

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



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique



**Laboratoire Génie Sismique et  
Dynamique des Structures**

**Département de Génie Civil**  
**Laboratoire Génie Sismique et Dynamique des Structures**  
**Mémoire de Master en Génie Civil**

# **Etude des pieux de soutènement**

**Présenté par : MATASSI Ferial**

**Sous la direction de : M. S. LAKEHAL    MAA**

**Présenté et soutenu publiquement le : (14/10/2017)**

## **Composition du Jury :**

Président :	M. A. LARIBI	Dr	Ecole Nationale Polytechnique
Promoteur :	M. S. LAKEHAL	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examinatrice :	Mme. N. BAUCHE	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M. B.K. BENZAOUZ	MCB	Ecole Nationale Polytechnique



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



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique



**Laboratoire Génie Sismique et  
Dynamique des Structures**

**Département de Génie Civil**  
**Laboratoire Génie Sismique et Dynamique des Structures**  
**Mémoire de Master en Génie Civil**

# **Etude des pieux de soutènement**

**Présenté par : MATASSI Ferial**

**Sous la direction de : M. S. LAKEHAL MAA**

**Présenté et soutenu publiquement le : (14/10/2017)**

## **Composition du Jury :**

Président :	M. A. LARIBI	Dr	Ecole Nationale Polytechnique
Promoteur :	M. S. LAKEHAL	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examinatrice :	Mme. N. BAUCHE	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M. B.K. BENZAOUZ	MCB	Ecole Nationale Polytechnique

## **ملخص :**

الغرض من هذا العمل هو دراسة منشأة دعم متكونة من مجموعة اوتاد (متجاورة او متداخلة) قطرها 1.2 متر، من اجل بناء الأساسات الواقعة تحت ركائز الجسر الرابط بين جامع الجزائر وشارع طرابلس بولاية الجزائر. لهذا الغرض قمنا أولا بتحديد الصلابة الأفقية والعمودية، دافعة الأرض والحمولات المطبقة ومن ثم إدخالها في برنامج الحساب الرقمي ريبوت 2014 من اجل الحصول على الجهد المطبق، وفي الأخير، قمنا بحساب تسليح الاوتاد **الكلمات المفتاحية:** دعم، اوتاد، صلابة، خرسانة مسلحة، الجدران

## **Abstract:**

The aim of the work is to study a pile-wall support structure (jointing and secant) of 1.2 in diameter for the construction of soles under the pier stacks of the viaduct of the DJAMAA EL DJAZAIR link and the TRIPOLI street in the wilaya of Algiers

For this purpose we first determine the horizontal and vertical stiffness as well as the earth pressure and the applied loads and then introduced into the Autodesk Robot 2014 numerical calculation software in order to obtain the soliciting efforts.

Once the efforts were obtained, we calculated the reinforcement of the piles

**Key words:** support, piles, stiffness, reinforced concrete, walls

## **Résumé :**

Le but de ce travail est d'étudier un ouvrage de soutènement de type parois en pieux (jointifs et sécants) de 1.2m de diamètre, pour la réalisation des semelles sous les piles du viaduc de la liaison de DJAMAA EL DJAZAIR et la rue TRIPOLI dans la wilaya d'Alger

Pour cela, nous avons d'abord déterminé les raideurs horizontales et verticales ainsi que la poussée des terres et les charges appliquées, pour les introduire ensuite dans le logiciel de calcul numérique Autodesk Robot 2014 afin d'obtenir les efforts sollicitants.

Une fois les efforts obtenus, nous avons fait le calcul de ferrailage des pieux.

**Mots clés :** soutènement, pieux, raideur, béton armé, parois

# DEDICACES

---

*Je rends grâce à ALLAH,*

*Et dédie cette thèse à :*

*Mes défunts grands-pères Zoubiri Khelif et Matassi Abdelkader pour  
qui l'instruction représentait beaucoup, paix à leurs âmes*

*Mes chers parents, rien au monde ne vaut les efforts fournis pour mon  
éducation et mon bien être, vos prières et votre bénédiction m'ont été  
d'un grand secours pour mener à bien mes études, puisse ALLAH vous  
préserver et vous accorder santé, longue vie et bonheur*

*Mes chères soeurs Hassiba et Hassina pour leurs encouragements  
permanents et leur soutiens moral*

*Mon cher frère Kamel et son épouse puisse ALLAH vous accorder  
santé et joie*

*Mes beaux-frères Adel et Mammar*

*Mes adorables neveux Walid et Louay, à qui je souhaite un avenir  
radieux plein de réussite*

*Mes grands-mères, mes tantes, oncles, cousines, cousins*

*Toute la famille Matassi et Zoubiri*

*Mes meilleures copines :Hiba , Khadidja Lylia, Hassina, Affaf, Houda,  
Ahlem, Amina*

*Toute la promotion génie civil 2014/2017 de l'ENP*

*Tous ceux qui me portent dans leurs cœurs.*

*Feriel Matassi*

# Remerciements

---

*Je remercie tout d'abord Allah le tout puissant d'avoir guidé mon chemin, de m'avoir donné la santé, la patience et la volonté tout au long de ma formation.*

*Mes remerciements s'adressent ensuite à mes chers parents et à ma famille qui m'a soutenu pendant toute ses années.*

*Je souhaite exprimer, tout particulièrement, mes vifs remerciements à mon promoteur Monsieur **S. Lakehal** de m'avoir fait confiance et accepté de diriger ce mémoire, je le remercie pour son aide et ses conseils.*

*J'exprime aussi ma gratitude et ma profonde reconnaissance pour mes encadrateurs au sein de l'entreprise Messieurs **Mohamed SEDED** et **Kamel Birem** ingénieurs en travaux publics à l'**ENGOA**, de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé et pour leur constante disponibilité*

*Je remercie les membres de jury qui m'ont fait l'honneur D'examiner mon travail.*

*Je tiens à remercier également l'ensemble des enseignants et corps administratif de l'Ecole Nationale Polytechnique qui m'ont accompagné durant mon cursus ainsi que tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de mon mémoire de master*

# Table des matières

---

Liste des tableaux

Listes des figures

Introduction générale.....11

## Chapitre I:Généralités sur les parois en pieux de soutènement

I.1. Introduction : ..... 13

I.2. Les ouvrages de soutènement : ..... 13

I.3. Parois en pieux : ..... 15

I.3.1. Les parois de pieux tangents (jointifs) ..... 15

I.3.1.1. Description du système..... 16

I.3.1.2. Exécution : description générale ..... 16

I.3.1.3. Techniques ..... 17

I.3.1.4. Domaine d'application ..... 18

I.3.1.5. Avantages et inconvénients ..... 18

I.3.2. Les parois de pieux sécants ..... 18

I.3.2.1. Description du système..... 19

I.3.2.2. Exécution : description générale ..... 19

I.3.2.3. Techniques ..... 21

I.3.2.4. Domaine d'application ..... 21

I.3.2.5. Avantages et inconvénients ..... 22

I.3.3. Schéma comparatif des deux procédés ..... 22

I.4. Conclusion : ..... 23

## Chapitre II: Données générales de l'ouvrage et calcul des raideurs

II.1. Introduction : ..... 17

II.2. Données générales : ..... 17

II.2.1. Topographie du site..... 26

II.2.2. Géologie régionale ..... 27

II.3. Matériaux utilisés : ..... 27

II.3.1. Le béton..... 27

II.3.2. Les aciers : ..... 29

II.4. Paramètres utilisés pour la détermination des raideurs : ..... 30

II.4.1. Raideurs verticales ..... 30

II.4.2. Raideurs horizontales ..... 31

II.4.1.1. Raideurs des pieux de la pile 3 : ..... 33

II.4.1.2 Raideurs des pieux de la pile 7 : ..... 34

II.5. Conclusion :	36
--------------------	----

### Chapitre III: Modélisation et ferrailage des pieux

III.1. Introduction :	38
III.2. Calcul des charges et modélisation :	38
III.2.1. combinaisons	38
III.2.2. calcul de la poussée des terres	38
III.2.2.1. Pieux de la pile 3 :	39
III.2.2.2. Pieux de la pile 7 :	39
III.2.3. Modèle et méthode de calcul :	40
III.2.3.1. Définition des appuis élastiques	40
III.2.3.2. Introduction des charges et des surcharges :	41
III.2.3.3. Diagrammes des moments et efforts résultants :	42
III.3. Ferrailage des pieux :	44
III.3.1. Ferrailage longitudinal des pieux de pile 3	44
III.3.2. Ferrailage transversal des pieux de pile 3	46
III.3.3. Ferrailage longitudinal des pieux de pile 7	48
III.3.4. Ferrailage transversal des pieux de pile 7	49
III.3. Conclusion	50
Conclusion générale	51
Références bibliographiques	53



## Liste des tableaux

---

Tableau I. 1 Les avantages et les inconvénients des pieux tangents.....	18
Tableau I. 2 Les avantages et les inconvénients des pieux sécants.....	22
Tableau II. 1 Récapitulatif des caractéristiques des matériaux.....	29
Tableau II. 2 Les valeurs de $\alpha$ selon le type du sol .....	32
Tableau II. 3 Sondage pressiométrique SP3 (PILE3).....	33
Tableau II. 4 Valeurs des raideurs horizontales et verticales des pieux de la pile 3.....	34
Tableau II. 5 Raideurs horizontales et verticales des pieux pour la pile 7.....	35
Tableau III. 1 Caractéristiques géotechniques du sol .....	38
Tableau III. 2 Récapitulatif des moments et efforts sollicitants .....	44
Tableau III. 3 Valeurs minimales des diamètres des armatures trasversales .....	47

## Listes des figures

---

Figure I. 1 Parois de pieux tangents .....	16
Figure I. 2 Vue en plan du processus d'exécution d'une paroi de pieux tangents.....	17
Figure I. 3 Mur de pieux sécants classique (gauche) et en touches de piano (droite).....	19
Figure I. 4 Détail de réalisation des pieux sécants.....	20
Figure I. 5 Vue en plan du processus d'exécution d'une paroi de pieux sécants.....	21
Figure I. 6 Principe du procédé des pieux de soutènement .....	22
Figure II. 1 Vue en plan des pieux tangents pour la réalisation de la pile 2 et pile 3 .....	17
Figure II. 2 Coupe sur la pile 3 avec l'ouvrage de soutènement .....	25
Figure II. 3 Vue en plan des pieux sécants pour la réalisation de la pile 7.....	25
Figure II. 4 Coupe sur la pile 7 avec l'ouvrage de soutènement .....	26
Figure II. 5 Localisation de l'assiette du projet à partir de Google earth.....	26
Figure II. 6 Diagramme contrainte-déformation de béton à ELU.....	29
Figure II. 7 Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures. ....	30
Figure II. 8 Lois de mobilisation des efforts $\tau$ -s et $q$ - $S_p$ selon Frank et Zhao (1982).....	30
Figure II. 9 Diagramme d'interaction vis-à-vis des sollicitation de courte durée d'application ..	31
Figure II. 10 Construction de pieux sécants.....	34

## Listes des figures

---

Figure III. 1 Modélisation du pieu de soutènement .....	40
Figure III. 2 Définition des appuis élastiques .....	40
Figure III. 3 Introduction de la surcharge de 1t/ml .....	41
Figure III. 4 Introduction de la charge qui représente la poussée des terres (Pieux P3) .....	41
Figure III. 5 Introduction de la charge qui représente la poussée des terres (Pieux P7) .....	42
Figure III. 6 Diagramme du moment $M_y$ sous la combinaison $G_{max}+Q+P$ .....	42
Figure III. 7 Diagramme de l'effort normal sous poids propre (pieux P3) .....	43
Figure III. 8 Diagramme du moment $M_y$ sous la combinaison $G_{max}+Q+P$ (pieux P7) .....	43
Figure III. 9 Diagramme de l'effort normal sous poids propre (pieux P7) .....	44
Figure III. 10 Section du pieu P3 .....	45
Figure III. 11 Schéma de ferrailage longitudinal (P3) .....	46
Figure III. 12 Schéma de ferrailage transversal (P3) .....	47
Figure III. 13 Section du pieu P7 .....	48
Figure III. 14 Schéma de ferrailage longitudinal (P7) .....	49
Figure III. 15 Schéma de ferrailage transversal (P7) .....	50

# **Introduction générale**

Avec la rare disponibilité des terrains, il est devenu impératif d'optimiser leur utilisation dans le but de réaliser de nouvelles bâtisses, en essayant d'utiliser les espaces dont on dispose au maximum. De nos jours la demande de construction entre des structures existantes est devenue de plus en plus fréquente. Cependant, cette solution n'est pas toujours évidente, vu les risques d'effondrement et d'éboulement pouvant y résulter. Pour réaliser de telles structures, il est impératif que les fondations soient solides et stables. Cette réalisation relève des travaux de spécialistes, car l'extraction du terrain qui se trouve au-dessus des fondations existantes ne pose, généralement pas de problème, mais lorsqu'il s'agit de creuser jusqu'à un niveau avoisinant celui des constructions voisines, il est souhaitable d'user de circonspection. En enlevant des terrains, du poids est par conséquent retiré, engendrant par ce biais une contre-pression sur les fondations existantes qui par ailleurs peut avoir parfois des conséquences dramatiques.

Lors de l'excavation, il est nécessaire de placer un soutènement pour faire contrepoids aux charges sur les terres. La méthode à utiliser est définie par l'environnement, la charge horizontale à absorber, les travaux de terrassement à effectuer et l'abaissement éventuel des eaux souterraines pour pouvoir réaliser ces fondations. Sur les chantiers, en Algérie, il est très courant d'observer la mise en œuvre d'écrans de soutènement pour la construction de bâtiments et d'ouvrages en milieu urbain. La géotechnique, et plus particulièrement la mise en œuvre de parois de soutènement, est donc un domaine à part entière de la construction, qui requiert des compétences particulières et demande la plus grande attention. C'est dans ce contexte d'abondance de diverses méthodes de soutènement sur une multitude de chantiers suivis par l'ENGOA que l'entreprise a choisi de me proposer ce sujet d'étude de pieux de soutènement réalisé pour construire les semelles des piles de pont.

Il existe une multitude de méthodes différentes pour mettre en œuvre une paroi de soutènement, chacune disposant de ses avantages et ses inconvénients. Le panel de solutions de soutènement existantes est suffisamment large pour que chaque projet trouve la solution qui lui est adéquate, et même, bien souvent, les solutions adéquates. Il est en effet courant d'observer plusieurs méthodes de soutènement mises en œuvre sur un seul et même projet.

Le premier chapitre de mon travail fut donc de présenter quelques généralités sur les pieux de soutènement, j'ai également consacré le deuxième chapitre pour la présentation de l'ouvrage et les matériaux utilisés, et enfin dans le troisième chapitre la modélisation et le calcul de ferraillements des pieux.

