



**ANALYSE DES COMPORTEMENTS DES PIEUX SOUS DES CHARGES
VERTICALES ET LATERALES : CAS DES FONDATIONS PROFONDES DU
PONT DE LA LAGUNE DE PORTO-NOVO AU BENIN.**

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER
SPECIALITE GENIE CIVIL – BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS**

Présenté et soutenu publiquement le **24 juillet 2025** par

Mètogbé Henrick Crédo SENOU (2022 1070)

**Encadrant 2iE : Pr. Adamah MESSAN, Professeur Titulaire en génie civil, Responsable
du Laboratoire Eco Matériaux et Habitats Durables (LEMHaD-2iE)**

Maître de stage : Abdelouaheb ZELTNI, Chef Mission du Groupement TAEP/HAS

Structure d'accueil du stage : Groupement TAEP / HAS ENGINEERING

Jury d'évaluation du stage :

Président : Prof Daniel YAMEGEU NGEWO

Membres et correcteurs : Dr Hassane SEINI MOUSSA
Dr Mamadou DIOP

Promotion [2024/2025]

DEDICACES

Avant de présenter ce travail, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Dieu, le père Tout-Puissant, pour la force, la sagesse, la protection et la persévérance qu'il m'a accordées tout au long de mon cursus universitaire, qui est un parcours aventureux et durant l'élaboration de ce mémoire. Que toute la Gloire lui soit rendue. Amen !

Mes dédicaces vont aussi à :

Mon précieux père, mon modèle **M. G. Hermann G. SENOU**, pour tous ses sacrifices et son investissement sur ma personne afin de faire de moi celui que je suis aujourd'hui ;

Ma très chère, tendre, mère **Mme. M. Ida Laurence DJOÏ épouse SENOU**, pour ses conseils, son écoute attentive et ses prières chaque jour en mon égard ;

Mes deux jeunes frères, qui espèrent et croient en moi, pour leur soutien, leurs prières et paroles motivantes ;

A tous mes amis, de près comme de loin, qui ont été là par des encouragements, le meilleur reste à venir ;

Mes professeurs rencontrés durant mon parcours d'aventurier, et ceux qui m'ont aidé dans l'élaboration de ce présent document.

CITATIONS

« Je puis tout par celui qui me fortifie »

Philippiens 4 : 13

*« Car l'Eternel donne la sagesse ; de sa bouche sortent
la connaissance et l'intelligence »*

Proverbes 2 : 6

*« Le génie, c'est 1% de talent et 99% de travail
acharné »*

Albert EINSTEIN

*« Tout ce qui a de la valeur demande du temps, du
travail et de la persévérance' »*

John LOCKE

REMERCIEMENTS

Ce mémoire est le fruit de nombreuses contributions, soutiens et encouragements, sans lesquels sa réalisation n'aurait pas été possible. À travers ces quelques lignes, je tiens à exprimer toute ma gratitude envers celles et ceux qui ont, d'une manière ou d'une autre, participé à l'aboutissement de ce projet :

- ✦ A tout l'ensemble du personnel à savoir le directeur de l'Institut International d'Ingénierie, de l'Eau et de l'Environnement, et ses collaborateurs incluant le corps professoral ; pour tous les sacrifices, les efforts consentis à notre égard pour un enseignement et une formation de qualité tout le long de notre cursus, la recherche des stages permettant de réaliser les projets de fin d'étude et ceux-ci étant nécessaires pour évaluer la quintessence de notre parcours ;
- ✦ A mon Directeur de mémoire, **Pr Adamah MESSAN** pour le challenger qu'il est, le père, le motivateur qu'il représente, pour son accompagnement et pour la qualité d'enseignement et connaissances que j'ai reçu de lui tant dans la vie estudiantine et quotidienne que dans le monde professionnel ;
- ✦ A **M. Abdelouaheb ZELTNI**, Chef Mission du Groupement TAEP/HAS, pour votre soutien, votre contribution et vos collaborations malgré les multiples occupations du chantier ;
- ✦ Au Directeur Général de Hightech Available Survey (HAS) ENGINEERING, **Dr Wilfrid HODE** pour l'honneur qu'il nous a fait d'apprendre au sein du groupement TAEP/HAS, ainsi que pour l'encadrement, l'accueil que nous avons reçu de lui et sa disponibilité ;
- ✦ A **Mme Anna Bella ADIGNINFOUN**, pour son assistance, ses nombreux conseils, sa disponibilité et tout son soutien ;
- ✦ Tout le personnel de la mission de contrôle du groupement TAEP/HAS pour l'accueil, les connaissances partagées et la bonne ambiance de travail dans laquelle ils m'ont mis ;
- ✦ A tous nos camarades et amis de 2iE Promotion 2023-2025 pour l'ambiance fraternelle et les considérations durant toutes ces années ;
- ✦ Un grand merci encore à ma famille, pour leur amour et soutien sans faille ;
- ✦ A tous ceux qui de près ou de loin m'ont porté une main forte dans l'élaboration de ce travail de recherche.

RESUME

Ce mémoire porte sur l'étude de l'interaction sol-structure appliquée aux fondations profondes du pont de la lagune de Porto-Novo, au Bénin, en analysant le comportement des pieux sous l'effet des charges verticales et latérales. Réalisée dans un environnement géotechnique complexe, cette étude met en lumière les défis posés par les sols mous et saturés caractéristiques des zones lagunaires. Les analyses, effectuées à l'aide du logiciel PLAXIS 3D, ont permis de modéliser les sollicitations subies par les pieux et de simuler leurs comportements vis-à-vis de ces sollicitations en mettant en lumière les différents mouvements des pieux (les tassements et déplacements horizontaux) et les concentrations de contraintes. Les résultats montrent des tassements significatifs, atteignant 95,30 mm sous charges combinées, et des déplacements horizontaux importants de 121,8 mm, particulièrement marqués dans la direction latérale dominante. Ces phénomènes traduisent une interaction complexe entre les pieux et le sol environnant, nécessitant des ajustements techniques pour garantir la stabilité de l'ouvrage. Pour répondre à ces enjeux, des solutions techniques adaptées ont été proposées, incluant l'augmentation des dimensions des pieux, leur ancrage dans des couches de sol plus rigides, et l'utilisation de pieux inclinés pour mieux résister aux charges latérales. Des mesures de renforcement du sol, telles que les injections de coulis cimentaires et les colonnes ballastées, ont également été recommandées pour améliorer la capacité portante. Cette étude fournit une base solide pour optimiser le dimensionnement des fondations profondes dans des contextes similaires. Elle souligne par ailleurs l'importance d'un suivi continu en phase d'exploitation pour prévenir les défaillances potentielles et garantir la durabilité des infrastructures.

Mots Clés :

- 1 – Charges combinées**
- 2 – Fondations profondes**
- 3 – Interaction sol-structure**
- 4 – Modélisation numérique**
- 5 - Pieux**

ABSTRACT

This thesis deals with the study of soil-structure interaction applied to the deep foundations of the Porto-Novo lagoon bridge in Benin, by analysing the behaviour of piles under the effect of vertical and lateral loads. Carried out in a complex geotechnical environment, this study highlights the challenges posed by the soft, saturated soils characteristic of lagoon areas. The analyses, carried out using PLAXIS 3D software, were used to model the stresses experienced by the piles and to simulate their behaviour in relation to these stresses, highlighting the various movements of the piles (horizontal settlements and displacements) and stress concentrations. The results show significant settlements, reaching 95.30 mm under combined loads, and significant horizontal displacements of 121.8 mm, particularly marked in the dominant lateral direction. These phenomena reflect a complex interaction between the piles and the surrounding soil, requiring technical adjustments to guarantee the stability of the structure. To meet these challenges, appropriate technical solutions were proposed, including increasing the size of the piles, anchoring them in more rigid soil layers, and using inclined piles to better resist lateral loads. Soil reinforcement measures, such as cement grouting and ballasted columns, were also recommended to improve bearing capacity. This study provides a solid basis for optimising the design of deep foundations in similar contexts. It also highlights the importance of continuous monitoring during the operational phase to prevent potential failures and ensure the durability of the infrastructure.

Key words :

-
- 1 – Combined loads**
 - 2 – Deep foundations**
 - 3 – Soil-structure interaction**
 - 4 – Digital modeling**
 - 5 – Piles**

LISTE DES ABREVIATIONS

Abréviations	Définitions
2iE	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
AG	Analyse Granulométrique
APD / AVP	Avant-Projet Détaillé (Définitif) / Avant-Projet
BA	Béton Armé
CPT	Essai de Pénétration au Cône ou Essai de Pénétration Statique
DCE / ACT	Dossier de Consultation des Entreprises / Assistance pour la passation des contrats de travaux
DET / AOR	Dossier d'Etudes Techniques / Assistance apportée au maître d'Ouvrage
DTU	Document Technique Unifié
E	Module de Young
ELS	Etat(s) Limite(s) de Service
ELU	Etat(s) Limite(s) Ultime(s)
E_m	Module pressiométrique
EN	EuroNorm
E_{œd}	Module œdométrique
EXE / VISA	Etudes d'exécution
GNT	Grave Non Traitée
GTR	Guide des Terrassements Routiers
HAS	Hightech Available Survey ENGINEERING
ENGINEERING	
ISS	Interaction Sol-Structure
LBTP	Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LM	Load Model
MEF	Méthode des Eléments Finis
NF	Norme Française
P_i	Pression Limite
P_i*	Pression limite corrigée

Pf	Pression de fluage
PMT	Essai au Pressiomètre Ménard
PRO	Etudes de Projet
RDM	Résistance des Matériaux
SETRA	Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
SIREN	Système d'Identification au Répertoire des Entreprises
SIRET	Système d'Identification du Répertoire des Etablissements
SPT	Standard Penetration Test
TAEP EUROPE	The Associated Engineering Partnership Europe
TS	Tandem System
UDL	Uniformly Distributed Load
VRD	Voiries et Réseaux Divers
w	Teneur en eau
W_L	Indice de liquidité
W_P	Indice de plasticité

SOMMAIRE

DEDICACES	I
CITATIONS	II
REMERCIEMENTS	III
RESUME	IV
ABSTRACT	V
LISTE DES ABREVIATIONS	VI
SOMMAIRE	VIII
LISTE DES FIGURES	X
LISTE DES TABLEAUX	XII
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION ET CADRE DU PROJET	2
I.1. Présentation de la structure d'accueil.....	2
I.2. Présentation du projet.....	7
I.3. Objectifs de l'étude	13
I.4. Outils & logiciels	13
CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE	14
II.1. Généralités sur les fondations.....	14
II.2. Généralités sur les charges.....	20
II.3. Généralités sur l'interaction sol-structure (ISS)	27
CHAPITRE III : METHODE DE CONCEPTION	38
III.1. Etudes géotechniques	38
III.2. Méthodes de dimensionnement des pieux.....	47
CHAPITRE IV : MODELISATION NUMERIQUE DE L'INTERACTION SOL- STRUCTURE (ISS)	49
IV.1. Méthode des éléments finis	49
IV.2. Présentation du logiciel de calcul PLAXIS 3D.....	50
IV.3. Programme d'entrée des données de calcul dans PLAXIS 3D (INPUT).....	52
CHAPITRE V : RESULTATS, ANALYSES & DISCUSSIONS	60
V.1. Résultats des études géotechniques	60
V.2. Résultats de la modélisation	67
V.3. Conclusions et perspectives de solutions.....	86
CONCLUSION GENERALE	88

BIBLIOGRAPHIE.....	89
TABLE DES MATIERES.....	93
ANNEXES.....	I

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION ET CADRE DU PROJET

Figure I - 1 : Organigramme HAS ENGINEERING.....	5
Figure I - 2 : Organigramme de la mission de contrôle.....	5
Figure I - 3 : Plan de localisation du projet	8
Figure I - 4 : Localisation du Pont de l'axe Sèmè/Porto-Novo	9

CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure II - 1 : Hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De	15
Figure II - 2 : Schéma de fondation d'un pont sur pieux.....	16
Figure II - 3 : Différentes parties d'un pieu	17
Figure II - 4 : Classification suivant les modes de travail des pieux	18
Figure II - 5 : Classification des pieux selon le mode de mise en place.....	19
Figure II - 6 : Schéma de l'interaction sol-structure.....	29
Figure II - 7 : Termes d'impédance (raideur et amortissement).....	30
Figure II - 8 : Modèle d'une méthode directe.....	32
Figure II - 9 : Schématisation d'un problème d'interaction sol-structure en éléments finis	33
Figure II - 10 : Méthode de frontière.....	34
Figure II - 11 : Théorème de superposition de KAUSEL	35
Figure II - 12 : Méthode de volume	36
Figure II - 13 : Schématisation d'un problème d'interaction sol-structure en éléments finis	37

CHAPITRE III : ETUDE TECHNIQUE / METHODE DE CONCEPTION

Figure III - 1 : Schéma d'implantation des points d'essais in situ	42
Figure III - 2 : Schéma principe de l'essai pressiométrique Ménard et l'appareillage.....	46
Figure III - 3 : Schéma principe du sondage carotté	47

CHAPITRE IV : MODELISATION NUMERIQUE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE (ISS)

Figure IV - 1 : Définition des propriétés du projet.....	53
Figure IV - 2 : Etape de création du sol.....	54
Figure IV - 3 : Définition de la stratigraphie du sol	54
Figure IV - 4 : Définition des propriétés des matériaux du sol	55
Figure IV - 5 : Saisie des épaisseurs des différentes couches et la hauteur de la nappe phréatique.....	55
Figure IV - 6 : Définition de la géométrie des pieux.....	56
Figure IV - 7 : Génération des maillages.....	57
Figure IV - 8 : Flow Conditions	57

CHAPITRE V : RESULTATS, ANALYSES & DISCUSSIONS

Figure V - 1 : Modules de déformations, pressions limites, pressions de fluage et le rapport du module et la pression limite.....	60
Figure V - 2 : Courbes des analyses granulométriques	62
Figure V - 3 : Fuseau granulométrique.....	63
Figure V - 4 : Tassement total du sol sous l'effet des pieux chargés	68
Figure V - 5 : Déplacements horizontaux sous l'effet des pieux chargés.	69
Figure V - 6 : Contraintes effectives horizontales XX et YY	70
Figure V - 7 : Contraintes effectives verticales ZZ	72
Figure V - 8 : Contraintes effectives principales.....	73
Figure V - 9 : Pression interstitielle de l'eau (P_{water}) dans les directions principales	74
Figure V - 10 : Pression interstitielle de l'eau (P_{water})	75
Figure V - 11 : Tête d'eau souterraine (Distribution de la charge hydraulique)	76
Figure V - 12 : Tassement total du sol sous l'effet des pieux chargés	77
Figure V - 13 : Déplacements horizontaux sous l'effet des pieux chargés.	78
Figure V - 14 : Contraintes effectives horizontales XX et YY	79
Figure V - 15 : Contraintes effectives verticales ZZ	80
Figure V - 16 : Contraintes effectives principales.....	81
Figure V - 17 : Pression interstitielle de l'eau (P_{water}) dans les directions principales	83
Figure V - 18 : Pression interstitielle de l'eau (P_{water})	84
Figure V - 19 : Tête d'eau souterraine (Distribution de la charge hydraulique)	85

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION ET CADRE DU PROJET

Tableau I - 1 : Fiche d'identification de la structure.....	2
Tableau I - 2 : Principaux domaines d'intervention du Groupement TAEP/HAS.....	3
Tableau I - 3 : Ressources humaines du Groupement TAEP/HAS	6
Tableau I - 4 : Position géographique et administrative.....	9
Tableau I - 5 : Climat	10
Tableau I - 6 : Reliefs, sols & végétations.....	11

CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau II - 1 : Modèles analytiques des pieux sous charges combinées.....	25
Tableau II - 2 : Combinaisons d'actions suivant les Eurocodes	27

CHAPITRE V : RESULTATS, ANALYSES & DISCUSSIONS

Tableau V - 1 : Stratigraphie du sol	61
Tableau V - 2 : Masse volumique des particules solides.....	64
Tableau V - 3 : Teneur en eau du sous-sol	64
Tableau V - 4 : Valeurs de limites d'Atterberg.....	65
Tableau V - 5 : Résultats de l'essai œdométrique.....	66
Tableau V - 6 : Paramètres de la modélisation.....	67

INTRODUCTION GENERALE

Les infrastructures routières, et plus particulièrement les ponts, sont des éléments essentiels du développement économique et social des territoires. Elles facilitent le transport des biens et des personnes, favorisant ainsi la croissance et l'intégration régionale. Cependant, la conception et la construction des ponts posent des défis importants, notamment en ce qui concerne leurs fondations, qui doivent garantir la stabilité, la sécurité et la pérennité de l'ouvrage.

Dans le cadre du Programme d'Actions Gouvernementales (PAG) du Bénin, le projet de dédoublement de la route Sèmè-Porto-Novo et la construction d'un nouveau pont à deux fois deux voies sur la lagune de Porto-Novo visent à fluidifier le trafic, sécuriser les déplacements et renforcer les capacités économiques de la région. Ce projet repose sur des fondations profondes adaptées aux contraintes géotechniques particulières d'un environnement lagunaire, marqué par des sols mous, saturés et à faible capacité portante.

Les pieux de fondation de ce pont sont soumis à des charges verticales et latérales, engendrant des sollicitations complexes. Ces sollicitations peuvent provoquer des tassements excessifs, des déplacements horizontaux importants et des concentrations de contraintes critiques. Ces phénomènes, s'ils ne sont pas correctement analysés et maîtrisés, compromettent la stabilité et la durabilité des fondations du pont (Poulos & Davis, 1980).

Face à ces défis, cette étude a pour objectif principal d'analyser le comportement des pieux sous charges verticales et latérales afin de garantir la stabilité des fondations. Elle s'attache spécifiquement à :

- ✦ Caractériser les propriétés géotechniques du sol dans la zone d'étude ;
- ✦ Étudier l'interaction sol-structure à l'aide de modélisations numériques (PLAXIS 3D) ;
- ✦ Proposer des solutions techniques pour optimiser les performances des fondations profondes.

Le présent document s'articule comme suit :

- ✦ Une première partie consacrée au contexte et aux caractéristiques du projet ;
- ✦ Une synthèse bibliographique sur les fondations profondes et les interactions sol-structure ;
- ✦ Une description de la méthodologie adoptée pour l'étude technique et la modélisation ;
- ✦ Les résultats obtenus, leur analyse et les recommandations.

CHAPITRE I : PRESENTATION ET CADRE DU PROJET

I.1. Présentation de la structure d'accueil

Le stage de préparation de mémoire constitue une étape cruciale dans la formation des étudiants en master à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE), leur permettant de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises. C'est dans ce cadre que le Groupement TAEP EUROPE / HAS Engineering, un bureau d'études et de contrôle, a accepté d'accueillir un stage technique au sein de leur équipe, axé sur le projet de dédoublement de la route Semé-Porto-Novo (10 km) et de construction d'un nouveau pont en 2 x 2 sur la lagune de Porto-Novo, au Bénin. Ce stage a permis de découvrir de près le suivi technique et la maîtrise d'œuvre d'un projet d'infrastructure complexe et d'analyser le comportement des pieux du pont de la lagune de Porto-Novo (Bénin) mis en place dans un sol mou saturé, sous l'influence de charges verticales et latérales, en vue d'optimiser leur conception et leur dimensionnement. TAEP EUROPE / HAS ENGINEERING, grâce à son expertise en contrôle et surveillance des travaux ainsi qu'en études géotechniques, a offert un environnement d'apprentissage enrichissant, en particulier dans le domaine des fondations profondes et des interactions sol-structure. Les connaissances pratiques acquises au cours de ce stage, alliées à l'expertise de TAEP EUROPE / HAS Engineering, ont permis de renforcer la compréhension des enjeux techniques spécifiques à la construction de ponts sur des sols lagunaires. Dans les sections suivantes, une présentation détaillée de la structure du Groupement TAEP EUROPE / HAS Engineering et de la zone d'étude de ce projet sera faite, mettant en lumière les aspects techniques et les bénéfices de cette expérience.

1. Fiche d'identification des structures constituant le groupement

Tableau I - 1 : Fiche d'identification de la structure

FICHE D'IDENTIFICATION DE LA STRUCTURE		
Raison sociale	<i>Hightech Available Survey (HAS) ENGINEERING</i>	<i>TAEP-EUROPE</i>
Date de création	<i>2009</i>	<i>20 Novembre 2000</i>
Dirigeant	<i>Dr Wilfrid HODE</i>	<i>Naceur GUIDOUM BOUZIANI</i>
Forme juridique	<i>SARL</i>	<i>SARL</i>

Adresse	07 BP 679 Cotonou, BENIN Cocotomey ; quartier « la paix » lot 149 Parcelle P'	183 AVENUE GEORGES CLEMENCEAU 92000 Nanterre, FRANCE
Tél	(+229) 21 03 93 06 / 97 56 62 72 / 95 71 66 33	(+33) 08 90 10 92 82
E-mail	hasengineering@yahoo.com	gr.taep.has@gmail.com
Capital Social	1 000 000 francs CFA	150 000,00 €
Registre de Commerce	N°RB COTONOU 2009 B 5472	Nanterre B 433 578 200
Numéro IFU	3 200 902 036 319	Numéro 433578200 SIREN (IFU)
		Numéro 43357820000035 SIRET (Siège)

2. Principaux domaines d'intervention

Tableau I - 2 : Principaux domaines d'intervention du Groupement TAEP/HAS

<i>Hightech Available Survey (HAS) ENGINEERING</i>	
Des activités d'études, de contrôle et surveillance dans la plupart des secteurs de l'ingénierie et de l'assistance technique	Bâtiments
	Architecture
	Génie civil industriel
	Infrastructures de transport
	Développement agricole
	Hydraulique
	Environnement
	Urbanisme
	Aménagement du territoire
	Ingénierie de la formation
Les niveaux d'interventions	Gestion des projets
	Etudes stratégiques
	Plans Directeurs

	Etudes de faisabilité
	Avant-projets sommaires et détaillés
	Dossier de consultation des entreprises
	Etudes d'exécution
	Maîtrise d'œuvre
	Direction et pilotage des projets
	Appui institutionnel
	Assistance technique
	Expertises
<i>TAEP-EUROPE</i>	
Bureau d'études et contrôle des travaux, Assistance technique et expertise, développement informatique	Ingénierie
	Etudes techniques
	Hydraulique
	Infrastructures de transport urbanisme environnement
	Chemins de fer
	VRD et transports urbains
	Trafic et circulation
	Bâtiment et travaux publics

3. Organigramme de HAS ENGINEERING et de la mission de contrôle du Groupement TAEP EUROPE / HAS ENGINEERING

Afin de mieux comprendre la structuration et la répartition des responsabilités dans le cadre du projet, les organigrammes ci-après présentent, d'une part, l'organisation interne de HAS ENGINEERING, et d'autre part, celle mise en place pour la mission de contrôle assurée par le groupement TAEP EUROPE / HAS ENGINEERING.

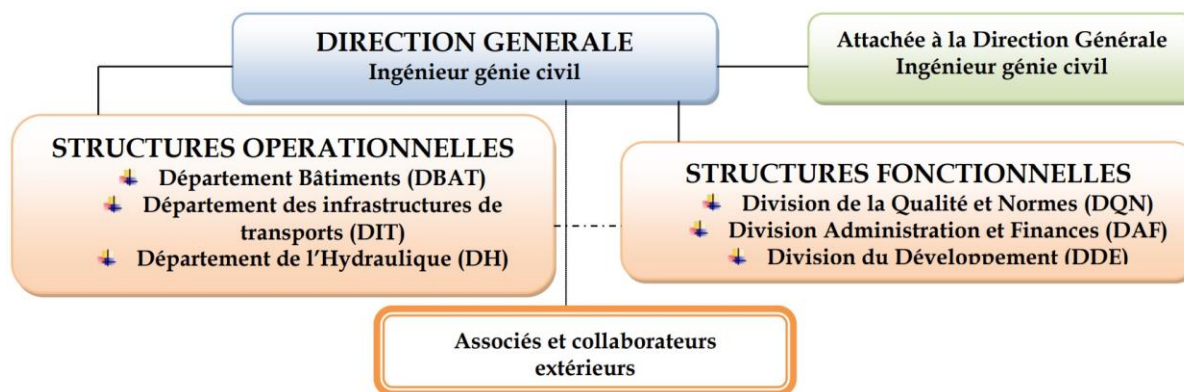


Figure I - 1 : Organigramme HAS ENGINEERING

Source : HAS ENGINEERING, 2024

ORGANIGRAMME DE LA MISSION DE CONTRÔLE

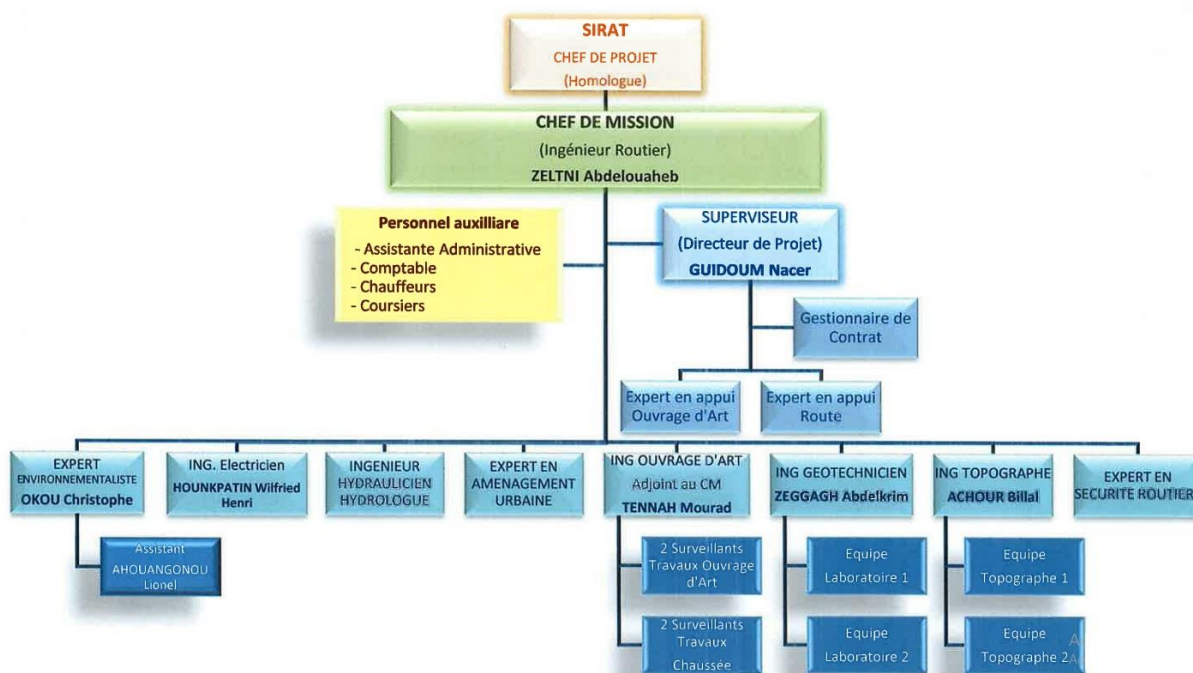


Figure I - 2 : Organigramme de la mission de contrôle

Source : Groupement TAEP EUROPE / HAS ENGINEERING, 2024

4. Potentiels humains

La mise en œuvre du présent projet repose sur une équipe technique et administrative mobilisée par le Groupement TAEP EUROPE / HAS ENGINEERING. Cette équipe est constituée d'experts clés spécialisés dans divers domaines, d'experts ponctuels intervenant sur

des aspects spécifiques, ainsi que de personnel de soutien et auxiliaire assurant l'accompagnement administratif et logistique. La composition de cette équipe est comme suit :

Tableau I - 3 : Ressources humaines du Groupement TAEP/HAS

RESSOURCES HUMAINES du Groupement TAEP EUROPE / HAS ENGINEERING						
Neuf (09) Experts clés		Cinq (05) Experts ponctuels		Personnel support		Personnel Auxiliaire
01	Ingénieur Routier Chef de Mission	01	Expert en structures et Ouvrages d'Art	02	Techniciens de surveillance "routes/chaussées"	Secrétaire Comptable Chauffeurs autres agents
01	Ingénieur Ouvrage d'Art Chef de Mission Adjoint	01	Expert revêtement et chaussée	02	Techniciens de surveillance "ouvrages"	
01	Ingénieur Géotechnicien	01	Expert Carrière et Granulats	01	Technicien de laboratoire	
01	Ingénieur Topographe	01	Expert géologue	02	Opérateurs de laboratoire	
01	Ingénieur Hydraulicien/Hydraulique	01	Juriste	01	Chef de brigade : Technicien Topographe	
01	Ingénieur Electricien			02	Opérateurs topographes	
01	Environnementaliste			01	Assistant Administratif	
01	Expert en aménagement urbains					
01	Expert en sécurité routière					
01	Directeur de Projet					

I.2. Présentation du projet

1. Contexte du projet

Le projet étudié vise à renforcer l'infrastructure routière urbaine, un levier essentiel pour l'économie, tant au niveau local que national. Dans ce cadre, le gouvernement béninois, à travers son Programme d'Actions Gouvernemental (PAG), a lancé les travaux de dédoublement de la route Sèmè-Porto-Novo (10 km) et la construction d'un nouveau pont sur la lagune de Porto-Novo. Ces initiatives ont pour objectif de faciliter la circulation au sein de la sous-région, d'assurer la sécurité des biens et des personnes, et de valoriser les potentialités économiques du pays.

2. Description générale du projet

Le projet de réalisation du dédoublement de la route, la réhabilitation de la chaussée existante et la construction d'un nouveau pont, comprend essentiellement les travaux suivants :

- ✦ L'aménagement et l'entretien des déviations provisoires ;
- ✦ Le recyclage de la chaussée existante sur 25 cm et amélioration au ciment 2 à 2,5% ;
- ✦ La mise en place d'une couche de base en Grave Bitume de 16 cm (2x8 cm) au niveau de la chaussée existante ;
- ✦ La mise en place d'une couche de roulement en BB de 6 cm.

La nouvelle route aurait les caractéristiques d'une route express en (2x2) voies à savoir :

- ✦ Une Longueur totale environ 10 km ;
- ✦ Une plateforme d'environ 33,70 m ayant un corps de chaussée comme suit :
 - la couche de forme : en sable silteux de 30 cm d'épaisseur ;
 - la couche de fondation en GNT 0/31,5 crue d'épaisseur 15 cm ;
 - la couche de base : en GNT 0/31,5 améliorée au ciment d'épaisseur 25 cm ;
 - la couche d'assise : en Grave Bitume (GB) d'épaisseur 16 cm (2x8 cm) ;
 - la couche de roulement en Béton Bitumeux (BB) de 6 cm.

Les travaux relatifs aux ouvrages d'art dans le cadre de ce projet incluent la construction de nouvelles infrastructures ainsi que la démolition des structures existantes. Ces interventions visent à assurer la modernisation et l'adaptation des équipements aux exigences actuelles en matière de transport et de sécurité. Les principales actions prévues sont détaillées ci –dessous.

- Lot ouvrages d'art : Nouvelle variante
- ✦ Construction d'un nouvel ouvrage de franchissement en 2*2 voies ;
- ✦ Démolition de l'ouvrage ferroviaire existant mixte désaffecté ;
- ✦ Démolition de l'ouvrage existant en béton fonctionnel ;

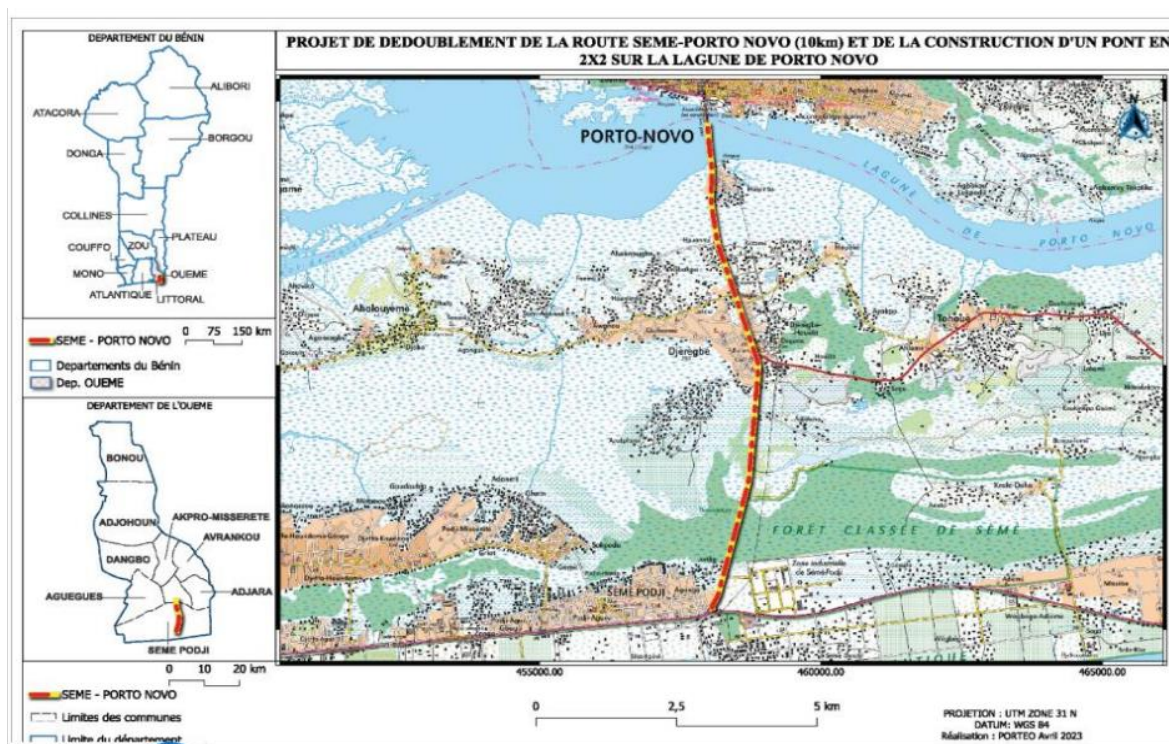


Figure I - 3 : Plan de localisation du projet

Source : Groupement TAEP EUROPE / HAS ENGINEERING, 2024

3. Présentation de la zone d'étude du projet

La zone d'étude du projet de dédoublement de la route Sèmè-Porto-Novo et de construction d'un nouveau pont à 2*2 voies sur la lagune de Porto-Novo se situe dans le sud-est du Bénin, dans le département de l'Ouémé, plus précisément entre les villes de Sèmè-Podji et Porto-Novo, la capitale administrative du Bénin (axe routier Sèmè-Podji Porto-Novo). La coupe transversale du pont se trouve à (l'Annexe 1)

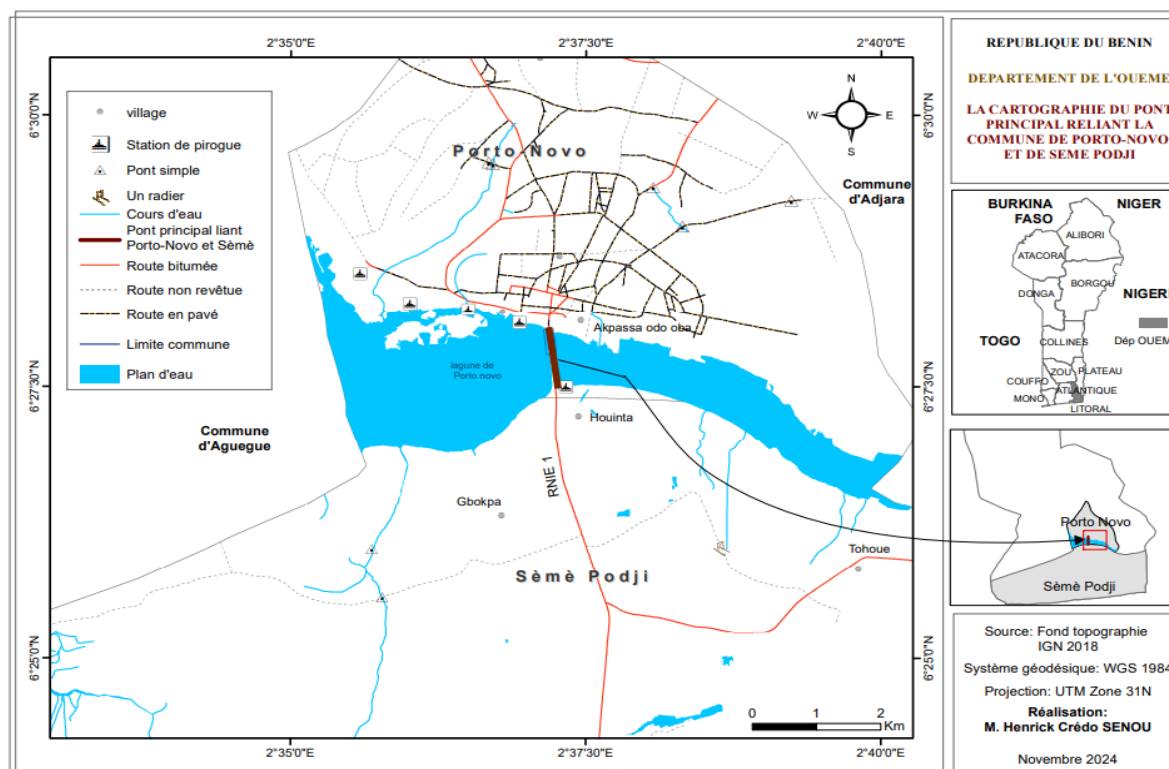


Figure I - 4 : Localisation du Pont de l'axe Sèmè/Porto-Novo

Source : Groupement TAEP EUROPE / HAS ENGINEERING, 2024

4. Position géographique et administrative

Tableau I - 4 : Position géographique et administrative

SEME-PODJI	PORTO-NOVO
La commune de Sèmè-Podji se trouve près de la frontière entre le Bénin et le Nigeria, au sud-est du pays, sur la côte du golfe de Guinée. C'est un important carrefour économique, notamment en raison de sa proximité avec Lagos, la grande métropole nigériane. Elle s'étend sur une superficie de 250 km² et est limitée au Sud par l'Océan Atlantique, à l'Est par la République Fédérale du Nigéria, à l'Ouest par la commune de Cotonou, puis au Nord par les communes de	Capitale politique et administrative du Bénin, se trouve à environ 30 km à l'est de Cotonou à l'Ouest Elle est située à 13 kilomètres de l'Océan Atlantique dans le Sud du Bénin et 12 kilomètres de la frontière nigériane à l'est. La ville est bordée par la lagune de Porto-Novo, une étendue d'eau côtière qui communique avec la mer à travers la lagune de Nokoué et le fleuve Ouémé. Son altitude est d'environ 245 mètres et elle couvre 52 km². Elle se trouve à 30kilomètres de Cotonou (la capitale

Porto-Novo et des Aguégus. Elle est localisée aux coordonnées $6^{\circ}22'00''N$ et $2^{\circ}37'00''E$.

