



 Étude de la stabilité des pieux forés dans le cas du bâtiment central R+8 avec sous-sol du projet de construction de la cité défense et sécurité à Cotonou

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER

SPÉCIALITÉ : GÉNIE CIVIL – BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

Présenté et soutenu publiquement le [Date] par

Bidosessi Maria-Goretti GODJO (20190615)

Encadrant 2iE : Dr Nadjibou ABDOULAYE

Maître de stage : Maryam HAZOUME, Ingénieure de site à la Société Immobilière et d'Aménagement Urbain

Structures d'accueil du stage : Direction Générale de la Construction et de l'Habitat du Ministère du Cadre de Vie et des Transports en charge du développement durable ; Société Immobilière et d'Aménagement Urbain

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Dr Malicki ZOROM

Membres et correcteurs : Dr Louis Arnaud OUEDRAOGO
Mme Maguette DEME

Promotion [2024/2025]



DEDICACES

À

GODJO Rufin et GNASSOUNOU Pauline, mes chers parents, dont le soutien inébranlable, les sacrifices constants et l'amour indéfectible ont été une source inépuisable de ma force et de mon inspiration tout au long de ce rude parcours. Que ce travail soit le reflet de l'estime que je vous porte, ainsi qu'un modeste témoignage de ma reconnaissance et de mon profond respect envers vos prières et votre dévouement.

CITATION

*« Le génie d'un chercheur consiste à savoir utiliser les outils intellectuels à sa disposition
pour démystifier la complexité du réel. »*

René Descartes

REMERCIEMENTS

La réalisation de ce travail ne saurait être évoquée sans adresser une profonde gratitude à Dieu Tout-Puissant, pour la santé, la force, la persévérance et la sagesse qui ont accompagné chaque étape de ce parcours.

Mes remerciements les plus chaleureux :

- À l'institut 2iE pour les ressources pédagogiques et techniques mises à ma disposition, ainsi que pour l'encadrement de qualité qui a contribué au bon déroulement de ma formation ;
- À mon encadrant, Dr Nadjibou ABDOULAYE, pour l'encadrement effectif, son soutien précieux et sa disponibilité constante tout au long du travail ;
- À tout le personnel de la DGCH, du MCVT et de la SIImAU, pour la collaboration, la convivialité et les conditions propices ayant permis le bon déroulement de mon stage à leurs côtés ;
- À ma responsable de stage, Mme Maryam HAZOUME, Ingénieure de site à la SIImAU, pour sa disponibilité, son assistance et les conseils tout au long de cette expérience ;
- À Mme Anna Bella ADIGNINFOUN, Chargée de Projets à la SIImAU pour sa disponibilité, son accompagnement et ses apports précieux ;
- À Dr Désiré ANAGONOU, Spécialiste Suivi-Évaluation et Environnement à la SIImAU pour sa présence et son soutien constants, ses conseils avisés ainsi que l'implication dont il a fait preuve tout au long de mon stage ;
- À M. GODJO Constant, Secrétaire Général du MCVT en charge du développement durable, pour son appui indéfectible, ses recommandations avisées et son soutien précieux tout au long de ce travail ;
- À mes sœurs Laurinda et Armelle, pour leur amour et leur soutien inconditionnels, leur présence réconfortante, ainsi qu'à Nick-Aurel pour son enthousiasme contagieux, ses encouragements constants et son aide précieuse tout au long de ce parcours ; je n'oublie pas mes neveux, Kenann et Elyana, pour la tranquillité, l'encouragement et la bonne humeur qu'ils ont su apporter à mon égard ;
- À mes amis ainsi qu'à toutes les personnes qui de près ou de loin, ont contribué de quelque manière que ce soit à la concrétisation de ce travail ;

Merci du fond du cœur !

RESUME

Ce mémoire porte sur l'étude de la stabilité des pieux forés dans le cadre de la construction du bâtiment central R+8 avec sous-sol de la Cité Défense et Sécurité à Cotonou, au Bénin. L'objectif principal est d'assurer la sécurité de l'ouvrage à travers des fondations stables et durables qui intègrent les spécificités géotechniques et hydrogéologiques du site.

Les investigations géotechniques ont révélé une stratigraphie complexe, composée de couches alternées de sables fins, silteux, et d'argiles, avec une nappe phréatique à faible profondeur. L'analyse a permis de dimensionner les pieux en fonction de leurs capacités portantes, qui dépassent largement les charges appliquées, assurant ainsi une marge de sécurité adéquate.

La méthodologie s'appuie sur les essais pressiométriques et une modélisation numérique réalisée avec PLAXIS 2D. Les résultats confirment que la conception des pieux respecte les normes en vigueur (Eurocode 7) et que les tassements sont limités, garantissant la stabilité globale de la structure.

Mots clés :

1. Pieux forés
2. Investigations géotechniques
3. Capacité portante
4. Stabilité
5. Modélisation numérique

ABSTRACT

This dissertation concerns the study of the stability of bored piles as part of the construction of the central R+8 building with basement of the Defense and Security City in Cotonou, Benin. The main objective is to ensure the safety of the structure through stable and durable foundations which integrate the geotechnical and hydrogeological specificities of the site.

Geotechnical investigations revealed a complex stratigraphy, composed of alternating layers of fine sand, silty sand, and clay, with a shallow water table. The analysis made it possible to size the piles according to their bearing capacities, which largely exceed the applied loads, thus ensuring an adequate safety margin.

The methodology is based on pressuremeter tests and digital modeling carried out with PLAXIS 2D. The results confirm that the design of the piles complies with current standards (Eurocode 7) and that settlements are limited, guaranteeing the overall stability of the structure.

Keywords :

1. Bored piles
2. Geotechnical investigations
3. Bearing capacity
4. Stability
5. Digital modeling

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

BP : Béton de Propreté

cm : centimètre

DGCH : Direction Générale de la Construction et de l'Habitat

G2 AVP : Étude Géotechnique de l'Avant-Projet

G2 PRO : Étude Géotechnique de Projet

kN.m : Kilo Newton. Mètre

KPa : Kilo Pascal

m : mètre

mm : millimètre

MCVT : Ministère du Cadre de Vie et des Transports

MPa : Méga Pascal

NGL : Natural Ground Level

PMT : Pressiomètre Ménard Test

R+5 : Bâtiment à cinq étages

R+8 : Bâtiment à huit étages

RDC : Rez-de-chaussée

SImAU : Société Immobilière d'Aménagement Urbain

TN : Terrain Naturel

SOMMAIRE

DEDICACES	i
CITATION.....	ii
REMERCIEMENTS	iii
RESUME.....	iv
ABSTRACT	v
LISTE DES ABREVIATIONS.....	vi
SOMMAIRE	vii
LISTE DES TABLEAUX	ix
LISTE DES FIGURES.....	x
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D’ACCUEIL, DE LA ZONE D’ÉTUDE ET DU PROJET	3
I.1. Présentation de la structure d’accueil.....	3
I.2. Présentation de la zone d’étude	4
I.3. Présentation du projet.....	5
CHAPITRE II : ÉTAT DE L’ART SUR LES PIEUX	7
II.1 Concepts fondamentaux sur les pieux.....	7
II.2 Facteurs influençant la stabilité des pieux	10
CHAPITRE III : PRÉSENTATION DES TRAVAUX RÉALISÉS SUR LE SITE	12
III.1 Mise en œuvre des pieux forés	12
III.2 Stratégie d’atténuation des impacts externes.....	13
CHAPITRE IV : METHODOLOGIE	15
IV.1 Matériels	15
IV.2 Méthodes.....	15
IV.2.1 Étude géotechnique	15
IV.2.2 Étude technique	15

CHAPITRE V : RÉSULTATS ET DISCUSSIONS	27
V.1 Analyse géotechnique.....	27
V.2 Étude technique	29
V.2.1 Évaluation de la capacité portante des pieux.....	29
V.2.2 Section d'armature.....	34
V.2.3 Évaluation des tassements	35
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	47
BIBLIOGRAPHIE	48
ANNEXES	I

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 1: Modèle géotechnique retenu</i>	<i>28</i>
<i>Tableau 2: Résistance à la pointe des pieux.....</i>	<i>29</i>
<i>Tableau 3: Frottement axial unitaire.....</i>	<i>31</i>
<i>Tableau 4: Effort limite mobilisable par frottement axial.....</i>	<i>32</i>
<i>Tableau 5: Capacités de portance des pieux.....</i>	<i>33</i>
<i>Tableau 6: Paramètres des couches de sol.....</i>	<i>35</i>
<i>Tableau 7: Couches traversées par les différents pieux</i>	<i>36</i>

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Présentation de la commune de Cotonou.....	4
Figure 2: Vue d'ensemble du projet.....	6
Figure 3: Pieu pointe.....	8
Figure 4: Pieu flottant.....	8
Figure 5: Pieu en bois.....	9
Figure 6: Pieu en béton préfabriqué.....	9
Figure 7: Pieu métallique.....	9
Figure 8: Mise en place de la cage d'armature du pieu.....	12
Figure 9: Coulage du pieu.....	12
Figure 10: Pose de la membrane sur le BP.....	13
Figure 11: Membrane SikaProof A+12.....	13
Figure 12: Membrane Sika Waterbar.....	14
Figure 13: Pose des membranes Sika Waterbar et SikaGrout.....	14
Figure 15: Étanchéité Sikadur.....	14
Figure 14: Pose de la membrane Sikadur.....	14
Figure 16: Organigramme de la structure du PLAXIS code.....	23
Figure 17: Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion.....	24
Figure 18: Définition de E0 et de E50.....	25
Figure 19: Cercles de contrainte à la rupture.....	25
Figure 20: Profil schématisé superposant les couches.....	29
Figure 21: Déformation de maillage.....	36
Figure 22: Déplacement vertical P5.....	37
Figure 23: Déplacement vertical P7.....	37
Figure 24: Déplacement vertical P12.....	38
Figure 25: Déplacement vertical P19.....	38
Figure 26: Déplacement vertical P21.....	39
Figure 27: Déplacement horizontal P5.....	40
Figure 28: Déplacement horizontal P7.....	41
Figure 29: Déplacement horizontal P12.....	41
Figure 30: Déplacement horizontal P19.....	42
Figure 31: Déplacement horizontal P21.....	42

<i>Figure 32: Moment fléchissant P5</i>	<i>43</i>
<i>Figure 33: Moment fléchissant P7</i>	<i>44</i>
<i>Figure 34: Moment fléchissant P12</i>	<i>44</i>
<i>Figure 35: Moment fléchissant P19</i>	<i>45</i>
<i>Figure 36: Moment fléchissant P21</i>	<i>45</i>

INTRODUCTION

Dans la conjoncture actuelle, marquée par l'avancée des techniques de construction, la réalisation de structures de grande envergure impose un choix judicieux des fondations avec une analyse approfondie pour garantir leur stabilité.

En effet, l'évolution des techniques de construction a toujours été façonnée par la nécessité de répondre aux défis posés par les conditions géotechniques et environnementales variées. Les fondations se déclinent en plusieurs grands groupes à savoir : les fondations superficielles, les fondations profondes et les fondations spéciales.

Pour des ouvrages de grande envergure, où les charges sont significatives, la faible portance des couches superficielles peut devenir un obstacle en raison de la nature du sol, de la disposition des couches, ou encore de la présence d'eau. Dans de tels cas, les fondations profondes, voire spéciales, sont privilégiées afin de préserver la sécurité et la stabilité de l'ouvrage. Cette technique permet de s'affranchir des aléas géotechniques des couches superficielles, comme la compressibilité élevée, les variations de la teneur en eau, et la présence de matériaux meubles, qui pourraient compromettre la stabilité de l'ouvrage. Les fondations profondes permettent d'assurer une portance stable et de minimiser les risques d'affaissement ou de déformation. Il existe différentes techniques de fondations profondes telles que les pieux battus, les pieux forés, les barrettes et les puits, chacune ayant des spécificités adaptées à certains types de sols et de contraintes environnementales.

Parmi ces options, les pieux forés qui font l'objet de cette étude, se distinguent par leur capacité à pénétrer les couches superficielles de faible portance et à s'ancrer dans des couches de sol plus résistantes, tout en offrant une flexibilité d'adaptation aux contraintes géotechniques. Au vu des caractéristiques géologiques du site, la présence de nappe phréatique, le choix d'une fondation profonde a été jugé nécessaire et s'est porté sur les pieux forés.

Les pieux forés ont émergé, au cours du XXe siècle à partir des années 1950 et 1960, comme une solution innovante pour pallier les limitations dans le domaine de la construction, offrant ainsi des avantages considérables dans des contextes géologiques et environnementaux spécifiques. Les pieux forés, une pratique ancienne qui perdure encore de nos jours pour assurer la solidité des édifices contemporains, sont devenus des éléments essentiels pour supporter une grande variété de structures imposantes. Leur stabilité repose sur une évaluation précise de la capacité portante, qui peut varier considérablement en fonction des caractéristiques du sol et des techniques de construction utilisées.

Ce mémoire s'inscrit dans cette problématique en analysant la stabilité des fondations profondes en particulier des pieux forés, dans le cadre spécifique de la construction du bâtiment central de la cité défense et sécurité, un immeuble de type R+8 avec sous-sol, situé à Cotonou, au Bénin.

Ce travail cherche à étudier de manière globale, la stabilité des pieux sous les charges qui leur sont appliquées. De façon spécifique, il s'agira de faire une étude approfondie des caractéristiques du site de notre projet ; dimensionner les pieux et évaluer leur capacité portante ; analyser les tassements sous pieux et faire les vérifications conformément aux normes.

Le présent mémoire est structuré en six chapitres :

- Chapitre I : Présentation de la structure d'accueil, de la zone d'étude et du projet
- Chapitre II : État de l'art sur les pieux
- Chapitre III : Présentation des travaux réalisés sur le site
- Chapitre IV : Méthodologie
- Chapitre V : Résultats et discussions

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL, DE LA ZONE D'ÉTUDE ET DU PROJET

Dans ce chapitre, il sera question de présenter la structure d'accueil, la zone d'étude ainsi que les principales caractéristiques du projet. Il sera subdivisé en trois parties : la première portera sur la structure d'accueil ; la seconde décrira la zone d'étude en mettant en avant ses spécificités géographiques ; enfin, la troisième partie sera consacrée au projet, en exposant ses objectifs et ses principales composantes.

I.1. Présentation de la structure d'accueil

La Direction Générale de la Construction et de l'Habitat (DGCH) relève du Ministère du Cadre de Vie et des Transports en charge du développement durable, qui réside au 01 BP 3502 – 3621 dans le quartier Ganhi à Cotonou au Bénin. Dirigée par un directeur général assisté d'un directeur général adjoint, elle est l'organe national chargé d'élaborer, d'animer, de contrôler et de suivre les politiques et stratégies de l'État concernant la construction, l'habitat, la réhabilitation du patrimoine architectural, la promotion immobilière, les matériaux locaux et les métiers. En ce sens, elle est chargée non seulement de concevoir et de mettre en œuvre les politiques de l'État relatives à la construction et à l'habitat, mais aussi garantir l'assistance à la maîtrise d'ouvrage pour les projets de construction de l'État.

Parmi les différentes activités menées à la direction, nous pouvons entre autres citer :

- La conduite d'étude architecturale et de projets de construction pour le compte de l'État ;
- Les études et le contrôle des travaux de construction, d'entretien et de réhabilitation des bâtiments administratifs et des bâtiments pris en bail par l'État ;
- Les travaux de restauration, de réhabilitation et de valorisation du patrimoine architectural national en relation avec les structures nationales compétentes ;
- La participation aux travaux de la commission nationale du permis de construire ;
- La contribution à l'amélioration de la qualité de l'habitat et du logement.

Ces activités sont soutenues par différentes divisions au sein de la Direction Générale, notamment :

- La Direction de la Construction, de la Législation et de la Réglementation (DCLR) ;
- La Direction de l'Habitat et de la Promotion des Matériaux Locaux (DHPML) ;
- La Direction du Patrimoine Architectural et de la Promotion des métiers (DPAPM) ;

- L'Unité Focale de Programmation et de Suivi-Évaluation (UFPSE) ;
- Le Bureau des Ressources ;
- Le Secrétariat de Direction (SD).

L'organigramme de la structure d'accueil est illustré en annexe 1.

I.2. Présentation de la zone d'étude

Cotonou, capitale économique du Bénin, se situe sur la côte atlantique, dans le département du Littoral. D'une superficie de 79,7 km², la ville est un carrefour commercial et administratif majeur, abritant des infrastructures stratégiques telles que le port autonome et l'aéroport international Cadjehoun. Elle est délimitée au Nord par la commune d'Abomey-Calavi, à l'Est par Zè, au Sud par l'océan Atlantique et à l'Ouest par Ouidah. Le site du projet se localise à Cotonou, la plus grande ville du Bénin. Il est situé entre le palais de la Marina (présidence de la République du Bénin) et la Cité Ministérielle. Il fait face à la statue de l'Amazone, dans le 12e arrondissement de Cotonou, et est référencé par les coordonnées GPS X : 434313.00 et Y : 702121.00. La figure 1 présente la situation géographique du site. La vue satellitaire du site et de la zone environnante est présentée en annexe 1.