**Chapitre I**

**Généralités sur les  
parois en pieux de  
soutènement**

### I.1. Introduction :

Le développement de certaines techniques de soutènement, notamment dans le domaine des sols renforcés, a permis l'écllosion de nombreux procédés nouveaux et l'évolution qu'ont connue les techniques existantes, font qu'il existe aujourd'hui en Algérie de très nombreux types d'ouvrage de soutènement dont certains sont probablement encore assez peu connus.

Ce présent chapitre présente des généralités sur les pieux de soutènement.

### I.2. Les ouvrages de soutènement :

Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement

- Le matériau derrière le mur (du remblai, du sol en déblai) exerce des poussées sur l'ouvrage
- L'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements

Ces ouvrages qui sont souvent considérés comme secondaires par rapport à d'autres ouvrages d'art (pont,..) restent cependant délicats et demandent un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation.

Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses, et qui peuvent être classés dans sept ou huit familles :

1. Mur poids
2. Mur en béton armé
3. Mur en sol renforcé
4. Massif cloué
5. Voile et poutres ancrés
6. Rideau de palplanches métalliques
7. Paroi en béton
8. Autres techniques qui sont d'application, chacune avec ses avantages et ses inconvénients spécifiques ainsi qu'avec ses restrictions qui dépendent de leurs conditions aux limites :
  - Parois berlinoises
  - Rempiètement
  - Fouilles blindées
  - Palplanches

- Pieux sécants ou tangents
- Parois soilmixing (Cutter Soilmixing , parois DeepMixing)
- Parois moulées
- Parois Jet-grouting
- Parois clouées
- Congélation de sol.

Le choix d'une méthode de soutènement dépend d'un certain nombre de paramètres liés aux conditions géotechniques du sol en place ainsi qu'au contexte environnant.

Pour les raisons évoquées ci-après, nous avons opté, dans le cas de notre projet, pour des pieux de soutènement (sécants et tangents) :

- Les parois de soutènement permettent de garantir la sécurité des personnes amenées à travailler dans la fouille réalisée.
- Certaines méthodes semblent inadaptées en milieu urbain. C'est notamment le cas des palplanches, en effet il n'est pas possible de réaliser les travaux d'implantation des palplanches à proximité d'un existant, à cause des nuisances sonores et/ou des vibrations générées. C'est également le cas des parois moulées, qui peuvent être adaptées pour des projets de grande ampleur mais qui deviennent inadaptées pour la plupart des projets qui prennent place en milieu urbain.
- Le cout élevé et la grande complexité de mise en œuvre (besoin d'une installation) notamment, les parois en Soilmix et en Jet-grouting. En effet, la paroi en pieux constitue la solution la plus économique et est relativement facile à mettre en œuvre.
- La surcharge engendrée par le poids des avoisinants nécessite des parois de pieux (dans la mesure où elles sont bien ancrées dans le sol), qui sont capable de tolérer ces conditions. Il est très important de disposer dans ce cas d'un écran de soutènement qui induit des déplacements en tête relativement faibles.
- Il est important de noter que, parmi les différentes solutions courantes (parois de pieux, parois composites, parois clouées), seules les parois de pieux sécants conviennent en présence d'une nappe phréatique. Il faut également noter que seules les parois de pieux qui ne nécessitent pas la présence d'un sol cohérent à court terme.
- les caractéristiques du sol mises en évidence par le rapport de sol font état d'une cohésion très mauvaise dans les trois premières couches de sol .L'utilisation de parois berlinoises, parisiennes, ainsi que les parois clouées, ne constituent donc pas des



solutions viables dans notre cas, celles-ci disposant de mauvaises capacités d'étanchéité et nécessitant la présence d'un sol cohérent, au moins à court terme.

- Les parois en pieux sécants qui sont une solution réalisable en milieu urbain (peu de nuisances) dispose de bonnes capacités d'étanchéité, et est adaptable à toutes les géométries. Ces parois conviennent pour les profondeurs du projet, et peuvent être réalisées en présence de tout type de sol. Cette solution dispose donc toutes les caractéristiques requises pour ce projet, d'autant qu'elle ne constitue pas une solution excessivement coûteuse.

### I.3. Parois en pieux :

En posant des pieux les uns à côté des autres, il est possible de former une paroi qui peut servir de soutènement de sol. Cette paroi est réalisée à l'aide de pieux en béton primaire (béton) et secondaire (béton armé) sécants (emboîtés les uns dans les autres) ou tangents (en contact) ou forés. Ensemble, les pieux forment une paroi de soutènement.

Il s'agit d'un procédé très efficace de soutènement en présence de terrains secs et cohésifs pour la réalisation de fouilles dans un environnement confiné.

- Tangents : retiennent uniquement la terre
- Sécants : retiennent à la fois la terre et l'eau (pas à long terme)

#### I.3.1. Les parois de pieux tangents (jointifs)

La paroi de pieux tangents est un élément de fondation et de soutènement formant un rideau de pieux. Ceux-ci sont tangents ou quasi-tangents, c'est-à-dire qu'ils sont contigus. Les pieux ont en général un diamètre compris entre 0.50 et 1.50 m. Ces pieux peuvent atteindre une hauteur de soutènement de l'ordre de 8 m. La fiche de la paroi de pieux peut monter jusqu'à 20 m de profondeur. Toutefois, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tirants d'ancrage / butons. Ceux-ci sont nécessaires dès que l'on atteint une hauteur d'excavation de l'ordre de 4 m. La fonction de ce type de paroi est d'assurer une fonction de soutènement. Elles peuvent néanmoins reprendre des charges verticales futures. Par contre, ces parois ne sont pas censées assurer une fonction d'étanchéité. Pour rendre étanche une paroi de pieux sécants, on peut, si besoin est, la renforcer en réalisant une paroi en béton, par exemple en béton projeté sur la paroi de pieux, une fois l'excavation réalisée.

### I.3.1.1. Description du système

Parois de pieux constituées de pieux placés l'un à côté de l'autre

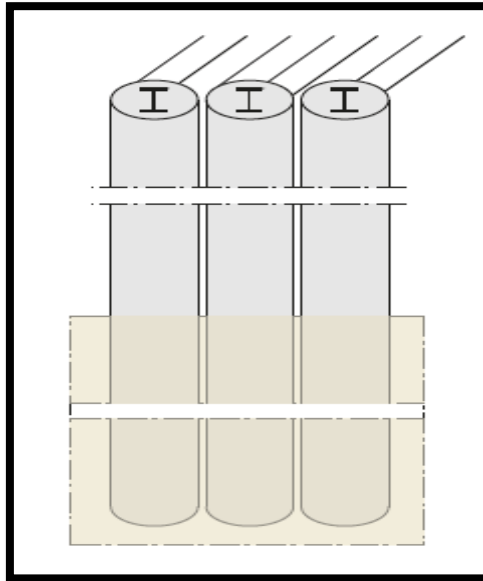


Figure I. 1 Parois de pieux tangents

### I.3.1.2. Exécution : description générale

On commence généralement par installer une poutre de guidage en béton pour indiquer les positions des pieux et assurer le guidage durant le forage.

L'exécution se déroule en plusieurs étapes :

- première étape : une première série de pieux armés est réalisée suivant la séquence 1 – 5 – 9 – 13 – ...
- deuxième étape : une deuxième série de pieux armés est réalisée suivant la séquence 3 – 7 – 11 – ...
- troisième étape : la dernière série de pieux armés est réalisée suivant la séquence 2 – 4 – 6 – 8 – 10 – ... Si le rideau de pieux est installé à proximité de constructions susceptibles de tasser, les pieux secondaires sont exécutés en deux étapes suivant les séquences 2 – 6 – 10 – ... et 4 – 8 – 12 – ...
- la fouille est ensuite excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal
- si nécessaire, le support horizontal est installé (tirants d'ancrage, pieux de traction, étançons, ...). Les tirants d'ancrage ou pieux de traction sont mis en place à l'aide de poutres de répartition

- la fouille est à nouveau excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal supplémentaire ou jusqu'au niveau du fond de fouille final.
- Une fois le coulage du béton effectué, on doit armer les différents pieux de la paroi. Ceci peut se faire au moyen d'un profilé ou d'une cage d'armatures descendue verticalement dans le béton de la fouille, usuellement à l'aide d'une grue.
- Une fois l'ensemble des pieux coulés, on doit réaliser une poutre de couronnement, qui unit tous les pieux afin d'assurer la transmission des efforts horizontaux à l'ensemble des pieux et de faire travailler l'ensemble comme une paroi continue.[4]

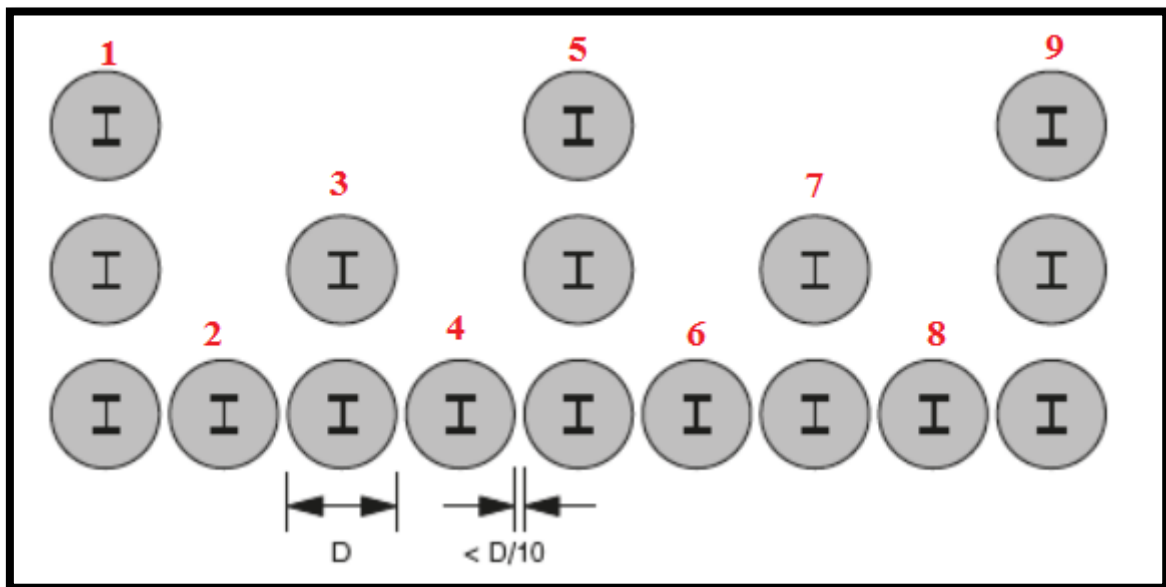


Figure I. 2 Vue en plan du processus d'exécution d'une paroi de pieux tangents.

### I.3.1.3. Techniques

Différentes techniques d'exécution des pieux peuvent être utilisées :

- pieux forés à la tarière simple
- pieux forés à la tarière continue tubée
- pieux forés à l'abri d'un tube provisoire et récupérable.

Les pieux sont toujours constitués de béton coulé in situ et sont armés d'un profilé ou d'une cage d'armature.

#### I.3.1.4. Domaine d'application

Les parois de pieux tangents peuvent avoir les fonctions suivantes :

- une fonction portante et de retenue de sol tant temporaire que permanente. En présence de parois de pieux tangents avec une fonction de soutènement de sol permanente, il convient de prendre des mesures pour éviter l'érosion du sol.
- cette technique n'a pas de fonction de retenue d'eau. En outre, la nappe phréatique doit toujours se trouver à 0,5 m sous le niveau du fond de fouille. Il convient de prendre les mesures nécessaires en présence de nappes perchées dans un sous-sol stratifié.

#### I.3.1.5. Avantages et inconvénients

**Tableau I. 1 Les avantages et les inconvénients des pieux tangents**

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Paroi non étanche
Peut être inclus à la structure porteuse de l'ouvrage définitif	Défauts de verticalité
Peut être réalisé à proximité d'un existant	
Peu de nuisances	
Peut être réalisé en présence de nappe	
Adapté à tous types de sols	

#### I.3.2. Les parois de pieux sécants

La paroi de pieux sécants est un élément de fondation et de soutènement formé d'un rideau de pieux. Ceux-ci sont sécants, c'est-à-dire qu'ils s'entrecoupent afin de former un écran continu en béton armé. Comme pour les pieux tangents, les pieux sécants ont en général un diamètre compris entre 0.50 et 1.50 m. Ces pieux peuvent atteindre une hauteur de soutènement de l'ordre de 12 m. La fiche de la paroi moulée peut monter jusqu'à 20 m de profondeur. Toutefois, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tirants d'ancrage / butons. Ceux-ci sont nécessaires dès que l'on atteint une hauteur d'excavation de l'ordre de 4 m.

### I.3.2.1. Description du système

Le soutènement est formé par des pieux primaires et secondaires intersectés. Les pieux primaires peuvent être exécutés moins profondément que les pieux secondaires (rideau de pieux en touches de piano).

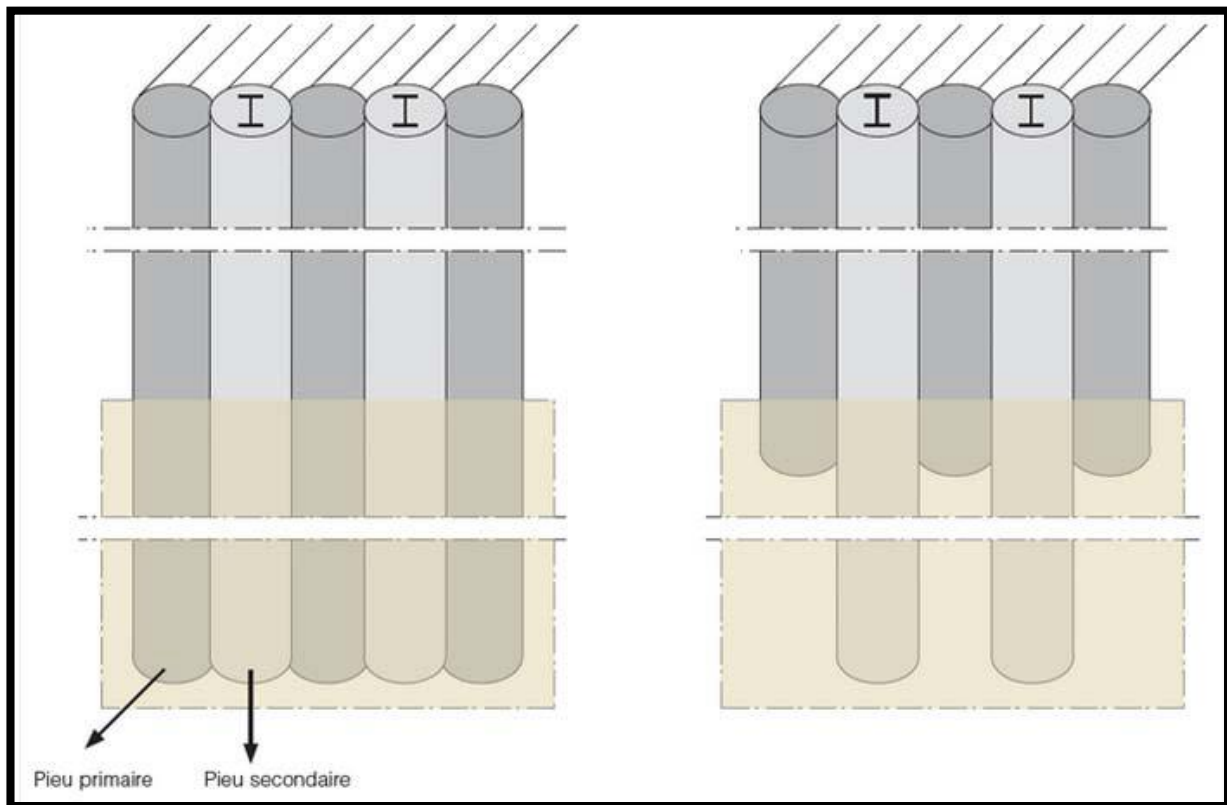


Figure I. 3 Mur de pieux sécants classique (gauche) et en touches de piano (droite).

