

**ETUDE DES FONDATIONS D'UN BATIMENT DE TYPE R+10 AVEC DEUX NIVEAUX
DE SOUS-SOL SEMI-ENTERRE A ABIDJAN, EN REPUBLIQUE DE COTE D'IVOIRE**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE
DE

MASTER

SPECIALITE : GENIE CIVIL BÂTIMENT ET TRAVAUX-PUBLICS

OPTION : ROUTES ET OUVRAGES D'ART

Présenté et soutenu publiquement le [23 Janvier 2026] par

Lath Alban Benoit M'BOUA (20210327)

**Directeur de mémoire : Dr. Nadjibou ABDOULAYE, Ingénieur TPE MTECT Chercheur
associé au LOMC UMR6294, CNRS Normandie Université France, Professeur
intervenant au sein de l'Institut 2iE**

**Maître de stage : M. Léonce SANKARA, Ingénieur en Génie Civil, Directeur
d'Exploitation**

Structure d'accueil du stage : Africaine de Géotechnique Technologie et Services de Côte
d'Ivoire (AGTS-CI)

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Aly Ngoné NGOM

Membres et correcteurs : Dr. Marie-Thérèse GOMIS MBENGUE

M. Daroche G.NGOUDIMAMBA SAH

Promotion [2025 - 2026]

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère Mère Bras Emilienne MEMEL ;

A mon père Agnero Michel M'BOUA, les sacrifices et les qualités humaines m'ont permis de
vivre ce jour ;

A ma tante You Monique MEMEL et la grande famille M'BOUA et MEMEL

A Madame, OKWARO, Assistant du Directeur Général de Laboratoire du Bâtiment et des
Travaux -Publics (LBTP)

CITATIONS

La géotechnique est l'art de savoir ce qui est sous nos pieds et comment ça va réagir,
Terzaghi

REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont à l'endroit de :

- ✓ Monsieur Mamoudou DOUKOURE, Directeur Général d'AGTS-CI, qui n'a pas hésité un instant à m'accorder le stage ;
- ✓ Monsieur Léonce SANKARA, Directeur d'exploitation d'AGTS-CI mon référent pédagogique, pour son accompagnement ses précieux conseils et sa disponibilité durant mon stage ;
- ✓ Madame Sadiatou OUEDRAOGO, Cheffe du département géotechnique d'AGTS -CI, pour sa confiance en mes capacités et son soutien constant ont été des moteurs essentiels dans la réussite de mon stage ;
- ✓ Monsieur Lénissongui COULIBALY, Directeur d'exploitation d'AGTS de Bénin, pour son accompagnement, ses conseils et pour m'avoir permis de découvrir en profondeur la géotechnique ;
- ✓ L'ensemble du personnel d'AGTS-CI qui m'a accordé du temps pour partager leurs expériences et répondre à toutes mes questions au cours de mes entretiens exploratoires ;
- ✓ Dr, Nadjibou ABDOULAYE, Ingénieur TPE MTECT ; Chercheur associé au LOMC UMR6294, CNRS Normandie Université France : Professeur intervenant au sein de l'Institut 2iE, mon Directeur de mémoire, pour sa disponibilité, son encadrement et son attention à mon égard ;
- ✓ L'Institut International d'Ingénierie de l'eau et de l'Environnement (2iE) représenté par son Directeur Général, prof, El Hadji Bamba DIAW qui n'a ménagé aucun effort afin de nous permettre d'avoir une formation de qualité ;
- ✓ Le département Génie Civil du Bâtiment et Travaux-Publics et le corps professoral de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) pour la formation de qualité reçu,

RESUME

Ce mémoire a été réalisé dans le cadre du Projet de Fin d'Études, en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception en Génie Civil, spécialité Bâtiment et Travaux Publics, Il porte sur l'étude géotechnique et le dimensionnement des fondations d'un immeuble de type R+10 avec deux (02) niveaux de sous-sol, implanté à Cocody Danga, dans la commune d'Abidjan en République de Côte d'Ivoire, L'étude s'inscrit dans le cadre d'une mission géotechnique G2 PRO, conformément aux prescriptions de la norme NF P 94-500 (novembre 2013), et vise à proposer une solution de fondation fiable et adaptée, tenant compte à la fois des caractéristiques géologiques et géomécaniques du sol et des charges transmises par l'ouvrage, Les investigations géotechniques réalisées sur le site, comprenant un sondage carotté (SC1) et deux essais pressiométriques (SP1 et SP2) portés à 40m de profondeur par rapport au terrain naturel, ont permis d'identifier quatre (04) horizons de couches géologiques distincts, Les couches superficielles, caractérisées par une faible compacité, se sont révélées inadaptées à la reprise directe des charges, tandis que les couches profondes présentent des propriétés géomécaniques satisfaisantes, En conséquence, les calculs ont conduit au choix de fondations profondes par pieux forés à la boue, de classe 1 et de catégorie 2, conformément à la norme NF EN 1536, Le dimensionnement a été réalisé à l'aide du logiciel Foxta, en conformité avec les exigences de l'Eurocode 7, et les capacités portantes admissibles ont été vérifiées pour les trois combinaisons de charges réglementaires : ELS quasi-permanent (ELS-QP), ELS caractéristique (ELS-CARAC) et ELU fondamental (ELU-FOND), La solution retenue comprend 13 pieux isolés de diamètres 600 mm et 800 mm, 13 groupes de deux (02) pieux de diamètres 800 mm et 1 000 mm, ainsi que 13 groupes de quatre (04) pieux de diamètre 800 mm, avec des longueurs comprises entre 10 m et 18 m, Les tassements calculés, inférieurs à 1 cm, respectent les critères de serviabilité de l'ouvrage, Le coût global estimatif de la mission G2 PRO, incluant les investigations géotechniques et l'ingénierie, est évalué à 13 519 260 FCFA TTC,

Mots clés :

-
- 1 – Génie civil
 - 2 – Fondations profondes
 - 3 – Essais pressiométrique
 - 4 – Carottage
 - 5 – Bâtiment de type R+10
 - 6 – Pieux

Lath Alban Benoit M'BOUA, Elève Ingénieur Génie Civil BTP– Routes et Ouvrages d'Art

ABSTRACT

This rapport was completed as part of the final year project for the award of a degree in Civil Engineering, specializing in Building and Public Works, It focuses on the geotechnical study and foundation design of a ten-story building (ground floor + 10 floors) with two basement levels, located in Cocody Danga, in the municipality of Abidjan, Republic of Côte d'Ivoire, The study is part of a G2 PRO geotechnical mission, in accordance with the requirements of standard NF P 94-500 (November 2013), and aims to propose a reliable and suitable foundation solution, taking into account both the geological and geomechanical characteristics of the soil and the loads transmitted by the structure, Geotechnical investigations carried out on the site, including a core drilling operation (SC1) and two pressuremeter tests (SP1 and SP2) conducted to a depth of 40 m below the natural ground level, identified four (4) distinct geological strata, The surface layers, characterized by low compaction, proved unsuitable for direct load transfer, while the deeper layers exhibited satisfactory geomechanical properties, Consequently, the calculations led to the selection of deep foundations using bored mud piles, class 1 and category 2, in accordance with standard NF EN 1536, The design was carried out using Foxta software, in compliance with the requirements of Eurocode 7, and the allowable bearing capacities were verified for the three regulatory load combinations: quasi-permanent SLS (SLS-QP), characteristic SLS (SLS-CARAC) and fundamental ULS (ULS-FOND), The selected solution comprises 13 isolated piles with diameters of 600 mm and 800 mm, 13 groups of two (2) piles with diameters of 800 mm and 1000 mm, and 13 groups of four (4) piles with a diameter of 800 mm, with lengths ranging from 10 m to 18 m, The calculated settlements, less than 1 cm, meet the serviceability criteria for the structure, The overall estimated cost of the G2 PRO mission, including geotechnical investigations and engineering, is 13,519,260 FCFA including VAT,

Key words:

-
- 1 – Civil Engineering**
 - 2 – Deep Foundations**
 - 3 – Pressure meter Test**
 - 4 – Core sampling**
 - 5 – Building (ground floor + 10 floors)**
 - 6 – Pile**

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE	: Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
AGTS-CI	: Africaine de Géotechnique Technologie et services- Côte d'Ivoire
APD	: Avant-Projet Définitif
B,A,E,L	: Béton Armé aux Etats Limites
BET	: Bureau d'Etudes Techniques
CEBTP	: Centre Expérimental de Recherche et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics
DAO	: Dossier d'Appel d'Offre
ELS	: Etat Limite de Service
ELU	: Etat Limite Ultime
GPS	: Global Positioning System
GTR	: Guide des Terrassements Routiers
LBTP	: Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics
LCPC	: Laboratoire Central de Ponts et Chaussées
PEI	: Prélèvement d'Echantillons Intacts
SC	: Sondage carotté
SETRA	: Service des Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
SP	: Sondage Pressiométrique
TDR	: Termes De Références
UTM	: Universal Transverse Mercator
WGS	: World Geodetic System

SOMMAIRE

DEDICACES	ii
CITATIONS	ii
REMERCIEMENTS.....	iii
RESUME.....	iv
ABSTRACT	v
LISTE DES ABREVIATIONS	vi
SOMMAIRE	vii
LISTE DES TABLEAUX	x
LISTE DES FIGURES.....	xii
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET	
2	
1.1 Introduction partielle.....	2
1.2 Présentation de la structure d'accueil.....	2
1.3 Présentation du projet	2
1.3.1 Localisation du projet	2
1.3.2 Description du projet	4
1.3.3 Objectif de l'étude	7
1.3.4 Géologie du site	7
1.4 Conclusion partielle	8
CHAPITRE 2 : CADRE THEORIQUE SUR LES FONDATIONS PROFONDES.....	9
2.1 Introduction partielle.....	9
2.2 Classification des différents types de fondations profondes.....	9
2.3 Critère de choix des fondations profondes.....	10
2.4 Critère de Choix et détermination des diamètres de pieux	11
2.5 Capacité portante des pieux	12
2.5.1 Capacité portante d'un pieu isolé	12

2.5.2	Capacité portante d'un groupe de pieu	26
2.6	Vérification de la portance d'un pieu isolé et groupe de pieu	26
2.7	Contrôle de la contrainte de compression d'un pieu en béton	27
2.7.1	Vérification de la contrainte du béton à l'ELU	28
2.7.2	Vérification de la contrainte du béton à l'ELS	28
2.7.3	Tassement d'un pieu isolé et groupe de pieux	29
2.8	Conclusion partielle	31
CHAPITRE 3 : MATERIELS ET METHODES		32
3.1	Introduction partielle.....	32
3.2	Matériel.....	32
3.2.1	Matériel mobilisé pour les sondages et essais in situ.....	32
3.2.2	Logiciel de traitement des données et de dimensionnement.....	33
3.3	Méthodologie d'investigation géotechnique du site	36
3.3.1	Programme de reconnaissances	36
3.3.2	Réalisation des sondage et essais in situ et en laboratoire	37
3.4	Méthodologie de dimensionnement	44
3.5	Conclusion partielle	45
CHAPITRE 4 : RESULTATS DE L'ETUDE		46
4.1	Introduction partielle.....	46
4.2	Nature des sols traversé.....	46
4.2.1	Caractéristique géomécaniques des sols traverses.....	47
4.3	Hydrogéologie des sol traversés	57
4.4	Résultat des essais en laboratoire	57
4.5	Résultats des essais In-Situ.....	58
4.5.1	Modèle géotechnique retenu.....	58
4.6	Dimensionnement et préconisation de l'exécution des fondations.....	59
4.6.1	Dimensionnement des fondations de l'ouvrage.....	59
4.6.1	Vérification de la portance d'un pieu isolé et groupe de pieu	74
4.6.2	Disposition constructive des fondation et estimation du cout de l'étude géotechnique	79
4.7	Conclusion partielle	81



CONCLUSION GENERALE	82
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	84
ANNEXES.....	i

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Récapitulatif des charges transmises par les poteaux aux fondations.....	6
Tableau 2-1 : Classification et catégories de pieux (NF P94-262).....	10
Tableau 2-2 : les facteurs influençant le bon choix de pieux	11
Tableau 2-3 : Valeur du paramètre $\alpha_{\text{pieu}} - \text{sol}$ pour la méthode pressiométrique [6]	17
Tableau 2-4 : Valeur des paramètres a, b et c pour la méthode pressiométrique (p_l^* et f_{sol} en Mpa)	18
Tableau 2-5 ; Valeurs maximales du frottement axial unitaire limite $q_s - \text{max}$ pour les méthodes pressiométrique et pénétrométrique	19
Tableau 2-6 : Valeur du facteur de portance pressiométrique $K_{p\text{max}}$ pour un encastrement relatif $DefB \geq 5$	22
Tableau 2-7 : facteur partiel de résistance (γ_R)	23
Tableau 2-8 : coefficients de pondération appliqué sur le thème de frottement et de pointe.....	23
Tableau 2-9 : coefficients du modèle $\gamma_{Rd, 1}$ et $\gamma_{Rd, 2}$	24
Tableau 2-10 : Coefficients applicables à la détermination de la résistance caractéristique de compression du béton, coulis au mortier (NF P94-262)	28
Tableau 2-11 : Les paramètre de calcul des pentes $K\tau$ et Kq	30
Tableau 2-12 : mise en œuvre des pieux	31
Tableau -3-1 : Modules du logiciel Foxta	35
Tableau -3-2 : Résultats des essais laboratoire.....	44
Tableau 4-1 : Résultats de sondage carotté	46
Tableau 4-2 : Résultats de la couche 1 des essais pressiométriques	47
Tableau 4-3 : Résultats de la couche 2 des essais pressiométriques	49
Tableau 4-4 : Résultats de la couche 3 des essais pressiométriques	51
Tableau 4-5 : Résultats de la couche 4 des essais pressiométriques	53
Tableau 4-6 : Profil de sol géotechnique de conception de fondations.....	58
Tableau 4-7 : coefficients de combinaison des actions variable d'accompagnement.....	61
Tableau 4-8 : Résultats des combinaisons de charges.....	62
Tableau 4-9 : Capacité portantes des pieux isolés.....	64
Tableau 4-10 : capacité portante des groupes de pieux à l'ELS – quasi-permanente.....	68
Tableau 4-11 : Capacité portante des groupes de pieux à l'ELS – caractéristique	69
Tableau 4-12 : Capacité portante des groupes de pieux à ELU-Fondamental	70
Tableau 4-13 : tassement des pieux isolés sous poteaux à L'ELS-QP.....	72

Tableau 4-14 : tassement des groupes de pieux à L'ELS-QP	73
Tableau 4-15 : Vérification de la capacité portante des pieux isolés	75
Tableau 4-16 : Vérification de la capacité portante des groupes de pieux.....	76
Tableau 4-17 : vérification de la contrainte du béton à L'ELU	77
Tableau 4-18 : vérification de la contrainte du béton à ELS.....	78
Tableau 4-19 : disposition constructive de la semelle.....	80
Tableau 4-20 : disposition constructive de la semelle.....	80

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Carte de situation de la ville d'Abidjan.....	3
Figure 1-2 : Image illustrative du projet étudié.....	4
Figure 1-3 : Schéma de répartition des charges des poteaux sur les fondations	5
Figure 1-4 : situation de la zone de projet sur la carte géotechnique d'Abidjan (LBTP 1986)	7
Figure 2-1 : Courbe de charge enfoncement d'une fondation profonde isolée	14
Figure 2-2 : Choix de Ab et P pour un pieu de section non circulaire [6].....	15
Figure 2-3 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre [6]	21
Figure 2-4 : Organigramme de calcul de la capacité portante d'un pieu	25
Figure 2-5 : Lois de Mobilisation de Franck et Zhao (6)	29
Figure 3-1:Matériel ERD et pressiomètre	33
Figure 3-2 : Implantation des points de sondages (Source Google Earth).....	37
Figure 3-3 : Schéma principe du sondage carotté	38
Figure -3-4 : Schéma de principe de l'essai pressiométrique de Ménard	39
Figure 3-5 : courbe pressiométrique corrigée	41
Figure 3-6:Courbe de fluage pressiométrique	42
Figure 4-1 : Histogrammes des pressions limites nettes Pl^* de la couche 1	48
Figure 4-2 : Histogramme des pressions de fluage Em de la couche 1	48
Figure 4-3 : Histogramme des pressions de fluage Pf^* de la couche 1	49
Figure 4-4 : Histogramme des modules de Ménard Pl^* de la couche 2	50
Figure 4-5 : Histogramme des modules de Ménard Em de la couche 2.....	50
Figure 4-6 : Histogramme des pressions de fluage Pf^* de la couche 2.....	50
Figure 4-7 : Histogramme des pressions limites nettes Pl^* de la couche 3	52
Figure 4-8 : Histogramme des modules de Menard Em de la couche 4.....	52
Figure 4-9 : Histogramme des pressions de fluage Pf^* de la couche 3.....	53
Figure 4-10 : Histogramme des pressions limites Pl^* de la couche 4.....	54
Figure 4-11 : Histogramme des modules pressiométriques Em de la couche 4.....	55
Figure 4-12 : Histogramme des pressions de fluage (Pf^*) de la couche 4	56
Figure 4-13 : Critère de calcul de la résistance structurale sur Foxta (module Fondprof).....	63
Figure 4-14 : Définition des couches de sol (module Fondprof)	64
Figure 4-15 : Modélisation de groupe de pieu (module Groupie).....	66
Figure 4-16 : Courbe de tassement, de frottement, d'efforts totaux et de contraintes de sol (cas du pieu 800mm de Longueur 17m) dans le module Taspie, ...	71



Figure 4-17 : disposition des pieux isolés et groupe de pieux 79

INTRODUCTION

Dans le cadre de notre formation d'ingénieur de conception en génie civil, un stage de fin d'études a été effectué au sein d'AGTS-CI, une entreprise spécialisée dans les études géotechniques, les investigations de sol, les essais de laboratoire, le contrôle technique des matériaux. Ce stage s'est déroulé à Abidjan, capitale économique de la République de Côte d'Ivoire, une ville en pleine mutation urbaine, marquée par une croissance rapide du secteur immobilier, notamment dans les domaines résidentiel et tertiaire. Toutefois, cette dynamique de construction a été assombrie ces dernières années par une série d'effondrements d'immeubles, souvent causés par des défaillances structurelles et des insuffisances dans la conception des fondations. Parmi les incidents les plus marquants, on peut citer l'effondrement d'un immeuble à Cocody en mars 2021 et celui survenu à Treichville en février 2022 [1], ayant entraîné des pertes en vies humaines et suscité une forte émotion au sein de la population. Ces événements ont mis en évidence les lacunes techniques et réglementaires qui persistent dans le domaine de la construction. Face à cette situation alarmante, les autorités ivoiriennes ont réagi en renforçant le cadre réglementaire du secteur du bâtiment. Ces mesures incluent : la création d'une brigade de contrôle technique, Le recours obligatoire d'une étude géotechnique de sol tout projet de bâtiment excédant R+2. C'est dans ce contexte que ce stage de fin d'études dont le thème est : « **Étude des fondations d'un bâtiment R+10 avec deux niveaux de sous-sol semi-enterré à Abidjan, en République de Côte d'Ivoire** » a été réalisé. L'objectif du présent mémoire est de conduire le processus de dimensionnement des fondations d'un bâtiment résidentiel dans le cadre d'une mission d'ingénierie géotechnique. Pour atteindre les objectifs de ce projet, une démarche méthodique a été adoptée, articulée autour des points principaux :

Reconnaissance du site de projet ; choix et dimensionnement des fondations retenues ; préconiser l'exécution des fondations ; évaluer le coût de la mission d'ingénierie et de l'investigation géotechnique,

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET

1.1 Introduction partielle

Ce chapitre présente le cadre général de l'étude géotechnique, Il introduit la structure d'accueil, le projet étudié, sa localisation, ses caractéristiques principales ainsi que le contexte géologique du site, éléments indispensables à la compréhension des analyses développées par la suite,

1.2 Présentation de la structure d'accueil

Créée en 2001, AGTS CI (Africaine de Géotechnique Technologie et de Services - Côte d'Ivoire) est une société de droit ivoirien et une filiale du groupe APAVE International, Le bureau d'Abidjan dirigé par Monsieur Mamoudou DOUKOURE intervient principalement en Côte d'Ivoire, Ghana, Libéria, Benin, Burkina Faso,

AGTS CI est structurée autour de trois pôles techniques principaux : un pôle sondages et ingénierie géotechnique, un pôle auscultations, mesures et instrumentations, et un pôle laboratoire, Cette organisation permet à l'entreprise de mener des missions complètes allant de la reconnaissance des sols aux auscultations, mesures et l'instrumentation en passant par le contrôle qualité des matériaux, La structuration d'AGTS CI lui permet de prendre en charge les aspects géotechniques dans toutes les phases d'un projet de construction, depuis les études initiales jusqu'à la phase de réalisation sur le terrain,

1.3 Présentation du projet

1.3.1 Localisation du projet

Le site d'implantation du projet se situe à Abidjan, dans la commune de Cocody précisément à Cocody Danga, au cœur d'un environnement urbain caractérisé par une forte densité résidentielle, la présence de bâtiments importants, la proximité d'axes routiers majeurs, ainsi que celle de cours d'eau significatifs, Cette configuration géographique et urbaine, typique de la ville d'Abidjan, engendre des contraintes géotechniques spécifiques, notamment la présence fréquente d'une nappe phréatique peu profonde, des sols argileux à forte plasticité susceptibles de provoquer des tassements différentiels, ainsi que des risques d'instabilité lors des travaux de fouille,

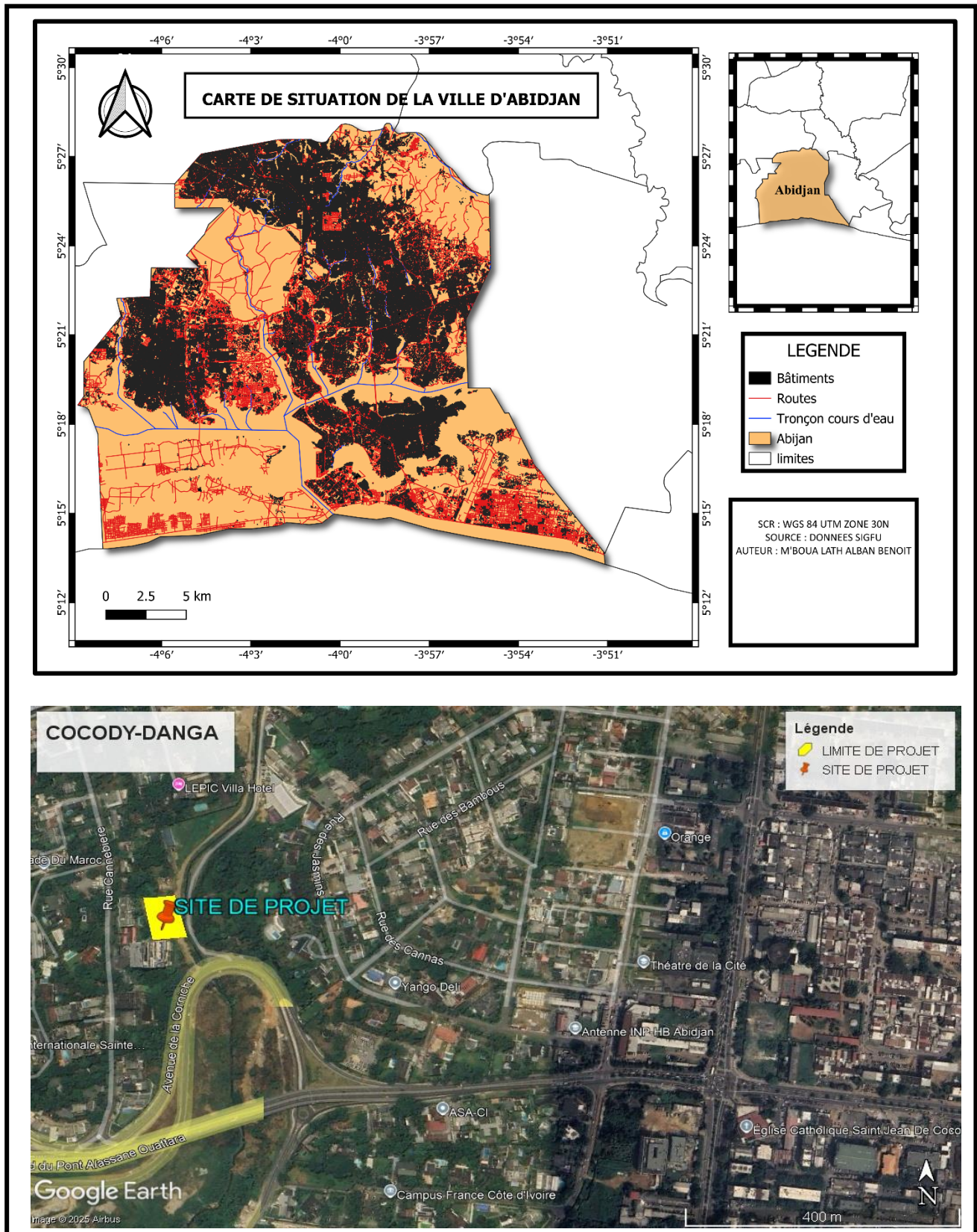


Figure 1-1 : Carte de situation de la ville d'Abidjan

1.3.2 Description du projet

Le projet concerne la construction d'un bâtiment à usage d'habitation, implanté sur un site d'environ 3 500 m² situé en zone urbaine, L'ouvrage comprend un rez-de-chaussée, dix étages en superstructure (R+10), ainsi que deux niveaux de sous-sols destinés principalement au stationnement des véhicules et à l'aménagement de locaux techniques,

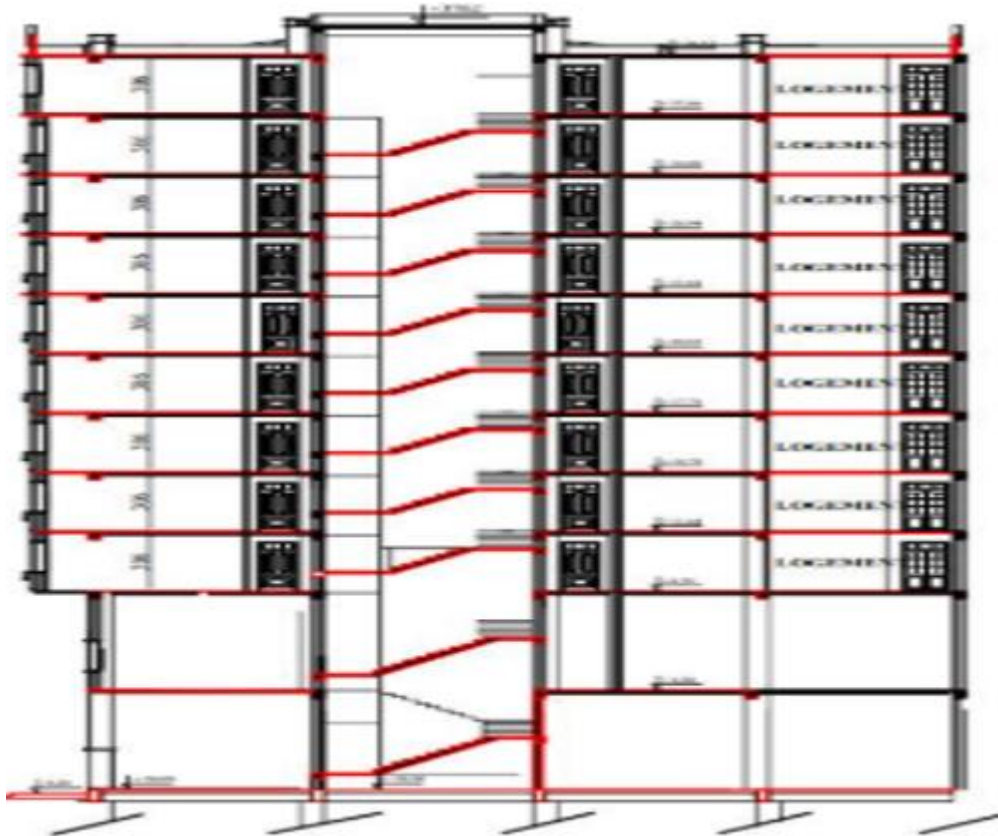


Figure 1-2 : Image illustrative du projet étudié

1.3.2.1 Données structurelles

► Charges structurelles transmises aux fondations

Les charges transmises aux fondations notamment les poids propres, les charges permanentes, les charges d'exploitation ainsi que les efforts horizontaux dus aux effets du vent sur la superstructure ont été déterminées par le Bureau d'Études Techniques BECO Africa, Ces charges, exprimées en kN et issues des poteaux porteurs, sont illustrées à la figure (1-3) et présentées de manière détaillée dans le tableau (1-1) ci-dessous,

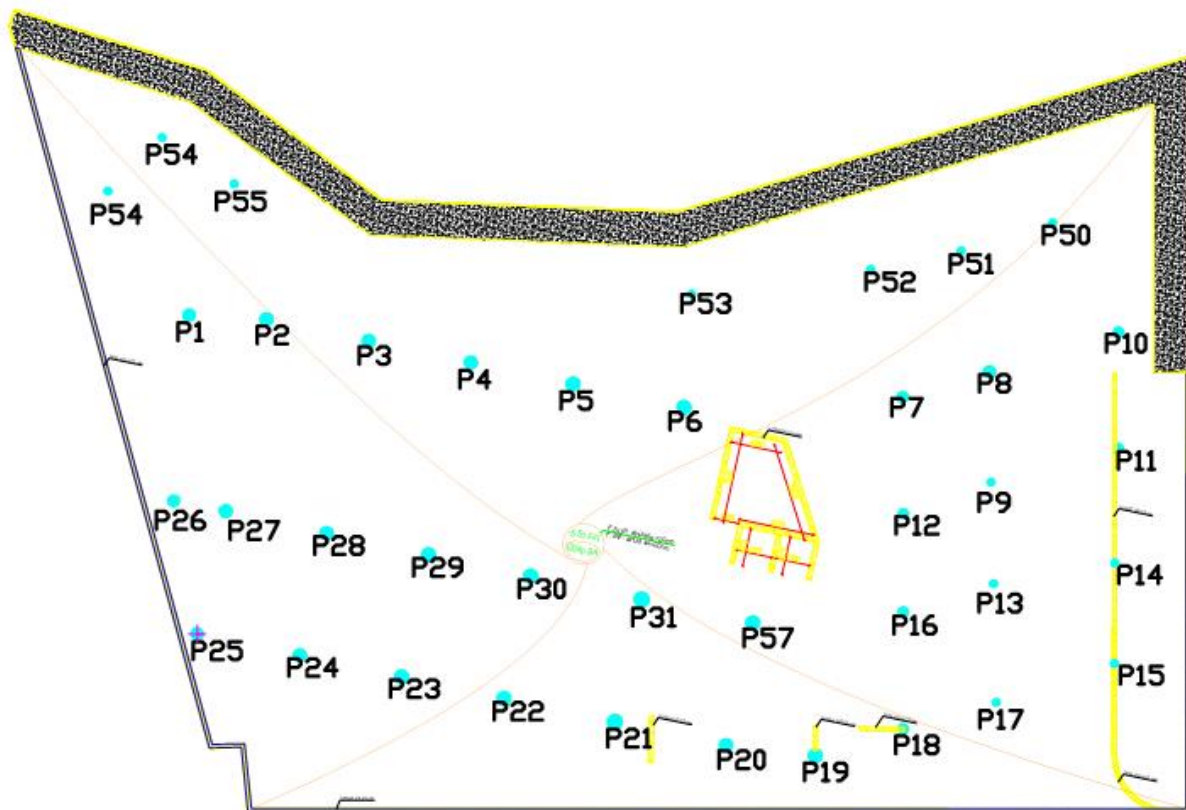


Figure 1-3 : Schéma de répartition des charges des poteaux sur les fondations

Tableau 1-1 : Récapitulatif des charges transmises par les poteaux aux fondations

POTEAUX	POIDS PROPRES					CHARGES PERMANANTES					CHARGES D'EXPLOITATIONS				
	N	Mx	My	Vx	Vy	N	Mx	My	Vx	Vy	N	Mx	My	Vx	Vy
P1	1648,24	42,56	7,47	25,23	2,55	1000,64	23,49	3,69	14,28	1,37	747,67	19,44	2,26	11,4	0,28
P2	2195,42	19,88	40,43	12,78	25,49	1333,85	9,8	17,67	5,86	10,67	1039,88	10,51	18,34	6,88	11,72
P3	2892,22	8,7	63,48	5,27	41,97	1758,55	4,33	27,68	2,56	17,4	1397,39	4,59	30,27	2,8	20,37
P4	3051,05	5,05	60,52	3,22	39,56	1790,81	0,16	25,83	0,07	16,02	1448,44	1,59	28,63	1,09	19
P5	3279,79	1,25	55,27	1,3	35,9	1815,31	5,55	22,35	2,92	14,13	1535,84	3,8	24,82	1,91	16,43
P6	2905,02	2,96	35,3	0,96	19,09	1470,43	10,4	10,18	7,36	5,39	1302,13	10,3	9,59	7,66	4,64
P7	2322,01	10,65	27,48	10,07	15,5	1245,76	2,68	5,43	0,56	2,96	1084,46	1,32	6,15	3,04	3,2
P8	2568,92	12,58	21,67	5,14	10,84	1381,83	6,51	7,13	3,21	3,58	1237,44	4,15	6,97	1,09	2,96
P9	139,4	26,65	17,95	4,17	26,04	91,08	8,86	5,78	0,42	8,96	58,41	9,52	5,39	3,24	6,7
P10	1270,2	40,02	18,32	28,19	12,01	767,9	16,44	7	11,37	4,63	584,89	20,72	8,48	14,85	5,7
P11	1688,64	34,83	0,94	23,36	3	870,73	12,88	0,91	8,55	1,48	744,24	16,82	1,61	11,54	2,25
P12	1800,86	30,91	11,55	19,58	5,87	866,43	4,57	2,12	3,22	0,98	771,15	4,57	2,12	3,22	0,98
P13	678,95	30,89	0,36	75,22	79,98	206,21	10,08	0,45	22,52	32,95	239,38	11,23	0,25	26,31	32,91
P14	628,44	25,57	1,19	8,63	7,91	260,59	10,42	0,33	21,43	16,98	270,99	11,48	0,44	22,28	18,03
P15	527,84	22,38	3,08	51,12	83,45	218,11	9,09	1,4	22,59	35,15	222,84	9,79	1,45	22,58	37,35
P16	2282,31	33,62	0,75	21,85	2,9	1116,7	6,9	0,6	4,9	1,02	1024,23	7,89	2,94	5,77	3,06
P17	615,62	28,85	4,15	72,06	93,71	225,23	10,55	1,45	24,14	34,79	267,83	12,27	1,47	30,47	37,41
P18	2103,64	24,7	23,21	17,65	15,91	1042,49	8,26	7,05	6,04	4,85	971,02	9,89	9,59	7,47	6,93
P19	2117,32	14,56	51,23	9,68	35,68	1045,49	5,36	17,37	3,6	12,21	928,7	5,38	21,22	3,74	15,4
P20	2243,58	17,2	52,77	11,32	36,51	1130,72	7,15	17,6	4,56	12,32	971,74	8,32	21,38	5,57	15,48
P21	3959,32	16,08	57,24	9,5	40,74	1974,3	8,62	20,56	4,99	14,52	1785,53	8,77	25,91	5,14	19,09
P22	3425,17	3,42	56,75	1,83	40,16	1815,38	3,38	23,81	1,92	16,57	1596,62	2,36	27,6	1,23	19,98
P23	3303,09	5,09	50,47	2,43	34,54	1808,59	1,56	23,91	0,7	16,2	1547,8	1,91	24,95	0,79	17,44
P24	3129,77	31,61	48,26	19,59	33,06	1794,33	15,15	21,75	9,32	14,44	1498,66	15,27	24,13	9,5	16,95
P25	1121,05	56,37	32,48	36,69	21,41	602,03	26,3	14,3	17,07	9,25	483,73	26,73	15,42	17,54	10,31
P26	1891,82	87,83	38,31	54,85	24,4	915,18	43,9	18,07	27,52	11,33	801,43	39,67	17,39	24,81	11,13
P27	3046,55	51,46	19,45	32,94	12,43	1734,45	25,92	8,77	16,15	5,17	1384,02	25,6	9,04	16,65	5,76
P28	4470,03	19,82	5,58	11,66	1,33	2615,32	10,23	2,14	6,12	0,4	2105,64	9,77	1,72	5,7	0,26
P29	4696,31	3,39	0,47	1,79	1,85	2550,03	1,6	1,11	1,03	2,16	2175,82	0,56	0,76	0,2	1,41
P30	4947,7	4,38	3,28	1,85	3,87	2558,6	8,76	2,21	4,86	2,42	2249	5,84	3,05	3,05	2,9
P31	5158,49	27,43	10,46	19,22	10,91	2466,75	20,63	8,06	13,07	6,45	2325,14	21,7	11,28	14,29	9,2
P50	442,49	0,72	23,32	0,16	15,91	489,35	1,36	10,89	0,75	7,41	268,62	0,79	12,33	0,3	8,62
P51	436,92	10,96	34,97	8,27	22,73	469,91	4,58	15,06	3,44	9,85	262,24	6,13	17,05	4,72	11,35
P52	622,25	11,73	46,25	5,99	32,66	636,48	8,37	15,69	4,89	11,32	371,26	6,04	21,24	2,89	15,78
P53	451,81	17,77	67,67	13,73	43,11	549,64	3,4	24,02	3,13	15,52	284,75	6,64	26,87	5,8	17,7
P54	334,41	1,15	17,04	0,52	13,05	418,99	1,18	6,71	0,63	5,22	209,19	0,72	9,38	0,35	7,44
P55	343,35	8,29	42,51	7,55	28,28	435,01	2,5	19,97	2,59	13,32	218,24	4,68	20,62	4,33	14,07
P57	2062,7	14,15	7,08	8,51	1,35	1046,73	6,88	4,99	4,15	4,88	877,52	6,87	8,68	4,14	8,17

► Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul retenues ci-après constituent le cadre de référence de l'analyse géotechnique et structurelle des fondations, Elles ont été définies afin de simplifier le modèle de calcul tout en garantissant une représentation réaliste du comportement du pieu sous les charges appliquées,

- ✓ Structure en béton armé ;
- ✓ Résistance caractéristique du béton : $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- ✓ Le pieu est en béton et présente une section circulaire pleine ;
- ✓ Le chargement appliqué sur le pieu est supposé de longue durée ;
- ✓ La liaison entre le pieu et la semelle est considérée comme encastree ;
- ✓ Le déplacement libre du sol selon la profondeur, noté $g(z)$, n'est pas pris en compte dans l'analyse,

1.3.3 Objectif de l'étude

La mission d'ingénierie géotechnique réalisée dans le cadre de ce projet est une conception en phase projet G2PRO, conformément à la classification des missions géotechniques définie par la norme NF P 94-500 voir annexe 3,

1.3.4 Géologie du site

D'un point de vue géologique, la carte géotechnique de la ville d'Abidjan et de ses environs situe le projet dans les sables argileux lessivés des dépressions des hauts plateaux datant du quaternaire actuel et récent, Toutefois, la proximité lagunaire occasionne la présence de matériaux résultants de la sédimentation et de l'érosion, Il est également possible de rencontrer des matériaux provenant des activités humaines et/ou d'urbanisation (déchets, remblais),

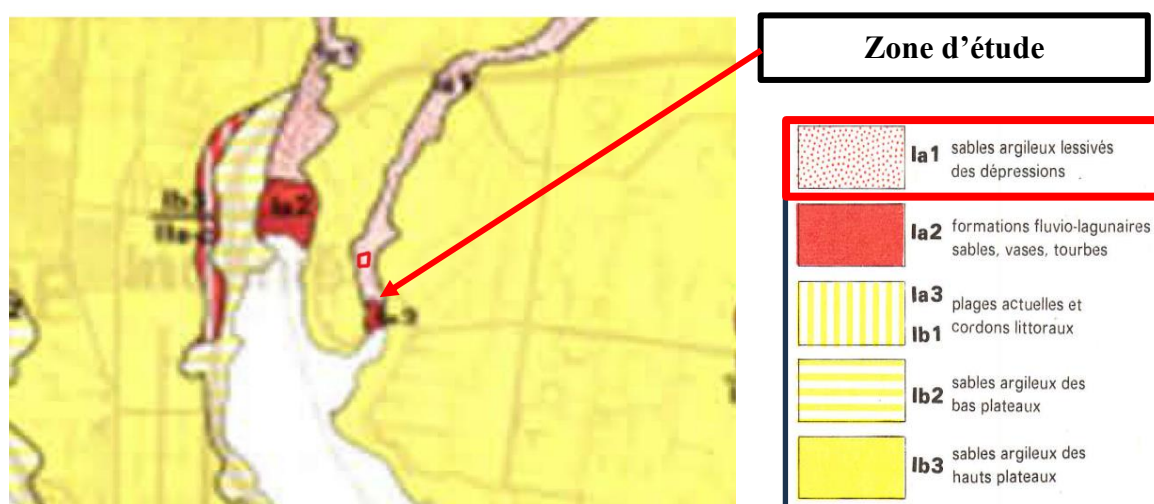


Figure 1-4 : situation de la zone de projet sur la carte géotechnique d'Abidjan (LBTP 1986)

Lath Alban Benoit M'BOUA, Elève Ingénieur Génie Civil BTP–Routes et Ouvrages d'Art



1.4 Conclusion partielle

Ce chapitre a permis de définir le contexte technique et géologique du projet, Les caractéristiques de l'ouvrage, les charges appliquées aux fondations et la nature des sols mettent en évidence la nécessité d'une étude géotechnique approfondie, qui sera développée dans les chapitres suivants,

CHAPITRE 2 : CADRE THEORIQUE SUR LES FONDATIONS PROFONDES

2.1 Introduction partielle

Ce chapitre présente les bases théoriques relatives aux fondations profondes, Il aborde leur classification, les critères de choix, les méthodes de calcul de la capacité portante ainsi que les principes de justification aux états limites, Les approches normatives issues de l'Eurocode 7 et de la norme NF P 94-262 sont également développées afin de fournir le cadre méthodologique nécessaire aux calculs géotechniques du projet,

2.2 Classification des différents types de fondations profondes

Les fondations profondes peuvent être regroupées en deux grandes catégories, en fonction de leur mise en œuvre sur le sol :

- ✓ Les fondations profondes à refoulement de sol : cette catégorie comprend principalement les pieux battus et les pieux foncés, Leur installation s'accompagne d'un déplacement latéral du sol, entraînant sa compression,
- ✓ Les fondations profondes sans refoulement de sol : il s'agit des pieux forés et des puits, Leur exécution s'effectue par substitution du sol, ce qui engendre un remaniement et une décompression du terrain environnant,
- ✓ D'un point de vue normatif, la classification des pieux selon leur méthode de mise en œuvre est définie dans la norme NF P94-262, issue de l'Eurocode 7, Le Tableau (2-1) présente cette classification de manière détaillée [6],

Tableau 2-1 : Classification et catégories de pieux (NF P94-262)

Classe	Catégorie	Technique de mise en œuvre	Abréviation	Norme de référence
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)	FS	NF EN 1536
	2	Foré boue (pieux et barrettes)	FB	
	3	Foré tubé (virole perdue)	FTP	
	4	Foré tubé (virole récupérée)	FTR	
	5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	FSR,FBR,PU	
2	6	Foré à tarière creuse simple rotation, ou double rotation	FTC, FTCD	NF EN 1536
3	7	Vissé moulé	VM	NF EN 12699
	8	Vissé tubé	VT	
4	9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	BPF, BPR	NF EN 12699
	10	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	BE	
	11	Battu moulé	BM	
	12	Battu acier fermé	BAF	
5	13	Battu acier ouvert	BAO	NF EN 12699
6	14	Profilé H battu	HB	NF EN 12699
	15	Profilé H battu injecté	HBi	
7	16	Palplanches battues	PP	NF EN 12699
1 bis	17	Micropieu type I	M1	NF EN 12699
	18	Micropieu type II	M2	NF EN 12699
8	19	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	PIGU, MIRS	NF EN 1536 /14199/12699
	20	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	PIRS, MIRS	

2.3 Critère de choix des fondations profondes

Plusieurs techniques sont connues dans la réalisation des fondation profonde (pieux), On distingue plusieurs familles :

- Pieux enfoncés dans le sol (préfabriqués) ou forés (coulés en place) ;
- Avec ou sans extraction du sol ;

Selon le matériel qui le compose (aciers, béton Armé, béton précontraint et bois) ;

Beaucoup de critères influencent le choix de la bonne technique de réalisation de pieu :

- ✓ Le type du chantier ;
- ✓ Les caractéristiques des sols ;

- ✓ La présence de cavités ;
- ✓ La présence ou absence de nappe phréatique ;
- ✓ Les dimensions du pieu ;
- ✓ Présence de constructions voisines ;
- ✓ Le nombre de pieux à réaliser ;
- ✓ Le matériel que dispose l'entreprise de fondations spéciales ;
- ✓ Le temps de réalisation et le coût,

Tableau 2-2 : les facteurs influençant le bon choix de pieux

Type de pieux	Sol non cohérent (Sable)	Sol cohérent (Argile)	Sol très dur	Présence d'eau	Respect de l'environnement (Centre-ville)	Grande profondeur	Ferraillage toute hauteur
Préfabriqué	1	1	3	1	3	3	1
Forés simple	3	1	1	3	1	1	1
Tubés	1	1	2	1	2	1	1
A la boue	1	1	1	1	1	1	1
A la tarière creuse	2	1	3	1	1	1	3
Pilonnés	1	1	3	1	3	2	2

1 : Solution qui convient

2 : Solution éventuellement possible

3 : Solution à bannir

2.4 Critère de Choix et détermination des diamètres de pieux

- Le choix des diamètres des pieux a été effectué en tenant compte des charges appliquées, des caractéristiques géotechniques du sol,
- La détermination des diamètres des pieux se fonde sur la relation établie par Calgaro, selon laquelle le diamètre doit satisfaire la condition suivante : $600 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 2500 \text{ mm}$,

2.5 Capacité portante des pieux

2.5.1 Capacité portante d'un pieu isolé

2.5.1.1 Méthodes de calcul

Conformément aux exigences de l'Eurocode 7, trois (03) méthodes de calcul peuvent être utilisées pour déterminer ces valeurs caractéristiques qui sont :

- ❖ Méthode basée sur des essais de pieux [3]

Cette méthode repose sur des essais de chargement statique ou des essais dynamiques (par impact) réalisés directement sur site, sur des pieux identiques à ceux projetés (en termes de géométrie, procédé de mise en œuvre et conditions de sol), Elle permet d'estimer la résistance caractéristique en appliquant des coefficients de réduction aux résultats mesurés lors de ces essais, Cette approche est considérée comme la plus directe et fiable, notamment pour les projets présentant des enjeux élevés,

- ❖ Procédure du pieu modèle [3]

Cette méthode suit une logique similaire à la précédente, mais sans réalisation d'essais de chargement, Elle s'appuie sur les résultats d'un ou plusieurs sondages de sol réalisés sur le site (par exemple, essais pressiométriques ou pénétrométriques), qui fournissent des profils géotechniques permettant d'évaluer $R_{c;k}$; $R_{s;k}$, La capacité portante est alors calculée à l'aide d'un modèle de calcul validé (empirique ou semi-empirique), dont la fiabilité repose sur des expériences antérieures dans des contextes géotechniques comparables,

- ❖ Procédure du modèle de terrain

La procédure du modèle de terrain consiste à estimer la valeur de portance d'un pieu en s'appuyant sur un modèle géotechnique représentatif du site, Ce modèle intègre les caractéristiques des différentes couches de sol rencontrées, ainsi que leurs paramètres géomécaniques, À partir de ces données, il est possible de déterminer la résistance du pieu, à la fois en pointe ($R_{b;k}$) et par frottement latéral ($R_{s;k}$),

2.5.1.2 Choix de méthode de calcul

Le choix de méthode de calcul dépend principalement du niveau d'investigation géotechnique

réalisé, ainsi que des données disponibles,

Dans le cadre de notre projet, l'évaluation de la capacité portance sera effectuée selon la méthode du modèle de terrain, en se basant sur les résultats des essais pressiométriques, conformément aux procédures de calcul définies par l'Eurocode 7, comme illustré ci-dessous :

2.5.1.2.1 Notion de charge limite (R_d)

Une fondation profonde chargée axialement en tête par une charge Q , Au moment de la rupture, la charge la limite R_d est équilibrée par les réactions limites du sol suivantes :

- Résistance unitaire du sol sous la pointe q_b , conduisant à la charge limite de pointe

$$R_b = A_b , q_b \text{ avec } A_b \text{ l'aire de la pointe ;}$$

- Résistance due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu :

$R_s = \sum A_i , q_{si}$ avec q_{si} et A_i respectivement le frottement axial unitaire limite et l'aire du fût du pieu dans la couche (i),

On à :

- Pour une fondation profonde travaillant en compression $R_d = R_s + R_b$
- Pour une fondation profonde travaillant en traction : $R_d = R_s$

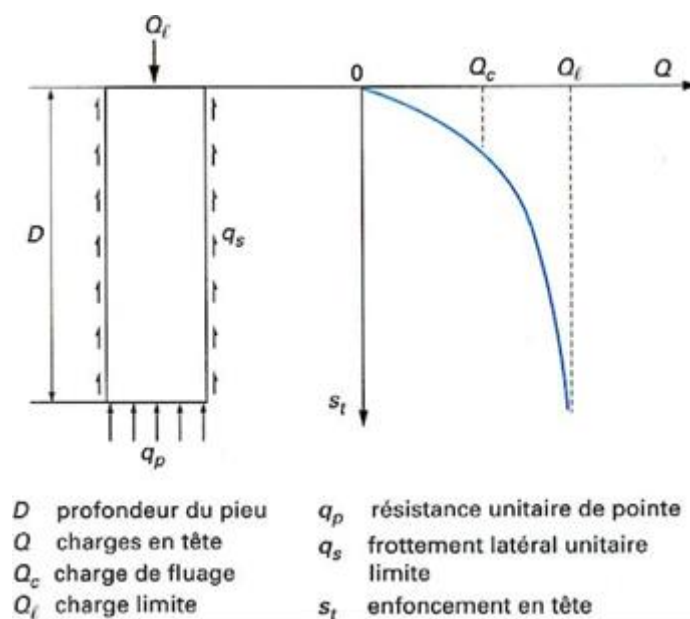


Figure 2-1 : Courbe de charge enfoncement d'une fondation profonde isolée

La courbe représentant la charge appliquée au pieu en fonction de l'enfoncement présente une partie sensiblement linéaire se limitant à une charge $R_{c;cr,k}$ appelée charge critique de fluage (Figure 2-1), Pour les charges supérieures à $R_{c;cr,k}$ l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, à charge constante, Les nombreux essais de chargement de pieux en vraie grandeur ont permis d'établir des corrélations entre la charge critique de fluage et les résistances de pointe $R_{b,k}$ et par frottement latéral $R_{s,k}$, Ces charges de fluage caractéristiques sont différentes suivant le mode de mise en place du pieu dans le sol, La norme NF P 94 262 propose les corrélations suivantes :

- Pour les pieux travaillant en compression ne refoulant pas le sol :

$$R_{c;cr,k} = \beta_b R_{b,k} + \beta_s R_{s,k}$$

- Pour les pieux travaillant en compression refoulant le sol :

$$R_{c;cr,k} = \beta_b R_{b,k} + \beta_s R_{s,k}$$

- Pour les pieux travaillant en traction

$$R_{c;cr,k} = \beta_s R_{s,k}$$

2.5.1.2.2 Section de calcul

La section du pieu est caractérisée géométriquement à l'aide de deux paramètres :

- L'aire de la pointe notée A_p ;
- Périmètre du fût noté P ,

Pour un pieu de section circulaire pleine de diamètre B , ce dernier est défini par l'utilisateur et le programme en déduit l'aire de la pointe et le périmètre du fût comme suit :

$$A_b = \frac{\pi B^2}{4} \text{ et } P = \pi B$$

Pour un pieu de section non circulaire, les valeurs de A_b et P sont imposées par l'utilisateur, Les règles de calcul semi-empiriques utilisées dans FONDPROF nécessitent la définition d'un diamètre équivalent de la pointe qui est estimée par le programme comme suit :

$$B_{eq} = 2 \sqrt{\frac{A_b}{\pi}}$$

Toujours dans le cas d'un pieu de section non circulaire, il convient de déterminer les valeurs de A_p et P selon les indications de la figure suivante, En particulier, pour un pieu tubulaire, A_p désigne la section « pleine » du tube (que la pointe soit fermée ou ouverte),

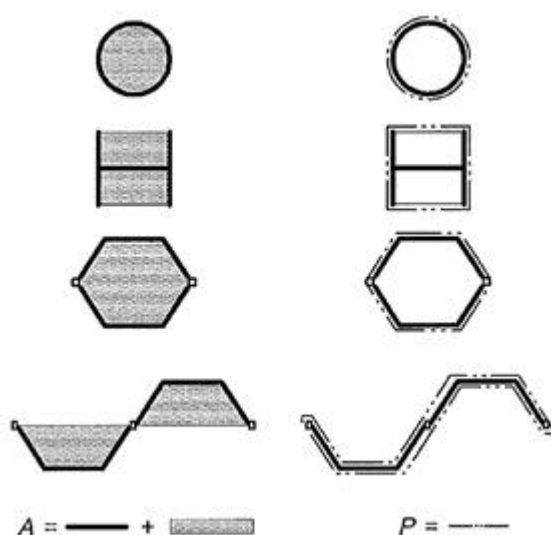


Figure 2-2 : Choix de A_b et P pour un pieu de section non circulaire [6]

2.5.1.2.3 Prévision des charges limites R_s et R_p

✓ Estimation de R_s par la méthode pressiométrique

La résistance par frottement est déterminée au moyen de la relation :

$$R_s = P \int_0^D q_{s;i} (z) = \pi D \sum e_i \cdot q_{si}$$

Avec :

P : périmètre du fût du pieu ;

D : longueur de la fondation contenue dans le terrain ;

e_i :  paisseur des couches ;

$\emptyset_{pieu}$: diamètre des pieux ;

Le frottement axial unitaire limite $q_{s;i}$ est déterminé par la relation suivante :

$$q_{s;i} = \min (\alpha_{pieu-sol} f_{sol} ; q_{s-max}) \text{ avec } f_{sol} (Pl^*) = (a, pl^* + b)(1 - e^{-cpl^*})$$

D'où :

Pl* est la pression limite nette mesurée au pressiomètre de Ménard, Les paramètres $\alpha_{pieu-sol}$, a, b et c sont présentés dans le Tableau 2 - 2 et le Tableau 2 - 3 , Le paramètre $\alpha_{pieu-sol}$ dépend à la fois du type de sol et de la catégorie de pieu, tandis que la fonction f_{sol} , définie par les paramètres a, b et c, ne dépend que du type de sol,

Tableau 2-3 : Valeur du paramètre $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ pour la méthode pressiométrique [6]

Catégorie de pieux	Argiles % CaCO ₃ < 30% Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sables Graves	Craies	Marnes et calcaires marneux	Roches altérées ou fragmentées
1	1,1	1	1,8	1,5	1
2	1,25	1,4	1,8	1,5	1
3	0,7	0,6	0,5	0,9	—
4	1,25	1,4	1,7	1,4	—
5	1,3	—	—	—	—
6	1,5	1,8	2,1	1,6	1
7	1,9	2,1	1,7	1,7	—
8	0,6	0,6	1	0,7	—
9	1,1	1,4	1	0,9	—
10	2	2,1	1,9	1,6	—
11	1,2	1,4	2,1	1	—
12	0,8	1,2	0,4	0,9	—
13	1,2	0,7	0,5	1	1
14	1,1	1	0,4	1	0
15	2,7	2,9	2,4	2,4	2
16	0,9	0,8	0,4	1,2	1
17	—	—	—	—	—
18	—	—	—	—	—
19	2,7	2,9	2,4	2,4	2
20	3,4	3,8	3,1	3,1	3

Pour les pieux de catégorie 13, 14, 15 et 16 mis en œuvre par vibrofonçage au lieu de battage, il y a lieu de faire un

abattement de 30 % sur les valeurs de q_s ,

Pour les pieux de longueur supérieure à 25 m, le frottement axial unitaire q_s est divisé par deux pour les zones du pieu situées à plus de 25 m de la pointe,

Pour les micropieux et les pieux de catégorie 17 et 18, il convient de considérer les valeurs de frottement axial unitaire des techniques de pieux les plus proches sur le plan de la technologie,

Tableau 2-4 : Valeur des paramètres a, b et c pour la méthode pressiométrique (p_l^* et f_{sol} en Mpa)

Type de sol	Argile % CaCO_3 <30% Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou fragmentée
Choix de la courbe	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
a	0,003	0,01	0,007	0,008	0,01
b	0,04	0,06	0,07	0,08	0,08
c	3,5	1,2	1,3	3	3

Le tableau 2-5 présente les valeurs maximales de frottement axial unitaire (q_{s-max}), Ces valeurs sont communes aux méthodes pressiométrique et pénétrométrique,

Tableau 2-5 ; Valeurs maximales du frottement axial unitaire limite q_{s-max} pour les méthodes
pressiométrique et pénétrométrique

Catégorie de pieux	q _{smax} en kPa					
	Argiles % CaCO ₃ < 30 % Limons	Sols intermédiaires	Sables Graves	Craies	Marnes et calcaires marneux	Roches altérées ou fragmentées
1	90	90	90	200	170	200
2	90	90	90	200	170	200
3	50	50	50	50	90	–
4	90	90	90	170	170	–
5	90	90	–	–	–	–
6	90	90	170	200	200	200
7	130	130	200	170	170	–
8	50	50	90	90	90	–
9	130	130	130	90	90	–
10	170	170	260	200	200	–
11	90	90	130	260	200	–
12	90	90	90	50	90	–
13	90	90	50	50	90	90
14	90	90	130	50	90	90
15	200	200	380	320	320	320
16	90	90	50	50	90	90
17	–	–	–	–	–	–
18	–	–	–	–	–	–
19	200	200	380	320	320	320
20	200	200	440	440	440	500

✓ **Estimation de R_b par la méthode pressiométrique**

La résistance en pointe R_b est déterminée par la relation :

$$R_b = A_b, q_b = \pi, \phi_{pieu}^2 / 4, q_b \text{ avec } q_b = k_p, Pl_e^*$$

- q_b Contrainte limite en pointe ;

- A_b Aire de pointe du pieu ;
- Pl_e^* Pression limite nette équivalente ;
- k_p Facteur de portance pressiométrique,
- ❖ Profondeur d'encastrement effective D_{ef}

La profondeur d'encastrement effective D_{ef} est définie à l'aide de la relation :

$$D_{ef} = \frac{1}{Pl_e^*} \int_{D-10B}^D Pl^*(z) dz$$

D'où :

B est le diamètre (équivalent) de la fondation ;

Pl_e^* Est telle que définie de la manière suivante :

❖ Pression limite nette équivalente Pl_e^*

La pression limite nette équivalente Pl_e^* est une pression moyenne autour de la base de la fondation profonde dans le cas d'une formation porteuse sensiblement homogène, Elle est déterminée de la manière suivante (Figure 2-6) :

$$Pl_e^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} Pl^*(z) dz \quad \text{avec} \quad \begin{cases} a = \max(\frac{B}{2} ; 0,50) \\ b = \min(a ; h) \\ h \text{ est la hauteur du pieu ancrée} \\ \text{dans la couche porteuse} \end{cases}$$

$pl^* = p_1(z) - p_0(z)$ est la pression limite nette mesurée à la profondeur z,

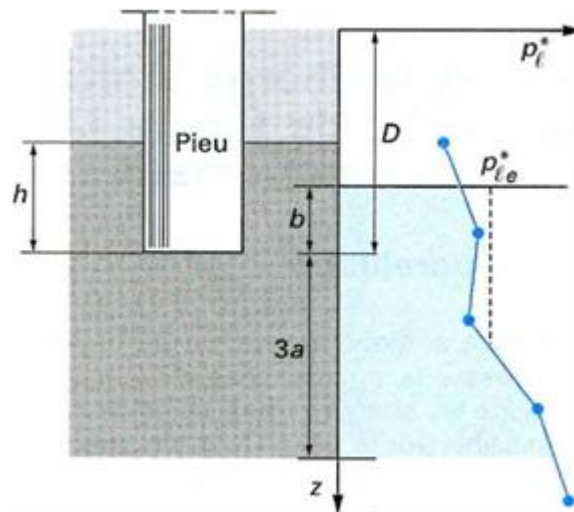


Figure 2-3 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre [6]

❖ Facteur de portance pressiométrique k_p

Le facteur de portance pressiométrique est évalué au moyen de la relation suivante :

Si :

$$D_{ef}/B \geq 5, K_p = K_{pmax}$$

$$\text{Sinon : } K_p = 1,0 + ((K_{pmax} - 1), \frac{D_{ef}}{B} ; K_{pmax})$$

Les valeurs maximales du facteur de pointe K_{pmax} sont présentées dans le tableau suivant, Elles dépendent des classes de pieu (Tableau 2-5) ainsi que des catégories conventionnelles de sols,

Tableau 2-6 : Valeur du facteur de portance pressiométrique K_{pmax} pour un encastrement relatif
 $D_{ef}/B \geq 5$

Terrain	Argiles % CaCO ₃ < 30 % Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sables Graves	Craies	Marnes et calcaires marneux	Roches altérées et fragmentées
Classe de pieu					
1	1,15	1,10	1,45	1,45	1,45
2	1,30	1,65	1,60	1,60	2,00
3	1,55	3,20	2,35	2,10	2,10
4	1,35	3,10	2,30	2,30	2,30
5	1,00	1,90	1,40	1,40	1,20
6	1,20	3,10	1,70	2,20	1,50
7	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20
8	1,15	1,10	1,45	1,45	1,45
Pour les pieux de classe 5, 6 et 7 mis en œuvre par vibrofonçage, au lieu de battage, il y a lieu de faire un abattement de 50 % sur le facteur k_p .					

2.5.1.2.4 Principe de justification à l'ELS et à ELU

Dans Fondprof, la valeur de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé à l'ELS ou à l'ELU (vis-à-vis des états limites de mobilisation de la résistance du sol) est estimée à l'aide de la relation suivante :

$$R_d = R_{s,k} + R_{b,k}$$

Où :

$R_{s,k}$: valeur caractéristique de la résistance de frottement ;

$R_{b,k}$: valeur caractéristique de la résistance en pointe ;

➤ Détermination des facteurs partiels de résistance (γ_R)

Le facteur partiel de résistance γ_R dépend du mode de chargement (compression / traction) et de la combinaison d'actions (ELS permanentes ou caractéristiques, ELU fondamentales ou accidentelles) considérée, Il est donné dans le tableau suivant :

Tableau 2-7 : facteur partiel de résistance (γ_R)

	ELS QP	ELS CARA	ELU FOND	ELU ACC
En compression	1,100	0,900	1,100	1,000
En traction	1,500	1,100	1,150	1,050

➤ Détermination des coefficients de pondération appliqué sur le terme de frottement et de pointe

La détermination des coefficients de pondération appliqués au frottement latéral et à la résistance de pointe permet d'évaluer l'influence relative de chacun de ces deux mécanismes sur la portance globale des pieux, Ces coefficients sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2-8 : coefficients de pondération appliqué sur le thème de frottement et de pointe

	ELS QP	ELS CARA	ELU FOND	ELU ACC
R_s	0,636	0,778	0,909	1,000
R_p	0,455	0,556	0,909	1,000

Les termes $R_{s,k}$ et $R_{p,k}$ sont obtenus selon les expressions générales suivantes :

$$R_{s,k} = \frac{R_s}{\gamma_{Rd,1} \times \gamma_{Rd,2}} \quad \text{et} \quad R_{p,k} = \frac{R_p}{\gamma_{Rd,1} \times \gamma_{Rd,2}}$$

➤ Détermination des coefficients de modèle $\gamma_{Rd,1}$ et $\gamma_{Rd,2}$

Les coefficients $\gamma_{Rd,1}$ et $\gamma_{Rd,2}$ appelés coefficients de modèle dépendent à la fois de la catégorie de pieu et de modèle de calcul utilisée, Les valeurs de $\gamma_{Rd,1}$ et $\gamma_{Rd,2}$ tirées des annexes F et G sont renseignées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2-9 : coefficients du modèle $\gamma_{Rd,1}$ et $\gamma_{Rd,2}$

Catégories de pieux	Méthode pressiométrique				Méthode pénétrométrique			
	Compression		Traction		Compression		Traction	
	$\gamma_{Rd,1}$	$\gamma_{Rd,2}$	$\gamma_{Rd,1}$	$\gamma_{Rd,2}$	$\gamma_{Rd,1}$	$\gamma_{Rd,2}$	$\gamma_{Rd,1}$	$\gamma_{Rd,2}$
Pieu non ancré dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10 et 15	1,15	1,10	1,40	1,10	1,18	1,10	1,45	1,10
Pieu non ancré dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10 ; 15 ; 17 ; 18 ; 19 et 20	1,4	1,12	1,70	1,10	1,45	1,10	1,75	1,10
Pieux de catégorie 10 ; 15 ; 17 ; 18 ; 19 et 20	2,00	1,10	2,00	1,10	2,00	1,10	2,00	1,10

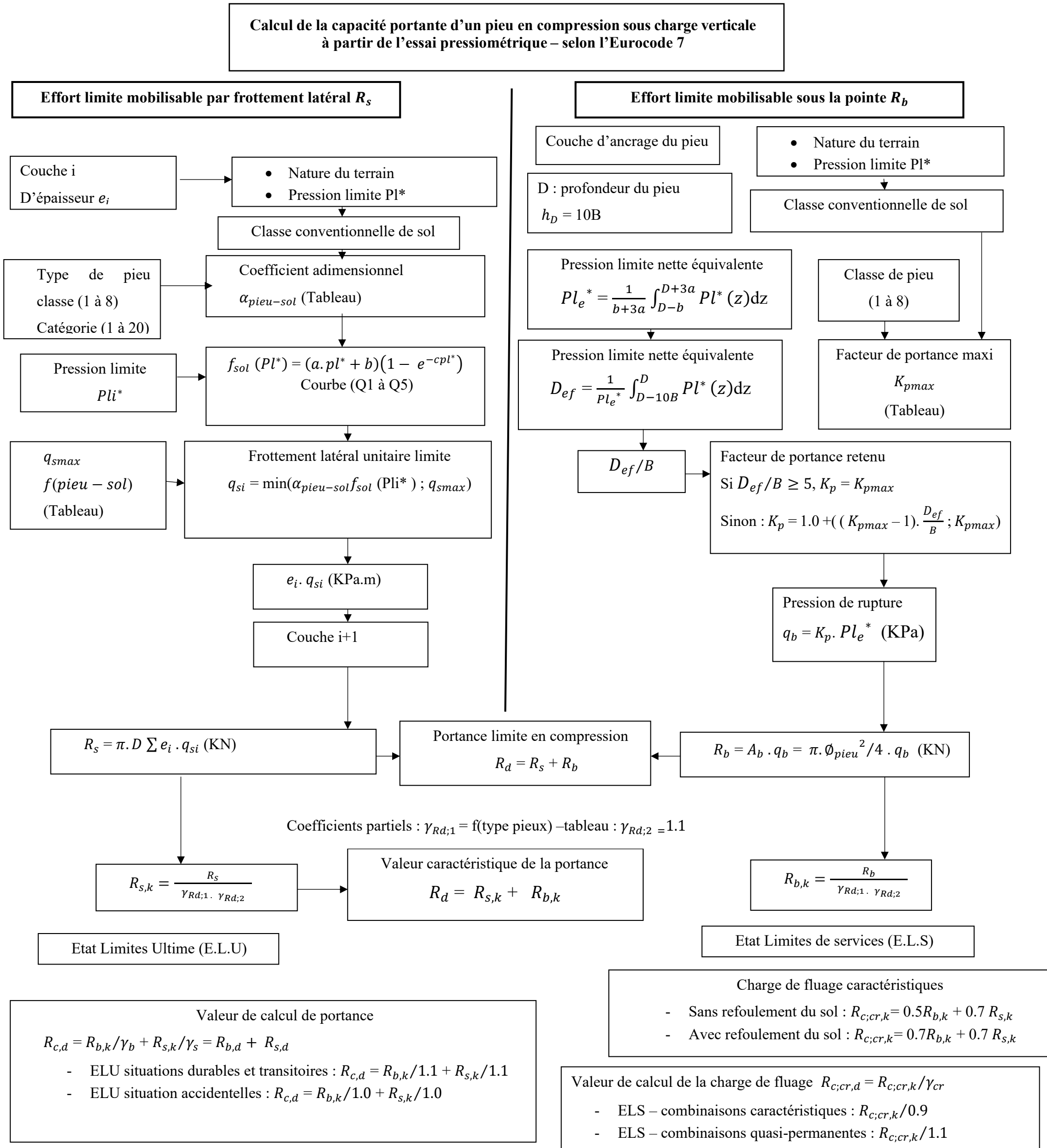


Figure 2-4 : Organigramme de calcul de la capacité portante d'un pieu

2.5.2 Capacité portante d'un groupe de pieu

La capacité portante d'un groupe de pieu est la somme des capacités portantes de chaque pieu constituant ce groupe, évaluée à l'aide de la relation suivante :

$$R_{c,gd} = N, (R_{b,d} + C_e R_{s,d}) = N, R_p$$

Avec :

$R_{c,gd}$: valeur de calcul de la portance globale du groupe de pieux ;

$R_{b,d}$: valeur de calcul de la résistance de pointe d'une fondation profonde isolée ;

$R_{s,d}$: valeur de calcul de la résistance de frottement axial d'une fondation profonde isolée ;

R_p : la capacité portante d'un pieu isolé ;

N le nombre de pieux constituant le groupe ;

C_e le coefficient d'efficacité du groupe de pieu qui n'agit que sur le frottement axial, Il est déterminé par la formule suivante :

$$C_e = \left[1 - C_d \left[2 - \left(\frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \right] \right] \text{ avec } C_d = 1 - \frac{1}{4} \left(1 - \frac{d}{B} \right) \text{ lorsque } 1 \leq \frac{d}{B} \leq 3$$

$$C_e = 1 \text{ lorsque } d \geq 3B$$

Avec :

- m le nombre de ligne de pieux ;
- n le nombre de pieux par ligne ;
- d ou L et B respectivement l'entraxe et le diamètre des pieux,

2.6 Vérification de la portance d'un pieu isolé et groupe de pieu

La justification de la portance d'un pieu isolé ou d'un groupe de pieu consiste à vérifier pour chaque combinaison que la charge transmise à la fondation par l'ouvrage (charges issues de la descente des charges) reste inférieure à sa capacité portante,

- **Pieux isolé :**

Pour un pieu pris individuellement, la condition de vérification aux états limites s'écrit :