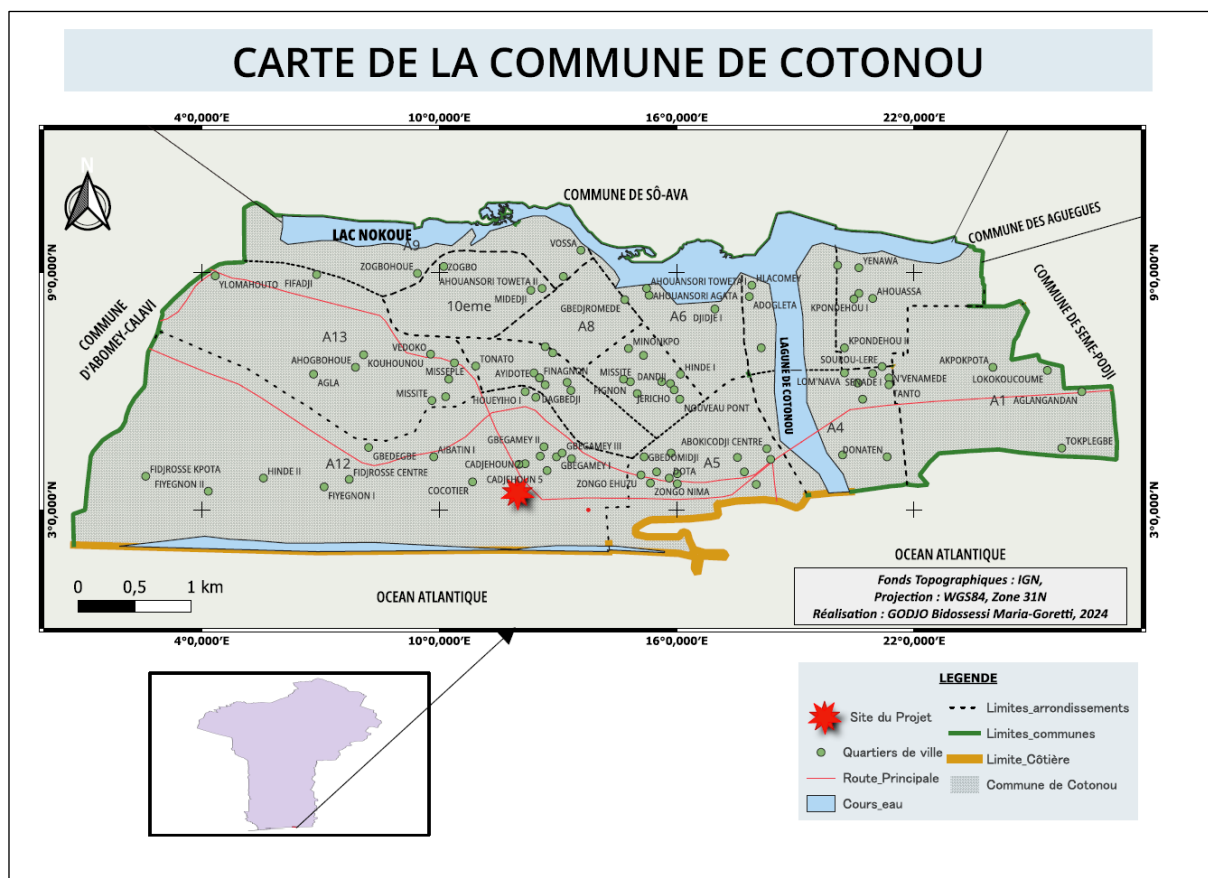


Figure 1: Présentation de la commune de Cotonou

I.3. Présentation du projet

I.3.1. Contexte et justification

Le projet de la Cité Défense et Sécurité (CDS) à Cotonou s'inscrit dans une stratégie gouvernementale d'optimisation des infrastructures administratives pour renforcer l'efficacité des services de l'État. Ce complexe de 1,21 hectare vise à centraliser les services du Ministère de l'Intérieur et de la Sécurité Publique, du Ministère de la Défense Nationale, ainsi que l'État-major des forces armées béninoises. Ce regroupement des institutions permettra au gouvernement d'optimiser le fonctionnement de l'administration, de réduire les coûts liés aux baux dispersés et d'améliorer les conditions de travail des agents publics. Ce projet, dont la construction est financée par un budget de plus de 32 milliards de FCFA, inclut :

- Deux bâtiments latéraux R+5 avec locaux techniques au sous-sol d'une emprise au sol de 435 m² chacun (l'un devra abriter le Ministère de l'intérieur et de la Sécurité Publique et l'autre le Ministère de la Défense Nationale)
- Un bâtiment central R+8 avec parking et locaux techniques au sous-sol d'une emprise au sol de 1336 m² (devant abriter l'État-major des forces armées béninoises)
- Un bâtiment annexe RDC pour dortoirs d'une emprise au sol de 375 m²
- Une guérite de sécurité d'une emprise au sol de 422,4 m² comprenant un abri groupe et un local transformateur
- Une station d'épuration de 223,76 m²
- Un parking 2 roues et des aménagements divers (voirie, aménagement paysager et autres)

Parmi ces différentes composantes, la réalisation du bâtiment central occupe une place essentielle et nécessite une conception adaptée. Face aux charges considérables et aux conditions géotechniques spécifiques du site, il a été fait le choix de recourir à des fondations profondes, notamment les pieux forés. Ainsi, l'étude de la stabilité des pieux est essentielle pour garantir la sécurité et la pérennité de l'ensemble de l'infrastructure, en veillant à ce que ces structures résistent aux contraintes imposées par leur environnement.

La figure 2 présente la vue d'ensemble du projet de la Cité Défense et Sécurité.

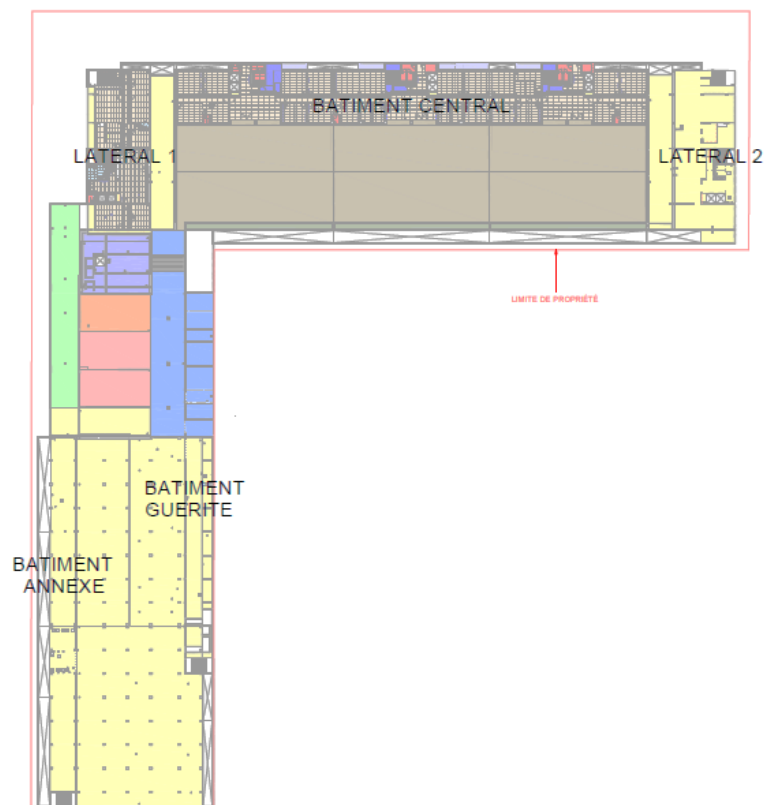


Figure 2: Vue d'ensemble du projet

I.3.2. Diagnostic/État des lieux

Le site dû est un espace clôturé en partie, qui abritait des bâtiments (ex primature) qui ont été démolis. Il est situé sur un bassin sédimentaire côtier, caractérisé par des dépôts littoraux quaternaires récents constitués de sables, graviers, argiles et limons. Les couches superficielles sont constituées de plusieurs type de matériaux. Le terrain est relativement plat avec des côtes altimétriques variant globalement entre -2,5 NGL et -1 NGL par rapport au TN. Selon les observations faites sur place, le site ne présente aucun risque naturel visible et une nappe était quasi affleurante au moment de la réalisation des sondages.

I.3.3. Données de base

Les documents exploités et fournis par l'entreprise sont notamment : les pièces écrites et les pièces graphiques. Parmi les pièces écrites, nous pouvons citer les rapports géotechniques, plus spécifiquement le rapport d'investigation, les rapports G2 AVP et G2 PRO, le rapport de conception. Dans les pièces graphiques, nous avons entre autres le plan d'implantation des pieux, le plan d'implantation du projet et la vue 3D. Ces éléments sont présentés en annexe 2.

Nous avons également tiré parti des articles scientifiques sur les fondations profondes ainsi que des normes en vigueur.

CHAPITRE II : ÉTAT DE L'ART SUR LES PIEUX

Ce chapitre présente un état de l'art sur les pieux afin de poser les bases théoriques nécessaires à l'étude. Dans un premier temps, les concepts fondamentaux sur les pieux seront abordés, en définissant leur rôle, leurs types et leurs modes de fonctionnement. Ensuite, les facteurs influençant la stabilité des pieux seront examinés, en mettant en évidence les paramètres géotechniques, structurels et environnementaux qui conditionnent leur performance.

II.1 Concepts fondamentaux sur les pieux

Les fondations profondes sont définies comme ayant une hauteur d'encastrement équivalente (D_e) supérieure à cinq fois la base (B), soit $D_e/B > 5$. Elles constituent un élément fondamental en ingénierie géotechnique et sont souvent préférées lorsque les couches superficielles ne peuvent pas supporter les charges imposées par une structure. Parmi les fondations profondes, les caissons et les pieux sont les deux types principaux. Ces deux types de fondations se distinguent entre autres par leur méthode de mise en œuvre ainsi que leur taille : les caissons ont généralement un diamètre important (de plusieurs mètres) et sont profonds, tandis que les pieux sont plus fins (diamètre de quelques dizaines de centimètres à 1 m). Les caissons, d'une plus grande dimension, sont souvent utilisés pour des structures massives et sous-marines, tandis que les pieux, plus fins et plus longs, sont enfoncés ou forés dans le sol pour des constructions où il est nécessaire d'atteindre des couches de sol profondes et stables. En fonction du comportement structurel, il existe deux types fondamentaux de fondations sur pieux, fonctionnant différemment : les pieux porteurs encore appelés pieux pointe ou pieux colonnes et les pieux à friction encore appelés pieux flottants.

L'extrémité inférieure du pieu porteur repose sur une couche de sol ou de roche particulièrement résistante. La charge de l'ouvrage est transférée par le pieu sur la couche résistante. Dans un sens, ce pieu agit comme une colonne, en supportant les charges verticales et en les transmettant au sol, tout en résistant à la compression. Le principe clé est que l'extrémité inférieure du pieu repose sur une couche de bonne résistance. La charge contourne donc la couche moins résistante et est transférée vers la couche plus stable et résistante. La figure 3 illustre le principe de fonctionnement d'un pieu pointe.

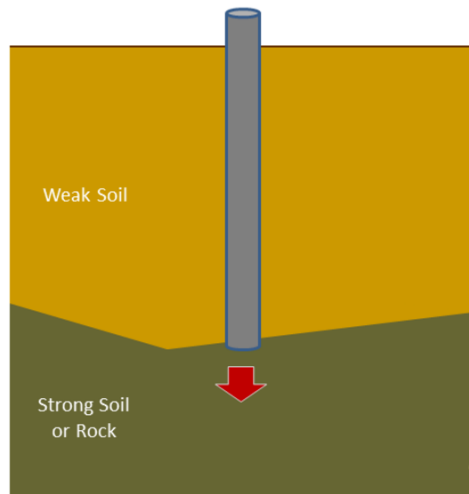


Figure 3: Pieu pointe

Source : https://www.understandconstruction.com/types-of-foundations.html#google_vignette

Les pieux à friction fonctionnent sur un principe différent. Le pieu transfère la charge de l'ouvrage au sol sur toute la hauteur du pieu, par frottement. En d'autres termes, toute la surface du pieu, qui est de forme cylindrique en général, travaille à transférer les forces au sol. Dans un pieu à friction, la quantité de charge qu'un pieu peut supporter est directement proportionnelle à sa longueur [1]. La figure 4 illustre le principe de fonctionnement d'un pieu à friction.

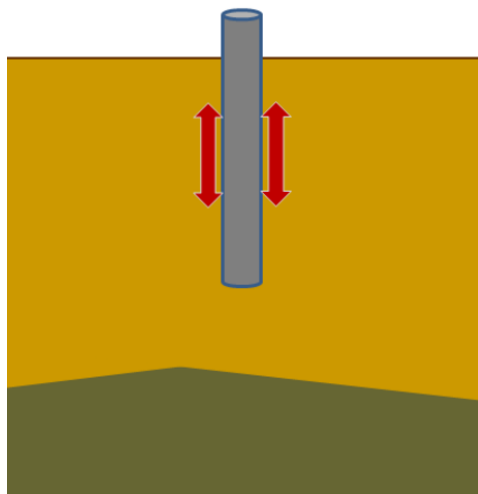


Figure 4: Pieu flottant

Source : https://www.understandconstruction.com/types-of-foundations.html#google_vignette

Les pieux, peuvent être réalisés en bois, béton, acier ou mixte et se répartissent en deux grands groupes selon le mode d'exécution : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisés par excavation du sol. Dans le premier groupe, nous pouvons citer les pieux battus et dans le second, les pieux forés. Ces derniers, sont beaucoup plus fréquents dans la conception

moderne du fait qu'ils sont généralement plus simples à réaliser et moins coûteux. L'exécution des pieux forés nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu [2]. Quant aux pieux battus, ils sont fichés dans le sol par battage ou vibrofonçage. Ci-dessous quelques illustrations (figure 5, figure 6 et figure 7) des différents types de pieux.



Figure 5: Pieu en bois

Source :

https://www.researchgate.net/figure/Saignee-usinee-sur-le-fut-des-pieux-en-bois_fig1_357971283



Figure 6: Pieu en béton préfabriqué

Source :

<https://compraco.com.br/blogs/construcao-civil/projeto-e-construcao-de-fundacoes-por-estacas-cravadas>



Figure 7: Pieu métallique

Source : https://leductp.com/portfolio_category/pieux-metalliques/page/2/

Les terrains instables, les zones à proximité de l'eau, les milieux marins et les zones urbaines denses, représentent les contextes géologiques et environnementaux spécifiques où les pieux forés offrent des avantages considérables. À Houston au Texas par exemple, nous avons l'exemple des pieux forés utilisés dans des sols argileux pour assurer des fondations solides ; également, le long du fleuve Saint-Laurent en Amérique du Nord, ces pieux traversent la nappe phréatique, permettant des constructions sécurisées à proximité de l'eau. Bien que le principe de construction sur pieux remonte à l'antiquité, les techniques modernes de fondations profondes, telles que les pieux forés ou vissés, sont issues de progrès scientifiques récents. Les civilisations anciennes comme celles d'Égypte et de Rome, utilisaient des pieux en bois pour stabiliser les structures sur des sols meubles, notamment pour les ponts et les bâtiments en zones humides [3].

II.2 Facteurs influençant la stabilité des pieux

Parmi les facteurs qui agissent sur la stabilité des pieux, la nature du sol apparaît en premier lieu. Dans des sols argileux mous par exemple, la stabilité des pieux peut être compromise en raison de la compressibilité élevée du sol et de sa faible capacité à résister aux charges [4]. De même, dans des environnements sismiques, le risque de liquéfaction des sols doit être pris en compte pour éviter l'affaissement ou l'instabilité des pieux [5].

Des travaux antérieurs réalisés à l'échelle mondiale, mettent en lumière la nécessité de garantir la stabilité des fondations, particulièrement dans des conditions géotechniques défavorables. L'étude menée par Ladd et Foott en 1974 [6], pour aborder la stabilité des fondations profondes dans les sols argileux mous, repose sur de nombreux cas d'échecs. Elle démontre que, sans une évaluation de la résistance des sols à long terme, la stabilité des fondations profondes peut être gravement menacée. Dans le même sens, Osterberg en 1998 [7], a mis en avant des techniques de test de charge qui ont révélé l'importance de la stabilité des pieux forés, surtout dans les sols à faible capacité portante. Ce travail montre la nécessité d'une évaluation en profondeur des caractéristiques du sol pour éviter des défaillances dues à des conditions géotechniques défavorables.

Un autre facteur majeur est la charge appliquée sur le pieu. Les pieux forés sont souvent dimensionnés pour supporter des charges statiques, mais ils doivent aussi résister aux charges dynamiques, qui peuvent provenir de facteurs tels que le vent ou les vibrations sismiques. Les conditions de charge peuvent également inclure des forces latérales et des moments de

renversement, en particulier pour les structures de grande hauteur ou situées dans des zones à fort risque sismique [8].

Le dimensionnement des pieux forés doit aussi inclure une analyse approfondie des tassements. En complément, l'analyse du frottement latéral en relation avec la profondeur du pieu est également cruciale pour s'assurer que la charge ne dépasse pas la capacité de résistance du sol.

Enfin, la nappe phréatique représente un facteur supplémentaire essentiel à considérer dans l'évaluation de la stabilité. En raison de son effet direct sur les propriétés du sol, elle joue un rôle capital dans le comportement des pieux, en modifiant la résistance et la compressibilité du sol autour de la fondation. Elle peut, en effet, affecter la capacité portante du sol, générer des pressions hydrostatiques et influencer la durabilité des matériaux en augmentant les risques de corrosion des armatures en acier.

CHAPITRE III : PRÉSENTATION DES TRAVAUX RÉALISÉS SUR LE SITE

Ce chapitre décrit les travaux réalisés sur le site, en mettant l'accent sur les techniques et les précautions mises en place. La première partie traite de la mise en œuvre des pieux forés, en détaillant les étapes clés du processus. La seconde aborde la stratégie d'atténuation des impacts externes, visant à limiter les effets de la nappe.

III.1 Mise en œuvre des pieux forés

L'exécution des pieux forés, dans le cadre de ce projet, s'est faite avec la technique du tube plongeur. Cette technique consiste à enfoncer un tube en acier verticalement dans le sol, qui est préalablement foré à l'endroit prévu pour l'implantation du pieu. Le forage, c'est-à-dire le forage initial est effectué suite au repérage de l'axe du pieu à réaliser. Le tube de forage provisoire appelé virole, est centré et descendu dans l'excavation. Ce tube est rempli de la bentonite, un fluide qui permet de stabiliser les parois du forage. Le forage se poursuit et la boue (la bentonite dans notre cas) est chargée jusqu'à la profondeur d'assise souhaitée. Le fond du forage est ensuite nettoyé au niveau de l'assise, puis s'en suit la mise en place de l'armature avec évacuation de la boue. Le béton est ensuite coulé jusqu'à une hauteur dépassant légèrement la côte de reprise, à l'aide du tube plongeur positionné à proximité de la base du forage, laquelle correspond à la profondeur du pieu. Après un temps de durcissement pour que le béton atteigne sa résistance optimale, le tube plongeur est retiré et l'arase du béton est vérifiée pour garantir la qualité de la fondation. Le recépage des pieux est enfin effectué à l'aide de la pile breaker. Il consiste à éliminer, sur une certaine hauteur, le béton de surface susceptible de présenter des zones douteuses. Ci-dessous quelques images de la mise en œuvre des pieux.

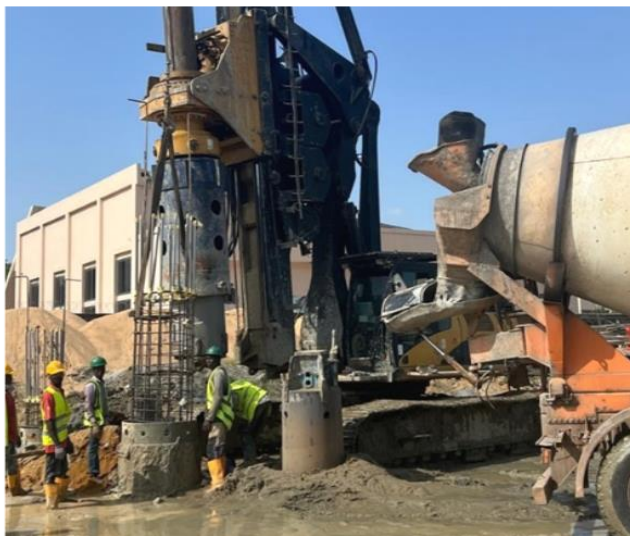


Figure 9: Mise en place de la cage d'armature du pieu



Figure 8: Coulage du pieu

III.2 Stratégie d'atténuation des impacts externes

La présence de la nappe phréatique sur le site constituait l'impact fondamental auquel était confrontée la fondation, exigeant des stratégies spécifiques pour limiter ses effets. Une membrane de type SikaProof A+ 12 a été mise en œuvre pour assurer l'étanchéité des fondations et des murs du sous-sol, notamment dans le cadre du cuvelage des structures en béton armé [10]. Cette membrane, appliquée sur la surface du béton de propreté, lui-même coulé sur du film polyane, offre une protection durable contre les infiltrations d'eau, même sous pression et empêche toute migration latérale d'eau.

La membrane SikaProof A+ 12 se distingue par sa simplicité de mise en œuvre. Disponible en rouleaux faciles à manipuler, elle accélère le processus d'installation tout en minimisant les risques d'erreurs grâce à des méthodes d'assemblage fiables. Ces caractéristiques en font une solution optimale pour garantir une étanchéité durable dans les projets de construction souterraine.