### I.3.2.2. Exécution : description générale

L'exécution se déroule en plusieurs étapes :

- première étape : une première série de pieux primaires non armés est réalisée suivant la séquence 1 – 5 – 9 – 13 – ...
- deuxième étape : une deuxième série de pieux primaires non armés est réalisée suivant la séquence 3 – 7 – 11 – ...
- troisième étape : les pieux secondaires en béton armé sont exécutés suivant la séquence 2 – 4 – 6 – 8 – 10 – 12 – ... Les pieux primaires sont partiellement fraisés ( figure I.5). Si le rideau de pieux est installé à proximité de constructions susceptibles de tasser, les

pieux secondaires sont exécutés en deux étapes suivant les séquences 2 – 6 – 10 – ... et 4 – 8 – 12 –...

- la fouille est ensuite excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal.
- si nécessaire, le support horizontal est mis en place (tirants d'ancrage, pieux de traction, étaçons, ...). Les tirants d'ancrage ou les pieux de traction sont placés à hauteur de l'intersection entre un pieu primaire et secondaire.
- la fouille est à nouveau excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal supplémentaire ou jusqu'au niveau du fond de fouille final.
- Une fois l'ensemble des pieux coulés, on peut, comme dans le cas des pieux tangents, réaliser une poutre de couronnement, qui unit tous les pieux afin d'assurer la transmission des efforts horizontaux à l'ensemble des pieux et de faire travailler l'ensemble comme une paroi continue.[3]

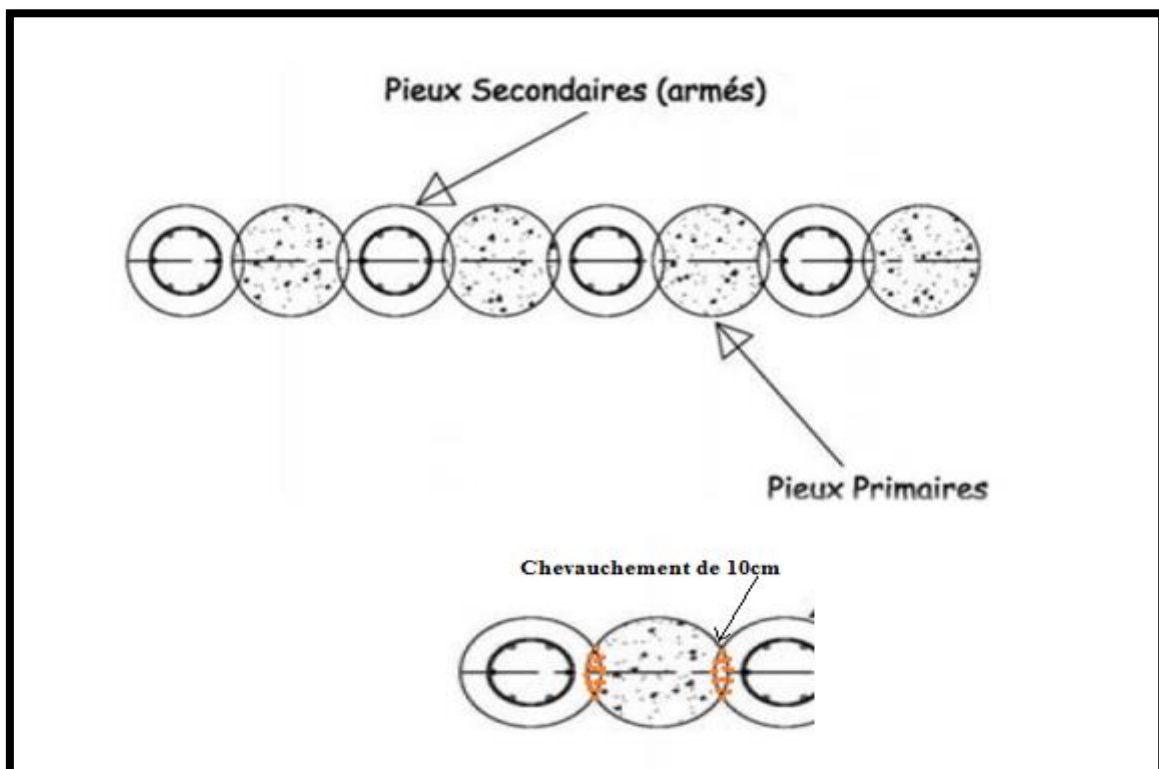


Figure I. 4 Détail de réalisation des pieux sécants

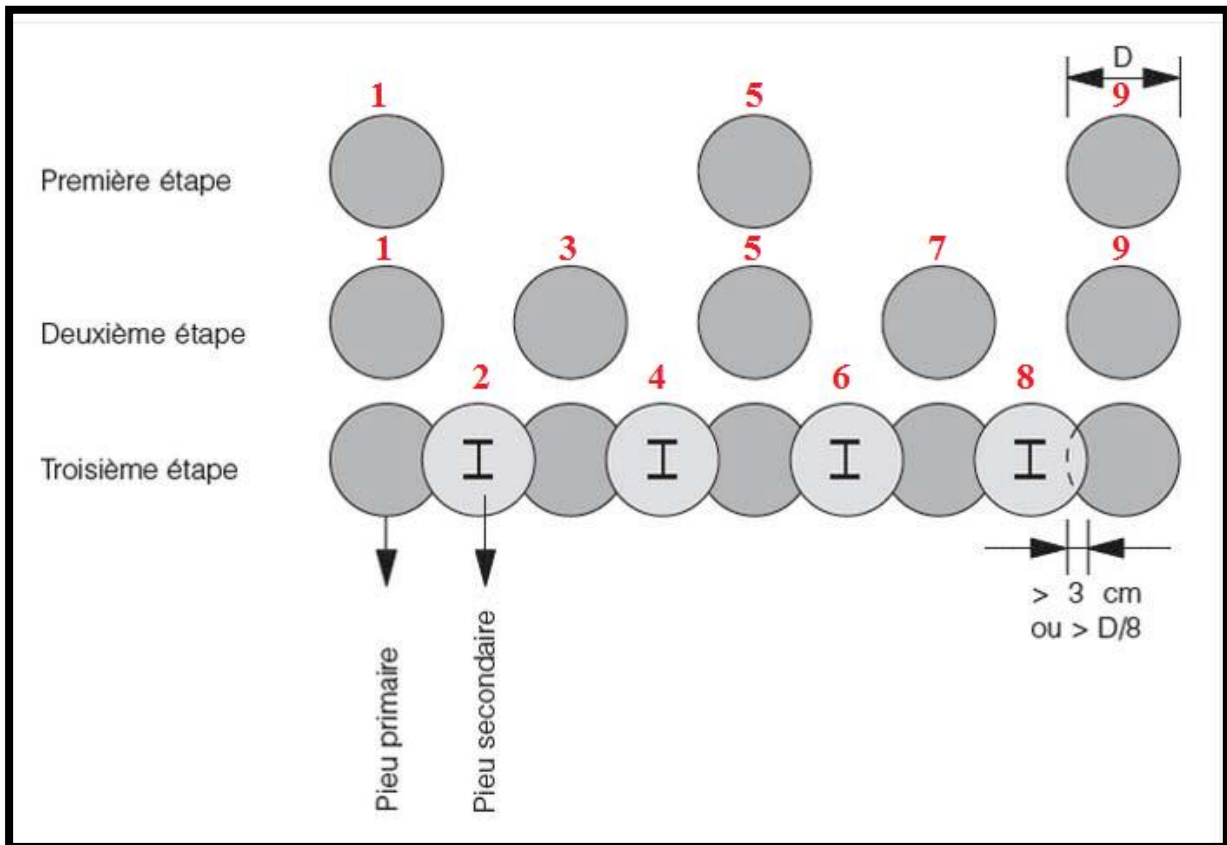


Figure I. 5 Vue en plan du processus d'exécution d'une paroi de pieux sécants.

### I.3.2.3. Techniques

Différentes techniques d'exécution des pieux peuvent être utilisées :

- exécution à la tarière continue avec tubage provisoire
- exécution de pieux forés avec tubage provisoire
- exécution de pieux forés à la boue bentonite (uniquement pour les pieux primaires).

Les pieux sont toujours constitués de béton coulé in situ et un pieu sur deux est armé d'un profilé ou d'une cage d'armature.

### I.3.2.4. Domaine d'application

Les parois de pieux sécants peuvent avoir les fonctions suivantes :

- une fonction portante et de retenue des terres tant temporaire que permanente.
- une fonction de retenue d'eau temporaire. Une fonction permanente nécessite des dispositifs complémentaires. Il convient d'évaluer au préalable les risques d'écarts lors de l'installation des pieux pour l'étanchéité à l'eau du rideau de pieux. Les fuites éventuelles doivent être colmatées directement.

I.3.2.5. Avantages et inconvénients

Tableau I. 2 Avantages et inconvénients des pieux sécants

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Défauts de verticalité
Peut être inclus à la structure porteuse de l'ouvrage définitif	
Peut être réalisé à proximité d'un existant	
Peu de nuisances	
Peut être réalisé en présence de nappe	
Adapté à tous types de sols	
Etanchéité	
flexible, bonne tolérance d'exécution	

I.3.3. Schéma comparatif des deux procédés

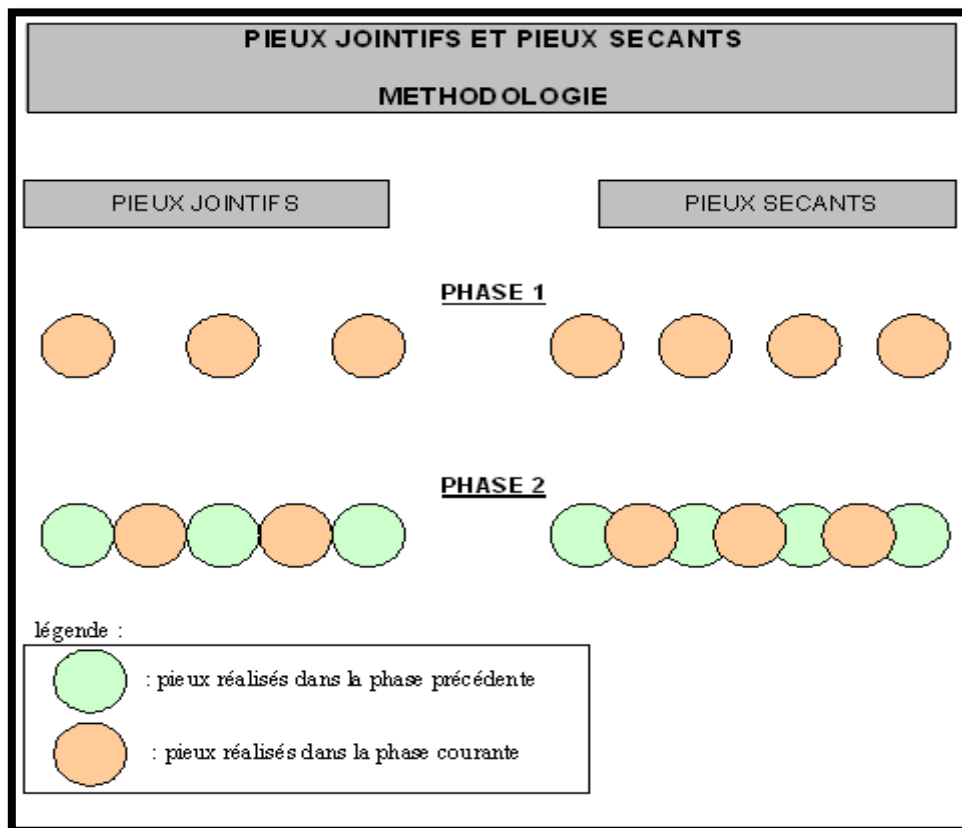


Figure I. 6 Principe du procédé des pieux de soutènement



#### **I.4. Conclusion :**

Il existe une multitude de méthodes différentes pour mettre en œuvre une paroi de soutènement, chacune disposant de ses avantages et ses inconvénients. Le panel de solutions de soutènement existantes est suffisamment large pour que chaque projet trouve la solution qui lui est adéquate, et même, bien souvent, les solutions adéquates. Il est en effet courant d'observer plusieurs méthodes de soutènement mises en œuvre sur un seul et même projet.

## II.1. Introduction :

Le présent chapitre portera sur les données générales de l'ouvrage, les caractéristiques des matériaux ainsi que les paramètres utilisés pour la détermination des raideurs verticales et horizontales du sol pour les fondations profondes.

