN

— V: 277.774 $\mu\text{m/s}$
- - F: 0.424 kN
- - V/F: 1.381 1/Z

LE=16.68 m; WS=3800 m/s; AR=1963.5 cm²; Z=1796 kN/m/s; HM=4.00 kg

Norm. Amplitude **Pile: 213 - 3: # 2**

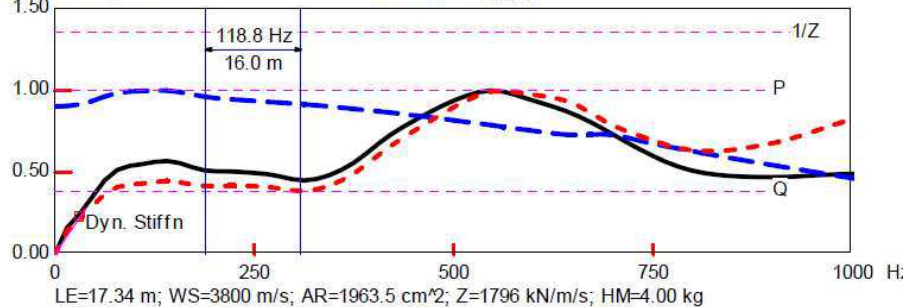


31/01/2017 12:35:04
Fds 31.3
Dyn. Stiffn. 840.6 MN/m
Low 1/Z(Q) 0.672
High 1/Z(P) 1.065
Sqrt(PQ) 0.846
VMX 0.924 cm/s
FMX 22.016 kN

— V: 183.054 $\mu\text{m/s}$
- - F: 0.391 kN
- - V/F: 1.065 1/Z

LE=16.45 m; WS=3800 m/s; AR=1963.5 cm²; Z=1796 kN/m/s; HM=4.00 kg

Norm. Amplitude **Pile: 267 - 3: # 3**



31/01/2017 12:31:22
Fds 31.3
Dyn. Stiffn. 2118.0 MN/m
Low 1/Z(Q) 0.285
High 1/Z(P) 0.739
Sqrt(PQ) 0.459
VMX 0.789 cm/s
FMX 23.533 kN

— V: 135.980 $\mu\text{m/s}$
- - F: 0.422 kN
- - V/F: 0.739 1/Z

LE=17.34 m; WS=3800 m/s; AR=1963.5 cm²; Z=1796 kN/m/s; HM=4.00 kg

مخبر الأشغال العمومية بشرق البلاد
EPE LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'EST

Groupe LCTP-SGP-TP/SINTRA
 Société par Actions au Capital de 908 000 000 DA
 DIRECTION REGIONALE

F-5-7-BH

ESSAI. N° : 1802

V / Réf : BC DU : 07/11/2016

BC N° 219

PROCES-VERBALD'ESSAIS A LA COMPRESSION SIMPLE SUR EPROUVETTES DE BETON
 CONFECTION ETACHEMINE AU LABORATOIRE PAR LE CLIENTEFFECTUE A LA DEMANDE DE : KELLER.CHANTIER: CENTRE MULTIFONCTIONNEL AMRANE MAHMOUD.DESTINATION : BETON POUR INCLUSION RIGIDE (500 m³)POIDS DU M³ BETON FRAIS:AFFAISSEMENT AU CONE D'ABRAMS (EN 12350-2) :CONSERVATION DES EPROUVETTES (EN 12390-3) HUMIDITE > 95% TEMPERTUE BETON = 20C°FORME ET DIMENSION DES EPROUVETTES : 16 X 32-ECRASEMENT DES EPROUVETTES BETON (EN 12390-1)

REF	DATE COULAGE	DATE ESSAIS	AGE	POIDS Kg	RESISTANCE A LA COMPRESSION		OBS.
					CHARGE T	R/C KG/CM ²	
1802 A	01/11/2016	08/11/2016	7J	15.100	37.000	185	
//B	//	//	//	15.200	37.000	185	
//C	//	//	//	15.100	39.000	195	
//D	//	15/11/2016	14J	15.200	45.000	225	
//E	//	//	//	15.100	43.000	215	
//F	//	//	//	15.200	46.000	230	
//I	//	29/11/2016	28J	15.100	59.000	295	
//J	//	//	//	15.200	57.000	285	
//K	//	//	//	15.100	55.000	275	

NB. Toute reproduction de ce document est strictement interdite. En cas d'infraction,
 L' LTP-EST est en plein droit d'engager des poursuites judiciaires.

Le Chef du Service
 K. BOUZENZEN

Annaba, le 30/11/2016
 Le chef du Département Laboratoire
 A. SBAHI