Elle comporte cinquante-cinq (55) villages et quartiers de ville répartis en six (06) arrondissements que sont : Arrondissement d'Agblangandan, arrondissement d'Ekpè, arrondissement d'Aholouyèmè, arrondissement Djèrègbé, arrondissement de Tohouè, arrondissement de Sèmè-Podji.

économique) à l'Ouest, et à 12kilomètres de la frontière nigériane à l'Est. Elle est localisée aux coordonnées $6^{\circ}29'50''N$ et $2^{\circ}36'18''E$. Les communes limitrophes sont : Akpro-Missérété, Avrankou et Adjara au Nord, Sèmè-Podji au Sud, Adjara à l'Est et Aguégus à l'Ouest. La municipalité de Porto-Novo est divisée en cinq arrondissements : 1er, 2ème, 3ème, 4ème et 5ème arrondissement. Ces arrondissements sont subdivisés en quartiers.

5. Climat

La lagune de Porto-Novo est une zone humide caractérisée par des sols argileux et sablonneux, souvent saturés d'eau, ce qui présente des défis géotechniques pour les infrastructures, notamment les fondations profondes du pont.

Tableau I - 5 : Climat

SEME-PODJI	PORTO-NOVO
Cette commune est dotée d'un climat soudano-guinéen caractérisé par deux saisons sèches (décembre-février et août-septembre) et deux saisons pluvieuses (avril-juillet et octobre-novembre). La température annuelle est en moyenne de $27^{\circ}C$. C'est l'une des zones les plus arrosées du Bénin, avec des précipitations moyennes de l'ordre de 1 100 mm par an	La ville connaît un climat tropical humide particulier appelé climat sous-équatorial, avec quatre saisons, deux sèches (de novembre à mi-mars et de mi-juillet à mi-septembre) et deux humides (mi-mars à mi-juillet et mi-septembre à mi-novembre). L'humidité est importante (75%), les températures varient entre $21,9^{\circ}$ et $32,8^{\circ}C$, la pluviométrie est en moyenne de 1200mm par an. L'harmattan souffle de décembre à janvier un vent froid et sec.

6. Reliefs, sols & végétations

Tableau I - 6 : Reliefs, sols & végétations

SEME-PODJI	PORTO-NOVO
RELIEF La commune de Sèmè-Podji est généralement plate, caractéristique des zones côtières du Bénin. Elle fait partie de la grande plaine côtière qui s'étend le long du golfe de Guinée et dans une plaine de faible altitude, comprise entre 0 et 6 m. Elle est entourée de plusieurs plans d'eau : océan Atlantique, lagune de Porto-Novo, fleuve Ouémé et lac Nokoué. Ce relief plat favorise l'agriculture mais rend également la zone vulnérable aux inondations, surtout pendant la saison des pluies.	RELIEF Il est principalement plat ou légèrement ondulé, ce qui est caractéristique des plaines côtières. La ville elle-même est située à proximité de la lagune de Porto-Novo, un élément significatif du paysage local qui influence également le climat et l'écologie de la région.
SOLS Les sols sont principalement des sols alluviaux et des vertisols. Les sols alluviaux sont fertiles et bien adaptés à l'agriculture, notamment la culture de produits vivriers tels que le maïs, le manioc, la patate douce, le riz, le niébé et l'arachide ; de produits maraîchers tels que les légumes, la tomate, le piment, le gombo et des produits de rente tels que la canne à sucre ou les cocotiers. Cependant, la gestion de l'eau est cruciale en raison de la platitude du terrain et de la tendance à l'engorgement pendant les périodes de fortes pluies.	SOLS Les sols à Porto-Novo varient en fonction de la proximité avec les cours d'eau et la lagune : Sols alluviaux : ces sols, trouvés principalement le long des zones inondables des rivières et près de la lagune, sont riches en matières organiques et favorables à l'agriculture. Sols ferrallitiques : ce sont des sols rouges, tropicaux, bien drainés mais moins fertiles. Ils sont communs dans les régions élevées par rapport à la nappe phréatique et nécessitent souvent une gestion soignée pour soutenir l'agriculture.

	Sols hydromorphes : présents dans les zones basses et marécageuses, ces sols sont généralement gorgés d'eau pendant une partie de l'année et peuvent supporter une végétation spécifique à des conditions humides.
VEGETATION Le territoire de la commune appartient au secteur phytogéographique guinéen côtier à végétation rare, clairsemée, formée principalement d'halophytes. La commune est principalement composée de savanes arbustives et d'herbeuses avec des zones de forêts galerie le long des cours d'eau. Il s'agit surtout d'arbres et d'arbustes tels que <i>Zanthoxylum zanthoxyloides</i>, <i>Chrysobalanus icaco</i> et <i>Dialium guineense</i>. La déforestation pour l'agriculture et le développement urbain a réduit la couverture forestière originelle, bien que des efforts de reboisement et de conservation soient en place pour gérer et restaurer certains espaces naturels.	VEGETATION La végétation est largement influencée par le climat tropical humide de la région. Elle est constituée de : Forêts tropicales humides : bien qu'une grande partie de la forêt originelle ait été défrichée pour l'agriculture ou l'urbanisation, il reste des zones de forêt dense, particulièrement dans les réserves protégées et les zones moins accessibles. Ces forêts abritent une biodiversité riche, incluant diverses espèces d'arbres de lianes et de sous-bois. Mangroves : le long de la lagune et des zones côtières, les mangroves sont cruciales pour la protection côtière et comme habitat pour la faune aquatique. Savane : A l'intérieur des terres ; particulièrement vers le nord de Porto-Novo, la savane devient plus prédominante, avec des arbustes et des arbres espacés, adaptés à un environnement avec moins de pluie.

I.3. Objectifs de l'étude

1. Objectif général

L'objectif général est d'analyser le comportement des pieux du pont de la lagune de Porto-Novo (Bénin) mis en place dans un sol mou saturé, sous l'influence de charges verticales et latérales, en vue d'optimiser leur conception et leur dimensionnement. L'étude vise à évaluer la réponse des fondations sous différentes sollicitations dynamiques afin de garantir la stabilité, la durabilité, et la sécurité de l'infrastructure dans un environnement géotechnique. Cette analyse, basée sur des procédés de modélisation numérique, permettra de proposer des solutions techniques afin d'améliorer les performances des fondations face aux défis posés par ces charges spécifiques.

2. Objectifs spécifiques

- ✦ Étudier les propriétés géotechniques des sols dans la zone d'étude ;
- ✦ Etudier et analyser l'interaction sol-pieux sous charges verticales et latérales à l'aide de PLAXIS 3D ;
- ✦ Proposer des solutions techniques pour améliorer la performance des pieux.

I.4. Outils & logiciels

Pour le traitement des données, les outils informatiques suivants ont été utilisés :

- PLAXIS 3D : pour la modélisation et l'analyse aux éléments finis des problèmes géotechniques, l'interaction sol-structure et du comportement des fondations profondes ;
- MICROSOFT OFFICE (Word, Excel, PowerPoint, Visio) : pour les calculs, la rédaction du rapport et le traitement des données ;
- ZOTERO : pour citer les documents utilisés.

CHAPITRE II : SYNTHESE

BIBLIOGRAPHIQUE

II.1. Généralités sur les fondations

1. Définition fondations

Les fondations sont la partie d'un ouvrage qui transfère ses charges au sol, garantissant ainsi sa stabilité. Elles jouent un rôle crucial en supportant les charges et en contrôlant les tassements et les infiltrations d'eau. Leur conception est essentielle pour assurer la solidité et la durabilité de l'ouvrage (Bowles & Guo, 1996)

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, l'ingénieur géotechnicien chargé de l'étude des sols choisira un type de fondation adapté, qui se distingue par son niveau d'ancrage, sa géométrie et son mode de fonctionnement. Sur la base des conclusions du rapport géotechnique, on a :

- ✦ les fondations superficielles (semelles filantes, semelles isolées, radiers-dallages) si les efforts sont reportés à la surface à la surface du sol ;
- ✦ les fondations semi-profondes (puits) ;
- ✦ les fondations profondes (pieux ou barrettes) si les efforts sont reportés en profondeur.

Selon la hauteur d'encastrement D_e , c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation et la largeur de la base B , on peut définir les fondations d'après le DTU 13.11, 1988 comme étant :

- ✦ les fondations superficielles, si le rapport encastrement/largeur de la base $D_e/B < 4$;
- ✦ les fondations semi-profondes si $4 \leq D_e/B < 10$;
- ✦ les fondations profondes, si $D_e/B > 10$.

NB : si D_e/B augmente, le prix de la réalisation (le coût) augmente aussi.

Dans les fondations profondes, il est essentiel de distinguer deux concepts clés : la hauteur mécanique et la hauteur d'ancrage. La hauteur mécanique, généralement notée h , représente la distance totale entre la base du pieu et la surface du sol médiocre. Elle inclut donc toute la partie du pieu qui traverse le sol de moindre qualité. À l'inverse, la hauteur d'ancrage, notée D_e , correspond à la portion du pieu qui pénètre dans le sol porteur ou le **sol d'ancrage**,

garantissant la stabilité et la capacité portante de la fondation. En général, les pieux traversent une ou plusieurs couches de sol et vont se placer dans une couche plus résistante, appelée couche d'ancrage. La longueur d'ancrage est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

Ces notions sont illustrées dans la (Erreur ! Source du renvoi introuvable.) ci-dessous, qui montre la disposition d'une fondation profonde traversant deux types de sols : un sol médiocre en surface et un sol d'ancrage en profondeur. Cette figure permet de visualiser clairement les dimensions telles que D (profondeur totale), h (hauteur mécanique), D_e (hauteur ou profondeur d'ancrage), et B (largeur du pieu), et d'apprécier la transition entre les différentes couches de sol.

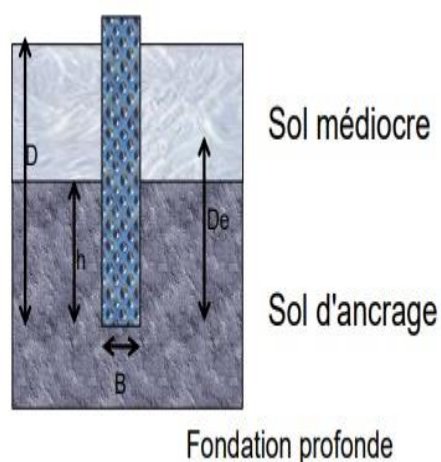


Figure II - 1 : Hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e

Source : Cours Fondations Profondes S7, Abdoulaye NADJIBOU, 2023

La présente étude se concentre particulièrement sur les fondations profondes sur pieux, qui représentent une solution essentielle lorsqu'il s'agit de terrains à faible portance ou de structures nécessitant des charges importantes. Cette solution permet d'assurer la stabilité de l'ouvrage en fonction des caractéristiques géotechniques du sol.

2. Définition de fondations profondes sur pieux

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Il existe plusieurs types de fondations

profondes à savoir : les barrettes, les caissons, les puits et les pieux (*Fondations profondes*, s. d.).

Ils peuvent être préfabriqués (pieux à refoulement) ou réalisés en place (pieux sans refoulement) avec différents types de matériaux : acier, bois, béton, béton armé, ou béton précontraint. Aussi, la mise en œuvre peut se faire suivant différents modes : par forage, par battage, par fonçage, par forage, par vibrofonçage, par vibrage, par vissage ou par vrinage selon le fascicule 62 et le DTU 13.2 (NF P 11-212) (Baguelin et al., 2012). Toutefois, dans le cadre de la présente étude, l'attention est portée exclusivement sur les pieux, car ils sont les plus couramment utilisés pour les ponts en raison de leur capacité à supporter des charges importantes tout en s'adaptant aux conditions géotechniques des sols de la lagune de Porto-Novo.

Un pieu est une fondation profonde, un élément structural élancé placé dans le terrain qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain plus profondes de caractéristiques mécaniques adéquates pour éviter la rupture du sol et limiter les tassements à des valeurs acceptables. Les pieux sont généralement utilisés lorsque le sol de surface présente de faibles propriétés mécaniques et ne peut supporter directement les charges de la structure. Ils permettent de transférer les charges à un sol plus résistant en profondeur. Bien qu'ils soient couramment employés pour les grands ouvrages tels que les ponts, les tours, les centrales nucléaires, et les structures offshore etc. (1396419514091232.pdf, s. d.), ils peuvent également

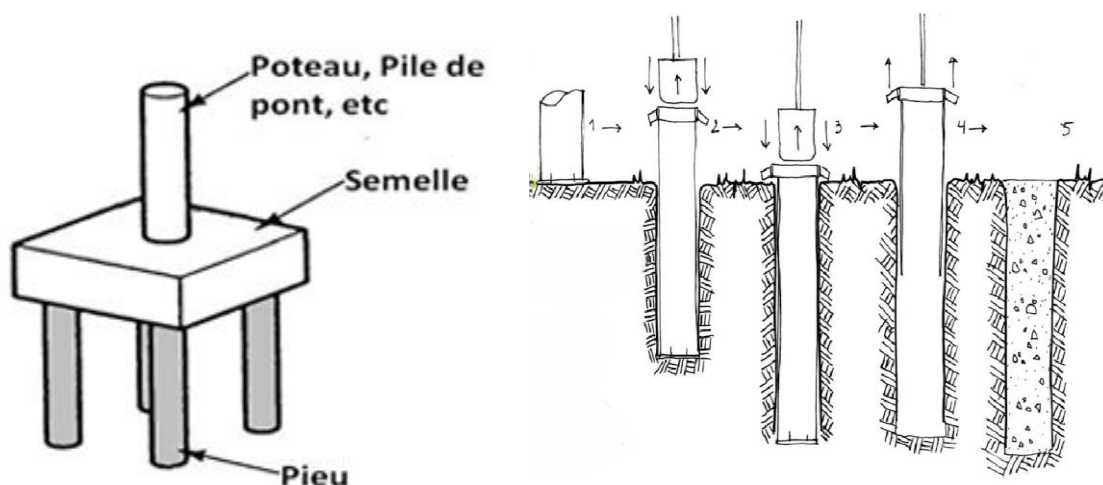


Figure II - 2 : Schéma de fondation d'un pont sur pieux

Source : Article sur les fondations d'un pont, 2024

être utilisés pour des bâtiments plus simples, comme des maisons individuelles, lorsque les conditions géotechniques l'exigent.

Les pieux sont constitués par des matériaux ayant des caractéristiques mécaniques plus élevées comparées à celles des sols environnants. Pour cette raison, le comportement des matériaux constituant les pieux, est souvent considéré comme élastique sous les sollicitations habituelles. Cependant, cette hypothèse dépend des propriétés mécaniques du matériau et des limites fixées lors du dimensionnement. Contrairement au béton, qui se fissure rapidement dès que sa limite élastique est atteinte, l'acier peut se déformer plastiquement tout en conservant sa résistance, ce qui le rend adapté aux structures soumises à des sollicitations variables ou extrêmes (Ménard, 2001 ; Eurocode 2, 3).

Un pieu comprend principalement trois parties à savoir :

- ✦ la tête qui reçoit directement les charges de la superstructure de l'ouvrage par l'intermédiaire parfois d'une semelle de répartition ;
- ✦ la pointe qui assure la transmission des charges entre la base du pieu et le sol ;
- ✦ le fût compris entre la tête et la pointe qui est le siège de la transmission des efforts latéraux (1396419514091232.pdf, s. d.)

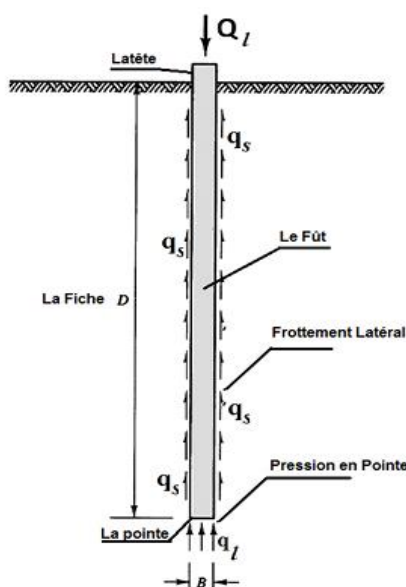


Figure II - 3 : Différentes parties d'un pieu

Source : https://www.researchgate.net/figure/Schema-dequilibre-limite-du-pieu-sous-une-force-verticale_fig2_336617199, 2024

3. Classification

Les pieux peuvent se classer suivant trois critères à savoir : le mode de fonctionnement ou le mode de travail, le mode d'exécution.

a. Suivant le mode de fonctionnement ou le mode de travail

Suivant la stratigraphie et la performance des différentes couches de sol rencontrées, on peut distinguer trois (03) modes de travail des pieux, selon lesquels les pieux se divisent en trois (03) catégories :

- ✦ les pieux flottants dans le sol par frottement latéral seul c'est-à-dire des pieux fichés dans une couche cohérente cas des sols argileux ;
- ✦ les pieux chargés ou travaillant en pointe ou pieux colonnes par l'effort de pointe proportionnellement à leur section lorsqu'elles reposent directement sur substratum ;
- ✦ les pieux flottant et travaillant en pointe par frottement latéral et par effort de pointe lorsqu'il est impossible de descendre sur une couche suffisamment résistante (Das, 2011).

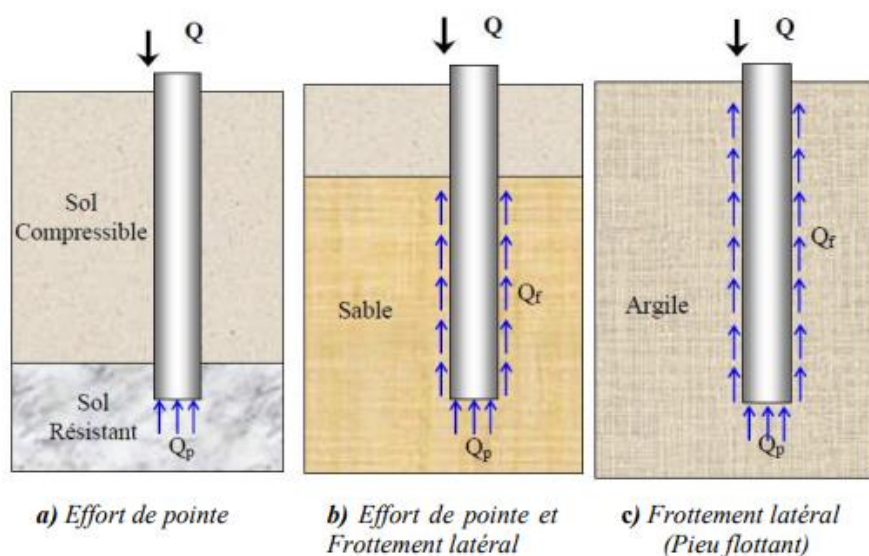


Figure II - 4 : Classification suivant les modes de travail des pieux

Source : <https://www.civilpouvous.com/2022/10/classification-des-pieux.html>, 2024

NB : Sous une charge latérale (comme le vent ou la poussée du sol), le sol oppose une réaction qui équilibre le déplacement du pieu. Cette interaction entre le pieu et le sol définit l'interaction sol-structure.

b. Suivant le mode d'exécution des pieux

On distingue principalement deux (02) grands groupes de pieux :

- ✦ les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol avec la naissance de contraintes de cisaillement radial (pieu préfabriqué) ;
- ✦ les pieux dont l'exécution c'est-à-dire lors de la mise en place se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoque pas le refoulement du sol (pieu moulé).

Dans ces deux groupes, il existe plusieurs types qui diffèrent par leur mode d'exécution, leur forme et leur matériau, mais dans notre étude nous nous limiterons à quelques classifications (*fondations profondes.pdf*, s. d.).

Une classification plus générale des pieux est représentée dans le diagramme ci-dessous :

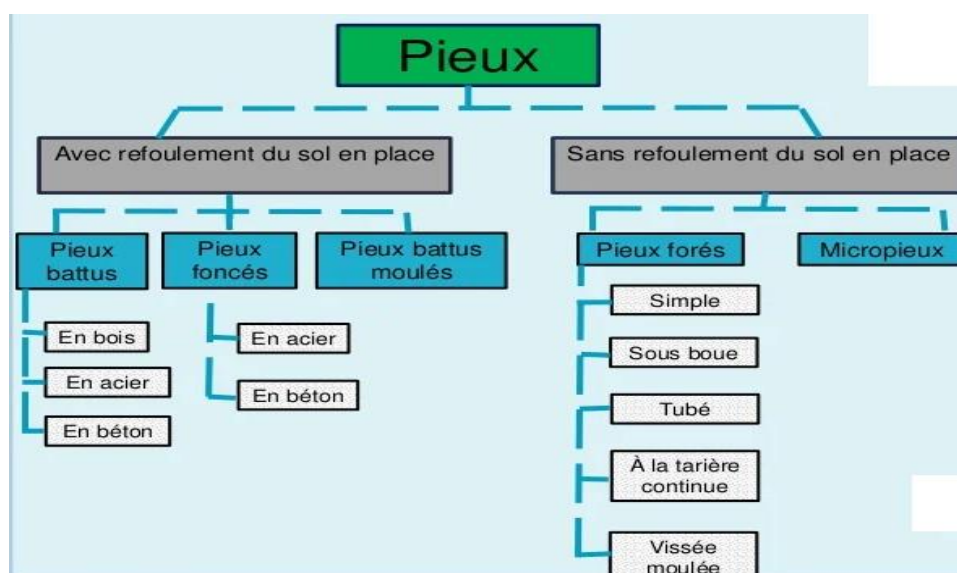


Figure II - 5 : Classification des pieux selon le mode de mise en place

Source : https://gregbill.synology.me/wp-content/uploads/Ingenierie_systeme/Complements/fondations_cours.pdf,

2024

II.2. Généralités sur les charges

Les pieux des fondations profondes transmettent les charges de la structure au sol. Ces charges se répartissent principalement en deux catégories : les charges verticales et les charges latérales. Les charges verticales, issues du poids propre et des charges d'exploitation, mobilisent la portance axiale par le frottement latéral et la résistance à la base. En parallèle, les charges latérales, dues au vent, aux séismes ou aux courants d'eau, engendrent des déplacements horizontaux et moments fléchissant. Leur analyse est cruciale et fondamentale pour assurer la stabilité et la performance des fondations au niveau des ouvrages complexes comme les ponts.

1. Charges verticales

Les charges verticales également appelées charges axiales ou charges de compression, sont des efforts appliqués le long de l'axe des pieux, influençant directement leur portance et leur comportement mécanique. Ces charges proviennent principalement de :

- ✦ Charges permanentes, telles que le poids propre de la structure, les équipements fixes et les éléments de fondations.
- ✦ Charges variables, qui incluent les surcharges d'exploitation (trafic, équipements mobiles) et les charges climatiques (neige, pluie, etc.) (Tomlinson & Boorman, 2001)

Ces charges verticales se transmettent respectivement de la superstructure aux pieux et des pieux au sol par deux mécanismes principaux :

- ✦ Le frottement latéral, qui résulte de l'adhérence entre la surface du pieu et les particules du sol environnant, contribuant à la résistance totale du pieu. Elle représente une part significative de la portance des pieux longs ou dans les sols cohésifs.
- ✦ La résistance en pointe, qui correspond à la capacité portante du sol sous la base du pieu et qui limite le tassement vertical (*Pile Foundation Analysis and Design-H. G. Poulos & E. H. Davis 1980.pdf*, s. d.). Ce mécanisme est dominant pour les pieux courts ou dans des sols très denses.

La compréhension des charges verticales et de leur transfert du pieu au sol est cruciale pour le dimensionnement des pieux et la stabilité des fondations profondes. Une évaluation précise de la portance est essentielle pour prévenir les tassements excessifs et garantir la sécurité des structures (Ameratunga & Das, s. d.). La maîtrise de ces concepts permet de concevoir des

systèmes de fondations efficaces et durables sur la base de certaines études et expériences (*Geotechnical Engineering*, s. d.).

a. Analyse de la portance verticale

L'analyse des charges verticales ou axiales repose sur des concepts géotechniques fondamentaux :

- ✦ Capacité portante ultime : elle est déterminée par la somme du frottement latéral et de la résistance en pointe. Elle dépend des propriétés mécaniques du sol (cohésion, angle de friction interne, densité relative).
- ✦ Tassements verticaux : ils dépendent des caractéristiques de compressibilité du sol. Des tassements excessifs peuvent entraîner des défaillances structurelles, même si la capacité ultime n'est pas atteinte (*Principles of Foundation Engineering, SI, 10th Edition - 9780357684672 - Cengage*, s. d.).

b. Modèles analytiques pour les charges verticales

Pour l'analyse de l'interaction sol-structure, plusieurs modèles analytiques sont utilisés en pratique. Nous pouvons aborder :

- ✦ Modèle de Terzaghi : utilisé pour estimer la capacité portante ultime des pieux dans différents types de sols. Ce modèle considère les contributions de la résistance en pointe et du frottement latéral séparément (Terzaghi, 1943).

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

$$Q_{ult} = A_p \times q_p + \int f_s \cdot dA$$

- ✦ Modèle basé sur la méthode des éléments finis (MEF) : elle est la plus flexible et est utilisée pour modéliser les interactions complexes entre le pieu et le sol sous charges verticales y compris des charges combinées. Elle permet de tenir compte des non-linéarités et des conditions spécifiques du site. Elle est intégrée dans le logiciel PLAXIS 3D (*FiniteelementsMethod.pdf*, s. d.).
- ✦ Méthodes de Winkler : aussi appelée la méthode des t-z curves et q-w curves décrivant la relation entre le déplacement vertical du pieu et les forces de frottement latéral ou la résistance en pointe en adaptant des ressorts pour représenter la portance verticale du sol. Elles sont souvent intégrées dans des analyses numériques (Rakotonindriana, s. d.).

$$P(x) = k * l(x)$$

où :

- $P(x)$: pression de contact du sol (kPa),
- $l(x)$: déplacement vertical (déformation),
- k : **module de réaction** du sol (ou coefficient de fondation), en kN/m^3 .

2. Charges latérales

Les charges latérales, également appelées charges horizontales, sont des forces appliquées perpendiculairement à l'axe des pieux, exerçant une contrainte significative sur leur rigidité et leur stabilité. Ces charges proviennent principalement de :

- ✦ Efforts environnementaux, tels que les vents, les séismes et les courants d'eau.
- ✦ Effets dus à l'exploitation, comme les forces induites par le trafic, les chocs accidentels ou les variations de pressions de terres.

Dans le cas spécifique des ponts, les charges latérales incluent les effets du courant de la lagune sur les piles qui les transmettent aux pieux, le vent, les sollicitations sismiques locales si elles existent et les forces générées par des véhicules en mouvement rapide (*Joseph E. Bowles Foundation Analysis and Design.pdf* - Google Drive, s. d.). Ces forces latérales influencent directement les déplacements horizontaux des pieux et leur interaction avec le sol environnant.

a. Comportement des pieux sous charges latérales

En effet, lorsqu'un pieu est soumis à des charges latérales, il développe des déplacements horizontaux et des moments fléchissant, qui dépendent de la rigidité flexionnelle du pieu, des propriétés du sol et de l'intensité des charges appliquées. Ces forces induisent une interaction complexe entre le pieu et le sol environnant, caractérisée par :

- ✦ Déplacements latéraux : les charges latérales provoquent des déformations le long de la hauteur du pieu. La magnitude de ces déplacements dépend principalement du type de sol (cohésif ou non cohésif) et de la rigidité du pieu.
- ✦ Moments fléchissant : ces charges engendrent des moments qui augmentent généralement vers la base du pieu. Le dimensionnement doit prendre en compte ces efforts internes pour éviter tout risque de rupture.

- ✦ Interaction sol-pieu : sous l'effet des charges latérales, le sol réagit par une résistance horizontale proportionnelle à sa rigidité en réaction latérale. Cette interaction est souvent modélisée à l'aide des courbes p-y, qui décrivent la relation entre le déplacement du pieu (y) et la pression horizontale du sol (p) à différentes profondeurs (Matlock & Reese, 1962).

Si P désigne la charge latérale, alors elle est donnée par : $P(z) = k_x(z) * y(z)$

où : $k_x(z)$: coefficient de réaction du sol (déformation) et $y(z)$: **le déplacement**.

L'interaction sol-pieu est fortement influencée par les caractéristiques mécaniques du sol comme nous l'avons dit un peu plus haut :

- ✦ Sols cohésifs : ils offrent une résistance initiale élevée mais peuvent montrer un comportement plastifiant sous des charges importantes.
- ✦ Sols non cohésifs : leur résistance dépend de leur densité relative et de leur capacité à mobiliser la friction interne.

b. Modèles analytiques pour l'analyse des pieux sous charges latérales

Les charges latérales appliquées sur un pieu entraînent une interaction complexe entre le pieu et le sol environnant. Des modèles analytiques et numériques, tels que les courbes p-y et les analyses par éléments finis, sont largement utilisées pour prévoir le comportement des pieux sous charges latérales. Aussi, il existe des méthodes empiriques telles que les méthodes de Ménard (1975), de Broms (1964), de Reese et Matlock (1956) et d'API RP 2A (2007).

La méthode de Ménard repose sur les résultats de l'essai pressiométrique (PMT), un test couramment utilisé en géotechnique pour caractériser la résistance du sol sous des sollicitations latérales. Selon Ménard, la résistance latérale du sol peut être estimée en fonction du module pressiométrique et de la pression limite mesurés in situ. Cette approche permet de déterminer le module de réaction latérale du sol « k », utilisé pour estimer la rigidité du sol en interaction avec le pieu. Cette méthode est particulièrement efficace pour les sols cohérents et semi-cohérents et permet une première évaluation de la rigidité latérale des pieux avant d'envisager des analyses plus détaillées.

Broms quant à lui, propose une approche semi-empirique fondée sur des études expérimentales et des solutions analytiques simplifiées. Cette méthode distingue les pieux selon le type de sol :

- Sols cohérents (argiles, limons) : la résistance latérale du pieu est principalement contrôlée par la résistance au cisaillement non drainé du sol.
- Sols granulaires (sables, graviers) : la résistance latérale dépend de la densité relative et du frottement interne du sol.

Broms introduit des formules analytiques permettant d'estimer la longueur critique du pieu ainsi que sa capacité latérale, en tenant compte des conditions aux limites (pieux encastrés ou non). Cette méthode est largement utilisée pour une estimation préliminaire du comportement des pieux sous charges latérales (Broms, 1964).

Reese et Matlock ont développé des relations p-y empiriques, permettant de modéliser l'interaction sol-pieu en fonction du type de sol. Ces courbes sont dérivées d'essais en vraie grandeur et permettent de caractériser la réaction latérale du sol face aux déplacements horizontaux du pieu. Elles sont notamment utilisées dans les analyses par éléments finis et les logiciels spécialisés (ex. LPILE, PLAXIS) (Reese, 1965).

En ce qui concerne la méthode d'API RP 2A, développée par l'*American Petroleum Institute*, cette méthode est principalement utilisée pour les structures offshore. Elle propose des courbes p-y normalisées adaptées aux conditions marines, en fonction des essais réalisés sur des pieux soumis à des charges latérales en conditions réelles (Institute, 2000).

Ces modèles permettent d'optimiser le dimensionnement des pieux en tenant compte des conditions spécifiques du site et des propriétés dynamiques du sol.

3. Modèles analytiques pour l'analyse des pieux sous charges combinées (Verticales et axiales)

Plusieurs modèles analytiques permettent d'étudier le comportement des pieux soumis à des charges combinées, en tenant compte de l'interaction avec le sol et des effets mécaniques induits.

Tableau II - 1 : Modèles analytiques des pieux sous charges combinées

Modèle	Charges	Domaine	Formule clé
Terzaghi	Axiale	Empirique	$Q_{ult} = Q_p + Q_s$
Poulos & Davis	Axiale + latérale + M	Élastique couplé	$\beta = \left(\frac{k_h}{4EI}\right)^{1/4}$
Winkler	Axiale et latérale	Non linéaire local	$t(z) = t_{ult} * \left(\frac{w(z)}{w_{50}}\right) / \left(1 + \frac{w(z)}{w_{50}}\right)$ $p(y) = A * y^n$
Randolph & Wroth	Axiale	Élastoplastique	$s = \frac{Q}{\pi DE_s} * \left(\ln\left(\frac{4L}{D}\right) - 1\right)$

4. Evaluation des charges agissant sur les fondations profondes

Pour bien évaluer les charges latérales et verticales agissant sur les fondations profondes, il est essentiel de considérer les charges qui proviennent du tablier du pont, reposant sur ces fondations constituées de pieux. Pour l'évaluation des charges appliquées sur le pont dans le cas de notre étude, trois (03) Eurocodes ont été utilisés parmi les dix (10) Eurocodes existants et ainsi qu'un document complémentaire : le Fascicule 61, titre II. Il s'agit de :

- ✦ Eurocode 0 : Bases de calcul des structures (NF EN 1990 - A1 - Annexe A2 : Applications pour les ponts)
- ✦ Eurocode 1 : Actions sur les structures (NF EN 1991 Parties 1-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments, 1-4 : Actions générales - Actions du vent, 1-5 : Actions générales - Actions thermiques) et NF EN 1991 Partie 2 : Actions sur les ponts dus au trafic)
- ✦ Eurocode 3 : Pour le calcul des structures en acier (NF EN 1993. Parties 1-1 : Calcul des structures en acier - Règles générales et règles pour les bâtiments, 1-9 : Calcul des structures en acier – Fatigue et 2 : NA)

Ainsi les actions agissant sur une structure peuvent être classées en deux (02) grandes catégories : les actions permanentes, qui sont constantes dans le temps, les actions variables, qui fluctuent selon les conditions d'exploitation et les événements externes.

Les actions permanentes regroupent le poids propre des éléments non porteurs (revêtement, chape, trottoirs, corniches, etc.) et les éléments porteurs (poutres, dalles, hourdis, les entretoises, etc.).

Pour les actions variables, il s'agit des modèles de surcharge pris en compte pour le dimensionnement. Ces modèles sont :

- ✦ Le modèle LM1 (Load Model 1), offre des charges concentrées et réparties uniformément, couvrant la majorité des effets du trafic de camions et de voitures. Il est conçu pour des vérifications générales et locales, incluant une charge répartie (UDL) et des charges concentrées (TS). Il faut souligner que la charge répartie (UDL) est équivalente au système A(l) du Fascicule 61-Titre II et le Tandem TS est presque équivalent au système Bt ou Bc du Fascicule 61-Titre II.
- ✦ Le modèle LM2 (Load Model 2) consiste à appliquer une charge d'essieu de 400kN (sans coefficient) sur des zones de contact spécifiques des pneumatiques, afin de prendre en compte les effets dynamiques du trafic normal sur des éléments structuraux de courte portée. Ce modèle est utilisé uniquement pour les vérifications locales. Il est à peu près similaire au système Br du fascicule 61-Titre II.
- ✦ Le modèle LM3 (Load Model 3) est spécifiquement conçu pour représenter des charges exceptionnelles telles que celles d'un convoi de poids exceptionnel et il est utilisé pour des vérifications locales des éléments structuraux de ponts. Il s'agit d'une charge concentrée appliquée sur des zones spécifiques de la structure. Nous pouvons par exemple prendre un convoi exceptionnel de 1800kN (civil) ou un convoi de type militaire à savoir le convoi MC 120.

Pour le calcul des ouvrages routiers, les combinaisons des sollicitations aux états limites s'effectuent comme suit :

Tableau II - 2 : Combinaisons d'actions suivant les Eurocodes

Désignations	Eurocodes
Etats Limites Ultimes (ELU)	$1,35 G_{k,sup} \text{ (ou } 1,0 G_{k,inf}) + (1,0 \text{ ou } 0)S +$ $1,35(UDL_k + TS_k + q_{fk})$ $1,35G_{k,sup} \text{ (ou } 1,0 G_{k,inf}) + 1,35 Mc \text{ 120}$
Etats Limites de Services (ELS)	✦ Combinaisons caractéristiques : $G_{k,sup} \text{ (ou } G_{k,inf}) + (1,0 \text{ ou } 0)S + (UDL_k +$ $TS_k + q_{fk}) + Mc \text{ 120}$ ✦ Combinaisons fréquentes : $G_{k,sup} \text{ (ou } G_{k,inf}) + (1,0 \text{ ou } 0)S + (0,4 UDL_k +$ $0,75 TS_k)$ ✦ Combinaisons quasi-permanentes : $G_{k,sup} \text{ (ou } G_{k,inf}) + (1,0 \text{ ou } 0)S$

II.3. Généralités sur l'interaction sol-structure (ISS)

La complexité du problème d'interaction sol-structure (ISS) réside dans l'intégration et le couplage des deux éléments, le sol et la structure. Ce phénomène peut décrire les effets qui se produisent dans le plan du contact sol/structure, de sorte que, dans l'analyse de la réponse dynamique, non seulement les propriétés structurelles soient incluses mais également les propriétés du sol sous-jacent. L'interaction sol-structure peut donc contribuer à amplifier ou à diminuer la réponse de la structure.

1. Définition de l'interaction sol-structure (ISS)

L'interaction sol-structure est la réponse conjointe sol-ouvrage sous sollicitations. Ainsi, l'influence de la structure sur le sol et celle du sol sur la structure existent de manière concomitante. Elle comprend deux aspects :

- **L'interaction cinématique**, liée au mouvement transmis du sol vers la structure ;
- **L'interaction inertielle**, liée aux forces d'inertie générées par la structure en mouvement.

En effet, l'étude de la réponse dynamique du système sol-fondation sous l'effet de l'interaction inertielle nécessite une analyse cinématique préalable en vue d'obtenir le mouvement à la base de la structure pour déduire les efforts d'inertie induits par la superstructure.

C'est dans l'optique de comprendre ce phénomène qu'une attention particulière est consacrée, dans le chapitre V de ce document.

2. Phénomènes physiques entrant dans l'interaction sol-structure (ISS)

La compréhension de l'interaction entre le sol et les fondations est essentielle pour prévoir le comportement réel d'une structure. Le sol influence la réponse de la structure, et inversement, la présence de la structure modifie le comportement du sol en champ libre.