## II.2. Données générales :

Le but du projet est l'étude des pieux de soutènement pour la réalisation des semelles sous les piles P2, P3 et P7 du viaduc de la liaison du DJAMAA EL DJAZAIR et la rue TRIPOLI ,pour cela deux types de soutènement sont proposés :

- Type 1 : pieux armés (tangents) de 22 m de profondeur pour les piles P2 et P3 avec un entre axe de 1.30 m.
- Type 2 : parois en pieux sécants avec un chevauchement de 10 cm afin d'offrir un soutènement et une étanchéité pour la réalisation de la fondation de la pile 7 (située au milieu du lit du oued El-Harrach)

Les figures suivantes montrent la vue en plan de ces deux types :

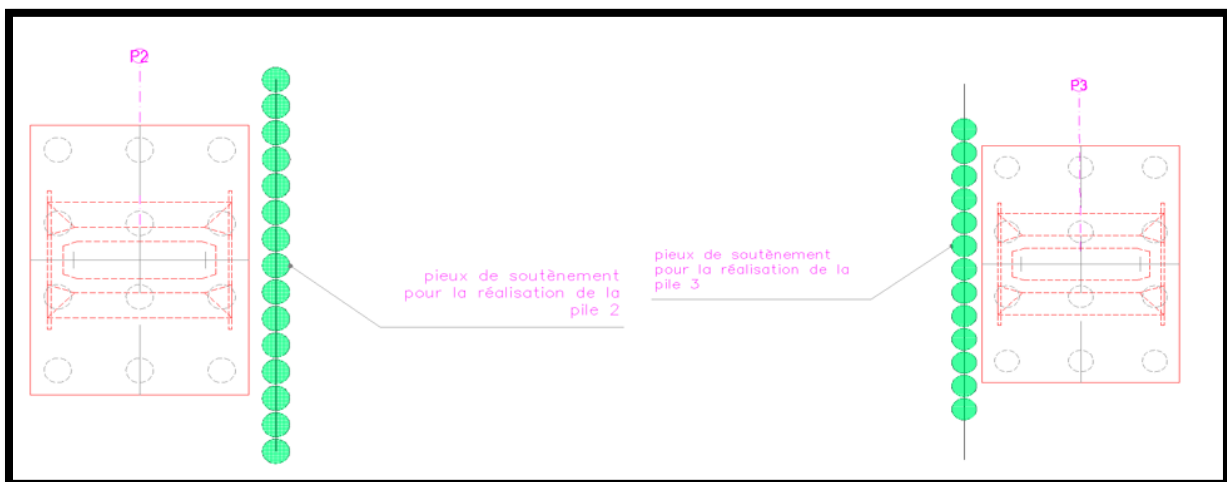


Figure II. 1 Vue en plan des pieux tangents pour la réalisation de la pile 2 et pile 3

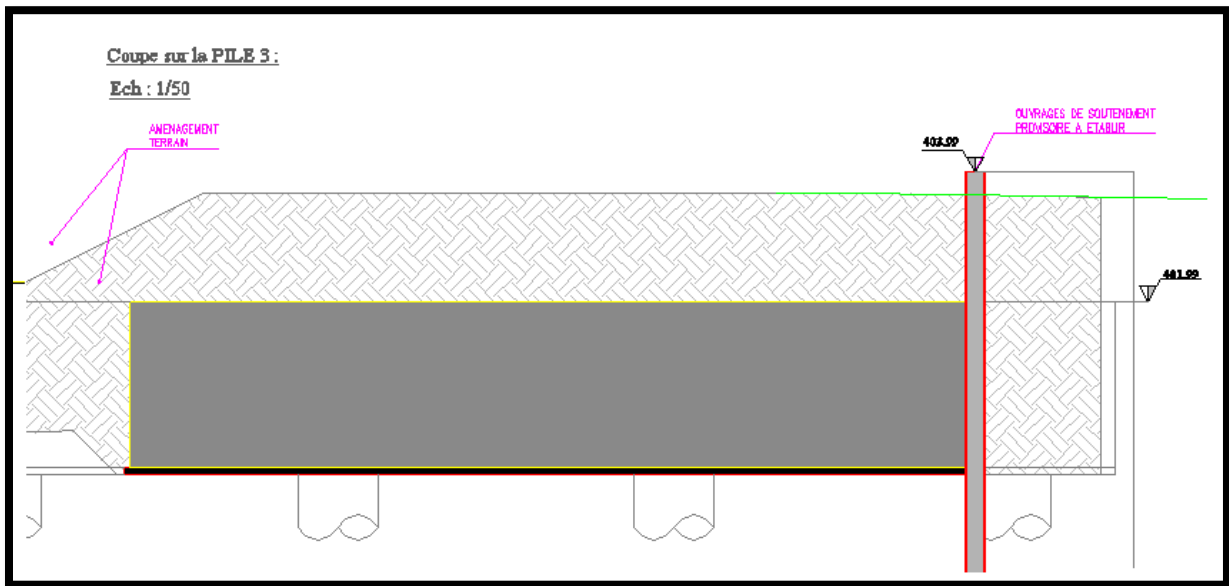


Figure II. 2 Coupe sur la pile 3 avec l'ouvrage de soutènement

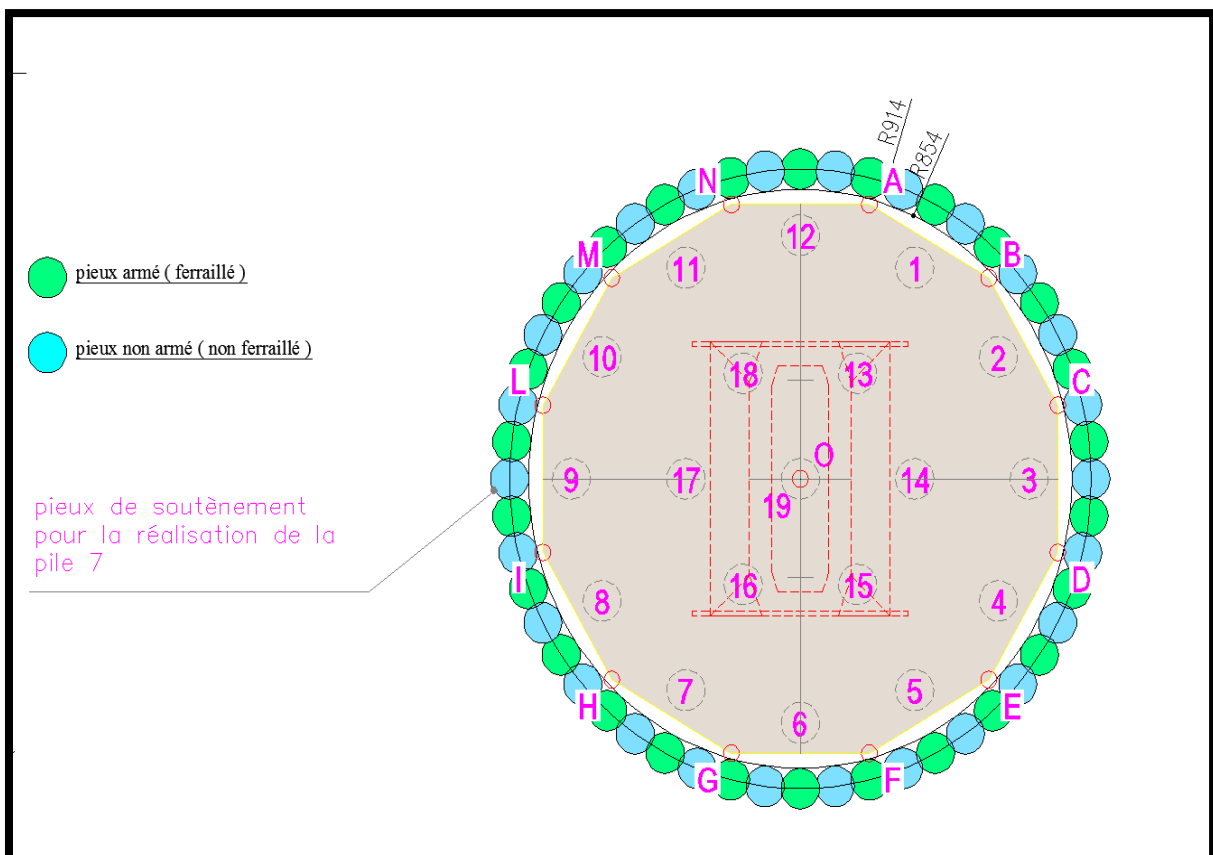


Figure II. 3 Vue en plan des pieux sécants pour la réalisation de la pile 7

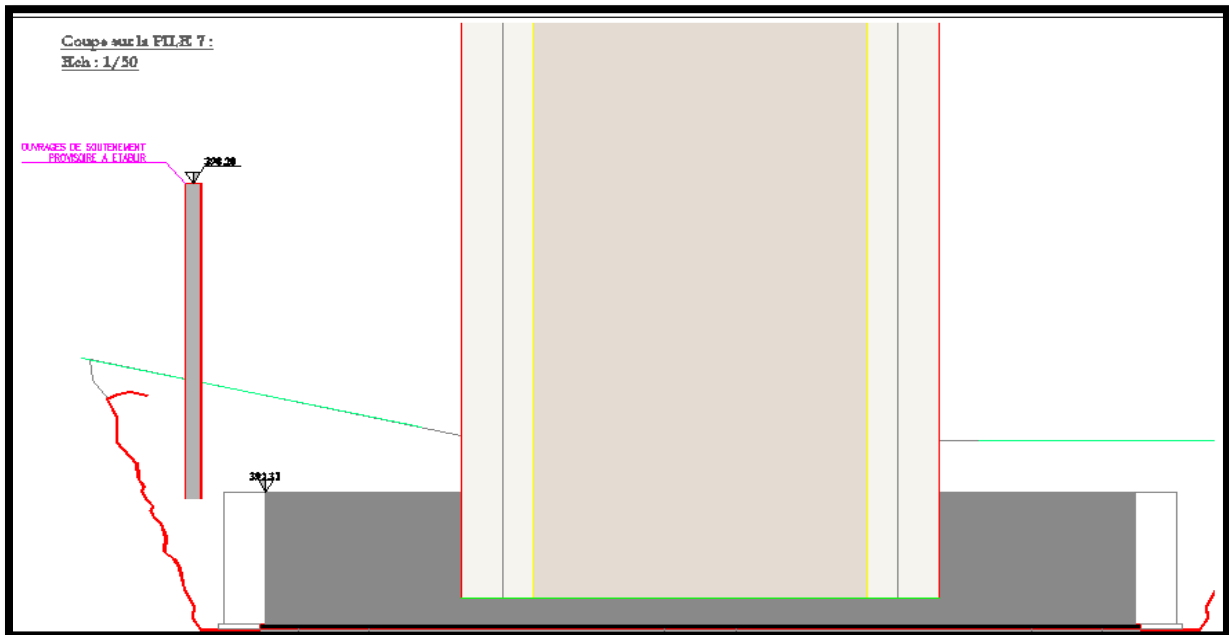


Figure II. 4 Coupe sur la pile 7 avec l'ouvrage de soutènement

### II.2.1. Topographie du site

Le site se trouve au niveau de la route allant de Caroubier vers El Harrach dans la région de la **Glacière** (wilaya d'Alger).

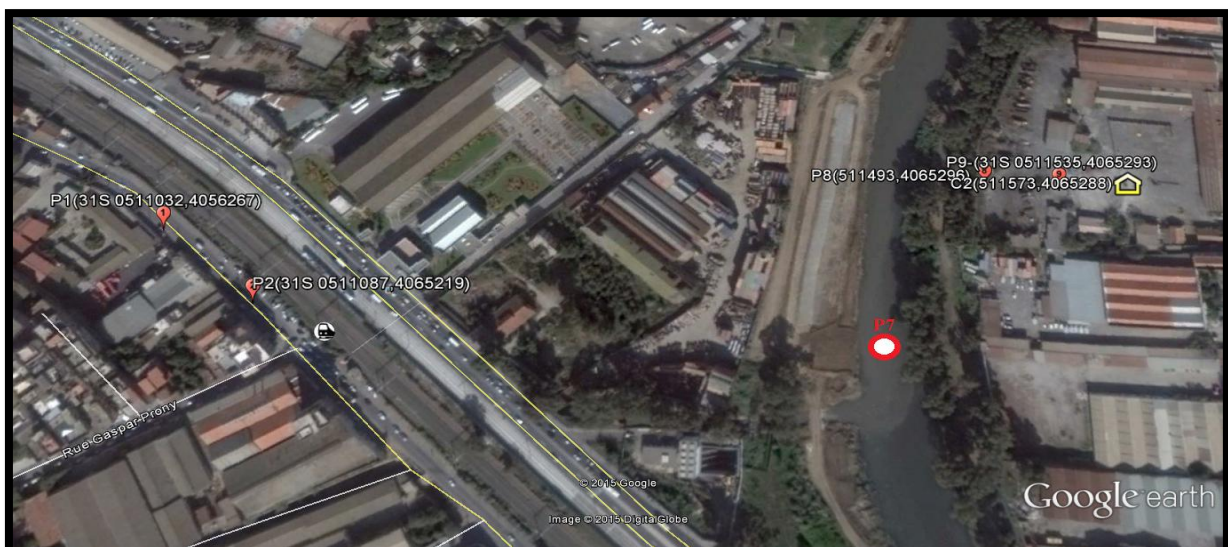


Figure II. 5 Localisation de l'assiette du projet à partir de Google earth.

### II.2.2. Géologie régionale

D'après la carte géologique d'Alger N°21 au 1/50.000<sup>e</sup>, la région d'Alger est représentée par un dôme métamorphique d'âge primaire qui correspond au massif d'Alger lequel est bordé par des assises sédimentaires d'âge plio-quaternaire limités en leur partie méridionale par le Mio – Plio – Quaternaire de la Mitidja.

## II.3. Matériaux utilisés :

### II.3.1. Le béton

C'est le matériau composite le plus utilisé dans le monde de la construction, de par sa résistance, son faible coût relatif et sa facilité de mise en œuvre.

Il est composé d'un mélange de granulats fins (sable) et gros (graviers), agglomérés par un dosage liant, généralement un ciment.

Ce mélange dans le cas d'un béton hydraulique (le plus largement utilisé) prend avec un dosage bien précis d'eau (rapport **E/C** à respecter scrupuleusement).

L'atout majeur du béton est sa forte résistance à la compression, atteint à 90% à 28 jours. Les calculs de béton armé sont vérifiés suivant les règles du BAEL, on note «  $f_{c28}$  ».

On prendra comme données relatives au béton :

- **Poids volumique :**  $\rho=2,5 \text{ t/m}^3$
- **Résistance caractéristique à la compression :**

Mur latéraux et fondations :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

Avec :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} & \text{Si } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} & \text{Si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

Elle est en fonction de la résistance caractéristique à la compression

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

- **Contrainte de calcul à l'ELU :**

On calcul la contrainte à l'état limite selon les règles en vigueur du BAEL91

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28}$$

Le coefficient  $\theta$  dépend de la durée d'application de la combinaison de charge, il est fixé a 1 lorsque la durée probable à 24h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et il est fixé à 0,85 pour une durée inférieur a 1h, physiquement cela revient à augmenter la résistance ultime du béton sous l'influence d'un effort brutal.

Le coefficient  $\gamma_b$  est un coefficient réducteur de résistance, il prend les valeurs suivantes :

$\gamma_b = 1,5$  en situation durable

$\gamma_b = 1$  en situation accidentelle

- **Contrainte de calcul à l'ELS :**

$$\sigma = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{en service.} \\ 0.6 f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases}$$

- **Module d'élasticité longitudinale E :**

Selon le BAEL :

➤  $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$                       **module instantané**

➤  $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$                       **module différé**

- **Module d'élasticité transversale :**

Selon la loi de Hooke

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec  $\nu$  le coefficient de poisson, qui est par définition le rapport entre la déformation latérale et la déformation longitudinale.

La déformation latérale du béton est négligée à l'ELU (**donc  $\nu=0$** ), à l'ELS on prend normalement  $\nu=0,2$ .