Figure 10: Membrane SikaProof A+12



Figure 11: Pose de la membrane sur le BP

En ce qui concerne le traitement des pieux contre les effets de la remontée d'eau, une première couche d'étanchéité de type Sika Waterbar, d'une épaisseur uniforme d'environ 5 à 6 cm, est placée autour du pieu avec un espacement d'environ 5 mm. On applique ensuite, sur la surface du pieu préalablement nettoyée, du SikaGrout de sorte à remplir l'espace délimité par la bande Waterbar. Composée de polyoléfines flexibles, cette bande garantit une adhérence totale au béton et empêche toute infiltration d'eau [11]. La couche de SikaGrout, conçue à base de ciment modifié, forme une membrane hautement adhérente et résistante [12] garantissant une barrière étanche efficace et empêchant également toute infiltration d'eau. Grâce à sa forte adhésion au béton et à ses propriétés chimiques exceptionnelles, elle assure une protection durable des pieux contre l'humidité, les agents chimiques contenus dans l'eau souterraine et d'autres agressions externes.



Figure 12: Membrane Sika Waterbar



Figure 13: Pose des membranes Sika Waterbar et SikaGrout

En complément de ce système d'étanchéité, une couche d'adhésif structural thixotrope de type Sikadur-31+ est appliquée en fine couche (3 mm) sur la surface de la couche de SikaGrout pour renforcer l'adhérence et l'étanchéité globale. Cette couche améliore significativement la durabilité du système d'étanchéité tout en formant une barrière étanche efficace contre les infiltrations d'eau et la vapeur [13].



Figure 14: Étanchéité Sikadur

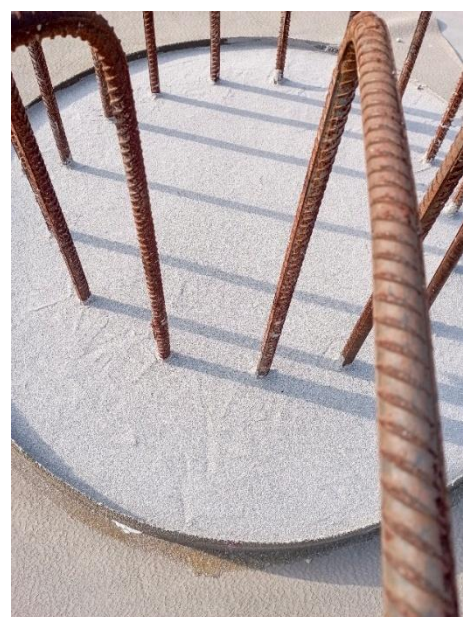


Figure 15: Pose de la membrane Sikadur

CHAPITRE IV : METHODOLOGIE

L'accomplissement de cette étude s'amorce avec la mobilisation des ressources, outils et méthodes adaptés aux spécificités techniques et environnementales du site.

IV.1 Matériels

Les outils utilisés pour le traitement de données et l'atteinte des objectifs sont entre autres :

- QGIS pour la réalisation des cartes ;
- PLAXIS pour la représentation du modèle géotechnique et l'évaluation du tassement ;
- Excel pour les différents calculs nécessaires à l'analyse ;
- Word pour la rédaction et la mise en forme de notre document.

IV.2 Méthodes

IV.2.1 Étude géotechnique

L'étude géotechnique du site a consisté en trente essais au pénétromètre dynamique (léger) peu profond, sept forages et sept essais pressiométriques (PMT). Les forages PMT et les forages d'échantillonnage ont été réalisés jusqu'à 15 m, avec des tests effectués à des intervalles de 1 m de profondeur. Deux autres forages et PMT ont été effectués jusqu'à une profondeur de 40 m dans le cadre d'une étude complémentaire. Trente essais au pénétromètre dynamique ont été réalisés pour caractériser le sol dans les 6 m supérieurs (du TN jusqu'à une profondeur de 6 m). Quatre piézomètres ont été installés pour surveiller la profondeur de la nappe phréatique et deux tests de perméabilité in situ ont été réalisés pour déterminer la perméabilité des sols dans les 15 m supérieurs (du TN jusqu'à une profondeur de 6 m).

À l'emplacement du bâtiment central, sept sondages au pénétromètre dynamique et 3 sondages pressiométriques ont été réalisés. Les sondages au pénétromètre indiquent un terrain hétérogène sur les deux premiers mètres. À partir de 2 m, on observe globalement un accroissement de la résistance et un refus entre 4 m et 5.4 m selon les sondages (le procès verbal pressiométrique est présenté en annexe 3 suivi des résultats des essais pressiométriques des sondages initial et complémentaire). L'étude qui consiste à traiter des pieux se concentrera uniquement sur les résultats de l'essai pressiométrique dans le cadre de cette analyse.

IV.2.2 Étude technique

En tenant compte des caractéristiques des pieux, dont les diamètres sont de 1,0 m et 0,8 m, et les longueurs varient approximativement entre 5 m et 25 m, le choix des pieux, au cours de

notre analyse, sera effectué de manière à couvrir l'ensemble des plages de diamètres et de longueurs.

IV.2.2.1 Évaluation de la capacité portante des pieux

L'approche de calcul de la portance caractéristique, fondée sur les résultats des profils d'essais de sols (méthodes semi-empiriques), est appliquée en suivant la procédure dite du « modèle de terrain ». Cette dernière repose sur l'exploitation des sondages existants pour élaborer un modèle géotechnique représentatif. Elle consiste à calculer les valeurs caractéristiques de portance à partir des valeurs caractéristiques de la résistance de pointe et du frottement axial unitaire dans les différentes couches du modèle géotechnique, éventuellement subdivisé en zones géotechniquement homogènes [14]. Les calculs sont conformes aux prescriptions de l'Eurocode 7, plus précisément la norme NF P94-262.

- Calcul de la résistance de pointe R_b

À partir des résultats pressiométriques (voir tableau 1), on détermine dans un premier temps la pression limite nette équivalente p_{le}^* à l'aide la formule 1 :

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

Avec

p_{le}^* : la pression limite nette équivalente (MPa)

$a = \max\{\frac{B}{2} ; 0,5\}$, B étant le diamètre du pieu (m) ;

$b = \min\{a ; h\}$ où h est la hauteur de la fondation comprise dans la formation porteuse (m) ;

D : la longueur de la fondation profonde comprise dans le terrain (m) ;

$p_l^*(z)$: la pression limite nette à la profondeur z (MPa) ;

On évalue ensuite l'influence de l'encastrement effectif D_{ef} d'après la formule 2.

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{le}^*} \int_{D-h_D}^D p_l^*(z) dz \quad (2)$$

Avec $h_D = \min(10B ; D)$ et D_{ef} exprimé en m

Le facteur de portance k_p , qui intervient dans l'expression 3, dépend de la classe du pieu, de la catégorie conventionnelle du terrain et de l'encastrement effectif.

Pour les pieux très élancés, les terrains de surface situés à plus de $10B$ de la pointe du pieu ne sont pas pris en compte dans le calcul de l'encastrement effectif.

k_p s'obtient alors de la façon suivante :

- Lorsque $\frac{D_{ef}}{B} > 5$: $k_p = k_{pmax}$;
- Lorsque $\frac{D_{ef}}{B} < 5$: $k_p = 1 + (k_{pmax} - 1) \left(\frac{D_{ef}/B}{5} \right)$

La valeur de k_{pmax} en fonction de la classe de pieu et des cinq catégories conventionnelles du terrain se retrouve à l'annexe 4.

L'effort mobilisable dû au terme de pointe R_b est obtenu avec l'expression 3.

$$R_b = A_b \times k_p \times p_{le}^* \quad (3)$$

Avec A_b la section de pointe du pieu (m^2)

- Calcul de la résistance de frottement axial R_s

À partir des résultats pressiométriques (tableau 1), la valeur du frottement axial unitaire limite q_s à la profondeur z se calcule avec la formule 4 :

$$q_s(z) = \alpha_{pieu-sol} \times f_{sol}(p_l^*(z)) \quad (4)$$

Le paramètre f_{sol} , paramètre intermédiaire ne dépendant que du terrain, est défini pour les différents types de sol et se calcule à l'aide de la formule 5 :

$$f_{sol}(p_l^*) = (a \times p_l^* + b)(1 - e^{-cp_l^*}) \quad (5)$$

Avec :

$\alpha_{pieu-sol}$: un paramètre adimensionnel qui dépend du type de pieu et du sol, dont les valeurs sont obtenues d'après le tableau présenté à l'annexe 5 ;

f_{sol} : une fonction exprimée en MPa, qui ne dépend que du type de sol et des valeurs de p_l^* ;

a, b, c sont des paramètres exprimés en MPa dont les valeurs sont obtenues dans le tableau présenté à l'annexe 6.

L'effort mobilisable par frottement axial R_s est déterminé par la formule 6 :

$$R_s = P_s \int_0^D q_s dz \quad (6)$$

Avec :

P_s : le périmètre du pieu (m) ;

q_s : le frottement axial unitaire (kPa) ;

- Calcul de la portance limite R_c

La portance limite est déterminée par la formule 7 :

$$R_c = R_b + R_s \quad (7)$$

- Valeur caractéristique de la portance $R_{c;k}$

Cette valeur est obtenue à l'aide de l'expression 8.

$$R_{c;k} = \frac{R_c}{\gamma_{R;d1} \times \gamma_{R;d2}} \quad (8)$$

$\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$ sont respectivement des coefficients de modèle et de méthode. L'annexe 7 présente les valeurs de $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$.

- Calcul de la portance $R_{c;d}$

La valeur de portance est déduite de celle caractéristique en appliquant un facteur partiel de résistance. La formule 9 est utilisée pour l'obtention de la portance.

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \quad (9)$$

Avec

γ_t : le facteur partiel de résistance totale/combinaison des pieux en compression (annexe 8).

- Charge de fluage $R_{c;cr;d}$

La charge de fluage est déduite de la valeur caractéristique de la charge de fluage $R_{c;cr;k}$. La formule 10 sera utilisée pour l'obtention de la charge de fluage caractéristique et la formule 11 pour le calcul de la charge de fluage.

$$R_{c;cr;k} = \frac{0,5R_b + 0,7R_s}{\gamma_{R;d1} \times \gamma_{R;d2}} \quad (10)$$

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}} \quad (11)$$

γ_{cr} : le facteur partiel de résistance (annexe 8).

IV.2.2.2 Section d'armature

- Hypothèses

Les hypothèses sont émises conformément aux prescriptions des normes (Eurocodes avec les applications nationales françaises), elles reflètent les hypothèses émises dans le cadre du projet.

Classe d'exposition :

La classe d'exposition du pieu est **XS2** (partie d'ouvrage en mer immergée en permanence)

Enrobage

On retient un enrobage minimal de 5 cm

Béton

Classe de résistance du béton : C35/45

La valeur caractéristique à la compression du béton pour les fondations profondes est minorée par rapport à la valeur caractéristique « classique » f_{ck} . L'abattement permet notamment de tenir compte des sujétions de mise en œuvre et des dimensions des fondations. La valeur à retenir pour les fondations profondes est déterminée à partir de la formule 12 :

$$f_{ck}^* = \inf(f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck}) \cdot \frac{1}{k_1 k_2} \quad (12)$$

Pour $f_{ck} \geq 25$ MPa, f_{ck}^* est au moins égale à 18,33 MPa si la formule générale conduit à une valeur moindre.

Avec :

f_{ck}^* : la résistance caractéristique à la compression minorée

f_{ck} : la résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours ;

$f_{ck}(t)$: la résistance en compression du béton à l'instant t. Conformément à la clause 3.1.2 (5) de la norme NF EN 1992-1-1, $f_{ck}(t)$ prend les valeurs suivantes :

- Pour $3 < t < 28$ jours : $f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8(MPa)$; (la détermination de la résistance moyenne en compression se reporte à la clause 3.1.2 (6) de la norme NF EN 1992-1-1)
- Pour $28 \text{ jours} \leq t$: $f_{ck}(t) = f_{ck}$;

C_{max} , k_1 et k_2 sont des coefficients qui tiennent compte des sujétions de mise en œuvre du béton.

Les valeurs de C_{max} et k_1 sont consignées dans le tableau présenté à l'annexe 9 et celles du coefficient k_2 dans le tableau présenté à l'annexe 10.

Pour la justification des sections des fondations profondes, la résistance à la compression du béton est déterminée à l'aide de l'expression 13 :

$$f_{cd} = \min \left(\alpha_{cc} k_3 \frac{f_{ck}^*}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{C_{max}}{\gamma_c} \right) \quad (13)$$

Avec :

α_{cc} : un coefficient qui prend la valeur :

- 1,0 sur la hauteur où le pieu est armé ;
- 0,8 sur la hauteur où le pieu n'est pas armé ;

γ_c : le coefficient partiel relatif au matériau béton. Il prend pour valeur :

- 1,5 pour les situations durable ou transitoire ;
- 1,2 pour les situations accidentelles ;

k_3 : un coefficient qui prend la valeur :

- 1,0 dans la majorité des cas ;
- 1,2 dans le cas d'un contrôle renforcé d'intégrité de la fondation

Armatures passives

Les armatures à utiliser pour les fondations profondes sont des armatures à haute adhérence dont la limite élastique f_{yk} est comprise entre 400 et 600 MPa (valeur usuelle de 500 MPa).

Les armatures passives sont de types S500B donc $f_{yk} = 500$ MPa.

La limite d'élasticité de calcul f_{yd} à introduire dans les justifications de sections de béton armé est définie par la formule 14

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (14)$$

Avec :

γ_s : le coefficient partiel relatif au matériau acier. Il prend pour valeur :

- 1,15 pour les ELU en situation de projet durable ou transitoire ;
- 1,0 pour les ELU accidentels ;
- 1,0 pour les ELS
- Armatures longitudinales

Les cages d'armatures des pieux de section circulaire sont constituées par des armatures longitudinales en acier disposées suivant les génératrices d'un cylindre autour desquelles sont enroulées et fixées rigidement des cerces ou hélices. Le nombre minimal de barres longitudinales est de 6 et leur diamètre minimal de 12 mm. La section minimale d'armatures longitudinales est alors au moins égale à la fraction suivante de la section du béton [15] :

- 0,005 lorsque la largeur ou le diamètre B de l'élément est inférieur à 1 m

- $0,005 \cdot \sqrt{1/B}$ dans les cas contraire, avec un minimum de 0,0035

Cela se traduit respectivement par les expressions 15 et 16 :

$$A_{min} = 0,005 \times \pi \times \frac{B^2}{4} \quad (15)$$

$$A_{min} = 0,005 \times \sqrt{1/B} \times \pi \times \frac{B^2}{4} \quad (16)$$

- Armatures transversales

L'écartement des armatures transversales est au plus égal à 15 fois le plus petit diamètre des barres longitudinales, avec un maximum de 35 cm. Leur diamètre est au moins égal aux quatre dixièmes du plus grand diamètre des barres longitudinales [15].

Le fascicule 62 titre V [15] recommande les valeurs suivantes :

Ø Armatures longitudinales	12-14	16	20	25	32
Ø Armatures transversales	6-8	8-10	12-14	12-16	16

Il est toutefois admis que certaines barres longitudinales ne soient que partiellement maintenues en vue de permettre le passage de la colonne de bétonnage.

IV.2.2.3 Évaluation des tassements

Le tassement d'un pieu désigne le déplacement vertical qu'il subit sous l'effet de la composante axiale d'une charge de compression. Cette valeur doit être comparée au tassement admissible requis ou fixé par les spécifications de la structure supportée [14]. Bien que le tassement puisse être faible dans certaines configurations pieu/sol, il reste essentiel de l'intégrer dans l'analyse.

Ce tassement peut être déterminé expérimentalement grâce à un essai de chargement statique ou calculé à l'aide de différentes méthodes, regroupées en quatre grandes catégories à savoir [16] :

- Méthodes empiriques
- Méthodes de la théorie de l'élasticité
- Méthodes de la théorie de transfert des charges
- Méthodes numériques

Selon l'Eurocode 7, les essais de chargement statique réalisés à grande échelle par les laboratoires des ponts et chaussées ont conduit à l'élaboration de règles empiriques simplifiées pour estimer de manière forfaitaire le tassement en tête d'un pieu sous une charge de référence correspondant à 70 % de la charge limite de fluage. Dans les cas courants, ces règles sont définies comme suit :

- **Pieux forés** : $S_{ref} = 0,006 B$, avec des variations possibles entre 0,003 B et 0,010 B ;
- **Pieux battus** : $S_{ref} = 0,009 B$, avec des variations comprises entre 0,008 B et 0,012 B.

Ces valeurs ont été déterminées à partir d'essais sur des pieux de diamètres allant de 0,30 m à 1,50 m, et de longueurs variant entre 6 m et 45 m [14].

Le tassement des fondations sur pieux dans les conditions d'états limites de service et ultimes doivent être évalués et comparés aux valeurs limites correspondantes des mouvements données au paragraphe 2.4.6 qui stipule : pour les ouvrages courants sur fondations isolées, des tassements totaux atteignant 50 mm et des tassements différentiels de 20 mm entre colonnes adjacentes sont souvent acceptables. De plus grands tassements totaux et différentiels peuvent être admis si les rotations relatives restent dans les limites acceptables et si les tassements totaux ne provoquent pas de problèmes aux réseaux liés à l'ouvrage, ni de basculement, etc [17].

Pour notre étude, la méthode numérique a été utilisée en vue de modéliser les problèmes d'interaction sol/pieux par un maillage formé des éléments plans. La modélisation a été réalisée avec le logiciel PLAXIS 2D, qui repose sur la méthode des éléments finis offrant une représentation précise des déformations et des interactions sol-structure. Cette méthode est utilisée pour résoudre des problèmes complexes en mécanique des sols et des structures, notamment pour modéliser les interactions sol-structure, les déformations, et les contraintes dans des situations géotechniques variées. Elle consiste à subdiviser le domaine en sous-domaines élémentaires pour permettre une modélisation précise des géométries complexes et des interactions sol-structure.

- Présentation du logiciel PLAXIS

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale

de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes : **Input**, **Calculations**, **Output** et **Curves**.

PLAXIS permet de créer un modèle numérique en définissant les propriétés des matériaux et les conditions aux limites à travers le programme **Input**. Le modèle géométrique, composé de points et de lignes, est automatiquement maillé et peut être ajusté pour optimiser les performances. Les données initiales incluent les pressions interstitielles et les contraintes effectives. Le programme **Calculations** propose divers calculs : plastique, consolidation, réduction Φ -c, et dynamique (avec le module dynamique). Les trois premiers prennent en compte les effets des grands déplacements grâce à l'option *Updated mesh* (mise à jour maillage) disponible comme option avancée. Les résultats incluent déplacements aux nœuds, contraintes aux points, et efforts dans les éléments structuraux, accessibles en utilisant **Output**. Les courbes charge-déplacement ou contrainte-déformation, générées avec le programme **Curves**, offrent une vue d'ensemble du comportement des sols. Un maximum de 10 nœuds et 10 points de contraintes peut être sélectionné pour les analyses.

La figure 16 présente l'organigramme de la structure de PLAXIS.