Par exemple, une structure reposant sur un rocher rigide n'altère pratiquement pas le sol, car celui-ci est peu déformable. En revanche, sur un sol meuble/souple, trois (03) phénomènes physiques importants dus à l'ISS interviennent :

- ✦ Interaction cinématique : L'installation de la fondation modifie le mouvement naturel du sol (champ libre), de même que ses caractéristiques. L'excavation et l'introduction d'un élément (fondation) rigide, associé au non-refoulement du sol changent la répartition des déplacements et la portance du sol.
- ✦ Interaction inertielle : L'inclusion de la masse de la structure génère des forces d'inertie qui se transmettent au sol pendant un mouvement, modifiant à nouveau le champ de déplacement.
- ✦ Amortissement :

L'énergie issue des charges dynamiques en considérant un massif de sol semi infini est dissipée par deux mécanismes :

- **Amortissement interne hystérétique (matériel)** : dû aux comportements non linéaires du sol et des fondations.
- **Amortissement radiatif** : propagation et dissipation de l'énergie des ondes dans le sol environnant, souvent sur des grandes distances. Ce type d'amortissement, également appelé géométrique, dépend de la fréquence des vibrations et nécessite une analyse approfondie des ondes pour être bien pris en compte dans les interactions dynamiques entre sol et structure (*fatsllfra13ggg311.pdf*, s. d.).

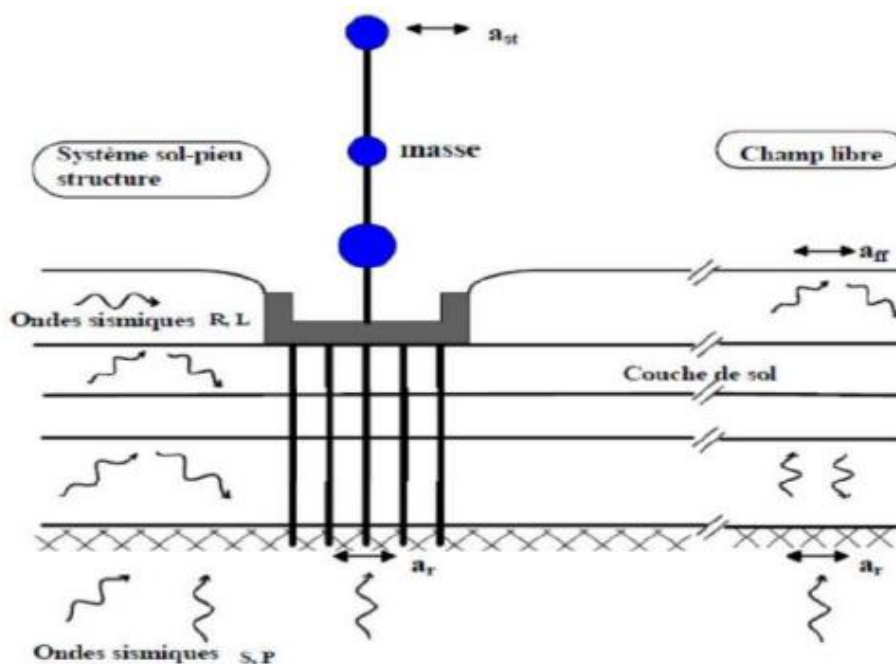


Figure II - 6 : Schéma de l'interaction sol-structure

Source : <https://www.mccours.net/cours/memoires/ahm3clie561.pdf>, 2024

Phénomène de liquéfaction

Sous des sollicitations mécaniques (vibrations ou charges dynamiques), les sols meubles saturés peuvent perdre leur résistance au cisaillement si l'eau interstitielle n'est pas évacuée rapidement afin de permettre une densification progressive du sol. Cela peut provoquer un comportement temporaire de type fluide, appelé **phénomène physique de la liquéfaction**.

Les conséquences peuvent être graves :

- ✦ Instabilité des pentes,
- ✦ La pression s'accumule sur les ouvrages de retenue au niveau des terres,
- ✦ Risques de rupture.

La réponse des matériaux meubles aux chargements dynamiques (ou cycliques) a fait l'objet de nombreuses études de laboratoire (*Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971) Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 97, SM9, 1249-1273. - References - Scientific Research Publishing, s. d.*). La susceptibilité à la liquéfaction dépend de plusieurs facteurs (accélération, de la fréquence et de la durée de chargement, du degré de saturation, granulométrie, de l'indice de densité, etc.) et peut être vérifiée par des essais in situ (essai de pénétration standard SPT,

essai au cône CPT, essai au piézocône) ou des analyses numériques.

Le facteur de sécurité contre la liquéfaction compare la résistance du sol aux contraintes dynamiques. Elle peut être exploitée par des méthodes analytiques ou numériques. En plus de la liquéfaction cyclique, une **liquéfaction statique** peut apparaître sous **charges constantes**, si la pression interstitielle augmente.

Fonctions d'impédance

Les **fonctions d'impédance** traduisent la liaison dynamique entre le sol et la structure. Elles sont représentées par des ressorts et amortisseurs équivalents, et caractérisent concrètement :

- ✦ La **rigidité** (partie réelle),
- ✦ L'amortissement de l'interaction sol-fondation (partie imaginaire).

Une fonction d'impédance est une matrice de rigidité dynamique qui relie les efforts généralisés (par exemple l'effort tranchant et le moment) à la base de la structure aux déplacements et rotations de la fondation par rapport au champ libre.

Elles sont utilisées en analyse fréquentielle pour relier les efforts à la base aux déplacements de la fondation. Cependant, leur utilisation est limitée dans les analyses non linéaires ou complexes avec de nombreux degrés de liberté si les fonctions d'impédance sont supposées indépendantes de la fréquence d'excitation. En pratique, on modélise souvent la fondation comme un nœud rigide avec **six (06) degrés de liberté** (trois translations et trois rotations).

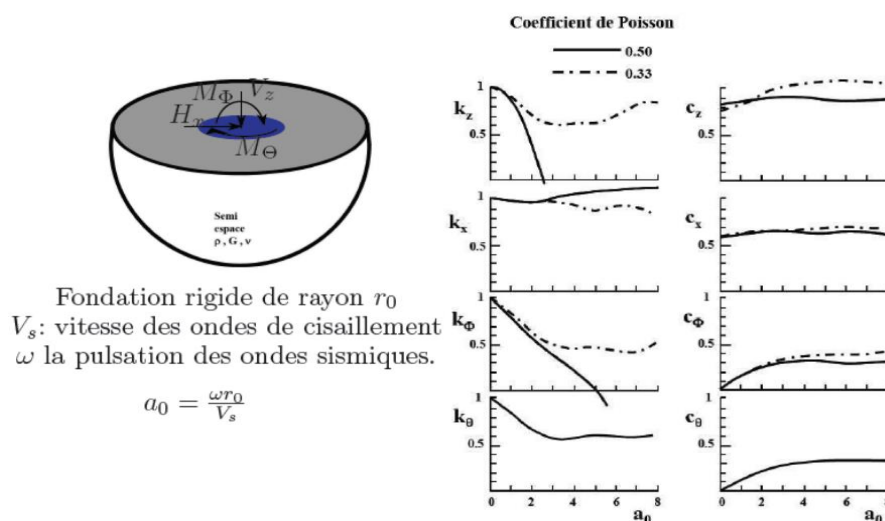


Figure II - 7 : Termes d'impédance (raideur et amortissement)

Source : <https://www.mccours.net/cours/memoires/ahm3clic561.pdf>, 2024

3. Méthodes d'analyses de prises en compte de l'interaction sol-structure (ISS)

Différentes méthodes existent pour prendre en compte l'interaction sol-structure (ISS) parmi lesquelles, nous distinguons les méthodes globales, qui résolvent, comme leur nom indique, le problème global et celles qui s'appuient sur une décomposition du système en sous-système. Ces dernières méthodes sont désignées sous le nom méthode de sous structure. Il existe aussi les méthodes hybrides qui consistent à utiliser une combinaison de deux (02) autres méthodes. Dans ce qui se suit, nous allons présenter un petit rappel des différentes méthodes.

✦ Méthodes directes

Les méthodes directes, appelées aussi méthodes globales, traitent le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité de façon à obtenir les réponses du sol et de la structure simultanément. Elles consistent à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-structure :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = [Q_f]$$

Où :

u : représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise

Les dérivées seconde et première du u représentent respectivement : l'accélération et la vitesse.

$[M, C, K]$: représentent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système

Q_f où f est le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système

La résolution directe de ce système d'équation est tellement fastidieuse à cause des nombres que le recours aux méthodes numériques, comme les méthodes des éléments finis (MEF) et des différences finies, est pratiquement inéluctable.

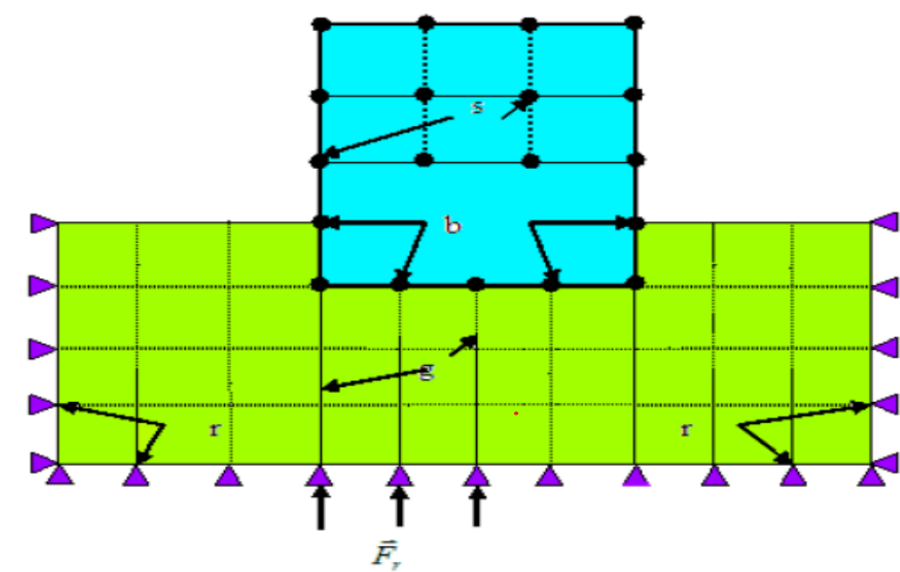


Figure II - 8 : Modèle d'une méthode directe

Source : <https://www.mccours.net/cours/memoires/ahm3clie561.pdf>, 2024

Cette méthode permet une modélisation précise de l'ISS. En effet, le sol est modélisé avec des éléments finis qui tiennent compte du comportement non linéaire du sol. Alors l'effet de l'ISS est constaté avec précision en utilisant cette méthode.

Pour résoudre cette méthode, en connaissant le mouvement sismique en champ libre, on calcule le déplacement à la base du modèle. Il faut que cette base soit posée suffisamment loin de la structure pour que la présence de cette dernière n'affecte pas ce mouvement. Ensuite ce mouvement calculé est appliqué uniformément à la base du modèle sol-structure. Ainsi la réponse est obtenue par résolution de l'équation énoncée un peu plus haut.

Ces méthodes requièrent une discrétisation plus étendue du massif de sol supportant la fondation afin de minimiser la réflexion numérique sur la frontière qui sollicite une nouvelle fois la structure. De plus, la taille maximale des éléments est limitée de manière à modéliser correctement la propagation d'ondes de hautes fréquences. En conséquence, la mise en œuvre de ces méthodes reste une opération généralement coûteuse du point de vue numérique, surtout pour les problèmes tridimensionnels.

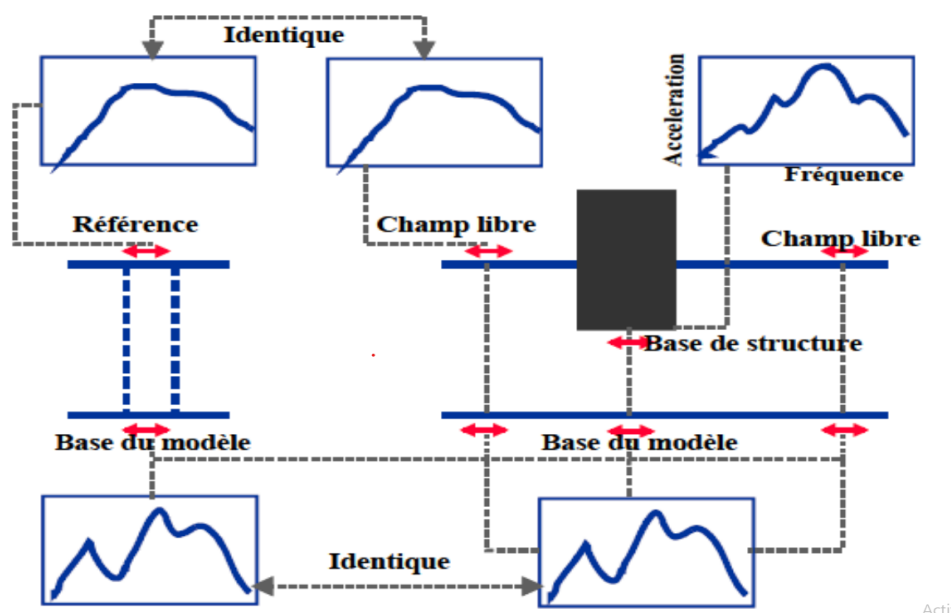


Figure II - 9 : Schématisation d'un problème d'interaction sol-structure en éléments finis

Source : <https://www.mccours.net/cours/memoires/ahm3clie561.pdf>, 2024

Nous voyons ici la modélisation de l'interaction sol-structure dans une analyse sismique par éléments finis. Le mouvement sismique appliqué en champ libre est d'abord introduit à la base du modèle. Lorsqu'une structure est présente, le mouvement à sa base devient différent de celui du sol seul, à cause de l'interaction entre le sol et la structure. Cette interaction modifie la réponse sismique en fréquence et en amplitude, ce qui souligne l'importance de prendre en compte le comportement couplé sol-structure dans toute modélisation réaliste.

✦ Méthodes des sous-structures

L'idée consiste à analyser le problème d'ISS en plusieurs étapes successives, chacune des étapes étant réputée plus facile à résoudre que le problème global (Méthode directe). Cette méthode est basée sur le principe de superposition en découplant les analyses *cinématique et inertielle*.

Les sous structures envisagées sont constituées d'une part par le sol et d'autre part par la structure. On distingue les méthodes dites de frontière et les méthodes de volume.

Les méthodes de frontière ; le modèle global est étudié en deux sous modèles respectivement le sol et la structure tel que les efforts et les déplacements soient compatibles le long de la frontière qui sépare les deux sous structures.

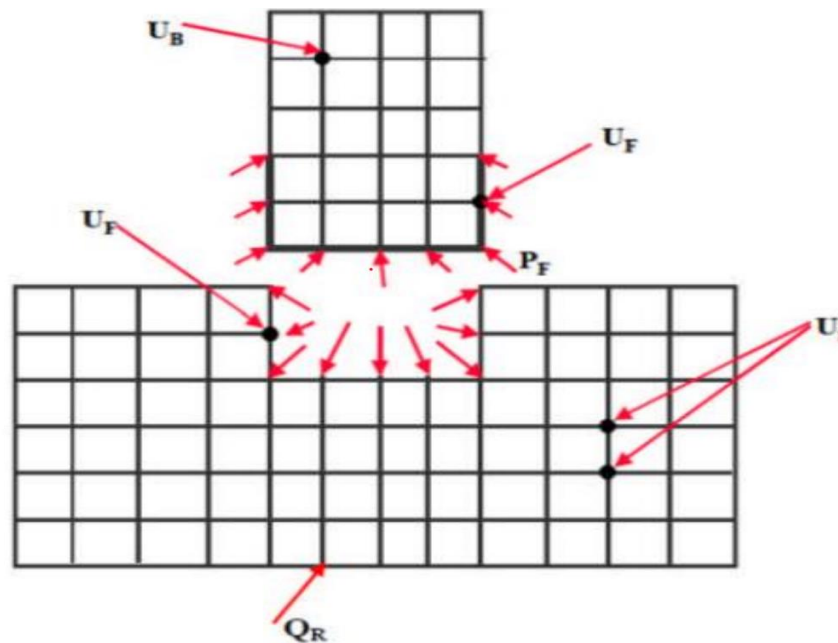


Figure II - 10 : Méthode de frontière

Source : <https://www.mccours.net/cours/memoires/ahm3clic561.pdf>, 2024

Dans le cas où la fondation est rigide, cette méthode consiste à utiliser le principe de superposition de Kausel, méthode largement reconnue en ingénierie géotechnique pour l'analyse de l'interaction sol-structure (ISS). Ce théorème de superposition décompose la réponse sismique totale d'un système sol-structure en plusieurs contributions distinctes afin de mieux appréhender les efforts combinés de ces derniers. Elle analyse séparément les différentes contributions à la réponse sismique d'un ouvrage fondé sur un sol déformable. Ce principe repose sur une approche simple mais efficace : la solution complète peut être obtenue en additionnant plusieurs réponses partielles, chacune associée à un aspect bien précis du comportement sol-structure. Notons qu'en séparant la contribution du sol, celle de la structure, ainsi que les effets d'interaction, ce mode permet une lecture plus claire du comportement dynamique de l'ensemble.

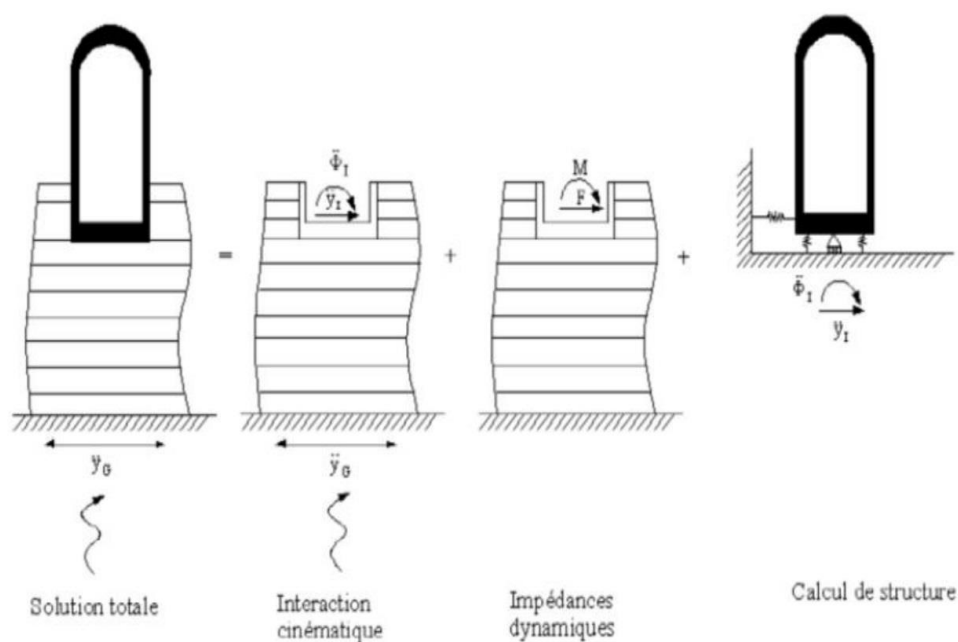


Figure II - 11 : Théorème de superposition de KAUSEL

Source : <https://www.mccours.net/cours/memoires/ahm3clic561.pdf>, 2024

En opérant cette décomposition, la résolution du problème se fait en trois (03) étapes successives :

- ✦ Etape 1 : on considère la sous structure comportant le massif de sol et la fondation rigide sans masse. En appliquant la sollicitation sismique à la base de ce milieu, nous déduisons l'accélération au niveau de l'interface sol fondation, d'où **l'interaction cinématique**.
- ✦ Etape 2 : on calcule la matrice d'impédance dynamique de la fondation permettant d'obtenir les raideurs ainsi que les termes d'amortissement dans toutes les directions.
- ✦ Etape 3 : On détermine la réponse dynamique de la structure reliée au massif de sol par des ressorts d'impédance trouvé en étape 2 et soumise à la sollicitation calculée en étape 1

Les méthodes de volume permettent d'éviter la résolution du problème de diffraction qui se pose lorsqu'une vibration mécanique atteint une structure fondée dans le sol. L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface sol-structure mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol comme cela apparaît par la division en sous-structures.

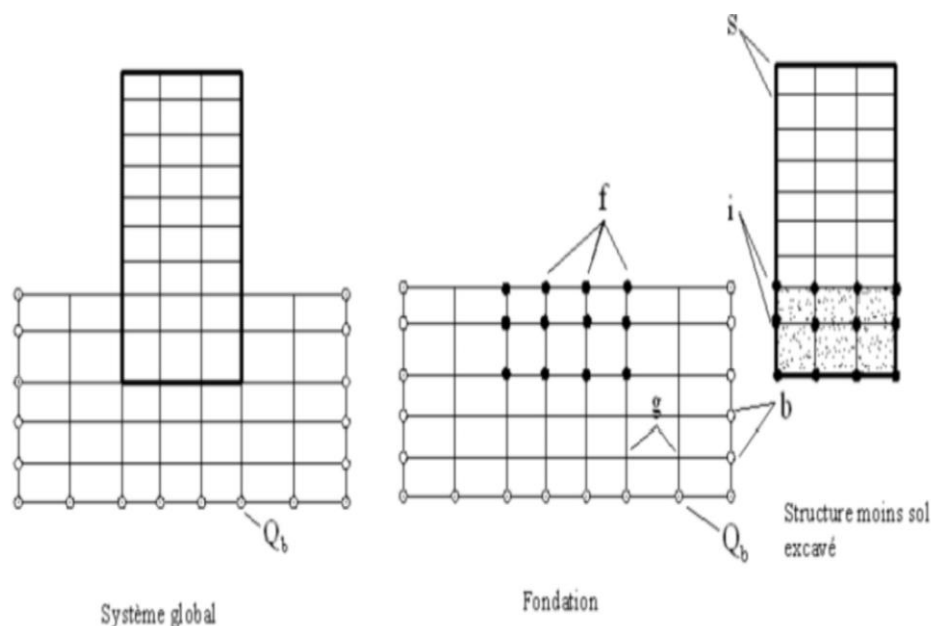


Figure II - 12 : Méthode de volume

Source : <https://www.mccours.net/cours/memoires/ahm3clie561.pdf>, 2024

Cette méthode est basée sur le principe de superposition, alors elle exige une hypothèse d'un sol linéaire et d'un comportement de structure linéaire. Dans la pratique cette exigence n'est pas parfaite et elle est supposée d'une manière équivalente.

✦ Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides forment la troisième grande famille de méthodes pour le traitement de l'ISS. Ces méthodes sont situées entre les méthodes directes et les méthodes de sous-structure.

La méthode hybride simplifie le problème en considérant deux champs : champ proche (domaine fini) et champ lointain (domaine semi-infini). Elle utilise l'impédance dynamique pour modéliser le champ lointain tandis que la méthode des éléments finis ou le macro-élément sont utilisés pour modéliser le champ proche. Le premier domaine est formé du sol seulement et il est pris suffisamment loin de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par l'ISS. Pour ces raisons, on considère ce champ comme élastique (linéaire) et on utilise les méthodes adaptées aux problèmes linéaires (impédance dynamique) pour sa modélisation. Ainsi, c'est dans ce champ que vont pouvoir être considérés les dissipations d'énergies dues à l'amortissement radiatif. Le deuxième domaine fini est formé d'une fondation et d'un volume fini sous-jacent. Ce champ inclut toutes les hétérogénéités et non linéarités du système qui sont

composées en deux parties : les non-linéarités matérielles (plasticité du sol) et les non-linéarités géométriques (décollement éventuel de la fondation). Il s'intègre dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe (la MEF) et aussi le concept de macro-élément peut être utilisé (Mehdi, s. d.).

De cette façon, cette méthode réduit le temps de calcul par comparaison avec la méthode directe. Comme la méthode directe, cette méthode donne une modélisation précise de l'ISS, puisqu'elle prend en considération la non-linéarité dans le champ proche du sol. Ce genre de méthodes nécessite une modélisation sophistiquée.

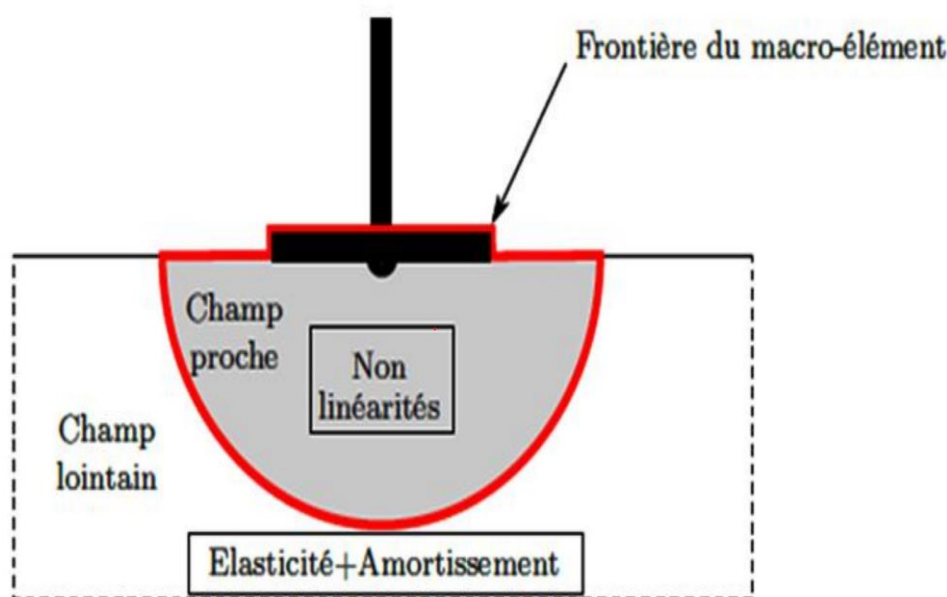


Figure II - 13 : Schématisation d'un problème d'interaction sol-structure en éléments finis

Source : <https://www.mccours.net/cours/memoires/ahm3clic561.pdf>, 2024

CHAPITRE III : METHODE DE CONCEPTION

III.1. Etudes géotechniques

Les études géotechniques sont essentielles pour garantir la sécurité, la fonctionnalité et la durabilité des projets de construction en assurant une interaction appropriée entre le sol et la structure des ouvrages (Rodríguez-Urbe et al., 2021). Ces études reposent sur une combinaison d'essais in-situ réalisés sur le site même, ainsi que des essais de laboratoire effectués sur des échantillons de sols prélevés par carottage tout en respectant certaines normes et réglementations. L'Annexe 1 : Coupe géotechnique avec les pieux, nous donne un aperçu de la stratigraphie géologique du pont.

1. Présentation de l'ouvrage et choix de la pile d'étude

La structure de l'ouvrage qui repose sur des pieux et dont on étudiera le comportement de la fondation sous des charges, est une possibilité de pont de type "Pont mixte". Il s'étend sur une longueur totale de 385,00 mètres et est composé de onze (11) travées isostatiques, chacune mesurant 35,00 mètres de long appuyé sur la culée ou les chevêtres métalliques. Le tablier du pont est mixte et constitué d'une charpente métallique avec un hourdis en béton armé. Il a une largeur totale de 14,00 mètres et est configuré avec deux voies de chaussée de 3,60 mètres chacune, des pistes cyclables de 3,25 mètres de chaque côté de la chaussée, des barrières de protection type GS4 qui séparent la chaussée des pistes cyclables et des trottoirs, deux trottoirs de 2,60 mètres de large chacun, et des dispositifs de retenue barrière type BN4.

L'ouvrage est supporté par deux culées en béton armé (C1 et C12) aux extrémités, ainsi que par dix (10) piles intermédiaires (P2 à P11) situées entre les travées. Les piles sont encastrées dans une semelle de liaison en béton armé, mesurant 11 mètres de long, 5,05 mètres de large, et 1,76 mètre de hauteur. Cette semelle est conçue pour recevoir et distribuer les charges résultant du freinage, du retrait, de la dilatation, ainsi que des excentricités des charges provenant des piles. De plus, la semelle de liaison assure le soutien du poids du tablier du pont et empêche également tout déplacement des têtes des pieux (*DOSSIER STRUCTURE (3) - Copie.pdf*, s. d.).

Les pieux de la pile P8 seront les pieux choisis pour la présente étude comme indiqué en Annexe 2. En effet, la pile P8 a une hauteur de 8,24 mètres et est la plus chargée avec 2756 kN de capacité ELU appliquée par pieu (*SOL365_Pont Porto-Novo_Pieux de Fondation_05-*

04-2024.pdf, s. d.). Les pieux sous cette pile sont au nombre de six (06) en deux (02) fils de trois, de diamètre 1 mètre avec des fiches de 50 mètres.

Cette étude ne reflète en rien le comportement de tous les pieux du pont ; ils serviront à notre étude du comportement de l'interaction sol-structure. Il est capital de préciser que tous les essais ont été réalisés par LBTP pour PorteO BTP avant le démarrage des travaux dont le rapport a été consulté pour le compte de ce travail. Même si ces essais ont été effectués antérieurement au début du projet de recherche, il est jugé essentiel de réexaminer la méthodologie utilisée pour leur réalisation ainsi que le traitement.

2. Normes et réglementations

Les normes et réglementations jouent un rôle essentiel dans la conception des fondations profondes et l'analyse de l'interaction sol-structure, en garantissant la sécurité, la durabilité et la conformité des ouvrages. Ainsi :

- ✦ Norme NF P 94-500 : Missions d'ingénierie géotechnique – Classifications et spécifications 30 novembre 2013
- ✦ Norme NF P 94-270 : Calcul géotechnique ouvrages de soutènement – Remblais renforcés / massifs en sols cloués. Juillet 2009
- ✦ Norme NF P 94-262 : Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode (7) – Fondations profondes. Juillet 2012 et puis en février 2013 par suite d'erreurs d'impressions.
- ✦ Norme NF P 11-300 : Exécutions des terrassements – Classifications des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de formes d'infrastructure routière. Septembre 1992
- ✦ Norme XP P 94-078 : Essai de gonflement à l'œdométrie. Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes
- ✦ Norme NF P 94-110 : Essai pressiométrique de Ménard. Juillet 1991
- ✦ Norme NF P 94-112 : Essai de pénétration statique. Septembre 1996
- ✦ Norme NF P 94-116 : Essai de pénétration carottier. Octobre 1991
- ✦ Fascicule 62 Titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil

3. Reconnaissance des missions géotechniques G3 – G4

Suivant la norme NF P 94-500 : Missions d'ingénierie géotechnique – Classifications et spécifications 30 Novembre 2013, nous parlerons de l'exécution des ouvrages géotechniques (G3 et G4, distinctes et simultanées) (*Cours reconnaissance Géotechniques.pdf*, s. d.)

G3 : ETUDE GEOTECHNIQUE D'EXECUTION

La mission G3 se déroule pendant la phase de construction. Elle vise à vérifier et ajuster les hypothèses géotechniques établies lors des études préliminaires.

✦ Phase étude :

- Définition d'un programme d'investigations géotechniques spécifique (Mission G0) : la mission G0 consiste en l'exécution des sondages, essais et mesures en place ou en laboratoire selon un programme défini dans des missions de type G1 à G5 ; et à fournir un compte rendu factuel donnant la coupe des sondages, les procès-verbaux d'essais et les résultats des mesures.
- Etude dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment validation des hypothèses géotechniques, définition et dimensionnement (calculs justificatifs), méthodes et conditions d'exécution (phasages, suivis, contrôles, auscultations en fonction des valeurs seuils associées, dispositions constructives complémentaires éventuelles), élaboration du dossier géotechnique d'exécution.

✦ Phase suivie :

- Suivi du programme d'auscultation et d'exécution des ouvrages géotechniques, déclenchement si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase étude
- Vérification des données géotechniques par relevés lors des excavations et par un programme d'investigations géotechniques complémentaires si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats)
- Participation à l'établissement du dossier de fin de travaux et des recommandations de maintenance des ouvrages géotechniques

G4 : SUPERVISION GEOTECHNIQUE D'EXECUTION

La mission G4 consistant en la supervision géotechnique d'exécution permet de vérifier la conformité aux objectifs du projet, de l'étude et du suivi géotechniques d'exécution.

- ✦ Phase supervision de l'étude d'exécution : avis sur l'étude géotechnique d'exécution sur les adaptations ou optimisations potentielles des ouvrages géotechniques proposées, sur le programme d'auscultation et les valeurs seuils associés.
- ✦ Phase supervision du suivi d'exécution : avis sur le contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur, sur le comportement observé de l'ouvrage et des avoisinants concernés et sur l'adaptation ou l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée

Dans le cadre du projet de construction d'un nouveau pont sur la lagune SEME à PORTO-NOVO au Benin, l'entreprise exécutante (PORTEO BTP) a sollicité le Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics (LBTP) pour réaliser une étude géotechnique. Cette étude, conforme à la norme française NFP 94-500 de novembre 2013, correspond à une mission géotechnique de type G1, compte tenu des essais réalisés. Son objectif est de fournir les paramètres géotechniques nécessaire au dimensionnement des fondations du pont à neuf (09) travées. Le rapport issu de cette étude a été consulté dans le cadre de ce travail. Même si ces essais ont été effectués antérieurement au début du projet de recherche, il est jugé essentiel de réexaminer la méthodologie utilisée pour leur réalisation ainsi que le traitement.

Les essais géotechniques menés par le LBTP sollicité par l'entreprise PORTEO BTP sur la lagune de Sèmè à Porto-Novo au Bénin, comprennent essentiellement :

- ✦ 12 forages pressiométriques (essais pressiométriques) jusqu'à 55 m de linéaire ;
- ✦ 12 sondages carottés jusqu'à également 55 m de profondeur avec prélèvement d'échantillons intacts pour des séries complètes d'essais en laboratoire ;
- ✦ 24 prélèvements d'échantillons intacts obtenus lors des sondages et forages ;

A ces derniers s'ajoutent 24 essais d'identifications en laboratoire à savoir l'analyse granulométrique (AG) par sédimentométrie et tamisage, la détermination de la masse volumique des particules solides (poids spécifique), les limites d'Atterberg, la détermination de la teneur en eau et l'essai de compressibilité sur sols fins saturés avec chargement par paliers.



Figure III - 1 : Schéma d'implantation des points d'essais in situ

Source : Rapport géotechnique PORTEO, 2023

4. Programme des essais réalisés

Dans le cadre du projet de construction d'un nouveau pont sur la lagune SEME à PORTO-NOVO au Benin, le Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics (LBTP) a été sollicité par l'entreprise exécutante (PORTEO BTP) en vue d'effectuer une étude géotechnique devant permettre le dimensionnement des fondations du pont à neuf (09) travées. Ce pont permettra le franchissement aérien de la lagune Semé en reliant Djèrègbé et Porto Novo

✦ In situ

- Essai au pressiomètre de Ménard
- Essai au pénétromètre statique / standard
- Essai au pénétromètre dynamique
- Essai de carottage

✦ Au laboratoire

- Analyse granulométrique par tamisage (NF EN ISO 17892-4)
- Limite d'Atterberg (NF EN ISO 17892-12)

- Détermination de la masse volumique des particules solides (poids spécifique) au pycnomètre (NF EN ISO 17892-3)
- La teneur en eau (NF P 94-050)
- Valeur du Bleu de Méthylène (NF EN 933-9)
- Essai de compressibilité sur sols fin saturés (essai œdométrique) [NF 94-090-1 (Afnor 1997)]
- Cisaillement direct ou rectiligne (Sondage carotté) [NF 94-071-1 (Afnor 1994)]

5. Description des essais in-situ et de laboratoires (ex-situ) réalisés

✦ Au laboratoire

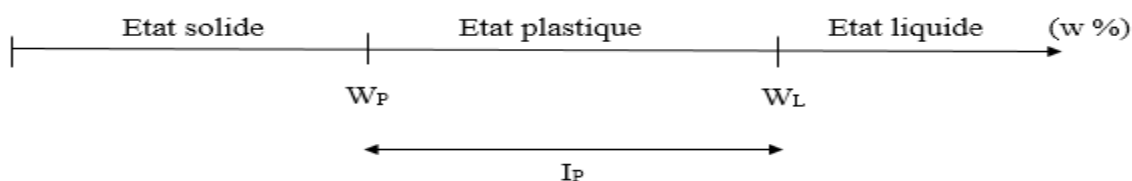
- **Analyse granulométrique par tamisage (NF EN ISO 17892-4)**

Elle consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains d'un granulat (la granularité du matériau) dont les dimensions sont comprises entre 0.080 et 125 mm, c'est-à-dire de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant les échantillons. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63 mm, à l'exclusion des fillers. En gros, l'essai d'analyse granulométrique par tamisage permet de déterminer la répartition pondérale des grains d'un échantillon au moyen d'une série de tamis. De plus, la courbe granulométrique est un élément fondamental de la classification des sols. Les résultats du labo sont en ANNEXE 3.

- **Limites d'Atterberg (NF EN ISO 17892-12) / NF P 94 051 (AFNOR 1993)**

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol. On distingue la limite de plasticité qui se traduit par la teneur en eau entre les états solides et plastiques et la limite de liquidité qui est la teneur en eau entre les états plastiques et liquides d'un sol.

Cet essai repose en gros sur la détermination de deux paramètres que sont la limite de liquidité (W_L) et la limite de plasticité (W_P).



Pour déterminer la limite de liquidité, l'échantillon est mélangé progressivement avec de l'eau jusqu'à atteindre cette limite. Lorsque le sol atteint la limite de liquidité, un sillon tracé dans l'échantillon se réfère sur une distance standard de 12,7 mm sous l'effet de vibration. La teneur en eau correspondant à cette fermeture du sillon est considérée comme la limite de liquidité. Les résultats détaillés du labo figurent en Annexe 4.

En ce qui concerne la limite de plasticité, le point à partir duquel le sol commence à se déformer sans se fissurer lorsqu'il est malaxé, est recherché. Une petite portion d'échantillon est malaxée à la main jusqu'à obtenir une consistance plastique, et la teneur en eau associée à ce stade est définie comme la limite de plasticité.