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

$F_{c,d}$: Effort axial de compression de calcul appliqué au pieu (issu des descentes de charges) ;

$R_{c,d}$: Capacité portante d'un pieu isolé, prenant en compte la capacité portante du sol et les coefficients de sécurité,

- Groupe de pieux :

Lorsqu'il s'agit d'un groupe de pieux, l'ensemble est vérifié globalement, La condition de vérification est la suivante :

$$F_{cg,d} \leq R_{cg,d}$$

$F_{cg,d}$: Charge totale transmise au groupe de pieux ;

$R_{cg,d}$: Capacité portante du groupe de pieux,

2.7 Contrôle de la contrainte de compression d'un pieu en béton

Le contrôle de la contrainte de compression d'un pieu en béton est établi à partir d'une résistance conventionnelle en compression du béton, notée :

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

f_{ck} Résistance caractéristique en compression à 28 jours

$f_{ck}(t)$ Résistance caractéristique à la compression au temps t (t < 28 jours), En première approximation, on peut prendre : $f_{ck}(t) = 0,685 f_{ck} \log(t+1)$, avec t en jours ;

C_{max} Contrainte maximale autorisée (tableau 2-9) ;

k_1 Coefficient qui tient compte du mode de mise en place dans le sol, selon le procédé d'exécution adopté (tableau), Ce coefficient peut être diminué de 0,1 dans certaines conditions ;

k_2 Coefficient qui tient compte des difficultés de bétonnage liées à la géométrie de la fondation (diamètre et élancement), La valeur de k_2 est égale à 1,00 dans tous les cas, sauf dans les cas suivants :

$k_2 = 1,05$ pour les pieux dont le rapport de la plus petite dimension B à la longueur est inférieur à $1/20$;

$k_2 = 1,3 - B/2$ pour les pieux dont la plus petite dimension est inférieure à 0,6 m ;

$k_2 = 1,35 - B/2$ si $B/D < 20$ et $B < 0,60m$,

Tableau 2-10 : Coefficients applicables à la détermination de la résistance caractéristique de compression du béton, coulis au mortier (NF P94-262)

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

NB : Pour les ponts C_{max} est limité à 25MPa,

2.7.1 Vérification de la contrainte du béton à l'ELU

Pour les calculs sous combinaisons aux états limites ultimes (ELU), la valeur de calcul de la résistance conventionnelle à la compression du béton, coulis ou mortier des fondations profondes réalisées en place, notée f_{cd} est obtenue par l'application de la formule suivante :

$$f_{cd} = \min \left[\alpha_{cc}, k_3, \frac{f_{ck}^*}{\gamma_c} ; \alpha_{cc}, \frac{C_{max}}{\gamma_c} \right]$$

Avec α_{cc} : 1,0 sur la hauteur ou le pieu est armé et 0,8 sur la hauteur ou le pieu n'est pas armé ;

$\gamma_c = 1,5$ sous ELU durables et transitoires et 1,2 en ELU accidentel ;

k_3 : 1,2 dans le cas d'un contrôle renforcé des pieux et 1,0 dans le cas contraire,

2.7.2 Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Pour les calculs sous combinaisons aux états limites de services (ELS), la valeur de calcul de la contrainte maximale et moyen admissible dans le béton, notée σ_{cmax} et σ_{cmoy} est obtenue par l'application de la formule suivante :

- Contrainte maximale admissible dans le béton

$$\sigma_{cmax} \leq \min(0,6 \times k_3 \times f_{ck}^* ; 0,6 \times f_{ck})$$

- Contrainte moyen admissible dans le béton

$$\sigma_{cmoy} \leq 0,3 * k_3 * f_{ck}^*$$

2.7.3 Tassement d'un pieu isolé et groupe de pieux

Le tassement en tête d'un pieu isolé peut être calculé si l'on connaît les lois de mobilisation du frottement τ en fonction du déplacement vertical s du pieu en chaque section, Ainsi que la loi de mobilisation de l'effort de pointe q en fonction du déplacement vertical, La loi de mobilisation du frottement latéral, qui traduit la variation de la contrainte de cisaillement et le déplacement relatif entre le sol et la colonne tout au long de celle-ci (figure 2-5 a), Cette loi dépend directement du frottement latéral unitaire limite (q_s), elle est donc spécifique à chaque couche de sol, La loi de mobilisation de l'effort de pointe qui traduit la relation entre la contrainte de pointe q_p et déplacement vertical à la pointe du pieu dans la couche d'ancrage (figure 2-5 b), Elle dépend directement de la résistance de pointe [6],

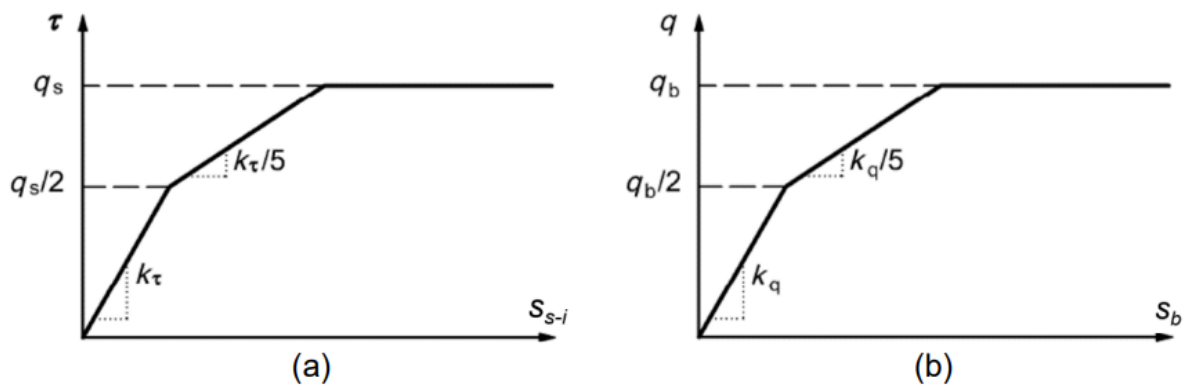


Figure 2-5 : Lois de Mobilisation de Franck et Zhao (6)

Les paramètres des pentes K_τ et K_q dépendent du type de sol, module pressiométrique et du diamètre du pieu,

Tableau 2-11 : Les paramètres de calcul des pentes K_τ et K_q

Pente de la courbe	Types de sol	
	Sol fin	Sols granulaires
K_τ	$\frac{2E_M}{B}$	$\frac{0,8E_M}{B}$
K_q	$\frac{11E_M}{B}$	$\frac{4,8E_M}{B}$

Selon **Maurice Cassan**, le tassement S provoqué par un pieu soumis à une charge verticale Q , dans un sol homogène caractérisé par un module pressiométrique E_m , peut être évalué à l'aide de l'expression suivante :

$$S = \frac{4}{\pi} \times \frac{Q}{B} \times \frac{1 + \frac{R_0 \tanh(\alpha D)}{\alpha B E_b}}{R_0 B E_b \tanh(\alpha D)}$$

- S : tassement vertical du pieu sous l'effet de la charge appliquée (en mm)
- B : diamètre du pieu en cm
- Q : la charge reprise par le pieu (KN)
- D : longueur (ou profondeur d'ancrage) du pieu dans le sol (en cm)
- E_b : module d'élasticité du béton en bars
- $\tanh(\alpha D)$: fonction hyperbolique traduisant l'influence de la longueur du pieu sur le tassement

On rappelle que la fonction hyperbolique est définie par la relation mathématique suivante :

$$\tanh(\alpha D) = \frac{e^{\alpha D} - e^{-\alpha D}}{e^{\alpha D} + e^{-\alpha D}}$$

- $R_0 = 4,5 \times E_m$
- $\alpha = \frac{4}{B} \times \frac{4,17 \times 10^{-3} E_m}{E_b}$

2.7.3.1 Limite de la méthode de Franck et Zhao

Les résultats de cette méthode ne sont représentatifs que pour des charges inférieures ou égales à $0,7 Q_c$ (charge de fluage) ce qui correspond à l'Etat Limite de mobilisation du sol à l'ELS (charge quasi-permanentes ELS – QP),

L'expression de Q_c dépend des moyens d'exécution du pieu :

Tableau 2-12 : mise en œuvre des pieux

Mise en œuvre sans refoulement	Mise en œuvre avec refoulement
$Q_c = 0,5, Q_p + 0,7, Q_s$	$Q_c = 0,7, Q_p + 0,7, Q_s$

- Q_p : Effort limite mobilisable sous la pointe ;
- Q_s : Effort limite mobilisable par frottement latéral,

2.8 Conclusion partielle

Ce chapitre a permis d'établir le cadre théorique et normatif indispensable à l'étude des fondations profondes, Les notions de capacité portante, de frottement latéral, de résistance de pointe et de tassement ont été présentées à travers les méthodes pressiométriques et semi-empiriques reconnues, Ces éléments constituent la base des analyses et dimensionnements qui seront appliqués dans les chapitres suivants,

CHAPITRE 3 : MATERIELS ET METHODES

3.1 Introduction partielle

Ce chapitre décrit les moyens matériels et les méthodes mises en œuvre pour la reconnaissance géotechnique du site et le dimensionnement des fondations profondes, Il présente successivement les équipements utilisés pour les sondages et essais in situ, les logiciels de traitement et de calcul, ainsi que la méthodologie adoptée pour l'exécution des investigations, l'analyse des données et l'évaluation du comportement des pieux conformément aux exigences normatives en vigueur,

3.2 Matériels

3.2.1 Matériels mobilisés pour les sondages et essais in situ

Pour la réalisation des sondages et essais, ; les équipements spécifiques ci-dessous ont été mobilisés :

- Une sondeuse type ERD et accessoires ;
- Un Pressiomètre Menard de marque APAGEO
- Un Lot de tarières hélicoïdales Ø 63mm ;
- Un lot de tiges de forage et carottier ;
- Un lot de tubage ;
- Des fûts d'eau ;
- Une caisse à outils,



Figure 3-1: Matériel ERD et pressiomètre

3.2.2 Logiciel de traitement des données et de dimensionnement

✚ Logiciel de traitement des données

✓ Logiciel Geovision

Geovision est un logiciel développé par la société APAGEO, spécialisé dans l'acquisition, le traitement et l'analyse des données géotechniques issues des essais in situ, en particulier les essais pressiométriques Ménard, Il permet :

- La saisie automatisée ou manuelle des résultats d'essais pressiométriques ;
- Le calcul des paramètres géotechniques tels que la pression limite, la pression de fluage, et le module pressiométrique ;
- L'affichage et l'exportation des courbes pressiométriques ;
- La génération de rapports normalisés conformes aux exigences de la norme NF P 94-110-1,



Ce logiciel est couramment utilisé dans les campagnes de reconnaissance géotechnique pour exploiter les données obtenues sur le terrain à l'aide de pressiomètre APAGEO, assurant ainsi fiabilité, rapidité et traçabilité des résultats,

Logiciel de dimensionnement

- ✓ Logiciel de FOXTA

Le dimensionnement des pieux a été réalisé à l'aide du logiciel Foxta,

Foxta est une suite logicielle dédiée au calcul des fondations et couvre un ensemble assez large d'applications [6]:

- Le calcul conventionnel des fondations superficielles et profondes selon les normes d'application de l'Eurocode 7 (NF P 94-261 et NF P 94-262) ;
- La modélisation d'un ou plusieurs radiers en interaction ;
- Le calcul des massifs renforcés par inclusions rigides sous radier ou dallage ;
- Le calcul d'un groupe de pieux ou de barrettes en interaction ;
- Le traitement des problèmes de frottement négatif et de poussées transversales du terrain sous charge statique ou sismique ;
- Le calcul des fondations mixte et massifs semi-profonds,

Cette solution logicielle se compose de huit modules distincts, conçus pour fonctionner de manière autonome tout en étant interconnectés,

Tableau -3-1 : Modules du logiciel Foxta

Icones	Modules	Description
	Fonsup	Portance et tassement d'une semelle isolée à partir des essais PMT, CPT ou laboratoire
	Tasplaq+	Calcul 3D des radiers sur sol multicouche élastique (tassements et sollicitations)
	Tassledo+	Calcul 3D des déplacements et contraintes dans une massif de stratigraphie quelconque
	Semiprof	Calcul des fondations semi-profondes et puits massifs sous chargement combiné
	Fondprof	Portance d'un pieu isolé ou en groupe à partir des essais PMT ou CTP
	Taspie	Tassement et frottement négatif pour un pieu isolé ou en groupe et des renforcements par inclusions rigides
	Piecoef	Calcul sous charge transversale des pieux et barrettes avec ou sans poussées du sol
	Groupie	Calcul d'un groupe de pieux ou de barrettes liaisonnées en tête par une semelle rigide

Dans le cadre de notre étude, les modules **Fondprof**, **Taspie** et **Groupie** ont été utilisés pour le dimensionnement des fondations,

Ces outils ont permis :

- D'évaluer la capacité portante des fondations (module *Fondprof*) ;
- D'estimer les tassements (module *Taspie*) ;
- D'analyser les effets d'interaction entre éléments de fondation (module *Groupie*),

3.3 Méthodologie d'investigation géotechnique du site

3.3.1 Programme de reconnaissances

Sur la base des recommandations de l'Union Syndicale des Géotechniciens (USG), de la norme NF EN 1997-2 et l'Eurocode 7 - Reconnaissance des terrains et essais le programme ci-après a été proposé et réalisé :

❖ 01 sondage carotté de reconnaissance géologique

- Noté SC1 ;
- Descendu à 40 ml/TN de profondeur avec prélèvement d'échantillons remaniés,

❖ 02 sondages pressiométriques

- Notés SP1 et SP2 ;
- Descendus à 40 ml/TN de profondeur avec un essai tous les 1,00 m,

❖ Essais au laboratoire :

- Analyse granulométrie par tamisage ;
- Mesures des limites d'Atterberg ;
- Valeurs au bleu de méthylène ;
- Mesure du poids volumique ;
- Essai mécanique de cisaillement rectiligne,



Figure 3-2 : Implantation des points de sondages (Source Google Earth)

3.3.2 Réalisation des sondage et essais in situ et en laboratoire

3.3.2.1 Méthodologie d'exécution des essais in situ

3.3.2.1.1 Sondage carotté

► But de l'essai

Les sondages carottés consistent à découper le terrain à l'aide d'un carottier cylindrique afin d'en prélever des échantillons, Ils fournissent la meilleure qualité d'échantillon permettant de caractériser à la fois la nature et l'état des sols,

► Déroulement de l'essai

Un carottier (outil tubulaire) est descendu dans le sol par forage rotatif, Le carottier pénètre le terrain en coupant une carotte cylindrique de sol, Cette carotte est piégée à l'intérieur du tube grâce à un système d'obturateur par, un clapet, L'ensemble est relevé à la surface, la carotte est récupérée, conservée dans des boîtes numérotées, et décrite visuellement avant envoi au laboratoire voire figure ci-dessous :

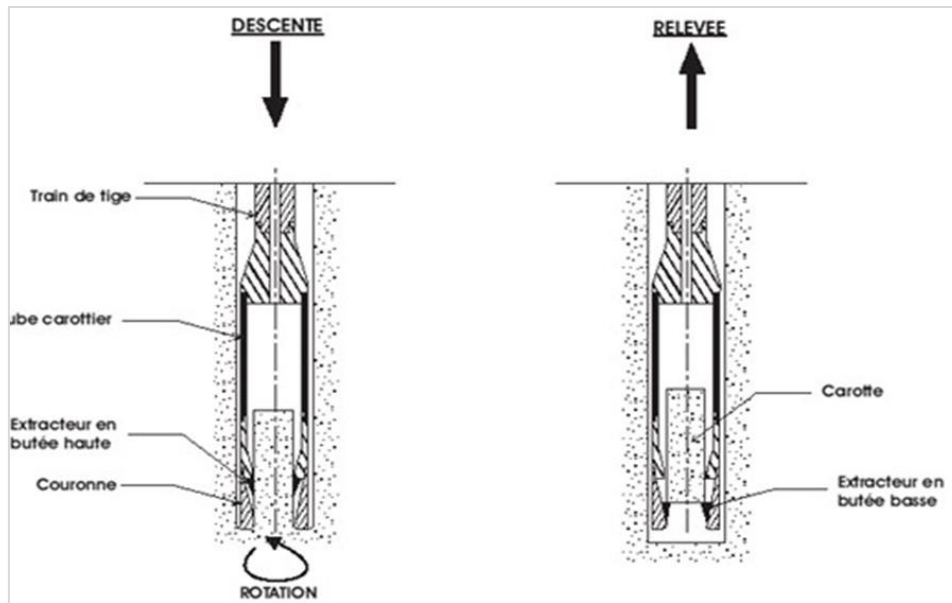


Figure 3-3 : Schéma principe du sondage carotté

► Expression des résultats

Les échantillons de sol prélevés lors des sondages ont été conditionnés dans des caisses à carottes, en vue de leur conservation et de leur identification, Une illustration de ces caisses est présentée en annexe 6,

3.3.2.1.2 Essai au Pressiomètre Ménard

► But de l'essai Ménard

L'essai pressiométrique Ménard peut être réalisé dans tous les types de sol saturés ou non, y compris dans les roches et les remblais,

► Appareillage

L'appareillage permettant de réaliser l'essai est principalement constitué du pressiomètre composé de deux parties essentielles : la sonde et l'unité de contrôle, dite « contrôleur pression-volume », en abrégé CPV, Ces deux parties sont reliées par des tubulures,

► Principe

L'essai consiste à introduire dans un forage légèrement surdimensionné une sonde cylindrique tri cellulaire, munie d'une membrane, dilatable radialement et à déterminer la relation entre la pression (p) appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde, L'appareillage est

composé de 2 parties principales : la sonde et l'unité de contrôle (contrôleur pression-volume), en abrégé CPV, Ces deux parties sont reliées par des tubulures, La figure 3-3 montre le schéma du principe et l'ensemble de l'appareillage de l'essai pressiométrique,

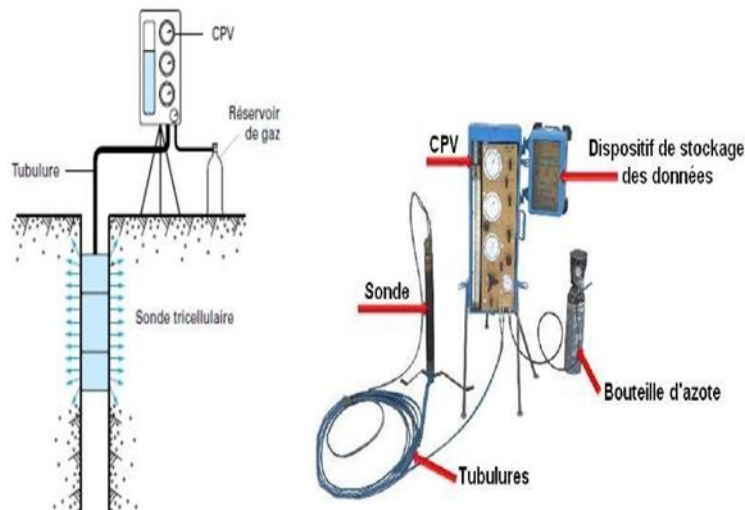


Figure -3-4 : Schéma de principe de l'essai pressiométrique de Ménard

L'essai pressiométrique Ménard permet d'obtenir trois grandes caractéristiques du sol [4] :

- Le module pressiométrique EM qui définit le comportement pseudo-élastique du sol
- La pression limite qui caractérise la résistance de rupture du sol
- La pression de fluage p_f qui définit la limite entre l'état pseudo-élastique et l'état plastique du sol,

► Deroulement de l'essai

Il faut introduire la sonde dans le forage et de fermer le robinet d'admission d'eau pour éviter qu'il y ait gonflement de la cellule centrale sous l'effet de la pression hydrostatique, Il faut noter que lorsque les parois sont naturellement stables ou peuvent être stabilisé par l'utilisation d'une boue de foration, l'introduction directe de la sonde dans le forage est autorisée, Une fois la sonde descendue et bloquée à la profondeur désirée, nous ouvrons les robinets d'admission et nous mesurons la pression correspondante à la colonne d'eau dans la sonde, On gonfle ensuite la cellule centrale par paliers de pressions en tournant la clé du détenteur, Puis on obtient sur les manomètres la pression de l'eau dans le contrôleur pression-volume et la pression de gaz dans les cellules de garde, Les deux pressions doivent être différentes pour qu'on puisse assurer le contact de la cellule centrale avec le sol, Nous remarquons toutefois que la pression

augmente linéairement avec la profondeur : c'est le programme de chargement de l'essai pressiométrique, A chaque palier, on note la pression appliquée et le volume de liquide injecté dans la sonde aux temps 1s, 15s, 30s et 60s, les valeurs qui nous intéressent sont celles notées à 30s et à 60s après la stabilisation de la pression souhaitée ,

► Conditions d'arrêt de l'essai

L'essai pressiométrique à une profondeur donnée est arrêté lorsqu'il comporte un minimum de 08 paliers et si l'une des conditions est satisfaite :

- La pression (P_r) appliquée de 5MPa est atteinte ;
- Le volume de liquide injecté dans la cellule centrale de la sonde est d'au moins 600cm^3 ,

Le traitement des données issues des essais se traduit par le tracé des courbes pressiométrique dite « brutes » qui est la variation du volume du liquide injecté dans la cellule centrale de la sonde en fonction de la pression appliquée, Ces courbes ne traduisant pas réellement le comportement du sol et il faut donc procéder à certaines corrections : on parle des

► Expression des résultats

✓ Calcul du coefficient de compressibilité de l'appareillage

C'est la pente de la droite ajustée sur la partie linéaire de la courbe d'expansion $\alpha = \frac{\Delta V}{\Delta P}$, Il doit avoir une valeur inférieure ou égale à $6\text{ cm}^3/\text{MPa}$,

✓ Correction due à la hauteur piézométrique

La pression au niveau de la cellule centrale de mesure est la valeur de la pression indiquée par le conditionneur de pression augmentée de la pression hydrostatique entre le niveau du CPV et le milieu de la sonde, La pression hydrostatique est déterminée par la formule suivante :

$$P_h = \gamma_w(Z_c - Z_s)$$

γ_w : le poids de volume d'eau ;

Z_c : l'altitude du niveau de CPV ;

Z_s : l'altitude du milieu de la sonde pressiométrique,

✓ Correction due à la résistance propre de la sonde (P_e)

Elle dépend du type de sonde utilisé (élasticité propre de l'ensemble membrane + gaine et de compressibilité interne de l'appareil) et du volume d'eau injecté, Elle est déterminée à partir de la courbe de l'essai d'inertie,

✓ *Courbe pressiométrique corrigée*

Pour une pression appliquée il faut déterminer les volumes corrigés qui excluent les dilatations additionnelles de la sonde, de la tubulure et du système de mesure, De la même manière les pressions appliquées aussi sont corrigée en tenant compte de la pression hydrostatique et de la résistance propre de la sonde, Ces nouvelles valeurs de pressions et de volume sont utilisées pour tracer les courbes pressiométriques corrigées,

$$\begin{cases} V = V_r - \alpha, P_r \\ P = P_r + P_h - P_e \end{cases}$$

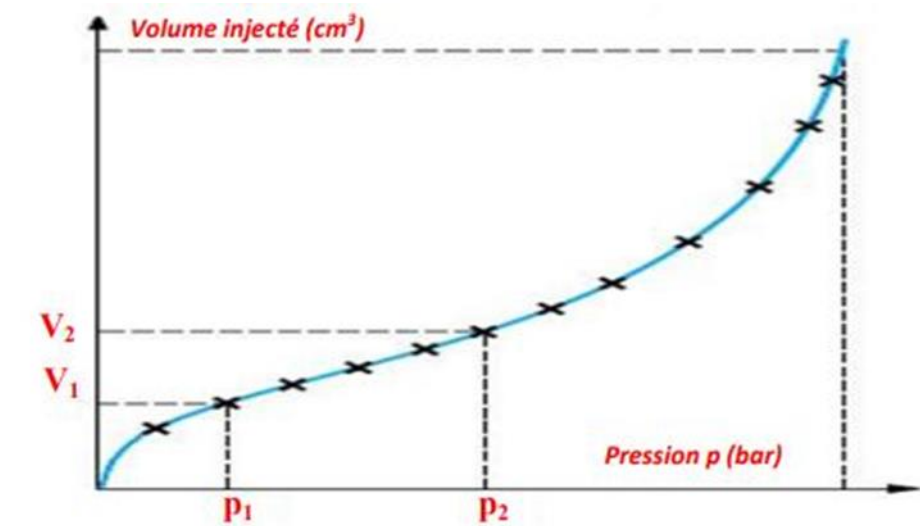


Figure 3-5 : courbe pressiométrique corrigée

✓ *Détermination du module pressiométrique Ménard*

La courbe pressiométrique corrigée est une succession des segments de pente m_i tel que :

$$m_i = \frac{(V_i - V_{i-1})}{(P_i - P_{i-1})}$$

On désigne par m_E la pente m_i strictement positive la plus faible, Les coordonnées de l'origine et de l'extrémité de ce segment sont respectivement notées $(P_E ; V_E)$ et $(P'_E ; V'_E)$, La plage

dans laquelle le module pressiométrique est déterminées constituée des segments consécutifs dont la pente est inférieure ou égale à la valeur $\beta \times m_E$

Avec :

$$\beta = 1 + \frac{1}{100} \frac{P'_E + P_E}{P'_E - P_E} + \frac{6}{V'_E - V_E}$$

D'où les volumes sont exprimés en cm^3 , Par convention les coordonnées de l'origine et de fin de la plage de détermination du module pressiométrique sont notées ($P_1 ; V_1$) et ($P_2 ; V_2$)

Le module pressiométrique est déterminé par la relation suivante :

$$E_M = \frac{2(1+\nu) \left[V_s + \frac{V_1 + V_2}{2} \right] (P_2 - P_1)}{V_2 - V_1}$$

ν : coefficient de poisson conventionnelle pris égale à 0,33 ;

V_s : Volume de la cellule centrale de la sonde,

✓ *Détermination de la pression limite (Pl)*

La pression limite nette est celle corrigée qui correspond à un volume de liquide V_i tel que :

$$V_i = V_s + 2V_1$$

✓ *Détermination de la pression pression limite de fluage (Pf)*

La pression de fluage est obtenue par exploitation graphique du diagramme ($p ; \Delta V^{60/30}$)

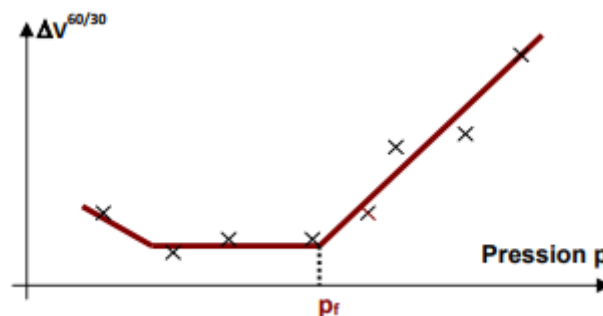


Figure 3-6: Courbe de fluage pressiométrique

✓ *Détermination de la pression limite nette Pl^* et de la pression de fluage Pf^**

La pression limite nette est déterminée en tenant compte de la contrainte horizontale régnant dans le terrain avant l'introduction de la sonde,

$$\begin{cases} Pl^* = Pl - \delta_{hs} \\ Pf^* = Pf - \delta_{hs} \end{cases}$$

$$\delta_{hs} = K_0 (\delta_{vs} - U_s) + U_s$$

$$U_s = \begin{cases} \gamma_w (Z_w - Z_s) ; Z_w > Z_s \\ 0 ; Z_w < Z_s \end{cases}$$

$$\delta_{vs} = \begin{cases} \gamma (Z_N - Z_s) ; Z_w > Z_s & \text{sur site terrestre} \\ \gamma_w (Z_w - Z_N) + \gamma (Z_N - Z_s) & \text{sur site aquatique} \end{cases}$$

δ_{hs} : Contrainte horizontale sur terrain avant l'essai ;

δ_{vs} : contrainte sur le terrain avant l'essai ;

K_0 : coefficient de pression des terres au repos au niveau de l'essai ;

γ_w : poids volumique de l'eau interstitielle de l'eau sur le terrain ;

U_s : contrainte inertielle de l'eau sur le terrain au niveau de l'essai,

3.3.2.1.3 Essais de laboratoire

Les résultats des essais de laboratoire réalisés sur les différentes couches du sol voir annexe7 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau -3-2 : Résultats des essais laboratoire

Profondeur (m)	$D \leq 50\text{mm}$	% P 80 μm	% P 2mm	ω (%)	γ (KN/m ³)	VBS	LA		Cisaillement		Classification selon GTR
							LL	IP	Angl, (°)	Cohé, (kPa)	
1,50 - 4,00	Oui	29,47	99,52	5,29	17,80	0,26	51,30	20,80	37,00	8,00	Sable peu argileux B_2
5,00 - 7,00	Oui	15,13	82,39	0,29	18,30	0,19	35,30	12,20	39,00	3,00	Sable peu argileux B_2
8,00 - 10,00	Oui	1,20	98,80	0,50	—	0,13	—	—	—	—	Sable B_1
15,00 - 17,00	Oui	3,37	99,67	0,60	—	0,13	—	—	—	—	Sable B_1

3.4 Méthodologie de dimensionnement

Dans le cadre du dimensionnement des fondations profondes, les modules **Fondprof**, **Taspie** et **Groupe** du logiciel Foxta ont été appliqués de manière complémentaire, conformément aux prescriptions de l'Eurocode 7,

► Module Fondprof

Le module Fondprof a été utilisé pour la vérification de la capacité portante des pieux, en évaluant les résistances de pointe et de frottement latéral à partir des paramètres géotechniques issus des investigations réalisées sur le site, Les vérifications ont été conduites aux états limites de service et ultime, selon les combinaisons réglementaires en vigueur,

► Module Taspie

Le module Taspie a permis d'estimer les tassements verticaux des pieux, en s'appuyant sur la méthode de Franck et Zhao, Cette méthode prend en compte les lois locales de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe, spécifiques à chaque couche de sol traversée par le pieu, Elle intègre la répartition progressive du frottement et de la pointe le long du pieu, en fonction des modules pressiométriques du sol mesurés sur site, et simule ainsi de manière

réaliste le déplacement vertical en tête du pieu sous l'effet des charges appliquées, Cette approche permet non seulement de vérifier la serviabilité (tassement admissible) du pieu, mais également de prendre en compte la non-linéarité du sol et l'influence de chaque couche géologique sur le comportement global de la fondation,

► **Module Groupie**

Le module Groupie a été utilisé pour analyser le comportement des groupes de pieux, en tenant compte des interactions entre pieux, de la répartition des charges dans le groupe ainsi que des tassements globaux induits, Les charges maximales issues de cette analyse ont été retenues pour les vérifications les plus défavorables,

3.5 Conclusion partielle

Ce chapitre a permis de détailler l'ensemble des moyens techniques et méthodologiques mobilisés pour l'étude géotechnique du site, Les investigations de terrain, les essais de laboratoire et le traitement des données pressiométriques ont fourni les paramètres nécessaires à une modélisation fiable du sol, L'utilisation des modules Fondprof, Taspie et Groupie du logiciel Foxta a ensuite permis d'évaluer la capacité portante, les tassements et les effets d'interaction entre pieux, constituant ainsi une base solide pour le dimensionnement des fondations profondes présenté dans le chapitre suivant,

CHAPITRE 4 : RESULTATS DE L'ETUDE

4.1 Introduction partielle

Ce chapitre est consacré à l'étude géotechnique du site et à la définition des fondations les mieux adaptées à l'ouvrage, Elle présente les résultats des investigations menées sur le site, la caractérisation des différentes couches de sol, ainsi que l'élaboration du modèle géotechnique de calcul, Le dimensionnement des fondations a été effectué à l'aide du logiciel **FOXTÀ**, garantissant précision et fiabilité, À titre d'exemple, pour illustrer la méthode de calcul, un cas de pieu a été également dimensionné manuellement et présenté dans **l'Annexe 1**, Sur cette base, le choix du type de fondations est justifié en fonction des charges de l'ouvrage et des propriétés géomécanique du sol, Cette partie inclut également les préconisations pour l'exécution des fondations et une estimation du coût de la campagne géotechnique,

4.2 Nature des sols traversé

La nature des sols rencontrés lors du sondage carotté voir annexe 6 est présentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4-1 : Résultats de sondage carotté

Profondeur (m)		Nature
0,00	0,20	Sable fin noirâtre
0,20	6,50	Sable peu argileux rougeâtre
6,50	7,50	Sable peu grossier rougeâtre
7,50	15,50	Sable fin rougeâtre
15,50	25,50	Sable fin grisâtre
25,50	40,50	Sable peu argileux blanchâtre

Selon les critères de classification définis dans le tableau B,2,1 de la norme NF P 94-262 / 261 relatifs à l'identification et à la classification des sols la nature des sols rencontrés lors du sondage carotté a été répartie en quatre (04) couches distinctes, comme indiqué ci-après :

- Couche 1 : Sable peu argileux lâche
- Couche 2 : Sable peu argileux Moyennement Dense
- Couche 3 : Sable fin Dense

- Couche 4 : Sable +/- argileux Très Dense

4.2.1 Caractéristique géomécaniques des sols traverses

Le tableau B,2,1 de la norme NF P 94-262, permet de classer classés les sols en fonction de leur densité à partir d'indicateurs géotechniques tels que l'indice de compacité, la pression limite, la résistance à la pointe, le nombre de coups au pénétromètre ou la cohésion non drainée, **Couche N°1**

Les résultats des essais pressiométriques SP1 et SP2 voir annexe 6 nous ont révélé la présence en tête, composée essentiellement **de sable peu argileux lâche**, Cette couche est représentée comme suit :

Tableau 4-2 : Résultats de la couche 1 des essais pressiométriques

Essais pressiométrique	SP1	SP2	
Profondeur du toit - Haut de la couche (m)	0,00	0,00	4,50
Profondeur du mur - Base de la couche (m)	6,50	2,50	6,50
Epaisseur (m)	6,50	2,50	2,00

Les valeurs des pressions limites nettes Pl^* , Module Menard Em et pression de fluage nette Pf^* obtenues sur cette couche sont présentées suivant des histogrammes, Pour chaque histogramme, les valeurs caractéristiques sont déterminées comme suit :

- Pressions limite et de fluage : moyenne géométrique ;
- Module pressiométrique : moyenne harmonique,