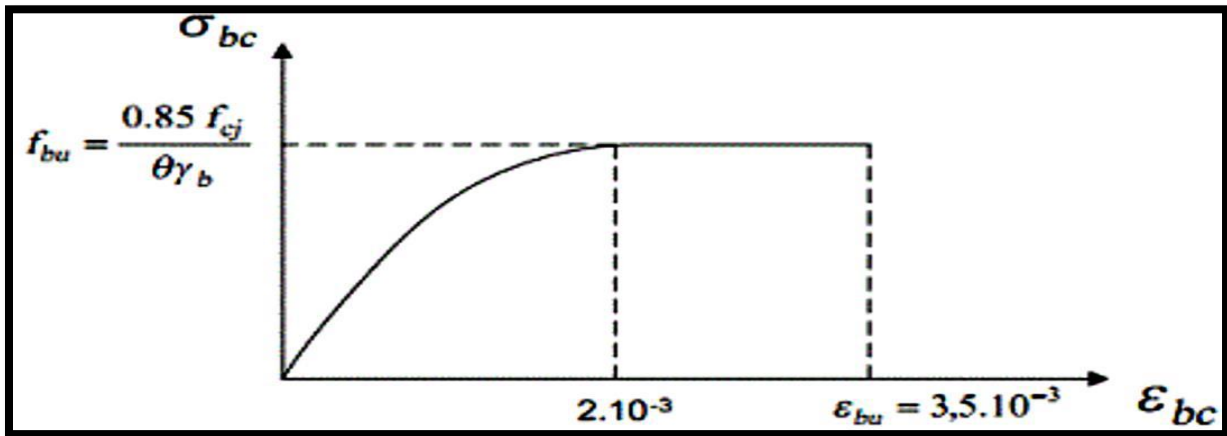


Figure II. 6 Diagramme contrainte-déformation de béton à ELU.

Tableau II. 1 Récapitulatif des caractéristiques des matériaux

Élément	$f_{c28}$ MPa	$f_{t28}$ MPa	$f_{bu}$	
			situation durable	situation accidentelle
pieux	27	2.22	15.3	19.95

### II.3.2. Les aciers :

On utilise pour le béton armé des armatures dites actives (barres HA) de nuance F<sub>e</sub>E500  
 $f_e = 500$  MPa

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{dans le cas durable} \\ 1 & \text{dans le cas accidentel} \end{cases}$$

Donc :  $\sigma_s = 434.8$  MPa

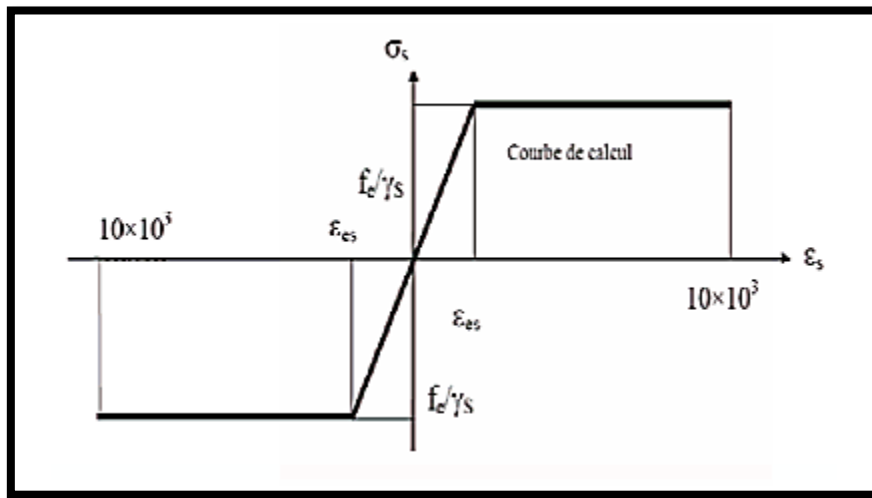


Figure II. 7 Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures.

## II.4. Paramètres utilisés pour la détermination des raideurs :

### II.4.1. Raideurs verticales

Le tassement en tête d'un pieu isolé peut être calculé si l'on connaît les lois de mobilisation du frottement  $t$  en fonction du déplacement vertical  $s$  du pieu en chaque section de celui-ci, ainsi que la loi de mobilisation de l'effort de pointe  $q$  en fonction du déplacement vertical  $s_p$  de celle-ci. MM. Frank et Zhao proposent une méthode de détermination de ces lois à partir du module pressiométrique  $E_M$ , des valeurs de frottement latéral limite  $q_s$  et de la résistance limite en pointe  $q_u$ , cette loi de mobilisation est appliquée lorsqu'il n'est pas procédé à des essais de chargement.[2]

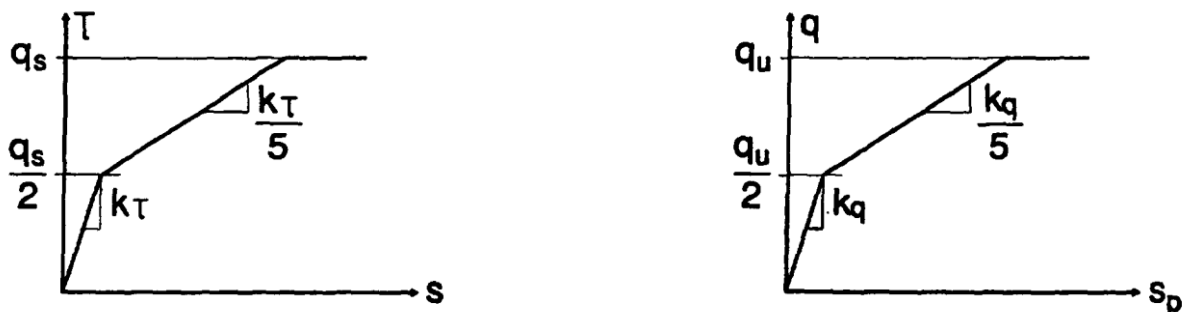


Figure II. 8 Lois de mobilisation des efforts  $\tau$ - $s$  et  $q$ - $S_p$  selon Frank et Zhao (1982).[2]



On pourra adopter, aussi bien pour les éléments battus que pour les éléments forés :

- Pour les sols fins :

$$k_{\tau} = \frac{2 \times E_M}{B} \quad k_q = \frac{11 \times E_M}{B}$$

- Pour les sols granulaires :

$$k_{\tau} = \frac{0.8 \times E_M}{B} \quad k_q = \frac{4.8 \times E_M}{B}$$

D'après le rapport géotechnique et les essais en laboratoire on a un sol fin donc on applique la 1ère formule

#### II.4.2. Raideurs horizontales

Conformément au fascicule 62 titre V du DTRF, pour les calculs, vis-à-vis de sollicitations accidentelles très brèves (chocs), ou, pour les sols cohérents, de sollicitations rares de courte durée, le marché pourra admettre que les justifications soient menées à partir d'un diagramme d'interaction.[2]

La loi de mobilisation de la réaction frontale  $r = p \cdot B$

en fonction du déplacement

d du pieu est définie par :

- un segment de droite passant par l'origine et de pente  $K_f$
- un palier  $r_f$

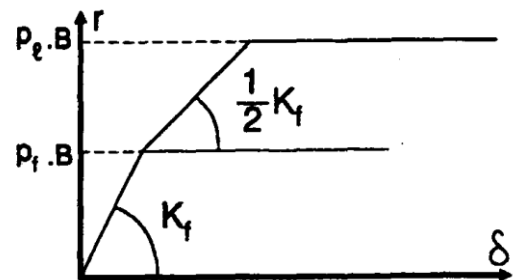


Figure II. 9 Diagramme d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée d'application

Le module de réaction frontal d'un pieu est calculé par la formule suivante :

$$K_f = \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left( 2,65 \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \alpha} \quad \text{pour : } B \geq B_0$$

Avec  $B_0 = 0,60$  m, une dimension de référence

$B = 1.2$  m, le diamètre du pieu

$E_M$ : Le module de déformation préssiométrique.

$\alpha$  : coefficient rhéologique caractérisant le sol, donné par le tableau suivant :

Tableau II. 2 Les valeurs de  $\alpha$  selon le type du sol [2]

TYPE	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
	$\alpha$	$E_M/p_1$	$\alpha$	$E_M/p_1$	$\alpha$	$E_M/p_1$	$\alpha$	$E_M/p_1$	$\alpha$
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		-

**II.4.1.1. raideurs des pieux de la pile 3 :**

Pour une profondeur de pieux de 22.50 m

E/PL : rapport de Ménard pour les sols cohérents.

**Tableau II. 3 Sondage pressiométrique SP3(PILE3)**

Profondeur (m)	Caractéristiques mécaniques			Etat du sol selon l' Eurocodes7
	E (bar)	PL (bar)	E/PL	
1.00	0.78	0.34	2.30	Remblai
2.00	11.91	0.96	12.37	Remblai
3.00	25.29	1.64	15.44	Remblai
4.00	8.71	1.23	7.10	Remblai
5.00	5.64	1.73	3.27	Remblai
6.00	21.71	2.17	10.01	Remblai
7.00	14.70	2.67	5.51	Remblai
8.00	10.49	2.50	4.21	Remblai
9.00	17.56	2.70	6.51	Remblai
10.00	24.97	3.34	7.47	Remblai
11.00	32.49	3.32	9.78	Remblai
12.00	12.14	3.38	3.59	Tourbe
13.00	15.20	2.73	5.56	Marne argilo-tourbeuse sous consolidée
14.00	45.80	4.03	11.35	Marne argilo-tourbeuse normalement consolidée
15.00	20.41	3	6.81	Marne argilo-tourbeuse sous consolidée
16.00	32.98	3.59	9.19	Marne argilo-tourbeuse normalement consolidée
17.00	42.33	4.22	10.04	Marne argilo-tourbeuse normalement consolidée
18.00	21.56	4.84	4.45	Marne argilo-tourbeuse sous consolidée
19.00	30.66	4.75	6.45	Marne argilo-tourbeuse sous consolidée
20.00	60.98	5.36	11.38	Marne argilo-tourbeuse normalement consolidée
21.00	42.48	5.03	8.44	Marne argilo-tourbeuse sous consolidée
22.00	31.25	5.65	5.53	Marne sablo-argileuse sous consolidée

Tableau II. 4 Valeurs des raideurs horizontales et verticales des pieux de la pile 3

B=1.2m		B <sub>0</sub> =0.6m				α=0.5					
Remblai											
Profondeur(m)	1	2	3	4	4	6	7	8	9	10	11
$K_{\tau}(t/m)$	13	198	421.5	145.16	94	361.83	245	174.83	292.6	416.16	541.5
$K_f(t/m)$	46	702	1491.4	513.6	332.6	1280.3	866.9	618.6	1035.6	1472.6	1916.1
Tourbe											
Profondeur (m)	12										
$K_{\tau}(t/m)$	202.33										
$K_f(t/m)$	715.94										
Marne argileuse											
Profondeur (m)	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	
$K_{\tau}(t/m)$	253	763	340.1	549.6	105.5	359.3	511	1016.3	708	520.8	
$K_f(t/m)$	896	2062	1203	1485.5	1906	1271.4	1808.	2746	2505.2	1842.9	
$K_q(t/m)$	2864.58										

**II.4.1.2 raideurs des pieux de la pile 7 :**

Les pieux sécants qui sont de diamètre 1.2 m sont exécutés de la manière suivante :

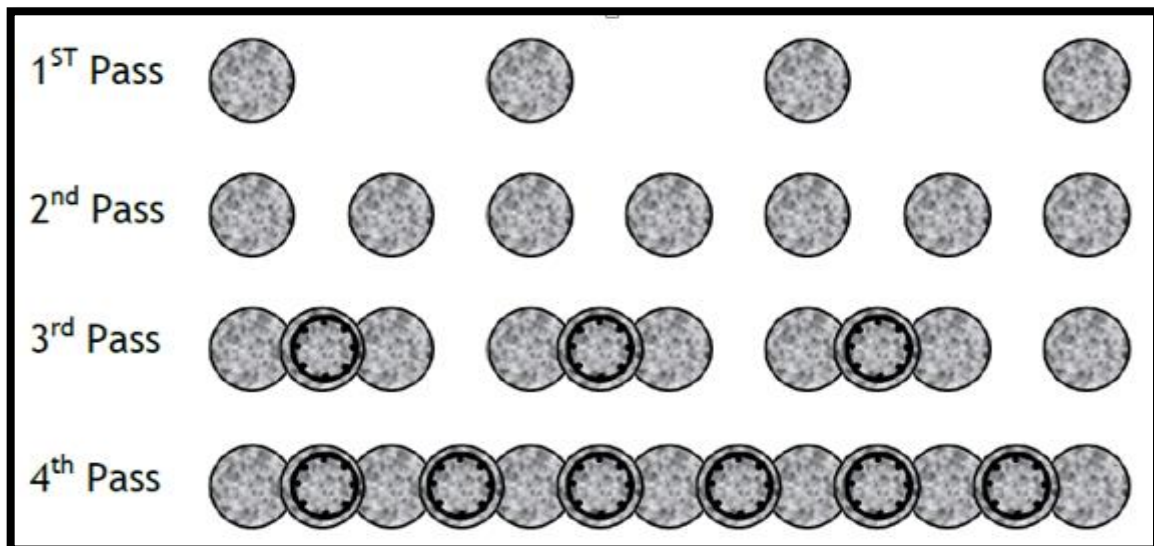


Figure II. 10 Construction de pieux sécants

Le pieu armé est foré dans le pieu non armé avec une profondeur de 10 cm.

Pour une profondeur des pieux de 26.00 m :

**Tableau II. 5 Raideurs horizontales et verticales des pieux pour la pile 7**

Profondeur	E (bar )	nature	E <sub>moy</sub> (bar)	K <sub>f</sub> (t/m)	K <sub>r</sub> (t/m)
1	14,37	remblais	14,265	841,27	237,75
2	14,16			841,27	237,75
3	16,48	marne sableuse	16,1833333	954,38	269,7166667
4	16,22			954,38	269,7166667
5	15,85			954,38	269,7166667
6	19,5	marne sableuse à très sableuse grisatre	22,63375	1334,77	377,1667
7	20,5			1334,77	377,1667
8	19,48			1334,77	377,1667
9	20,9			1334,77	377,1667
10	42,47			1334,77	377,1667
11	22,15			1334,77	377,1667
12	7,53			1334,77	377,1667
13	14,3			1334,77	377,1667
14	10,42			1334,77	377,1667
15	21,9			1334,77	377,1667
16	17			1334,77	377,1667
17	27,73			1334,77	377,1667
18	26,79			1334,77	377,1667
19	27,78			1334,77	377,1667
20	31,3			1334,77	377,1667
21	32,39			1334,77	377,1667
22	31,58	marne grisatre tourbeuse	41,422	2442,83	690,333333
23	35,11			2442,83	690,333333
24	47,6			2442,83	690,333333
25	38,79			2442,83	690,333333
26	54,03			2442,83	690,333333

## II.5. Conclusion :

Après avoir déterminé la profondeur des pieux ainsi que les raideurs verticales et horizontales, on procède dans le chapitre suivant à la modélisation et le ferrailage des pieux de soutènement.