Ensuite l'indice de plasticité est calculé suivant la formule :

$$IP = [W_L] - [W_P] \text{ (AFNOR 1993)}$$

▪ La teneur en eau (NF P 94-050) / NF EN ISO 17892-1

La teneur en eau se détermine par deux pesées. Une première pesée de l'échantillon à l'état initial donne la masse m de l'échantillon humide et une deuxième pesée, après passage à l'étuve ou à la micro-onde ou par une plaque de rayonnement à 105°C pendant 24hrs (évaporation de l'eau libre et de l'eau capillaire), donne la masse sèche de l'échantillon. Confère Annexe 5 pour plus d'informations. La différence de la masse humide et de la masse sèche est la masse d'eau évaporée. Cette différence divisée par la masse sèche donne la teneur en eau de l'échantillon (*NF P 94-050 - Sols - Teneur en Eau - Étuve _ PDF _ Masse _ La nature.html*, s. d.). Ainsi :

$$W (\%) = \frac{m_w}{m_s} \text{ avec } m_w = m_h - m_s$$

▪ Détermination de la masse volumique des particules solides (poids spécifique) (NF EN ISO 17892-3)

Le problème est de mesurer le volume des grains solides (V_s), constituant l'échantillon du sol. Cette mesure est effectuée généralement au pycnomètre.

Une masse connue m_s de sol séché (par passage à l'étuve à 105°C jusqu'à masse constante) est introduite dans un récipient contenant de l'eau distillée. Un agitateur magnétique

sépare les particules les unes des autres. Les bulles d'air libérées sont aspirées par un vide d'air (trompe à eau). Après s'être assuré qu'aucune bulle d'air n'est piégée entre les particules solides, on détermine avec un très grand soin le volume d'eau déplacée par les particules solides (*NF-P-94-054-Masse-Vol-Particules-Sol.htm*, s. d.). Pour la réalisation de l'essai sur les échantillons, la norme NF EN ISO 17892-3 a été suivie. Référons-nous à l'Annexe 6 pour avoir un aperçu détaillé des résultats.

▪ Essai de compressibilité sur sols fin saturés (essai œdométrique)

Cet essai, couramment appelé essai œdométrique, traduit dans la pratique l'idée qui vient à l'esprit quand on veut mesurer la compressibilité d'un matériau : on applique une charge, on mesure la déformation jusqu'à ce qu'elle se stabilise, puis on applique une charge plus forte et l'on recommence les observations. Les explications complémentaires se trouvent en Annexe 7.

L'interprétation de l'essai consiste à tracer la courbe donnant la variation de l'indice des vides de l'éprouvette en fonction de la contrainte appliquée (c'est la courbe de compressibilité œdométrique ou courbe œdométrique). L'essai reproduit les conditions de déformation des sols dans le cas d'un massif à surface horizontale chargé par une pression uniforme et où le sol ne peut se déplacer que verticalement (Magnan, 2000). Il fournit des indications sur la compressibilité du sol et sur sa vitesse de consolidation (*MethodeDEssai-LCPC-ME13_2.pdf*, s. d.). C'est-à-dire, on détermine avec le=essai les paramètres tels :

- La pression de pré-consolidation (σ_p') ;
- L'indice de compression (C_c) ;
- L'indice de gonflement (C_s ou C_g) ;
- Les Coefficients de compressibilité (a_v et m_v) et
- Le Module œdométrique (E_{oed}) (*XP P94-090-1 Oedometre tassement.pdf*, s. d.)

✦ In-situ

Les essais in-situ permettent de collecter des données directes sur les propriétés du sol et de fournir des informations cruciales pour la conception et l'ingénierie des structures géotechniques. Ces essais permettent d'évaluer les propriétés du sol telles que la résistance, la rigidité, la compressibilité, la perméabilité, et d'autres paramètres importants pour la

conception des fondations et des ouvrages géotechniques. Ils offrent une vision plus directe et représentative des conditions du sol par rapport aux méthodes basées sur des échantillons prélevés.

▪ Essai pressiométrique (NF EN ISO 22476-4) de Mai 2015

Les sondages pressiométriques ont été réalisés à proximité des différents appuis conformément aux prescriptions de la norme NF EN ISO 22476-4 de Mai 2015 (NF EN ISO 22476-4 .pdf, s. d.). L'essai pressiométrique est un essai de chargement du sol, qui consiste à introduire dans un forage calibré de 40mm à 60mm une sonde cylindrique dilatable radialement. Il vise à déterminer comment le sol réagit à l'application de contraintes dans des conditions réelles (*Procédure travaux carottage et Pressio.pdf*, s. d.).

On étudie les variations de volume de la sonde en fonction de la pression appliquée. Pour chaque niveau testé on dispose d'un programme « pression-volume » qui permet de déterminer la relation entre la pression appliquée et le déplacement de la paroi de la sonde. Ceci permet d'obtenir les paramètres suivants nécessaires aux calculs des fondations :

- La pression limite (P_l)
- Le module pressiométrique (E) déterminé dans la phase pseudo élastique de l'essai.

Consultez l'Annexe 8 pour les données supplémentaires

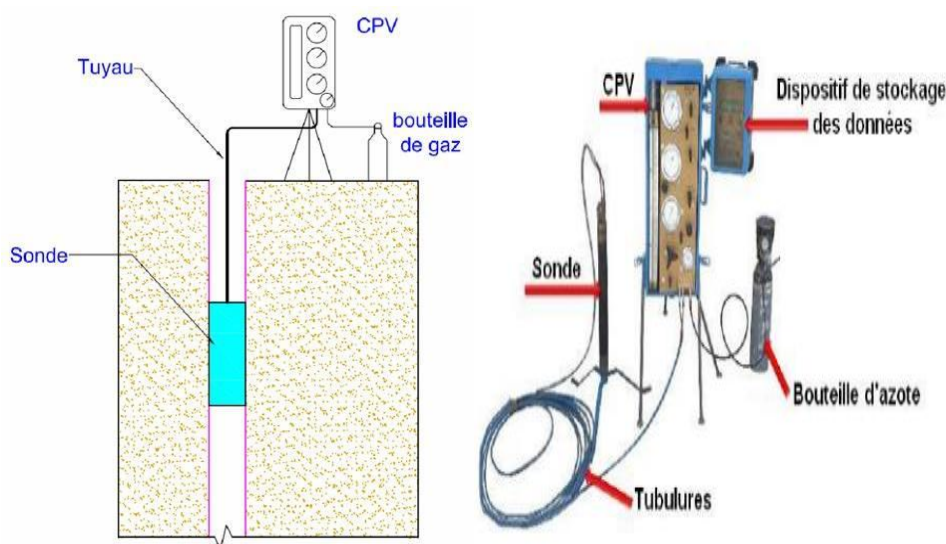


Figure III - 2 : Schéma principe de l'essai pressiométrique Ménard et l'appareillage

Source : https://www.researchgate.net/figure/Principe-de-lessai-pressiométrique_fig35_324436804, 2024

▪ Sondages carottés (NF EN ISO 22475-1)

Ces sondages sont effectués suivant la norme NF EN ISO 22475-1. Le diamètre et les équipements seront choisis, de telle sorte que les carottes aient un diamètre supérieur ou égal à 85mm. Un carottier double de diamètre compris entre 66 et 116 sera utilisé. Il sera muni d'un tube PVC pour le prélèvement d'échantillon intact. Les échantillons de carottes sont ensuite convoyés au laboratoire pour subir différents essais dont des essais d'identification complète et des essais mécaniques. L'Annexe 9 nous présente les résultats de cet essai.

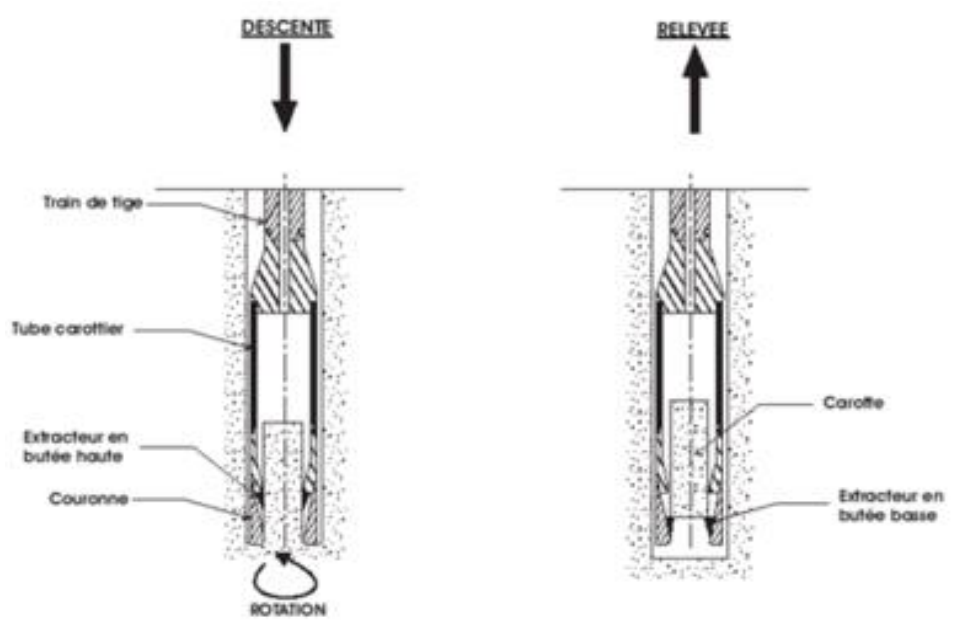


Figure III - 3 : Schéma principe du sondage carotté

Source : https://www.researchgate.net/figure/Principe-de-fonctionnement-des-carottiers-rotatifs-Le-carottier-simple-le-systeme-se_fig19_333172998,
2024

III.2. Méthodes de dimensionnement des pieux

Les méthodes de dimensionnement des pieux visent à déterminer les caractéristiques optimales des fondations pour assurer leur résistance aux charges et leur adaptation au sol, garantissant ainsi la stabilité de la structure. Ainsi, nous avons :

- ✦ Méthodes statiques ; calcul de la capacité portante d'un pieu à partir des caractéristiques mécaniques du sol (résistance de pointe + frottement latéral) à travers plusieurs méthodes telles que : Meyerhof, Vesic, Coyle et Castello. Elles incluent aussi les méthodes classiques élaborées à partir des essais de laboratoire (caractéristiques de résistance au cisaillement). Ces méthodes sont décrites dans la plupart des cours de

géotechnique. On peut notamment consulter CHRISTOULAS (1988)(Bustamante et al., 1988).

- ✦ Méthodes dynamiques pour les pieux battus ; analyse des réponses du pieu lors de l'enfoncement (essais dynamiques ou formules empiriques) pour estimer la capacité portante ; que ce soit tant les formules classiques dites de « battage » que les méthodes plus récentes, utilisant l'analyse de la propagation des ondes (voir BOURGES et FRANK, 1989, par exemple)(Bourges & Frank, 1989). Mais notons que, beaucoup de formules ont été proposées pour apprécier la méthode dynamique à savoir : la méthode Engineering News Record (E.N.R), la méthode des Hollandais, la méthode de Crandall et la méthode Engineering News Record (E.N.R) modifiée(240.pdf, s. d.).
- ✦ Méthodes pratiques à partir des essais in-situ et des essais de chargement statiques ; utilisation de corrélation entre les résultats d'essais in situ essentiellement SPT (Standard Pénétration Test), CPT (Essai de Pénétration au Cône ou Essai de Pénétration Statique), et PMT (Essai au Pressiomètre Ménard). La description de ces essais peut être trouvée dans ISSMFE-TC 16 (1989) pour le SPT et le CPT et dans AFNOR (1990) pour le PMT.
- ✦ Méthodes numériques (principalement la méthode des éléments finis MEF) : les applications de cette méthode pour le calcul des pieux sont relativement rares (si on les compare aux autres méthodes). Cet outil permet, toutefois, de modéliser le chargement des pieux ainsi que leur mise en place dans le sol par forage ou par battage. Ellison et al. (1971) ont été les premiers à utiliser une analyse asymétrique par éléments finis pour étudier le comportement de pieux isolés sous charge axiale. Frank, Guenot et Humbert (1980) utilisent la méthode des éléments finis pour modéliser des essais de chargement axial des pieux en vraie grandeur. Le sol est considéré comme étant élastique linéaire isotrope (Boulon et al., 1986).

CHAPITRE IV : MODELISATION NUMERIQUE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE (ISS)

IV.1. Méthode des éléments finis

1. Notion d'approche pluridisciplinaire pour la résolution des problèmes complexes.

Le développement technologique impose aux ingénieurs de concevoir des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité strictes. Pour relever ces défis, et en raison de la complexité croissante des méthodes analytiques en résistance des matériaux (RDM), la méthode des éléments finis (MEF) est largement utilisée pour simuler le comportement de systèmes physiques complexes. Cette méthode, rendue performante grâce aux progrès en informatique et aux acquis des mathématiques (théorie de l'énergie, méthodes de projection et d'approximation), s'applique à divers secteurs industriels, tels que l'aérospatial, le nucléaire, le génie civil, la mécanique ou encore la construction navale, etc. (Cook, 2007).

La MEF est donc une méthode largement éprouvée et adoptée dans de nombreux domaines. Elle possède un caractère pluridisciplinaire, car elle mobilise les connaissances de trois disciplines de base :

- ✦ La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc.
- ✦ L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, etc.
- ✦ L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

2. Concepts de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu (Taylor, 2000).

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, à cause de leur nombre répétitif, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

IV.2. Présentation du logiciel de calcul PLAXIS 3D

1. Historique

PLAXIS 3D est un logiciel d'éléments finis en 3D conçu pour analyser la **déformation**, la **stabilité** et l'écoulement **des eaux souterraines** en géotechnique. Développé initialement à l'Université de Delft en 1987 pour l'analyse des digues sur sols mous, il a évolué vers une suite complète d'outils. Après plusieurs versions 2D et 3D (comme 3DTunnel et 3DFoundation), **PLAXIS 3D** a été lancé en **2010**, offrant une **modélisation tridimensionnelle complète** avec une interface conviviale, adaptée aux structures géotechniques complexes.

2. Buts et objectifs

PLAXIS a pour but de fournir un outil d'analyse pratique à utiliser par des ingénieurs géotechniques qui ne sont pas nécessairement des spécialistes numériques. Très souvent, les ingénieurs en exercice considèrent les calculs d'éléments finis non linéaires encombrants et longs. L'équipe de recherche et développement PLAXIS s'est penchée sur cette question en concevant des procédures informatiques robustes et théoriquement saines, qui sont encapsulées dans une coquille logique et facile à utiliser. En conséquence, de nombreux ingénieurs géotechniques du monde entier ont adopté le produit et l'utilisent à des fins d'ingénierie.

3. Modèles de comportements utilisés par PLAXIS 3D

Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale, partant du modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement des sols. Nous avons :

- ✦ **Le modèle élastique linéaire** : utilisé dans PLAXIS, c'est un modèle classique, il représente la loi de Hooke relative à l'élasticité linéaire isotrope. Les tableaux d'entrée des données demandent : le module de Young E et le coefficient de poisson ν .

La relation entre le module de Young E et le module de cisaillement G est donné par : $E = 2 G (1 + \nu)$ (Brinkgereve & Vermeer, 2003). Les conditions sur $(E > 0)$ et $(-1 < \nu \leq 0,5)$.

Le modèle linéaire élastique peut être utilisé surtout pour modéliser des éléments de structure en béton ou en métal en interaction avec le sol et pour certains problèmes de mécanique des roches.

- ✦ **Le modèle de Mohr-Coulomb (M.C)** : ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement du sol. C'est un modèle élastique parfaitement plastique sans écrouissage nécessitant la détermination de cinq (05) paramètres qui sont : le module de Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement ϕ , l'angle de dilatance ψ . Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par : $\tau = \sigma_n \tan (\phi) + c$; où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.
- ✦ **Le modèle de sol durcissant (Hardening Soil model-HS)** : c'est un modèle avancé permettant de représenter le comportement mécanique des sols. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique hyperbolique basé sur la plasticité avec durcissement par cisaillement. Il intègre également un mécanisme de durcissement par compression, reproduisant ainsi le compactage irréversible du sol sous une charge primaire. Ce modèle de second ordre est adapté à la simulation du comportement de divers types de sols, qu'il s'agisse de matériaux granulaires comme les sables et graviers, ou de sols plus cohésifs tels que les argiles et limons.
- ✦ **Le modèle de sol durcissant avec une rigidité à faible déformation (Hardening Soil model with small-strain stiffness - HSsmall)** : c'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique, similaire au modèle de sol durcissant. Il incorpore des modules de rigidité dépendant de la déformation, simulant la réaction différente des sols de petites déformations (par exemple des vibrations avec des niveaux de déformations inférieurs à 10^{-5}) à de grandes déformations.
- ✦ **Le modèle de sol mou (Soft Soil model-SS)** : modèle de type Cam-Clay qui peut être utilisé pour simuler le comportement des sols mous comme les argiles et la tourbe normalement consolidées. Le modèle fonctionne mieux dans les situations de compression primaire.

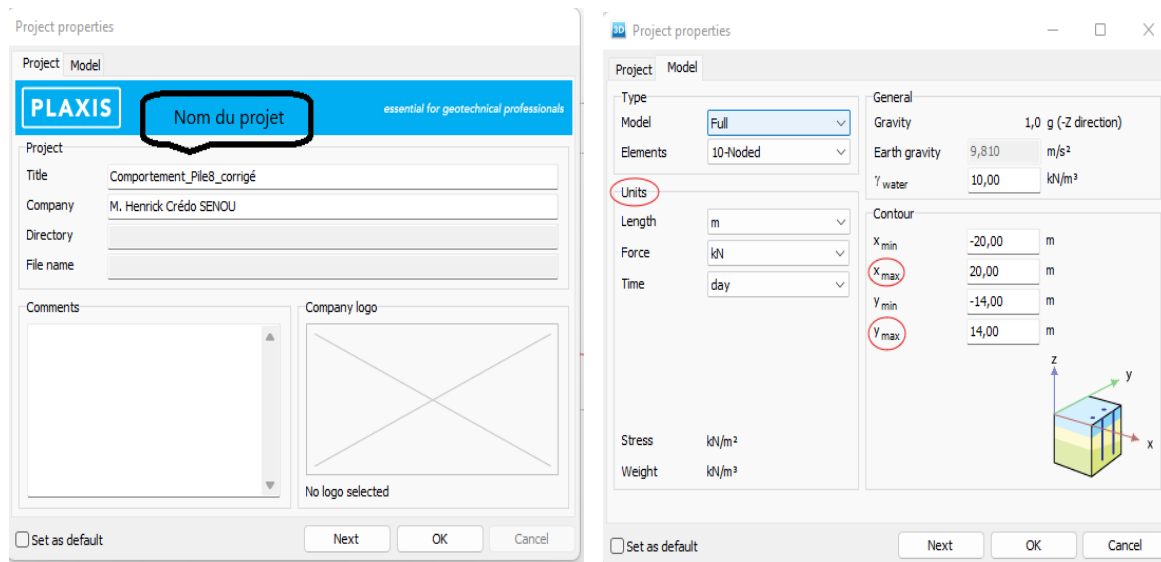
- ✦ **Le modèle de sol mou avec effet du temps (Soft Soil Creep model-SSC) :** modèle de second ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité, le modèle peut être utilisé pour simuler le comportement en fonction du temps des sols mous comme les argiles et la tourbe normalement consolidées. Le modèle inclut la compression logarithmique primaire et secondaire.
- ✦ **Le modèle de Jointed Rock (The Jointed Rock model) :** modèle élastique-plastique anisotrope, spécialement conçu pour simuler le comportement de couches rocheuses impliquant une stratification et des directions de faille particulières. La plasticité ne peut se produire que dans un maximum de trois directions de cisaillement (plans de cisaillement). Chaque plan a ses propres paramètres de résistance ϕ et c . On considère que la roche intacte se comporte entièrement élastique avec des propriétés de rigidité constantes E et ν . des propriétés élastiques réduites peuvent être définies pour la direction de stratification.
- ✦ **Le modèle de Cam-Clay modifié (Modified Cam-Clay model-MCC) :** modèle d'état critique bien connu pouvant être utilisé pour simuler le comportement de sols mous normalement consolidés. Le modèle suppose une relation logarithmique entre la déformation volumétrique et la contrainte effective moyenne.
- ✦ **Le modèle (NGI-ADP) :** il peut être utilisé pour l'analyse de la capacité, de la déformation et de l'interaction sol-structure impliquant une charge d'argile non drainée. Des forces de contrainte anisotropes distinctes peuvent être définies pour différents chemins de contrainte.
- ✦ **Le modèle Hoek-Brown (HB) :** modèle élastique parfaitement plastique bien connu utilisé pour simuler le comportement isotrope de la roche. Une rigidité constante est utilisée pour la masse rocheuse. La rupture en cisaillement et la rupture en traction sont décrites par une courbe de contrainte non linéaire.
- ✦ **Le modèle de sol défini par l'utilisateur (User-defined soil models-UDSM) :** avec cette option, il est possible d'utiliser d'autres modèles constitutifs que les modèles PLAXIS Standard.

IV.3. Programme d'entrée des données de calcul dans PLAXIS 3D (INPUT)

Le programme d'entrée (Input) est utilisé pour définir la géométrie du problème, pour créer le maillage par éléments finis et pour définir les phases de calcul. Pour effectuer une analyse par éléments finis à l'aide du programme PLAXIS 3D, l'utilisateur doit créer un

nouveau projet, ensuite un modèle de géométrie tridimensionnelle composé de points, lignes, surfaces, volumes et autres composants et spécifier les propriétés du matériau et les conditions aux limites. Cela se fait dans les deux premiers onglets (mode Géométrie : Soils et Structures) du programme Input. La génération du maillage et la définition des phases de calcul se fait dans les trois derniers onglets (modes de calcul) du programme Input

1. Modélisation 3D : définition des propriétés du projet



a. Etape de définition du nom de projet

b. Précision des dimensions du plan de travail et les unités

Figure IV - 1 : Définition des propriétés du projet

2. Mode Géométrie : SOIL

La configuration géométrique du projet se fait dans les modes Géométrie identifiés par des onglets bleus dans le programme Input. Les modifications de géométrie (création, déplacement, modification ou suppression) sont possibles uniquement dans ces modes, notamment Soil (Sol) et Structures.

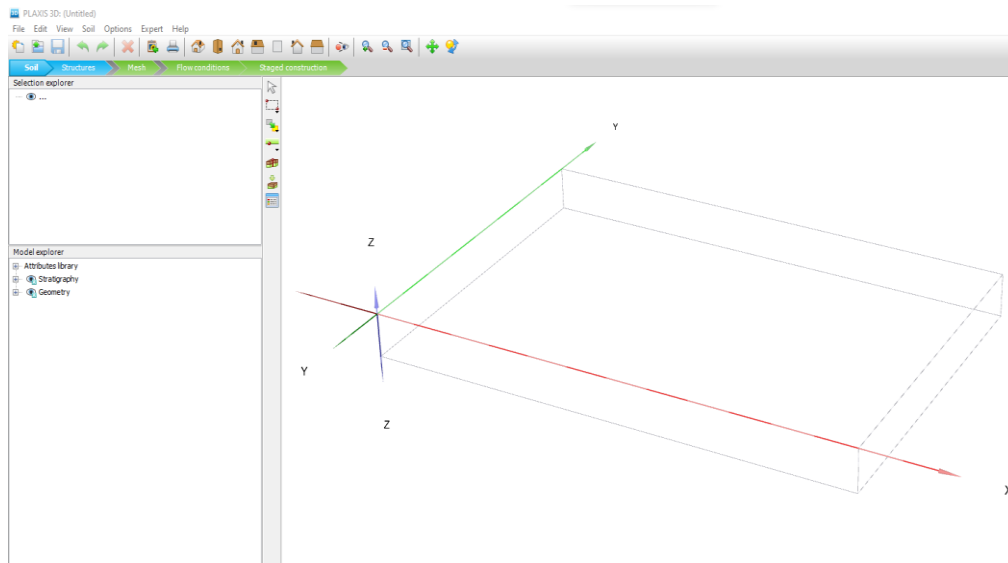


Figure IV - 2 : Etape de création du sol

La stratigraphie du sol, les niveaux d'eau généraux et les conditions initiales des couches de sol sont définies en mode Sol. Les caractéristiques nécessaires pour définir le matériau du sol et la stratigraphie dans la géométrie sont disponibles. Les propriétés matérielles des couches de sol sont essentielles pour la précision de la simulation.

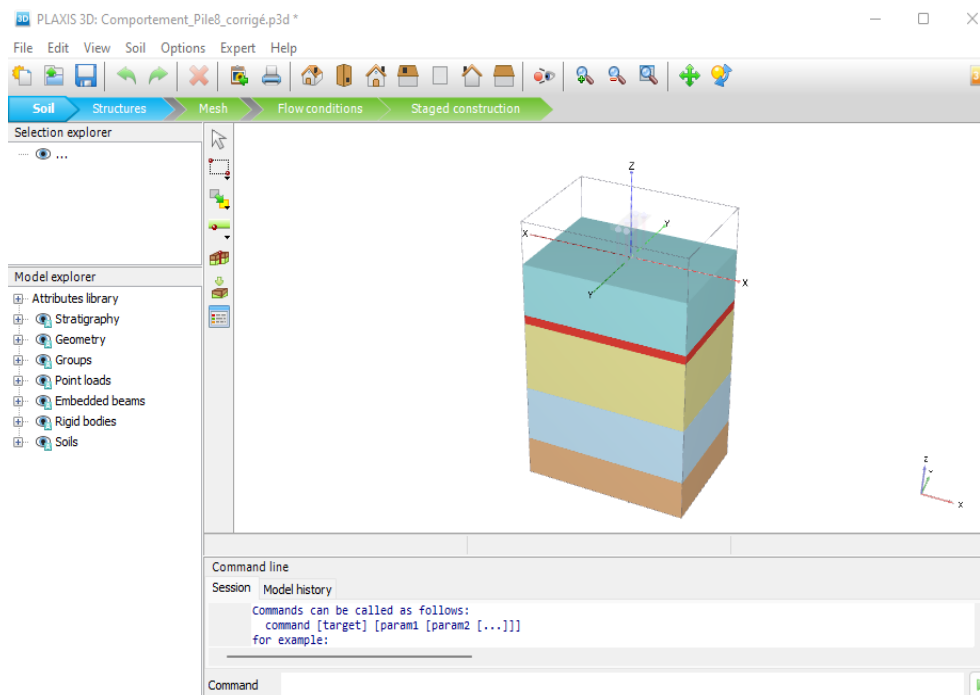


Figure IV - 3 : Définition de la stratigraphie du sol

Ces propriétés ont été attribuées à partir du bouton “*Show Materials*” suivant les diverses considérations et essais disponibles (œdométrique et pressiométrique)

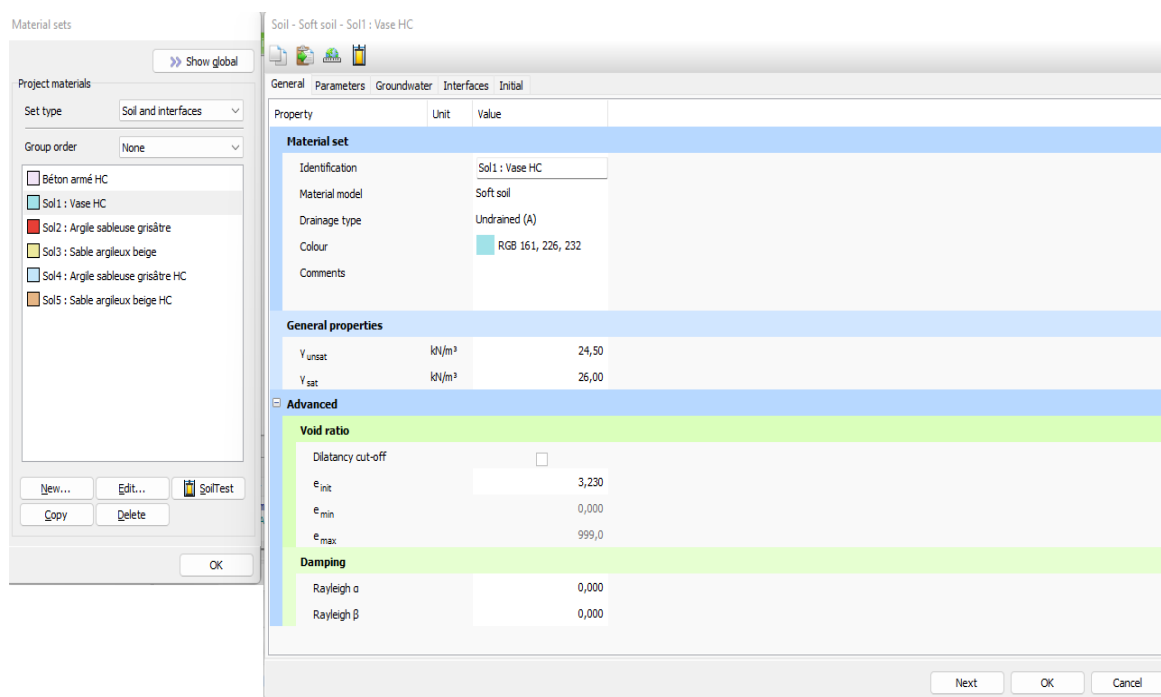


Figure IV - 4 : Définition des propriétés des matériaux du sol

Les épaisseurs et la nappe phréatique sont saisies à travers le bouton “*Create Borehole*” suivant les sondages et les résultats pressiométriques.

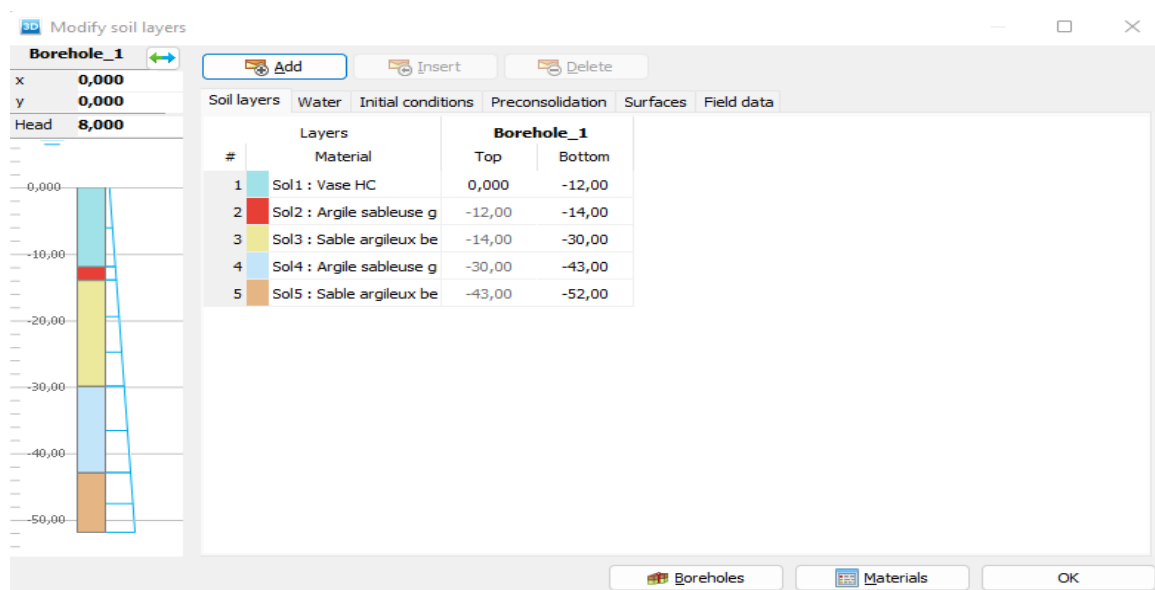


Figure IV - 5 : Saisie des épaisseurs des différentes couches et la hauteur de la nappe phréatique

3. Mode Géométrie : STRUCTURES.

Dans le mode Structures de PLAXIS 3D, les entités géométriques, éléments structurels (plaques, poutres, interfaces) et charges (statiques, dynamiques, ponctuelles, surfaciques) sont définis et appliqués. Dans notre étude de cas, les charges appliquées sont des charges verticales (capacité admissible par pieu) (*SOL365_Pont Porto-Novo _Pieux de Fondation_05-04-2024.pdf*, s. d.) et latérales (forces du vent et du convoi exceptionnel de 180T)(*DOSSIER STRUCTURE (3).pdf*, s. d.) ; toutes ces charges sont issues de la descente des charges (DDC) des pieux faite par l'entreprise. Après la définition de la structure et l'application des charges, le bouton “*Check Geometry*” permet de vérifier et corriger les erreurs structurelles avant de passer à l'étape de calcul.

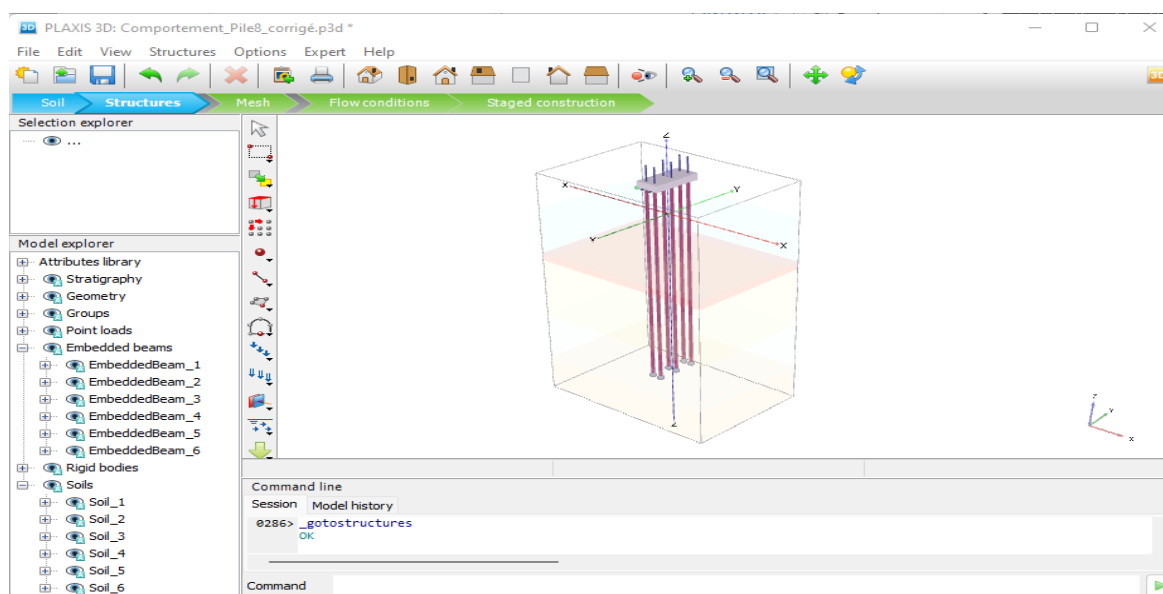


Figure IV - 6 : Définition de la géométrie des pieux

4. Mode de calculs : Mesh (Maillage).

Le processus de calcul s'effectue dans les modes de calcul, identifiés par des onglets de couleur verte dans le programme Input. Dans ces modes, aucune création ou affectation d'entités n'est possible, mais les propriétés existantes (matériaux, charges) peuvent être modifiées. Les modes de calcul incluent “*Mesh, Flow Conditions et Staged Construction.*”

Le modèle de géométrie est discrétisé et transformé en un maillage d'éléments finis en mode Mesh. La configuration géométrique ne peut pas être modifiée dans ce mode. Le maillage

doit être régénéré chaque fois que la géométrie du projet est modifiée. Pour visualiser le maillage obtenu, il faut sélectionner le bouton “*View Mesh*”

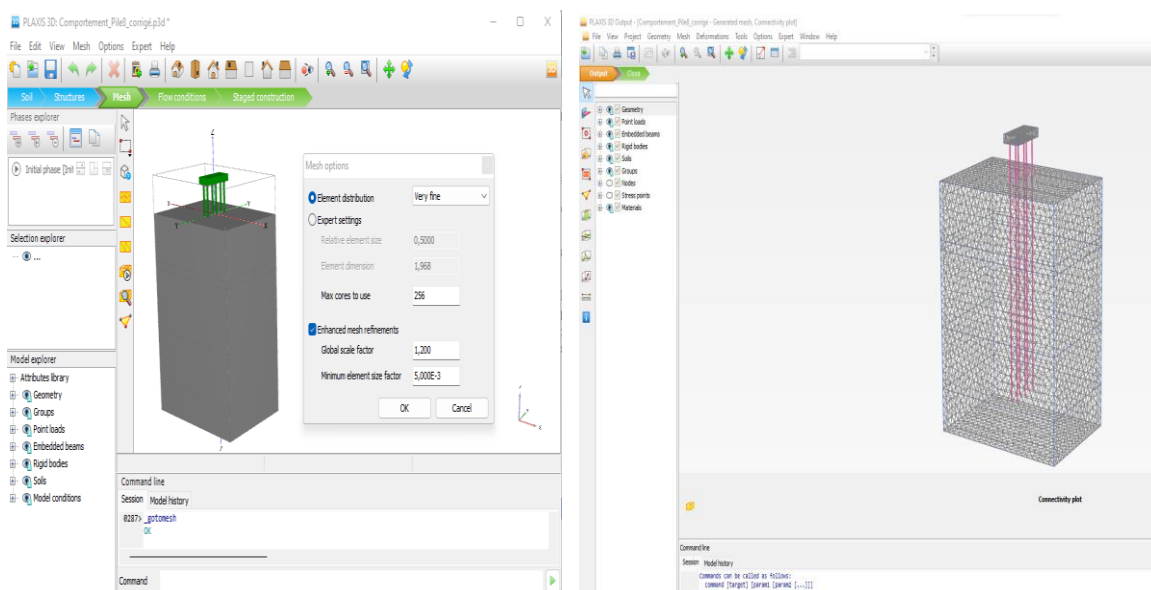


Figure IV - 7 : Génération des maillages

5. Mode de calculs : Flow Conditions (Conditions d'écoulement)

Outre les niveaux d'eau générés à partir des conditions de l'eau définies dans le mode Soil (la nappe phréatique), les niveaux d'eau sont définis s'il y a un écoulement à la surface. L'option permet de modéliser l'eau de surface et d'en prendre compte dans les calculs.