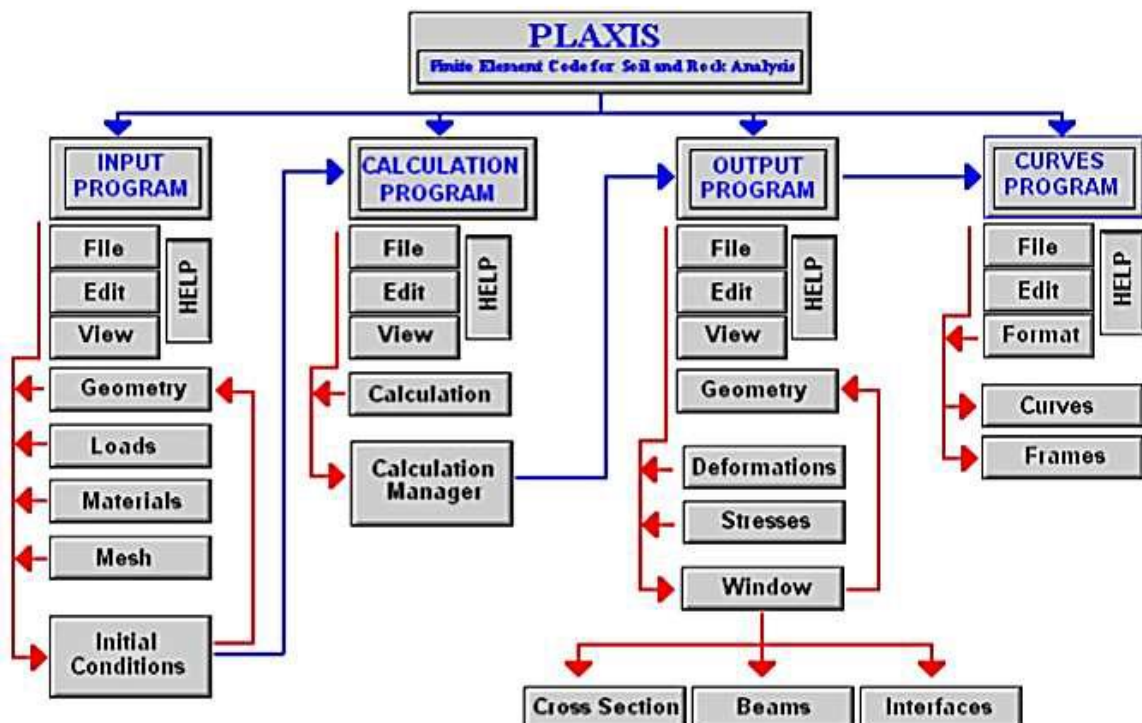


Figure 16: Organigramme de la structure du PLAXIS code

Source : Mémoire de master BERNOUS OUSSAMA (Juillet 2021)

- Modèles des matériaux

En général, les matériaux sont modélisés à l'aide de deux principaux modèles : le modèle élastique linéaire et le modèle de Mohr-Coulomb.

Le **modèle élastique linéaire** représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν . Il est principalement utilisé pour des structures rigides massives placées dans le sol.

Par ailleurs, le **modèle de Mohr-Coulomb**, caractérisé par un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, est bien connu et généralement utilisé comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Il comporte cinq paramètres : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ .

La condition de rendement Mohr-Coulomb complète se compose de six fonctions de rendement lorsqu'elle est formulée en termes de contraintes principales. La figure 17 présente la surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion.

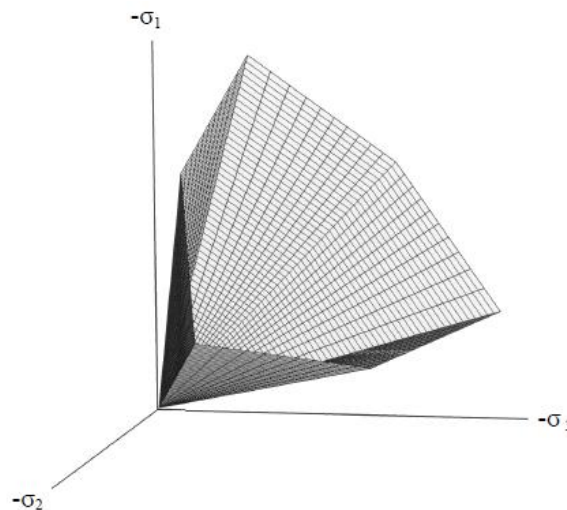


Figure 17: Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion

Source : Manuel de modèle de matériau PLAXIS

Les deux paramètres du modèle plastique apparaissant dans les fonctions de rendement sont l'angle de frottement φ bien connu et la cohésion c . Ces fonctions de rendement représentent

ensemble un cône hexagonal dans l'espace des contraintes principales comme le montre la figure 17 ci dessus.

Le module de Young est utilisé comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} . La figure 18 définit E_0 et E_{50} .

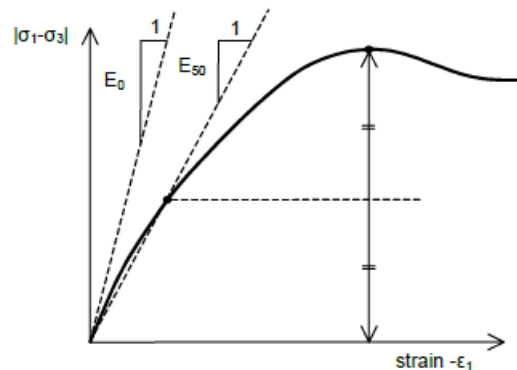


Figure 18: Définition de E_0 et de E_{50}

Source : Manuel de modèle de matériau PLAXIS

Des angles de frottement élevés obtenus parfois pour des sables denses, augmentent de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. La figure 19 présente les cercles de contrainte à la rupture où l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb.

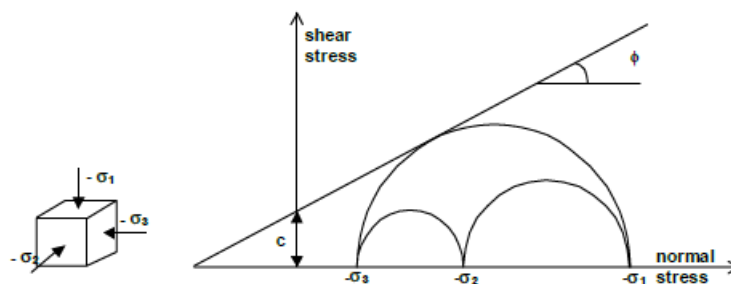


Figure 19: Cercles de contrainte à la rupture

Source : Manuel de modèle de matériau PLAXIS

Le temps de calcul augmente plus ou moins exponentiellement avec l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés sont à éviter lors de l'exécution de calculs préliminaires pour un projet particulier. L'angle de frottement conditionne en grande partie la résistance au cisaillement comme l'indique la figure 19 au moyen des cercles de contrainte de

Mohr. Une représentation plus générale du critère de limite élastique est présentée à la figure 17. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb s'avère plus adapté pour décrire le comportement du sol que l'approximation de Drucker-Prager, car cette dernière surface de rupture tend à être très imprécise pour les configurations axisymétriques.

- Types de comportement des matériaux

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation doivent représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, le logiciel offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol:

- Comportement drainé : pas de surpression interstitielle générée, c'est le cas pour les sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité ;
- Comportement non drainé : génération complète des surpressions interstitielles, c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité ;
- Comportement non poreux : aucune pression ni surpression interstitielle prise en compte, cela s'applique à la modélisation du béton, des roches et au comportement des structures.

CHAPITRE V : RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

Ce chapitre présente et analyse les résultats obtenus au cours de l'étude. La première partie est consacrée à l'analyse géotechnique et la seconde porte sur l'étude technique, qui examine la stabilité et la performance des fondations en fonction des paramètres identifiés.

V.1 Analyse géotechnique

Selon les rapports géotechniques, les résultats lors de l'installation des quatre piézomètres, pour le suivi périodique des niveaux d'eau, indiquent que les niveaux d'eau oscillent entre 0,9 m et 1,4 m par rapport au TN. Les relevés obtenus lors de l'étude complémentaire ont indiqué des profondeurs de nappe phréatique statique comprise entre 0,9 m et 1,2 m. Sur la base des informations disponibles, la profondeur de la nappe phréatique a été considérée comme étant à 1 m sous la surface du sol.

Les résultats indiquent un sable fin à moyen et un sable silteux dans les 11 m supérieurs, avec des pressions limites relativement faibles (entre 0,5 et 1,0 MPa) dans les 4 m supérieurs, augmentant avec la profondeur pour atteindre 4 à 5 MPa à une profondeur de 8 à 10 m. La pression limite PMT entre 11 et 16 m montre une réduction significative avec des valeurs généralement inférieures à 1,0 MPa et approchant 0,15 MPa à une profondeur de 15 m dans certaines PMT. La description visuelle de ce matériau indique une argile sableuse grisâtre. Entre les profondeurs de 16 et 23 m, les pressions limites augmentent jusqu'à 1 MPa à 2 MPa, le sol étant un silt (limon) sableux grisâtre/jaunâtre. En dessous de 23 m, le sol se transforme en sable silteux (pressions limites entre 1 MPa et 2 MPa) jusqu'à ce qu'une couche d'argile à plasticité élevée avec une pression limite moyenne de 1,5 MPa soit rencontrée à une profondeur de 26 m. Une couche de sable très dense avec une pression limite proche de 4 à 5 MPa est ensuite rencontrée à une profondeur de 33 m et persiste jusqu'à la fin des forages pressiométriques.

Le module de Ménard (EM) montre une tendance similaire avec la couche supérieure "sableuse" présentant un module relativement faible d'environ 10 MPa dans les 4 m supérieurs, augmentant à environ 70 MPa à des profondeurs de 8 à 10 m. Le module diminue à des valeurs aussi basses que 2 MPa dans l'argile sableuse grisâtre et augmente à environ 10 à 20 MPa dans les couches silt et sable silteux entre 16 et 26 m de profondeur. Le module descend à des valeurs aussi basses que 2 MPa dans l'argile sableuse grisâtre et augmente jusqu'à environ 10 à 20 MPa dans les couches de silt sableux et de sable silteux entre les profondeurs de 16 et 26 m. Dans l'argile très plastique, l'EM est presque constant à 20 MPa. Il augmente ensuite jusqu'à 70 et 80 MPa dans la couche profonde de sable.

Le modèle géotechnique retenu pour les vérifications est défini sur la base des valeurs représentatives des caractéristiques pressiométriques obtenues dans chaque couche. Une côte moyenne de -1,4 NGL a été retenue. Le tableau 1 ci-dessous présente le modèle géotechnique retenu pour l'ensemble du site.

Tableau 1: Modèle géotechnique retenu

Description	Toit de la couche (côte NGL)	Base de la couche (côte NGL)	Épaisseur (m)	Caractéristiques pressiométriques				Module de sol E (MPa)
				E _M (MPa)	PI* (MPa)	E _M /PI	α	
Sable superficiel relativement lâche à moyennement compact	-1,4	-4,9	3,5	10,9	0,87	13	0,33	33,0
Sable moyennement compact à compact	-4,9	-7,9	3	21,8	1,92	11	0,33	66,1
Sable compact	-7,9	-9,90	2	57,6	4,2	14	0,5	115,2
Sable moyennement compact à compact	-9,9	-12,90	3	37,4	2,49	15	0,5	74,8
Limon sableux à argile sableuse à peine ferme	-12,9	-14,90	2	13,4	0,95	14	0,50	26,8
Limon sableux à argile sableuse molle	-14,9	-17,90	3	3,7	0,23	16	0,66	5,6
Limon sableux gris jaunâtre	-17,9	-21,90	4	19,5	1,46	13	0,5	39,0
Sable limoneux gris jaunâtre à sable moyen rougeâtre	-21,9	-23,90	2	8,8	0,71	12	0,33	26,7
Argile limoneuse sableuse grisâtre à argile grisâtre	-23,9	-34,90	11	20,6	1,43	14	0,66	31,2
Sable moyen grisâtre	-34,9	-50	15,1	73,2	4,28	17	0,50	146,4

La figure 20 présente le profil schématique du site.

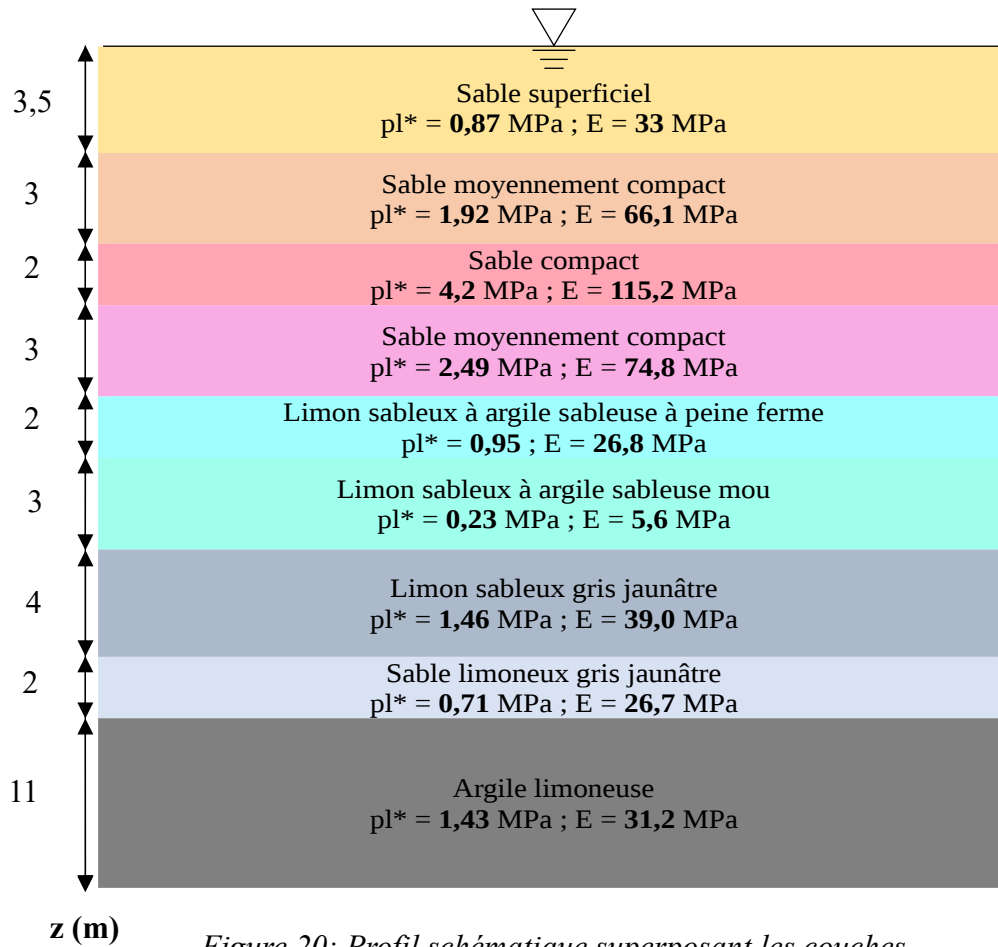


Figure 20: Profil schématique superposant les couches

V.2 Étude technique

V.2.1 Évaluation de la capacité portante des pieux

- Capacité de résistance à la pointe R_b

Le tableau 2 présente les résultats de la résistance à la pointe ainsi que des paramètres qui entrent dans le calcul de cette dernière.

Tableau 2: Résistance à la pointe des pieux

Types de pieux	Diamètres (m)	Longueurs (m)	p_{le}^* (kPa)	D_{ef} (m)	k_p	R_b (kN)
P5	0,8	13,5	906,5	12,85	1,15	524,01
P7	1	5	3687	3,03	1,06	3071,11
P12	1	13,92	1460	12,32	1,15	1318,68
P19	0,8	17,15	1122,5	8,39	1,15	648,86
P21	0,8	25,30	1430	7	1,15	826,62

La résistance à la pointe des pieux varie de 524,01 kN à 3071,11 kN, reflétant l'adaptation des pieux aux conditions du sol et à leurs dimensions géométriques. Les pieux de diamètre 1 m (P7 et P12) présentent des résistances à la pointe plus élevées que ceux de diamètre 0,8 m (P5, P19, P21), en raison de l'augmentation de la surface de base, qui dépend du diamètre du pieu et non de sa longueur totale.

Les pressions limites nettes équivalentes varient de 906,5 kPa (P5) à 3687 kPa (P7), indiquant des différences dans la résistance des couches géotechniques exploitées. Les pieux plus courts, comme P7, exploitent des couches plus résistantes, avec une pression limite élevée, permettant une résistance à la pointe plus importante malgré leur longueur réduite. En revanche, les pieux plus longs, tels que P19 et P21, ont des pressions limites plus faibles, car ils s'introduisent dans des couches moins résistantes, ce qui entraîne des résistances à la pointe plus faibles.

Cette analyse montre que les pieux qui exploitent des couches géotechniques plus résistantes génèrent des résistances à la pointe plus élevées, même s'ils sont plus courts, tandis que les pieux longs peuvent être moins efficaces si les couches profondes sont moins résistantes.

- Capacité de la résistance de frottement axial R_s

Le tableau 3 présente le frottement axial unitaire pour chaque couche du modèle géotechnique retenu en tenant compte du type de pieu dans notre étude, pieu de classe 1 et de catégorie 2 d'après la classification de l'Eurocode 7.

Tableau 3: Frottement axial unitaire

	$\alpha_{sol-pieu}$	pl* (MPa)	a	b	c	f_{sol}	q_s	q_{smax}
Sable superficielle relativement lâche à moyennement compact	1,4	0,87	0,01	0,06	1,2	44,514599	62,320438	90
Sable moyennement compact à compact	1,4	1,92	0,01	0,06	1,2	71,291198	99,807677	90
Sable compact	1,4	4,2	0,01	0,06	1,2	101,339678	141,875549	90
Sable moyennement compact à compact	1,4	2,49	0,01	0,06	1,2	80,6220493	112,870869	90
Limon sableux à argile sableux à peine ferme	1,25	0,95	0,003	0,04	3,5	41,3085776	51,635722	90
Limon sableux à argile sableuse mou	1,25	0,23	0,003	0,04	3,5	22,4979923	28,1224903	90
Limon sableux gris jaunâtre	1,25	1,46	0,003	0,04	3,5	44,1121186	55,1401483	90
Sable limoneux gris jaunâtre à sable moyen rougeâtre	1,25	0,71	0,003	0,04	3,5	38,6194944	48,274368	90
Argile limoneuse sableuse grisâtre à argile grisâtre	1,4	1,43	0,01	0,06	1,2	60,9420602	85,3188842	90
Sable moyen grisâtre	1,4	4,28	0,01	0,06	1,2	102,195416	143,073582	90

Les sols plus résistants, comme le sable compact et l'argile limoneuse sableuse grisâtre, offrent des valeurs de pl* et de frottement plus élevées, ce qui permet aux pieux d'atteindre une capacité portante plus grande. En revanche, les sols moins résistants, tels que les limons sableux ou les

sables lâches, sont moins efficaces pour supporter les pieux, réduisant ainsi leur capacité portante.

Ceci montre l'importance des propriétés géotechniques (la nature du sol, la pression limite nette équivalente) dans la conception des pieux et la nécessité d'adapter les dimensions des pieux et les techniques de fondation en fonction des types de sols rencontrés.

L'effort limite mobilisable par frottement axial est présenté dans le tableau 4 pour les différents types de pieux en fonction de leur profondeur et des différentes couches de sol traversées.

Tableau 4: Effort limite mobilisable par frottement axial

Types de pieux	Diamètres (m)	Longueurs (m)	R_s (kN)
P5	0,8	13,5	2393,84
P7	1	5	1335,45
P12	1	13,92	3027,72
P19	0,8	17,15	2869,80
P21	0,8	25,30	4385,68

La résistance du frottement axial varie en fonction des dimensions géométriques des pieux et des couches géotechniques traversées.