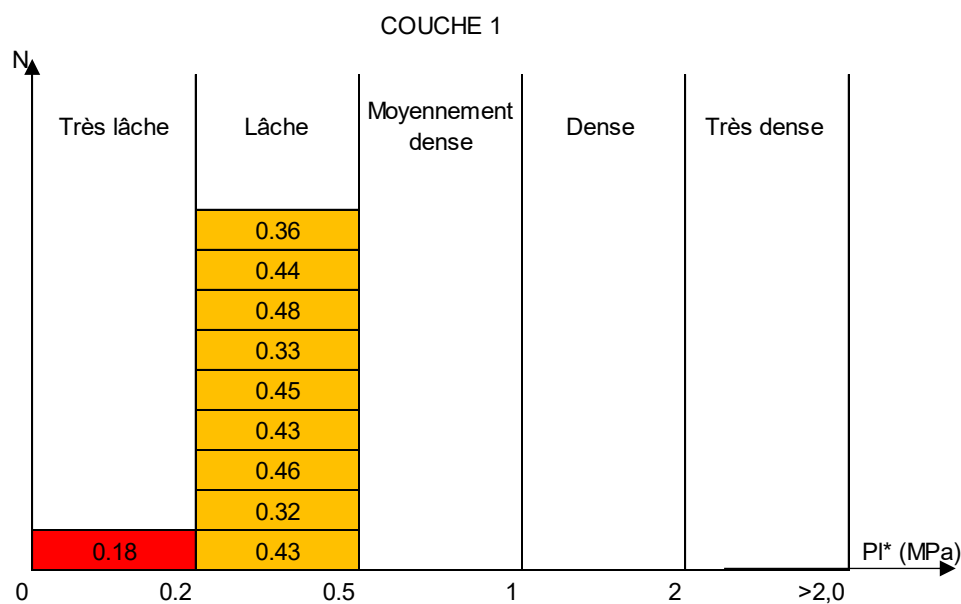


Figure 4-1 : Histogrammes des pressions limites nettes Pl^* de la couche 1

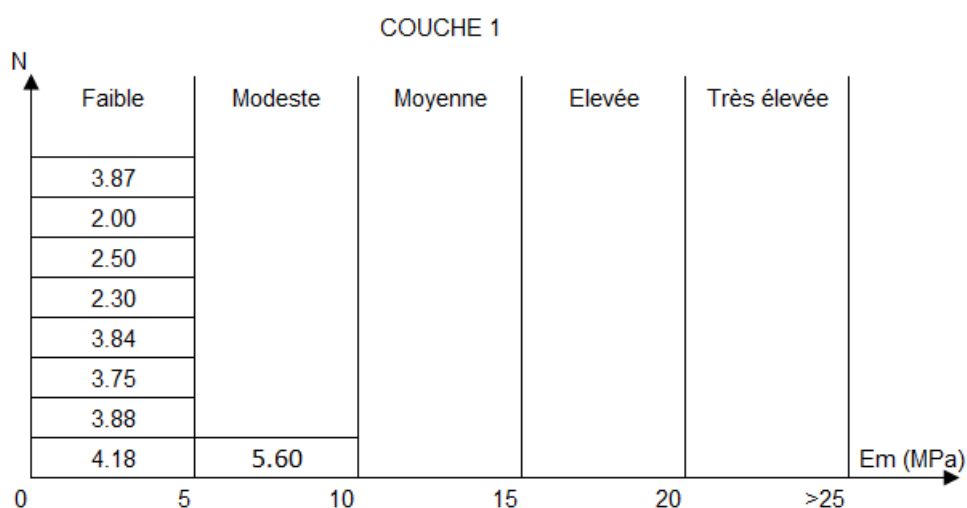
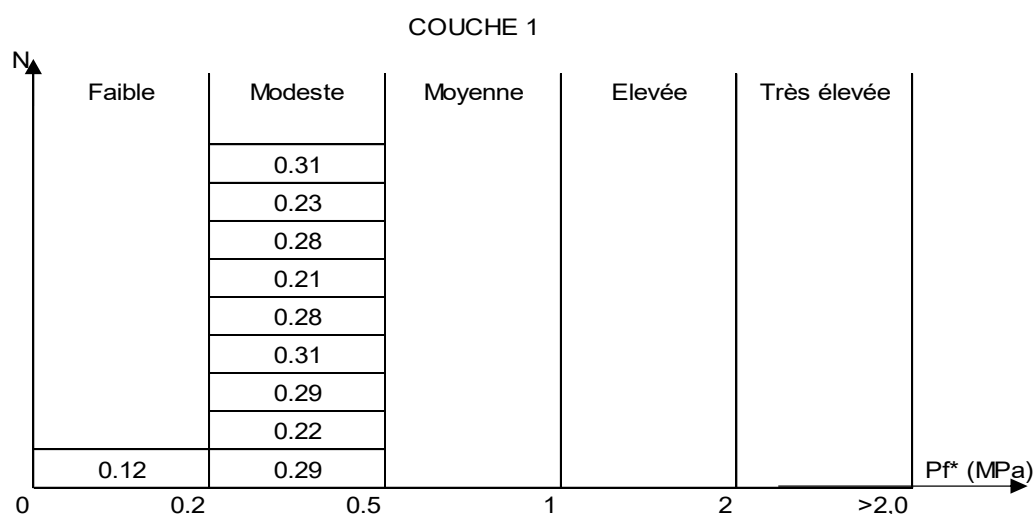


Figure 4-2 : Histogramme des pressions de fluage Em de la couche 1

Figure 4-3 : Histogramme des pressions de fluage Pf^* de la couche 1

Les valeurs caractéristiques retenues pour cette couche sont les suivantes :

- Pression limite nette : $Pl^* = 0,37$ MPa ;
- Module pressiométrique : $Em = 2,74$ MPa ;
- Pression de fluage : $Pf^* = 0,25$ MPa,

❖ Couche N°2

Les résultats des essais pressiométriques nous ont révélé la présence d'une couche composée essentiellement de **sable peu argileux moyennement denses**, Cette couche est représentée comme suit :

Tableau 4-3 : Résultats de la couche 2 des essais pressiométriques

Essais pressiométrique	SP2	
Profondeur du toit - Haut de la couche (m)	2,50	6,50
Profondeur du mur - Base de la couche (m)	4,50	10,50
Epaisseur (m)	2,00	4,00

Les valeurs des pressions limites nettes Pl^* , Module Menard Em et pression de fluage nette Pf^* obtenues sur cette couche sont présentées suivant des histogrammes, Pour chaque histogramme, les valeurs caractéristiques sont déterminées comme suit :

- Pressions limite et de fluage : moyenne géométrique
- Module pressiométrique : moyenne harmonique

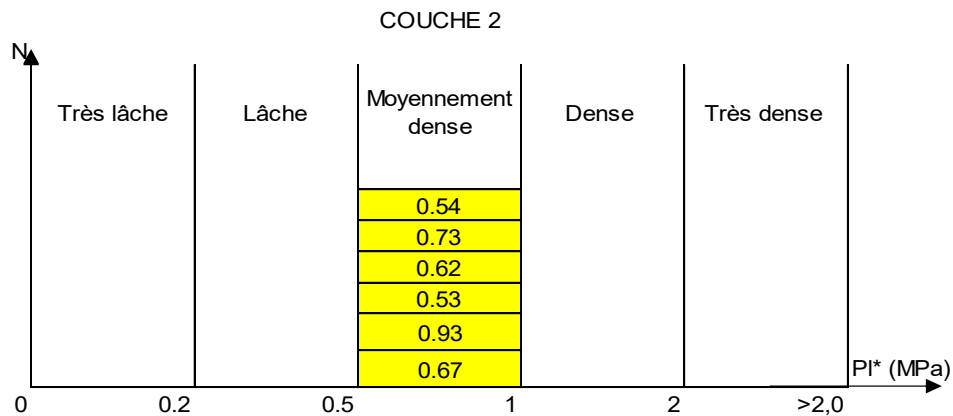


Figure 4-4 : Histogramme des modules de Ménard Pl^* de la couche 2

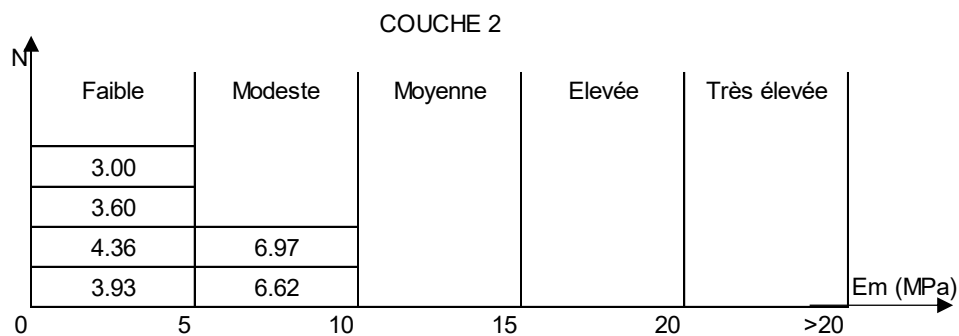


Figure 4-5 : Histogramme des modules de Ménard Em de la couche 2

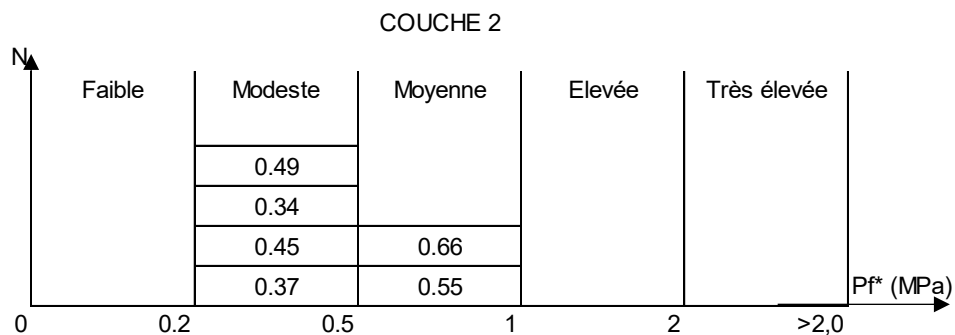


Figure 4-6 : Histogramme des pressions de fluage Pf^* de la couche 2

Les valeurs caractéristiques retenues pour cette couche sont les suivantes :

- Pression limite nette : $Pl^* = 0,66 \text{ MPa}$;
- Module pressiométrique : $Em = 4,32 \text{ MPa}$;
- Pression de fluage : $Pf^* = 0,46 \text{ MPa}$,

❖ Couche N° 3

Les résultats des essais pressiométriques nous ont révélé la présence d'une **couche composée** essentiellement de **sable fin dense**, Cette couche est représentée comme suit :

Tableau 4-4 : Résultats de la couche 3 des essais pressiométriques

Essais pressiométrique	SP1	SP2
Profondeur du toit - Haut de la couche (m)	6,50	10,50
Profondeur du mur - Base de la couche (m)	13,50	15,50
Epaisseur (m)	7,00	5,00

Les valeurs des pressions limites nettes Pl^* , Module Menard Em et pression de fluage nette Pf^* obtenues sur cette couche sont présentées suivant des histogrammes, Pour chaque histogramme, les valeurs caractéristiques sont déterminées comme suit :

- Pressions limite et de fluage : moyenne géométrique
- Module pressiométrique : moyenne harmonique

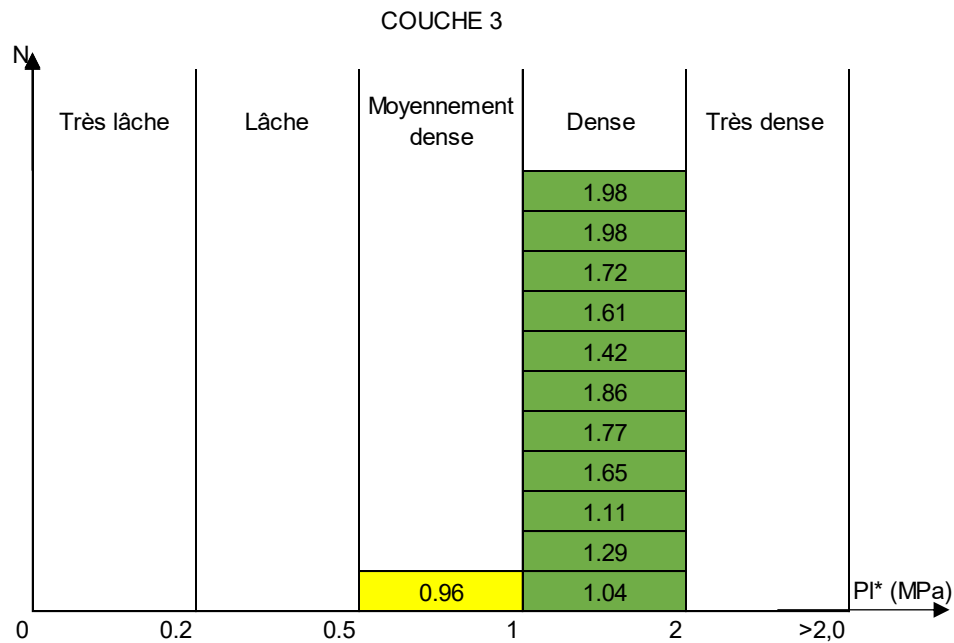


Figure 4-7 : Histogramme des pressions limites nettes PI^* de la couche 3

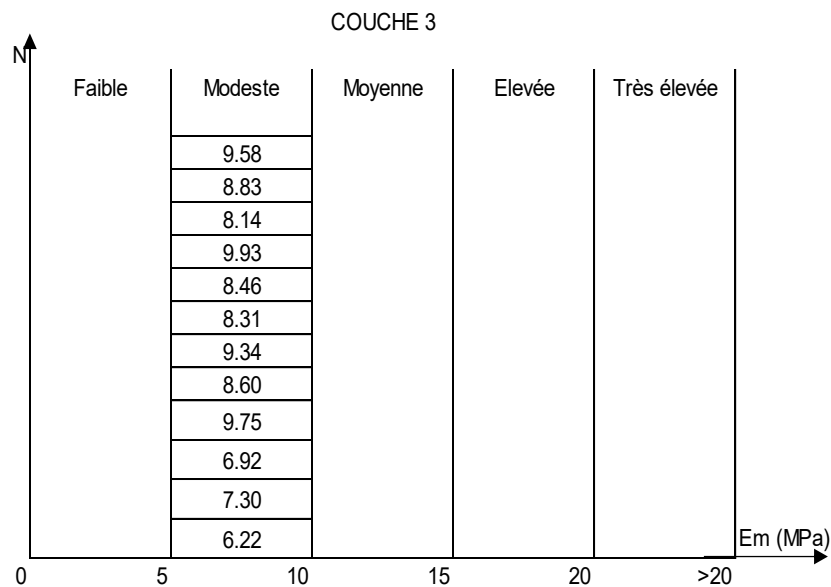


Figure 4-8 : Histogramme des modules de Menard E_m de la couche 4

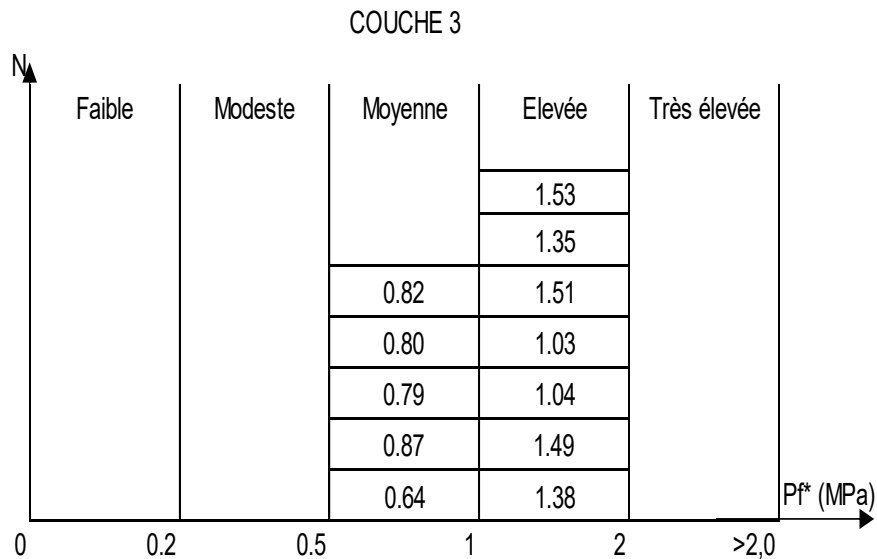


Figure 4-9 : Histogramme des pressions de fluage P_f^* de la couche 3

Les valeurs caractéristiques retenues pour cette couche sont les suivantes :

- Pression limite nette : $PI^* = 1,49$ MPa ;
- Module pressiométrique : $Em = 8,29$ MPa ;
- Pression de fluage : $P_f^* = 1,06$ MPa,

❖ Couche N°4

Les résultats des essais pressiométriques nous ont révélé la présence d'une couche composée essentiellement de **sable +/- argileux très dense**, Cette couche est représentée comme suit :

Tableau 4-5 : Résultats de la couche 4 des essais pressiométriques

Essais pressiométrique	SP1	SP2
Profondeur du toit - Haut de la couche (m)	13,50	15,50
Profondeur du mur - Base de la couche (m)	40,50	40,50
Epaisseur (m)	27,00	25,00

Les valeurs des pressions limites nettes PI^* , Module Menard Em et pression de fluage nette P_f^* obtenues sur cette couche sont présentées suivant des histogrammes, Pour chaque histogramme, les valeurs caractéristiques sont déterminées comme suit :

- Pressions limite et de fluage : moyenne géométrique

- Module pressiométrique : moyenne harmonique

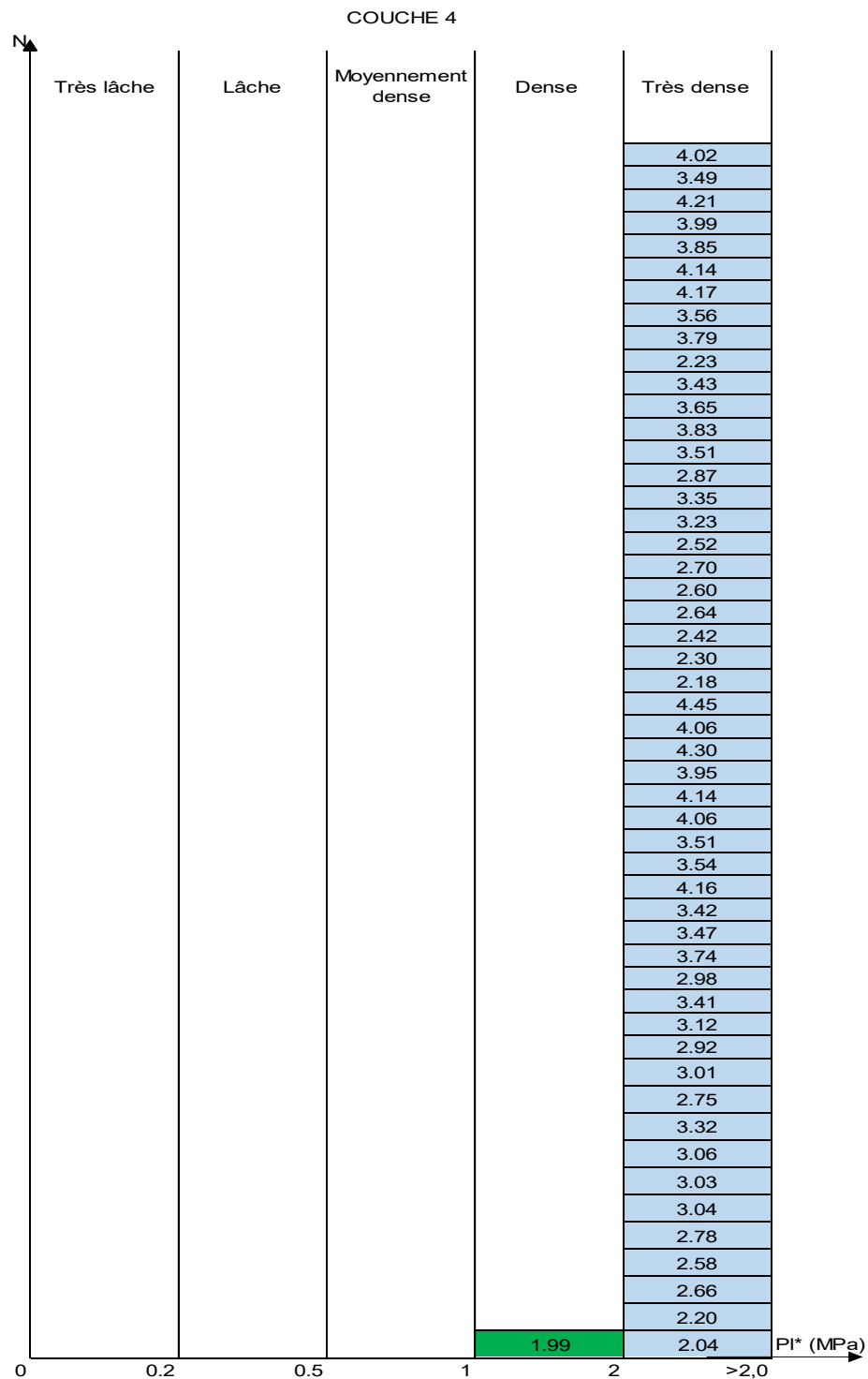


Figure 4-10 : Histogramme des pressions limites PI^* de la couche 4

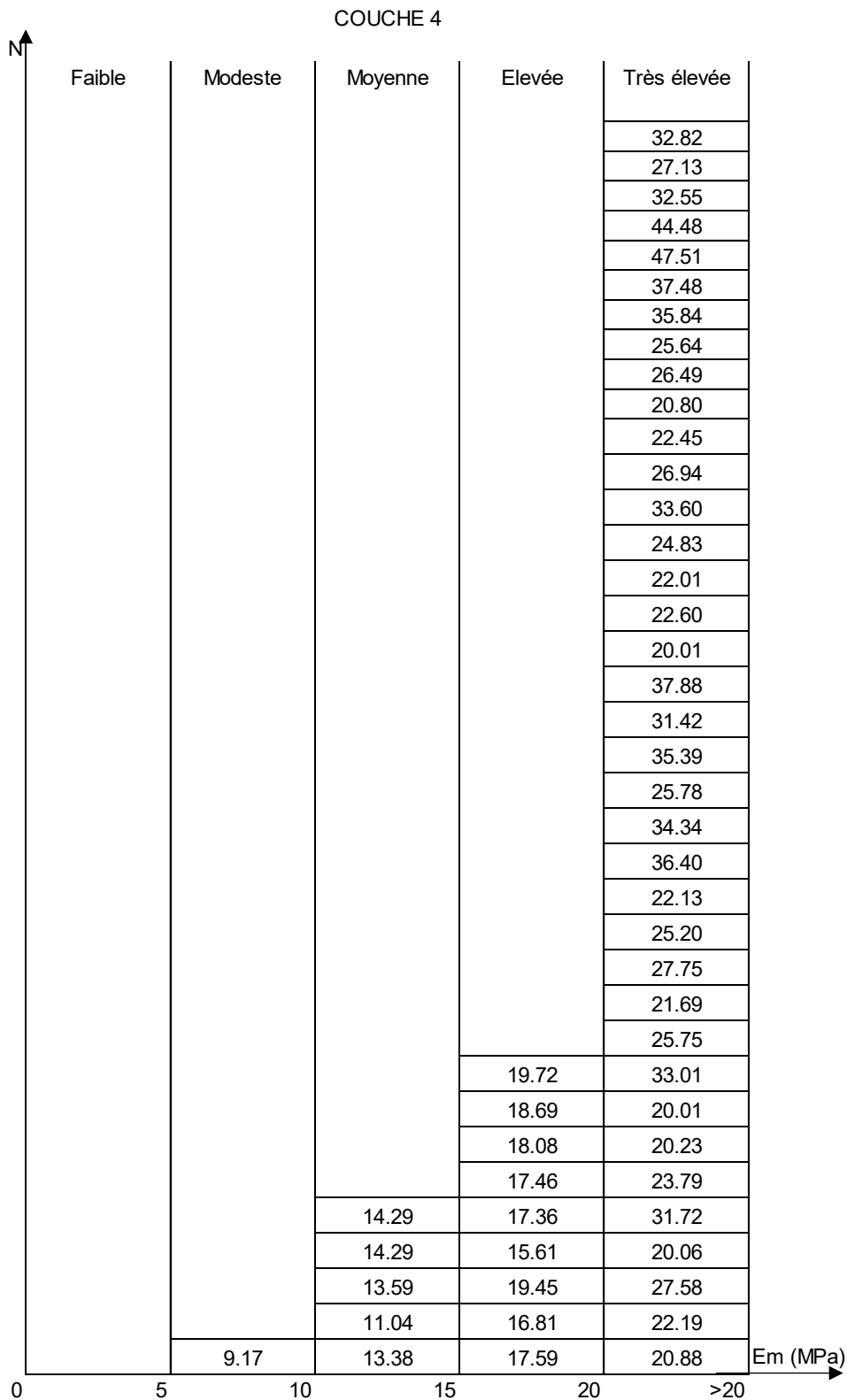


Figure 4-11 : Histogramme des modules pressiométriques Em de la couche 4

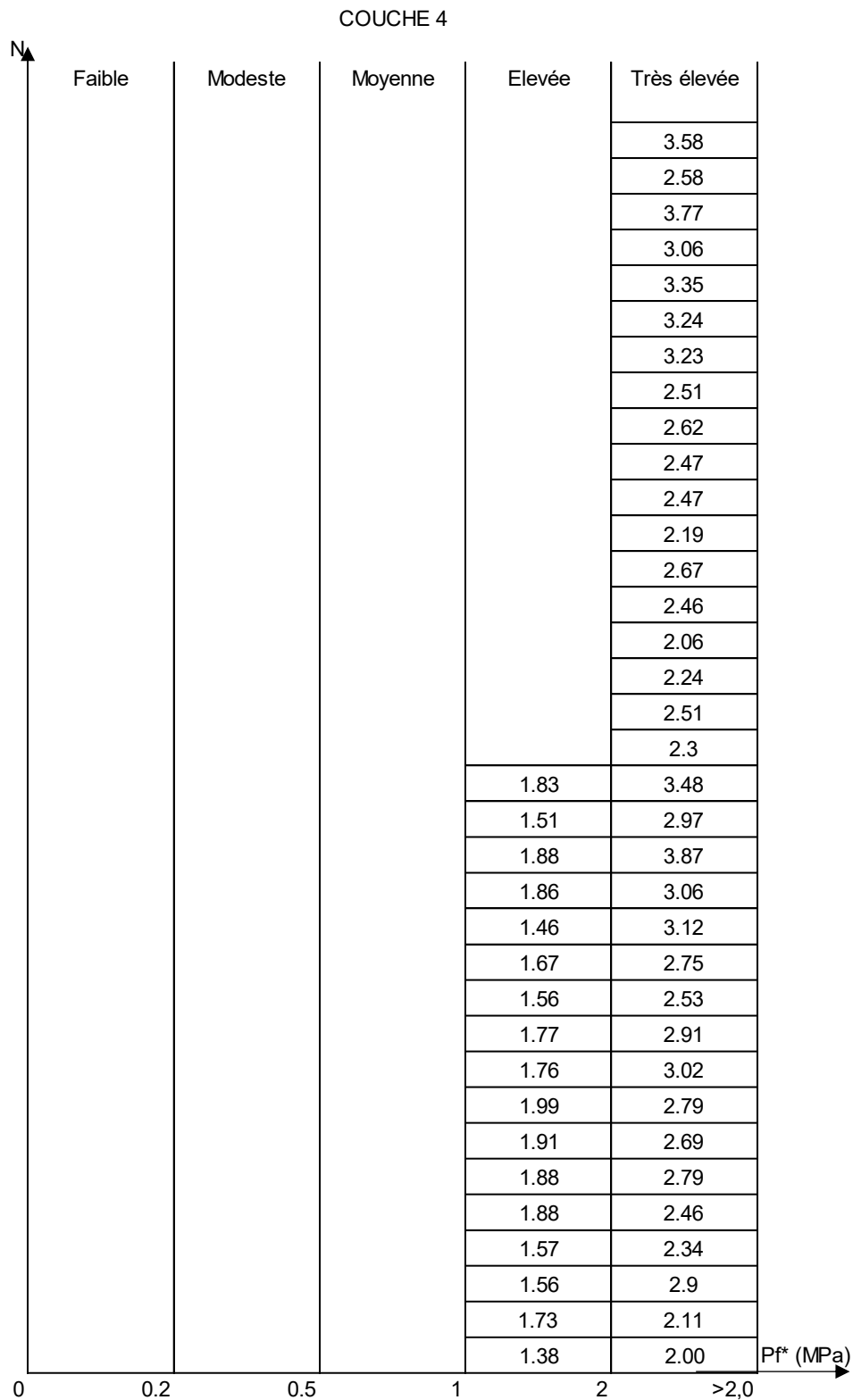


Figure 4-12 : Histogramme des pressions de fluage (Pf*) de la couche 4

Les valeurs caractéristiques retenues pour cette couche sont les suivantes :

- Pression limite nette : $Pl^* = 3,21 \text{ MPa}$;
- Module pressiométrique : $Em = 21,88 \text{ MPa}$;
- Pression de fluage : $Pf^* = 2,35 \text{ MPa}$,

4.3 Hydrogéologie des sol traversés

- Le site présente des conditions hydrogéologiques caractérisées par :

Par la présence éventuelle de circulations d'eau souterraine localisées, favorisées par des passes sableuses au sein des couches argileuses ou limoneuses, Ces écoulements peuvent entraîner les particules fines, générant des phénomènes érosifs localisés à ceux d'effondrements par érosion souterraine ;

- Lors de l'intervention sur site, la nappe phréatique a été interceptée à différentes profondeurs :
- 9,50 m au point SP1,
- 7,40 m au point SP2,
- 8,10 m au point SC,

Par rapport au terrain naturel, Ces variations témoignent d'un niveau phréatique non horizontal et potentiellement influencé par la topographie du site en pente,

4.4 Résultat des essais en laboratoire

Les résultats des différents essais réalisés en laboratoire, tels que transmis par le département laboratoire (annexe3), sont présentés et analysés dans la section suivante, Ils constituent la base de l'évaluation des caractéristiques géotechniques des matériaux étudiés,

B_1 et B_2 constituent des sous-classes définies en fonction de la nature du matériau, Elles décrivent notamment les caractéristiques principales du sol,

► Analyse des résultats

Les résultats des essais granulométriques et au bleu de méthylène indiquent que les échantillons prélevés sur le site sont constitués de sols à tendance sableuse, présentant un D_{max} inférieur à 50 mm, des pourcentages de passants à 80 μm inférieurs à 35 %, ainsi qu'une valeur moyenne au bleu de méthylène (VBS) inférieure à 0,20,

► Interprétation des résultats

Selon la classification GTR, les couches superficielles sont classées B_2 car ils présentent une légère plasticité des fines qui les rend sensibles à l'eau et réactifs aux variations hydriques et climatiques, En revanche, les couches plus profonds sont classées B_1 et correspondent à des sables propres, globalement insensibles à l'eau,

4.5 Résultats des essais In-Situ

4.5.1 Modèle géotechnique retenu

À l'issue des investigations menées in situ, un modèle de profil géotechnique représentatif du site a été établi, Ce profil servira de référence pour le dimensionnement des fondations,

Tableau 4-6 : Profil de sol géotechnique de conception de fondations

Couches	Profondeur (m)	PI* (kPa)	Em (kPa)	Pf* (kPa)	Em/PI	α
Couche 1 : Sable peu argileux lâche	0,00 – 6,50	375	2742	246	7,3	1/3
Couche 2 : Sable peu argileux moyennement dense	6,50 – 10,50	658	4318	496	6,6	1/3
Couche 3 : Sable fin dense	10,50 – 15,50	1490	8288	1059	5,6	1/3
Couche 4 : Sable +/- argileux très dense	15,50 – 40,50	3205	21881	2345	6,8	1/3

4.6 Dimensionnement et préconisation de l'exécution des fondations

4.6.1 Dimensionnement des fondations de l'ouvrage

4.6.1.1 Choix et justification du type de fondation

Le choix du système de fondations pour ce projet représente une décision stratégique, ayant un impact direct sur la stabilité de l'ouvrage, Il repose sur une analyse approfondie de plusieurs facteurs essentiels, D'une part, la réalisation d'un bâtiment de type R+10 comportant deux niveaux de sous-sol nécessite la mise en œuvre de fondations capables de supporter des charges structurelles importantes, D'autre part, les résultats des investigations géotechniques du site jouent un rôle déterminant, En effet, les essais in situ et en laboratoire mettent en évidence une couche superficielle présentant de faibles propriétés géomécaniques et une sensibilité marquée à l'eau, À l'inverse, les couches plus profondes montrent une amélioration progressive des caractéristiques géomécaniques, correspondant à des sables propres, globalement insensibles à l'eau, Compte tenu de l'ampleur des charges à reprendre et des propriétés géomécaniques du sol, le recours à un système de fondations profondes sur pieux s'impose comme la solution la plus appropriée,

4.6.1.2 Principe de dimensionnement des fondations

Le principe de dimensionnement des fondations consiste à déterminer leurs dimensions (longueur, profondeur, nombre et diamètre des pieux) et la capacité portante des fondations pour qu'elles puissent transmettre les charges au sol en toute sécurité, en respectant les critères de tassement admissible, Il se base sur les Eurocodes (notamment l'Eurocode 7 pour le calcul géotechnique et l'Eurocode 2 pour les combinaisons des charges et béton armé), Les principes théoriques de justification des pieux ont été exposé au chapitre 2,

4.6.1.2.1 Descentes de charges et combinaisons d'actions

✓ Inventaires des charges

Dans le cadre de cette étude géotechnique, le poids propre, les charges permanentes et les charges d'exploitation, fournis par le bureau d'études structure, sont présentés de manière synthétique dans un tableau annexe 1,

✓ Combinaisons de charges

Les combinaisons de charges sont établies aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS) situations caractéristique et quasi permanente (10),

- Combinaisons à l'ELU fondamentales (ELU-FOND)

$$\sum_{j \geq 1} 1,35 G_{K,j} + 1,50 Q_{K,1} + \sum_{i > 1} 1,50 \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinaison quasi-permanente (ELS-QP)

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinaison caractéristique (ELS-CARAC)

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Avec :

$G_{K,j}$: valeur caractéristique d'une action permanente

$Q_{K,1}$: valeur caractéristique de l'action variable dominante

$Q_{k,i}$: valeur caractéristique d'une action variable d'accompagnement

$\Psi_{0,i}$: coefficient définissant la valeur de combinaison d'une action variable

$\Psi_{2,i}$: coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable,

- Coefficients partiels des action variables d'accompagnement

Dans le cadre de cette étude, le bâtiment est classé en catégorie A, ce qui correspond à un usage d'habitation, Selon cette classification, les coefficients de combinaison des actions variables d'accompagnement sont les suivants : $\Psi_0 = 0,7$ et $\Psi_2 = 0,3$, conformément aux valeurs prescrites par l'Eurocode.

Tableau 4-7 : coefficients de combinaison des actions variable d'accompagnement

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1.1) :			
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 kN et 160 kN	0,7	0,5	0,3
Catégorie H : toits	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) ^{a)} :			
Finlande, Islande, Norvège, Suède	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H > 1\,000$ m a.n.m.	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H \leq 1\,000$ m a.n.m.	0,50	0,20	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTE Les valeurs des coefficients ψ peuvent être données dans l'Annexe Nationale.			
a) Pour des pays non mentionnés dans ce qui suit, se référer aux conditions locales appropriées.			