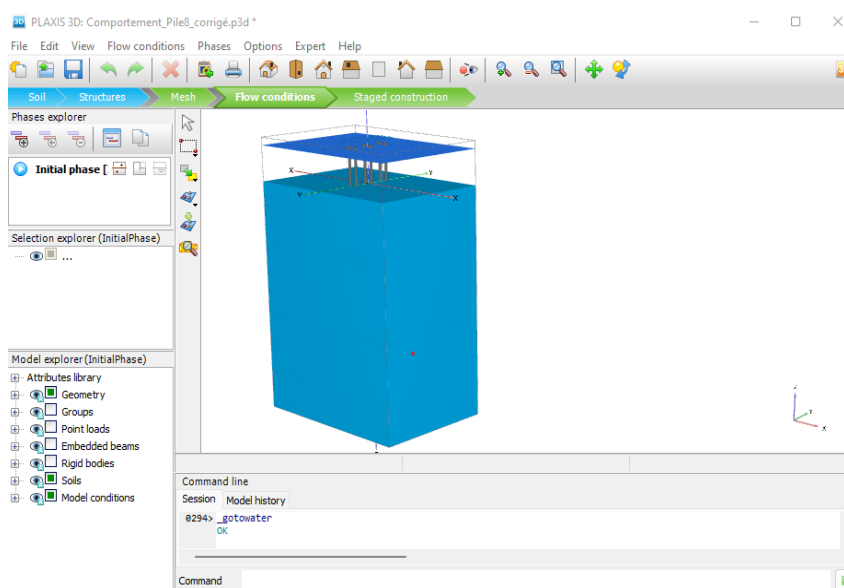


Figure IV - 8 : Flow Conditions

6. Mode de calculs : Staged Construction (Construction par étapes)

Dans PLAXIS 3D, la démarche de modélisation suit une logique inspirée des étapes réelles d'exécution des projets d'ingénierie. Chaque phase de calcul représente une étape clé du chantier, comme la mise en place des pieux, l'application de charges verticales ou latérales, ou encore la phase de consolidation. Pour mieux maîtriser le comportement complexe des sols, en particulier ceux qui réagissent de manière non linéaire comme les terrains mous ou saturés, chaque phase est découpée en incréments de charge plus petits. Cela permet d'assurer une convergence progressive et fiable du calcul.

Le mode “*Staged Construction*” de PLAXIS joue un rôle central dans cette approche : il permet de faire évoluer progressivement le modèle en activant ou désactivant, à chaque étape, des éléments comme les couches de sol, les charges appliquées ou les structures. En parallèle, le module “*Water Levels*” est utilisé pour définir précisément le niveau de la nappe phréatique, ce qui est essentiel pour prendre en compte les effets des pressions interstitielles dans les analyses. Grâce à des algorithmes internes performants intégrés, PLAXIS ajuste automatiquement la taille des incréments de charge en fonction du comportement du système, en ce qui assure une meilleure stabilité numérique et des résultats plus cohérents. Dans le cadre de cette étude, chaque phase a été construite pour refléter fidèlement les étapes réelles du projet de pont, en commençant par l'installation des pieux, puis en simulant les sollicitations successives – verticales et latérales. Le sol étudié étant constitué de matériaux fins, saturés et compressibles. C'est “*le modèle de comportement Soft Soil*” qui a été retenu. Ce modèle est particulièrement adapté pour intégrer les effets de la consolidation primaire et du fluage (creep), qui influencent fortement la réponse du sol sous des charges lentes ou permanentes. L'approche adoptée respecte les recommandations du guide utilisateur de PLAXIS 3D (Plaxis, 2021) et s'aligne sur les pratiques reconnues en ingénierie géotechnique pour représenter de manière réaliste et progressive l'interaction sol-structure dans le cadre d'une modélisation avancée (PLAXIS 3D FOUNDATION - Tutorial Manual 20060207, s. d.).

La première phase de calcul (phase initiale) est toujours un calcul du champ de contrainte initiale pour la configuration géométrique initiale au moyen du chargement par gravité ou de la procédure K0. Elle applique le poids du sol pour établir les contraintes initiales du modèle. Les déformations calculées à ce stade ne sont pas utilisées pour les phases suivantes,

et les déplacements sont réinitialisés par défaut au début du calcul suivant. Alternativement, il peut être indiqué donc que les calculs ne concernent que l'écoulement souterrain.

Après cette phase initiale, des phases de calculs ultérieurs peuvent être définies par l'utilisateur. Dans chaque phase, le type de calcul doit être sélectionné (Calcul de Sécurité, Calcul de la Consolidation, Calcul Plastique, Calcul de la pression d'eau, Calcul Dynamique).

La phase 1 est celle de l'installation des pieux et la phase 2 comporte les points de charge et le volume de plaques.

CHAPITRE V : RESULTATS, ANALYSES & DISCUSSIONS

V.1. Résultats des études géotechniques

Rappelons que le pieu de référence est la pile P8. Ainsi, nous présenterons les résultats au niveau de cet appui.

1. Essai pressiométrique

Suivant la longueur du pont, douze (12) points ont été identifiés pour la réalisation de l'essai pressiométrique. Le graphe (Figure V - 1 : Modules de déformations, pressions limites, pressions de fluage et le rapport du module et la pression limite) suivant présente les principaux paramètres qui sont les modules de déformations, les pressions limites et de fluage à différentes profondeurs.

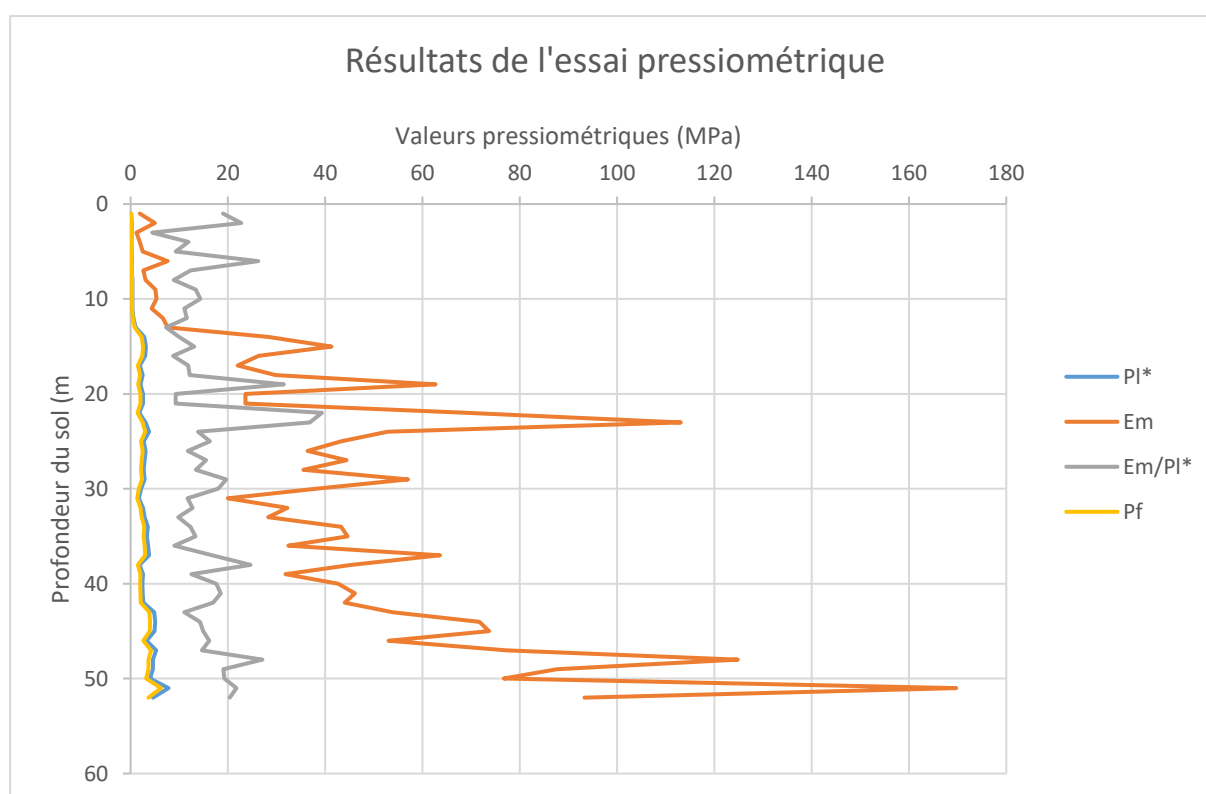


Figure V - 1 : Modules de déformations, pressions limites, pressions de fluage et le rapport du module et la pression limite

Le graphique illustre les résultats pressiométriques en fonction de la profondeur du sol. Le **module pressiométrique (E_m)**, représenté par la courbe orange, varie de manière significative avec la profondeur. Ces variations traduisent une hétérogénéité marquée du sol.

En surface, les valeurs sont faibles, reflétant des canapés plus déformables et moins compacts. Cependant, à partir de 23 m de profondeur, le module pressiométrique augmente progressivement pour atteindre des valeurs élevées de 170 MPa vers 51 m. Cela indique la présence de canapés plus rigides et compacts en profondeur. La *pression limite corrigée* (P_l^*), représentée par la courbe bleue, reste relativement faible en surface et augmente légèrement avec la profondeur. Cette augmentation reflète l'effet des contraintes de confinement croissantes qui améliorent la résistance du sol avec la profondeur. Le **rapport** E_m/P_l^* , représenté par la courbe grise, est globalement faible, ce qui indique que le sol reste relativement déformable même dans les couches plus profondes. Cela suggère une capacité portante limitée pour certaines zones, nécessitant une évaluation minutieuse des fondations. La **pression de fluage** (P_f), illustrée par la courbe jaune, est faible sur l'ensemble du profil. Cela montre que le sol atteint rapidement une phase plastique sous l'application de pressions relativement faibles, en particulier dans les couches peu profondes. *En conclusion, le graphique révèle une stratification marquée avec des couches de sol présentant des propriétés mécaniques très variables. Les zones situées entre 20 et 50 m, bien qu'affichant des modules pressiométriques élevés, doivent faire l'objet d'une attention particulière en raison de leur hétérogénéité. Ces résultats révèlent une approche prudente pour la conception des fondations profondes, en prenant en compte les variations des caractéristiques du sol et leur impact sur la stabilité des structures.*

2. Description des échantillons des sondages carottés

Les résultats de l'investigation géotechnique par sondage carotté, réalisé au droit de l'appui 8 ; et des essais de laboratoire sur des échantillons prélevés, permettent de faire une description détaillée des différentes couches du sous-sol rencontrées. Ils montrent la stratigraphie du sol, avec ses propriétés mécaniques.

Tableau V - 1 : Stratigraphie du sol

Profondeur (m)	Epaisseur (m)	Nature des sols traversés
P8		
0 à 7.00	7.00	Vase noirâtre
7 à 12.00	5.00	Vase sableuse grisâtre
12.00 à 14.00	2.00	Argile sableuse grisâtre
14.00 à 30.00	16.00	Sable argileux beige
30.00 à 43.00	13.00	Argile sableuse grisâtre

43.00 à 52.00	9.00	Sable argileux beige
---------------	------	----------------------

Le tableau ci-dessus présente la stratigraphie du sol des couches hétérogènes avec des caractéristiques distinctes en profondeur. Pour P8, les couches superficielles (0 à 12m) sont constituées de vase et de vase sableuse, des matériaux compressibles avec une faible portance. Au-delà de 14m, on trouve des couches de sable argileux et d'argile sableuse, plus favorables pour supporter les charges du pont, jusqu'à une profondeur de 52m. La nature de ces sols s'identifie aux sols compressibles selon le guide SETRA et LCPC. Ces données indiquent que les pieux devront être ancrés dans les couches rigides (sables argileux ou argiles compactes) pour garantir la stabilité de la structure, notamment sous l'effet des charges verticales et latérales.

3. Analyse granulométrique

Les résultats de l'analyse granulométrique sont présentés sous forme de courbes granulométriques, illustrant la variation des pourcentages de particules en fonction de leur diamètre.

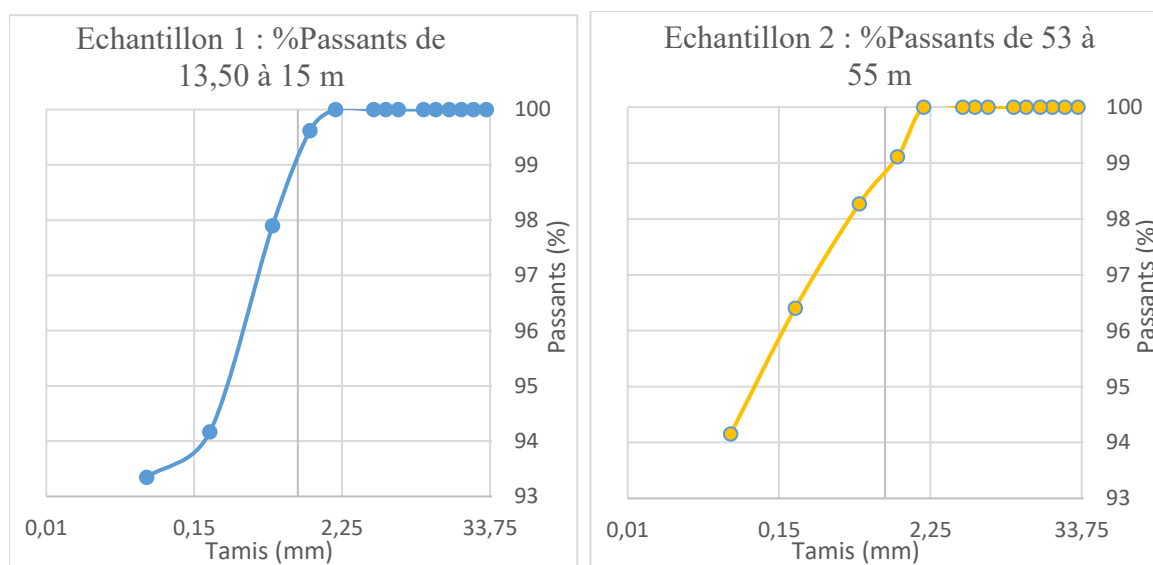


Figure V - 2 : Courbes des analyses granulométriques

Ces graphiques présentent les résultats de l'analyse granulométrique des sols prélevés à deux profondeurs distinctes : de 13.50 à 15 m pour le graphique de gauche et de 53 à 55 m pour celui de droite. Ils permettent d'évaluer la répartition des particules de différentes tailles dans ces deux échantillons.

Le sol entre 13.50 et 15 m montre une courbe granulométrique indiquant un pourcentage de passants proche de 100% pour les tamis les plus gros et une légère diminution pour les tamis

les plus fins. Cela traduit la présence majoritaire de fines particules, suggérant une forte teneur en limons et argiles. Ce type de sol est généralement très compressible, peu perméable et pourrait poser des défis en termes de portance pour les fondations. Nous pouvons dire que ces pourcentages (valeurs obtenues) se situent également dans le fuseau granulométrique proposé par **Márcio Almeida en 2015** (Almeida, s. d.) et **Haytam Tribak en 2020** (Tribak et al., 2020), confirmant ainsi une cohérence avec des sols de nature similaire étudiés par ces auteurs.

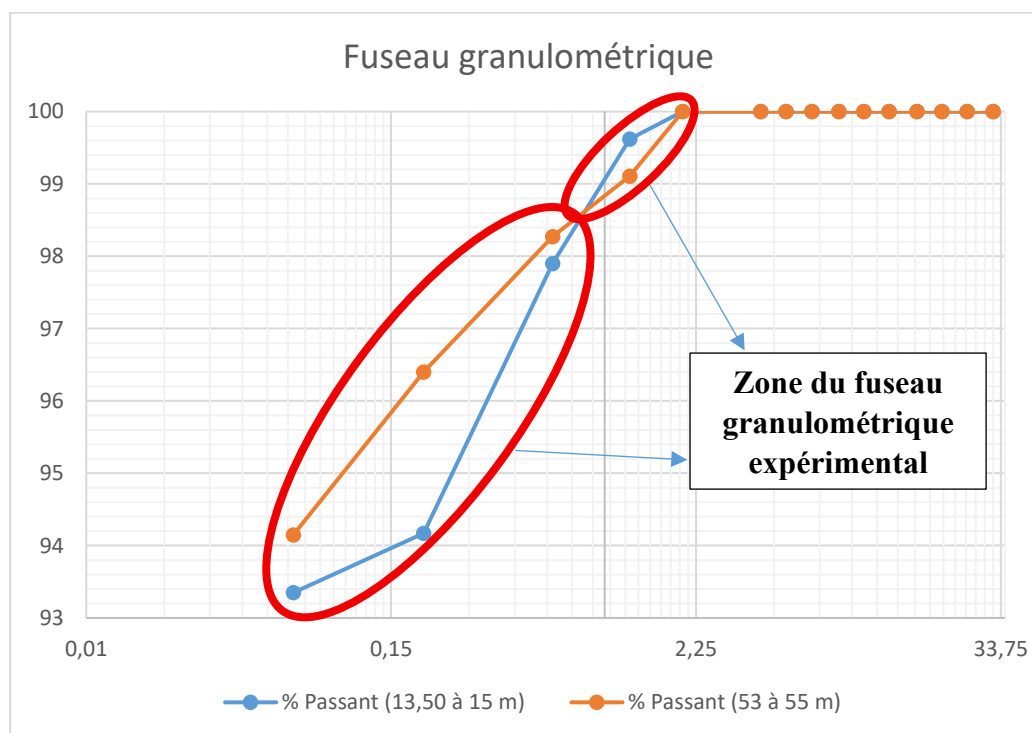


Figure V - 3 : Fuseau granulométrique

Quant à l'échantillon de 53 à 55 m, la courbe suit une tendance similaire mais avec quelques différences notables. Contrairement au premier échantillon, il présente un pourcentage de passants légèrement plus élevé pour les tamis les plus fins (0,2 mm et 0,063 mm), indiquant une proportion légèrement plus importante de particules fines. Cela signifie que ce sol, bien que toujours riche en limons et en sables très fins, pourrait être encore plus sensible à la compressibilité et à la rétention d'eau. Cette différence granulométrique suggère une stratification géologique naturelle, caractéristique des environnements de dépôt en milieu lagunaire.

En conclusion, les deux sols analysés sont principalement constitués de particules fines, caractéristiques des sols lagunaires. Cette granulométrie influence directement sur leur

comportement mécanique, comme la compressibilité et la capacité portante, des paramètres essentiels à considérer dans l'étude des fondations profondes sous charges verticales et latérales.

4. Masse volumique des particules solides (Poids spécifique)

La masse volumique des particules solides communique des informations sur la densité intrinsèque du matériau et aide à comprendre ses propriétés physiques et mécaniques. Ce tableau présente les valeurs à différentes profondeurs.

Tableau V - 2 : Masse volumique des particules solides

Profondeur (m)	Masse volumique des particules solides (t/m ³)
P8	
13.50 à 15.00	2.45
53.00 à 55.00	2.45

Les données fournissent des informations sur la masse volumique des particules solides à différentes profondeurs pour le pieu P8. La masse volumique des particules solides est constante à 2.45 t/m³, mesurée à des profondeurs de 13.50 à 15.00m et 53.00 à 55.00m. Cela indique une composition homogène minéralogique des particules solides dans ces couches, probablement associée à des sols sableux ou argileux compactés. Une telle masse volumique est typique des sols minéraux, comme ceux riches en quartz ou en silicates, ce qui exclut la présence significative de matières organiques ou de matériaux légers. Ces valeurs sont utiles pour modéliser les comportements mécaniques du sol et les interactions avec les pieux, notamment pour évaluer la densité relative et la résistance à des charges verticales et latérales.

5. Teneur en eau

Les résultats issus de l'essai renseignant sur la quantité d'eau contenue dans le sol.

Tableau V - 3 : Teneur en eau du sous-sol

Profondeur (m)	Teneur en eau (%)
P8	
13.50 à 15.00	99.20
53.00 à 55.00	37.70

Le tableau montre une forte variabilité de la teneur en eau mesurée à deux profondeurs spécifiques au point P8. La teneur en eau est très élevée (99,20%) entre 13.50 et 15.00 m, ce

qui est cohérent avec un sol situé sous une lagune, où la saturation est quasi-totale en raison de l'environnement hydrique ; tandis qu'elle diminue à 37,70% à 53.00 – 55.00 m, indiquant une couche moins saturée avec un sol plus dense. Cette diminution pourrait être liée à une densification accrue du sol ou à une moindre capacité de rétention d'eau. Ces variations nécessitent une attention particulière pour évaluer l'impact sur la stabilité des fondations et ainsi donc un essai de perméabilité permettrait de mieux caractériser le comportement de ces sols en termes de drainage et de consolidation sous charges.

6. Limites d'Atterberg

Cet essai repose essentiellement sur deux paramètres que sont la limite de liquidité (W_L) et la limite de plasticité (W_P)

Tableau V - 4 : Valeurs de limites d'Atterberg

Profondeur (m)	Limite de liquidité (W_L) (%)	Limite de plasticité (W_P) (%)	Indice de plasticité (IP) (%)
P8			
13.50 à 15.00	74.20	35.21	38.99
53.00 à 55.00	60.92	31.38	29.54

Le tableau montre les caractéristiques géotechniques (les propriétés de consistance et la plasticité) des sols au point P8 à différentes profondeurs. Entre 13.50 et 15.00 m, la limite de liquidité (74,20%) et l'indice de plasticité (38,99%) indiquent un sol très plastique, probablement argileux dû à une teneur élevée en argiles fines et en eau, avec une forte capacité de déformation. En profondeur, de 53.00 – 55.00 m, ces valeurs diminuent respectivement à 60.92% et 29.54%, suggérant un sol moins plastique et plus stable ; ce comportement est cohérent avec un teneur en eau plus faible et peut refléter une composition granulométrique différente. Notons que le sol en place est de classe A2, étant donné que les indices de plasticité sont supérieurs à 20% d'après le GTR (*GTR_Fascicule_1_2024_web.pdf*, s. d.). Ces observations soulignent que les sols du point P8, en particulier en surface, sont plus sujets à des déformations, ce qui pourrait nécessiter des mesures spécifiques pour la stabilité des fondations.

7. Essai de compressibilité sur sols fins saturés (Essai œdométrique)

Les paramètres fondamentaux que sont l'indice des vides, le tassement, l'indice de compression, l'indice de recompression, la contrainte effective et la contrainte de préconsolidation sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V - 5 : Résultats de l'essai œdométrique

Paramètres	Profondeur (m)	
	P8	
	13.50 à 15.00	53 à 55
Indice des vides e	2.38	0.94
Indice de compression C_c	1.533	0.270
Indice de recompression (gonflement) C_s	0.077	0.017
Contrainte effective en place σ'_{vo} (kPa)	6	6
Indices des vides du sol en place e_o	2.36	0.94
Contrainte effective de préconsolidation σ'_p (kPa)	1.8	350

D'après les résultats, on constate d'une part que les coefficients de consolidation C_c varient entre 0,270 et 1,533. D'autre part, on remarque que la contrainte effective en place σ'_{vo} est supérieure à la contrainte effective de préconsolidation σ'_p dans les premières profondeurs mais devient inférieure à celle-ci lorsque la profondeur augmente. Nous déduisons alors que nous sommes bien en face des sols moyennement compressibles sous-consolidés à la surface avec un indice des vides $e = 2,38$, indiquant un risque élevé de tassements et de faible capacité portante, nécessitant des mesures de renforcement si des charges importantes doivent être appliquées et surconsolidés en profondeur indiquant une couche plus stable, avec un potentiel de tassement très faible et une meilleure capacité portante, ce qui est en fait une option idéale pour ancrer les fondations profondes.

V.2. Résultats de la modélisation

Rappelons que l'étude s'est concentrée sur les sols en dessous de la pile P8. Le sol étant modélisé comme un élément volumétrique élasto-plastique suivant le modèle des sols mous (Soft Soil) approprié pour notre cas (Sols intermédiaires) et les essais disponibles. En se basant sur les essais réalisés, la stratification et les paramètres de modélisation, les propriétés des couches sont les suivantes :

Tableau V - 6 : Paramètres de la modélisation

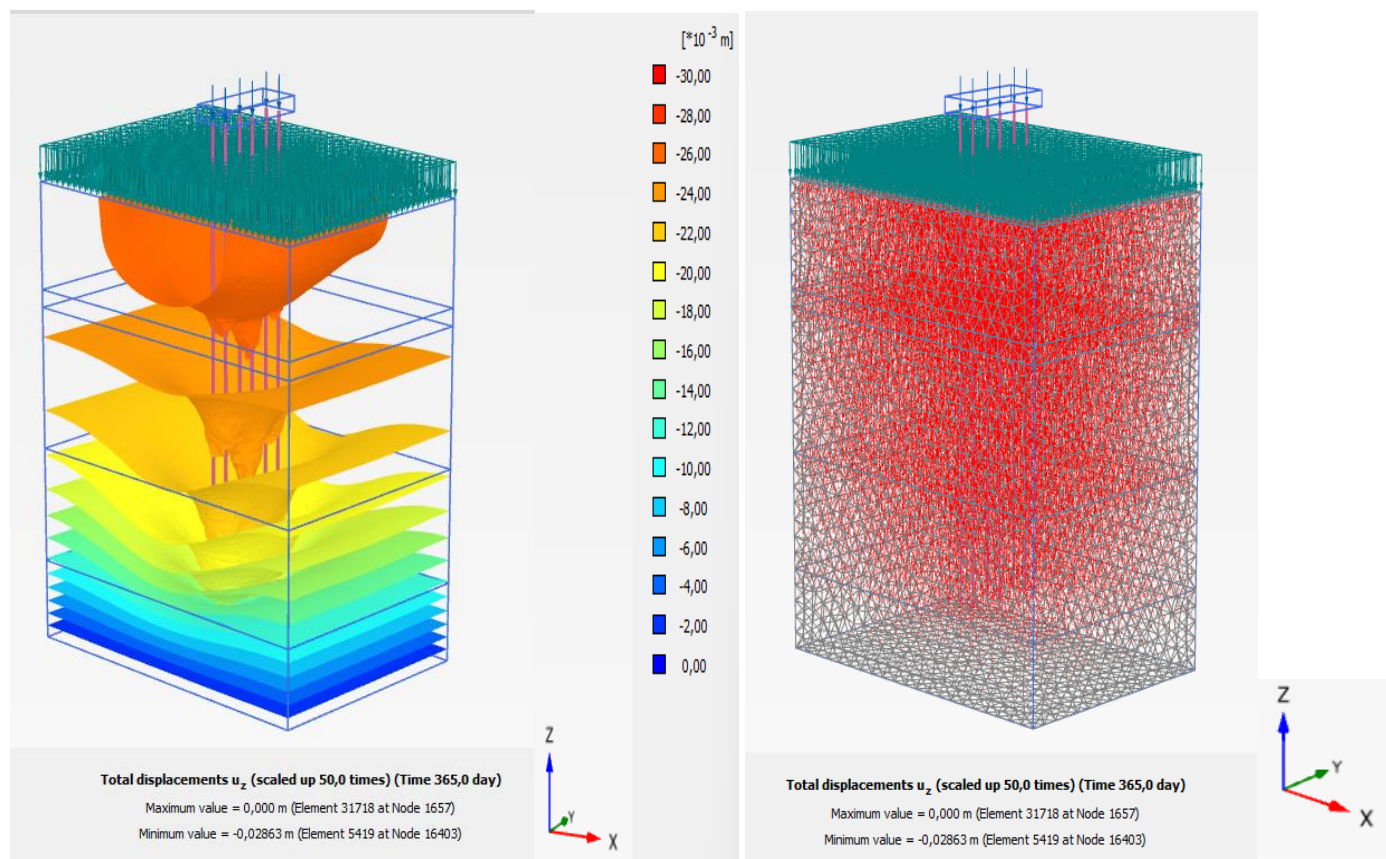
Couche	Type de sol	Profondeur (m)	Epaisseur (m)	e_0	Indice compression (C_c)	Indice gonflement (C_s)	C' (kN/m^3)	ϕ' ($^\circ$)
1	Vase noirâtre	12	12	3,23	0,6120	0,038	15	14
2	Argile sableuse grisâtre	14	2	2,36	1,533	0,077	30	24
3	Sable argileux beige	30	16	0.57	0.1510	0.030	10	26
4	Argile sableuse grisâtre	43	13	0.236	0.1380	0.012	30	27
5	Sable argileux beige	52	9	0.94	0.27	0.017	10	30

La densité de saturation et de non-saturation valent respectivement 26 et 24,50 kN/m² et l'angle de dilatance Ψ' vaut 0. La semelle et le groupe de pieux sont modélisés comme un élément de plaque en béton armé suivant le modèle de plasticité linéaire avec $E = 27\,000\,MPa$, $\gamma = 25\,kN/m^3$, $\nu = 0,15$. Le diamètre des pieux est 1m et la longueur totale du fût est de 53,4 m dont 45m est enfoncé dans le sol (SOL365_Pont Porto-Novo _Pieux de Fondation_05-04-2024.pdf, s. d.).

Dans la suite de cette étude, les résultats de l'analyse du comportement du sol sont présentés. L'analyse sera portée sur les déplacements, les contraintes et pressions interstitielles.

1. Sous charges verticales

✦ Déplacements U_z



a. Vue des isovaleurs
de déplacements

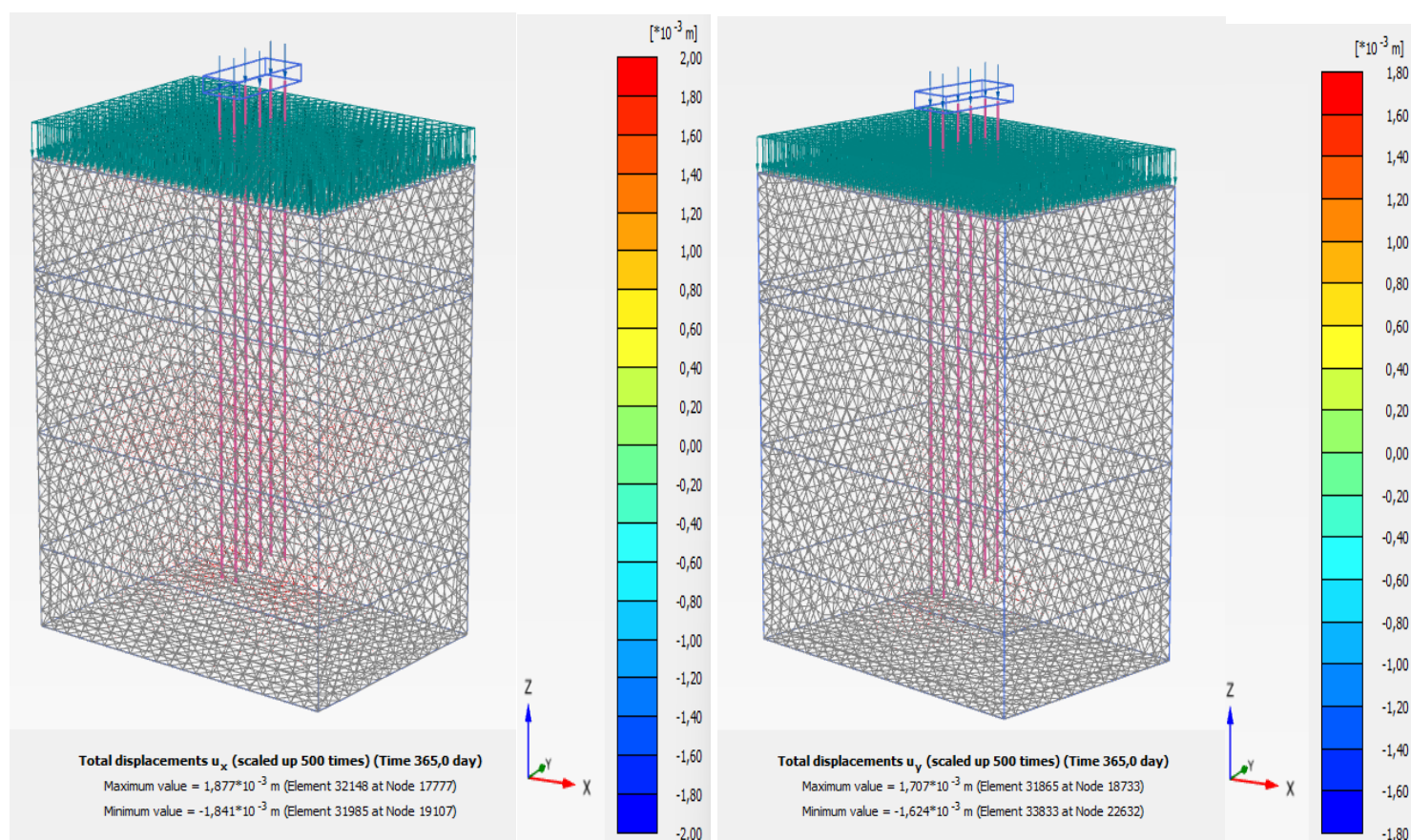
b. Modèle de maillage avec
distribution des déplacements

Figure V - 4 : Tassement total du sol sous l'effet des pieux chargés

On observe un déplacement maximal enregistré de **28,63 mm**, localisé dans la zone immédiatement adjacente aux pieux, où la concentration des efforts est maximale en raison de la compression du sol, illustré par les isovaleurs de déplacement sur la figure à gauche et une concentration des efforts visible grâce à la distribution des déplacements représentée en rouge. Selon les normes usuelles pour les fondations profondes (Eurocode 7), les tassements admissibles pour des ouvrages comme des ponts ou des bâtiments se situent entre 25-50mm (*cerema_guide_methodologique_eurocode7_application_aux_fondations_profondes_nf_p9_4-262_decembre_2014_cle737925-1.pdf*, s. d.). Le tassement obtenu est conforme à ces limites, bien qu'il dépasse la valeur minimale de 25 mm, il reste largement en dessous de la

valeur maximale de 50 mm. Cela confirme que le sol et les pieux supportent adéquatement la charge appliquée, sans entraîner de déformations excessives susceptibles de compromettre la stabilité ou la durabilité de la structure. Dans les couches surconsolidées à 45 m de profondeur, la déformation maximale est réduite à 8,436 mm, conforme aux marges fixées par **Olivier COMBARIEU** (5-10 mm)(Combarieu, 2003) et **Denis** (15 mm) dans son étude sur l'Incidences des tassements d'appuis sur le dimensionnement des ponts de portée moyenne en 2024. Le maillage rouge montre une propagation contrôlée des déformations, attestant que les charges influencent principalement les sols proches des pieux. Ainsi, le tassement observé est acceptable, mais une analyse complémentaire, notamment du tassement différentiel, pourrait être nécessaire pour des structures sensibles. Ce tassement le long du fût du pieu peut provoquer un frottement négatif, réduisant sa capacité portante et ainsi pour y remédier, on peut allonger le pieu ou renforcer le sol par injection de coulis.

★ Déplacements U_x et U_y



a. Suivant XX

b. Suivant YY

Figure V- 5 : Déplacements horizontaux sous l'effet des pieux chargés.

On observe des déplacements totaux dans les directions horizontales. Les déplacements maximaux sont légèrement élevés pour U_x (1,877 mm) par rapport à U_y (1,707 mm). De même, les valeurs minimales montrent une légère asymétrie avec -1,841 mm pour U_x contre -1,624 mm pour U_y . Cette comparaison indique que les déplacements horizontaux dans la direction U_x sont légèrement plus prononcés que dans U_y , probablement en raison de l'orientation des charges ou des caractéristiques anisotropes du sol. Toutefois, les variations restent faibles, ce qui confirme une bonne homogénéité dans la réponse du sol et des pieux. Bien que nous observions des déplacements légèrement supérieurs, les deux directions présentent des valeurs faibles et cohérentes, garantissant une stabilité latérale globale du système de fondations.

✦ Contraintes

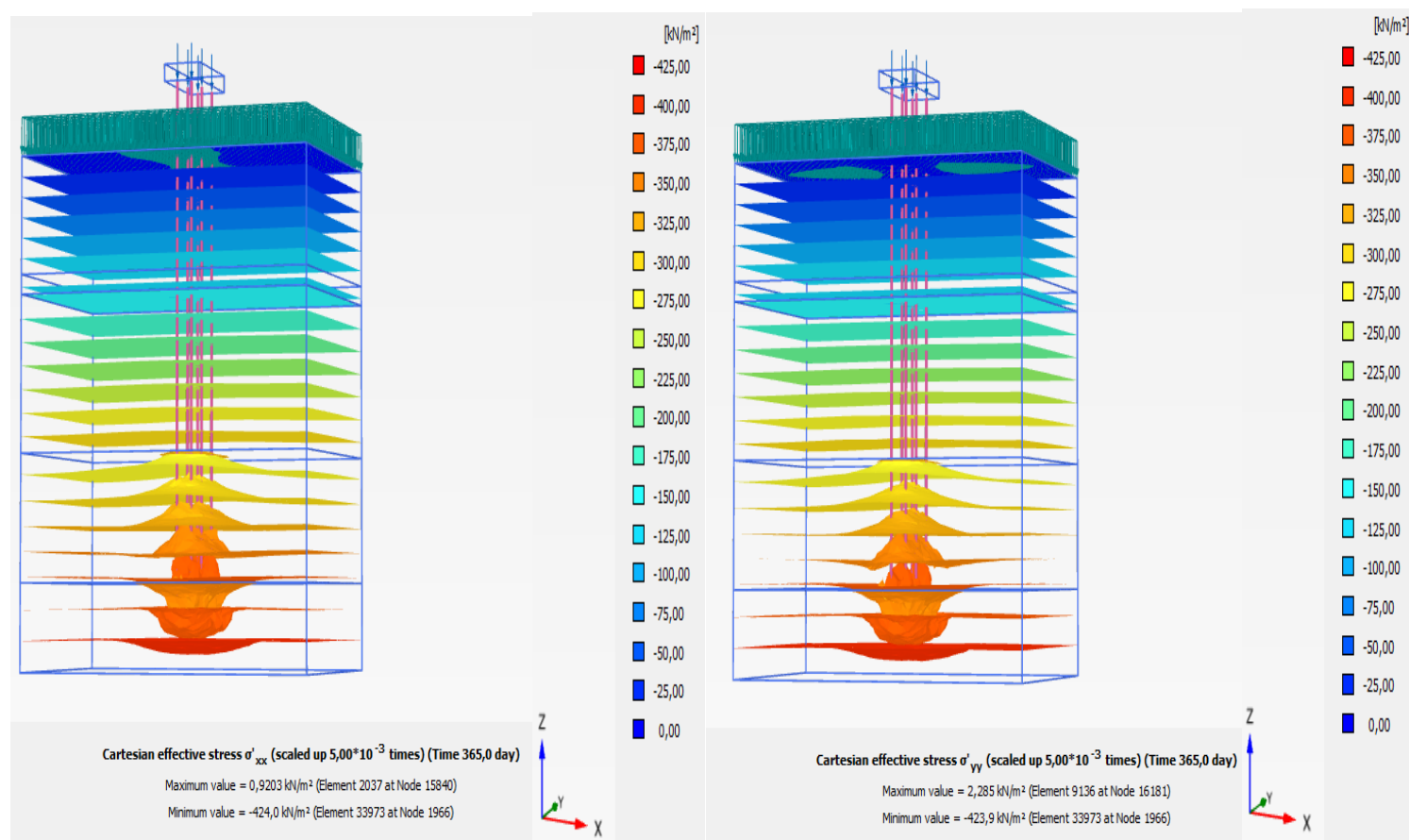


Figure V - 6 : Contraintes effectives horizontales XX et YY

On observe les contraintes effectives cartésiennes dans les directions σ'_{xx} et σ'_{yy} à la fin de l'analyse (365 jours) sous l'effet des charges verticales. Les distributions des contraintes

autour des pieux indiquent comment les charges sont transmises à travers le sol jusqu'à la base. On remarque une concentration des contraintes autour des pieux et une dissipation progressive dans le sol environnant, ce qui est attendue dans le cadre de l'interaction sol-structure. Les zones proches de la pointe des pieux présentent des contraintes élevées (en rouge), démontrant une forte concentration des efforts. Cela traduit une bonne transmission des charges verticales de la pointe du pieu vers le sol porteur, assurant la stabilité de la structure. En profondeur, on observe des gonflements et des bosses caractérisés par des zones arrondies en orange et rouge. Ces phénomènes traduisent une réponse du sol sous compression, où les charges verticales induisent des déformations importantes, notamment dans les directions latérales. Ces refoulements accompagnés de bosses peuvent également refléter des déplacements différenciés dans le sol en fonction de sa nature, qu'il soit compressible ou semi-rigide. À la surface et sur les côtés, les zones bleues indiquent des contraintes faibles ou des effets de soulèvement. Ces régions sont moins sollicitées ou subissent une légère dilatation due aux déformations globales engendrées par la charge verticale appliquée. Les valeurs maximales sont légèrement plus élevées pour σ'_{yy} (2,285 kN/m²) que pour σ'_{xx} (0,9203 kN/m²), ce qui reflète une anisotropie liée à une orientation dominante des efforts dans une direction spécifique, probablement influencée par la géométrie ou le chargement appliqué. Cela met en évidence une répartition asymétrique des efforts dans le sol. Cette analyse met en lumière le rôle essentiel de l'interaction sol-structure dans la gestion des efforts et des déformations par suite des charges verticales appliquées sur les pieux. Ces charges engendrent une répartition progressive des contraintes dans le sol, permettant de limiter les déformations excessives autour des pieux. Cette répartition cohérente des contraintes garantit une meilleure stabilité de l'ensemble fondation-structure et du sol environnant, contribuant ainsi à la durabilité du système.