- Le pieu P21 a la résistance de frottement axial la plus élevée d'une valeur de 4385,68 kN. Cette performance est due à sa longueur importante, qui lui permet de maximiser l'interaction avec les couches de sol sur une grande hauteur, augmentant ainsi le frottement latéral total.
- Le pieu P12 affiche une résistance de frottement axial de 3027,72 kN, qui est significativement élevée malgré une longueur plus courte que celle de P21. Cela souligne l'importance du diamètre, qui offre une plus grande surface latérale pour générer du frottement.
- Le pieu P19 présente une résistance de frottement axial de 2869,80 kN, plus faible que celle de P12 mais supérieure à celle de P5. Cette résistance est le résultat d'une longueur intermédiaire combinée à un diamètre réduit.

- Le pieu P5 affiche une résistance de frottement axial de 2393,84 kN, qui est inférieure à celle des pieux de diamètre 1 m (comme P12), mais reste supérieure à celle de P7. Cela indique que, pour des pieux de même diamètre, la longueur est un facteur clé dans l'augmentation du frottement axial.
- Le pieu P7 a la résistance de frottement axial la plus faible égale à 1335,4 kN, en raison de sa longueur courte, qui limite son interaction avec le sol, malgré son diamètre plus grand.

Cette analyse montre que la résistance de frottement axial dépend de l'interaction entre la longueur et le diamètre du pieu. Les pieux longs maximisent leur résistance grâce à une surface latérale plus grande, tandis que les pieux de grand diamètre augmentent leur résistance grâce à une meilleure adhérence au sol sur toute leur hauteur. La performance globale de chaque pieu est donc influencée par un équilibre entre ces deux paramètres et les conditions géotechniques locales.

Le tableau 5 ci-dessous présente les différentes valeurs de R_c , $R_{c;cr;k}$ et $R_{c;cr;d}$ pour les différents types de pieux ainsi que les différentes charges Q qu'ils reprennent.

Tableau 5: Capacités de portance des pieux

Types de pieux	Diamètres (m)	Longueurs (m)	R_c (kN)	$R_{c;cr;k}$ (kN)	$R_{c;cr;d}$ (kN)	Q (kN)
P5	0,8	13,5	2917,85	1531,77	1701,97	1390
P7	1	5	4406,56	1952,86	2169,85	1770
P12	1	13,92	4346,40	2196,64	2440,71	1990
P19	0,8	17,15	3518,66	1844,50	2049,44	1690
P21	0,8	25,30	5212,30	2753,59	3059,54	2270

La charge de fluage, qui représente la capacité limite des pieux à supporter des sollicitations prolongées sans défaillance, est comparée avec la charge à l'ELS (Q), correspondant aux charges caractéristiques appliquées en conditions de service. Ces deux charges sont liées par la nécessité de garantir des marges de sécurité adéquates pour éviter toute dégradation structurelle à long terme.

De l'analyse de ces charges, il ressort que les pieux sont dimensionnés pour supporter des charges prolongées tout en conservant des marges de sécurité adéquates. La charge de fluage

pour chaque type de pieux est supérieure à la charge caractéristique appliquée correspondante. Les pieux de grand diamètre optimisent leur capacité grâce à une meilleure répartition des efforts, tandis que les pieux longs exploitent leur interaction avec les couches profondes pour garantir leur stabilité face aux sollicitations prolongées.

V.2.2 Section d'armature

Pour un béton C35/45, la résistance caractéristique à la compression $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ représente la valeur standard du béton en laboratoire. Pour un pieu foré à boue de classe 1, conformément à l'Eurocode 7, la résistance caractéristique effective est réduite à $f_{ck}^* = 26,92 \text{ MPa}$ en raison des conditions spécifiques de mise en œuvre, comme l'impact de la boue de forage. La résistance à la compression du béton $f_{cd} = 21,54 \text{ MPa}$ est ensuite déterminée à partir de f_{ck} et f_{ck}^* en appliquant un coefficient de sécurité partiel conformément aux normes, afin de garantir la sécurité des structures.

Armatures passives

Les armatures passives sont de types S500B donc $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

À l'ELU, on obtient $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{q_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

- Armatures longitudinales
 - Pour les pieux de diamètre 0,8 m :

$$A_{min} = 25,13 \text{ cm}^2$$

- Pour les pieux de diamètre 1 m :

$$A_{min} = 27,77 \text{ cm}^2$$

Nous convenons de prendre 16 barres de diamètre nominal 16 mm (16 HA16) qui totalisent une section pratique de $32,17 \text{ cm}^2$, équilibrant largement la section minimale requise pour les différents pieux. Ce choix assure une résistance structurelle accrue tout en respectant les exigences normatives pour garantir la stabilité et la durabilité des pieux.

- Armatures transversales

Des barres de diamètre nominal 10 mm (HA10) sont proposées pour constituer les armatures transversales, en conformité avec les exigences normatives.

- Espacement des barres

Pour assurer un compactage satisfaisant du béton autour des armatures, il est nécessaire de respecter un espacement minimal entre les barres parallèles, qu'elles soient isolées ou disposées

en lits horizontaux. Conformément à l'Eurocode 2, cette distance libre, tant horizontale que verticale, doit être au moins égale au plus grand diamètre des barres ou à 20 mm. En outre, si le diamètre maximal des granulats (dg) dépasse 32 mm, cet espacement minimal doit être ajusté pour être supérieur ou égal à $dg+5$ mm [18].

V.2.3 Évaluation des tassements

En appliquant la formule de l'Eurocode 7, les tassements de référence pour les pieux forés de 0,8 m et 1 m de diamètre sont respectivement de l'ordre de 4,8 mm avec des valeurs extrêmes de 2,4 mm et 8 mm et de 6 mm avec des valeurs extrêmes de 3 mm et 10 mm.

Le modèle géotechnique adopté pour les analyses numériques est basé sur le comportement élasto-plastique des sols selon le critère de Mohr-Coulomb. Le tableau 6 présente les différents paramètres géotechniques utilisés pour la modélisation numérique dans PLAXIS 2D.

Tableau 6: Paramètres des couches de sol

N° Couche	Description	Poids volumique saturé (KN/m ³)	Cohésion, c (kPa)	Angle de frottement, φ (°)	Module d'Young, E (kPa)	Coefficient de Poisson, ν
1	Sable avec limon, compact	18	1	32	25000	0,33
2	Sable limoneux, très dense	20,5	1	37	116000	0,33
3	Sable argileux, dense à compact	19,8	6	33	31250	0,40
4	Argile sableuse, molle	18,8	17,5	26	7750	0,45
5	Limon sableux, compact	19,8	3,5	34	35000	0,33
6	Limon sableux, très dense à compact	19	4	32	31000	0,33
7	Sable silteux, compact	19,2	2,5	33	36000	0,33
8	Argile très plastique, très ferme	21	67,5	7,5	30500	0,47
9	Sable, très dense	21	0	39	146500	0,30

L'application d'une charge sur un pieu enfoncé dans le sol entraîne une déformation qui se manifeste par un déplacement différentiel des couches environnantes. Ce phénomène illustre l'interaction complexe entre le pieu et le sol, mettant en évidence les mécanismes de transfert de charges et de frottement latéral. La figure 21 illustre la déformation du maillage dans le sol et autour du pieu P5 suite à l'application d'une charge verticale de 1390 kN.

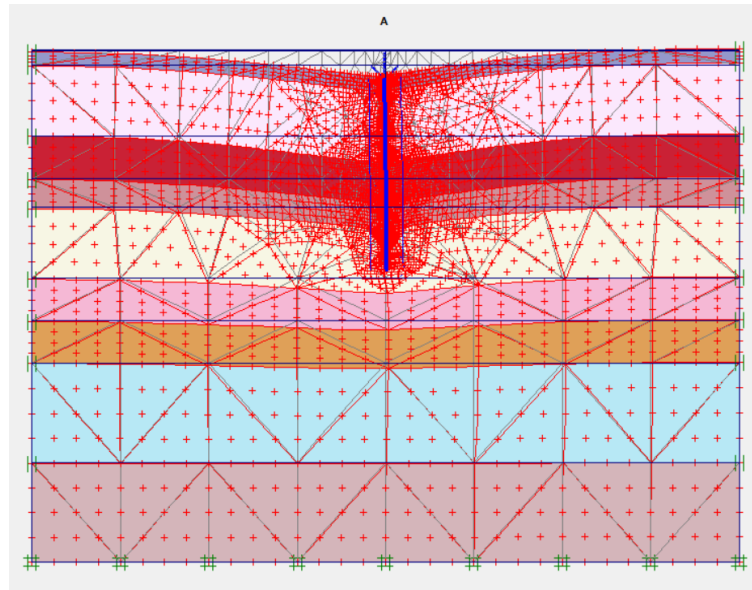


Figure 21: Déformation de maillage

Les déformations observées révèlent une concentration des déplacements dans les couches de sol environnant immédiatement le pieu, particulièrement dans la zone d'influence directe de la charge appliquée. On note également une variation progressive des déplacements dans les couches plus éloignées, ce qui témoigne de la dissipation des contraintes dans le sol au fur et à mesure que l'on s'éloigne du pieu. Les zones de couleur rouge indiquent des déformations maximales, suggérant une compression importante des couches adjacentes au pieu. À l'inverse, les couches inférieures montrent des déformations plus faibles, indiquant une transmission réduite des efforts en profondeur. Cette configuration est caractéristique du comportement mécanique des pieux dans un contexte de charge statique, et elle souligne l'importance du module d'élasticité et des paramètres géomécaniques du sol pour la stabilité des fondations.

Le tableau 7 présente les différentes couches de sol traversée par les différents pieux.

Tableau 7: Couches traversées par les différents pieux

Pieu	Diamètre	N° de couche traversée
P5	0,8	1,2,3,4,5
P7	1	1,2
P12	1	1,2,3,4,5
P19	0,8	1,2,3,4,5,6
P21	0,8	1,2,3,4,5,6,7,8

Les figures 22, 23 24, 25 et 26 montrent respectivement le déplacement vertical des pieux P5, P7, P12, P19 et P21.

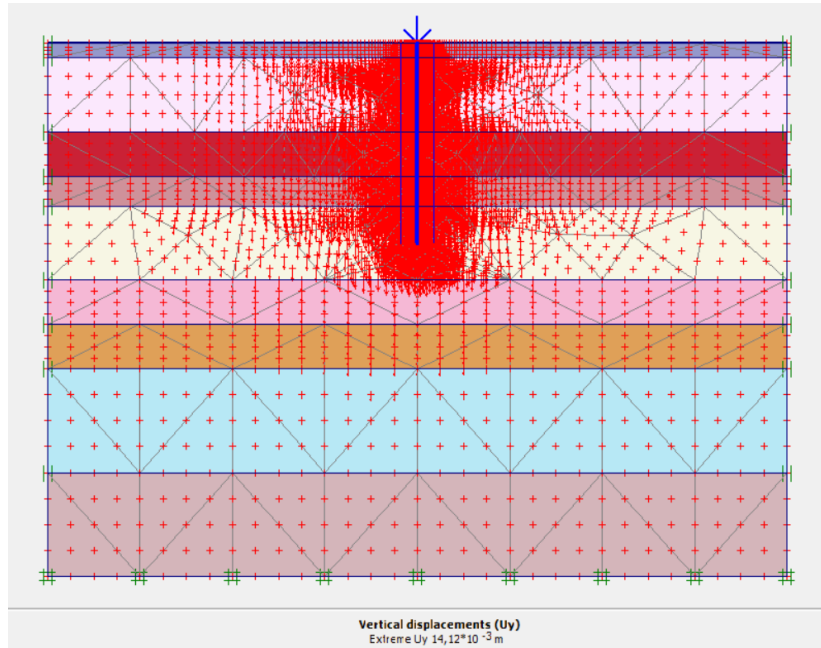


Figure 22: Déplacement vertical P5

Le déplacement maximal observé pour le pieu P5 est de 14,12 mm, concentré autour du pieu. Cette valeur témoigne d'une interaction localisée entre le sol et le pieu, caractéristique du comportement attendu sous charge statique.

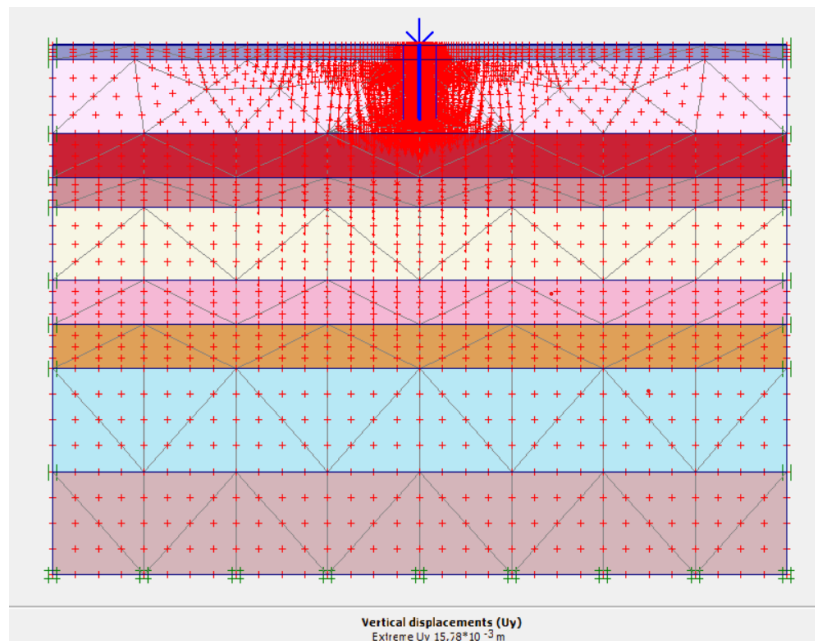


Figure 23: Déplacement vertical P7

Le pieu P7 enregistre un déplacement maximal de 15,78 mm, principalement dans les couches supérieures, avec une dissipation progressive des tassements vers les couches profondes.

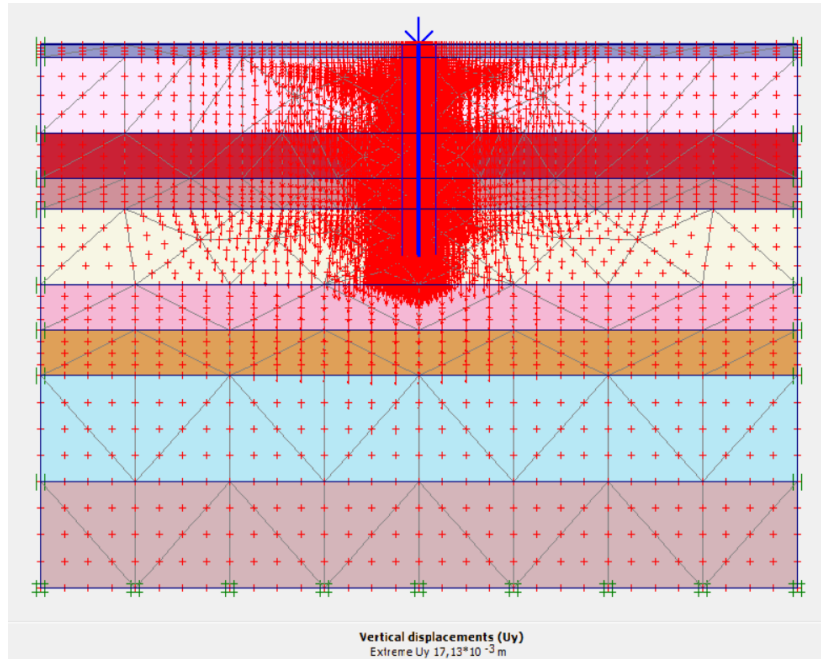


Figure 24: Déplacement vertical P12

Un déplacement maximal de 17,13 mm est observé pour le pieu P12. Cette valeur, concentrée autour du pieu, reflète une répartition efficace des charges vers le sol environnant.

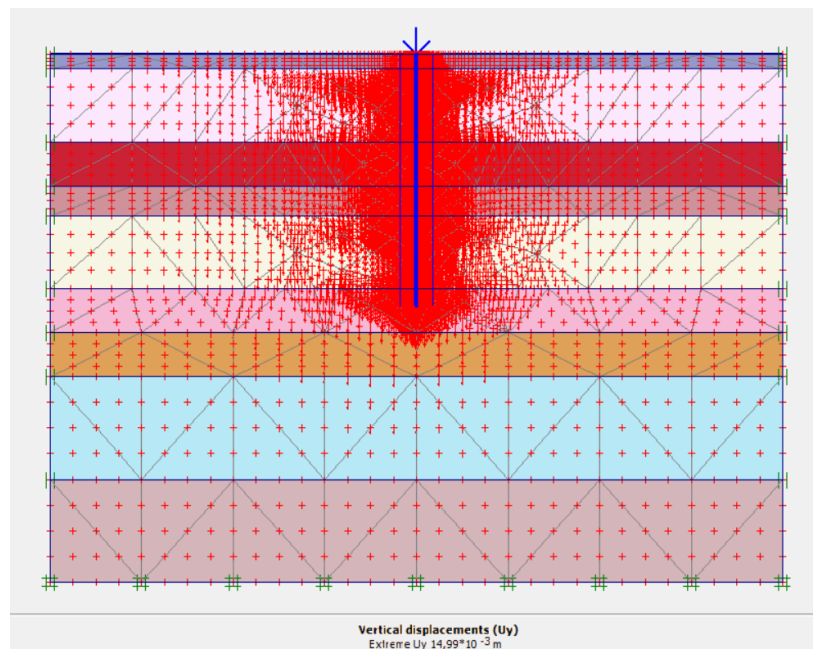


Figure 25: Déplacement vertical P19

Le pieu P19 atteint un déplacement maximal de 14,99 mm, soulignant un transfert de charge principalement localisé à proximité immédiate, en cohérence avec les prévisions numériques.

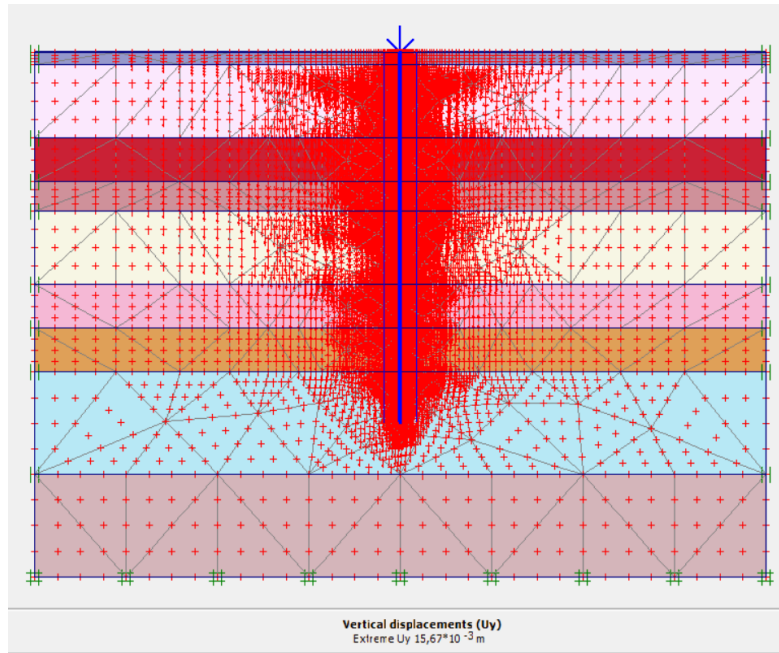


Figure 26: Déplacement vertical P21

Le déplacement mesuré du pieu P21 est de 15,67 mm, concentré principalement tout autour du pieu. Bien que ce déplacement soit faible, il reflète un comportement réaliste des interactions sol-pieu selon les simulations.