➤ Résultat des combinaisons de charges

Le tableau ci-dessous présente une synthèse des combinaisons de charges retenues pour le dimensionnement aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU),

Tableau 4-8 : Résultats des combinaisons de charges

Poteaux	DDC														
	ELS-QP	Mx	My	Vx	Vy	ELS-CARAC	Mx	My	Vx	Vy	ELU-FOND	Mx	My	Vx	Vy
P1	2873,18	71,88	11,84	42,93	4	3630,24	90,84	15,59	54,11	6,3	5048,03	117,61	20,69	70,11	8,74
P2	3841,23	32,83	63,6	20,7	39,68	4963,39	41,23	82,2	26,34	52,64	6915,69	52,66	106,33	33,61	68,27
P3	5069,99	14,41	100,24	8,67	65,48	6353,3	18,99	128,83	11,65	85,52	8832,34	24,46	165,95	15,04	110,21
P4	5276,39	5,37	94,94	3,48	61,28	6589,24	8,43	121,91	5,58	80	9157,59	11,2	157,03	7,4	103,12
P5	5555,85	5,44	85,07	2,19	54,96	6976,22	10,6	109,06	4,89	71,67	9700,07	13,55	140,78	6,23	92,61
P6	4766,09	10,53	48,36	10,62	25,87	6019,22	21,24	59,35	18,34	32,25	8372,51	26,12	77,88	22,82	42,62
P7	3893,11	8,37	34,76	10,42	19,42	4734,06	10,06	42,69	13,02	23,84	6565,93	13,31	56,33	16,74	31,55
P8	4321,98	20,34	30,89	8,68	15,31	5271,35	24,16	39,89	9,99	19,87	7314,41	31,51	52,37	13,25	26,31
P9	248	38,37	25,35	5,56	37,01	377,45	46,42	33,28	7,35	53,92	531,6	60,02	43,93	8,88	72,61
P10	2213,57	62,68	27,86	44,02	18,35	2685,72	77,53	35,56	54,64	23,42	3722,87	98,5	45,73	69,35	30,07
P11	2782,64	52,76	2,33	35,37	5,16	3328,34	66,08	3,6	44,37	6,84	4608,61	84,4	4,4	56,58	8,58
P12	2898,64	36,85	14,31	23,77	7,14	3503,5	41,36	16,67	26,81	8,35	4855,15	54,66	22	35,35	11,06
P13	956,97	44,34	0,89	105,63	122,8	1163,92	53,7	1,43	127,09	147,45	1613,1	69,35	1,91	164,14	189,43
P14	970,33	39,43	1,65	6,12	19,48	1204,68	49,61	2,69	11,93	10,41	1673,66	63,85	3,61	9,79	19,99
P15	812,8	34,41	4,92	80,48	129,81	1002,2	43,2	5,93	98,88	157,49	1391,4	55,68	7,57	127,1	201,64
P16	3706,28	42,89	2,23	28,48	4,84	4461,62	49,83	4,91	33,43	7,44	6182,57	65,12	5,84	43,54	9,19
P17	921,2	43,08	6,04	105,34	139,72	1139,88	52,59	6,55	127,55	161,82	1583,69	67,45	8,33	163,19	206,62
P18	3437,44	35,93	33,14	25,93	22,84	4162,48	43,2	39,97	31,46	27,75	5771,8	55,41	51,1	40,28	35,39
P19	3441,42	21,53	74,97	14,4	52,51	4125,58	25,43	89,59	17,1	63,16	5713,95	32,73	114,55	21,97	80,62
P20	3665,82	26,85	76,78	17,55	53,47	4444,13	34,35	91,71	22,47	64,29	6160,06	44,13	117,39	28,82	82,15
P21	6469,28	27,33	85,57	16,03	60,99	7990,81	35,53	105,09	21,08	75,41	11096,17	45,65	134,31	27,13	96,23
P22	5719,54	7,51	88,84	4,12	62,72	7174,08	10,15	109,09	5,96	77,36	9975,04	13,14	139,13	7,83	98,54
P23	5576,02	7,22	81,87	3,37	55,97	6957,33	8,93	99,72	4,38	68,38	9669,25	11,54	127,2	5,75	87,11
P24	5373,7	51,34	77,25	31,76	52,59	6666,06	61,31	95,26	38,06	65,26	9260,48	78,08	121,52	48,47	83,14
P25	1868,2	90,69	51,41	59,02	33,75	2369,44	108,99	62,61	70,75	41,17	3295,7	139,05	79,97	90,17	52,52
P26	3047,43	143,63	61,6	89,81	39,07	3837,43	172,56	73,72	107,9	46,78	5335,09	221,23	94,29	138,33	59,8
P27	5196,21	85,06	30,93	54,09	19,33	6255,96	104,43	37,02	66,46	23,17	8666,78	133,51	47,23	84,83	29,52
P28	7717,04	32,98	8,24	19,49	0,85	9214,7	40,98	11,77	24,2	1,84	12759,25	52,56	15,73	31,07	2,74
P29	7899,09	1,96	1,81	0,82	4,43	9426,76	2,94	2,49	1,42	5,49	13053,19	3,89	3,16	1,93	6,99
P30	8181	14,89	6,41	7,63	7,16	9765,61	20,27	9,25	10,73	9,56	13522,47	25,81	11,68	13,72	12,09
P31	8322,78	54,57	21,9	36,58	20,12	10140,56	73,41	32,39	48,98	28,04	14067,06	93,15	40,73	62,2	35,31
P50	1012,43	2,32	37,91	1	25,91	1214,19	3,44	46,89	1,55	32,11	1681,51	4,49	59,65	2,06	40,79
P51	985,5	17,38	55,15	13,13	35,99	1177,91	21,38	68,56	16,25	44,78	1630,84	26,98	87,67	20,49	57,17
P52	1370,11	21,91	68,31	11,75	48,71	1643,82	25,95	85,48	13,68	61,11	2276,92	33,2	109,37	17,59	77,97
P53	1086,88	23,16	99,75	18,6	63,94	1294,68	28,09	125,42	22,97	80,39	1791,81	35,97	162,29	29,32	103,82
P54	816,16	2,55	26,56	1,26	20,5	970,85	3,07	34,62	1,48	26,62	1343,26	3,94	44,14	1,89	33,84
P55	843,83	12,19	68,67	11,44	45,82	1005,31	16,14	89,18	15,01	59,32	1391,21	20,48	115,13	19,05	76,41
P57	3372,69	23,09	0,51	13,9	8,68	4130	28,89	7,07	17,38	14,68	5728,59	37,09	7,01	22,3	17,41

4.6.1.2.2 Calcul des capacités portantes des pieux isolés

Le calcul des contraintes limites en pointe (qpl), du facteur de portance (Kp) ainsi que des portances limites aux différents états limites (ELS et ELU) pour des pieux de diamètres 600 mm, 800 mm et 1000 mm a été réalisé en considérant une longueur de pieu fixée à 35 m,

Calcul

Critère de calcul

☒ Charge imposée en tête

☐ Contrainte imposée en tête

☒ Longueur imposée

Longueur du pieu (m)

Paramètres généraux

Contexte de calcul	Titre du calcul	D800
	Cadre réglementaire	EC 7 - Norme NF P94-262/A1 (juillet 2018)
	Méthode de dimensionnement	A partir des résultats pressiométriques
	Traitement des données	Traitement par couches
	Pas du calcul (m)	0,50

Géométrie du pieu

Section de calcul	☒ Section de calcul circulaire
Diamètre de calcul (m)	0,80

Système de pondération

Classe du pieu	Classe 1 - Pieu/micropieu foré
Catégorie du pieu	Catégorie 2 [FB] - Foré boue (pieux et barrettes)
	☒ Pieu de grande longueur
Mode de chargement	☒ Travail en compression

	ELS-QP	ELS-CARAC	ELU-FOND	ELU-ACC
Pondérations combinées sur $Q_{s,k}$	0,636	0,778	0,909	1,000
Pondérations combinées sur $Q_{p,k}$	0,455	0,556	0,909	1,000

Figure 4-13 : Critère de calcul de la résistance structurale sur Foxta (module Fondprof)

Données des couches

Cote de référence (m) -5,50

Nom	Couleur	Classe de sol	Z _{base} (m)	P ₁ (kPa)	q _{si} (kPa)	k _{ymax}	V _{R,d1} *V _{R,d2}
Couche 1.1 : Sable peu ar.		Sols intermédiaires, tendance sableuse	-8,50	375,00	0,00	1,10	1,265
Couche 1.2 : Sable peu ar.		Sols intermédiaires, tendance sableuse	-10,50	650,00	50,89	1,10	1,265
Couche 1.3 : Sable fin Den.		Sables, graves	-15,50	1490,00	87,32	1,10	1,265
Couche 1.4 : Sable +l- argil.		Sables, graves	-40,50	3205,00	90,00	1,10	1,265

Figure 4-14 : Définition des couches de sol (module Fondprof)

4.6.1.2.3 Résultats des capacités portantes des pieux isolés

Le tableau ci-après synthétise les résultats du calcul des capacités portantes admissibles des pieux isolés aux états limites de service et ultime,

Tableau 4-9 : Capacité portantes des pieux isolés

N° de poteaux	ELS-QP (kN)	ELS-CARAC (kN)	ELU-FOND (kN)	Diamètre pieu (mm)	Longueur pieu (m)	QS (kN)	QP (kN)	Q-ELS-QP (kN)	Q-ELS-CARAC (kN)	Q-ELU-FOND (kN)
53	1086,88	1294,68	1791,81	600	17	2394,2	996,8	1562,3	1631,1	2436,7
50	1012,43	1214,19	1681,51		16	2224,5	996,8	1477	1631,1	2314,8
14	970,33	1204,68	1673,66		16	2224,5	996,8	1477	1631,1	2314,8
51	985,5	1177,91	1681,51		16	2224,5	996,8	1477	1631,1	2314,8
13	956,97	1163,92	1613,1		16	2224,5	996,8	1477	1631,1	2314,8
17	921,2	1139,88	1583,69		16	2224,5	996,8	1477	1631,1	2314,8
55	843,8	1005,31	1391,4		15	2054,9	996,8	1391,7	1631,1	2192,9
15	812,8	1002,2	1391,4		15	2054,9	996,8	1391,7	1631,1	2192,9
54	816,16	970,85	1343,26		15	2054,9	996,8	1391,7	1631,1	2192,9
9	248	377,45	531,6		10	1206,7	861,4	916,5	1120,7	1486,1
25	1868,2	2369,44	3295,7	800	18	3418,5	1772,1	2356,1	2881,3	3729,8
52	1370,11	1643,82	2276,92		16	3757,7	1772,1	2526,7	2899,8	3973,6

4.6.1.3 Principe de calcul des groupes de pieux

4.6.1.3.1 Modélisation des groupes de pieux

La modélisation des groupes de pieux est réalisée lorsque les charges appliquées dépassent la capacité d'un pieu isolé, Elle est effectuée à l'aide du module **Groupepie+** du logiciel **Foxta**, qui combine méthodes classiques et modélisation par éléments finis en tenant compte de l'interaction sol-structure, Les pieux sont modélisés comme des poutres élastiques et le sol par des lois non linéaires de type **p-y** et **t-z**, Le chargement de la fondation est représenté par un torseur à six composantes appliquées au centre de la semelle de répartition,

- Caractéristique des pieux

X_P [m]	Y_P [m]	Cote _{tête} [m]	α [°]	β [°]	L [m]	D [m]	Liaison	E_x [kN.m ²]	E_y [kN.m ²]	ES [kN]	Γ [kN.m/rad]
1,25	1,25	-5,50	0,0	0,0	16,00	0,80	Encastré	2,01E05	2,01E05	5,03E06	1,00
1,25	-1,25	-5,50	0,0	0,0	16,00	0,80	Encastré	2,01E05	2,01E05	5,03E06	1,00
-1,25	-1,25	-5,50	0,0	0,0	16,00	0,80	Encastré	2,01E05	2,01E05	5,03E06	1,00
-1,25	1,25	-5,50	0,0	0,0	16,00	0,80	Encastré	2,01E05	2,01E05	5,03E06	1,00

■ Paramètre de modélisation des sols

Cote de référence (m) -5,50 ↕

Nom	Couleur	Cote _{base} [m]	α_Y [°]	α_X [°]	E_M [kPa]	α [-]	p_f^* [kPa]	p_l^* [kPa]	q_{sl} [kPa]	Type de sol	q_{pl} [kPa]
sable peu ar...		-6,50	0,0	0,0	2,74E03	0,33	2,46E02	3,75E02	32,34	Sol granulaire	3525,50
sable peu ar...		-10,50	0,0	0,0	4,32E03	0,33	4,96E02	6,58E02	50,89	Sol granulaire	3525,50
sable fin den...		-15,50	0,0	0,0	8,29E03	0,33	1,06E03	1,49E03	87,32	Sol granulaire	3525,50
sable +/- argi...		-40,50	0,0	0,0	2,19E04	0,33	2,35E03	3,21E03	90,00	Sol granulaire	3525,50

➤ Présentation des résultats Groupie+

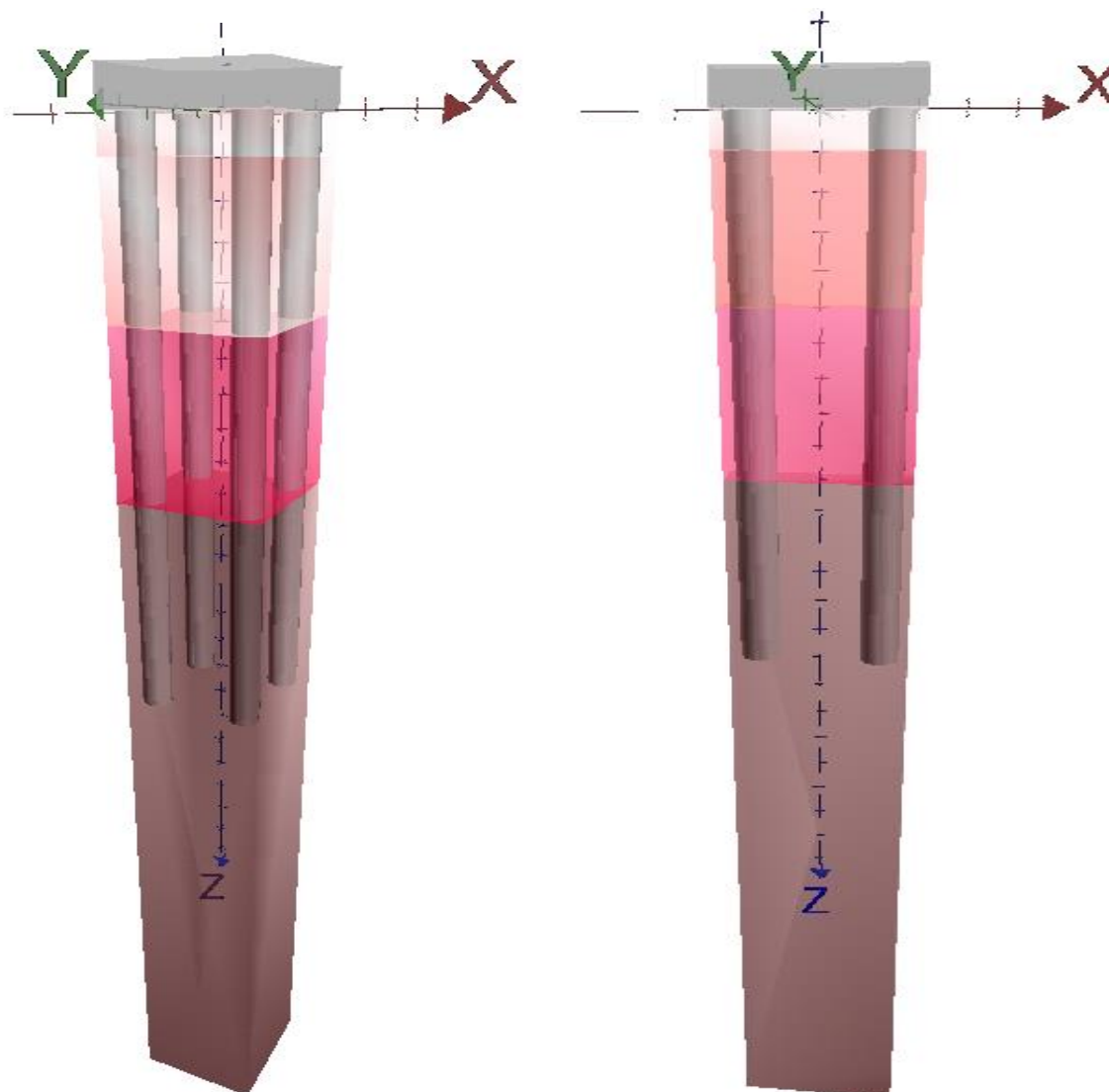


Figure 4-15 : Modélisation de groupe de pieu (module Groupie)

Le tableau synthétisant les résultats du calcul des efforts maximaux en tête des groupes de pieux aux états limites de service et ultime est présenté en annexe,



4.6.1.3.2 Détermination de la capacité portance de groupe de pieux

La capacité portante d'un groupe de pieux est obtenue en additionnant les capacités individuelles de chaque pieu, Dans ce projet, afin de neutraliser l'effet de groupe susceptible d'influencer la répartition des charges ou la résistance globale, un entraxe de 3 diamètres a été considéré entre pieux de même groupe soit un coefficient d'efficacité égal à 1 ($C_e = 1$),

❖ Présentation des résultats

Les tableaux ci-dessous présente l'ensemble des résultats obtenus pour la détermination de la capacité portante du groupe de pieux aux différents états limites : ELS quasi-permanent, ELS caractéristique et ELU fondamental,



Tableau 4-10 : capacité portante des groupes de pieux à l’ELS – quasi-permanente

N° Poteaux	Chargements de la semelle (kN)					Diamètre (mm)	Longueur min pieux (m)	Nombre total de pieux	Effort Axial maximal en tête (kN)	Capacité portante R_p ELS-QP (kN)	Capacité portante d'un groupe de pieux $R_{c,gd}$ ELS-QP
	T_z	M_x	T_x	M_y	T_y						
31	8322,78	54,57	36,58	21,90	20,12	800	17	4	2099,40	2242,40	8969,60
30	8181,00	14,89	7,63	7,16	6,41		16	4	2049,50	2128,60	8514,40
29	7899,09	1,96	0,82	1,81	4,43		16	4	1976,13	2128,60	8514,40
28	7717,04	32,98	19,49	8,24	0,85		15	4	1937,20	2014,90	8059,60
21	6449,28	27,33	16,03	85,57	60,99		15	4	1646,46	2014,90	8059,60
22	5719,54	7,51	4,12	88,84	62,72		11	4	1454,84	1556,20	6224,80
23	5576,02	7,22	3,37	82,87	55,97		11	4	1416,89	1556,20	6224,80
24	5373,70	51,34	31,76	77,25	52,59		11	4	1365,00	1556,20	6224,80
5	5555,85	5,44	2,19	85,07	54,94		11	4	1411,94	1556,20	6224,80
4	5276,39	5,37	3,48	85,07	54,96		11	4	1341,76	1556,20	6224,80
3	5069,99	14,41	8,67	100,24	65,48		11	4	1295,81	1556,20	6224,80
6	4766,09	10,53	10,62	48,36	25,87		11	4	1204,50	1556,20	6224,80
8	4321,98	20,34	8,68	30,89	15,31		11	4	1090,32	1556,20	6224,80
27	5196,21	85,06	54,09	30,93	19,33	1000	15	2	2582,30	2717,80	5435,60
2	3841,23	32,83	20,70	63,60	39,68	800	17	2	1930,76	2242,40	4484,80
7	3893,11	8,37	10,42	34,76	19,42		16	2	1952,22	2128,60	4257,20
16	3706,28	42,89	28,48	2,23	4,84		15	2	1865,04	2014,90	4029,80
20	3665,82	26,85	17,55	76,78	53,47		15	2	1847,65	2014,90	4029,80
18	3437,44	35,93	25,93	33,14	22,84		13	2	1720,47	1787,50	3575,00
57	3372,69	23,09	13,90	0,51	8,68		13	2	1692,13	1787,50	3575,00
19	3441,42	21,53	14,40	74,97	52,51		13	2	1735,62	1787,50	3575,00
26	3047,43	143,63	89,81	61,60	39,07		12	2	1544,33	1673,70	3347,40
1	2873,18	71,88	42,93	11,84	4,00		11	2	1450,96	1556,20	3112,40
12	2898,64	36,85	23,77	14,31	7,14		11	2	1455,19	1556,20	3112,40
11	2782,64	52,76	35,37	2,33	5,16		11	2	1405,16	1556,20	3112,40
10	2213,57	62,68	44,02	27,86	18,35		11	2	1119,29	1556,20	3112,40



Tableau 4-11 : Capacité portante des groupes de pieux à l’ELS – caractéristique

N° Poteaux	Chargements de la semelle (kN)					Diamètre (mm)	Longueur min pieux (m)	Nombre total de pieux	Effort Axial maximal en tête (kN)	Capacité portante R_p ELS-CARAC (kN)	Capacité portante d’un groupe de pieux $R_{c,gd}$ ELS-CARAC
	T_z	M_x	T_x	M_y	T_y						
31	10140,56	73,41	48,98	32,39	28,04	800	17	4	2558,51	2742,20	10968,80
30	9765,61	20,27	10,73	9,25	9,56		16	4	2447,53	2603,10	10412,40
29	9426,76	2,94	1,42	2,49	5,49		16	4	2358,39	2603,10	10412,40
28	9214,70	40,98	24,20	11,77	1,84		15	4	2313,62	2464,00	9856,00
21	7990,81	35,53	21,08	105,09	75,41		15	4	2029,99	2464,00	9856,00
22	7174,08	10,15	5,96	109,09	77,36		11	4	1824,18	1902,80	7611,20
23	6957,33	8,93	4,38	99,72	68,38		11	4	1767,05	1902,80	7611,20
24	6666,06	61,31	38,06	95,26	65,26		11	4	1693,16	1902,80	7611,20
5	6976,22	10,60	4,89	109,06	71,67		11	4	1773,83	1902,80	7611,20
4	6589,24	8,43	5,58	121,91	80,00		11	4	1680,08	1902,80	7611,20
3	6353,30	18,99	11,65	128,83	85,52		10	4	1616,27	1749,60	6998,40
6	6019,22	21,24	18,34	59,35	32,25		10	4	1515,74	1749,60	6998,40
8	5271,35	24,16	9,99	39,89	19,87		10	4	1326,34	1749,60	6998,40
27	6255,96	104,43	66,46	37,02	23,17	1000	15	2	3147,36	3323,40	6646,80
2	4963,39	41,23	26,34	82,20	52,64	800	17	2	2494,18	2742,20	5484,40
7	4734,06	10,06	13,02	42,69	23,84		16	2	2373,74	2603,10	5206,20
16	4461,62	49,83	33,43	4,91	7,44		15	2	2244,08	2464,00	4928,00
20	4444,13	34,35	22,47	91,71	64,29		15	2	2238,73	2464,00	4928,00
18	4162,48	43,20	31,46	39,97	27,75		13	2	2083,43	2185,70	4371,40
57	4130,00	28,89	17,38	7,07	14,68		13	2	2070,43	2185,70	4371,40
19	4125,58	25,43	17,10	89,59	63,16		13	2	2080,66	2185,70	4371,40
26	3837,43	172,56	107,90	73,72	46,78		12	2	1893,87	2046,60	4093,20
1	3630,24	90,84	54,11	15,59	6,30		11	2	1833,06	1902,80	3805,60
12	3503,50	41,36	26,81	16,67	8,35		11	2	1758,23	1902,80	3805,60
11	3328,34	66,08	44,37	3,60	6,84		11	2	1681,35	1902,80	3805,60
10	2685,72	77,53	54,64	35,56	23,42		11	2	1355,63	1902,80	3805,60



Tableau 4-12 : Capacité portante des groupes de pieux à ELU-Fondamental

N° Poteaux	Chargements de la semelle (kN)					Diamètre (mm)	Longueur min pieux (m)	Nombre total de pieux	Effort Axial maximal en tête (kN)	Capacité portante R_p ELU-FOND (kN)	Capacité portante d'un groupe de pieux $R_{c,gd}$ ELU-FOND
	T_z	M_x	T_x	M_y	T_y						
31	14067,06	93,15	62,20	40,73	35,31	800	17	4	3529,39	3567,30	14269,20
30	13522,47	25,81	13,72	11,68	12,09		16	4	3387,49	3404,70	13618,80
29	13053,19	3,89	1,93	3,16	6,99		16	4	3265,27	3404,70	13618,80
28	12759,25	52,56	31,07	15,73	2,74		15	4	3198,25	3242,20	12968,80
21	11096,17	45,65	27,13	134,31	96,23		15	4	2815,27	3242,20	12968,80
22	9975,04	13,14	7,83	139,13	98,54		11	4	2521,67	2584,40	10337,60
23	9669,25	11,54	5,75	127,20	87,11		11	4	2442,55	2584,40	10337,60
24	9260,48	78,08	48,47	121,52	83,14		11	4	2339,39	2584,40	10337,60
5	9700,07	13,55	6,23	140,78	92,61		11	4	2452,49	2584,40	10337,60
4	9157,59	11,20	7,40	157,03	103,12		11	4	2319,57	2584,40	10337,60
3	8832,34	24,46	15,04	165,95	110,21		10	4	2244,08	2398,80	9595,20
6	8372,51	26,12	22,82	77,88	42,62		10	4	2107,54	2398,80	9595,20
8	7314,41	31,51	13,25	52,37	26,31		10	4	1839,75	2398,80	9595,20
27	8666,78	133,51	84,83	47,23	29,52	1000	15	2	4348,39	4450,70	8901,40
2	6915,69	52,66	33,61	106,33	68,27	800	17	2	3473,14	3567,30	7134,60
7	6565,93	13,31	16,74	56,33	31,55		16	2	3291,01	3404,70	6809,40
16	6182,57	65,12	43,54	5,84	9,19		15	2	3106,95	3567,30	7134,60
20	6160,06	44,13	28,82	117,39	82,15		15	2	3099,06	3567,30	7134,60
18	5771,80	55,41	40,28	51,10	35,39		13	2	2887,84	2917,10	5834,20
57	5728,59	37,09	22,30	7,01	17,41		13	2	2869,46	2917,10	5834,20
19	5713,95	32,73	21,97	114,55	80,62		13	2	2872,58	2917,10	5834,20
26	5335,09	221,23	138,33	94,29	59,80		12	2	2689,82	2754,6	5509,20
1	5048,03	117,61	70,11	20,69	8,74		11	2	2540,53	2584,40	5168,80
12	4855,15	54,66	35,35	22,00	11,06		11	2	2433,67	2584,40	5168,80
11	4608,61	84,40	56,58	4,40	8,58		11	2	2320,00	2584,40	5168,80
10	3722,87	98,50	69,35	45,73	30,07		11	2	1877,49	2584,40	5168,80

4.6.1.3.3 Tassement des pieux

Les résultats de calcul des tassements avec le module Taspie du logiciel Foxta, Basé sur la loi de Franck et Zhao,

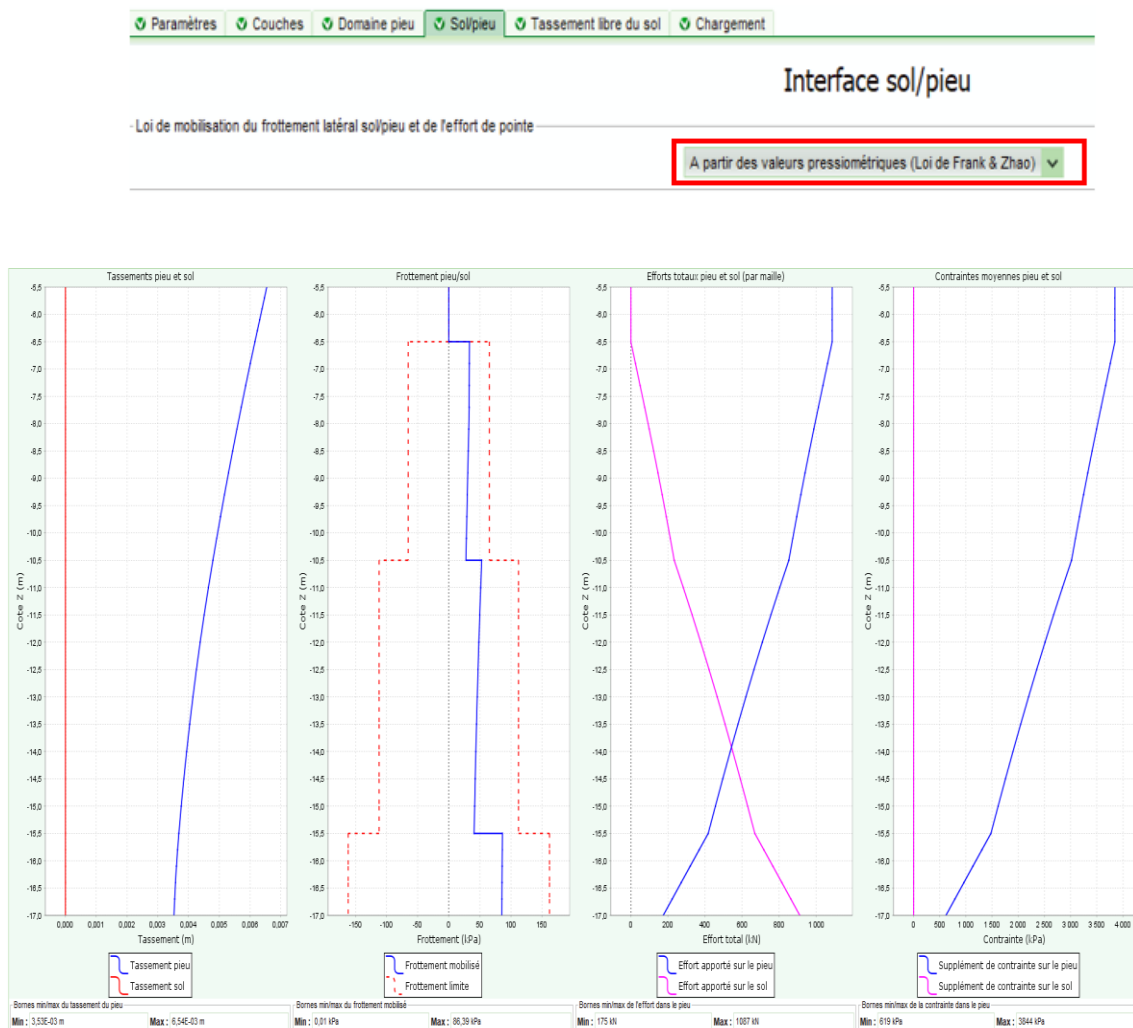


Figure 4-16 : Courbe de tassement, de frottement, d'efforts totaux et de contraintes de sol (cas du pieu 800mm de Longueur 17m) dans le module Taspie,

✓ Présentation des résultats :

Les résultats du calcul de tassement obtenu à l'aide du module Taspie sont présentes dans le tableau ci-dessous :

✓ Tassement d'un pieu isolé

Tableau 4-13 : tassement des pieux isolés sous poteaux à L'ELS-QP

N° de poteau	ELS-QP (KN)	Contrainte limite en pointe (q_{pl})	Diamètre pieu (mm)	Longueur pieu (m)	Tassement (cm)
					ELS-QP
53	1086,88	3525,50	600	17	0,65
50	1012,43	3525,50		16	0,67
14	970,33	3525,50		16	0,64
51	985,50	3525,50		16	0,65
13	956,97	3525,50		16	0,63
17	921,20	3525,50		16	0,60
55	843,80	3525,50		15	0,73
15	812,80	3525,50		15	0,67
54	816,16	3525,50		15	0,67
9	248,00	3046,50		10	0,54
25	1868,20	3525,50	800	18	0,85
52	1370,11	3525,50		16	0,75

✓ Tassement d'un groupe de pieu

Tableau 4-14 : tassement des groupes de pieux à L'ELS-QP

N° Poteaux	Diamètre (mm)	Longueur min pieux (m)	Nombre total de pieux	Effort Axial max en tête (kN)	Tassements en tête du pieu (cm)
31	800	17	4	2099,40	0,86
30		16	4	2049,50	0,91
29		16	4	1976,13	0,85
28		15	4	1937,20	0,86
21		15	4	1646,46	0,67
22		11	4	1454,84	0,86
23		11	4	1416,89	0,82
24		11	4	1365,00	0,80
5		11	4	1411,94	0,81
4		11	4	1341,76	0,74
3		11	4	1295,81	0,69
6		11	4	1204,50	0,63
8		11	4	1090,32	0,60
27	1000	15	2	2582,30	0,94
2	800	17	2	1930,76	0,80
7		16	2	1952,22	0,83
16		15	2	1865,04	0,83
20		15	2	1847,65	0,81
18		13	2	1720,47	0,90
57		13	2	1692,13	0,87
19		13	2	1735,62	0,91
26		12	2	1544,33	0,83
1		11	2	1450,96	0,87

N° Poteaux	Diamètre (mm)	Longueur min pieux (m)	Nombre total de pieux	Effort Axial max en tête (kN)	Tassements en tête du pieu (cm)
12		11	2	1455,19	0,88
11		11	2	1405,16	0,82
10		11	2	1119,29	0,60

4.6.1 Vérification de la portance d'un pieu isolé et groupe de pieu

Les tableaux synthétisent les vérifications de la capacité portante des pieux, aussi bien en configuration isolée qu'en groupe, conformément aux principes de justification présentés au chapitre 2,



Tableau 4-15 : Vérification de la capacité portante des pieux isolés

N° de poteau	$F_{c,d}$ ELS- QP (kN)	$F_{c,d}$ ELS- CARAC (kN)	$F_{c,d}$ ELU- FOND (kN)	Diamètre pieu (mm)	Longueur pieu (m)	$R_{c,d}$ ELS- QP (kN)	$R_{c,d}$ ELS- CARAC (kN)	$R_{c,d}$ ELU- FOND (kN)	Statuts
53	1086,88	1294,68	1791,81	600	17	1562,3	1631,10	2436,70	Validé
50	1012,43	1214,19	1681,51		16	1477,00	1631,10	2314,80	Validé
14	970,33	1204,68	1673,66		16	1477,00	1631,10	2314,80	Validé
51	985,50	1177,91	1681,51		16	1477,00	1631,10	2314,80	Validé
13	956,97	1163,92	1613,10		16	1477,00	1631,10	2314,80	Validé
17	921,20	1139,88	1583,69		16	1477,00	1631,10	2314,80	Validé
55	843,80	1005,31	1391,40		15	1391,70	1631,10	2192,90	Validé
15	812,80	1002,20	1391,40		15	1391,70	1631,10	2192,90	Validé
54	816,16	970,85	1343,26		15	1391,70	1631,10	2192,90	Validé
9	248,00	377,45	531,60		10	916,50	1120,70	1486,10	Validé
25	1868,20	2369,44	3295,70	800	18	2356,10	2881,30	3729,80	Validé
52	1370,11	1643,82	2276,92		16	2526,70	2899,80	3973,60	Validé



Tableau 4-16 : Vérification de la capacité portante des groupes de pieux

N° Poteaux	Chargements de la semelle			Diamètre (mm)	Longueur min pieux (m)	Nombre total de pieux	Capacité portante			Statuts
	(kN)						$R_{C,gd}$ ELS - QP	$R_{C,gd}$ ELS - CARAC	$R_{C,gd}$ ELU - FOND	
	$F_{C,gd}$ ELS - QP	$F_{C,gd}$ ELS - CARAC	$F_{C,gd}$ ELU - FOND							
31	8322,78	10140,56	14067,06	800	17	4	8969,60	10968,80	14269,20	Validé
30	8181,00	9765,61	13522,47		16	4	8514,40	10412,40	13618,80	Validé
29	7899,09	9426,76	13053,19		16	4	8514,40	10412,40	13618,80	Validé
28	7717,04	9214,7	12759,25		15	4	8059,60	9856,00	12968,80	Validé
21	6449,28	7990,81	11096,17		15	4	8059,60	9856,00	12968,80	Validé
22	5719,54	7174,08	9975,04		11	4	6224,80	7611,20	10337,60	Validé
23	5576,02	6957,33	9669,25		11	4	6224,80	7611,20	10337,60	Validé
24	5373,7	6666,06	9260,48		11	4	6224,80	7611,20	10337,60	Validé
5	5555,85	6976,22	9700,07		11	4	6224,80	7611,20	10337,60	Validé
4	5276,39	6589,24	9157,59		11	4	6224,80	7611,20	10337,60	Validé
3	5069,99	6353,3	8832,34		10	4	6224,80	6998,40	9595,20	Validé
6	4766,09	6019,22	8372,51		10	4	6224,80	6998,40	9595,20	Validé
8	4321,98	5271,35	7314,41		10	4	6224,80	6998,40	9595,20	Validé
27	5196,21	6255,96	8666,78	1000	15	2	5435,60	6646,80	8901,40	Validé
2	3841,23	4963,39	65,69	800	17	2	4484,80	5484,40	7134,60	Validé
7	3893,11	4734,06	6565,93		16	2	4257,20	5206,20	6809,40	Validé
16	3706,28	4461,62	6182,57		15	2	4029,80	4928,00	7134,60	Validé
20	3665,82	4444,13	6160,06		15	2	4029,80	4928,00	7134,60	Validé
18	3437,44	4162,48	5771,8		13	2	3575,00	4371,40	5834,20	Validé
57	3372,69	4130	5728,59		13	2	3575,00	4371,40	5834,20	Validé
19	3441,42	4125,58	5713,95		13	2	3575,00	4371,40	5834,20	Validé
26	3047,43	3837,43	5335,09		12	2	3347,40	4093,20	5509,20	Validé
1	2873,18	3630,24	5048,03		11	2	3112,40	3805,60	5168,80	Validé
12	2898,64	3503,5	4855,15		11	2	3112,40	3805,60	5168,80	Validé
11	2782,64	3328,34	4608,61		11	2	3112,40	3805,60	5168,80	Validé
10	2213,57	2685,72	3722,87		11	2	3112,40	3805,60	5168,80	Validé