## **Chapitre III**

# **Modélisation et ferraillage des pieux**

### III.1. Introduction :

La principale considération dans le dimensionnement des soutènements, quel que soit leur type, est la correcte estimation de la poussée des terres ou du matériau retenu par cette paroi. Dans leur état naturel, les terres tendent à se conformer en un tas pyramidal conique à la façon d'un tas de sable présentant une pente de talus naturel.

Le but de ce chapitre est d'étudier les efforts et leur répartition sur les pieux de soutènement afin de pouvoir les ferrailer, pour ce faire nous avons opté pour la méthode numérique en utilisant le logiciel Robot structural analysis professional 2014 et suivant les règles du BAEL.

### III.2. Calcul des charges et modélisation :

#### III.2.1. combinaisons

- $G_{max}$  = ensemble des actions permanentes défavorables
- $Q$  = surcharge d' 1 t/ ml (dû au trafic ferroviaire)
- $P$  = poussée des terres

**ELS** : Combinaisons d'actions à l'état limite de service

On considère la combinaison d'actions suivante :  $G_{max} + Q + P$

#### III.2.2. calcul de la poussée des terres

D'après le rapport géotechnique on a les caractéristiques du sol suivantes :

**Tableau III. 1** Caractéristiques géotechniques du sol

Pieux	Profondeur (m)	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	C (bars)	$\varphi$ (°)	Observation selon la norme (XP P94-011)
<b>Pile 3</b>	11.20-11.60	1.82	0.33	5.93	Sol fin, non saturé, peu dense
	21.00-21.50	1.76	0.61	4.69	Sol fin, non saturé, peu dense
<b>Pile 7</b>	23.00-23.30	2.03	1.11	9.03	Sol fin, saturé, peu dense

Avec :

- $\gamma_h$ : Densité humide.
- $C$  : Cohésion (Kg / cm<sup>2</sup>).
- $\varphi$  : Angle de frottement interne en degré.



**III.2.2.1. Pieux de la pile 3 :**

La poussée des terres :

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_h H^2 L$$

Où  $K_a$  coefficient de poussée, est donné par la formule de Poncelet :

$$K_a = \frac{\sin^2(\eta - \varphi)}{\sin^2 \eta \cdot \sin(\eta + \delta)} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\eta + \delta) \cdot \sin(\eta - \beta)}} \right]^2$$

Pour  $\beta = 0$ ,  $\eta = \pi/2$  et  $\delta = 0$  (paroi lisse), on obtient:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$\beta$  : l'angle que le talus fait avec l'horizontale

$\delta$  : Angle de frottement sol-paroi

$K_a = 0.71$  (Coefficient de poussée des terres).

$H = 22\text{m}$  (la profondeur du pieu )

$\gamma_{h1} = 1.82 \text{ t/m}^3$

$\gamma_{h2} = 1.76 \text{ t/m}^3$

$L = 1.2\text{m}$

D'où :  $F_a = 357.7 \text{ t}$

**III.2.2.2. Pieux de la pile 7 :**

La poussée des terres :

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_h H^2 L$$

Avec :

$K_a = 0.62$  (Coefficient de poussée des terres).

$H = 26\text{m}$

$\gamma_h = 2.03 \text{ t/m}^3$

$L = 1.2\text{m}$

D'où :  $F_a = 510.48 \text{ t}$

### III.2.3. Modèle et méthode de calcul :

Pour le calcul des sollicitations, on adopte un modèle de calcul le plus proche de la réalité physique, en utilisant un logiciel de calcul en méthode d'éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis 2014

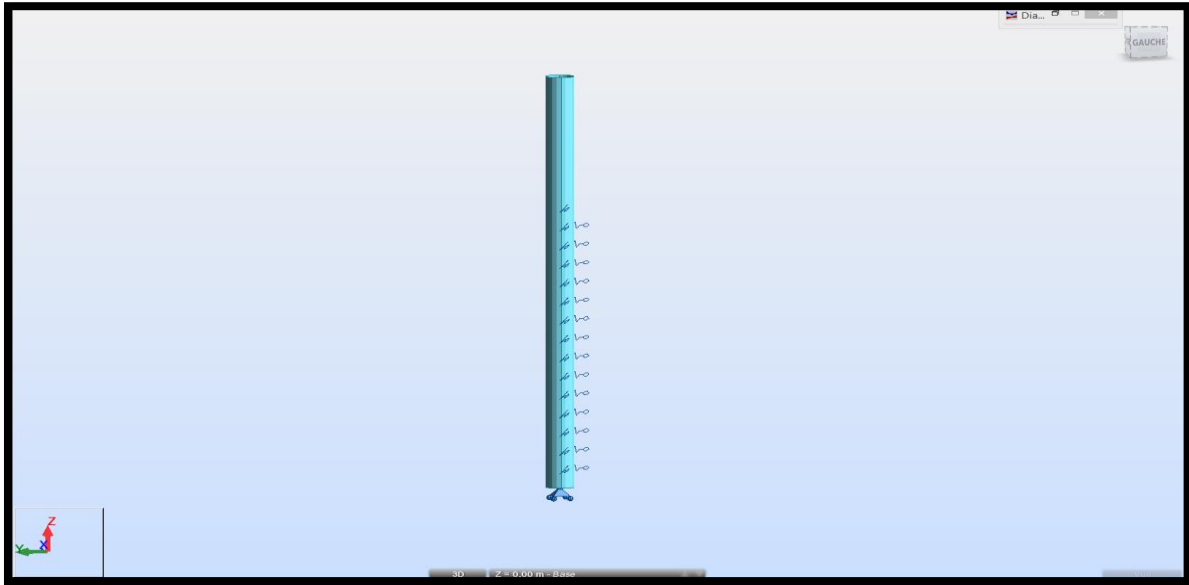


Figure III. 1 Modélisation du pieu de soutènement

#### III.2.3.1. Définition des appuis élastiques

L'introduction des valeurs des raideurs dans le logiciel de calcul Robot 2014, se fait par la définition des appuis élastiques le long du pieu étudié

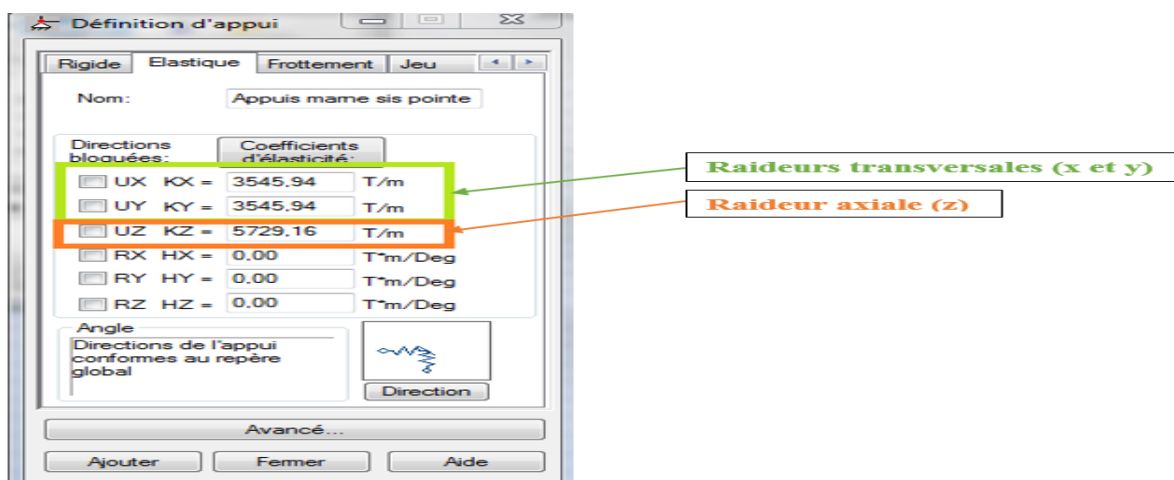


Figure III. 2 Définition des appuis élastiques

III.2.3.2. Introduction des charges et des surcharges :

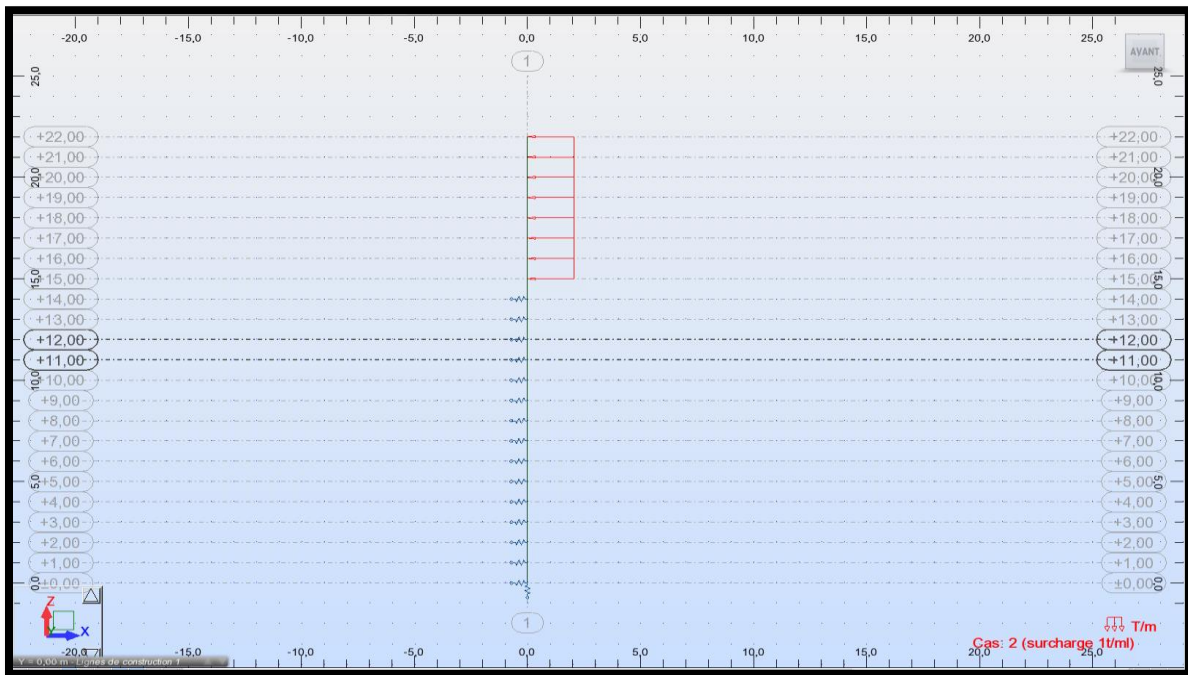


Figure III. 3 Introduction de la surcharge de 1t/ml

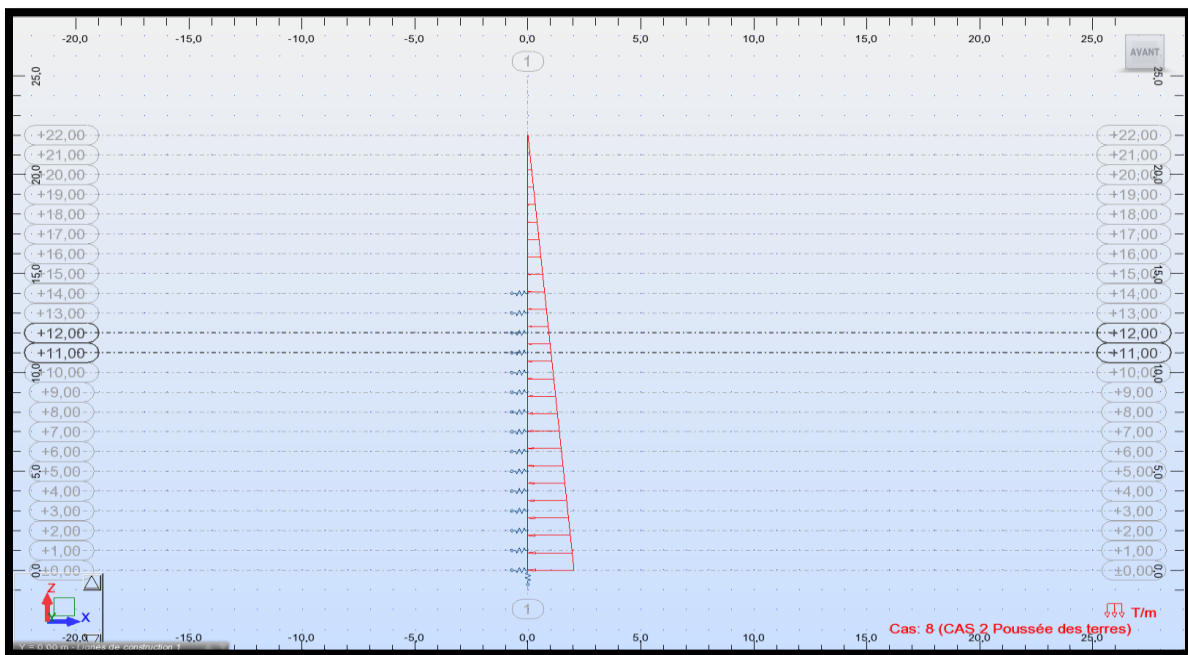


Figure III. 4 Introduction de la charge qui représente la poussée des terres (Pieux P3)

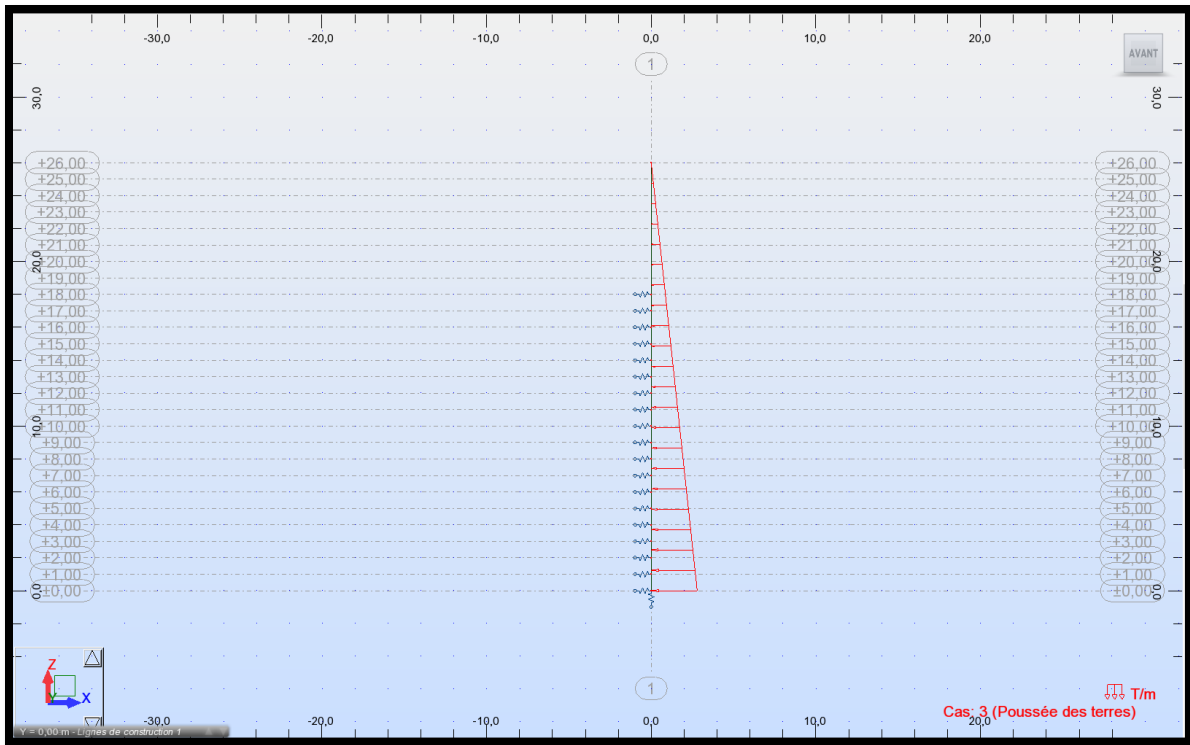


Figure III. 5 Introduction de la charge qui représente la poussée des terres (Pieux P7)