Les déplacements verticaux observés, principalement concentrés autour des pieux, traduisent les tassements, qui atteignent des valeurs maximales comprises entre 14,15 mm et 17,13 mm. Ces déplacements diminuent avec la profondeur et se dissipent progressivement dans les couches environnantes, reflétant ainsi le transfert de charge entre le pieu et les différentes couches du sol. Cette distribution montre une réponse plus compressible des couches superficielles et un soutien accru en profondeur. Bien que ces tassements soient relativement faibles par rapport à la limite admissible de 50 mm prescrite par l'Eurocode 7, ils excèdent toutefois la valeur obtenue par l'évaluation forfaitaire. Cette différence peut s'expliquer par le caractère simplifié des règles empiriques, qui sont des approximations basées sur des essais à grande échelle et reposent sur des hypothèses moyennes concernant les propriétés du sol, les charges appliquées et les dimensions des pieux. Elles ne tiennent pas compte des particularités géotechniques spécifiques au site, comme l'hétérogénéité du sol ou la présence de couches compressibles, leur objectif étant de fournir des estimations rapides et conservatrices. À l'inverse, des logiciels comme PLAXIS intègrent des modèles numériques avancés et des lois constitutives complexes, tels que les modèles de Mohr-Coulomb ou de Hardening Soil, qui permettent de représenter de manière plus réaliste les comportements non linéaires et les

interactions sol-pieu. En prenant en compte des facteurs tels que la déformation plastique, l'interaction pieu-sol, les contraintes initiales et les effets de consolidation, ces outils numériques fournissent des estimations de tassements généralement plus élevées, reflétant plus fidèlement le comportement réel de l'ouvrage.

Les figures 27, 28, 29, 30 et 31 montrent respectivement les déplacements horizontaux des pieux P5, P7, P12, P19 et P21.

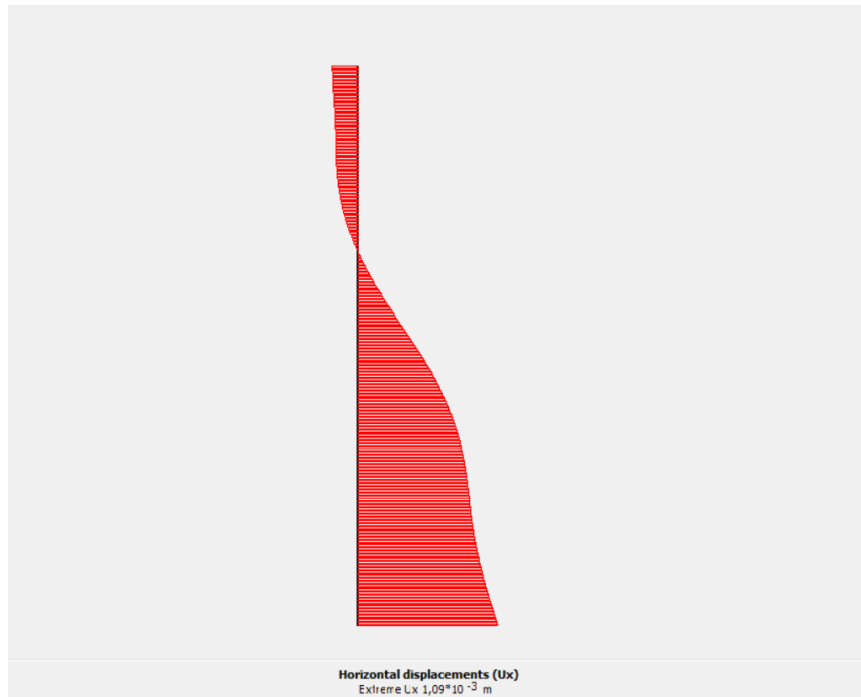


Figure 27: Déplacement horizontal P5



Figure 28: Déplacement horizontal P7

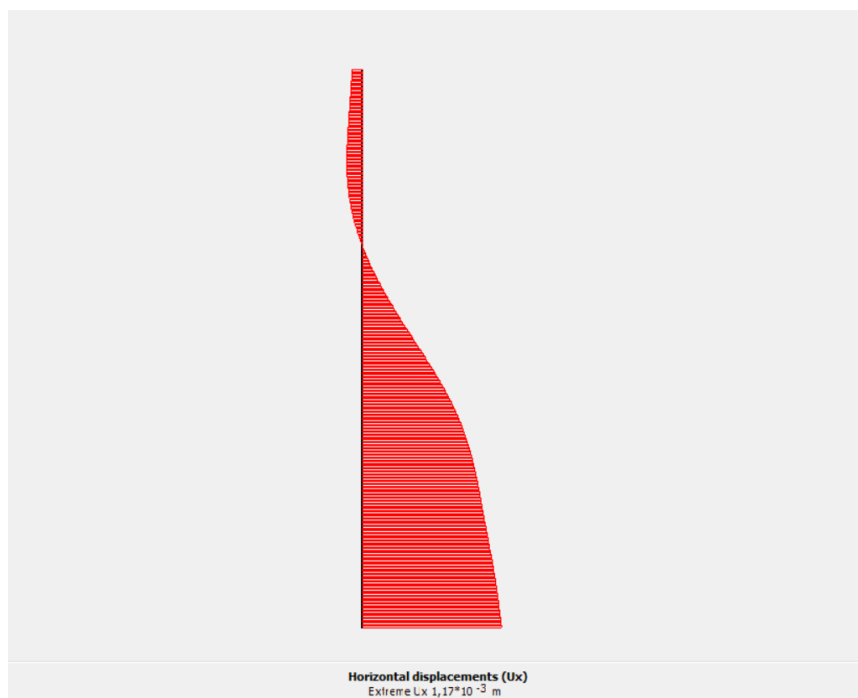


Figure 29: Déplacement horizontal P12

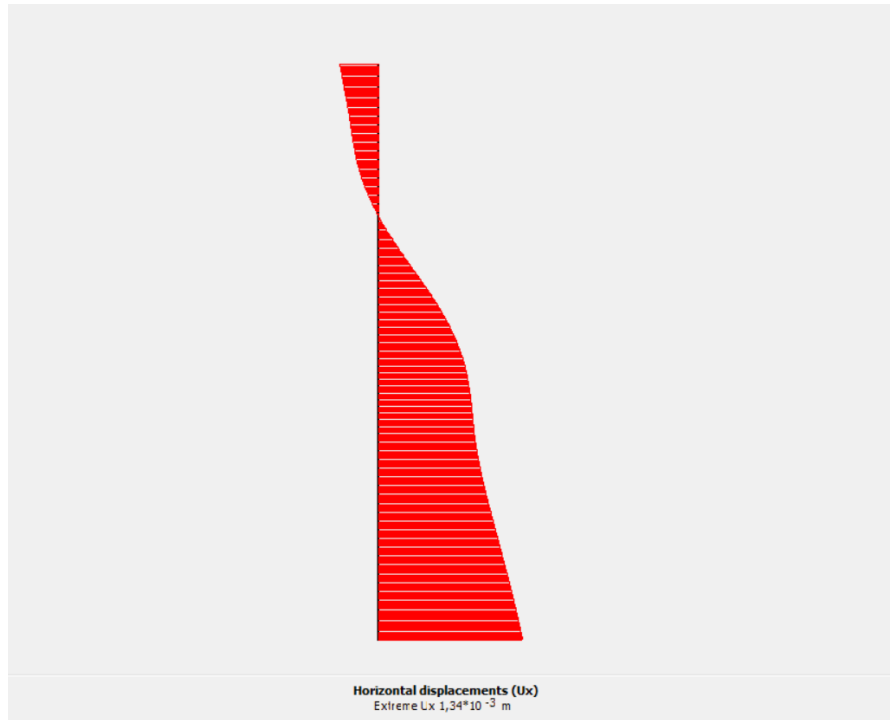


Figure 30: Déplacement horizontal P19



Figure 31: Déplacement horizontal P21

Les déplacements horizontaux des pieux varient entre 0 mm et 1,45 mm, ce qui reflète des déformations limitées sous l'effet des charges latérales appliquées. Ces valeurs faibles témoignent d'une bonne interaction entre les pieux et le sol environnant, traduisant une stabilité adéquate du système fondation-sol.

De tels déplacements sont généralement inférieurs aux seuils admissibles, bien qu'aucune valeur n'ait été définie étant donné que cela dépend de la fonction de l'ouvrage et de la sensibilité de la superstructure. Cela signifie que les pieux peuvent supporter les charges appliquées, garantissant ainsi une bonne stabilité des fondations et minimisant les risques de désalignement ou de déformation excessive.

Les figures 32, 33, 34, 35 et 36 présentent respectivement les moments fléchissants des pieux P5, P7, P12, P19 et P21.

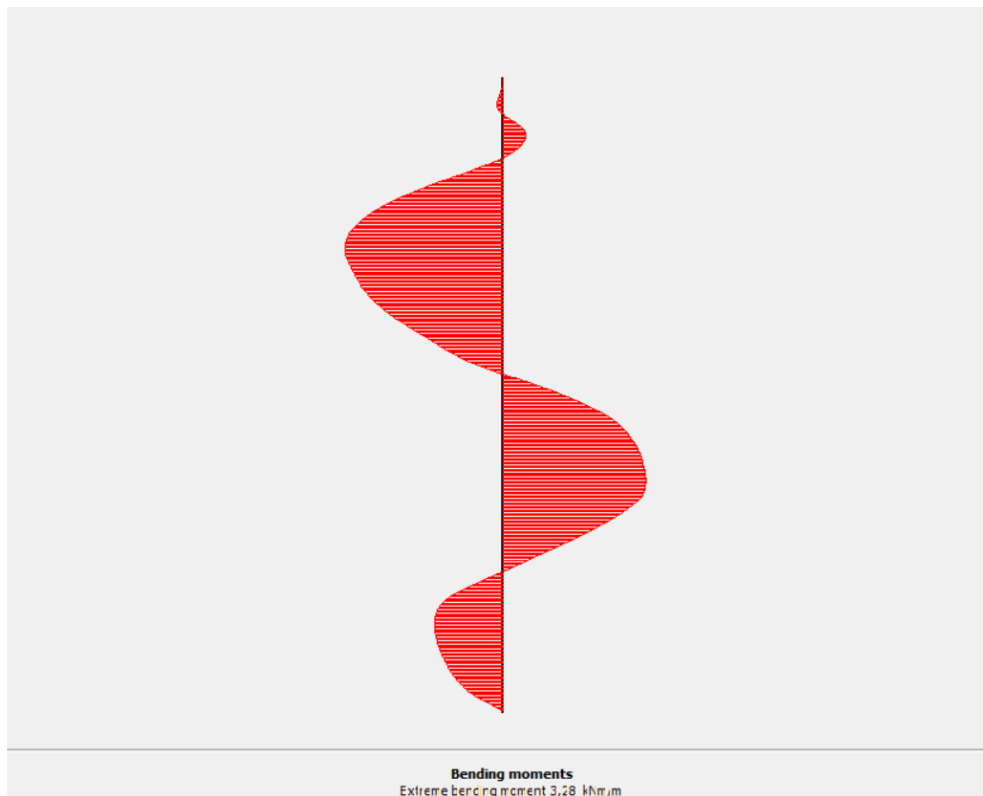


Figure 32: Moment fléchissant P5



Figure 33: Moment fléchissant P7

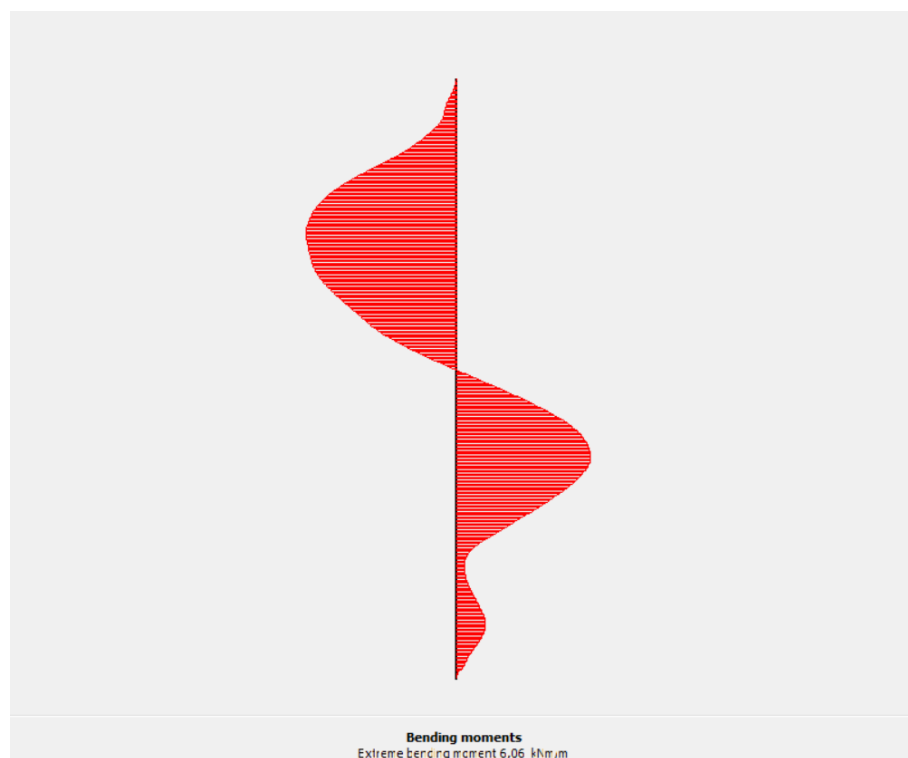


Figure 34: Moment fléchissant P12

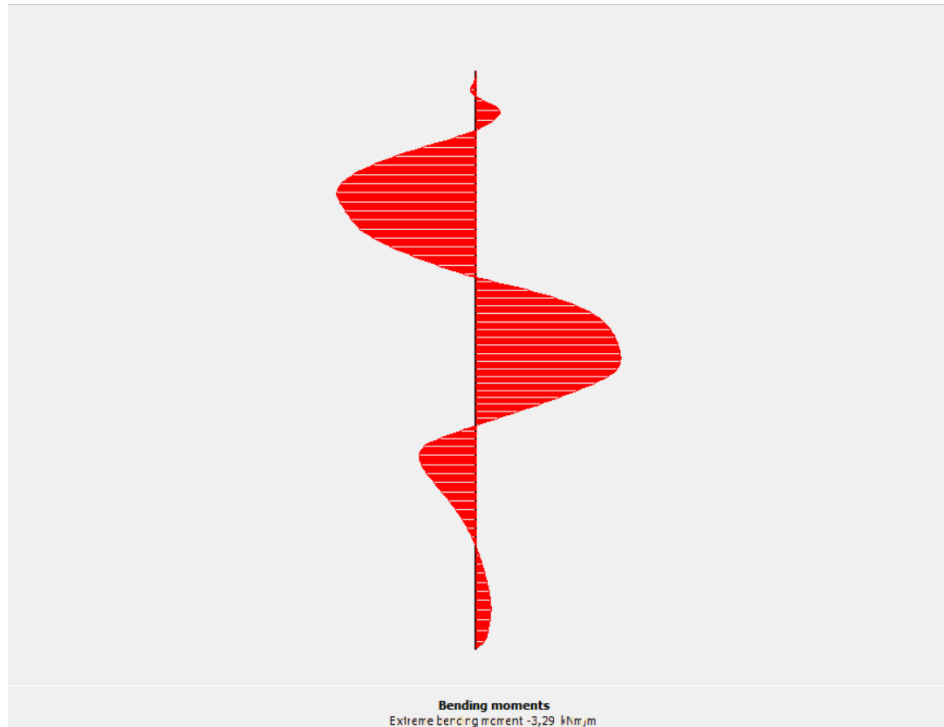


Figure 35: Moment fléchissant P19

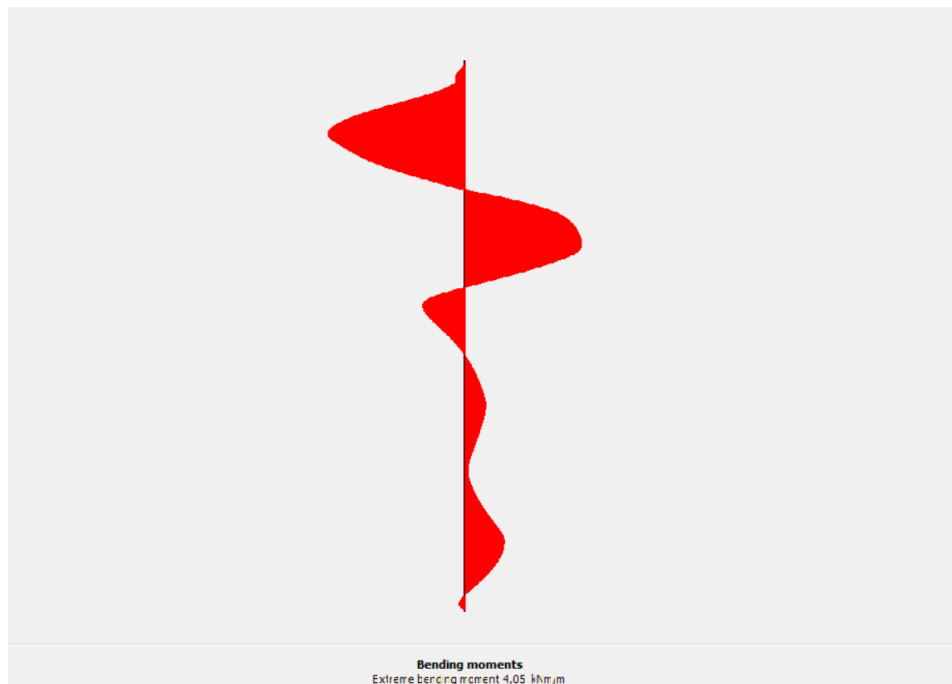


Figure 36: Moment fléchissant P21

L'analyse des moments fléchissants enregistrés, allant de 1,35 kN.m à 6,06 kN.m, montre une sollicitation faible des pieux. Ces valeurs témoignent d'une réponse adéquate des pieux aux charges appliquées, sans signes de surcharge ni de déformation excessive. Elle suggèrent une interaction optimale entre les pieux et le sol, assurant ainsi une répartition efficace des efforts.

Les faibles moments fléchissants observés indiquent que la conception des pieux est bien adaptée aux charges prévues, et garantissent un comportement structurel stable. Ces résultats confirment que les pieux remplissent leur fonction de manière fiable, en assurant la sécurité, la durabilité et la stabilité de l'ouvrage, tout en respectant les normes de sécurité et de conception.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'objectif de cette étude était d'évaluer la stabilité des pieux forés dans le cas du bâtiment central R+8 de la Cité Défense et Sécurité. Cette stabilité dépend étroitement de plusieurs paramètres, notamment les caractéristiques géotechniques du sol, les dimensions des pieux, les conditions hydrogéologiques et les interactions sol-pieu. L'analyse a montré que la capacité portante des pieux, calculée en tenant compte de ces facteurs, dépasse largement les charges reprises, garantissant ainsi une marge de sécurité suffisante pour prévenir tout risque de défaillance. De même, les tassements évalués, toujours en tenant compte des mêmes facteurs, révèlent des valeurs qui sont toutes inférieures à la valeur admissible de l'Eurocode 7 et supérieures à la valeur obtenue selon la méthode empirique, qui estime approximativement le tassement selon l'interprétation des essais de chargement statique. Cela s'explique par le fait que cette méthode ne tient compte que du diamètre du pieu dans sa formule et n'intègre pas les différents facteurs mentionnés plus haut, spécifiques aux réalités de notre site. Ces tassements obtenus, qui varient entre 14,15 mm et 17,13 mm sous des charges allant jusqu'à 2270 kN, sont relativement faibles et ne mettent pas en péril l'équilibre des pieux.