4.6.1.1 Contrôle de la contrainte de compression d'un pieu en béton

✓ Vérification de la contrainte du béton à l'ELU

Concernant la vérification à l'État limite ultime (ELU), il convient de s'assurer que la contrainte de compression dans un pieu en béton reste inférieure à la limite admissible de 1282 MPa voire la démonstration en annexe2,

Contrôle de la résistance structurale de la section

☒ Contrôle de la résistance structurale de la section

f_{ck} (MPa)

C_{Max} (MPa) k_1 k_2 k_3 Valeurs par défaut

☒ Pieu en béton armé

f_{ck}^* (MPa) = 19.231 $f_{od\ ELU\ FOND}$ (MPa) = 12.821 $f_{od\ ELU\ ACC}$ (MPa) = 16.026 $\sigma_{moy,ELU}$ (MPa) = 5.769

Tableau 4-17 : vérification de la contrainte du béton à L'ELU

Diamètre pieu (mm)	Diamètre pieu (mm)	Section pieu (m²)	Q-ELU – FOND (kN)	Contraint Maximale dans le béton ELU (kPa)	Contrainte Limite moyenne du béton ELU (kPa)	Décisions
600	53	0,283	2436,70	8610,25	12820	validé
	50		2314,80	8179,51		validé
	14		2314,80	8179,51		validé
	51		2314,80	8179,51		validé
	13		2314,80	8179,51		validé
	17		2314,80	8179,51		validé
	55		2192,90	7748,76		validé
	15		2192,90	7748,76		validé
	54		2192,90	7748,76		validé
	9		1486,10	5251,24		validé
800	25	0,503	3729,80	7415,11	12820	validé
	52		3973,60	7899,80		validé



✓ Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Pour la vérification à l'État Limite Service (ELS), il est nécessaire de s'assurer que les contraintes moyennes et maximales en compression ne dépassent pas les valeurs admissibles, fixées respectivement à 5,769 MPa et 7,5 MPa voire la démonstration en annexe2

Contrôle de la résistance structurale de la section

✓ Contrôle de la résistance structurale de la section

f_{ck} (MPa)

C_{Max} (MPa) k_1 k_2 k_3 Valeurs par défaut

✓ Pieu en béton armé

f_{ck}^* (MPa) = 19.231 $f_{od\ ELU\ FOND}$ (MPa) = 12.821 $f_{od\ ELU\ ACC}$ (MPa) = 16.026 $\sigma_{moy,ELS}$ (MPa) = 5.769

Tableau 4-18 : vérification de la contrainte du béton à ELS

Diamètre pieu (mm)	Diamètre pieu (mm)	Section pieu (m²)	Q-ELS-QP (kN)	Q-ELS-CARAC (kN)	Contrainte maxi dans le béton ELS (kPa)		Contrainte Limite moyenne du béton ELS (kPa)	Contrainte Limite maximale du béton ELS (kPa)	Décisions
600	53	0,283	1086,88	1294,68	3840,56	4574,84	5769	7500	Validé
	50		1012,43	1214,19	3577,49	4290,42			Validé
	14		970,33	1204,68	3482,33	4256,82			Validé
	51		985,50	1177,91	3482,33	4162,23			Validé
	13		956,97	1163,92	3381,52	4112,79			Validé
	17		921,20	1139,88	3255,12	4027,84			Validé
	55		843,80	1005,31	298,63	3552,33			Validé
	15		812,80	1002,20	2872,08	3541,34			Validé
	54		816,16	970,85	2883,96	3430,57			Validé
	9		248,00	377,45	876,33	1333,75			Validé
800	25	0,503	1868,20	2369,44	3714,12	4710,62			Validé
	52		1370,11	1643,82	2723,88	3268,03			Validé

4.6.2 Disposition constructive des fondation et estimation du cout de l'étude géotechnique

4.6.2.1 Disposition des pieux isolés et groupe de pieux

La disposition des pieux isolés et groupe de pieux a été adaptée aux sollicitations transmises par les poteaux dans chaque zone de l'ouvrage, avec des diamètres 600, 800 et 1000 mm assurant des tassements inférieurs à 1 cm, Leur disposition est illustrée dans le plan ci-après,

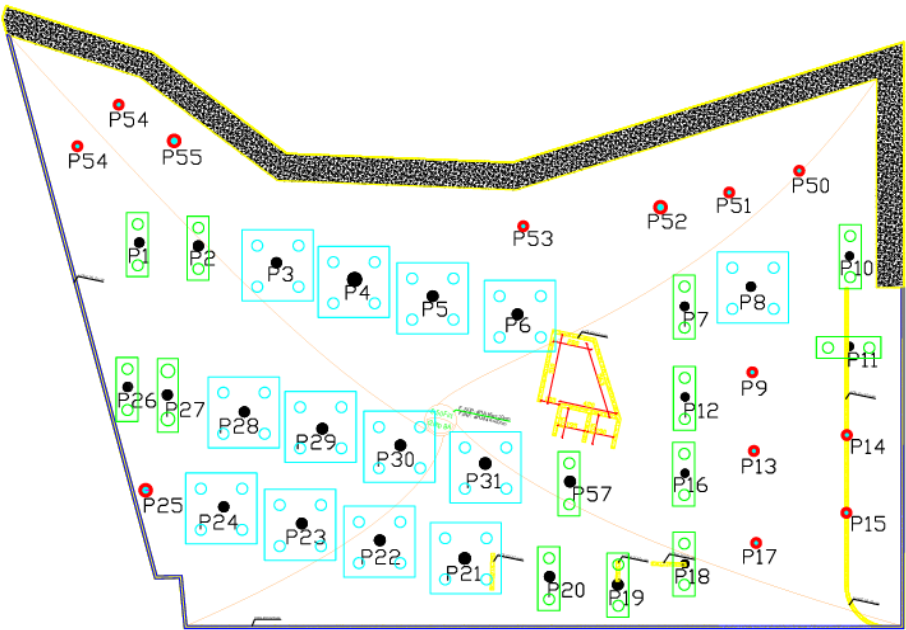


Figure 4-17 : disposition des pieux isolés et groupe de pieux

4.6.2.2 Disposition constructive des semelles de liaison

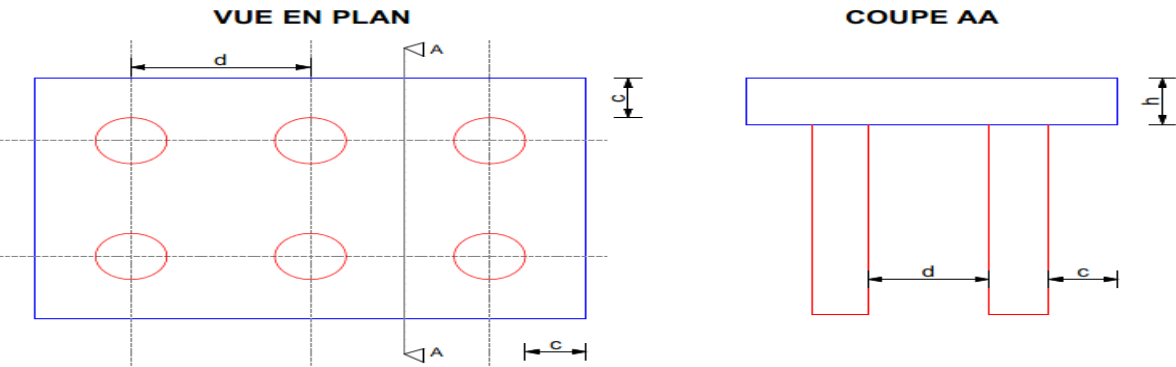




Tableau 4-19 : disposition constructive de la semelle

<i>Diamètres des pieux B (mm)</i>	<i>Entraxes (d)</i> ≥	<i>Epaisseurs (h)</i> ≥	<i>Distance entre bord extérieur (c)</i> ≥
600	1,80	0,72	≥20cm
800	2,40	0,96	
1000	3,00	1,20	

4.6.2.3 Estimation de cout de la campagne géotechnique

L’estimation du coût de la campagne géotechnique a pour objectif de fournir au Maître d’Ouvrage une évaluation précise des dépenses liées aux investigations prévues, en vue d’établir un budget prévisionnel fiable, Le coût total englobe l’ensemble des prestations liées à la mission G2PRO, est décrit suivant le tableau ci-dessous :

Tableau 4-20 : disposition constructive de la semelle

DESSIGNATION	PRIX TOTAL CFA
Mobilisation et démobilation	500 000
Essais in-situ	8160 000
Essais en laboratoire	400 000
Rapport géotechnique de la mission	3000 000
TOTAL GENERAL HT AVEC REMISE	11 457 000
TVA 18%	2 062 260
TOTAL GENERALTTC	13 519 260

Le coût global de la campagne géotechnique réalisée dans le cadre de cette étude a été estimé à **treize millions cinq cent dix-neuf mille deux cent soixante (13 519 260) francs CFA, toutes taxes comprises (TTC)**,

4.6.2.4 Préconisation de l'exécution des fondations

Cette préconisation décrit la procédure d'exécution des pieux de fondation de type « Foré à boue », Il s'agit des pieux de classe 1, catégorie 2 selon la classification de pieux de la Norme Française NF P 94-262 sont présentés en annexe 2,

4.7 Conclusion partielle

Les investigations géotechniques ont permis de caractériser un profil de sol majoritairement sableux, avec des propriétés qui s'améliorent progressivement avec la profondeur, Les couches superficielles, peu argileuses et relativement lâches, sont peu adaptées, tandis que les couches profondes, plus denses, offrent de bonnes capacités portantes, Les essais pressiométriques ont fourni les paramètres géomécaniques nécessaires au dimensionnement des fondations, Compte tenu des charges importantes de l'ouvrage et des caractéristiques géomécanique du sol, le choix de fondations profondes sur pieux forés à la boue est justifié, La disposition des pieux, la conception des semelles de liaison, les préconisations d'exécution, permettent d'assurer une mise en œuvre sécurisée et optimisée de l'ouvrage,

CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée s'inscrit dans le cadre d'une mission G2 PRO, conformément à la norme NF P 94-500 (AFNOR-USG, novembre 2013), qui définit les missions types d'ingénierie géotechnique, Elle a été réalisée pour le compte de la société SABLUX, dans la commune d'Abidjan, précisément à Cocody Danga (Côte d'Ivoire), et concerne la conception et le dimensionnement des fondations d'un bâtiment de type R+10 avec deux niveaux de sous-sol, L'objectif principal de cette étude était de proposer une solution de fondation adaptée, capable de reprendre efficacement les charges verticales ainsi que les efforts horizontaux liés au vent, tout en tenant compte du contexte géotechnique spécifique du site, À cet effet, la démarche méthodologique adoptée s'est appuyée sur les résultats des investigations géotechniques réalisées in situ, comprenant deux sondages pressiométriques et un sondage carotté, L'analyse de ces données a permis d'identifier quatre couches géologiques principales, Les couches superficielles (1 et 2) présentent une faible compacité, ne permettant pas une reprise directe des charges de l'ouvrage, En revanche, les couches profondes (3 et 4) disposent de bonnes caractéristiques géomécaniques, confirmées par des paramètres pressiométriques favorables, Compte tenu de ces résultats et de la complexité du projet, les fondations superficielles ont été écartées au profit de fondations profondes sur pieux, Le dimensionnement a été réalisé à l'aide du logiciel Foxta, notamment via les modules Fondprof, Groupie et Taspie, en conformité avec les exigences de l'Eurocode 7, Les calculs ont conduit au choix de pieux forés à la boue, de classe 1 et de catégorie 2, conformément à la norme NF EN 1536, Les capacités portantes admissibles ont été vérifiées pour les trois combinaisons réglementaires : ELS quasi-permanent (ELS-QP), ELS caractéristique (ELS-CARAC) et ELU fondamental (ELU-FOND), La solution retenue comprend :

- 13 pieux isolés de diamètres 600 mm et 800 mm, avec des longueurs comprises entre 10 et 18 m ;
- 13 groupes de deux pieux de diamètres 800 mm et 1000 mm, de longueurs comprises entre 10 et 18 m ;
- 13 groupes de quatre pieux de diamètre 800 mm, avec des longueurs variant de 11 à 17 m,

Les tassements calculés restent inférieurs à 1 cm, ce qui satisfait les critères de serviabilité de l'ouvrage, Les dispositions constructives adoptées sont les suivantes :

Pour les pieux de diamètre 600 mm, l'entraxe minimal est de $d \geq 1,80$ m et l'épaisseur minimale du massif est de $h \geq 0,72$ m ;

Pour les pieux de diamètre 800 mm, l'entraxe minimal est de $d \geq 2,40$ m et l'épaisseur minimale du massif est de $h \geq 0,96$ m ;

Pour les pieux de diamètre 1 000 mm, l'entraxe minimal est fixé à $d \geq 3,00$ m, avec une épaisseur minimale du massif de $h \geq 1,20$ m,

Par ailleurs, la distance minimale entre l'axe du pieu et le bord extérieur du massif est fixée à $c \geq 20$ cm, indépendamment du diamètre du pieu, afin de garantir un enrobage suffisant et la durabilité de l'ouvrage,

En ce qui concerne l'aspect financier, le coût global estimatif de la mission G2 PRO, incluant les investigations géotechniques et l'ingénierie, est évalué à 13 519 260 FCFA TTC, Il convient toutefois de souligner que le coût d'une mission géotechnique demeure spécifique à chaque projet et dépend fortement du contexte et des exigences techniques,

Enfin, il est recommandé de procéder à une mission G3, afin de valider les hypothèses de dimensionnement et d'ajuster les solutions techniques en fonction des conditions réelles rencontrées lors de l'exécution, Un suivi rigoureux des travaux, notamment lors du forage et du coulage des pieux, est également préconisé, Toute modification susceptible d'affecter la structure ou la destination de l'ouvrage devra être signalée, Par ailleurs, une auscultation sonique des pieux, conformément à la norme NF P 94-160-1, est vivement recommandée afin de garantir la qualité et l'intégrité des fondations,



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1], KANE Iliassa, Contribution à la problématique des effondrements de Bâtiment en Côte d'Ivoire : Cas de la ville d'Abidjan de 2013 à 2022, mémoire TFE, INPHB, 2023,
- [2], Missions géotechniques NF-P94-500 (2013),
- [3], HUBERT, PHILIPPONNAT PAYANT, ZERHOUNI B Bruno, Olivier, Moulay, Fondations et ouvrages en terre, 2019,
- [4], Technique de l'Ingénieur, Les différents types de fondations, 1 décembre 2012,
- [5], Application aux fondations profondes (NF 94-262),
- [6], TERRASOL, notice technique du module Fondprof, juillet 2020,
- [7], Coulibaly Lénissongui, mémoire PFE, Institut 2iE, Dimensionnement des pieux du pont de SOKOURABA en Côte d'Ivoire, le 29 Juin 2020,
- [8], Abdo Ghassibeh, rapport de l'information et communication pour l'ingénieur, Isae-Cnam Liban, les pieux sous charge axiale ou latérale, Septembre 2017,



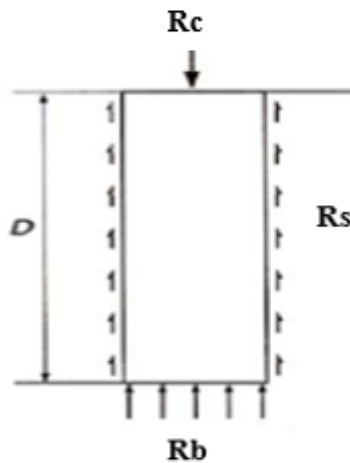
ANNEXES

ANNEXE 1 : CALCUL MANUEL DE LA CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU ISOLE ET GROUPE DE PIEU	ii
ANNEXE 2 : PRECONISATION DE L'EXECUTION DES FONDATIONS	XX
ANNEXE 3 : MISSION GEOTECHNIQUE.....	XXIII
ANNEXE 4 : DEVIS ESTIMATIF DE LA CAMPAGNE GEOTECHNIQUE	XXVII
ANNEXE 5 : PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES GEOTECHNIQUE	XXIX
ANNEXE 6 : PROCES VERBAUX DES ESSAIS IN-SITU.....	XXX
.....	XXXII
ANNEXE 7 : PROCES VERBAUX DES ESSAIS DE LABORATOIRE	XXXIII
ANNEXE 8 : PROCES VERBAUX DE CAPACITE PORTANTE DE PIEUX PAR LE LOGICIEL FOXTA-FOND PROF	XXXIV

ANNEXE 1 : CALCUL MANUEL DE LA CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU ISOLE ET GROUPE DE PIEU

1) Dimensionnement de pieu isole

La capacité portante des pieux a été évaluée selon l'**Eurocode 7**, à partir d'un **profil géotechnique issu des investigations in situ**, Le projet retient des **pieux forés à la boue**, de **classe 1 et catégorie 2**, comprenant **13 pieux isolés** de diamètres **600 et 800 mm** et de longueurs **10 à 18 m**, Le calcul est illustré par le cas du **poteau P25**, fondé sur un **pieu de 800 mm de diamètre et 18 m de longueur**,



1-1) Effort limite mobilisable par frottement latéral R_s

$$R_s = \pi D \sum e_i \cdot q_{si}$$

✚ Calcul de frottement axial unitaire limite $q_{s,i}$

$$q_{s,i} = \min (\alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}} ; q_{s-\text{max}}) \text{ avec } f_{\text{sol}} (Pl^*) = (a, pl^* + b)(1 - e^{-cpl^*})$$

▪ Détermination de paramètre $\alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}$

D'après le tableau 2,1, pour des pieux de catégorie 2, la valeur du coefficient d'interaction ($\alpha_{\text{pieu-sol}}$) retenue est de **1,25** pour les sols argileux et de **1,4** pour les sols sableux, en fonction de la nature du sol rencontré,

Déterminons f_{sol}

Valeur des paramètres a, b et c

D'après le tableau 2,3, le choix des courbes **Q1** et **Q2**, correspondant respectivement aux **sols fins (argile)** et aux **sols intermédiaires**, conduit à retenir les valeurs suivantes :

- ✓ Pour la courbe **Q1** : $a = 0,003$, $b = 0,04$ et $c = 3,5$;
- ✓ Pour la courbe **Q2** : $a = 0,01$, $b = 0,06$ et $c = 1,2$,

▪ Détermination de paramètre q_{s-max}

Pour les pieux de **catégorie 2**, les valeurs maximales de frottement axial unitaire (q_{s-max}) retenues pour le dimensionnement, conformément au tableau 2-4, sont fixées à **90 kPa** pour les sols argileux et les sols sableux,



Couches	Classes de sol	$\alpha_{pieu-sol}$	Détermination de f_{sol}					Calcul de qsi		
			PI*	a	b	c	f_{sol} (MPa)	$q_{s-calculé}$ (kPa)	q_{s-max}	$q_{s;i}$
1	Sols intermédiaires à tendance argileuse	1,25	375	0,01	0,06	1,2	0,0231	32,34	90	32,34
2	Sols intermédiaires à tendance argileuse	1,25	658	0,01	0,06	1,2	0,0364	50,89	90	50,89
3	Sables, grave	1,4	1490	0,003	0,04	3,5	0,0624	87,32	90	87,32
4	Sables, grave	1,4	3205	0,003	0,04	3,5	0,0901	126,12	90	90

$$R_s = P \int_0^D q_{s,i}(z) = \pi D \sum_{i=1}^n e_i \cdot q_{si}$$

R_s = résistance latérale totale (kN)

D = diamètre du pieu (m)

e_i = épaisseur de la couche i traversée par le pieu (m)

q_{si} = capacité latérale unitaire de la couche i (kPa)

► $\sum(e_i \cdot q_{s,i})$ = somme des contributions latérales de toutes les couches (kN/m)

- Couche 1 : $6,50 \times 32,34 = 210,21$
- Couche 2 : $4,00 \times 50,89 = 203,56$
- Couche 3 : $5,00 \times 87,32 = 436,60$
- Couche 4 : $5,66 \times 90,00 = 509,40$

Somme des contributions

$$\sum_1^4 (e_i \cdot q_{si}) = 210,21 + 203,56 + 436,60 + 509,40$$

$$\sum_1^4 (e_i \cdot q_{si}) = 1359,77 \text{ kN/m}$$

Calcul de la résistance latérale totale

$$\text{Diamètre : } D = 0,80 \text{ m} \Rightarrow \pi D \approx 3,1416 \times 0,80 = 2,51328 \text{ m}$$

$$R_s = \pi D \sum_{i=1}^n e_i \cdot q_{si} = 2,51328 \times 1359,77$$

$$R_s = 2719,54 + 697,00 \approx 3416,54 \text{ kN}$$

$$R_s = 3417 \text{ kN}$$

✓ FOXTA : **3418,50 kN**

✓ Calcul manuel : **3417,00 kN**

Écart = **1,5 kN** ($\approx 0,04 \%$)

Excellente concordance, validant le calcul manuel.

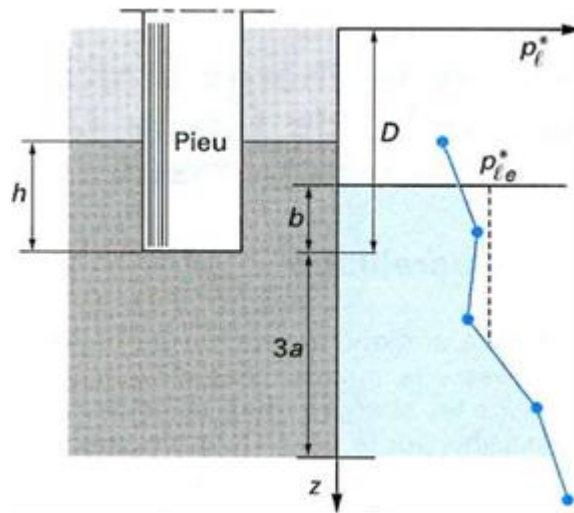
On retiendra par la suite des calculs la valeur **$R_s = 3418,5 \text{ kN}$**

1-2) Estimation de R_b par la méthode pressiométrique

La résistance en pointe R_b est déterminée par la relation :

$$R_b = \pi, \phi_{pieu}^2 / 4, q_b \text{ avec } q_b = k_p, Pl_e^*$$

Calculons la pression limite nette équivalente Pl_e^*



$$Pl_e^* = \frac{1}{0,50+3 \times 0,50} \int_{18-0,50}^{18+3 \times 0,50} 3205 (18m) d(15,50 a 40,50)$$

$$\text{Avec } \begin{cases} a = \max\left(\frac{0,8}{2}; 0,50\right) \\ a = 0,50 \\ h = 10 \times 0,8 = 8 \\ b = \min(a; h) \\ b = \min(0,50; 8) \\ b = 0,50 \end{cases}$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,50+3 \times 0,50} \int_{18-0,50}^{18+3 \times 0,50} 3205$$

Calcul de l'intégrante

L'intégrante étant constant, on a :

$$\int_{18-0,50}^{18+3 \times 0,50} 3205 dZ = 3205 \times (19,5-17,5) = 3205 \times 2 = 6410$$

Ainsi :

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,50+3 \times 0,50}$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{2} \times 6410$$

$$Pl_e^* = 3205$$

- Profondeur d'encastrement effective D_{ef}

$$D_{ef} = \frac{1}{3205} \int_{18-10 \times 0,8}^{18} 3205 \, dz$$

$$D_{ef} = \frac{1}{3205} \int_8^{18} 3205 \, dz$$

Calcul de l'intégrante

L'intégrante étant constant, on a :

$$\int_8^{18} 3205 \, dz = 3205 \times (18-8) = 3205 \times 10$$

$$\int_8^{18} 3205 \, dz = 32050$$

Ainsi :

$$D_{ef} = \frac{1}{3205} \times 32050$$

$$D_{ef} = 10$$

- ❖ Facteur de portance pressiométrique k_p

$$K_p = \frac{10}{0,8}$$

$$K_p = 12,5$$

On a $D_{ef}/B \geq 5$ donc $K_p = K_{pmax}$

$$K_p = 1,10$$

D'où $q_b = k_p, Pl_e^*$

On a : $q_b = 1,10 \times 32050$

$$q_b = 3525,5$$

Résultat final

$$R_b = \pi, \varnothing_{\text{pieu}}^2 / 4, q_b$$

$$R_b = \frac{4}{25} \pi \times 3525,5$$

$$R_b = 1772,10 \text{ KN}$$

1-3) Détermination des Valeurs caractéristiques de la portance de pieu (Rc)

- Coefficients de modèle $\gamma_{Rd,1}$ et $\gamma_{Rd,2}$

Catégories de pieux	Méthode pressiométrique			
	Compression		Traction	
	$\gamma_{Rd,1}$	$\gamma_{Rd,2}$	$\gamma_{Rd,1}$	$\gamma_{Rd,2}$
Pieu non ancré dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10 et 15	1,15	1,10	1,40	1,10
Pieu non ancré dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10 ; 15 ; 17 ; 18 ; 19 et 20	1,4	1,12	1,70	1,10
Pieux de catégorie 10 ; 15 ; 17 ; 18 ; 19 et 20	2,00	1,10	2,00	1,10

Le pieu étudié étant classé en catégorie 1, les coefficients de modèle associés, sont $\gamma_{Rd,1} = 1,15$ et $\gamma_{Rd,2} = 1,10$, Le produit de ces deux coefficients, utilisé pour le dimensionnement selon les recommandations en vigueur, est donc :

$$\gamma_{Rd,1} \times \gamma_{Rd,2} = 1,15 \times 1,10 = 1,265$$

✓ Valeur caractéristique de la résistance de frottement latéral

$$R_{s,k} = \frac{R_s}{\gamma_{Rd,1} \times \gamma_{Rd,2}}$$

$$R_{s,k} = \frac{3418,5}{1,265}$$

$$R_{s,k} = 2702,371542 \text{ KN}$$

✓ Valeur caractéristique de la résistance de pointe

$$R_{b,k} = \frac{R_b}{\gamma_{Rd,1} \times \gamma_{Rd,2}}$$

$$R_{b,k} = \frac{1772,10}{1,265}$$

$$R_{b,k} = 1400,869565 \text{ KN}$$

➤ Détermination de la charge caractéristique de fluage en compression à l'état limite de service (L'ELS)

Conformément aux prescriptions de l'Eurocode 7, la charge limite caractéristique totale d'un pieu sollicité en compression, mis en œuvre selon un procédé sans refoulement du sol, est déterminée à partir de la relation suivante :

$$R_{c;cr,k} = 0,5R_{b,k} + 0,7 R_{s,k}$$

$$R_{c;cr,k} = 0,5 \times 1400,869565 + 0,7 \times 2702,371542$$

$$R_{c;cr,k} = 2592,095 \text{ KN}$$

➤ Détermination des facteurs partiels de résistance (γ_R)

	ELS QP	ELS CARAC	ELU FOND	ELU ACC
En compression	1,100	0,900	1,100	1,000
En traction	1,500	1,100	1,150	1,050

Valeur de calcul de la charge de fluage ($R_{c;cr,d}$)

$$R_{c;cr,d} = R_{c;cr,k} / \gamma_R$$

- ELS – combinaisons caractéristiques (ELS CARAC) :

$$R_{c;cr,d} = \frac{2592,095}{0,900}$$

$$R_{c;cr,d} = 2880,10 \text{ KN}$$

- ELS – combinaisons quasi-permanentes (ELS QP) :

$$R_{c;cr,d} = \frac{2592,095}{1,100}$$

$$R_{c;cr,d} = 2356,44 \text{ KN}$$

- **Détermination de la charge caractéristique de la portance à l'état limite ultime (L'ELU)**

La **charge caractéristique de portance à l'état limite ultime (ELU)** est déterminée pour les **situations durables et transitoires**, conformément aux dispositions de l'**Eurocode 7**, afin de vérifier la stabilité et la sécurité de la fondation vis-à-vis des mécanismes de rupture,

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

- Détermination des facteurs partiels de résistance (γ_b et γ_s)

	ELS QP	ELS CARAC	ELU FOND	ELU ACC
En compression	1,100	0,900	1,100	1,000
En traction	1,500	1,100	1,150	1,050

$$R_{c,d} = \frac{1400,869565}{1,100} + \frac{2702,371542}{1,100}$$

$$R_{c,d} = 3730,22 \text{ KN}$$

1-4) Présentation des résultats de calcul

N° de poteau	Diamètre pieu (mm)	Longueur pieu (m)	Rs (kN)	Rb (kN)	$R_{c;cr,d}$ ELS-QP (kN)	$R_{c;cr,d}$ CARAC (kN)	$R_{c,d}$ -ELU-FOND (kN)
25	800	18	3418,5	1772, 10	2356, 44	2880, 10	3730, 22

1-5) Vérification de la portance d'un pieu isolé

Pour un pieu pris individuellement, la condition de vérification aux états limites s'écrit :

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

$F_{c,d}$: Effort axial de compression de calcul appliqué au pieu (issu des descentes de charges) ;

$R_{c,d}$ et $R_{c;cr,d}$: Capacité portante d'un pieu isolé, prenant en compte la capacité portante du pieu et les coefficients de sécurité,

N° de poteau	$F_{c,d}$ ELS-QP (KN)	$F_{c,d}$ ELS-CARAC (KN)	$F_{c,d}$ ELU-FOND (KN)	$R_{c;cr,d}$ ELS-QP (kN)	$R_{c;cr,d}$ CARAC (kN)	$R_{c,d}$ ELU-FOND (kN)	Statuts
25	1868,20	2369,44	3295,70	2356, 44	2880, 10	3730, 22	Validé

1-6) Présentation des résultats manuel et logiciel FOXTA

N° de poteau	Logiciel FOXTA					Calcul manuel				
	QS (kN)	QP (kN)	ELS- QP (kN)	ELS- CARA C (kN)	ELU- FOND (kN)	R_s	R_b	$R_{c;cr,d}$ ELS-QP (kN)	$R_{c;cr,d}$ CARAC (kN)	$R_{c,d}^{EL}$ U- FOND (kN)
25	3418,50	1772,10	2356,10	2881,30	3729,80	3418,50	1772,10	2356,44	2880,10	3730,22

Analyse et commentaires techniques

Résistance latérale R_s

✓ FOXTA : 3418,50 kN

Calcul manuel : 3418,50 kN

Valeurs strictement identiques, aucune divergence.

Résistance de pointe R_b

✓ FOXTA : 1772,10 kN

✓ Calcul manuel : 1772,10 kN

Valeurs strictement identiques, aucune divergence.

L'ELS

➤ ELS-QP

✓ FOXTA : 2356,10 kN

✓ Calcul manuel : 2356,44 kN

Écart négligeable (0,34 kN)

➤ ELS-CARAC

✓ FOXTA : 2881,30 kN

✓ Calcul manuel : 2880,10 kN

Écart $\approx 1,2$ kN ($\approx 0,04$ %)

L'ELU

- ✓ FOXTA : **3729,80 kN**
- ✓ Calcul manuel : **3730,22 kN**

Écart = **0,42 kN, totalement acceptable.**

Conclusion

Les résultats issus du calcul manuel sont en très bonne concordance avec ceux obtenus à l'aide du logiciel FOXTA. Les écarts observés sont inférieurs à 0,1 %, et s'expliquent par les arrondis numériques et les méthodes de calcul internes du logiciel. Le dimensionnement du poteau n°25 est donc validé à l'ELS et à l'ELU.