III.2.3.3. Diagrammes des moments et efforts résultants :

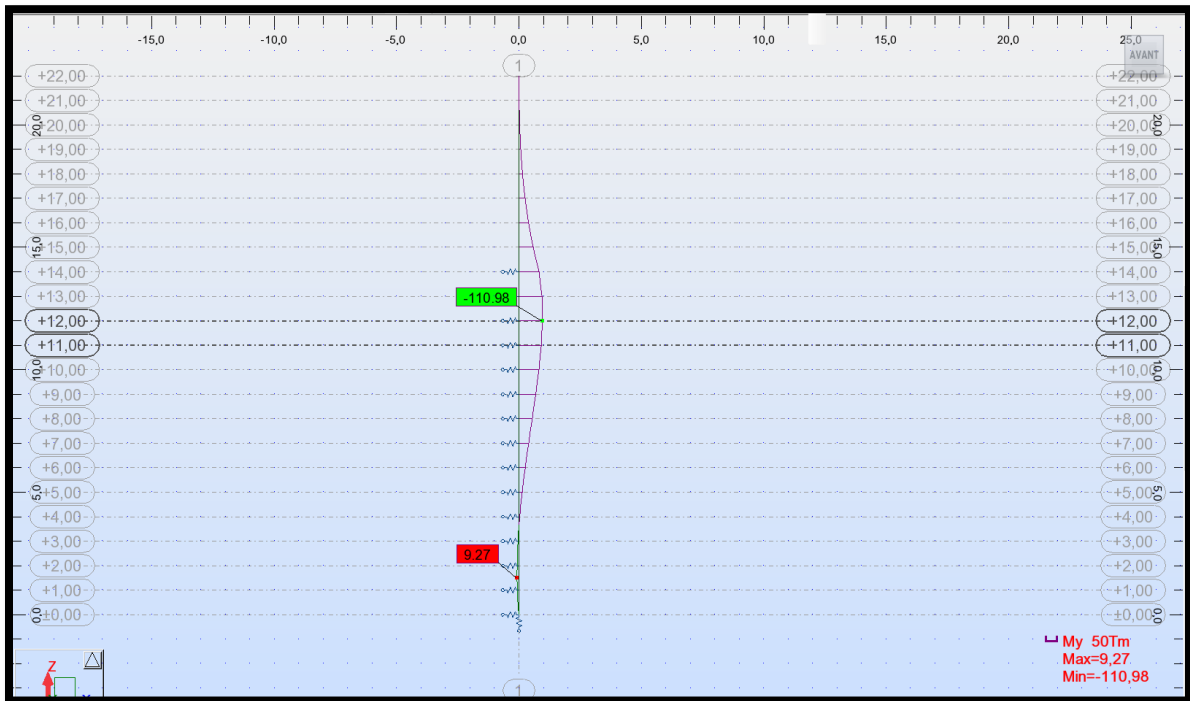


Figure III. 6 Diagramme du moment My sous la combinaison Gmax+Q+P ( pieux P3 )

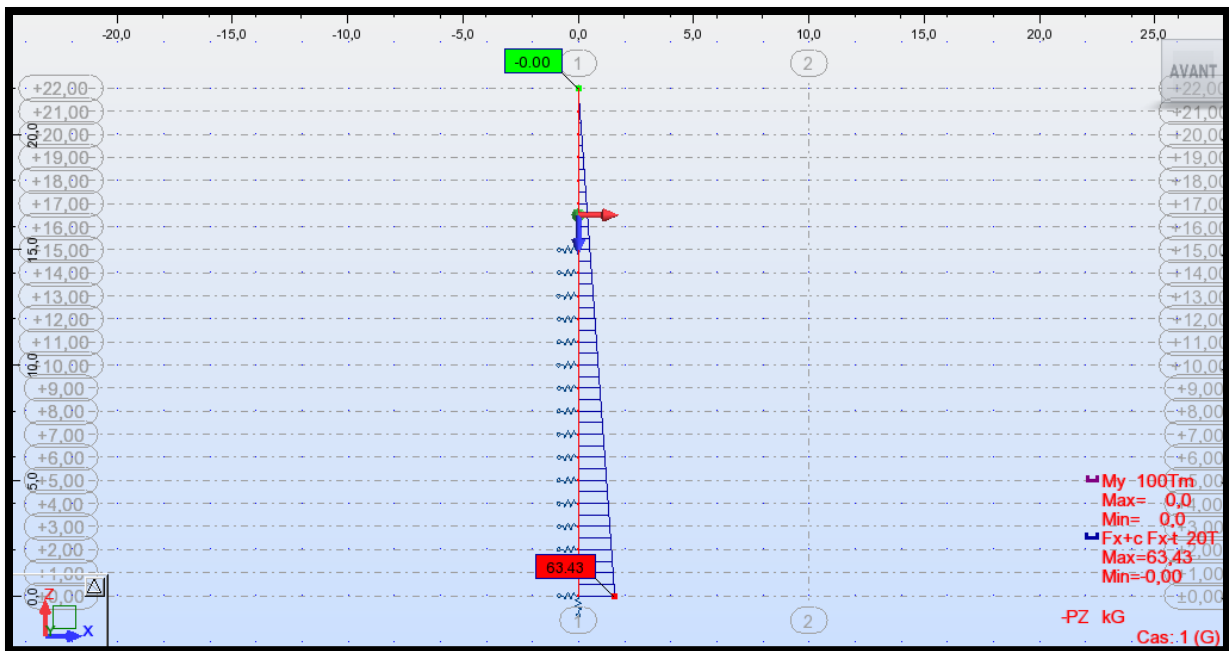


Figure III. 7 Diagramme de l'effort normal sous poids propre (pieux P3)

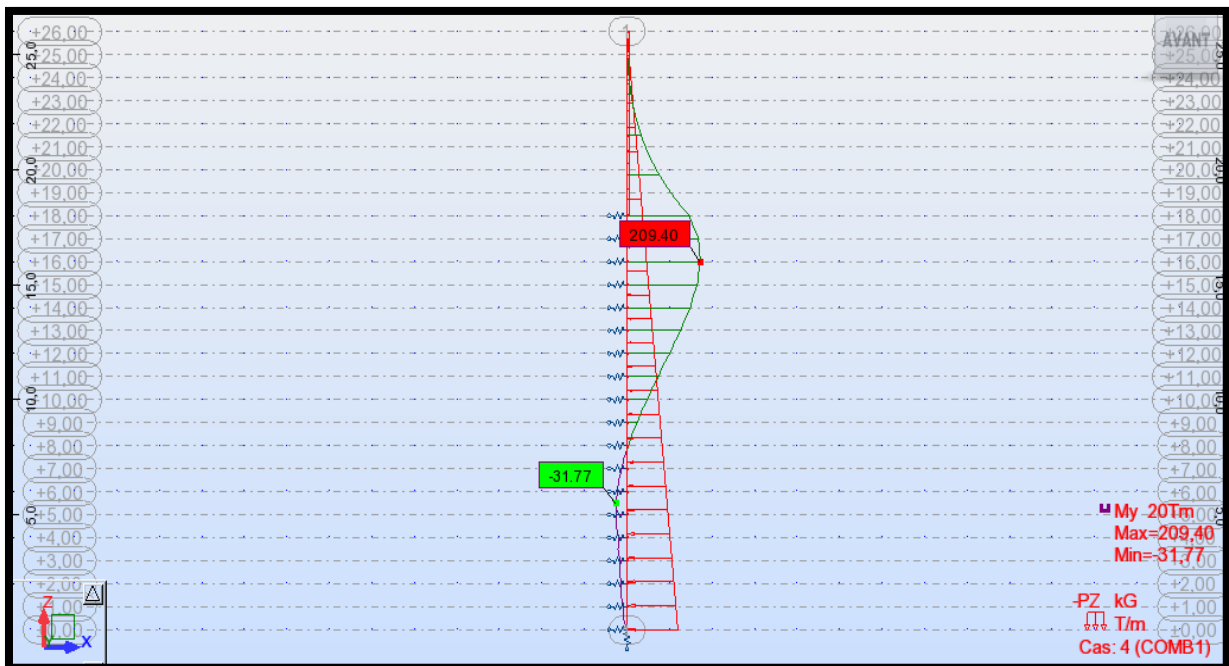


Figure III. 8 Diagramme du moment My sous la combinaison Gmax+Q+P (pieux P7)

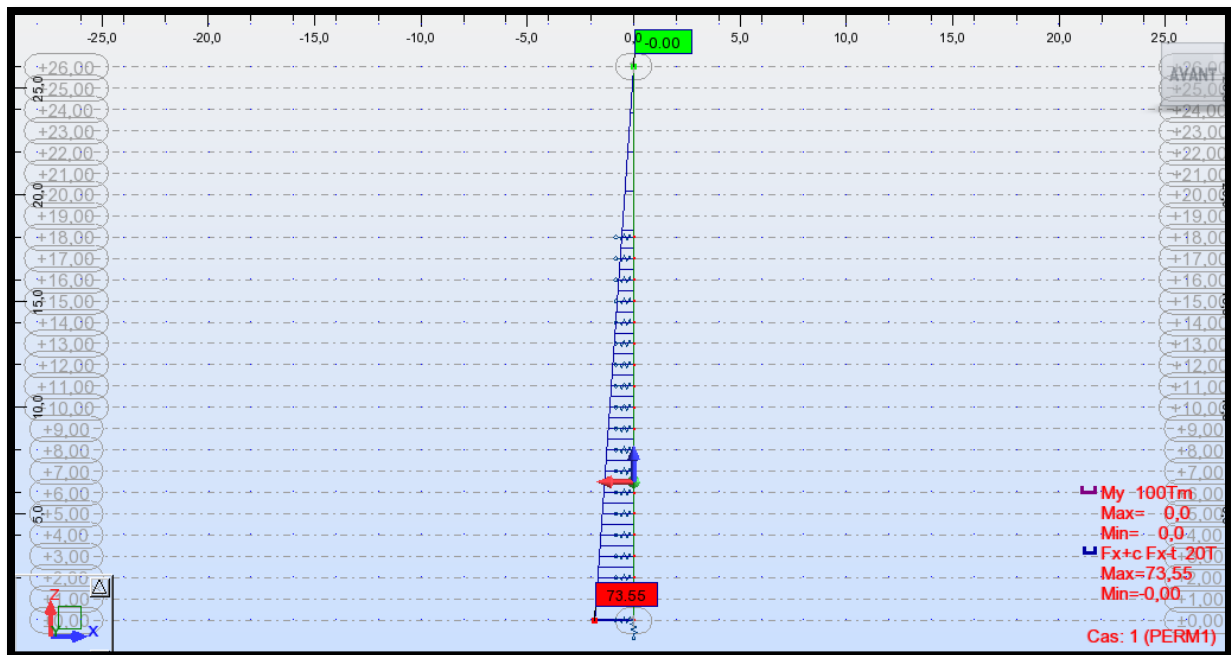


Figure III. 9 Diagramme de l'effort normal sous poids propre (pieux P7)

Tableau III. 2 Récapitulatif des moments et efforts sollicitants

	$M_{\max}$ (T.m)	$M_{\min}$ (T.m)	$N_{\max}$ (T)
Pieux P3	-110.58	9.27	63.43
Pieux P7	209.40	-31.77	73.55

### III.3. Ferrailage des pieux :

#### III.3.1. Ferrailage longitudinal des pieux de pile 3

Les armatures longitudinales ont pour rôle de résister, dans chaque section du pieu, aux moments fléchissant calculés ou parasites. Le diamètre des armatures longitudinales, qui doit être au moins égal à 12 mm, peut atteindre 32 mm et exceptionnellement 40 mm.

Les armatures longitudinales sont réparties le plus souvent uniformément sur la périphérie du pieu. Leur nombre doit être au moins égal à six. [6]

Pour que le bétonnage du pieu puisse être mené dans de bonnes conditions, l'espacement des armatures ne doit pas être inférieur à 10 cm pour les petits diamètres (12 à 16 mm) et 15 cm pour les gros diamètres (20 à 32 mm).

Les valeurs des moments résultants sont introduites dans le logiciel « EXPERT Béton Armé » pour calculer le ferrailage.