Sur la base du travail effectué, quelques moyens sont à prendre en compte pour la pérennité de l'ouvrage :

- Procéder à l'injection de résine expansive pour stabiliser le sol sous les pieux ;
- Prévoir un système de drainage si un tassement excessif est causé par des problèmes d'humidité ou une mauvaise gestion des eaux ;
- Envisager l'installation des capteurs pour mesurer les mouvements du sol et des fondations afin d'anticiper les risques et d'évaluer l'efficacité des interventions.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] « Fondations sur pieux », août 2024, Consulté le: 28 août 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.understandconstruction.com/pile-foundations.html>
- [2] C. Plumelle, « Fondations profondes et pieux ». 2005 C.N.A.M Géotechnique 2004.
- [3] Jérôme CHRISTIN, Philippe REIFFSTECK et Alain LE KOUBY, « Généralités sur les pieux ». IFSTTAR 2013.
- [4] Skempton, A.W., « “The Bearing Capacity of Clays.” Proceedings of the Building Research Congress, Division 1, London », 1951.
- [5] Randolph, M.F., et Gourvenec, S.M., « Offshore Geotechnical Engineering. CRC Press, Boca Raton. », 2011.
- [6] Ladd, C.C., et Foott, R., « “New Design Procedure for Stability of Soft Clays.” ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 100(7), 763-786 », 1974.
- [7] Osterberg, J.O., « “The Osterberg Load Test Method for Piles.” Innovations in Deep Foundations, Geotechnical Special Publication 81, ASCE », 1998.
- [8] Poulos, H.G., et Davis, E.H., « Pile Foundation Analysis and Design. Wiley, New York », 1980.
- [9] Burland, J.B. et Burbidge, M.C., « “Settlement of Foundations on Sand and Gravel.” Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 78(1), 1325-1381 », 1985.
- [10] Sika Suisse, « Sikaproof A+12 | Sika Suisse », Rapport technique / Fiche produit, déc. 2024. Consulté le: 6 décembre 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://che.sika.com/dam/dms/ch01/y/sikaproof-a-plus-12.pdf>
- [11] Sika France, « Sika® Waterbar FB 125 | Sika France », sept. 2024. Consulté le: 9 septembre 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://che.sika.com/fr/construction/etancheite-ouvrages/etancheite-du-beton/bandes-etancheite-joints/sika-waterbar-fb-125.html>
- [12] Sika Suisse, « Sikagrout-314 N | Sika Suisse », Rapport technique / Fiche produit, déc. 2024. Consulté le: 9 décembre 2024. [En ligne]. Disponible sur: https://che.sika.com/dam/dms/ch01/4/sikagrout_-314_n.pdf

[13] Sika France, « Sikadur -31+, Fiche technique », Sika France, France, Fiche technique. Consulté le: 9 décembre 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://fra.sika.com/fr/construction/repair-reinforcement-grouting/collage-rigide/sikadur-31-plus.html>

[14] Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement (Cerema), « Eurocode 7 - Application aux fondations profondes (NF P94-262) », Cerema, Bron, France, Guide méthodologique. Consulté le: 29 septembre 2024. [En ligne]. Disponible sur: https://piles.cerema.fr/IMG/pdf/cerema_guide_methodologique_eurocode7_application_aux_fondations_profondes__nf_p94-262__decembre_2014_cle737925-1.pdf

[15] Cerema, « Fascicule 62 Titre V - CCTG 1993 : Règles de conception et calcul des fondations des ouvrages de génie civil », Rapport technique / Guide de conception. Consulté le: 2 décembre 2024. [En ligne]. Disponible sur: https://piles.cerema.fr/IMG/pdf/fascicule_62_titre_v_cctg_1993_regles_de_conception_et_calcul_des_fondations_des_ouvrages_gc_cle7a4325.pdf

[16] I. Hassini, « Evaluation des tassements pour une fondation profonde », Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, Mémoire de Master, sept. 2016. [En ligne]. Disponible sur: <https://dspace.ummtto.dz/items/b2253839-8580-49a7-ae52-a1d8ce1fc347>

[17] Comité Européen de Normalisation (CEN), « Eurocode 7 : Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales », Association Française de Normalisation (AFNOR), Paris, France, Norme française, AFNOR 1996.

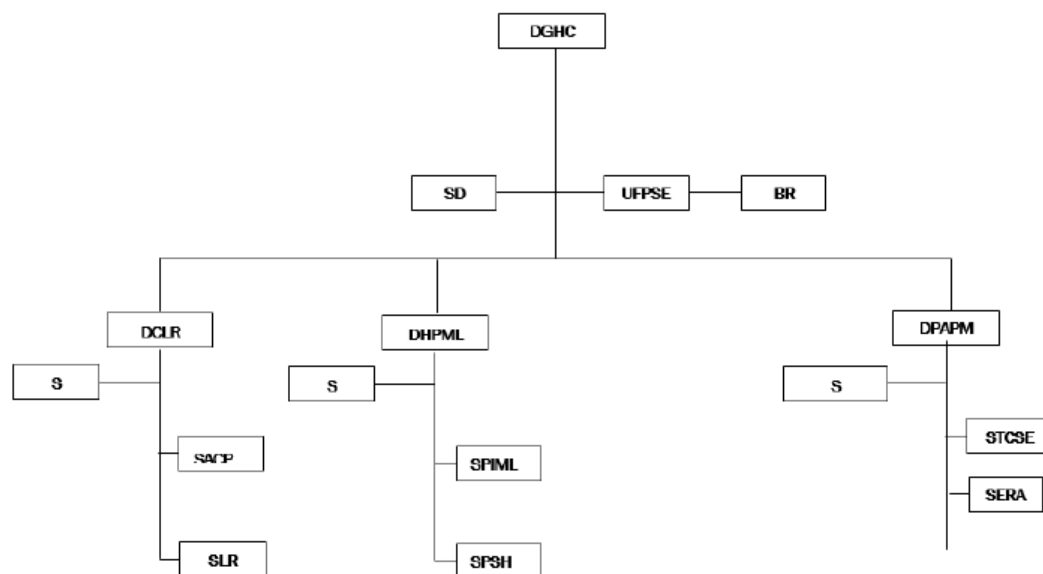
[18] Comité Européen de Normalisation (CEN), « Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments », Paris, France, NF EN 1992-1-1, AFNOR 1992.

ANNEXES

ANNEXE 1: Présentation de la structure d'accueil et de la zone d'étude.....	II
ANNEXE 2: Données de base.....	III
ANNEXE 3: Étude géotechnique.....	VI
ANNEXE 4: Valeurs de k_{pmax} en fonction de la classe de pieu et des catégories de terrains.....	X
ANNEXE 5: Valeurs de $a_{pieu - sol}$	XI
ANNEXE 6: Valeurs des paramètres a, b et c	XII
ANNEXE 7: Coefficients partiels de modèle et de méthode pour la méthode pressiométrique	XII
ANNEXE 8: Valeurs des coefficients de sécurité γ_t et γ_{cr}	XII
ANNEXE 9: Valeurs de C_{max} et k_1 pour la détermination de la valeur caractéristique à la compression du béton.....	XII
ANNEXE 10: Valeurs du coefficient k_2 suivant les types de pieux et leur géométrie	XIII

ANNEXE 1: Présentation de la structure d'accueil et de la zone d'étude

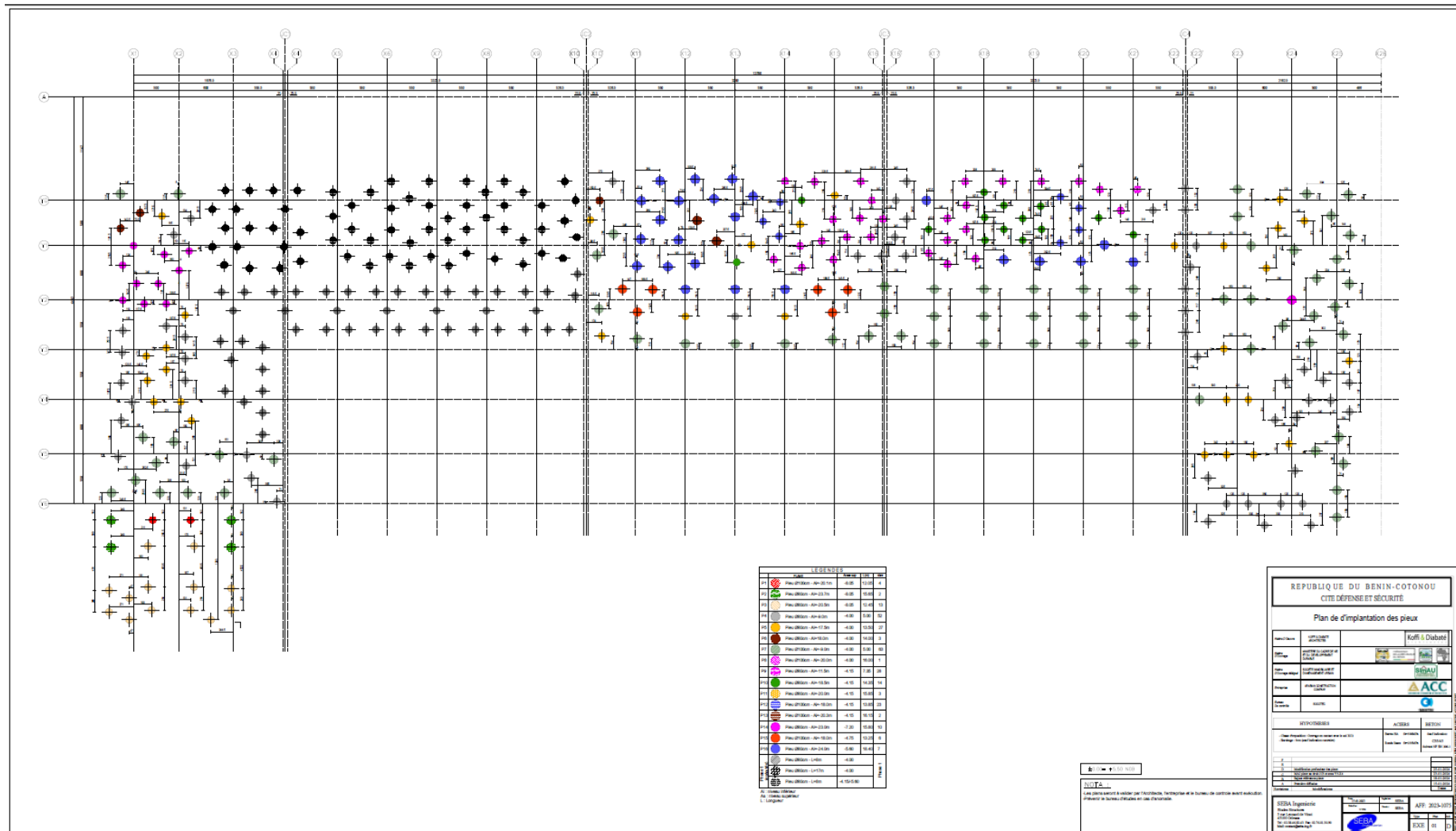
Annexe 1.1: Organigramme de la structure d'accueil



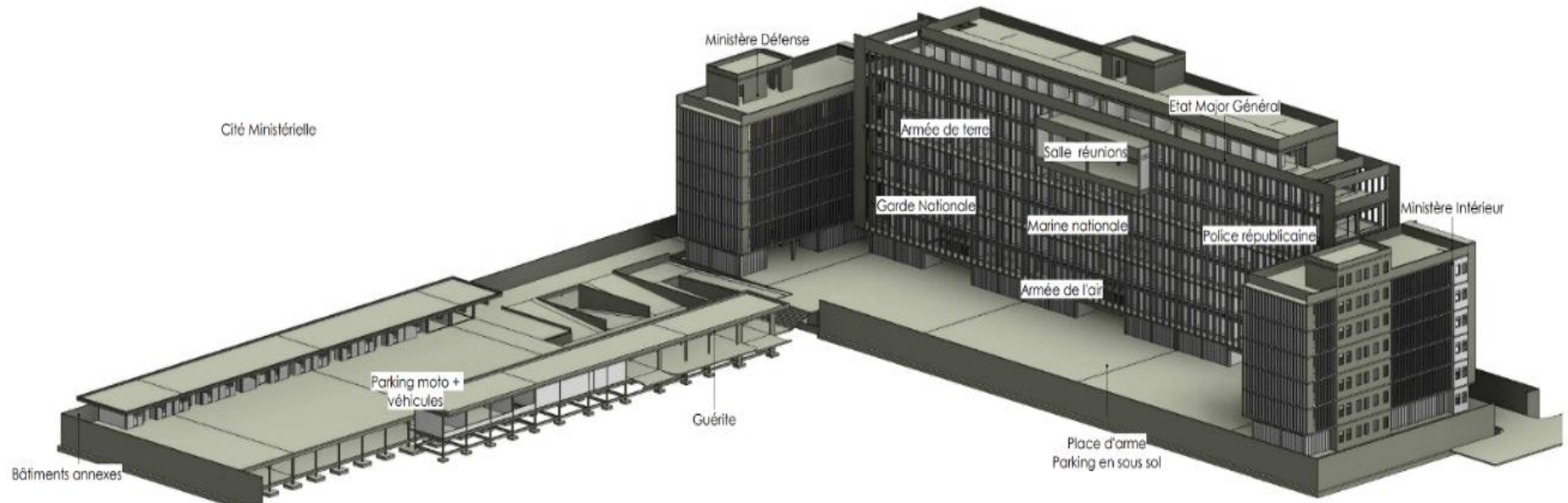
Annexe 1.2: Vue satellitaire du site et de la zone environnante



Annexe 2.2: Plan d'implantation des pieux

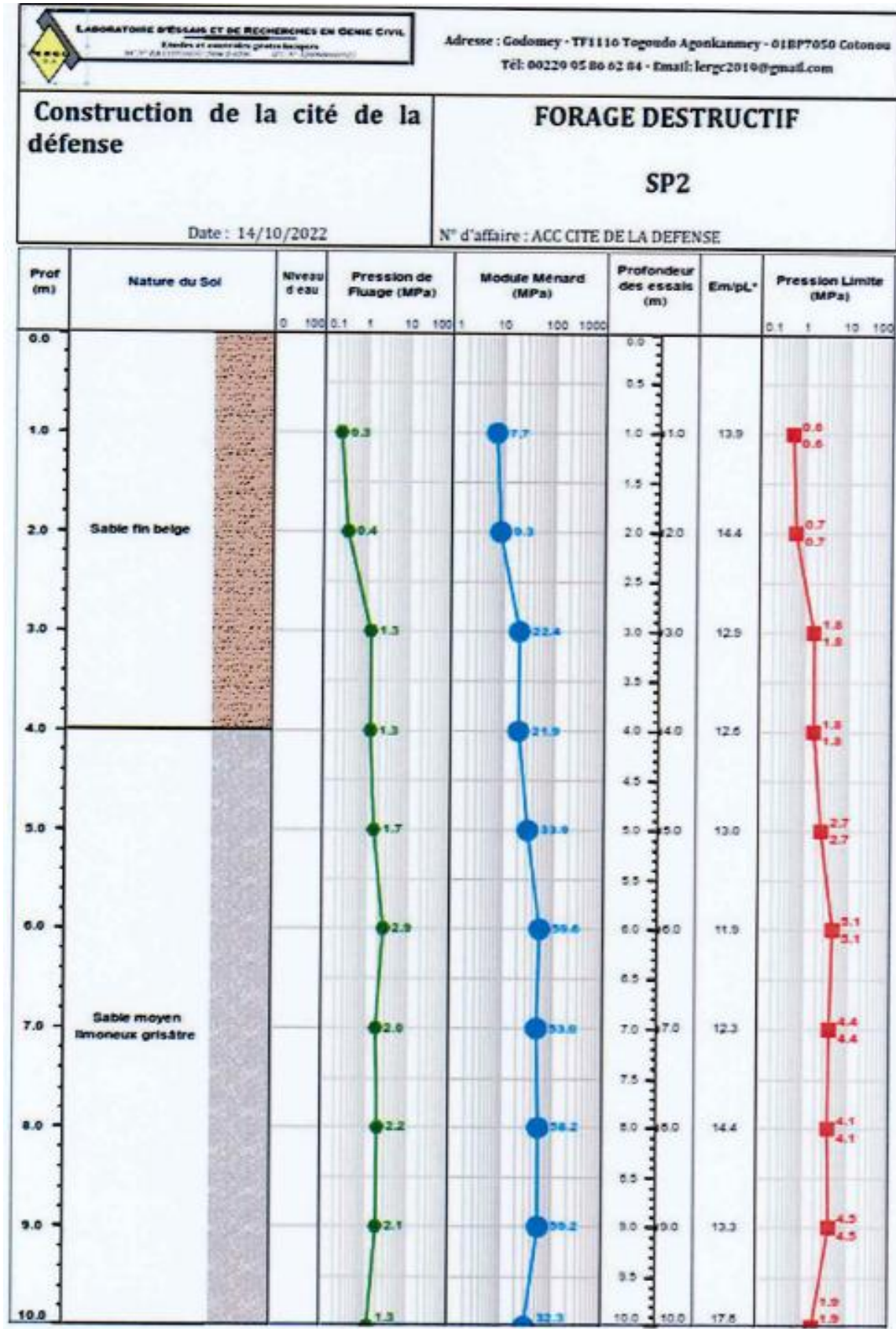


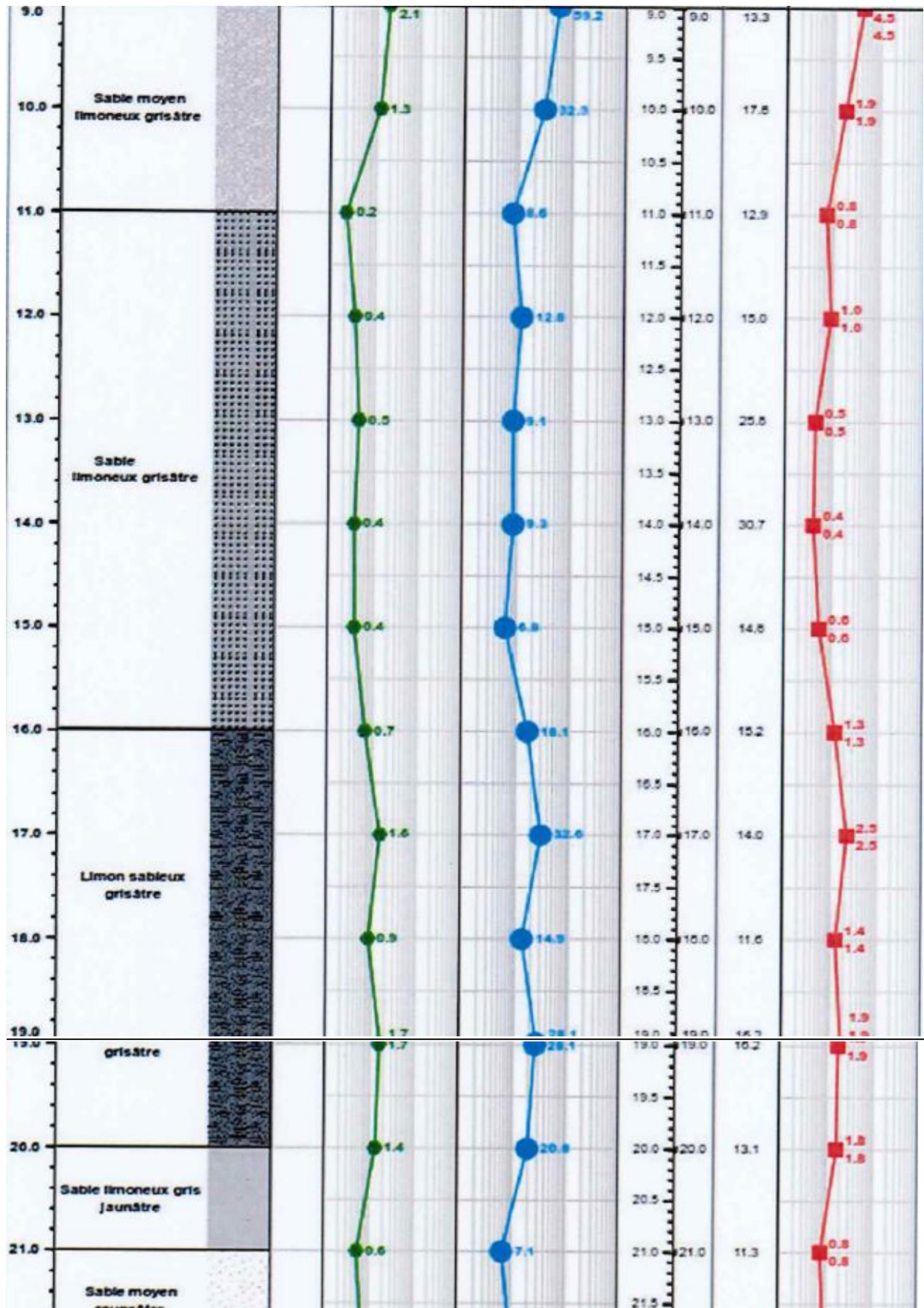
Annexe 2.3: Vue 3D de la Cité Défense et Sécurité