1-7) Principe de justification à l'ELS et à ELU

Contrôle de la contrainte de compression d'un pieu en béton

- ✓ **Déterminations de résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours (f_{ck})**

Dans le cadre de la présente étude, la résistance caractéristique du béton à la compression, conforme aux hypothèses du projet, est fixée à $f_{ck} = 25$ MPa,

- ✓ **Déterminations des coefficients C_{max} ; k_1**

Selon les spécifications de l'Eurocode, les pieux forés à la boue de classe 1 présentent les valeurs caractéristiques suivantes : $C_{max} = 35$ MPa et $k_1 = 1,3$,

- ✓ **Déterminations de coefficient k_2**

Selon les spécifications de l'Eurocode, la valeur du coefficient k_2 est égale à 1 pour les pieux appartenant aux catégories 1 à 7, 11 et 17,

On 'a,

$$f_{ck}^* = \text{Inf} (35 ; 25) \times \frac{1}{1,3 \times 1}$$

$$f_{ck}^* = 25 \times \frac{1}{1,3 \times 1}$$

$$f_{ck}^* = 19,23 \text{ MPa}$$

- ✓ **Vérification de la contrainte du béton à l'ELU**

- **Déterminations de coefficient α_{cc} ; γ_c ; k_3**

Dans le cadre de notre projet, les pieux sont armés sur toute leur hauteur, La situation considérée à l'État Limite Ultime (ELU) est durable et transitoire, Conformément aux prescriptions de l'Eurocode, les valeurs des coefficients applicables sont les suivantes :

$$\alpha_{cc} = 1 ; \gamma_c = 1,5 \text{ et } k_3 = 1,0,$$

Donc,

$$f_{cd} = \min \left[1, 1, \frac{19,23}{1,5} ; 1, \frac{35}{1,5} \right]$$

$$f_{cd} = \min [12,82 ; 23,33]$$

$$f_{cd} = 12,82 \text{ MPa}$$

N° de poteau	Diamètre pieu (mm)	Section Pieu (m²)	R_{cd} ELU-FOND (kN)	Contraint Maximal dans le béton ELU (kPa)	Contrainte Limite moyenne du béton ELU (kPa)	Décisions
25	800	0,503	3730, 22	7415, 94	12820	Validé

✓ Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Les valeurs moyennes et maximales, calculées sur la surface comprimée de la section du béton la plus sollicitée de l'élément, sont les suivantes :

- Contrainte maximale admissible dans le béton

$$\sigma_{cmox} \leq \min(0,6 \times 1 \times 19,23 ; 0,6 \times 25)$$

$$\sigma_{cmox} \leq \min(11,538 ; 7,5)$$

$$\sigma_{cmox} \leq 7,5 \text{ MPa}$$

- Contrainte moyen admissible dans le béton

$$\sigma_{cmoy} \leq 0,3 \times 1 \times 19,23$$

$$\sigma_{cmoy} \leq 5,769 \text{ MPa}$$

N° de poteau	Diamètre pieu (mm)	Section Pieu (m²)	$R_{c;cr,d}$ ELS-QP (kN)	$R_{c;cr,d}$ CARAC (kN)	Contrainte maxi dans le béton ELS (kPa)		Contrainte Limite moyenne du béton ELS (kPa)	Contrainte Limite maximale du béton ELS (kPa)	Décisions
25	800	0,503	2356, 44	2880, 10	4684, 77	5725,84	5769	7500	Validé

1-8) Calcul du tassement du pieu isolé sous le poteau P25

Selon Maurice Cassan, le tassement vertical S d'un pieu de diamètre $B=800\text{mm}$ et de profondeur $D=18\text{m}$, soumis à une charge axiale $Q=1868,20\text{kN}$ et implanté dans un sol homogène de module pressiométrique $E_m=21881\text{MPa}$, peut être estimé à l'aide de la relation suivante :

$$S = \frac{4}{\pi} \times \frac{Q}{B} \times \frac{1 + \frac{R_0 \tanh(\alpha D)}{\alpha B E_b}}{R_0 B E_b \tanh(\alpha D)}$$

Données mise aux unités Cassan

$$Q = 1868,20 \text{ KN}$$

$$B = 80 \text{ cm}$$

$$D = 1800 \text{ cm}$$

$$E_b = 10\,000 \text{ MPa} = 100\,000 \text{ bars}$$

$$E_m = 21\,881 \text{ MPa} = 218\,810 \text{ bars}$$

Calcul des paramètres Cassan (Sol granulaire)

$$R_0 = 4,5 \times E_m$$

$$R_0 = 4,5 \times 218\,810$$

$$R_0 = 984645$$

Calcul de la fonction hyperbolique $\tanh(\alpha D)$

$$\tanh(\alpha D) = \frac{e^{\alpha D} - e^{-\alpha D}}{e^{\alpha D} + e^{-\alpha D}}$$

► Valeur de αD

$$\alpha D = 4,56 \times 1800 \times 10^{-4}$$

$$\alpha D = 0,82$$

► Calcul de $\tanh(0,82)$

$$\tanh(0,82) = \frac{e^{0,82} - e^{-0,82}}{e^{0,82} + e^{-0,82}}$$

$$\text{Calcul des exponentielles : } \begin{cases} e^{0,82} \approx 2,27 \\ e^{-0,82} \approx 0,44 \end{cases}$$

$$\tanh(0,82) = \frac{2,27 - 0,44}{2,27 + 0,44}$$

$$\tanh(0,82) = 0,675$$

Application numérique de la formule de Cassan

En remplaçant dans la formule générale de Cassan les paramètres, à savoir

$$R_0 = 984645$$

$$\alpha BE_b = 4,37 \times 10^{-6}$$

$$\tanh(0,82) = 0,675$$

NB :

La formule de Cassan permet d'estimer le tassement d'un pieu en fonction de la charge, du diamètre et de la rigidité du pieu et du sol, Le logiciel FOXTA, via le module de Taspie, utilise ces mêmes paramètres tout en ajustant automatiquement les valeurs internes, comme l'interaction sol-pieu et la rigidité effective, afin d'obtenir un tassement réaliste en appliquant les lois de mobilisation du frottement latéral et en pointe, selon Franck et Zaho.

Ainsi, l'expression du tassement s'écrit :

$$S = \frac{4}{\pi} \times \frac{1868,20}{80} \times \frac{1 + \frac{984645 \times 0,675}{4,37 \times 10^{-6}}}{984645 \times 80 \times 100\,000 \times 0,675}$$

$$S = 0,85 \text{ cm}$$

Le tassement du pieu isolé de 18 m de profondeur, associé au poteau 25 et soumis à une charge à l'ELS-QP de 1868,20 kN, est estimé à environ 0,85 cm selon les lois de mobilisation de Franck et Zaho et calculé à l'aide de la formule de Maurice Cassan pour un sol granulaire.

2) Détermination de la capacité portante de groupe de pieu

À titre d'exemple, le calcul est présenté pour le poteau P31, fondé sur un groupe de quatre (04) pieux, soumis à une sollicitation axiale T_z ainsi qu'à des efforts horizontaux dus au vent, agissant suivant les composantes M_x , T_x , M_y et T_y ,

✓ À L'ELS – QP

N° Poteaux	Chargements de la semelle (kN)				
	T_z	M_x	T_x	M_y	T_y
31	8322,78	54,57	36,58	21,90	20,12

✓ À L'ES – CARAC

N° Poteaux	Chargements de la semelle (kN)				
	T_z	M_x	T_x	M_y	T_y
31	10140,56	73,41	48,98	32,39	28,04

✓ À L'ELU

N° Poteaux	Chargements de la semelle (kN)				
	T_z	M_x	T_x	M_y	T_y
31	14067,06	93,15	62,20	40,73	35,31

Les pieux considérés ont une longueur de 17 m et un diamètre de 800 mm, La capacité portante maximale supportée par ce groupe de quatre (04) pieux, en tenant compte des charges dues au vent,

est estimée à
$$\begin{cases} ELS - QP = 2242,40 \\ ELS - CARAC = 2742,20, \\ ELU - FOND = 3567,30 \end{cases}$$

La capacité portante d'un groupe de pieu est la somme des capacités portantes de chaque pieu constituant ce groupe, évaluée à l'aide de la relation suivante :

$$R_{c,gd} = N, R_p$$

$R_{c,gd}$: valeur de calcul de la portance globale du groupe de pieux ;

R_p : la capacité portante d'un pieu isolé aux différents états limites ;

N : le nombre de pieux constituant le groupe,

NB : $C_e = 1$ pour $d \geq 3B$

Application numérique

✓ À L'ELS – QP

$$R_{c,gd} = N, R_p \quad \text{avec} \quad \begin{cases} N = 4 \\ R_p = 2242,40 \end{cases}$$

$$R_{c,gd} = 4 \times 2242,40$$

$$R_{c,gd} = \mathbf{8969,6 \text{ KN}}$$

✓ À L'ELS – CARAC

$$R_{c,gd} = N, R_p \quad \text{avec} \quad \begin{cases} N = 4 \\ R_p = 2742,20 \end{cases}$$

$$R_{c,gd} = 4 \times 2742,20$$

$$R_{c,gd} = \mathbf{10968,8 \text{ KN}}$$

✓ À L'ELU

$$R_{c,gd} = N, R_p \quad \text{avec} \quad \begin{cases} N = 4 \\ R_p = 3567,30 \end{cases}$$

$$R_{c,gd} = 4 \times 3567,30$$

$$R_{c,gd} = \mathbf{14269,20 \text{ KN}}$$

2-1) Vérification de la portance du groupe de pieux

La justification de la portance d'un groupe de pieu consiste à vérifier pour chaque combinaison que la charge transmise à la fondation par l'ouvrage (charges issues de la descente des charges) reste inférieure à sa capacité portante,

La condition de vérification est la suivante :

$$F_{cg,d} \leq R_{cg,d}$$

N° Poteaux	Chargement de la semelle			Capacité portante			Statuts
	$F_{C,gd}$ ELS – QP	$F_{C,gd}$ ELS – CARAC	$F_{C,gd}$ ELU – FOND	$R_{C,gd}$ ELS – QP	$R_{C,gd}$ ELS – CARAC	$R_{C,gd}$ ELU – FOND	
31	8322,78	10140,56	14067,06	8969,60	10968,80	14269,20	Validé



ANNEXE 2 : PRECONISATION DE L'EXECUTION DES FONDATIONS

Méthodes de mise en œuvre des fondations

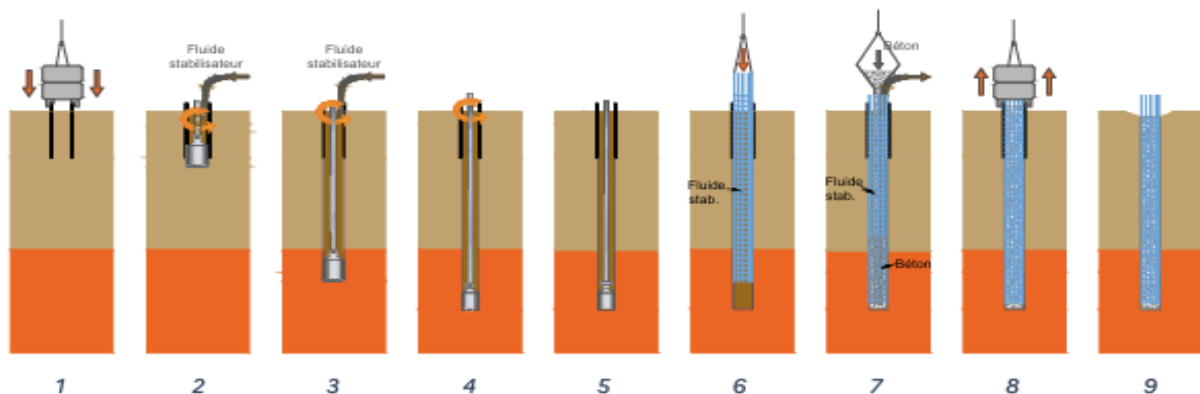
La mise en œuvre des fondations profondes devra respecter les prescriptions techniques et les bonnes pratiques en vigueur, Les fondations prévues étant des pieux forés, les principales étapes d'exécution sont les suivantes :

- Forage du sol jusqu'à la profondeur définie dans les études ;
- D'assurer un ancrage des têtes de pieux dans les semelles de liaison afin d'assurer un encastrement optimal ;
- D'assurer une répartition des charges axiales entre les différents pieux ;
- D'assurer le centrage des pieux sous les parties de la structure qui transmettent des sollicitations à la fondation ;

Les travaux devront être réalisés en conformité avec les plans d'exécution, sous la supervision du bureau de contrôle et du géotechnicien de suivi,

Phasage des travaux d'exécution

- 1 – Mise en œuvre de la virole par fonçage,
- 2 – Réalisation de l'excavation à l'aide d'un outil de forage et remplissage du forage au fur et à mesure par le fluide stabilisateur,
- 3 – Réalisation de l'excavation jusqu'à la profondeur d'ancrage à l'aide d'un outil de forage et remplissage du forage au fur et à mesure par le fluide stabilisateur,
- 4 – Curage du forage à l'aide d'un godet,
- 5 – Dessablage du fluide stabilisateur par pompage en fond de forage du fluide chargé en sable et remplacement par un fluide « propre,
- 6- Mise en place de l'armature sur toute la hauteur du pieu dans le fluide stabilisateur,
- 7 – Bétonnage du pieu au tube plongeur depuis la base en remontant,
- 8 – Retrait de la virole, provoquant une légère descente du béton
- 9 – Pieu fini après recépage,



Suivi géotechnique et contrôles

Le suivi géotechnique est une étape clé de la phase d'exécution des fondations profondes, Il permet de vérifier la conformité des travaux avec les hypothèses de dimensionnement et les exigences techniques du projet, Ce suivi est réalisé par un ingénieur géotechnicien, en coordination avec les différents intervenants du chantier,

Les principales opérations de contrôle sont les suivantes :

- **Contrôle des dimensions des pieux :**

Vérification de la profondeur, du diamètre et de la verticalité des pieux pour assurer leur conformité aux plans et garantir une bonne transmission des charges,

- **Contrôle du béton :**

Prélèvement d'éprouvettes cylindriques lors du bétonnage ;

Réalisation d'essais de compression à 28 jours ;

- **Essais de portance :**

Réalisation d'essais statiques de chargement sur pieux tests, selon la norme NF P 94-150, afin de valider la capacité portante réelle des fondations,

- **Essais et contrôles sur chantier**

Afin de garantir la conformité et la qualité d'exécution des pieux forés à boue, différents essais et contrôles sont réalisés tout au long des phases de mise en œuvre, Le tableau ci-dessous présente les activités concernées, les éléments à contrôler ainsi que les moyens ou techniques utilisés pour chaque vérification :

Activité	Sujets de contrôle	Moyens / technique de contrôle
Vibro fonçage de virole	Verticalité	Niveau à bulle
	Excentricité	Réception par Géomètre
Forage	Géologie	Constataction visuelle
		Prélèvements d'échantillons
	Verticalité	Tableau de bord foreuse
		Niveau à bulle
	Profondeur	Tableau de bord foreuse
		Décamètre / chaine graduée
Dessablage	Bentonite - Densité	Balance de Baroid
	Bentonite - Viscosité	Cône March
	Bentonite - teneur en sable	Eprouvette graduée - tamis
	Bentonite - ph	Ph mètre
Insertion de la cage d'acier	Conformité aux plans ferrailage	Inspection visuelle / Réception
	Propreté de la cage	Inspection visuelle
	Verticalité de la cage	Inspection visuelle
Coulage	Consistance de béton	Cône d'Abrams
	Résistance de béton	Essais de Compression sur éprouvettes cylindriques
	Surconsommation de béton	Courbe de bétonnage



ANNEXE 3 : MISSION GEOTECHNIQUE

(Extrait de la norme NFP 94 – 500 Novembre)

Maîtrise des incertitudes et risques géotechniques

La maîtrise des incertitudes et risques géotechniques dans un projet de construction ou d'aménagement repose sur une connaissance approfondie du sol, un milieu naturellement incertain en raison de son caractère invisible et hétérogène, L'ingénierie géotechnique a pour rôle d'anticiper, d'analyser et de gérer ces risques afin de garantir la sécurité des ouvrages, leur qualité, ainsi que le respect des délais et des coûts, Ces risques, liés aux spécificités géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du site, doivent être intégrés dès la phase de conception, grâce à des investigations progressives, Ils sont hiérarchisés selon leur niveau d'impact et font l'objet de mesures préventives et de dispositifs de suivi, Cette gestion des risques, permanente et évolutive, s'applique à toutes les étapes du projet (étude préalable, conception, supervision) et exige une coordination rigoureuse, une anticipation constante et une grande capacité d'adaptation, en particulier face à la complexité des projets et à la sensibilité accrue de l'environnement voisin,

Classification des missions d'ingénierie géotechnique

La norme NF P 94-500 (version novembre 2013) classe les missions géotechniques selon cinq grands types, correspondant aux différentes phases du projet :

➤ Mission G1 - Etudes géotechniques préalables

La mission G1 se compose d'une étude de site permettant de déterminer les premières spécificités du terrain grâce à une étude documentaire et des principes généraux de construction qui permettent d'identifier les premiers risques géotechniques,

➤ Mission G2 - Etude géotechnique de conception

✓ G2 AVP - Phase Avant-Projet

Elle précise le modèle géotechnique à retenir et permet de pré-dimensionner les ouvrages géotechniques projetés, Elle étudie les principes constructifs et d'adaptation du projet au sol envisageables, et évalue plus clairement les risques selon le(s) ouvrage(s) envisagé(s),

✓ G2 PRO - Phase Projet

Elle a pour but de concevoir et justifier les ouvrages géotechniques, Elle donne une synthèse mise à jour du site, fournit les méthodes d'exécution les valeurs seuils associés, les notes de calcul de dimensionnement optimisé pour les ouvrages géotechniques et pour toutes les phases de construction,

✓ G2 DCE-ACT

La mission G2 PRO peut être complétée par la phase DCE/ACT pour le choix de l'entreprise et de la mise au point des contrats,

➤ Mission G3 - Etude et suivi géotechnique d'exécution

A la charge de l'entreprise, elle permet de valider le modèle géotechnique et de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation, Elle se compose d'une phase étude et d'une phase suivie,

➤ Mission G4 - Supervision géotechnique d'exécution

A la charge du maître d'ouvrage ou de son représentant, elle a pour objectif de vérifier la conformité de l'étude et du suivi géotechnique d'exécution des travaux réalisés par l'entreprise et/ou son sous-traitant, Elle se compose d'une phase de supervision de l'étude d'exécution et d'une phase de supervision du suivi d'exécution,

➤ Mission G5 - Diagnostic géotechnique

Elle consiste à définir l'influence d'un élément géotechnique sur le projet ou l'ouvrage existant, moyennant une enquête documentaire, la définition d'un programme d'investigations spécifique et sa réalisation si nécessaire, En phase chantier, le diagnostic géotechnique peut amener à reprendre une phase de l'étude de conception ou d'exécution, Dans le cadre d'un sinistre, le diagnostic géotechnique permettra d'identifier les origines des désordres et de définir les solutions de reprises,

Enchaînements des missions géotechniques

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique est essentiel pour maîtriser les risques liés au sol et garantir la qualité, les délais et les coûts des ouvrages géotechniques, Le maître d'ouvrage doit intégrer l'ingénierie géotechnique à toutes les phases de projet, en coordination avec la maîtrise d'œuvre, Deux ingénieries distinctes interviennent : l'une pour le maître d'ouvrage (étapes 1 à 3) et l'autre pour l'entreprise (étape 3),

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape 1 : Étude géotechnique préalable (G1)		Étude géotechnique préalable (G1) Phase Étude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques	Fonction des données existantes et
	Étude préliminaire, esquisse,	Étude géotechnique préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités	Première identification des risques pour les	Fonction des données existantes et
Étape 2 : Étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Avant-projet (AVP)		Définition et comparaison des solutions	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité
	PRO	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité
	DCE/ACT	Étude géotechnique de conception (G2) Phase DCE / ACT		Consultation sur le projet de base / Choix de l'entreprise		
Étape 3 : Études géotechniques de réalisation (G3/G4)		À la charge de l'entreprise	À la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Étude (en interaction avec la phase Suivi)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction	Étude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec maîtrise de la qualité, du délai et du coût	Identification des risques résiduels, mesures correctives, contrôle du management des risques résiduels (réalité des actions, vigilance, mémorisation,	Fonction des méthodes de construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent

	DET/AOR	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase Étude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage	capitalisation des retours d'expérience)	Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux
À toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)		Influence d'un élément géotechnique spécifique sur	Influence de cet élément géotechnique sur les risques	Fonction de l'élément géotechnique étudié



ANNEXE 4 : DEVIS ESTIMATIF DE LA CAMPAGNE GEOTECHNIQUE



PROJET DE CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT R+10 AVEC 2 SOUS-SOL - COCODY DANGA					
CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE : MISSION G2PRO					
DEVIS QUANTITATIF ESTIMATIF					
N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix Total
I, MOBILISATION / DEMOBILISATION					
I,1	Mobilisation et démobilisation de la sondeuse	Ft			
I,2	Mobilisation et démobilisation du personnel, logistique HSE et frais divers				
I,3	Accès aux points de sondages; autorisations administratives pour accéder au site	A LA CHARGE DU CLIENT			
I,4	Stand by personnel et materiel pour des raisons independantes de AGTS	Jr / équipe			PM
Sous Total I					
II, ESSAIS IN SITU					
II,1	Essai au pressiomètre Ménard (02 SP à 40m)				
II,1,1	Mise en station sur point de sondage destructif	u			
II,1,2	Forage de 0,0 à 10,0m de profondeur/TN au plus	ml			
II,1,3	Forage de 10,0 à 20,0m de profondeur/TN au plus	ml			
II,1,4	Forage de 20,0 à 30,0m de profondeur/TN au plus	ml			
II,1,5	Forage de 30,0 à 40,0m de profondeur/TN au plus	ml			
II,1,6	Essai pressiométrique tous les 1,0 à m de 0,0 à 10,0 m de profondeur/TN au plus	u			
II,1,7	Essai pressiométrique tous les 1,0 à m de 10,0 à 20,0 m de profondeur/TN au plus	u			
II,1,8	Essai pressiométrique tous les 1,0 à m de 20,0 à 30,0 m de profondeur/TN au plus	u			
II,1,9	Essai pressiométrique tous les 1,0 à m de 30,0 à 40,0 m de profondeur/TN au plus	u			
II,2	Sondages Carottés (01 SC à 40m)				
II,2,1	Mise en station sur point de sondage carotté	u			
II,2,2	Sondage carotté de 0,0 à 10,0 m de profondeur/TN	ml			
II,2,3	Sondage carotté de 10,0 à 20,0 m de profondeur/TN	ml			
II,2,4	Sondage carotté de 20,0 à 30,0 m de profondeur/TN	ml			
II,2,5	Sondage carotté de 30,0 à 40,0 m de profondeur/TN	ml			
Sous Total II					
III, ESSAIS EN LABORATOIRE					
III,1	Analyse granulométrique par tamisage	u			
III,2	Limites d'Atterberg	u			
III,3	Valeur au bleu de méthylène (VBS)	u			
III,4	Poids volumique	u			
III,5	Essai de cisaillement rectiligne direct	u			
Sous Total III					
IV, LIVRABLES DES ETUDES GEOTECHNIQUES					
IV,1	Rapport géotechnique G2 PRO : Etudes de fondations	Ft			
Sous Total IV					
TOTAL GENERAL HT AVANT REMISE			11 457 000		
TVA 18%			20 62 260		
TOTAL GENERALTTC			13 519 260 CFA		

ANNEXE 5 : PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES GEOTECHNIQUE



SONDAGES /ESSAIS		COORDONNEES	
		X (m)	Y (m)
Sondage pressiométrique	SP1	387 930	590 144
	SP2	387 927	590 160
Sondage carotté	SC1	387 946	590 184



ANNEXE 6 : PROCES VERBAUX DES ESSAIS IN-SITU

COUPE DE SOL



SONDAGE CAROTTE

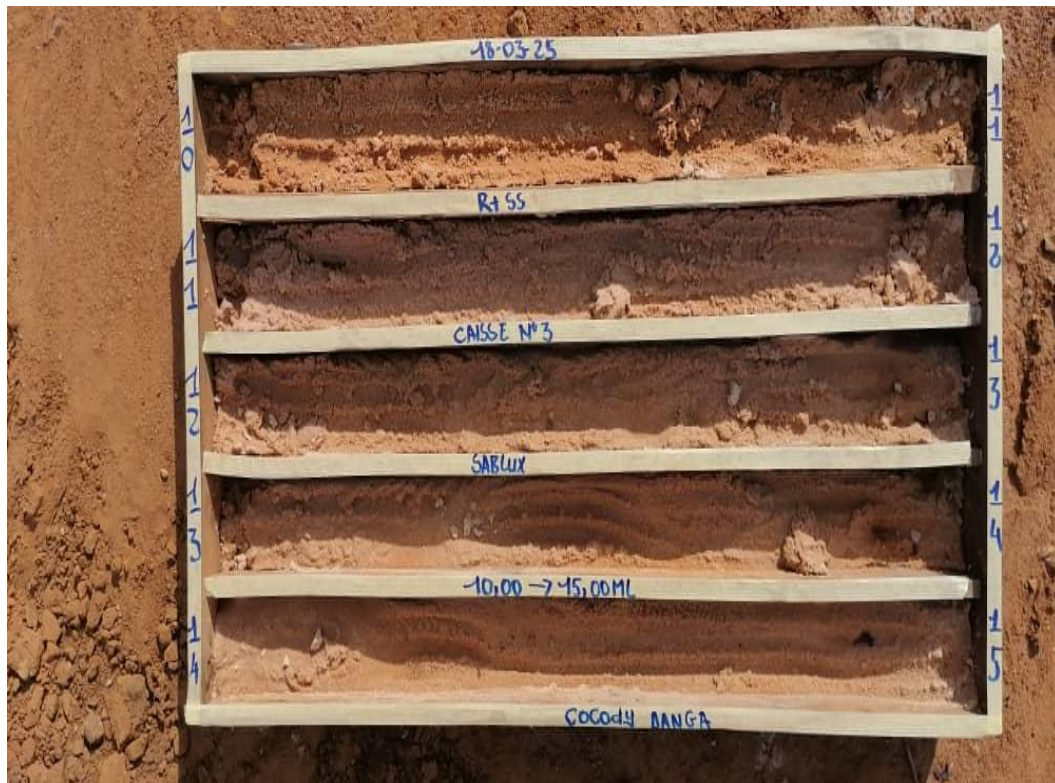
CAISSE A CAROTTES SC



Caisse N°1 - 0,00 m à 5,00 m



Caisse N°2 - 5,00 m à 10,00 m



Caisse N°3 - 10,00 m à 15,00 m



Caisse N°4 - 15,00 m à 20,00 m



CAISSE N°5 - 20,00 m à 25,00 m



CAISSE N°6 - 25,00 m à 30,00 m



Caisse N°7 - 30,00 m à 35,00 m



Caisse N°8 - 35,00 m à 40,00 m



SONDAGES PRESSIOMETRIQUES

COCODY Danga

FORAGE PRESSIOMETRIQUE

Date début : 04/04/2025

Type de sondage : Forage destructif effectué selon NF EN ISO 22475-1

Date fin : 04/04/2025

Outil : Tarière à main

Machine :ERD

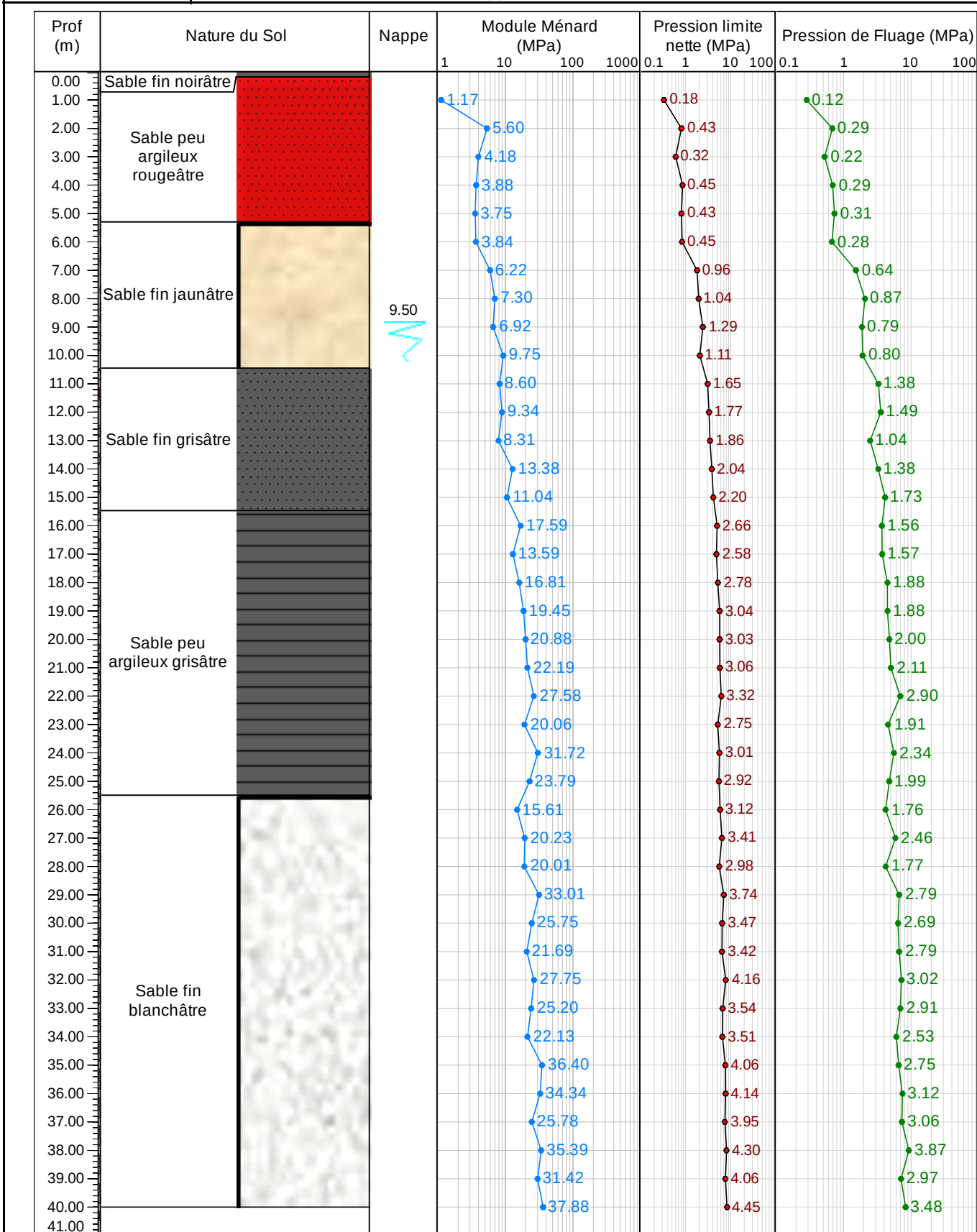
Sondage : SP1

Essai pressiométrique Effectué selon la NF EN ISO 22476-4

X: 590144

Y: 387930

Appareil : CPV APAGEO



COCODY Danga

FORAGE PRESSIOMETRIQUE

Date début : 04/04/2025

Type de sondage : Forage destructif effectué selon NF EN ISO 22475-1

Date fin : 04/04/2025

Outil : Tarière à main

Machine :ERD

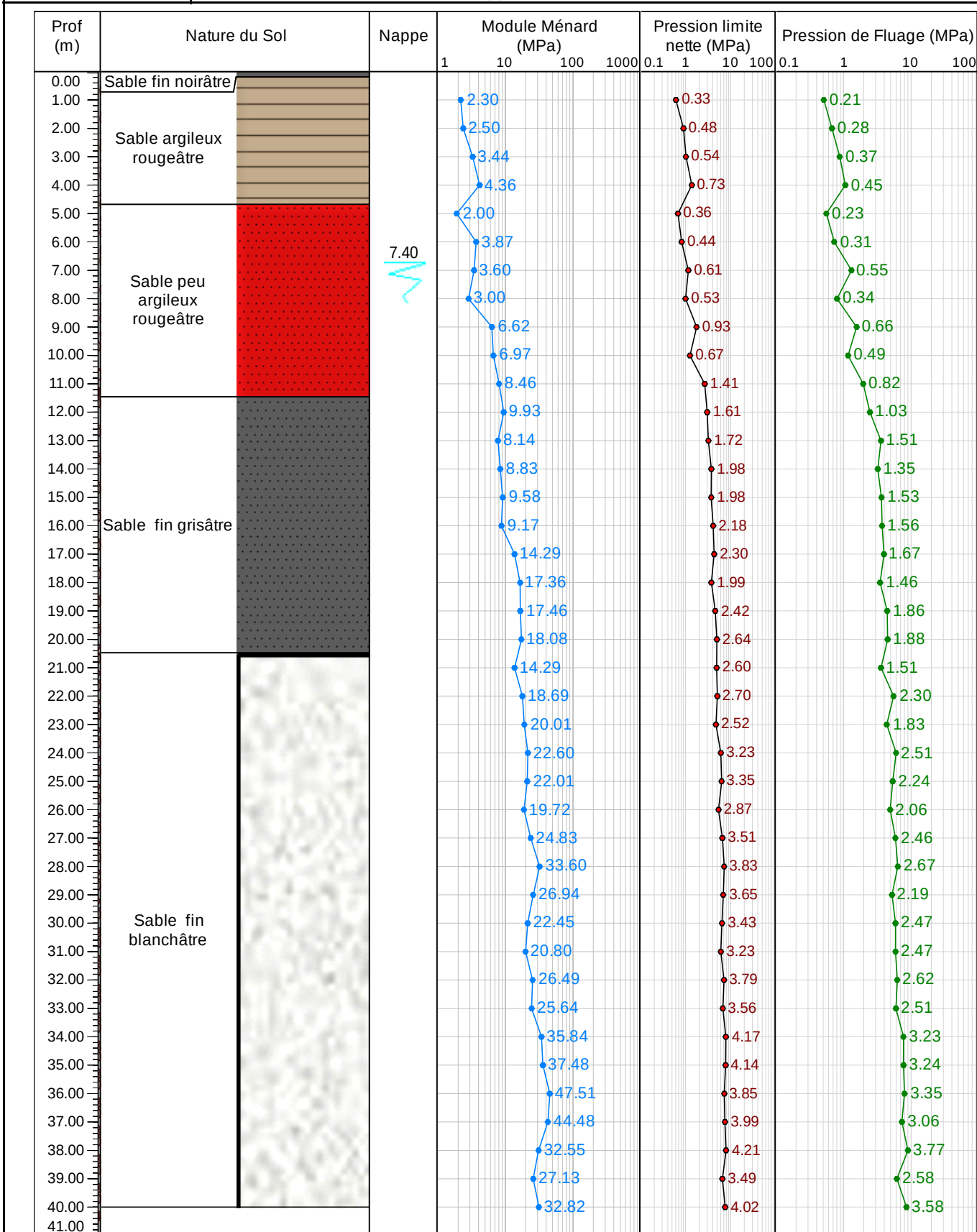
Sondage : SP2

Essai pressiometrique Effectué selon la NF EN ISO 22476-4

X: 590184

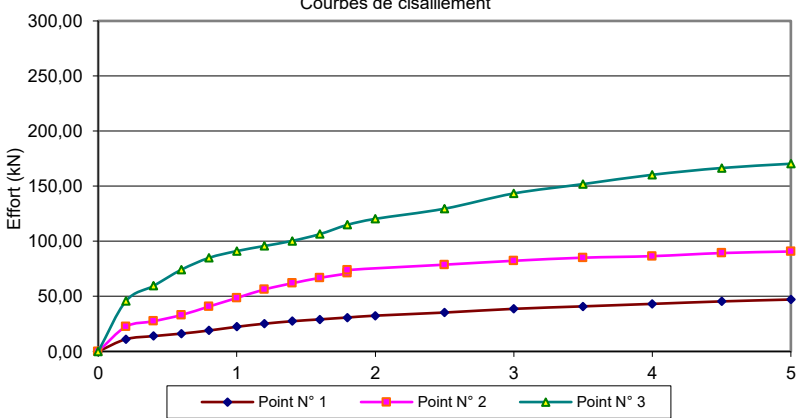
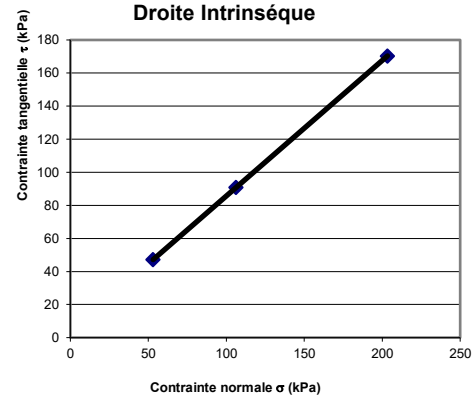
Y: 387946