**Calcul de Section en flexion composée :**▪ **Hypothèses :**

- Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)
- Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)
- Fissuration préjudiciable
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

▪ **Section :**

- $D = 120,0$  cm (diamètre extérieur de la section)
- $d = 5,0$  cm (enrobage)

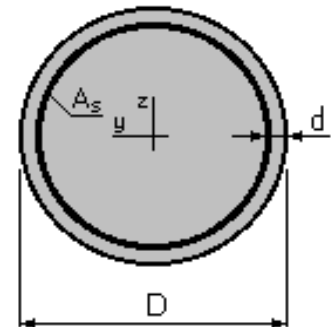


Figure III. 10 Section du pieu P3

▪ **Résultats :**❖ **Sections d'Acier :**

- Section théorique  $A_s = 113,1$  cm<sup>2</sup>
  - Section minimum  $A_{s \min} = 113,1$  cm<sup>2</sup>
  - Section maximum  $A_{s \max} = 565,5$  cm<sup>2</sup>
  - Théorique :  $\rho_{A_s} = 1,00$  (%)
  - Minimum :  $\rho_{\min} = 0,50$  (%)
  - Maximum :  $\rho_{\max} = 5,00$  (%)
- (Pourcentage de l'acier dans la section)

❖ **Analyse par Cas :**

**Type ELS :**      **N = 63,43 (T)**      **M<sub>y</sub> = 110,98 (T.m)**      **M<sub>z</sub> = 0,00 (T.m)**

- Coefficient de sécurité :      1,07
- Position de l'axe neutre :       $y = 41,7$  (cm)
- Bras de levier :       $Z = 97,2$  (cm)
- Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 8,9$  (MPa)
- Contrainte limite :       $0,6 f_{cj} = 15,0$  (MPa)

- Contrainte de l'acier :
  - tendue :  $\sigma_s = 233,8$  (MPa)
  - comprimée :  $\sigma_{s'} = 198,9$  (MPa)
- Contrainte limite de l'acier :
  - $\sigma_{s\text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

$$\text{D'ou : } A_s = 113\text{cm}^2 \Rightarrow 24 \text{ T } 25$$

Avec un espacement  $S_t = 16$  cm

#### ❖ Schéma de ferrailage longitudinal :

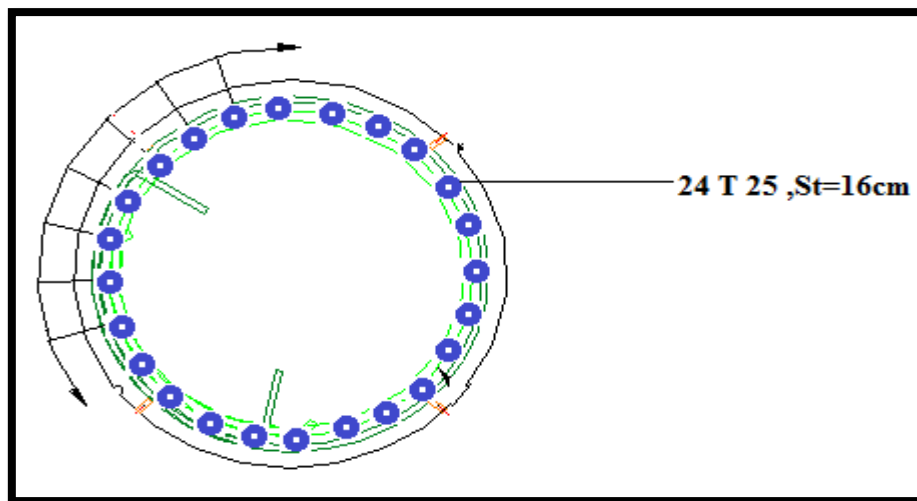


Figure III. 11 Schéma de ferrailage longitudinal (P3)

#### III.3.2. Ferrailage transversal des pieux de pile 3

Du point de vue du béton armé, les armatures transversales jouent trois rôles. Leur rôle principal est de maintenir les armatures longitudinales en s'opposant au flambement de celles-ci. Leur second rôle est de résister à l'effort tranchant. Leur troisième rôle est de s'opposer à l'ouverture des fissures longitudinales qui pourraient apparaître dans le béton ; elles améliorent la résistance du béton par rapport à celle du même béton non armé, indépendamment de l'effet des armatures longitudinales. En fait, les armatures transversales constituent une couture de compression dont l'action éventuelle augmente la sécurité.

Du point de vue de l'exécution, les armatures transversales jouent, en association avec d'autres armatures (les cerces de gabarit de montage par exemple), un rôle de rigidification de la cage



lors des manutentions, et de maintien des armatures longitudinales pendant la descente de la cage dans le forage et pendant le bétonnage. [6]

L'application de l'article 36.1 du fascicule 68 et du règlement de béton armé actuel conduit à des diamètres d'armatures transversales dont les valeurs minimales sont données dans le tableau suivant [7]:

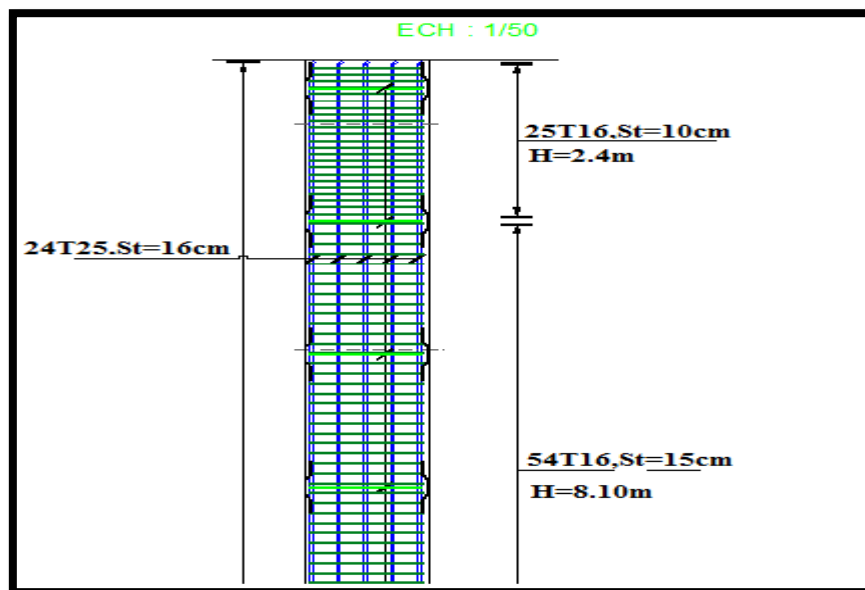
**Tableau III. 3 Valeurs minimales des diamètres des armatures trasversales [7]**

Armatures Longitudinales $\Phi$ (mm)	12	14	16	20	25	32
Armatures transversales $\Phi$ (mm)	6-8	6-8	8-10	12-14	12-14-16	16

On opte pour des cerces de T16

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm en zone de renforcement} \\ S_t = 15 \text{ cm en zone courante} \end{array} \right.$$

❖ **Schéma de ferrailage transversal (coupe en élévation d'une partie du pieu)**



**Figure III. 12 Schéma de ferrailage transversal (P3)**

### III.3.3. Ferrailage longitudinal des pieux de pile 7

Calcul de Section en Flexion composée :

▪ **Hypothèses :**

- Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)
- Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)
- Fissuration préjudiciable
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

▪ **Section :**

- $D = 120,0$  cm (diamètre extérieur de la section)
- $d = 5,0$  cm (enrobage)

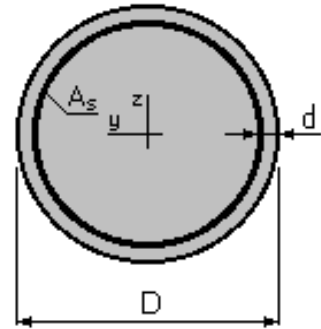


Figure III. 13 Section du pieu P7

▪ **Résultats :**

❖ **Sections d'Acier :**

- Section théorique  $A_s = 233,2$  cm<sup>2</sup>
  - Section minimum  $A_{s\ min} = 113,1$  cm<sup>2</sup>
  - Section maximum  $A_{s\ max} = 565,5$  cm<sup>2</sup>
  - Théorique :  $\rho_{A_s} = 2,06$  (%)
  - Minimum :  $\rho_{min} = 0,50$  (%)
  - Maximum :  $\rho_{max} = 5,00$  (%)
- (Pourcentage de l'acier dans la section)

❖ **Analyse par Cas :**

Type ELS :       $N = 73,55$  (T)       $M_y = 290,40$  (T.m)       $M_z = 0,00$  (T.m)

- Coefficient de sécurité : 1,00
- Position de l'axe neutre :  $y = 46,4$  (cm)
- Bras de levier :  $Z = 95,3$  (cm)
- Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 11,3$  (MPa)
- Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 15,0$  (MPa)
- Contrainte de l'acier :
  - tendue :  $\sigma_s = 250$  (MPa)
  - comprimée :  $\sigma_{s'} = 220,2$  (MPa)

- Contrainte limite de l'acier :

- $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

$$\text{D'où : } A_s = 233,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 29 \text{ T } 32$$

Avec un espacement de  $S_t = 15$  cm

❖ **Schéma de ferrailage longitudinal :**

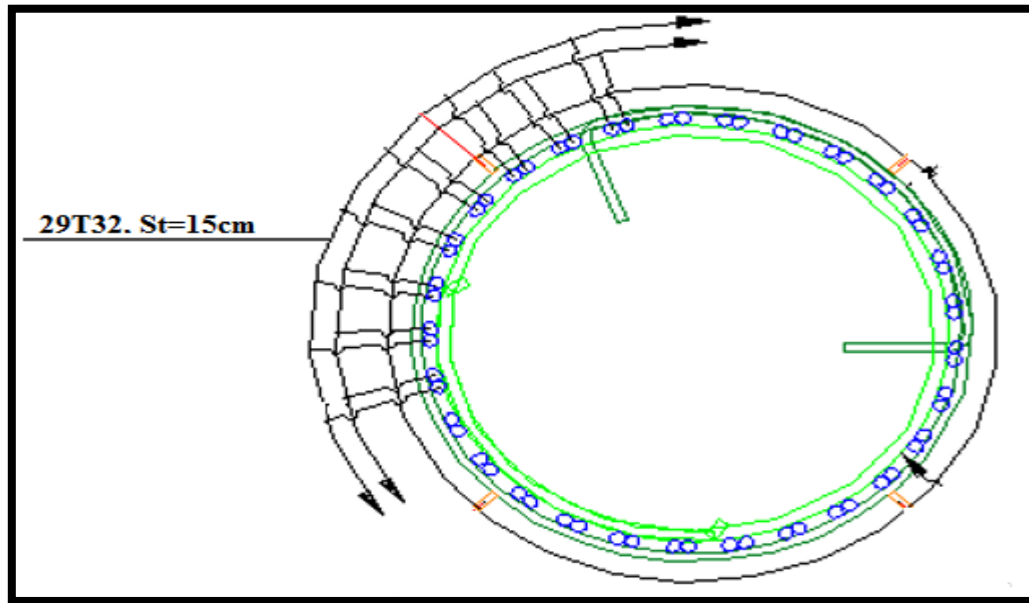


Figure III. 14 Schéma de ferrailage longitudinal (P7)

### III.3.4. Ferrailage transversal des pieux de pile 7

On opte pour des cerces de T16  $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm en zone de renforcement} \\ S_t = 15 \text{ cm en zone courante} \end{array} \right.$

## ❖ Schéma de ferrailage transversal (coupe en élévation d'une partie du pieu)

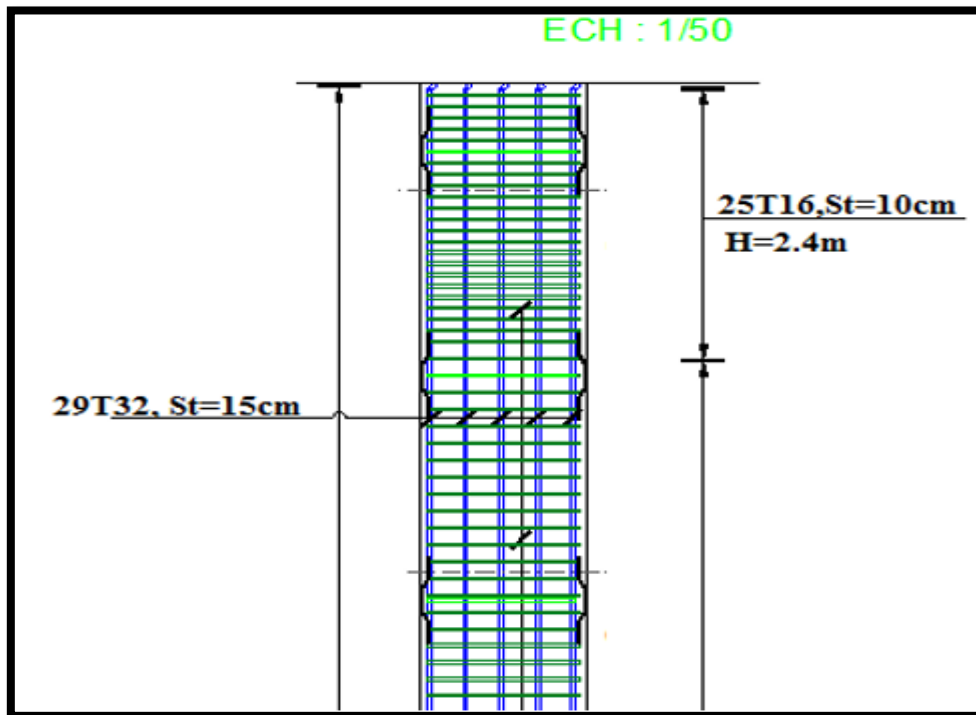


Figure III. 15 Schéma de ferrailage transversal (P7)

### III.3. Conclusion

Les pieux de soutènement sont des éléments en béton armé qu'on peut les étudier à l'aide du logiciel de calcul en tenant compte des efforts appliqués et en adoptant un modèle de calcul conforme à la réalité physique .

# **Conclusion générale**

Le principal but de ce mémoire de master, était de développer mes connaissances et mes compétences dans un domaine que j'apprécie tout particulièrement, à savoir la géotechnique, et plus particulièrement les structures de soutènement. Les étapes de ce projet étaient multiples. Tout d'abord, je me suis principalement documenté sur les ouvrages de soutènement les plus couramment employés dans les chantiers en Algérie, et particulièrement sur les deux types de pieux de soutènement : parois de pieux tangents et sécants.

Ce type d'ouvrage consiste en la mise en œuvre de rideaux de pieux afin de former un écran. Lorsque les pieux s'entrecoupent, il s'agit d'une paroi de pieux sécants. Si les pieux sont disjoints, c'est alors une paroi de pieux tangents. Chacune de ces parois présente des avantages et des inconvénients. Le panel de solutions de soutènement existantes étant suffisamment large pour que chaque projet trouve la solution adéquate.

Une fois ce travail de bibliographie effectué, j'ai pu entamer le calcul des raideurs et des charges appliquées pour les introduire ensuite dans le logiciel de calcul Autodesk Robot 2014 qui facilite la modélisation de la structure et le calcul des efforts induits.

La dernière étape était donc de calculer le ferrailage des pieux.

Ce mémoire m'a permis d'acquérir énormément de connaissances et d'approfondir celles acquises auparavant, il m'a donné l'opportunité de bien maîtriser les règlements en vigueur, régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art et d'utiliser l'outil informatique pour réaliser des modélisations et simulations correctes.

# **Références bibliographiques**

## Références bibliographiques

---

- [1] DTR (Document Technique Règlementaire), Juin 2009. Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art RPOA 2008.
- [2] Fascicule n° 62 - Titre V- Circulaire n° 93-66 .Décembre 1993. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil
- [3] CSTC , juillet 2012 - Infofiche 56.3: Parois de pieux sécants
- [4] CSTC , juillet 2012 - Infofiche 56.4: Parois de pieux tangents
- [5] Fascicule n° 62- Titre I – Section I, Avril 1999. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – BAEL 91 révisé 99.
- [6] Les pieux forés Recueil de règles de l'art, Décembre 1978. Document réalisé et diffusé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées LCPC, le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes SETRA
- [7] Fascicule n° 68 – cahier des clauses Techniques générales – Décret n° 93-1164 du 11 octobre 1993. Exécution des travaux de fondations des ouvrages de génie civil.
- [8] Note de Cours Béton Armé, ENP, dirigé par Mr R. BOUTEMEUR.
- [9] Note de Cours de mécanique des sols, ENP , dirigé par Mr S. BELKACEMI
- [10] Cours de techniques de recherche et communication de l'Ecole Nationale Polytechnique, Pr. KETTAB.