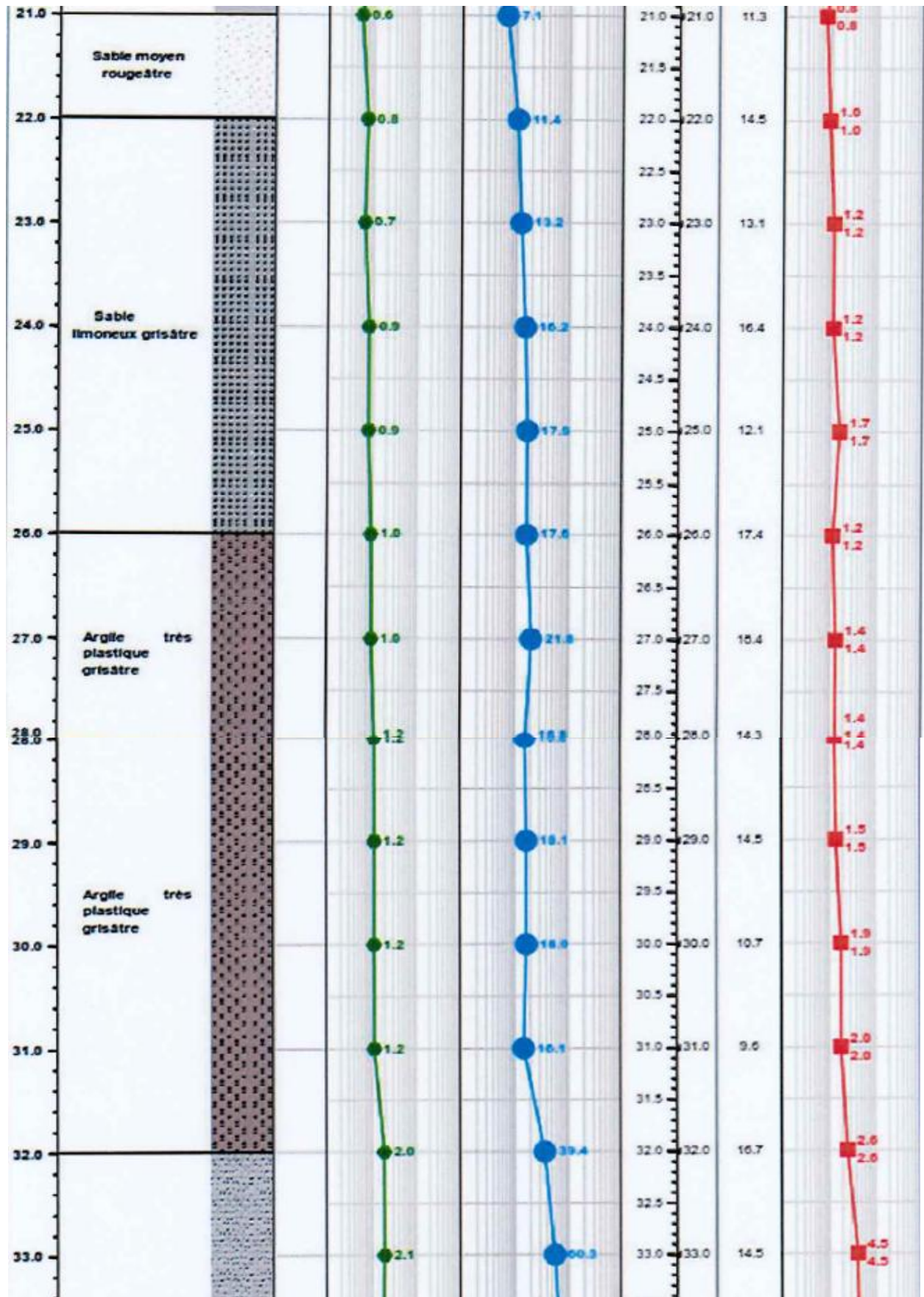


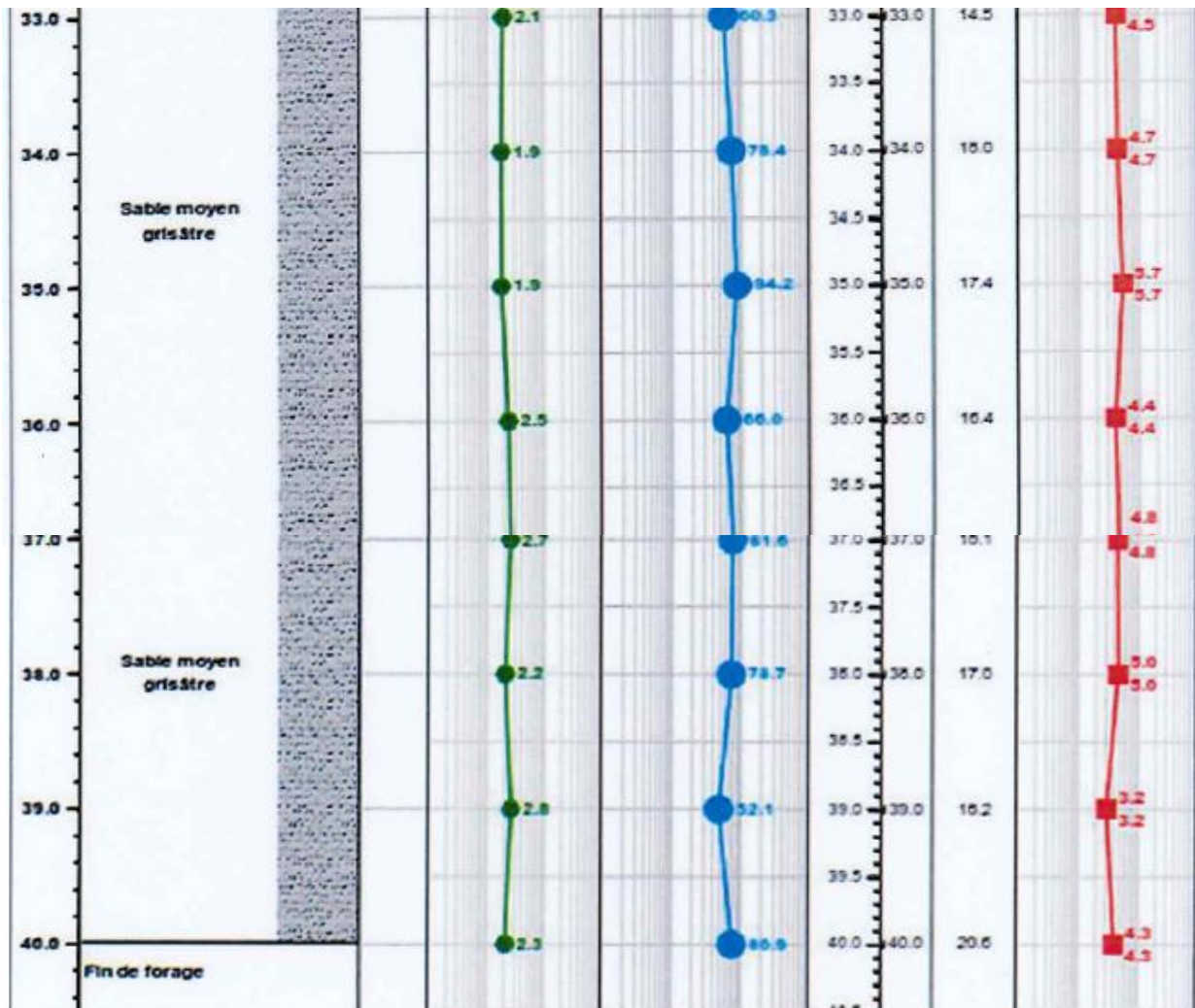
ANNEXE 3: Étude géotechnique

Annexe 3.1: Profil du terrain









Annexe 3.2: Légende pour les couleurs du tableau de l'annexe 3.3

Code couleur	Description
	Sable superficelle relativement lâche à moyennement compact
	Sable moyennement compact à compact
	Sable compact
	Sable moyennement compact à compact
	Limon sableux à argile sableuse à peine ferme
	Limon sableux à argile sableuse mou
	Limon sableux gris jaunâtre
	Sable limoneux grisâtre
	Sable limoneux gris jaunâtre à sable moyen rougeâtre
	Argile limoneuse sableuse grisâtre à argile grisâtre
	Sable moyen grisâtre

Annexe 3.3: Récapitulatif des résultats des essais pressiométriques des sondages initial et complémentaire

Profondeur / TN (m)	E _m (MPa)							p* (Mpa)						
	SP1 A	SP2 A	SP3 A	SP4 A	SP5 A	SP1 B	SP2 B	SP1 A	SP2 A	SP3 A	SP4 A	SP5 A	SP1 B	SP2 B
1	22.1	10.2	6.5	10.8	10.3	7.7	7.7	0.78	1.36	0.65	0.72	0.56	0.56	0.56
2	15.9	10.1	11	14.8	13	10.8	9.3	0.76	1.6	0.78	0.73	0.94	0.8	0.65
3	17.8	11.9	6.2	13.4	14.7	10.2	22.4	0.8	0.93	1.7	0.78	0.98	0.97	1.74
4	28.2	32	15.5	16.2	47.8	12.1	21.9	2.38	2.38	1.5	1.11	3.32	1.06	1.74
5	33.1	50.3	31.2	23.1	60.7	12	33.9	2.59	4.02	2.7	2.29	3.56	0.8	2.61
6	38.2	56.9	27.6	43.7	52.7	12.9	59.6	2.61	4.03	1.7	3.58	4.18	1.35	5.01
7	59.8	60.2	55.3	31.8	55.3	62.4	53	5.02	4.23	3.74	2.83	4.22	4.56	4.3
8	59.8	59.9	61.5	44.8	65.7	63.1	58.2	5.02	4.24	5.56	3.22	4.84	4.3	4.05
9	60.4	60	67.4	39.3	39.7	54.1	59.2	5.65	3.62	3.42	2.79	2.7	3.69	4.44
10	41.5	68.7	30.3	31.6	28.7	54.1	32.3	2.37	4.48	1.82	2.82	2.26	3.69	1.81
11	38.2	36.8	62.4	28.5	54.8	26.3	8.6	2.35	2.3	4.06	2.29	3.59	2.07	0.67
12	43.6	34.5	47.7	15.5	12.1	12.9	12.8	2.3	2.24	2.56	0.86	0.79	1.12	0.86
13	22.6	16.2	18.7	13.2	13	4.2	9.1	1.27	1.26	1.44	0.61	0.92	0.31	0.35
14	7.5	13.2	16.9	13.9	11.6	4.4	9.3	0.74	1.53	0.92	0.59	0.59	0.28	0.3
15	1.6	2.9	4	2.5	3.5	12.3	6.8	0.13	0.16	0.19	0.18	0.15	0.75	0.46
16	-	-	-	-	-	20	18.1	-	-	-	-	-	1.55	1.19
17	-	-	-	-	-	23.3	32.6	-	-	-	-	-	1.42	2.34
18	-	-	-	-	-	32.4	14.9	-	-	-	-	-	1.89	1.28
19	-	-	-	-	-	10.7	28.1	-	-	-	-	-	0.75	1.73
20	-	-	-	-	-	33.6	20.8	-	-	-	-	-	2.85	1.58
21	-	-	-	-	-	57.1	7.1	-	-	-	-	-	3.31	0.63
22	-	-	-	-	-	66.2	11.4	-	-	-	-	-	3.68	0.79
23	-	-	-	-	-	22.1	13.2	-	-	-	-	-	1.39	1.01
24	-	-	-	-	-	19.5	16.2	-	-	-	-	-	1.2	0.99
25	-	-	-	-	-	43.5	17.9	-	-	-	-	-	2.28	1.48
26	-	-	-	-	-	16.7	17.6	-	-	-	-	-	0.94	1.01
27	-	-	-	-	-	21.1	21.8	-	-	-	-	-	1.56	1.19
28	-	-	-	-	-	23.2	16.8	-	-	-	-	-	1.42	1.18
29	-	-	-	-	-	17.9	18.1	-	-	-	-	-	1.29	1.25
30	-	-	-	-	-	21.1	18	-	-	-	-	-	1.38	1.68
31	-	-	-	-	-	23.4	16.1	-	-	-	-	-	1.39	1.68
32	-	-	-	-	-	25.3	39.4	-	-	-	-	-	1.37	2.36
33	-	-	-	-	-	25.2	60.3	-	-	-	-	-	1.38	4.17
34	-	-	-	-	-	65.9	78.4	-	-	-	-	-	3.96	4.35
35	-	-	-	-	-	76.1	94.2	-	-	-	-	-	4.63	5.41
36	-	-	-	-	-	76.2	66	-	-	-	-	-	3.96	4.03
37	-	-	-	-	-	75.4	81.6	-	-	-	-	-	4.67	4.51
38	-	-	-	-	-	74.3	78.7	-	-	-	-	-	4.46	4.62
39	-	-	-	-	-	67.9	52.1	-	-	-	-	-	4.47	2.87
40	-	-	-	-	-	74.3	80.9	-	-	-	-	-	4.56	3.92

NB : Le suffixe « A » a été ajouté aux noms des sondages de la première campagne et le suffixe « B », aux noms des sondages de la seconde campagne.

ANNEXE 4: Valeurs de k_{pmax} en fonction de la classe de pieu et des catégories de terrains

Terrain Classe de pieu	Argile % CaCO ₃ < 30% Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire-Marneux	Roche altérée et fragmentée
1	1,15	1,1	1,45	1,45	1,45
2	1,3	1,65	1,6	1,6	2,0
3	1,55	3,2	2,35	2,10	2,10
4	1,35	3,1	2,30	2,30	2,30
5	1,0	1,9	1,4	1,4	1,2
6	1,20	3,10	1,7	2,2	1,5
7	1,0	1,0	1,0	1,0	1,2
8	1,15	1,1	1,45	1,45	1,45

ANNEXE 5: Valeurs de $\alpha_{\text{pieu-sol}}$

N°	Abréviation	Technique de mise en œuvre	Argile % CaCO ₃ < 30% Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée et fragmentée
1	FS ##	Foré simple (pieux et barrettes)	1,1	1	1,8	1,5	1,6
2	FB ##	Foré boue (pieux et barrettes)	1,25	1,4	1,8	1,5	1,6
3	FTP	Foré tubé (virole perdue)	0,7	0,6	0,5	0,9	-
4	FTR	Foré tubé (virole récupérée)	1,25	1,4	1,7	1,4	-
5	FSR, FBR, PU ##	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	1,3	-	-	-	-
6	FTC, FTCD (c)	Foré tarière continue simple rotation ou double rotation	1,5	1,8	2,1	1,6	1,6
7	VM	Vissé moulé	1,9	2,1	1,7	1,7	-
8	VT	Vissé tubé	0,6	0,6	1	0,7	-
9	BPF**, BPR**	Battu béton préfabriqué ou précontraint	1,1	1,4	1	0,9	-
10	BE**	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	2	2,1	1,9	1,6	-
11	BM**	Battu moulé	1,2	1,4	2,1	1	-
12	BAF**	Battu acier fermé	0,8	1,2	0,4	0,9	-
13	BAO***	Battu acier ouvert	1,2	0,7	0,5	1	1
14	HB***	H battu	1,1	1	0,4	1	0,9
15	HBi**	H battu injecté IGU ou IRS	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4
16	PP***	Palplanche battues	0,9	0,8	0,4	1,2	1,2
17	M1	-	-	-	-	-	-
18	M2	-	-	-	-	-	-
19	PIGU, MIGU	Pieu ou micropieu injecté (type III)	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4
20	PIRS, MIRS	Pieu ou micropieu injecté (type IV)	3,4	3,8	3,1	3,1	3,1
** Il convient de se reporter à l'article A.10 pour le calcul du périmètre							

ANNEXE 6: Valeurs des paramètres a, b et c

Catégorie de sol	Argile % CaCO ₃ < 30% Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire-Marneux	Roche altérée et fragmentée
a	0,003	0,01	0,007	0,008	0,01
b	0,04	0,06	0,07	0,08	0,08
c	3,5	1,2	1,3	3	3

ANNEXE 7: Coefficients partiels de modèle et de méthode pour la méthode pressiométrique

	$\gamma_{R;d1}$ compression	$\gamma_{R;d1}$ traction	$\gamma_{R;d2}$ compression	$\gamma_{R;d2}$ traction
Pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10 et 15	1,15	1,4	1,1	1,1
Pieux ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	1,4	1,7	1,1	1,1
Pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	2,0	2,0	1,1	1,1

ANNEXE 8: Valeurs des coefficients de sécurité γ_t et γ_{cr}

	ELU Situations durables et transitoires	ELU Situations accidentelles
γ_t	1,1	1,0
	ELS Combinaisons caractéristiques	ELS Combinaisons quasi-permanentes
γ_{cr}	0,9	1,1

ANNEXE 9: Valeurs de C_{max} et k_1 pour la détermination de la valeur caractéristique à la compression du béton

Classe		C_{max} (MPa)	k_1
1	Pieux forés et barrettes	35	1,3
2	Pieux tarière creuse avec enregistrement des paramètres	30	1,35
3	Pieux vissés moulés	35	1,3
4	Pieux battus moulés	35	1,3

ANNEXE 10: Valeurs du coefficient k_2 suivant les types de pieux et leur géométrie

Cas	k_2
Pieux forés et barrette dont le rapport de la plus petite dimension B à la longueur est inférieur à 1/20	1,05
Pieux forés et barrettes dont la plus petite dimension B est inférieure à 0,6 m	1,3-B/2
Pieux forés et barrettes réunissant les conditions 1 et 2 ci-dessus	1,35-B/2
Tous les autres cas	1,0