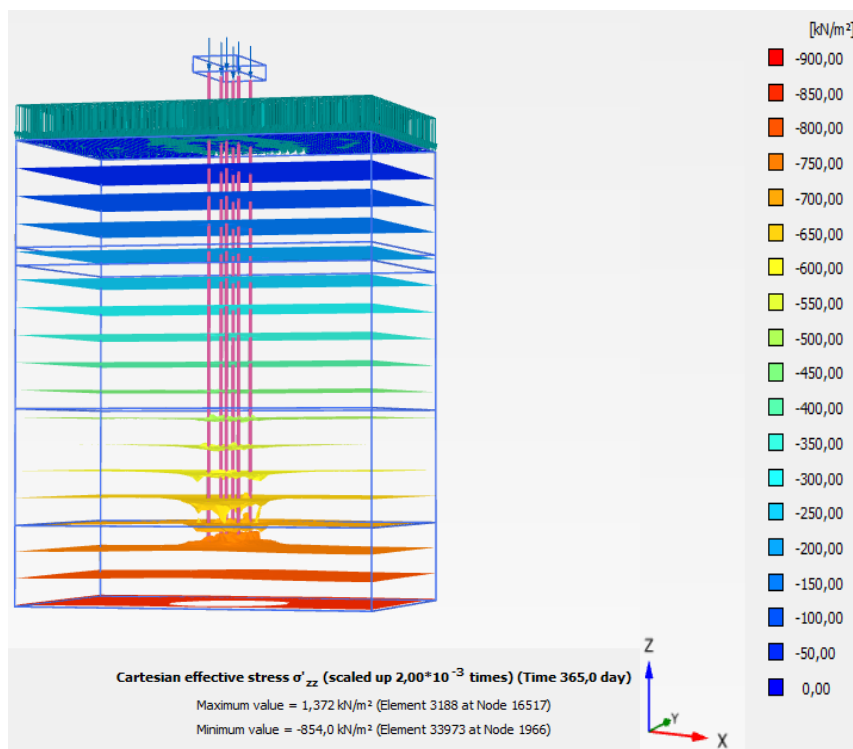


Figure V - 7 : Contraintes effectives verticales ZZ

A ce niveau, les zones rouges en profondeur indiquent des contraintes compressives maximales, indiquant que les charges des pieux sont bien transmises au sol porteur. L'analyse des contraintes met en évidence une concentration des efforts au niveau de la pointe des pieux expliquant leur fonctionnement en pointe et traduisant une interaction sol-structure efficace qui assure la stabilité globale de la fondation. En dessous des pieux, on observe des refoulements et des bosses matérialisés par des zones arrondies en dégradés jaune-orange et rouge. Ces déformations sont caractéristiques de la compression du sol sous charge concentrée, révélant un comportement non linéaire du sol dans ces zones fortement sollicitées. Ces gonflements sont associés à un tassement vertical significatif dans le sol compressible situé sous les pieux. Dans les canapés de couches plus éloignés latéralement ou vers la surface, les couleurs bleues montrent des zones où les contraintes sont plus faibles ou proches de la détente. Cela reflète une répartition des efforts qui diminue avec la distance par rapport à l'axe des pieux, limitant l'impact des charges aux zones directement sous les fondations.

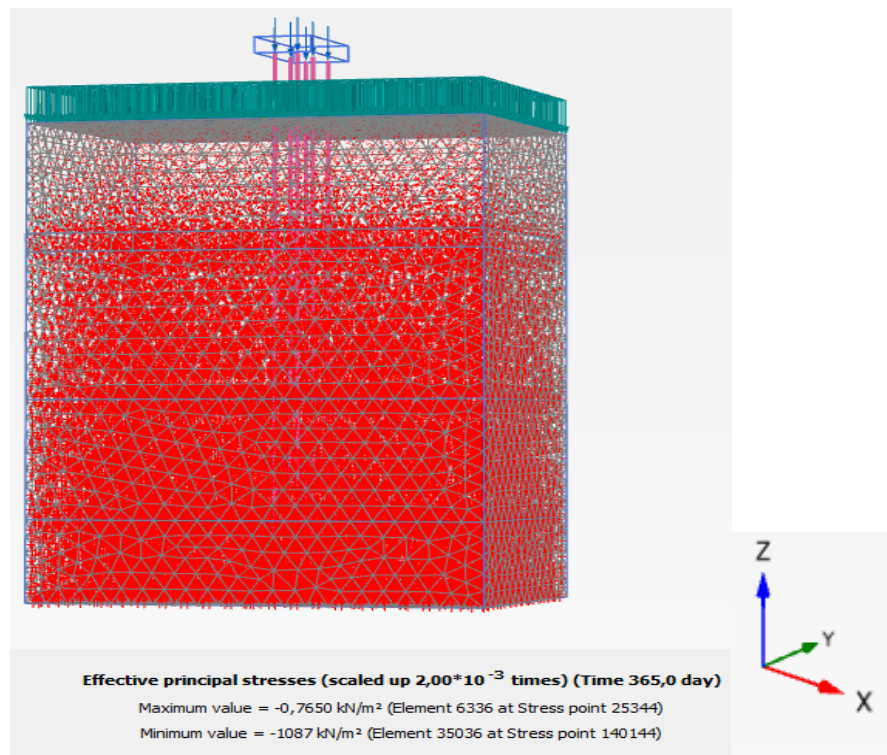


Figure V - 8 : Contraintes effectives principales

On observe les contraintes principales effectives au sein du massif de sol entourant les pieux soumis à des charges verticales. La distribution des contraintes montre une concentration importante autour des pieux, avec des variations significatives entre les zones supérieures et inférieures. La valeur de -0,7650 kN/m², située à un élément proche de la surface, traduit une zone où les déformations restent faibles mais où les contraintes générées par la charge verticale se concentrent, probablement en raison de la rigidité du matériau des pieux et des interactions directes avec le sol environnant. Celle de -1087 kN/m², située en profondeur indique que la majeure partie des charges verticales est transférée dans les couches profondes via les pieux, générant des contraintes importantes dans ces zones. Cette concentration en profondeur peut être liée à la capacité portante du sol et à l'effet de confinement accru dans ces strates plus compactes. Globalement, la répartition des contraintes semble cohérente : les charges appliquées sont efficacement transférées du sommet des pieux jusqu'aux couches plus résistantes en profondeur. Toutefois, les zones où les contraintes sont très élevées (en rouge vif) devront être surveillées pour s'assurer qu'il n'y ait pas de risque de défaillance du sol ou des pieux.

✦ Pressions interstitielles

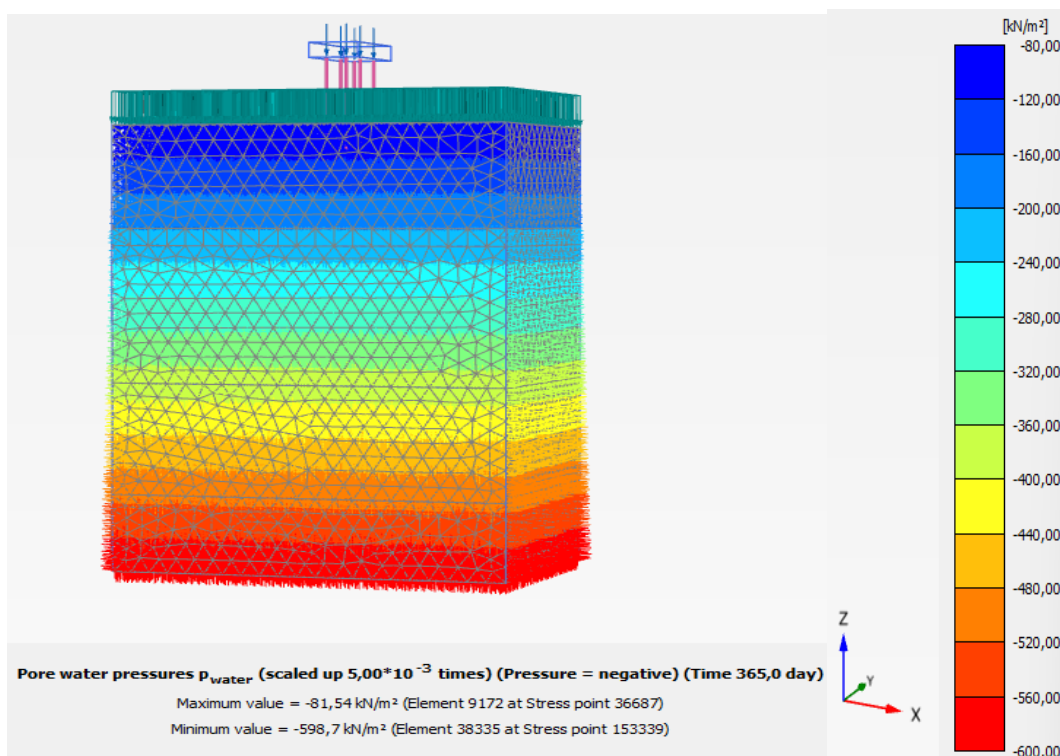


Figure V - 9 : Pression interstitielle de l'eau (p_{water}) dans les directions principales

On observe que la pression maximale de -81,54 kN/m² est localisée dans les couches superficielles, où la surcharge est faible et la porosité plus élevée. Cela suggère un drainage limité et des conditions partiellement saturées. En revanche, la pression minimale de -598,7 kN/m², observée dans les couches profondes, est typique des sols surconsolidés, où la consolidation accrue entraîne une diminution importante de la pression interstitielle. Cette variation de pression est conforme aux comportements attendus dans des sols sous charge prolongée. Les valeurs restent dans les limites acceptables selon l'Eurocode 7, où l'absence de pressions excessivement élevées minimise le risque de liquéfaction, et les pressions très négatives en profondeur traduisent un transfert de charge efficace vers les grains solides. Ainsi, les pressions enregistrées indiquent une bonne stabilité du massif de sol sous les charges appliquées.

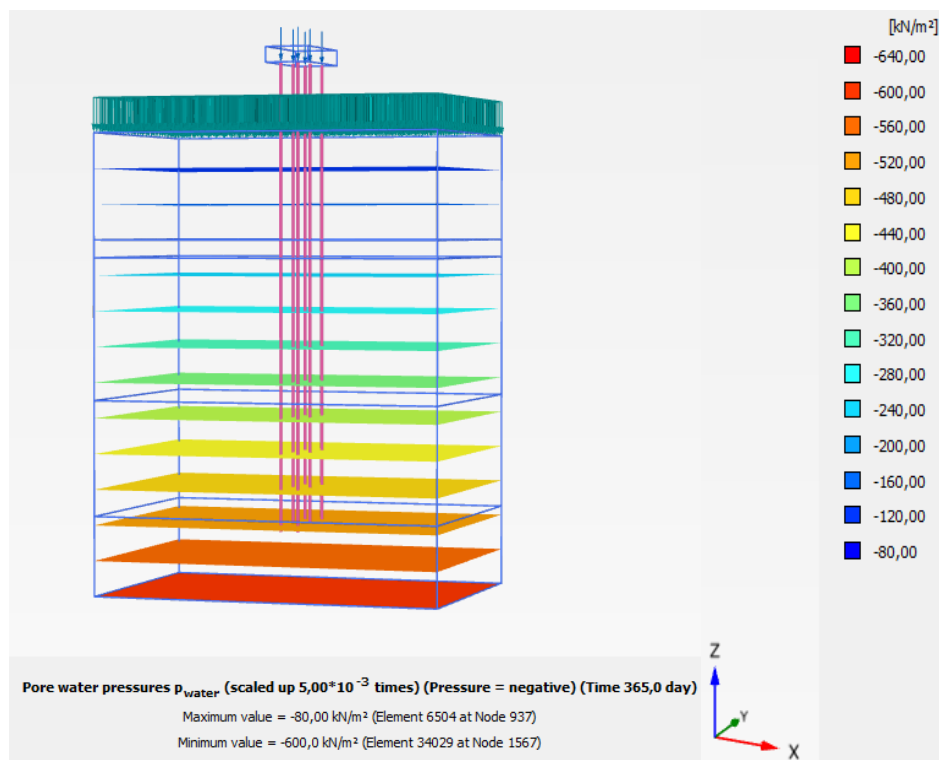


Figure V - 10 : Pression interstitielle de l'eau (P_{water})

On observe une pression de -80 kN/m^2 , située en surface, où le drainage est limité et le sol est moins consolidé. En profondeur, la pression interstitielle atteint une valeur minimale de -600 kN/m^2 . Cela indique un sol surconsolidé, où l'eau interstitielle a été évacuée sous l'effet de la charge appliquée. La gradation des couleurs, du bleu en surface au rouge en profondeur, reflète un transfert progressif de charge vers les grains solides. Ce comportement est typique d'une consolidation prolongée. Par conséquent, les pressions interstitielles négatives observées confirment un bon drainage et une stabilité du massif de sol sous les charges appliquées.

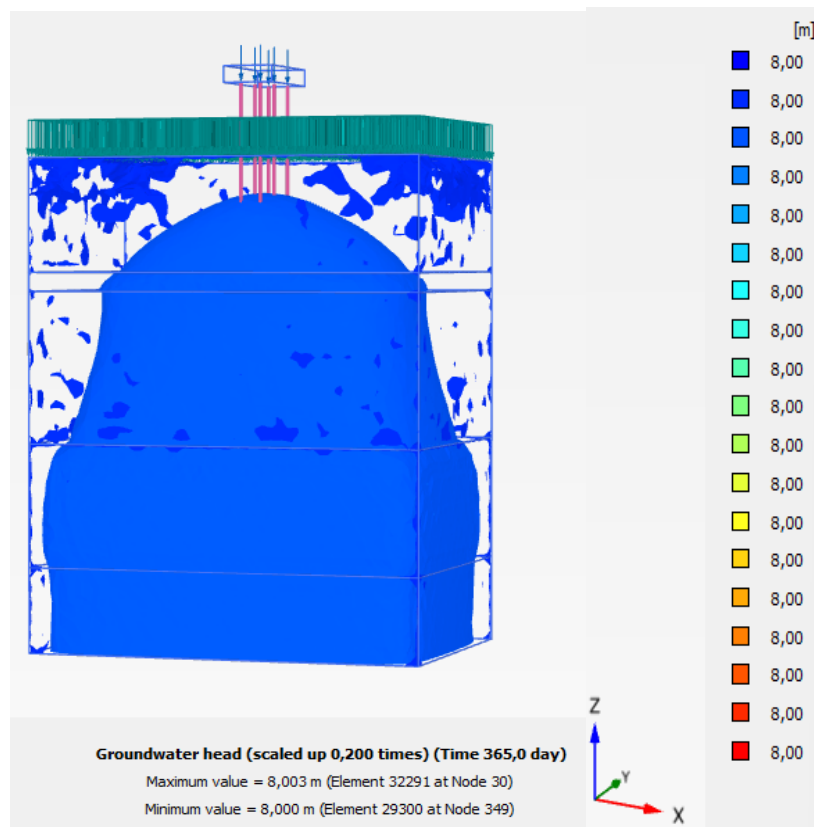


Figure V - 11 : Tête d'eau souterraine (Distribution de la charge hydraulique)

On observe des valeurs variant de 8,000m à 8,003m, indiquant une quasi-uniformité de la nappe phréatique. La charge de 8,003m est observée au-dessus des pieux, où l'interaction entre la structure et le sol influence légèrement le niveau d'eau. Celle de 8,000m se trouve dans les zones périphériques, où les effets de la surcharge sont moins prononcés. Retenons que la forme bombée au centre illustre une élévation de la charge hydraulique dans la zone sollicitée par les pieux. Cela est cohérent avec la recharge ou le confinement local du sol sous charge. Cette répartition indique donc une nappe stable avec des variations négligeables, ce qui est favorable pour la performance des fondations profondes et pour limiter les risques liés à l'eau souterraine.

Retenons que les résultats montrent une bonne transmission des charges verticales des pieux vers le sol porteur, avec une répartition cohérente des contraintes et des tassements globalement conformes aux normes. Les pieux assurent efficacement le transfert des charges aux couches profondes, où la concentration des contraintes est maximale, témoignant de la capacité du sol à supporter les efforts appliqués. Les déplacements horizontaux et verticaux restent dans des limites acceptables, garantissant une stabilité suffisante de la structure. De

plus, les pressions interstitielles négatives observées indiquent un bon drainage et un comportement de consolidation adéquat du sol sous l'effet des charges prolongées. Ces observations confirment la pertinence des pieux pour stabiliser les fondations profondes du pont, tout en mettant en évidence l'importance d'un suivi des zones où les contraintes sont élevées pour prévenir tout risque de défaillance localisée.

2. Sous la combinaison des charges verticales et latérales.

✦ Déplacements (U_z)

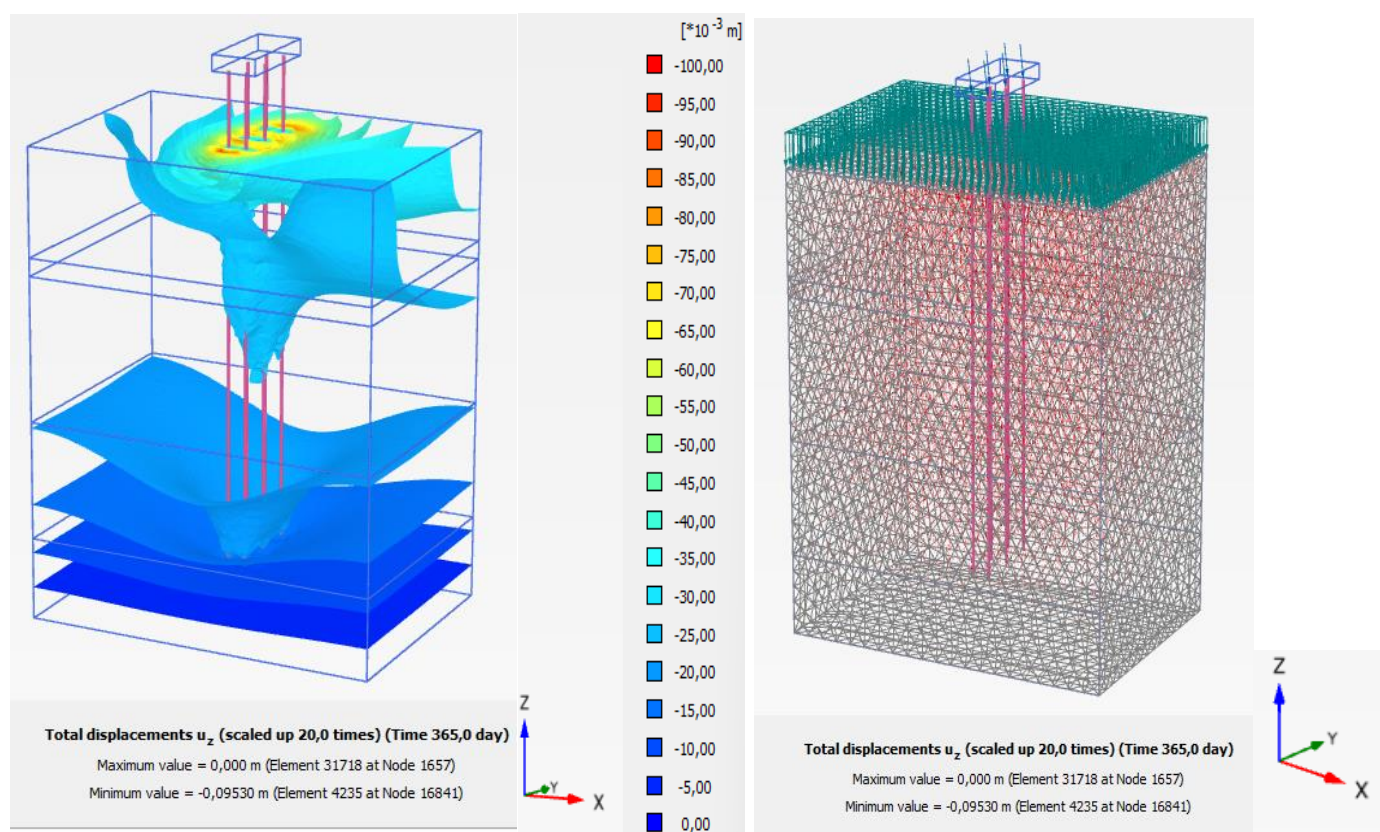


Figure V- 12 : Tassement total du sol sous l'effet des pieux chargés

On observe un déplacement d'une valeur de **95,30 mm**, localisé à la base du domaine, suggérant un tassement significatif en profondeur. Les déformations à l'aide de contours colorés, mettent en évidence une distribution asymétrique des déplacements verticaux, caractéristique d'une interaction complexe entre les charges latérales et verticales. Les zones de déformation se concentrent autour des pieux, traduisant un tassement différentiel lié au transfert de charges dans les couches sous-jacentes maximales. Le maillage observé avec les résultats,

corrobores ces observations en montrant une propagation des déformations autour des pieux. Cette vue révèle également une dissipation plus uniforme des efforts dans les zones profondes par rapport aux couches superficielles. La combinaison des charges verticales et latérales génère des tassements localisés sous les pieux, avec des effets atténués à la périphérie. La valeur max de 95,30 mm reflète l'ampleur des déformations en profondeur, indiquant une concentration de contraintes sur les fondations et un comportement différentiel significatif entre les différentes couches de sol.

✦ Déplacements (U_x et U_y)

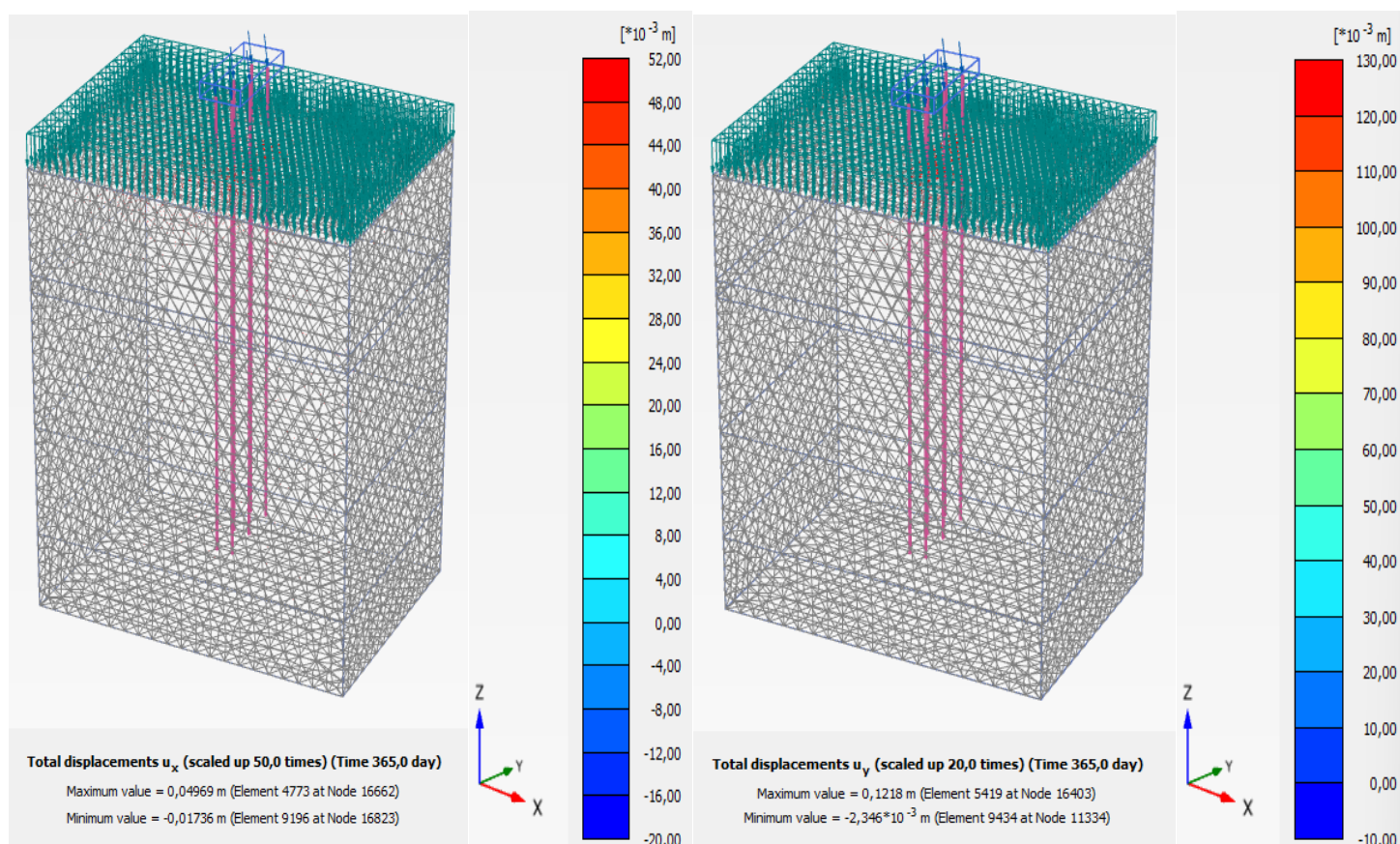


Figure V - 13 : Déplacements horizontaux sous l'effet des pieux chargés.

On observe une déformation maximale dans la direction U_y de **121,8 mm**, soit environ **2,5 fois** plus élevée que celle dans la direction U_x , qui atteint **49,69 mm**. Cette différence indique une influence plus marquée des charges latérales dans la direction U_y , probablement en raison de l'orientation des efforts ou d'une asymétrie dans les conditions géotechniques du sol. Cela montre que les pieux subissent une flexion plus importante dans cette direction. Les

valeurs minimales des déplacements ($U_x = -17,36$ mm et $U_y = -2,346$ mm) sont relativement faibles, témoignant d'une zone où les déplacements sont quasiment nuls, possiblement à proximité de la base des pieux ou dans des couches de sol plus rigides et moins sensibles aux charges latérales. Cette analyse révèle une anisotropie des déformations horizontales, où la direction U_y est plus sollicitée qu' U_x . Cela pourrait s'expliquer par une orientation non uniforme des charges latérales ou des conditions de confinement différentes dans le massif de sol environnant. Cette réponse différenciée des pieux nécessite une attention particulière dans la conception pour s'assurer que les déplacements horizontaux restent dans des limites tolérables, surtout dans la direction U_y , où les risques d'instabilité pourraient être plus importants.

✦ Contraintes

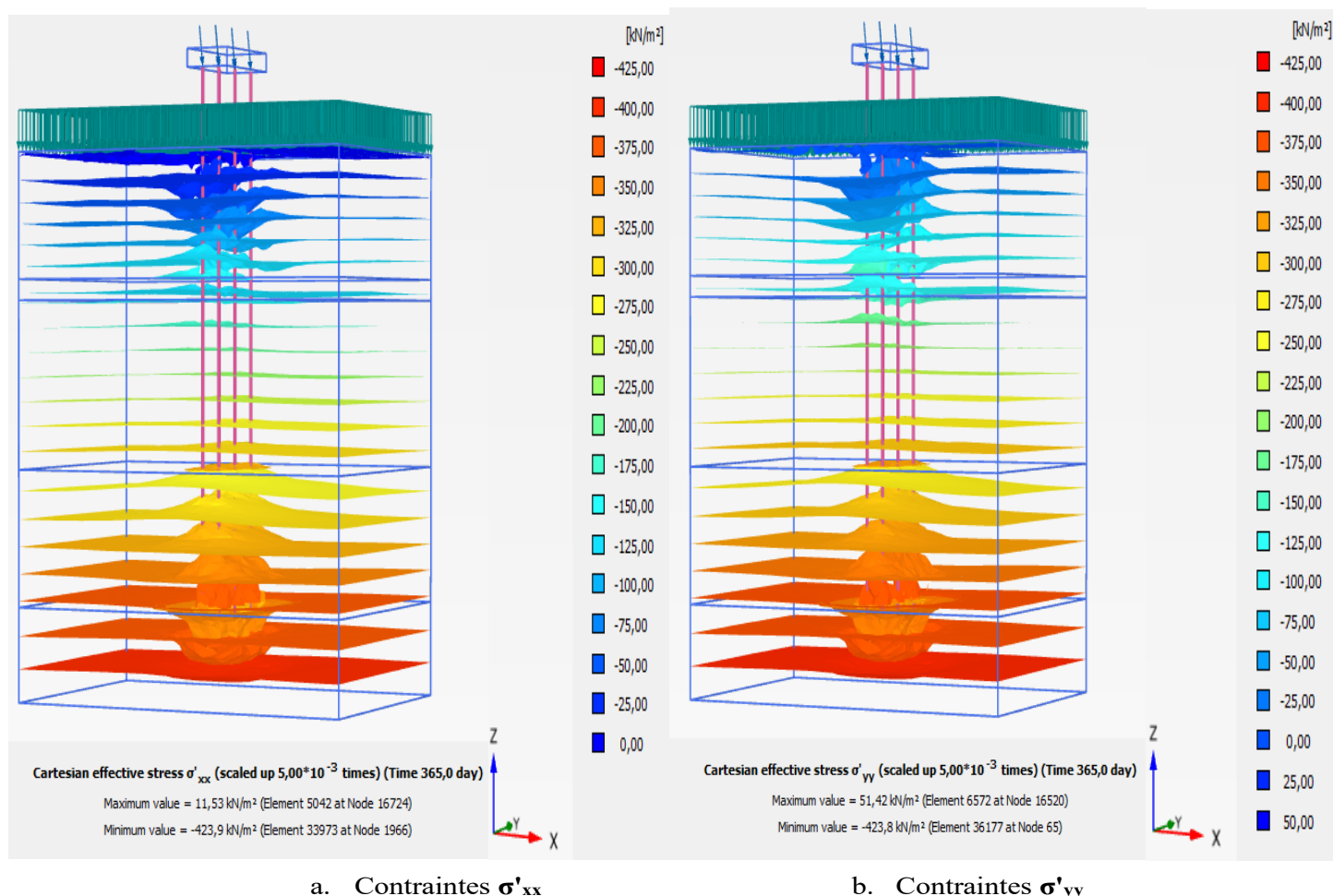


Figure V - 14 : Contraintes effectives horizontales XX et YY

On observe une répartition des contraintes cartésiennes (σ'_{xx} et σ'_{yy}) influencée par les charges appliquées, avec des valeurs maximales de **11,53 kN/m²** pour σ'_{xx} et **51,42 kN/m²**

pour σ'_{yy} . Ces résultats indiquent une anisotropie notable, σ'_{yy} étant significativement plus élevée, ce qui reflète l'impact dominant des charges verticales. La différence entre les valeurs maximales et minimales ($-423,9 \text{ kN/m}^2$ et $-423,8 \text{ kN/m}^2$ pour les deux directions) reflète des variations importantes entre les zones fortement sollicitées et les zones périphériques moins affectées. Les bosses visibles au niveau du terrain traduisent des concentrations de contraintes, particulièrement autour des pieux où les efforts induits sont maximaux. Ces zones bombées montrent une compression accrue, résultant de l'interaction sol-structure. Les creux, en revanche, correspondent à des zones de traction où les pressions sont moindres, soulignant un relâchement des contraintes dans certaines parties du sol.

La répartition des contraintes montre une forte concentration dans les couches proches des pieux, ce qui est cohérent avec l'effet localisé des charges appliquées. Les zones rouges intenses à la base traduisent des pics de contrainte compressive, alors que les régions bleues vers le haut indiquent des zones moins sollicitées. Les variations entre σ'_{xx} et σ'_{yy} mettent en évidence la différence de comportement du sol selon l'axe considéré, influencée par la direction et l'intensité des charges appliquées. Ces résultats confirment l'impact différentiel des sollicitations sur le comportement mécanique du sol autour des pieux.

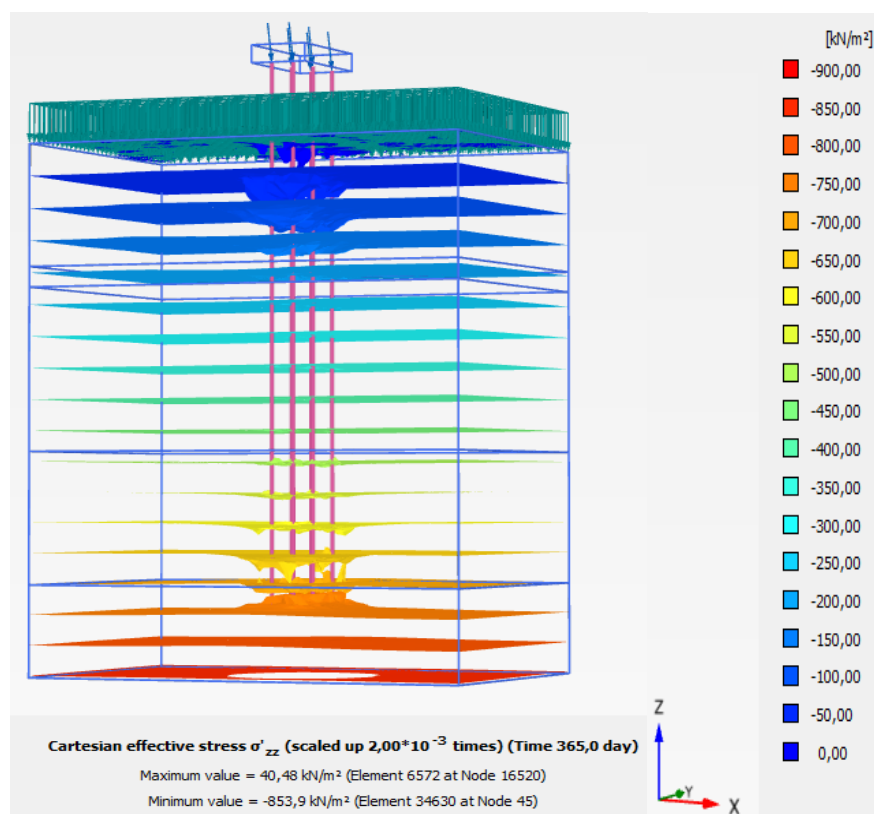


Figure V- 15 : Contraintes effectives verticales ZZ

Près de la tête des pieux, la contrainte de **40,48 kN/m²**, s'explique par la transmission directe des charges verticales dans les couches supérieures du sol. Dans cette zone, une compression notable est observée, confirmant que ces couches absorbent une partie des efforts appliqués. En profondeur, sous la base des pieux, on observe une contrainte de **-853,9 kN/m²** ; cette forte compression indique que les couches profondes supportent la majorité des charges appliquées. Toutefois, des gonflements (zones en bleu foncé) peuvent être observés dans certaines régions plus éloignées des pieux. Ces gonflements traduisent une réaction du sol sous les contraintes, marquée par une légère détente ou redistribution des efforts dans ces zones. La répartition des contraintes est cohérente : les zones proches des pieux sont fortement sollicitées (en jaune/orange), tandis que les contraintes diminuent graduellement vers les zones éloignées (en bleu). Cette distribution montre une bonne transmission des charges vers le sol porteur et indique que l'interaction sol-structure fonctionne correctement.

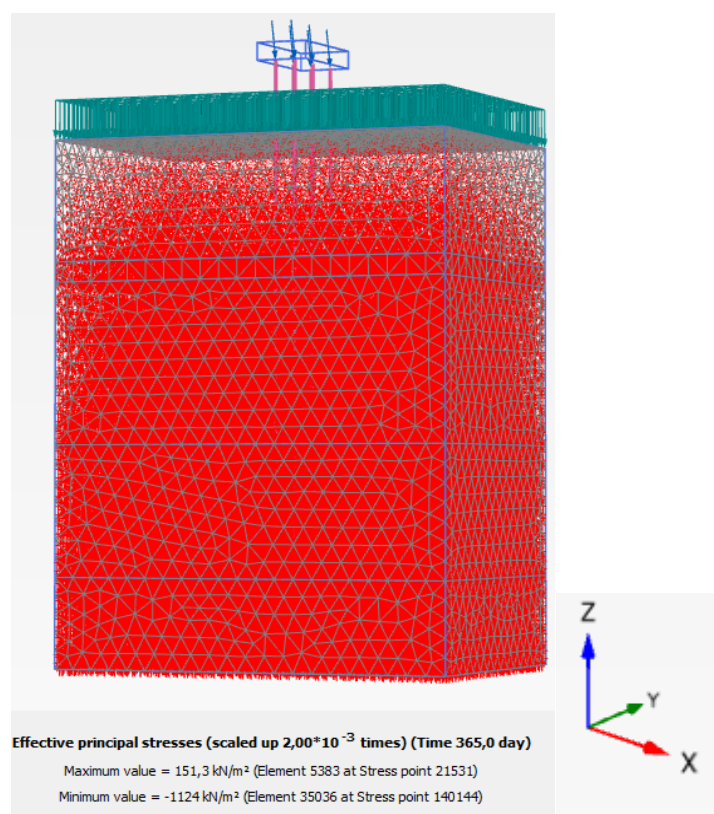


Figure V - 16 : Contraintes effectives principales

Les contraintes maximales atteignent **151,3 kN/m²**, ce qui correspond aux zones proches des pieux, où les charges appliquées sont transmises de manière intense au sol. Ces contraintes traduisent une forte compression des couches supérieures. À l'inverse, les

contraintes minimales effectives enregistrent une valeur de **-1124 kN/m²**. Ces valeurs négatives sont observées dans des zones où la pression interstitielle pourrait dominer, réduisant ainsi les contraintes effectives du sol. Cela pourrait indiquer un risque de traction ou de conditions proches de la liquéfaction dans ces régions. La répartition des contraintes montre une concentration importante autour des pieux et dans les couches supérieures, traduisant une bonne transmission des charges vers les couches profondes. Plus on s'éloigne des pieux ou descend en profondeur, plus les contraintes se stabilisent, indiquant un effet atténué des charges latérales et verticales à ces niveaux.

Les résultats reflètent un comportement cohérent du sol sous l'effet des charges combinées. Toutefois, les zones présentant des contraintes extrêmes nécessitent une analyse approfondie pour éviter des problèmes tels que la plastification du sol ou des déplacements excessifs. Des mesures correctives, comme le renforcement des couches superficielles ou l'amélioration des propriétés du sol, pourraient être envisagées dans ces zones critiques.

✦ Pressions interstitielles

Retenons qu'à ce niveau les résultats des pressions interstitielles pour la modélisation des pieux sous la combinaison des charges verticales et latérales ne différencient pas de celle des pieux sous les charges verticales à part le résultat du Groundwater head (Tête d'eau souterraine) dont les résultats de la combinaison des charges verticales et latérales sont légèrement supérieurs à ceux des charges verticales uniquement.

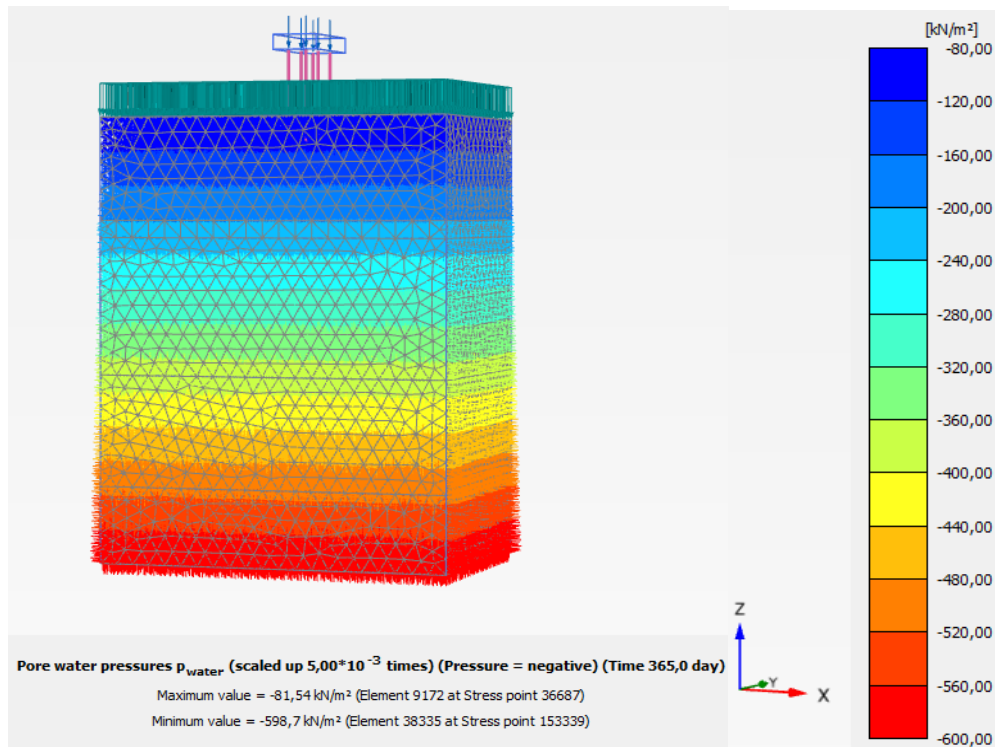


Figure V - 17 : Pression interstitielle de l'eau (P_{water}) dans les directions principales

On observe que la pression maximale de $-81,54 \text{ kN/m}^2$ est localisée dans les couches superficielles, où la surcharge est faible et la porosité plus élevée. Cela suggère un drainage limité et des conditions partiellement saturées. En revanche, la pression minimale de $-598,7 \text{ kN/m}^2$, observée dans les couches profondes, est typique des sols surconsolidés, où la consolidation accrue entraîne une diminution importante de la pression interstitielle. Cette variation de pression est conforme aux comportements attendus dans des sols sous charge prolongée. Les valeurs restent dans les limites acceptables selon l'Eurocode 7, où l'absence de pressions excessivement élevées minimise le risque de liquéfaction, et les pressions très négatives en profondeur traduisent un transfert de charge efficace vers les grains solides. Ainsi, les pressions enregistrées indiquent une bonne stabilité du massif de sol sous les charges appliquées.

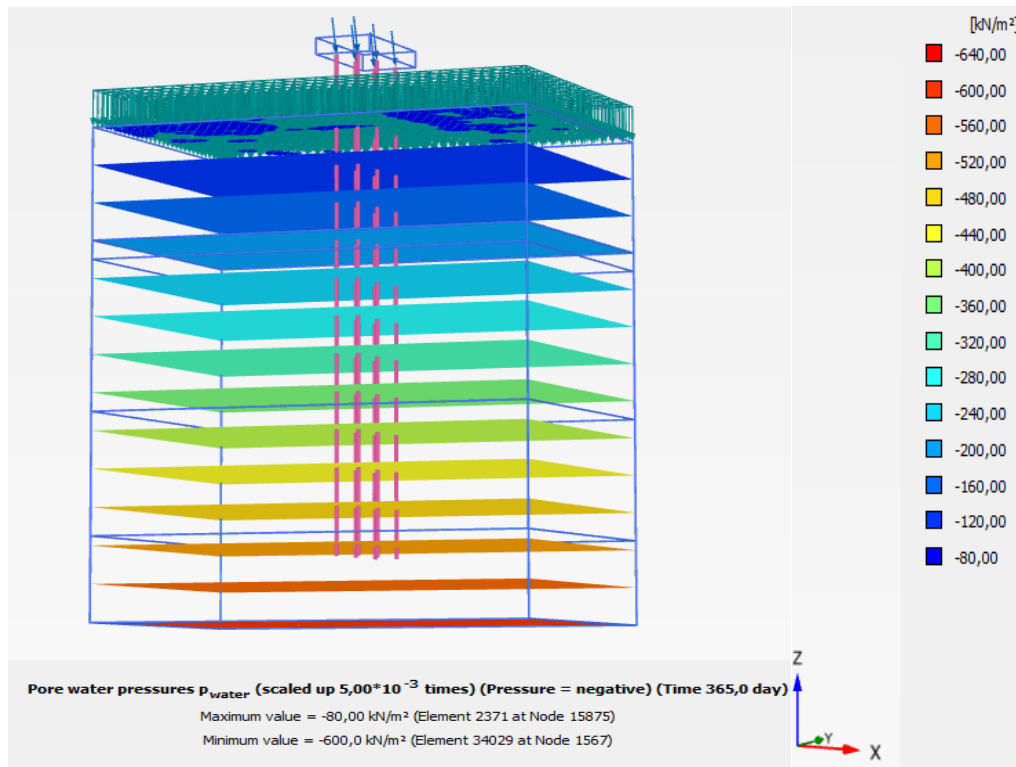


Figure V - 18 : Pression interstitielle de l'eau (P_{water})

On observe une pression de -80 kN/m², située en surface, où le drainage est limité et le sol est moins consolidé. En profondeur, la pression interstitielle atteint une valeur minimale de -600 kN/m². Cela indique un sol surconsolidé, où l'eau interstitielle a été évacuée sous l'effet de la charge appliquée. La gradation des couleurs, du bleu en surface au rouge en profondeur, reflète un transfert progressif de charge vers les grains solides. Ce comportement est typique d'une consolidation prolongée. Par conséquent, les pressions interstitielles négatives observées confirment un bon drainage et une stabilité du massif de sol sous les charges appliquées.

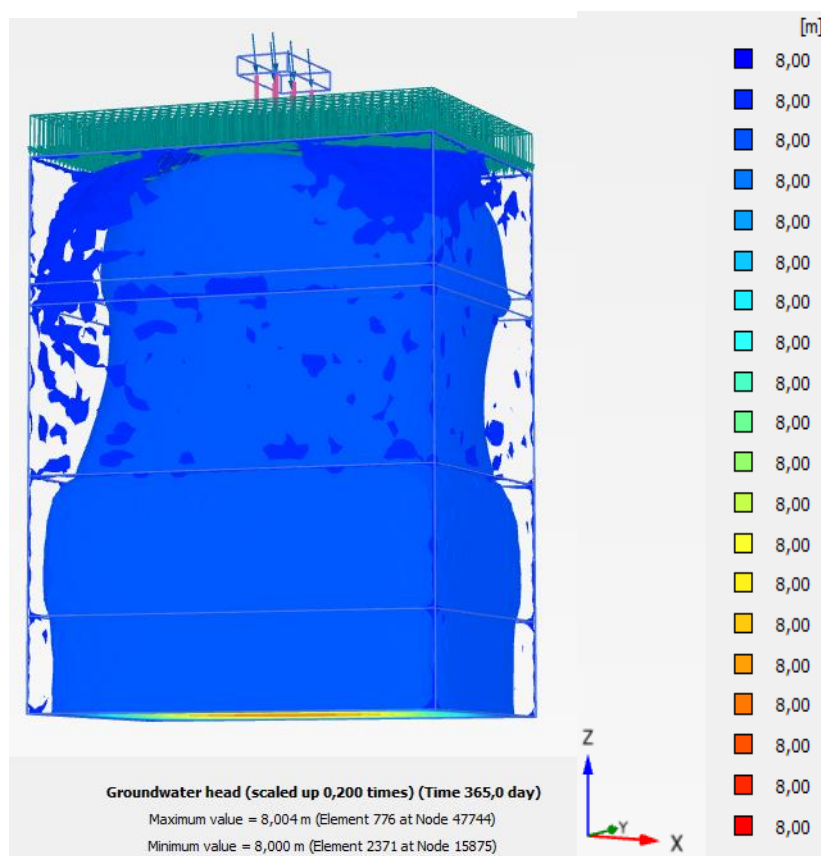


Figure V - 19 : Tête d'eau souterraine (Distribution de la charge hydraulique)

La hauteur piézométrique varie entre 8,000 m et 8,004 m, indiquant une répartition globalement uniforme des pressions interstitielles. Les zones bombées autour des pieux reflètent une concentration locale des pressions due à la compression du sol par les charges appliquées maximales et concentrées et au déplacement de l'eau vers la surface. À l'inverse, les creux sur les côtés traduisent une dissipation des pressions, renforçant la stabilité hydraulique dans ces régions. Globalement, les charges combinées n'entraînent pas de perturbations majeures dans le régime hydrique du sol.

Notons que l'analyse des pieux sous charges verticales et latérales révèle une interaction complexe entre le sol et les structures. Les tassements verticaux atteignent un maximum de 95,30 mm en profondeur, reflétant une concentration des contraintes dans les couches sous-jacentes, avec une dissipation uniforme des efforts. Les déplacements horizontaux montrent une anisotropie marquée, particulièrement dans la direction U_y (121,8 mm), soulignant une flexion accrue liée à l'orientation des charges. Cette différence nécessite une attention particulière dans la conception pour limiter les risques d'instabilité. Les contraintes effectives, avec des pics de compression de 151,3 kN/m² et des zones de

traction atteignant -1124 kN/m^2 , confirment une transmission efficace des charges mais révèlent aussi des zones critiques à surveiller. Les pressions interstitielles, bien maîtrisées, indiquent une stabilité hydraulique satisfaisante et un drainage efficace. En résumé, l'interaction sol-structure est globalement bien gérée, mais des renforcements ou ajustements locaux pourraient être nécessaires pour assurer la durabilité et la sécurité des fondations.

V.3. Conclusions et perspectives de solutions

L'analyse des pieux soumis aux charges verticales et combinées (verticales et latérales) a permis de mettre en évidence des comportements différenciés du sol et des structures. Sous charges verticales, les tassements sont globalement conformes aux normes (maximum de 28,63 mm), tandis que sous charges combinées (verticales et latérales), des valeurs plus élevées (jusqu'à 95,30 mm) indiquent une sollicitation accrue des couches profondes. Les déplacements horizontaux, surtout dans la direction latérale dominante (121,8 mm en direction U_y), reflètent une flexion significative nécessitant des ajustements pour limiter les risques d'instabilité. Les contraintes effectives montrent une concentration importante autour des pieux, avec des valeurs maximales atteignant $151,3 \text{ kN/m}^2$. Ces zones critiques nécessitent un suivi rigoureux pour éviter des défaillances localisées, telles que la plastification ou l'excès de tassements différentiels. De plus, les pressions interstitielles, bien que généralement maîtrisées, soulignent l'importance d'un bon drainage pour prévenir la liquéfaction, notamment dans les couches profondes.

En ce qui concerne les perspectives de solutions, elles sont multiples. Ainsi :

- ✦ Augmentation du diamètre des pieux : utiliser des pieux de diamètre $\geq 1000 \text{ mm}$ pour répartir les charges sur une plus grande surface.
- ✦ Ancrer les pieux dans des couches rigides situées plus en profondeur.
- ✦ Augmenter la longueur des pieux pour atteindre des couches géologiques compactes ou rocheuses.
- ✦ Installer des colonnes ballastées ou réaliser des injections de coulis cimentaires autour et sous les pieux.
- ✦ Possibilité d'utilisation de pieux inclinés : installer des pieux inclinés à 15° ou 30° par rapport à la verticale, en complément des pieux verticaux.
- ✦ Pieux métalliques ou tubulaires renforcés ou des pieux gainés : augmenter la rigidité pour réduire les déformations sous charges combinées dans les zones les plus sollicitées.

- ✦ Installation de drains verticaux autour des pieux pour dissiper les pressions interstitielles : faciliter le drainage pour éviter la liquéfaction et accélérer la consolidation.
- ✦ Installer des puits filtrants ou des systèmes de pompage dans les zones critiques.
- ✦ Ajout d'un radier sur pieux : construire un radier rigide connecté aux pieux pour limiter les concentrations de contraintes et répartir uniformément les charges verticales et latérales.
- ✦ Augmenter l'espacement entre les pieux à 4-5 fois leur diamètre pour réduire les interactions négatives entre pieux.
- ✦ Renforcer les pieux avec des matériaux résistants aux efforts dynamiques (acier renforcé ou béton haute performance) car les courants de la lagune augmentent les charges latérales sur les pieux.
- ✦ Appliquer un revêtement anticorrosion ou utiliser des cathodes sacrificielles pour les pieux en acier car les conditions salines accélèrent la dégradation des pieux.
- ✦ Installer des capteurs pour surveiller les déformations, les pressions interstitielles et les contraintes dans le sol afin d'anticiper et corriger tout problème futur lié aux tassements ou déplacements

CONCLUSION GENERALE

L'étude des pieux de fondation du pont situé dans la lagune de Porto-Novo a permis de révéler les interactions complexes entre le sol et la structure, sous l'influence des charges verticales et latérales. Ces analyses ont mis en évidence des phénomènes critiques, tels que les tassements verticaux significatifs, les déplacements horizontaux importants, ainsi que des concentrations de contraintes élevées dans le sol environnant. Ces problèmes sont accentués par la nature des sols mous et saturés propres aux zones lagunaires, ce qui constitue un véritable défi pour la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Les simulations numériques réalisées à l'aide du logiciel PLAXIS 3D ont été fondamentales pour appréhender ces phénomènes. Elles ont permis de modéliser avec précision les sollicitations combinées que subissent les pieux et d'évaluer les performances des différentes configurations de fondations. Les résultats obtenus ont conduit à la proposition de plusieurs solutions techniques adaptées. Parmi ces solutions figurent l'augmentation des dimensions des pieux, leur ancrage dans des couches de sol plus profondes et rigides, ainsi que l'utilisation de pieux inclinés pour mieux résister aux charges latérales. Par ailleurs, des techniques de renforcement du sol, telles que l'injection de coulis cimentaires ou la mise en place de colonnes ballastées, ont été recommandées pour améliorer la capacité portante des sols. Ces recommandations visent non seulement à optimiser le dimensionnement des fondations, mais aussi à prévenir les risques géotechniques tels que les tassements excessifs, la liquéfaction et les déformations différentielles. Elles garantissent également une meilleure durabilité de l'infrastructure dans un environnement soumis à des sollicitations dynamiques complexes. Cependant, l'étude souligne également la nécessité d'un suivi rigoureux en phase d'exploitation. L'installation de systèmes de monitoring pour surveiller les tassements, les déplacements et les évolutions des pressions interstitielles permettra d'anticiper d'éventuelles défaillances et d'apporter des ajustements préventifs.

En conclusion, cette étude contribue à une meilleure compréhension des enjeux liés à la conception et au dimensionnement des fondations profondes dans des conditions géotechniques complexes. Elle offre également des pistes concrètes pour améliorer les performances et garantir la pérennité des infrastructures construites dans des environnements similaires. Une poursuite des recherches et des analyses complémentaires pourrait enrichir ces résultats, tout en renforçant la fiabilité des solutions apportées.

BIBLIOGRAPHIE

240.pdf. (s. d.).

1396419514091232.pdf. (s. d.). Consulté 24 novembre 2024, à l'adresse <https://bucket.theses-algerie.com/files/repositories-dz/1396419514091232.pdf>

Almeida, M. (s. d.). *Amélioration des sols compressibles : Études en vraie grandeur, modèles physiques et numériques.*

Ameratunga, J., & Das, N. S. B. M. (s. d.). *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering-J. Ameratunga EtAl-2016.*

Baguelin, F., Burlon, S., Bustamante, M., Frank, R., Gianceselli, L., Habert, J., & Legrand, S. (2012). Justification de la portance des pieux avec la norme «fondations profondes» NF P 94-262 et le pressiomètre. *Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, Bordeaux*, 4-6.

Boulon, M., Plytas, C., & Foray, P. (1986). Comportement d'interface et prévision du frottement latéral le long des pieux et tirants d'ancrage. *Revue Française de Géotechnique*, 35, 31-48. <https://doi.org/10.1051/geotech/1986035031>

Bourges, F., & Frank, R. (1989). MECANIQUE DES SOLS - FONDATIONS PROFONDES. *TECHNIQUES DE L'INGENIEUR - CONSTRUCTION*, C(C-248, C-249). <https://trid.trb.org/View/1022081>

Bowles, J. E., & Guo, Y. (1996). *Foundation analysis and design* (Vol. 5). McGraw-hill New York.

Brinkgereve, R. B. J., & Vermeer, P. A. (2003). PLAXIS Version 8 material model manual. *DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.*

Broms, B. B. (1964). Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 90(3), 123-156. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0000614>

Bustamante, M., Christoulas, S., Frank, R., & Yannaros, H. (1988). ENSEIGNEMENTS TIRES D'ESSAIS DE CHARGEMENT DE PIEUX. *BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS*, 155. <https://trid.trb.org/View/1025416>

Cerema_guide_methodologique_eurocode7_application_aux_fondations_profondes_nf_p94-262_decembre_2014_cle737925-1.pdf. (s. d.).

Combarieu, O. (2003). *Le tassement des appuis du Pont de Normandie*.

Cook, R. D. (2007). *Concepts and applications of finite element analysis*. John Wiley & sons.

Cours reconnaissance Géotechniques.pdf. (s. d.).

Das, B. M. (2011). *Principles of Foundation Engineering 7th. Pacific Grove: Brooks/Cole-Thomson Learning*.

DOSSIER STRUCTURE (3)—Copie.pdf. (s. d.).

DOSSIER STRUCTURE (3).pdf. (s. d.).

Fatsllfra13ggg311.pdf. (s. d.).

FiniteelementsMethod.pdf. (s. d.).

Fondations profondes. (s. d.). Techniques de l'Ingénieur. Consulté 25 novembre 2024, à l'adresse

<https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/calcul-et-suivi-d-ouvrages-geotechniques-42219210/fondations-profondes-c248/>

Fondations profondes.pdf. (s. d.).

Geotechnical Engineering : Principles & Practices, 2nd Edition. (s. d.). Consulté 11 décembre 2024, à

l'adresse <https://www.geoengineer.org/publications/books/geotechnical-engineering-0132368684>

GTR_Fascicule_1_2024_web.pdf. (s. d.).

Institute, A. P. (2000). *Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed*

Offshore Platforms-Working Stress Design : Upstream Segment. API Recommended Practice 2A-WSD (RP 2A-WSD) : Errata and Supplement 1, December 2002. American Petroleum Institute.

Joseph_E._Bowles_Foundation_Analysis_and_Design.pdf—Google Drive. (s. d.). Consulté 11

décembre 2024, à l'adresse

<https://drive.google.com/file/d/0B4T1muz90fUoNzRPZmI0TzI4bEk/view?resourcekey=0-z5Qyh8WQ2LE52vmAzGaP0Q>

- Magnan, J. (2000). Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation. *Mécanique des sols et géotechnique*. <https://doi.org/10.51257/a-v2-c214>
- Matlock, H., & Reese, L. C. (1962). Generalized solutions for laterally loaded piles. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 127(1), 1220-1248.
- Mehdi, A. B. (s. d.). *Interaction dynamique sol-structure*.
- MethodeDEssai-LCPC-ME13_2.pdf*. (s. d.).
- NF EN ISO 22476-4 .pdf*. (s. d.).
- NF P 94-050—Sols—Teneur en Eau—Étuve _ PDF _ Masse _ La nature.html*. (s. d.).
- NF-P-94-054-Masse-Vol-Particules-Sol.htm*. (s. d.).
- Pile Foundation Analysis and Design-H. G. Poulos & E. H. Davis1980.pdf*. (s. d.). Google Docs.
- Consulté 24 novembre 2024, à l'adresse https://drive.google.com/file/d/0BxlQHeKi4f-6a0dBR3MzRmxUVDY0OW1tRzRMOTdoQQ/view?usp=drive_open&pli=1&usp=embed_facebook
- PLAXIS 3D FOUNDATION - Tutorial Manual 20060207*. (s. d.).
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1980). *PILE FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN* (Monograph). <https://trid.trb.org/View/164430>
- Principles of Foundation Engineering, SI, 10th Edition—9780357684672—Cengage*. (s. d.). Consulté 11 décembre 2024, à l'adresse <https://www.cengage.uk/c/principles-of-foundation-engineering-si-10e-das/9780357684672/>
- Procédure travaux carottage et Pressio.pdf*. (s. d.).
- Rakotonindriana, J. (s. d.). *Comportement des pieux et des groupes de pieux sous chargement latéral cyclique*.
- Reese, L. C. (1965). Non-dimensional solution for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth. *Proc. 8th Texas Conf. SMFE*.
- Rodríguez-Urbe, J. C., Serrano-Arellano, J., & Trejo-Torres, Z. B. (2021). The importance of geotechnical research in building projects : Case study sustainable rural housing. *Revista de Arquitectura y Diseño*, 19-26. <https://doi.org/10.35429/JAD.2021.14.5.19.26>

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971) Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential.

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 97, SM9, 1249-1273. -

References—Scientific Research Publishing. (s. d.). Consulté 28 juillet 2025, à l'adresse

<https://www.scirp.org/reference/referencespapers?referenceid=1301020>

SOL365_Pont Porto-Novo _Pieux de Fondation_05-04-2024.pdf. (s. d.).

Taylor, R. L. (2000). The finite element method.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics (1^{re} éd.). Wiley.

<https://doi.org/10.1002/9780470172766>

Tomlinson, M. J., & Boorman, R. (2001). Foundation design and construction. Pearson education.

Tribak, H., Belkacem, A., Garouani, A. E., & Lahrach, A. (2020). Etude Géotechnique Des Sols

Compressibles : Caractérisation, Mécanisme Et Recommandation (Cas Des Régions De

Berrechid Et Kenitra, Maroc). European Scientific Journal ESJ, 16(9).

<https://doi.org/10.19044/esj.2020.v16n9p321>

XP P94-090-1 Oedometre tassement.pdf. (s. d.).

TABLE DES MATIERES

DEDICACES.....	I
CITATIONS.....	II
REMERCIEMENTS.....	III
RESUME	IV
ABSTRACT	V
LISTE DES ABREVIATIONS.....	VI
SOMMAIRE	VIII
LISTE DES FIGURES	X
LISTE DES TABLEAUX	XII
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION ET CADRE DU PROJET.....	2
I.1. Présentation de la structure d'accueil.....	2
1. Fiche d'identification des structures constituant le groupement	2
2. Principaux domaines d'intervention.....	3
3. Organigramme de HAS ENGINEERING et de la mission de contrôle du Groupement TAEP EUROPE / HAS ENGINEERING	4
4. Potentiels humains.....	5
I.2. Présentation du projet.....	7
1. Contexte du projet	7
2. Description générale du projet	7
3. Présentation de la zone d'étude du projet.....	8
4. Position géographique et administrative	9
5. Climat.....	10
6. Reliefs, sols & végétations	11
I.3. Objectifs de l'étude	13
1. Objectif général	13
2. Objectifs spécifiques	13
I.4. Outils & logiciels	13
CHAPITRE II : SYNTHESE BIBILIOGRAPHIQUE	14
II.1. Généralités sur les fondations.....	14
1. Définition fondations.....	14
2. Définition de fondations profondes sur pieux	15

3.	Classification.....	18
II.2.	Généralités sur les charges.....	20
1.	Charges verticales.....	20
2.	Charges latérales.....	22
3.	Modèles analytiques pour l'analyse des pieux sous charges combinées (Verticales et axiales) 24	
4.	Evaluation des charges agissant sur les fondations profondes	25
II.3.	Généralités sur l'interaction sol-structure (ISS)	27
1.	Définition de l'interaction sol-structure (ISS).....	27
2.	Phénomènes physiques entrant dans l'interaction sol-structure (ISS).....	28
3.	Méthodes d'analyses de prises en compte de l'interaction sol-structure (ISS)	31
CHAPITRE III : METHODE DE CONCEPTION		38
III.1.	Etudes géotechniques	38
1.	Présentation de l'ouvrage et choix de la pile d'étude.....	38
2.	Normes et réglementations.....	39
3.	Reconnaissance des missions géotechniques G3 – G4.....	40
4.	Programme des essais réalisés.....	42
5.	Description des essais in-situ et de laboratoires (ex-situ) réalisés.....	43
III.2.	Méthodes de dimensionnement des pieux.....	47
CHAPITRE IV : MODELISATION NUMERIQUE DE L'INTERACTION SOL- STRUCTURE (ISS).....		49
IV.1.	Méthode des éléments finis.....	49
1.	Notion d'approche pluridisciplinaire pour la résolution des problèmes complexes.....	49
2.	Concepts de base	49
IV.2.	Présentation du logiciel de calcul PLAXIS 3D.....	50
1.	Historique	50
2.	Buts et objectifs.....	50
3.	Modèles de comportements utilisés par PLAXIS 3D.....	50
IV.3.	Programme d'entrée des données de calcul dans PLAXIS 3D (INPUT).....	52
1.	Modélisation 3D : définition des propriétés du projet.....	53
2.	Mode Géométrie : SOIL.....	53
3.	Mode Géométrie : STRUCTURES.	56
4.	Mode de calculs : Mesh (Maillage).	56
5.	Mode de calculs : Flow Conditions (Conditions d'écoulement)	57
6.	Mode de calculs : Staged Construction (Construction par étapes).....	58

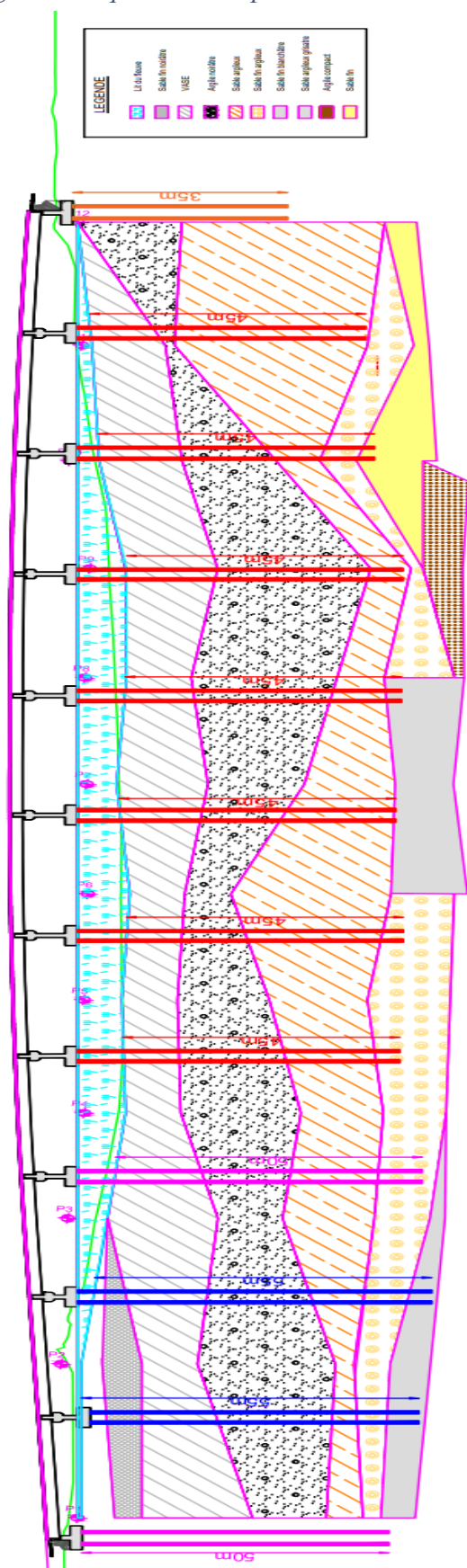
CHAPITRE V : RESULTATS, ANALYSES & DISCUSSIONS	60
V.1. Résultats des études géotechniques	60
1. Essai pressiométrique	60
2. Description des échantillons des sondages carottés	61
3. Analyse granulométrique	62
4. Masse volumique des particules solides (Poids spécifique).....	64
5. Teneur en eau	64
6. Limites d'Atterberg	65
7. Essai de compressibilité sur sols fins saturés (Essai œdométrique)	66
V.2. Résultats de la modélisation	67
1. Sous charges verticales.....	68
2. Sous la combinaison des charges verticales et latérales.	77
V.3. Conclusions et perspectives de solutions.....	86
CONCLUSION GENERALE.....	88
BIBLIOGRAPHIE.....	89
TABLE DES MATIERES.....	93
ANNEXES.....	I

ANNEXES

Sommaire des annexes

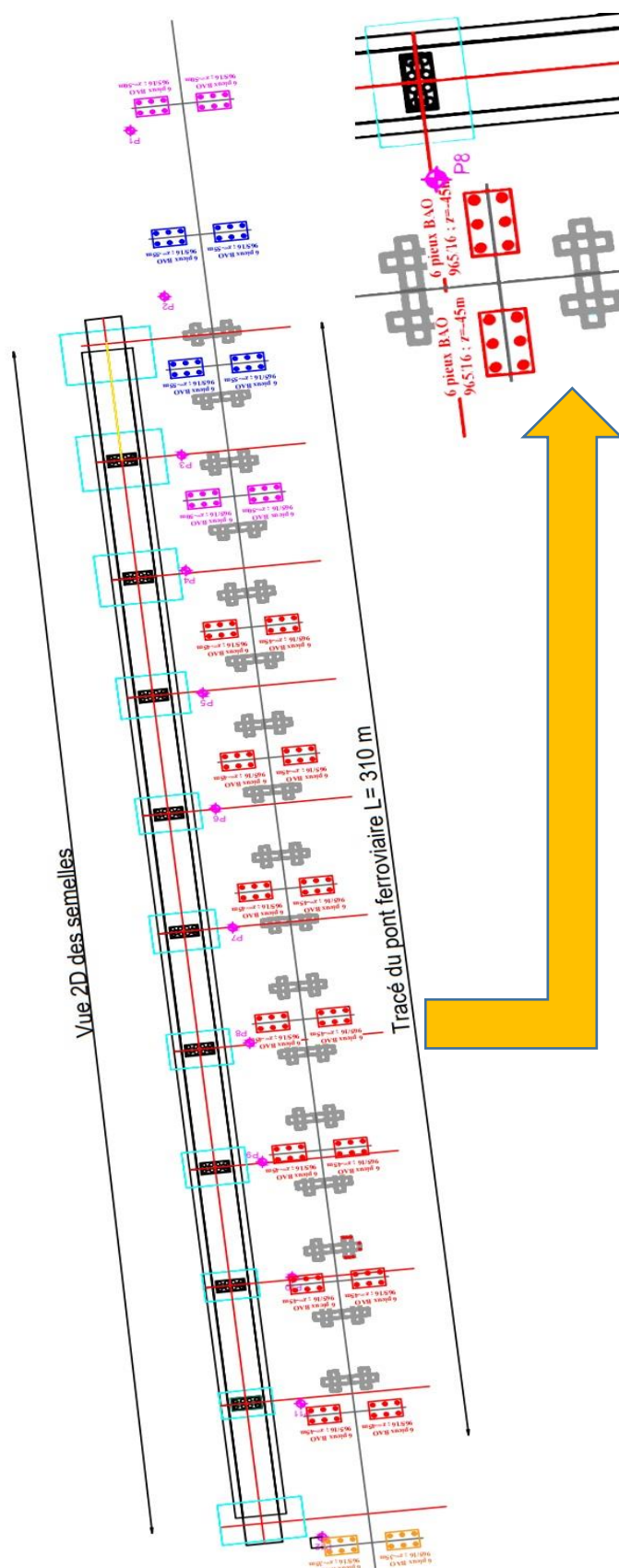
Annexe 1 : Coupe géotechnique avec les pieux	ii
Annexe 2 : Pieux de la pile P8	iii
Annexe 3 : Résultats de l'Analyse Granulométrique	iv
Annexe 4 : Résultats de Limites d'Atterberg	vi
Annexe 5 : Résultats de la teneur en eau	viii
Annexe 6 : Résultats de la masse des particules solides.	x
Annexe 7 : Résultats de l'essai œdométrique	xi
Annexe 8 : Résultats de l'essai pressiométrique	xii
Annexe 9 : Résultats du sondage carotté	xiv
Annexe 10 : Modélisation PLAXIS_Soil (Sol/Terre)	xv
Annexe 11 : Modélisation PLAXIS_Structures (Charges Verticales)	xvi
Annexe 12 : Modélisation PLAXIS_Construction par étapes (Charges Verticales)	xvii
Annexe 13 : Modélisation PLAXIS_Structures (Charges Combinées)	xviii
Annexe 14 : Modélisation PLAXIS_Construction par étapes (Charges Combinées)	xix
Annexe 15 : Flow Conditions (Conditions d'écoulement d'eau)	xx

Annexe 1 : Coupe géotechnique avec les pieux

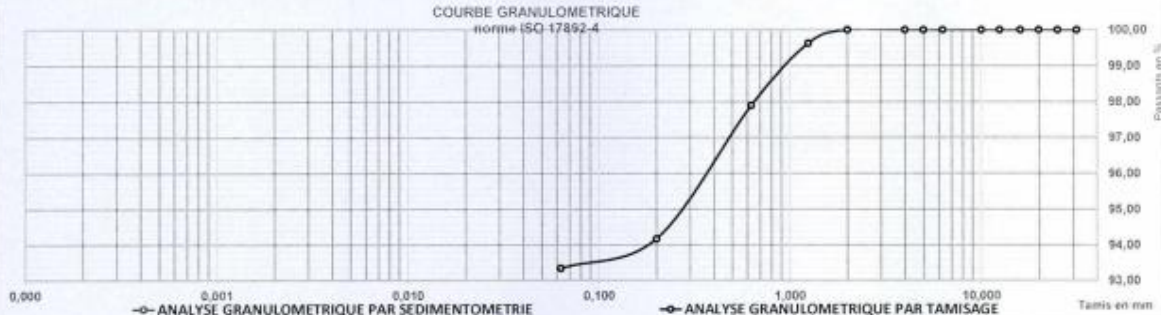


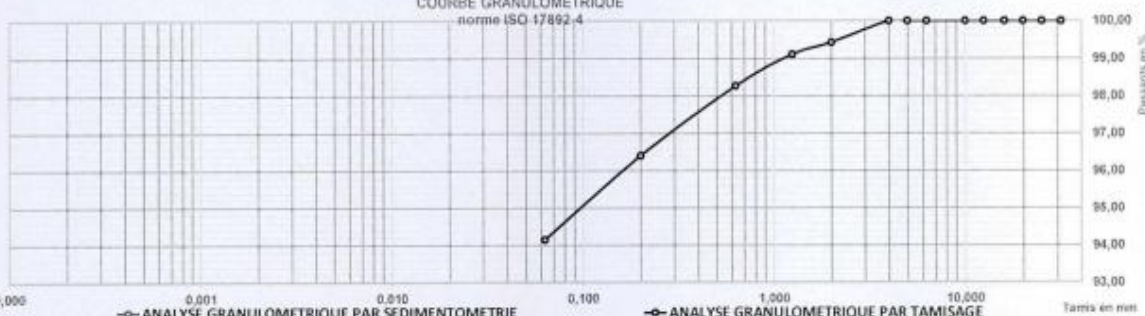
Coupe géotechnique avec les pieux

Annexe 2 : Pieux de la pile P8



Annexe 3 : Résultats de l'Analyse Granulométrique

 Certifié ISO 9001 - 2015	PROCES VERBAL D'ESSAI		Réf: PR2-SP3/ENG/082 Version: 01 Date de mise en application: 09/05/2022 Page : 1 sur 1																																													
			Réf : 1571/ SO - 14 / 2023																																													
			Lieu et Date : Abidjan le 16/11/2023																																													
			Profondeur : 13,5 - 15 m Lieu de prélèvement : Porto Novo (BENIN), P8 - P11 Méthode d'essai utilisée : Tamisage par voie humide Méthode de pré-traitement : Pas de pré-traitement (matériau naturel) Date d'exécution de l'essai : Du 30/10/2023 au 03/11/2023 Lieu de réalisation des essais : LBTP ABIDJAN Nature de l'échantillon : SOL																																													
DESCRIPTION PHYSIQUE ET CARACTERISTIQUE AVANT ESSAIS / NORME ISO 14 688 - 1 DECEMBRE 2017																																																
LEGERETE : DESCRIPTEUR TERTIAIRE		CHROMA : DESCRIPTEUR SECONDAIRE		TEINTE : DESCRIPTEUR PRINCIPAL																																												
SOMME				NOIR																																												
RESULTATS (Les résultats ne se rapportent qu'à l'objet soumis à l'essai) DETERMINATION DE LA DISTRIBUTION GRANULOMETRIE DES PARTICULES^A / NORME ISO 17892 - 4 - NOVEMBRE 2016																																																
ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE - NORME ISO 17892 - 4																																																
Tamis D (mm)	31,5	25	20	16	12,5	10	6,3	5	4	2																																						
Passant cumulé en %	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00																																						
Incertitude Composée (Elargie U(%R))	± 0,23	± 0,23	± 0,23	± 0,24	± 0,26	± 0,27	± 0,28	± 0,29	± 0,31	± 0,32																																						
Tamis D (mm)	1,25	0,63	0,20	0,063																																												
Passant cumulé en %	99,62	97,90	94,17	93,35																																												
Incertitude Composée (Elargie U(%R))	± 0,34	± 0,35	± 0,37	± 0,38																																												
ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR SEDIMENTOMETRIE - NORME ISO 17892 - 4																																																
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </table>																																																
DETERMINATION DE LA MASSE VOLUMIQUE DES PARTICULES SOLIDES (POIDS SPECIFIQUE) - NORME ISO 17892 - 3																																																
Masse volumique des particules solides (Moyenne) (Mg/m3):																																																
COURBE GRANULOMETRIQUE norme ISO 17892-4																																																
																																																
DESCRIPTION PHYSIQUE ET CARACTERISTIQUE APRES ESSAIS / NORME ISO 14 688 - 1 DECEMBRE 2017																																																
IDENTIFICATION DU SOL :		SOL FIN PEU SABLEUX																																														
<u>Observations</u>		*L'échantillon sera détruit après trois mois à compter du 03/11/2023 : date de fin des essais.																																														
NB: La règle de décision pour le jugement de conformité est le suivant : - Lorsque le résultat de mesure se trouve dans la zone d'acceptation, alors on conclut de la conformité avec un risque de 2,5% dans le cas de spécifications Bilatérale et 5% dans le cas de spécifications unilatérale. - Lorsque le résultat de mesure se trouve en dehors de la zone de conformité, alors on conclut de la non conformité avec un risque de 2,5% dans le cas de spécifications Bilatérale et 5% dans le cas de spécifications unilatérale.																																																
CHARGE D'ETUDES  AKO RUBEN 00 - Fax: 27 21 25 36 71		CHEF DE DIVISION LABORATOIRE  NGORAN BERNABE																																														
le procès verbal (PV) ne doit pas être reproduit, sinon en entier, sans l'autorisation du LBTP. «Fin du Procès-Verbal d'essai»																																																
LABORATOIRE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS 04 BP 03 ABJ 04 E-mail : lbtp@aviso.ci Téléphone : 21 21 23 00 / 21 21 23 23 Fax : 21 25 33 69																																																

 Certifié ISO 9001 - 2015	PROCES VERBAL D'ESSAI		Réf: PR2-SP3/ENG/082							
			Version: 01							
			Date de mise en application: 09/05/2022							
			Page : 1 sur 1							
Réf : 1571/ SO - 15 / 2023 Lieu et Date : Abidjan le 16/11/2023										
Profondeur		53 - 55 m								
Lieu de prélèvement		Porto Novo (BENIN), P8 - P12								
Méthode d'essai utilisée		Tamisage par voie humide								
Méthode de pré-traitement		Pas de pré-traitement (matériau naturel)								
Date d'exécution de l'essai		Du 30/10/2023 au 03/11/2023								
Lieu de réalisation des essais		LBTP ABIDJAN								
Nature de l'échantillon		SOL								
DESCRIPTION PHYSIQUE ET CARACTERISTIQUE AVANT ESSAIS / NORME ISO 14 688 - 1 DECEMBRE 2017										
LEGERETE : DESCRIPTEUR TERTIAIRE		CHROMA : DESCRIPTEUR SECONDAIRE								
LUMIERE		GRISATRE								
		GRES								
RESULTATS (Les résultats ne se rapportent qu'à l'objet soumis à l'essai)										
DETERMINATION DE LA DISTRIBUTION GRANULOMETRIE DES PARTICULES^A / NORME ISO 17892 - 4 - NOVEMBRE 2016										
ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE - NORME ISO 17892 - 4										
Tamis D (mm)	31,5	25	20	16	12,5	10	6,3	5	4	2
Passant cumulé en %	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,42
Incertitude Composée Elargie U(%Ri)	± 0,23	± 0,23	± 0,23	± 0,23	± 0,24	± 0,25	± 0,26	± 0,26	± 0,27	± 0,28
Tamis D (mm)	1,25	0,63	0,20	0,063						
Passant cumulé en %	99,11	98,27	96,40	94,15						
Incertitude Composée Elargie U(%Ri)	± 0,29	± 0,30	± 0,31	± 0,32						
ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR SEDIMENTOMETRIE - NORME ISO 17892 - 4										
DETERMINATION DE LA MASSE VOLUMIQUE DES PARTICULES SOLIDES (POIDS SPECIFIQUE) - NORME ISO 17892 - 3										
Masse volumique des particules solides (Moyenne) (Mg/m ³):										
COURBE GRANULOMETRIQUE norme ISO 17892-4										
										
0,000 0,001 0,010 0,100 1,000 10,000 100,000 —○— ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR SEDIMENTOMETRIE —●— ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE Tamis en mm										
DESCRIPTION PHYSIQUE ET CARACTERISTIQUE APRES ESSAIS / NORME ISO 14 688 - 1 DECEMBRE 2017										
IDENTIFICATION DU SOL :		SOL FIN PEU SABLEUX								
Observations		*L'échantillon sera détruit après trois mois à compter du 03/11/2023 : date de fin des essais.								
NB: La règle de décision pour le jugement de conformité est le suivant : - Lorsque le résultat de mesure se trouve dans la zone d'acceptation, alors on conclut de la conformité avec un risque de 2,5% dans le cas de spécifications Bilatérale et 5% dans le cas de spécifications unilatérale. - Lorsque le résultat de mesure se trouve en dehors de la zone de conformité, alors on conclut de la non conformité avec un risque de 2,5% dans le cas de spécifications Bilatérale et 5% dans le cas de spécifications unilatérale.										
CHARGE D'ETUDES					CHEF DE DIVISION LABORATOIRE					
 Département Laboratoire AKO RUBEN Tél: 27 21 21 23 48 / 00 - Fax: 27 21 25 36 71					 LABORATOIRE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS Chef de Division Laboratoire de Géotechnique N'GURAN BERNABE					
le procès verbal (PV) ne doit pas être reproduit, sinon en entier, sans l'autorisation du LBTP. «Fin du Procès-Verbal d'essai»										
LABORATOIRE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS 04 BP 03 ABJ 04 E-mail : lbtp@aviso.ci Téléphone : 21 21 23 00 / 21 21 23 23 Fax : 21 25 33 69										

Annexe 4 : Résultats de Limites d'Atterberg

SONDAGE		P8- PI1	P8 – PI2
Profondeur de prélèvement (m)		13,50 – 15,00	53,00 – 55,00
Sol en place		Sol fin peu sableux	Sol fin peu sableux
Masse volumique (t/m3)		2,45	2,45
Teneur en fines (%)		93,35	94,15
Limite de liquidité (WL) %		74,20	60,92
Limite de plasticité (WP) %		35,21	31,38
Indice de plasticité (IP) %		38,99	29,54
Teneur en eau moyenne (%)		99,2	37,7

LBTP
LABORATOIRE DE BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

PROCES VERBAL D'ESSAI

Réf: PR2-SP3/ENG/082
Version: 01
Date de mise en application:
30/03/2022
Page : 1 sur 1

Réf : 1571 / SO - 14 / 2023 Lieu et date : Abidjan le 16/11/2023

Profondeur	13,5 - 15 m
Lieu de prélèvement	Porto Novo (BENIN), P8 - PI1
Méthode utilisée	Méthode par la coupette de Casagrande
Date d'exécution de l'essai	Du 30/10/2023 au 03/11/2023
Lieu de réalisation des essais	LBTP ABIDJAN
Nature de l'échantillon	SOL

DESCRIPTION PHYSIQUE ET CARACTERISTIQUE AVANT ESSAIS / NORME ISO 14 688 - 1 DECEMBRE 2017

LEGERETE : DESCRIPTEUR TERTIAIRE	CHROMA : DESCRIPTEUR SECONDAIRE	TEINTE : DESCRIPTEUR PRINCIPAL
SOMBRE		NOIR

Préparation de l'échantillon	Etat naturel	Tamisage par voie humide	Autre (à préciser)
		X	

Proportion de passant au tamis 0,4 mm (%) 81

RESULTATS (Les résultats ne se rapportent qu'à l'objet soumis à l'essai)

LIMITES D'ATTERBERG³ / NORME ISO 17892-12 JUIN 2018

Limite de Liquidité (WL) :	74,20	± 5,79	% (m/m)
Limite de Plasticité (WP) :	35,21	± 1,77	% (m/m)
Indice de Plasticité (IP) :	38,99	± 4,01	% (m/m)

DESCRIPTION PHYSIQUE ET CARACTERISTIQUE APRES ESSAIS / NORME ISO 14 688 - 1 DECEMBRE 2017

PLASTICITE :	MOYENNE
--------------	---------

Observations : L'échantillon sera détruit après trois mois à compter du 03/11/2023 : date de fin des essais.

NB : La règle de décision pour le jugement de conformité est le suivant :
- Lorsque le résultat de mesure se trouve dans la zone d'acceptation, alors on conclut de la conformité avec un risque de 2,5% dans le cas de spécifications Bilatérale et 5% dans le cas de spécifications unilatérale.
- Lorsque le résultat de mesure se trouve en dehors de la zone de conformité, alors on conclut de la non conformité avec un risque de 2,5% dans le cas de spécifications Bilatérale et 5% dans le cas de spécifications unilatérale.

CHARGE D'ETUDES

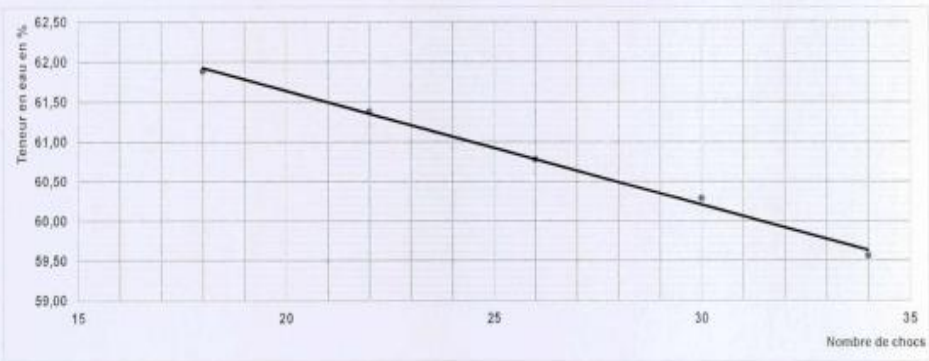
Département Laboratoire
ABIDJAN 04
Tel: 27 21 23 00 - Fax: 27 21 25 36 71

CHEF DE DIVISION LABORATOIRE

LABORATOIRE DE BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS
Chef du Laboratoire Géotechnique
N'DORAN BERNABE

le procès verbal (PV) ne doit pas être reproduit, sinon en entier, sans l'autorisation du LBTP.
«Fin du Procès-Verbal d'essai»

LABORATOIRE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS
04 BP 03 ABJ 04 E-mail : lbtp@aviso.ci
Téléphone : 21 21 23 00 / 21 21 23 23 Fax : 21 25 33 69

	PROCES VERBAL D'ESSAI	Réf: PR2-SP3/ENG/082 Version: 01 Date de mise en application: 30/03/2022 Page : 1 sur 1			
Réf : 1571 / SO - 15 / 2023 Lieu et date : Abidjan le 16/11/2023					
Profondeur : 53 - 55 m Lieu de prélèvement : Porto Novo (BENIN), P8 - P12 Méthode utilisée : Méthode par la coupelle de Casagrande Date d'exécution de l'essai : Du 30/10/2023 au 03/11/2023 Lieu de réalisation des essais : LBTP ABIDJAN Nature de l'échantillon : SOL					
DESCRIPTION PHYSIQUE ET CARACTERISTIQUE AVANT ESSAIS / NORME ISO 14 688 - 1 DECEMBRE 2017					
LEGERETE : DESCRIPTEUR TERTIAIRE	CHROMA : DESCRIPTEUR SECONDAIRE	TEINTE : DESCRIPTEUR PRINCIPAL			
LUMIERE	GRISATRE	GRIS			
Préparation de l'échantillon	Etat naturel	Tamisage par voie humide			
	X	Autre (à préciser)			
Proportion de passant au tamis 0,4 mm (%) : 98					
RESULTATS (Les résultats ne se rapportent qu'à l'objet soumis à l'essai) LIMITES D'ATTERBERG^A / NORME ISO 17892-12 JUIN 2018					
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"> Limite de Liquidité (WL) : Limite de Plasticité (WP) : Indice de Plasticité (IP) : </td> <td style="width: 10%; text-align: center;"> 60,92 31,38 29,54 </td> <td style="width: 40%; text-align: center;"> ± 5,79 % (m/m) ± 1,79 % (m/m) ± 3,99 % (m/m) </td> </tr> </table>			Limite de Liquidité (WL) : Limite de Plasticité (WP) : Indice de Plasticité (IP) :	60,92 31,38 29,54	± 5,79 % (m/m) ± 1,79 % (m/m) ± 3,99 % (m/m)
Limite de Liquidité (WL) : Limite de Plasticité (WP) : Indice de Plasticité (IP) :	60,92 31,38 29,54	± 5,79 % (m/m) ± 1,79 % (m/m) ± 3,99 % (m/m)			
					
DESCRIPTION PHYSIQUE ET CARACTERISTIQUE APRES ESSAIS / NORME ISO 14 688 - 1 DECEMBRE 2017					
PLASTICITE :	MOYENNE				
Observations : * L'échantillon sera détruit après trois mois à compter du 03/11/2023 : date de fin des essais.					
NB: La règle de décision pour le jugement de conformité est le suivant : - Lorsque le résultat de mesure se trouve dans la zone d'acceptation, alors on conclut de la conformité avec un risque de 2,5% dans le cas de spécifications Bilatérale et 5% dans le cas de spécifications unilatérale. - Lorsque le résultat de mesure se trouve en dehors de la zone de conformité, alors on conclut de la non conformité avec un risque de 2,5% dans le cas de spécifications Bilatérale et 5% dans le cas de spécifications unilatérale.					
CHARGE D'ETUDES  AKO RUBEN	CHEF DE DIVISION LABORATOIRE  NGORAN BERNABE				
le procès verbal (PV) ne doit pas être reproduit, sinon en entier, sans l'autorisation du LBTP. «Fin du Procès-Verbal d'essai»					
LABORATOIRE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS 04 BP 03 ABJ 04 E-mail : lbtp@avisoc.ci Téléphone : 21 21 23 00 / 21 21 23 23 Fax : 21 25 33 69					

Annexe 5 : Résultats de la teneur en eau

 Centre ISO 9001 - 2015 (S)	PROCES VERBAL D'ESSAI	Réf: PR2-SP3/ENG/082 Version: 01 Date de mise en application: 30/03/2022 Page : 1 sur 1
Réf : 1571 / SO - 14 / 2023		Lieu et date : Abidjan le 16/11/2023
Profondeur Lieu de prélèvement Méthode d'essai utilisée Méthode de pré-traitement Date d'exécution de l'essai Lieu de réalisation des essais Nature de l'échantillon	13,5 - 15 m Porto Novo (BENIN), P8 - P11 Séchage à l'étuve Pas de pré-traitement (matériau naturel) Du 30/10/2023 au 03/11/2023 LBTP ABIDJAN SOL	
DESCRIPTION PHYSIQUE ET CARACTERISTIQUE AVANT ESSAIS / NORME ISO 14 688 - 1 DECEMBRE 2017		
LEGERETE : DESCRIPTEUR TERTIAIRE SOMBRE	CHROMA : DESCRIPTEUR SECONDAIRE	TEINTE : DESCRIPTEUR PRINCIPAL NOIR
RESULTATS (Les résultats ne se rapportent qu'à l'objet soumis à l'essai) DETERMINATION DE LA TENEUR EN EAU ^A / NORME ISO 17 892 - 1 DECEMBRE 2014		
	EPROUVETTE 1	EPROUVETTE 2
MASSE DE L'EAU (g)	100,64	100,25
MASSE DU MATERIAU SEC (g)	101,96	100,65
TENEUR EN EAU (%)	98,7%	99,6%
TENEUR EN EAU MOYENNE (%)	99,2%	
INCERTITUDE ELARGIE % (m/m)	± 0,3	
DESCRIPTION PHYSIQUE ET CARACTERISTIQUE APRES ESSAIS / NORME ISO 14 688 - 1 DECEMBRE 2017		
IDENTIFICATION DU SOL :	SOL FIN PEU SABLEUX	
PLASTICITE :	MOYENNE	
Observations : 1. L'échantillon sera détruit après trois mois à compter du 03/11/2023 : date de fin des essais.		
NB: La règle de décision pour le jugement de conformité est le suivant : - Lorsque le résultat de mesure se trouve dans la zone d'acceptation, alors on conclut de la conformité avec un risque de 2,5% dans le cas de spécifications Bilatérale et 5% dans le cas de spécifications unilatérale. - Lorsque le résultat de mesure se trouve en dehors de la zone de conformité, alors on conclut de la non conformité avec un risque de 2,5% dans le cas de spécifications Bilatérale et 5% dans le cas de spécifications unilatérale.		
CHARGE D'ETUDES  AKO RUBEN	CHEF DE DIVISION LABORATOIRE  NGORAN BERNABE	
le procès verbal (PV) ne doit pas être reproduit, sinon en entier, sans l'autorisation du LBTP. «Fin du Procès-Verbal d'essai»		
LABORATOIRE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS 04 BP 03 ABJ 04 E-mail : lbtp@aviso.ci Téléphone : 21 21 23 00 / 21 21 23 23 Fax : 21 25 33 69		

	PROCES VERBAL D'ESSAI	Réf: PR2-SP3/ENG/082 Version: 01 Date de mise en application: 30/03/2022 Page : 1 sur 1
Réf : 1571 / SO - 15 / 2023		Lieu et date : Abidjan le 16/11/2023
Profondeur	53 - 55 m	
Lieu de prélèvement	Porto Novo (BENIN), P8 - PI2	
Méthode d'essai utilisée	Séchage à l'étuve	
Méthode de pré-traitement	Pas de pré-traitement (matériau naturel)	
Date d'exécution de l'essai	Du 30/10/2023 au 03/11/2023	
Lieu de réalisation des essais	LBTP ABIDJAN	
Nature de l'échantillon	SOL	
DESCRIPTION PHYSIQUE ET CARACTERISTIQUE AVANT ESSAIS / NORME ISO 14 688 - 1 DECEMBRE 2017		
LEGERETE : DESCRIPTEUR TERTIAIRE	CHROMA : DESCRIPTEUR SECONDAIRE	TEINTE : DESCRIPTEUR PRINCIPAL
LUMIERE	GRISATRE	GRIS
RESULTATS (Les résultats ne se rapportent qu'à l'objet soumis à l'essai)		
DETERMINATION DE LA TENEUR EN EAU^h / NORME ISO 17 892 - 1 DECEMBRE 2014		
	EPROUVETTE 1	EPROUVETTE 2
MASSE DE L'EAU (g)	53,94	51,48
MASSE DU MATERIAU SEC (g)	139,56	139,92
TENEUR EN EAU (%)	38,7%	36,8%
TENEUR EN EAU MOYENNE (%)	37,7%	
INCERTITUDE ELARGIE % (m/m)	± 0,2	
DESCRIPTION PHYSIQUE ET CARACTERISTIQUE APRES ESSAIS / NORME ISO 14 688 - 1 DECEMBRE 2017		
IDENTIFICATION DU SOL :	SOL FIN PEU SABLEUX	
PLASTICITE :	MOYENNE	
Observations	1. L'échantillon sera détruit après trois mois à compter du 03/11/2023 : date de fin des essais.	
NB: La règle de décision pour le jugement de conformité est le suivant : - Lorsque le résultat de mesure se trouve dans la zone d'acceptation, alors on conclut de la conformité avec un risque de 2,5% dans le cas de spécifications Bilatérale et 5% dans le cas de spécifications unilatérale. - Lorsque le résultat de mesure se trouve en dehors de la zone de conformité, alors on conclut de la non conformité avec un risque de 2,5% dans le cas de spécifications Bilatérale et 5% dans le cas de spécifications unilatérale.		
CHARGE D'ETUDES	CHEF DE DIVISION LABORATOIRE	
 Département Laboratoire BP 03 ABIDJAN 04 Tel : 27 21 23 00 - Fax : 27 21 25 36 71	 LABORATOIRE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS Chef de Division Laboratoire Géotechnique	
le procès verbal (PV) ne doit pas être reproduit, sinon en entier, sans l'autorisation du LBTP. «Fin du Procès-Verbal d'essai»		
LABORATOIRE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS 04 BP 03 ABJ 04 E-mail : lbtp@aviso.ci Téléphone : 21 21 23 00 / 21 21 23 23 Fax : 21 25 33 69		

Annexe 6 : Résultats de la masse des particules solides.

	PROCES VERBAL D'ESSAI	Réf: PR2-SP3/ENG/082 Version: 01 Date de mise en application: 28/03/2022 Page : 1 sur 1		
Réf : 1571/SO-14/2023 Lieu et date : Abidjan le 16/11/2023				
Profondeur	13,5 - 15 m			
Lieu de Prélèvement	Porto Novo (BENIN), P8 - I1			
Date d'exécution de l'essai	Du 30/10/2023 au 03/11/2023			
Nature de l'échantillon	Sol fin peu sableux moyennement plastique			
RESULTATS (Les résultats ne se rapportent qu'à l'objet soumis à l'essai) Masse volumique des particules solides / NORME ISO 17892-3 - DECEMBRE 2015				
Masse volumique des particules solides (ESSAI 1) (t/m3): 2,45 Masse volumique des particules solides (ESSAI 2) (t/m3): 2,45 <table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>Masse volumique des particules solides (Moyenne) (t/m3):</td> <td align="center">2,45</td> </tr> </table>			Masse volumique des particules solides (Moyenne) (t/m3):	2,45
Masse volumique des particules solides (Moyenne) (t/m3):	2,45			
Observations 1. L'échantillon sera détruit après trois mois à compter du 03/11/2023 : date de fin des essais.				
CHARGE D'ETUDES  Département Laboratoire 04 BP 03 ABIDJAN 04 Tél: 27 21 23 00 / 21 21 23 23 Fax: 27 21 25 36 71 AKO RUBEN	CHEF DE DIVISION LABORATOIRE  LABORATOIRE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS Chef de NGORAN BERNABE: Géotechnique			
le procès verbal (PV) ne doit pas être reproduit, sinon en entier, sans l'autorisation du LBTP. «Fin du Procès-Verbal d'essai»				
LABORATOIRE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS 04 BP 03 ABJ 04 E-mail : lbtp@aviso.ci Téléphone : 21 21 23.00 / 21 21 23 23 Fax : 21 25 33 69				

Annexe 7 : Résultats de l'essai œdométrique

	P8-PI1	P8-PI2
Profondeur de prélèvement (m)	13,50 - 15,00	53,00 - 55,00
Nature du sol	Sol	Sol
Indice des vides initial (e_0)	2,36	0,94
Indice des vides (e_f)	2,38	0,94
Contrainte effective verticale (σ'_{vo})	6,00	6,00
Contrainte de préconsolidation (σ'_p) (kPa)	1,80	350,00
Indice de gonflement (C_s)	0,077	0,017
Indice de compression (C_c)	1,533	0,270

Annexe 8 : Résultats de l'essai pressiométrique

SP-P8 :

0,00 – 7,00 m : Vase noirâtre ;
7,00 – 12,00 m : Vase sableuse grisâtre ;
12,00 – 14,00 m : Argile sableuse grisâtre ;
14,00 – 30,00 m : Sable argileux beige ;
30,00 – 43,00 m : Argile sableuse grisâtre ;
43,00 – 52,00 m : Sable argileux beige.

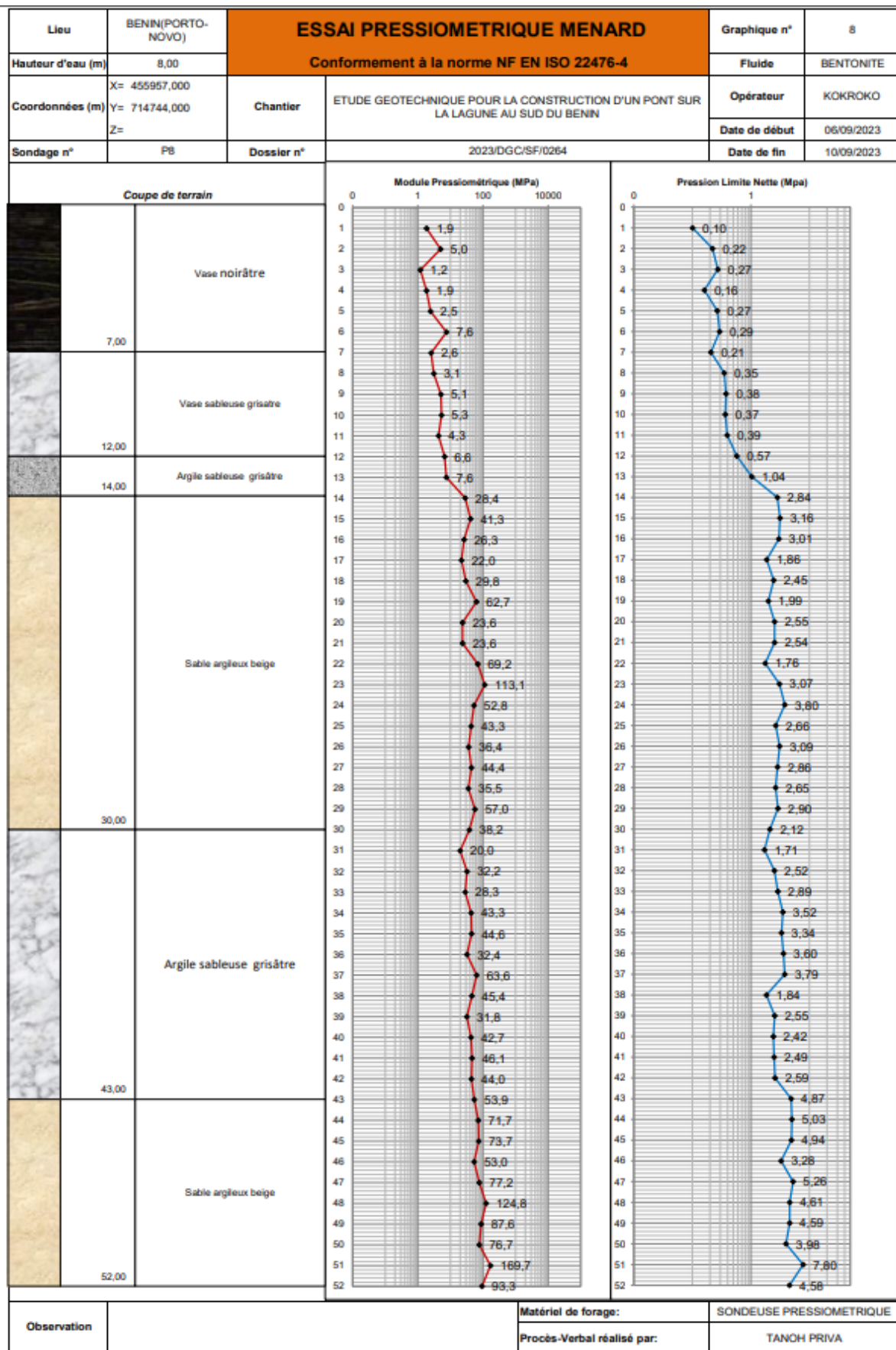
Essai : SP-P8

❖ De 0,00 à 52,00 m

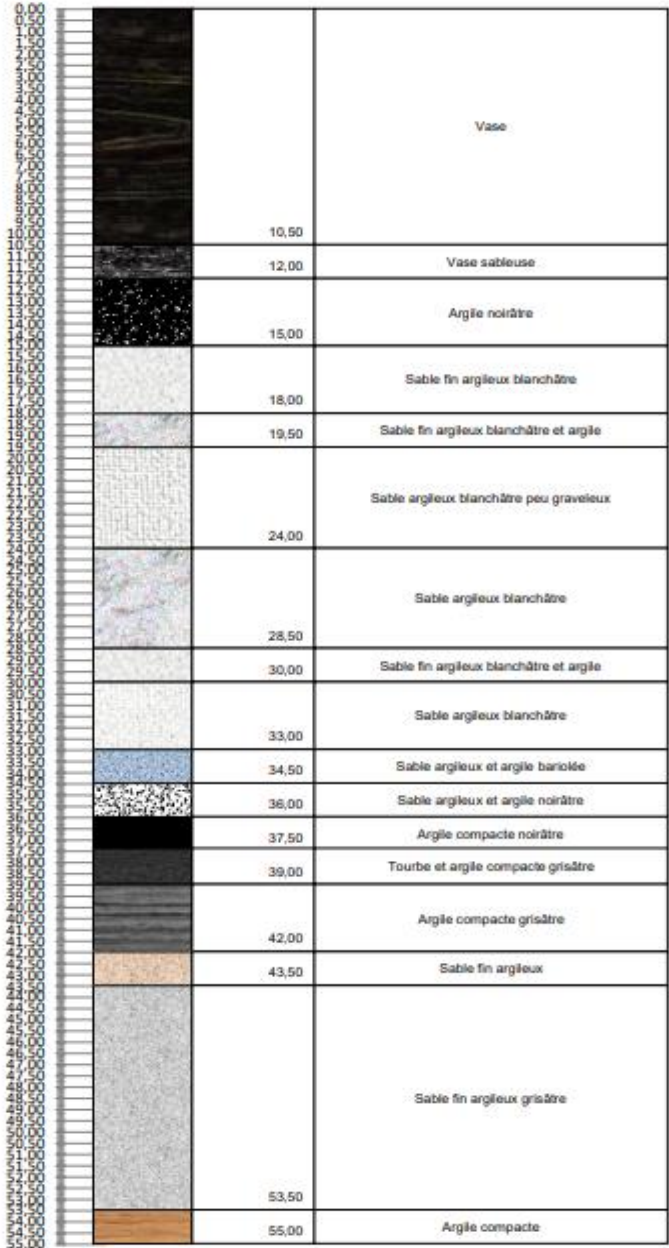
- Pression limite : $0,10 \text{ MPa} \leq P_l \leq 7,80 \text{ MPa}$;
- Module pressiométrique : $1,20 \text{ MPa} \leq E \leq 169,66 \text{ MPa}$;
- Rapport E/P_l : $4,00 \text{ MPa} \leq E/P_l \leq 34,10 \text{ MPa}$;
- Sols de classe 1 à 3, sous consolidé à sur-consolidés.
- $1/2 \leq \alpha \leq 1$.

Appuis	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11
Hauteur d'eau /fond marin(m)	4,90	7,80	7,20	8,50	6,30	8,00	7,80	3,50	2,30

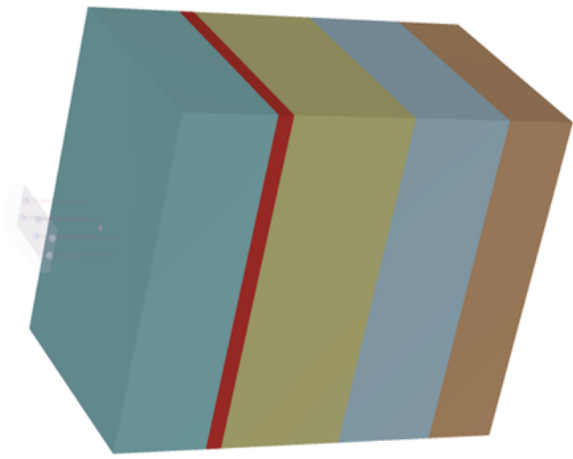
Appuis	P1	P2
Nappe phréatique(m)	0,60	0,60



Annexe 9 : Résultats du sondage carotté

Lieu	BENIN(PORTO NOVO)	SONDAGE CAROTTE EN TERRAIN MEUBLE	Graphique n°	8
Coordonnées (m)	X= 457957,00 Y= 714741,00 Z=		Chantier	ETUDE GEOTECHNIQUE POUR LA CONSTRUCTION D'UN PONT SUR LA LAGUNE AU SUD DU BENIN
			Opérateur	OUIATTARA MOUSSA
Hauteur d'eau (m)	5,50		Date de début	25/06/2023
Sondage n°	P8	2023/DGC/SF/0264	Date de fin	28/06/2023
				
Observation			Matériel de forage	

Annexe 10 : Modélisation PLAXIS_Soil (Sol/Terre)

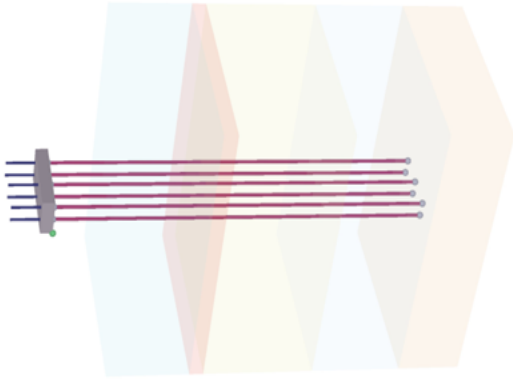


PLAXIS 3D Version 20.0.0.119

PLAXIS	Project description Soil (Sol/Terre) Project filename Comportement_Pile8_corrige.p3d
	Date 11/12/2024 Company M. Henrick Crédo SENOU

C:\Users\User\Desktop\

Annexe 11 : Modélisation PLAXIS_Structures (Charges Verticales)



Project description
Structures (Charges Verticales)

Project filename
Comportement_Pile8_corrige (C ...

Date
10/06/2025

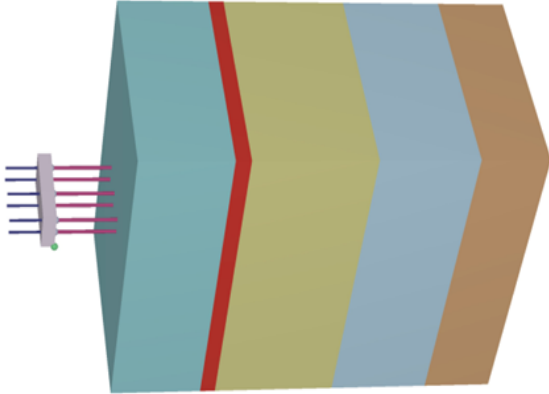
Company
M. Henrick Crédo SENOU

PLAXIS

F:\Dossiers PSI\

PLAXIS 3D Version 20.0.0.119

Annexe 12 : Modélisation PLAXIS_Construction par étapes (Charges Verticales)



Project description
Staged Constructions (Constructions par étapes)

Project filename
Comportement_Pile8_corrige (C ...

Company
M. Henrick Crédo SENOU

Date
10/06/2025

PLAXIS 3D Version 20.0.0.119

PLAXIS

F:\Dossiers PS\

Annexe 13 : Modélisation PLAXIS_Structures (Charges Combinées)



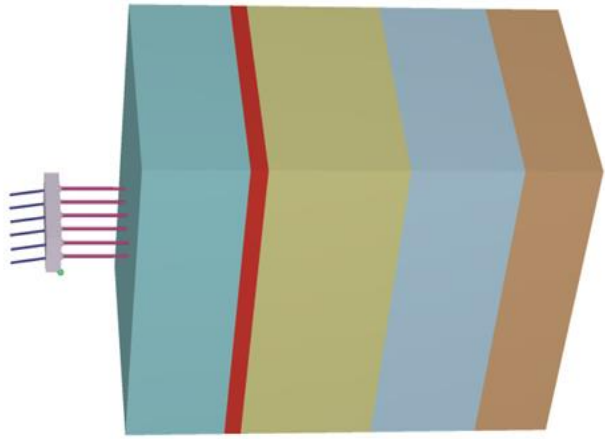
Structures (Charges combinées)	Date 10/06/2025
Project description Structures (Charges combinées)	Company M. Henrick Crédo SENOU
Project filename Comportement_Pile8_corrige (C ...	

PLAXIS 3D Version 20.0.0.119

PLAXIS

C:\Users\user\Desktop\H.A.S. ENGINEERING\

Annexe 14 : Modélisation PLAXIS_Construction par étapes (Charges Combinées)



Project description
Staged Constructions (Constructions par étapes)

Date
10/06/2025

Project filename
Comportement_Pile8_corrige (C ...

Company
M. Henrick Crédo SENOU



C:\Users\user\Desktop\HAS ENGINEERING\

Annexe 15 : Flow Conditions (Conditions d'écoulement d'eau)