Appareil : CPV APAGEO



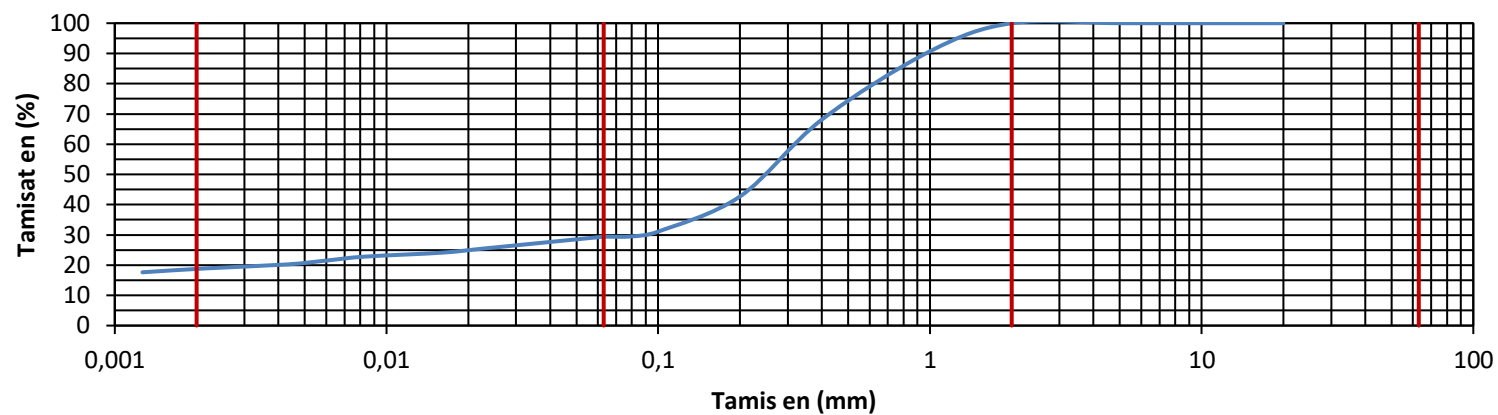


ANNEXE 7 : PROCES VERBAUX DES ESSAIS DE LABORATOIRE

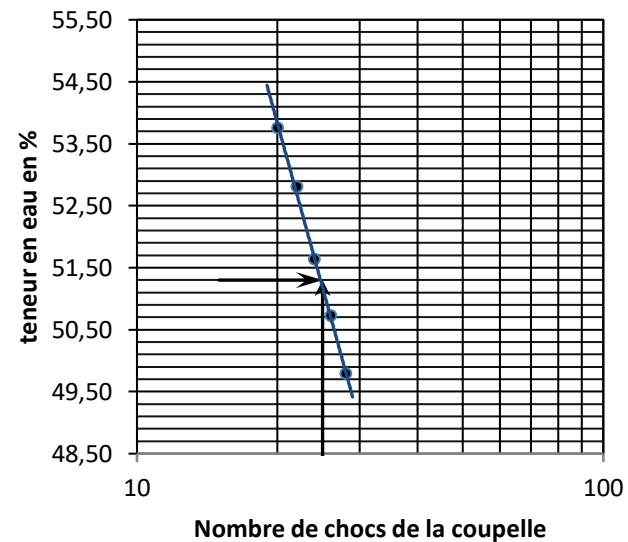
 			Africaine de Géotechnique Technologie et de Services Rue L34 Cocody Angré 7e Tranche / Abidjan-Côte d'Ivoire Site web: www.agtsoci.com / Tel: 22 50 24 63			Réf.:CI-R-LABO-MEC-IT-EN01 Version 02: 29/05/2024																																																									
ESSAI DE CISAILEMENT RECTILIGNE																																																															
Selon la Norme NF EN ISO 17892-10																																																															
Nom du projet :		Projet de construction de bâtiments - Projet SOA			Date prélèvement :		17/03/2025																																																								
Site :		Cocody danga			Lieu de prélèvement :		Cocody danga																																																								
Client :		SABLUX			Sondage N° :		SC1																																																								
Date de l'essai :		07/04/2025			Profondeur (m) :		5,00-7,00																																																								
Echantillon		intact		reconstitué	***	Nature de l'échantillon :		Sable peu argileux																																																							
Vitesse		0,080	mm/mn	0		Boite ϕ 6 cm		Masse volumique ρ_s = 2,7 g/cm3																																																							
Point N° 1		Point N° 2		Point N° 3		Point N° 4																																																									
σ = (kPa) 53,06		σ = (kPa) 106,12		σ = (kPa) 203,40		σ = (kPa)																																																									
Charge (kg) 1,50		Charge (kg) 3,00		Charge (kg) 5,75		Charge (kg)																																																									
Déplacement t mm (Ch2)		Déplacement t mm (Ch2)		Déplacement t mm (Ch2)		Déplacement t mm (Ch2)																																																									
Contrainte (kPa)		Contrainte (kPa)		Contrainte (kPa)		Contrainte (kPa)																																																									
0		0		0		0																																																									
0,2		11,11		0,2		22,50		0,2																																																							
0,4		13,92		0,4		27,42		0,4																																																							
0,6		16,17		0,6		33,05		0,6																																																							
0,8		18,98		0,8		40,79		0,8																																																							
1		22,36		1		48,52		1																																																							
1,2		25,17		1,2		56,26		1,2																																																							
1,4		27,42		1,4		61,88		1,4																																																							
1,6		29,11		1,6		66,81		1,6																																																							
1,8		30,80		1,8		71,03		1,8																																																							
2		32,49		2		73,84		2																																																							
2,5		35,30		2,5		78,76		2,5																																																							
3		38,68		3		82,28		3																																																							
3,5		40,93		3,5		85,09		3,5																																																							
4		43,18		4		86,50		4																																																							
4,5		45,43		4,5		89,31		4,5																																																							
5		47,11		5		90,72		5																																																							
Poids volumique ρ_d (kN/m³) 18,3																																																															
<table><tr><td>Ech,</td><td>1</td><td>2</td><td>3</td><td>4</td></tr><tr><td colspan="5">Conditions initiales</td></tr><tr><td>w (%)</td><td>5,56</td><td>5,52</td><td>5,48</td><td></td></tr><tr><td>ρ (g/cm³)</td><td>1,93</td><td>1,93</td><td>1,93</td><td></td></tr><tr><td>ρ_d (g/cm³)</td><td>1,83</td><td>1,83</td><td>1,83</td><td></td></tr><tr><td>Sr (%)</td><td>31,34</td><td>31,16</td><td>30,98</td><td></td></tr><tr><td colspan="5">Conditions finales</td></tr><tr><td>w (%)</td><td>18,45</td><td>18,095</td><td>17,925</td><td></td></tr><tr><td>ρ (g/cm³)</td><td>1,93</td><td>1,93</td><td>1,93</td><td></td></tr><tr><td>ρ_d (g/cm³)</td><td>1,63</td><td>1,63</td><td>1,63</td><td></td></tr><tr><td>Sr (%)</td><td>75,56</td><td>74,68</td><td>74,25</td><td></td></tr></table>									Ech,	1	2	3	4	Conditions initiales					w (%)	5,56	5,52	5,48		ρ (g/cm³)	1,93	1,93	1,93		ρ_d (g/cm³)	1,83	1,83	1,83		Sr (%)	31,34	31,16	30,98		Conditions finales					w (%)	18,45	18,095	17,925		ρ (g/cm³)	1,93	1,93	1,93		ρ_d (g/cm³)	1,63	1,63	1,63		Sr (%)	75,56	74,68	74,25	
Ech,	1	2	3	4																																																											
Conditions initiales																																																															
w (%)	5,56	5,52	5,48																																																												
ρ (g/cm³)	1,93	1,93	1,93																																																												
ρ_d (g/cm³)	1,83	1,83	1,83																																																												
Sr (%)	31,34	31,16	30,98																																																												
Conditions finales																																																															
w (%)	18,45	18,095	17,925																																																												
ρ (g/cm³)	1,93	1,93	1,93																																																												
ρ_d (g/cm³)	1,63	1,63	1,63																																																												
Sr (%)	75,56	74,68	74,25																																																												
Résultats <table><tr><td></td><td>1</td><td>2</td><td>3</td><td>4</td></tr><tr><td>Contrainte normale σ (kPa)</td><td>53,06</td><td>106,12</td><td>203,4</td><td></td></tr><tr><td>Contrainte tangentielle τ (kPa)</td><td>47,115</td><td>90,72</td><td>170,36</td><td></td></tr><tr><td>Angle de frottement (°)</td><td colspan="4">39</td></tr><tr><td>Cohésion c (kPa)</td><td colspan="4">3</td></tr></table>										1	2	3	4	Contrainte normale σ (kPa)	53,06	106,12	203,4		Contrainte tangentielle τ (kPa)	47,115	90,72	170,36		Angle de frottement (°)	39				Cohésion c (kPa)	3																																	
	1	2	3	4																																																											
Contrainte normale σ (kPa)	53,06	106,12	203,4																																																												
Contrainte tangentielle τ (kPa)	47,115	90,72	170,36																																																												
Angle de frottement (°)	39																																																														
Cohésion c (kPa)	3																																																														
Courbes de cisaillement 					Droite Intrinsèque 																																																										
Exécuté par					Signature																																																										
																																																															

CHANTIER:	PROJET DE CONSTRUCTION DE BÂTIMENTS-PROJET SOA	CLIENT :	SABLUX	N° Aff:	141139
SONDAGE:	SC1	Profondeur (m): (1,50-4,00)			
Prélevé le:	17/03/2025	Date d'essai: 04/04/2025			
Matériau:	Sable argileux	température d'étuvage: 105°C			

Tamisage	mm	31,5	20	10	5	2	1	0,4	0,2	0,1	0,08	0,063
	%	100	100	100	100	99,50	90,70	68,1	42,7	31,10	29,50	29,40
Sédimentation	µm	63	61,16	43,74	31,28	22,36	15,98	8,34	6,02	4,30	2,17	1,26
	%	29,40	29,30	28,01	26,71	25,41	24,11	22,82	21,52	20,22	18,93	17,63



w% de liquidité	
coups	w%
20	53,8
22	52,8
24	51,6
26	50,7
28	49,8
w% de plasticité	
tare	w%
1	30,3
2	30,7
LL	51,3
LP	30,5
IP	20,8
IC	2,2



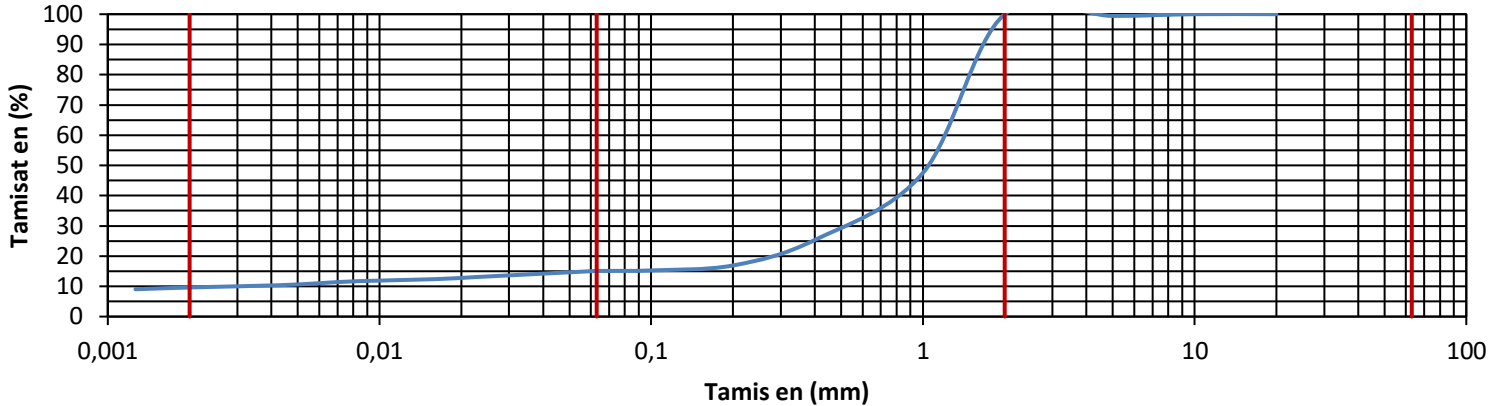
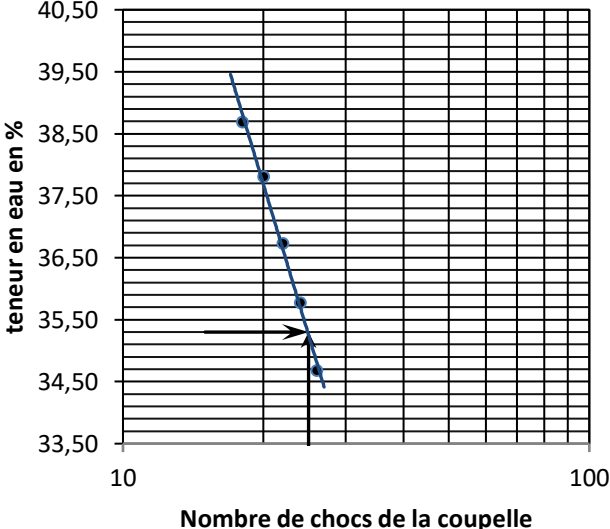
Masse récipient m_c	50,9
Masse récipient +matériau humide m_1	375,3
Masse récipient +matériau sec m_2	359,0
Masse d'eau m_w	16,3
Masse matériau sec m_d	308,1
Teneur en eau $w\%$	5,29

Teneur en eau d'échantillon W%	5,3
% Passant tamis 5 mm	100
C =	1
Masse sèche d'échantillon pour la prise d'essai M1	80,0
Masse de bleu utilisée VB	20
B =	0,20
Valeur au bleu de méthylène sol VBs	0,26

	17,8
--	------

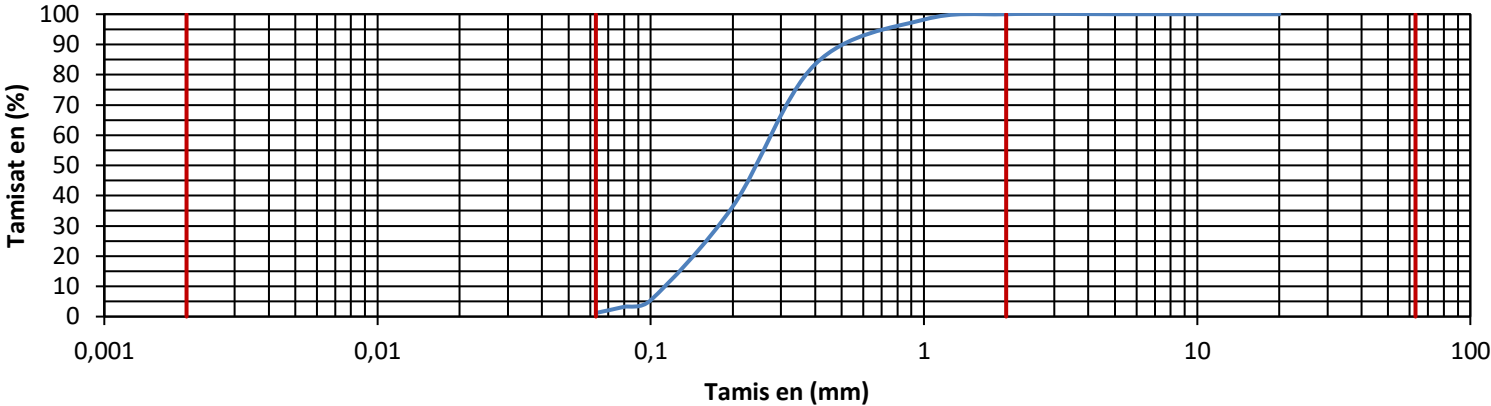
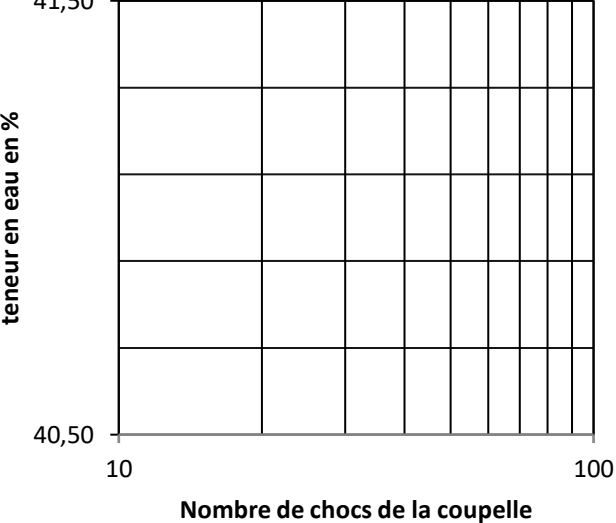
Le Chef du Laboratoire:

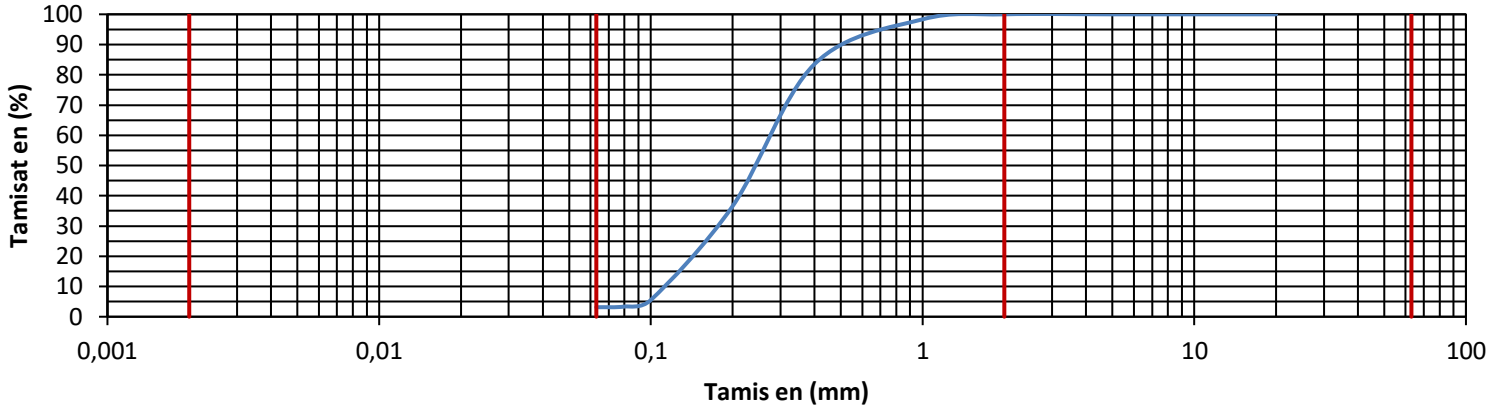

KONE Mamadou
 RESPONSABLE DU LABORATOIRE
 +225 07 68 69 42 65

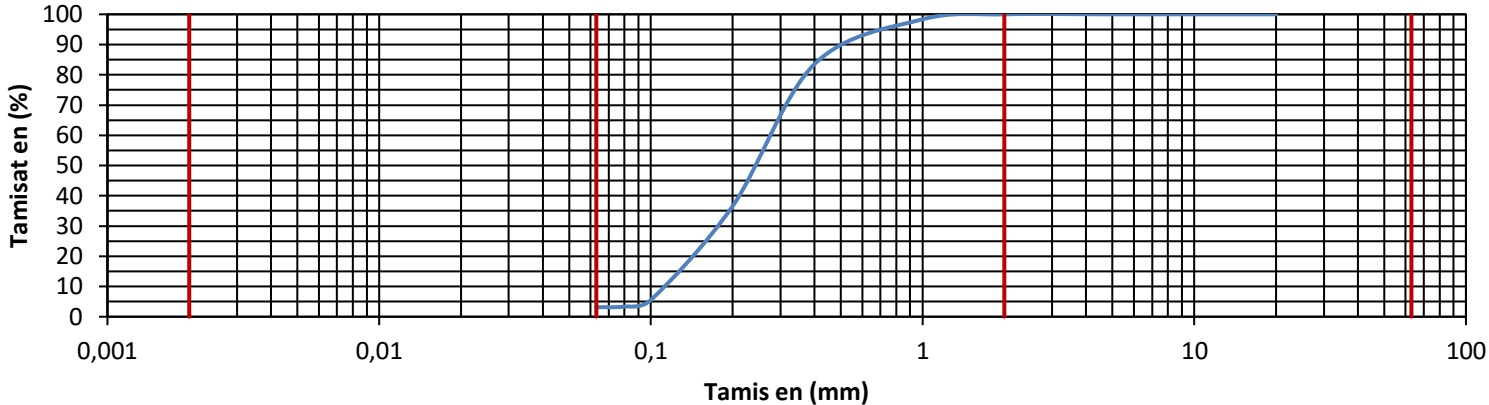
	Africaine de Géotechnique Technologie et de Services Rue L90 Cocody Angré les Oscars / Abidjan-Côte d'Ivoire Site web: www.agtsci.com / Tel: 27 22 50 24 63		Réf:	CI-R-LABO-IT-EN 01								
			Version N°02 :	29/05/2024								
Reconnaissance et essais géotechnique : Essais en laboratoire sur les sols												
CHANTIER:	PROJET DE CONSTRUCTION DE BÂTIMENTS-PROJET SOA	CLIENT :	SABLUX	N° Aff: 141139								
SONDAGE:	SC1	Profondeur (m): (5,00-7,00)										
Prélevé le:	17/03/2025	Date d'essai: 04/04/2025										
Matériau:	Sable peu argileux	température d'étuvage: 105°C										
Distribution Granulométrique des particules : NF EN ISO 17892-4 Janv 2018												
Tamisage	mm	31,5	20	10	5	2	1	0,4	0,2	0,1	0,08	0,063
	%	100	100	100	99,42	82,39	47,50	25,34	16,91	15,27	15,13	15,10
Sédimentation	µm	63	61,16	43,74	31,28	22,36	15,98	8,34	6,02	4,30	2,17	1,26
	%	15,10	15,05	14,38	13,72	13,05	12,39	11,72	11,05	10,39	9,72	9,05
												
Limites d'Atterberg : ISO 17892-12												
w% de liquidité												
coups	w%											
18	38,7											
20	37,8											
22	36,7											
24	35,8											
26	34,7											
w% de plasticité												
tare	w%											
1	23,1											
2	23,1											
LL	35,3											
LP	23,1											
IP	12,2											
IC	2,9											
Teneur en eau: ISO 17892-1												
Masse récipient m _c		42,1										
Masse récipient +matériau humide m ₁		351,6										
Masse récipient +matériau sec m ₂		350,7										
Masse d'eau m _w		0,9										
Masse matériau sec m _d		308,6										
Teneur en eau w%		0,29										
Détermination de la valeur de bleu de méthylène: NF EN 17542 - 3												
Teneur en eau d'échantillon W%		0,3										
% Passant tamis 5 mm		99										
C =		1										
Masse sèche d'échantillon pour la prise d'essai M1		80,0										
Masse de bleu utilisée VB		15										
B =		0,15										
Valeur au bleu de méthylène sol VBs		0,19										
POIDS VOLUMIQUE ρ _d (kN/m³)												
18,3												
Observation:						Le Chef du Laboratoire:						
												

Selon la Norme NF EN ISO 17892-10


AGIS COME D'UIVOIR
KONE Mamadou
RESPONSABLE DU LABORATOIRE
+225 07 68 69 42 65

	Africaine de Géotechnique Technologie et de Services Rue L90 Cocody Angré les Oscars / Abidjan-Côte d'Ivoire Site web: www.agtsi.com / Tel: 27 22 50 24 63		Réf:	CI-R-LABO-IT-EN 01								
			Version N°02 :	29/05/2024								
Reconnaissance et essais géotechnique : Essais en laboratoire sur les sols												
CHANTIER:	PROJET DE CONSTRUCTION DE BÂTIMENTS-PROJET SOA	CLIENT :	SABLUX	N° Aff: 141139								
SONDAGE:	SC1	Profondeur (m): (8,00-10,00)										
Prélevé le:	17/03/2025	Date d'essai: 04/04/2025										
Matériau:	Sable	température d'étuvage: 105°C										
Distribution Granulométrique des particules : NF EN ISO 17892-4 Janv 2018												
Tamisage	mm	31,5	20	10	5	2	1	0,4	0,2	0,1	0,08	0,063
	%	100	100	100	100	98,80	98,21	83,45	36,5	5,42	3,25	1,20
Sédimentation	µm	63	61,16	43,74	31,28	22,36	15,98	8,34	6,02	4,30	2,17	1,26
	%	1,20	1,20	1,14	1,09	1,04	0,98	0,93	0,88	0,83	0,77	0,72
												
Limites d'Atterberg : ISO 17892-12												
w% de liquidité		41,50										
coups	w%											
w% de plasticité		40,50										
tare	w%	10										
1		100										
2												
LL												
LP												
IP												
IC												
Teneur en eau: ISO 17892-1												
Masse récipient	m _c	38,6										
Masse récipient +matériau humide	m ₁	378,9										
Masse récipient +matériau sec	m ₂	377,2										
Masse d'eau	m _w	1,7										
Masse matériau sec	m _d	338,6										
Teneur en eau w%		0,50										
Détermination de la valeur de bleu de méthylène: NF EN 17542 - 3												
Teneur en eau d'échantillon W%	0,5											
% Passant tamis 5 mm	100											
C =	1											
Masse sèche d'échantillon pour la prise d'essai M1	80,0											
Masse de bleu utilisée VB	10											
B =	0,10											
Valeur au bleu de méthylène sol VBs	0,13											
Observation:					Le Chef du Laboratoire:							
												

	Africaine de Géotechnique Technologie et de Services Rue L90 Cocody Angré les Oscars / Abidjan-Côte d'Ivoire Site web: www.agtsi.com / Tel: 27 22 50 24 63				Réf:	CI-R-LABO-IT-EN 01						
					Version N°02 :	29/05/2024						
Reconnaissance et essais géotechnique : Essais en laboratoire sur les sols												
CHANTIER:	PROJET DE CONSTRUCTION DE BÂTIMENTS-PROJET SOA	CLIENT :	SABLUX	N° Aff:	141139							
SONDAGE:	SC1		Profondeur (m): (15,00-17,00)									
Prélevé le:	17/03/2025		Date d'essai: 04/04/2025									
Matériau:	Sable		température d'étuvage: 105°C									
Distribution Granulométrique des particules : NF EN ISO 17892-4 Janv 2018												
Tamisage	mm	31,5	20	10	5	2	1	0,4	0,2	0,1	0,08	0,063
	%	100	100	100	100	99,67	98,34	83,51	36,58	5,54	3,37	3,14
Sédimentation	µm	63	61,16	43,74	31,28	22,36	15,98	8,34	6,02	4,30	2,17	1,26
	%	3,14	3,13	2,99	2,85	2,71	2,58	2,44	2,30	2,16	2,02	1,88
												
Limites d'Atterberg : ISO 17892-12												
w% de liquidité		41,50										
coups	w%											
w% de plasticité		40,50										
tare	w%											
1												
2												
LL												
LP												
IP												
IC												
		10										
		100										
		Nombre de chocs de la coupelle										
Teneur en eau: ISO 17892-1												
Masse récipient m _c		46,4										
Masse récipient +matériau humide m ₁		364,0										
Masse récipient +matériau sec m ₂		362,1										
Masse d'eau m _w		1,9										
Masse matériau sec m _d		315,7										
Teneur en eau w%		0,60										
Détermination de la valeur de bleu de méthylène: NF EN 17542 - 3												
Teneur en eau d'échantillon W%		0,6										
% Passant tamis 5 mm		100										
C =		1										
Masse sèche d'échantillon pour la prise d'essai M1		80,0										
Masse de bleu utilisée VB		10										
B =		0,10										
Valeur au bleu de méthylène sol VBs		0,13										
Observation:							Le Chef du Laboratoire:					
												

	Africaine de Géotechnique Technologie et de Services Rue L90 Cocody Angré les Oscars / Abidjan-Côte d'Ivoire Site web: www.agtsi.com / Tel: 27 22 50 24 63				Réf:	CI-R-LABO-IT-EN 01						
					Version N°02 :	29/05/2024						
Reconnaissance et essais géotechnique : Essais en laboratoire sur les sols												
CHANTIER:	PROJET DE CONSTRUCTION DE BÂTIMENTS-PROJET SOA	CLIENT :	SABLUX	N° Aff:	141139							
SONDAGE:	SC1		Profondeur (m): (15,00-17,00)									
Prélevé le:	17/03/2025		Date d'essai: 04/04/2025									
Matériau:	Sable		température d'étuvage: 105°C									
Distribution Granulométrique des particules : NF EN ISO 17892-4 Janv 2018												
Tamisage	mm	31,5	20	10	5	2	1	0,4	0,2	0,1	0,08	0,063
	%	100	100	100	100	99,67	98,34	83,51	36,58	5,54	3,37	3,14
Sédimentation	µm	63	61,16	43,74	31,28	22,36	15,98	8,34	6,02	4,30	2,17	1,26
	%	3,14	3,13	2,99	2,85	2,71	2,58	2,44	2,30	2,16	2,02	1,88
												
Limites d'Atterberg : ISO 17892-12												
w% de liquidité		41,50										
coups	w%											
w% de plasticité		40,50										
tare	w%											
1												
2												
LL												
LP												
IP												
IC												
		10										
		100										
		Nombre de chocs de la coupelle										
Teneur en eau: ISO 17892-1												
Masse récipient m _c		46,4										
Masse récipient +matériau humide m ₁		364,0										
Masse récipient +matériau sec m ₂		362,1										
Masse d'eau m _w		1,9										
Masse matériau sec m _d		315,7										
Teneur en eau w%		0,60										
Détermination de la valeur de bleu de méthylène: NF EN 17542 - 3												
Teneur en eau d'échantillon W%		0,6										
% Passant tamis 5 mm		100										
C =		1										
Masse sèche d'échantillon pour la prise d'essai M1		80,0										
Masse de bleu utilisée VB		10										
B =		0,10										
Valeur au bleu de méthylène sol VBs		0,13										
Observation:							Le Chef du Laboratoire:					
												



ANNEXE 8 : PROCES VERBAUX DE CAPACITE PORTANTE DE PIEUX PAR LE LOGICIEL FOXTA-FOND PROF

DIAMETRE 600

Données

Titre du projet : PROJET SOA

Numéro d'affaire : GGG

Commentaires : N/A

Titre du calcul : D600 (pieu n°2)

Cadre réglementaire : EC 7 - Norme NF P94-262/A1 (juillet 2018)

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par couches

Pas du calcul (m) : 0,50

Section de calcul : Section de calcul circulaire

Diamètre de calcul (m) : 0,60

Classe du pieu : 1 - Pieu/micropieu foré

Catégorie du pieu : 2 [FB] - Foré boue (pieux et barrettes)

Pieu de grande longueur : Oui

Mode de chargement : Travail en compression

Combinaisons

	ELS-QP	ELS-CARAC	ELU-FOND	ELU-ACC
Pondérations combinées sur Qs,k	0,636	0,778	0,909	1,000
Pondérations combinées sur Qp,k	0,455	0,556	0,909	1,000

Cote de référence (m) : -5,50

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Classe de sol	Zbase	pl*	qsl	kpmax	γR,d1×γR,d2
1	Couche 1.1 : Sable peu argileux Lâche		Sols intermédiaires, tendance sableuse	-6,50	375,00	0,00	1,10	1,265
2	Couche 1.2 : Sable peu argileux Moyennement Dense		Sols intermédiaires, tendance sableuse	-10,50	658,00	50,89	1,10	1,265
3	Couche 1.3 : Sable fin Dense		Sables, graves	-15,50	1490,00	87,32	1,10	1,265
4	Couche 1.4 : Sable +/- argileux Très Dense		Sables, graves	-40,50	3205,00	90,00	1,10	1,265

Critère de calcul : Longueur imposée

Longueur du pieu (m) : 35,00

Appliquer un facteur réducteur d'effet de groupe : Oui

Ceqs : 1,00

Ceqb : 1,00

Contrôle de la résistance structurale de la section : Oui

fck (MPa) : 25,00

CMax (MPa) : 35,00

k1 : 1,30

k2 : 1,00

k3 : 1,00

Pieu en béton armé : Oui

Fck* (MPa) : 19,231

Fcd ELU FOND (MPa) : 12,821

Fcd ELU ACC (MPa) : 16,026

σmoy,ELS (MPa) : 5,769

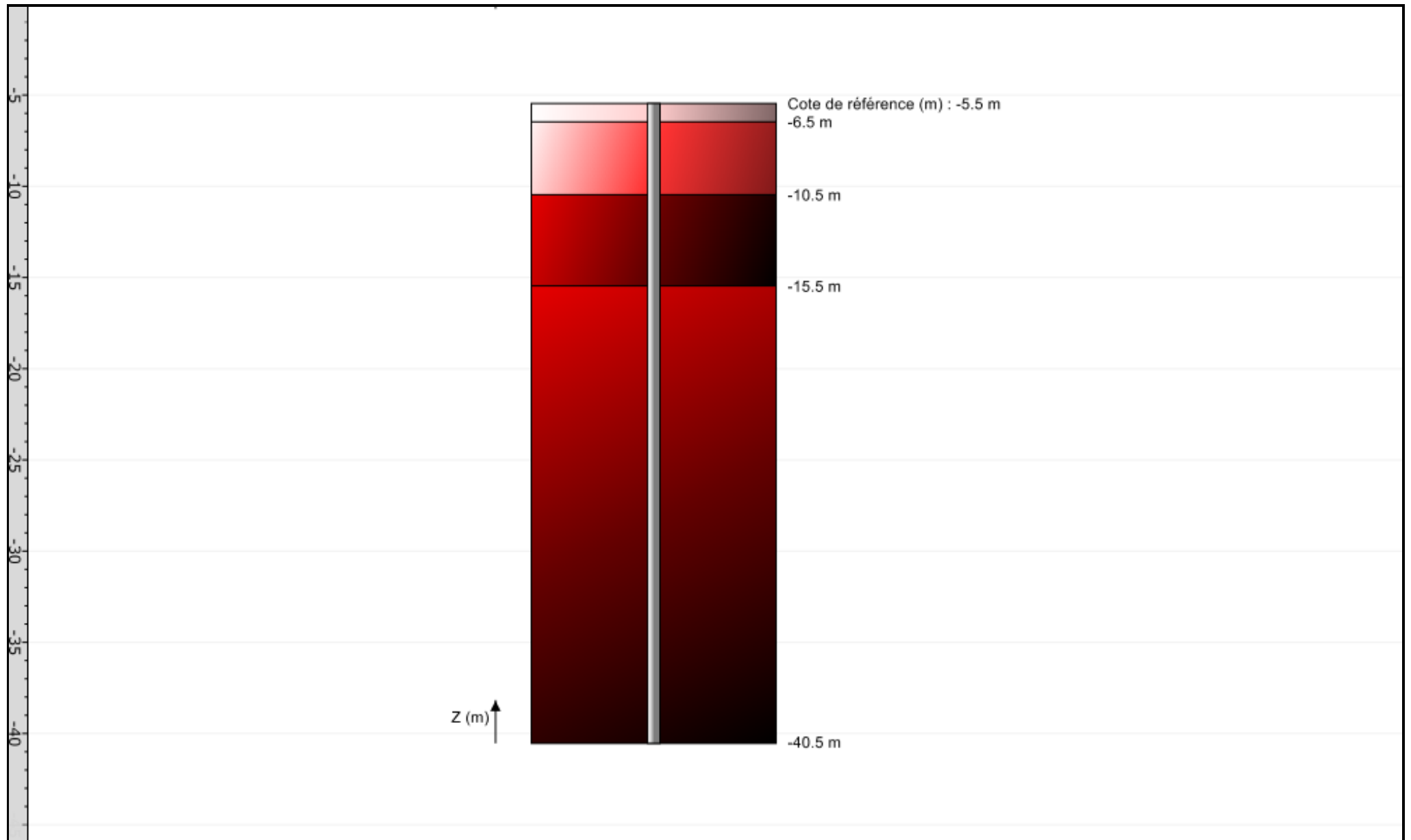


FoXta v4
v4.1.13

Imprimé le : 02/12/2025 - 14:55:25
Calcul réalisé par : AGTS COTE D'IVOIRE

Projet : PROJET SOA GROUPE DE PIEUX
Module : Fondprof (Pieu 2/4)
Titre du calcul : D600

Onglet "Données des couches"



File : C:\Users\DELL\AppData\Local\Temp\Terrasol\FoXta v4\25808\FP.15.resu

Calcul réalisé le : 02/12/2025 à 14h54
 par : AGTS COTE D'IVOIRE

Options du calcul :

- calcul basé sur des paramètres issus du pressiomètre de Ménard
- calcul selon les règles de la norme NF P 94 262
- profil de pression limite pl* défini par couche
- pour pieu de catégorie : 2
- pour pieu travaillant en compression

Combinaisons	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
Frottement	0.636	0.778	0.909	1.000
Pointe	0.455	0.556	0.909	1.000

Cote de référence : -5.500

Section du pieu : 0.283
 Périmètre : 1.885

Caractéristiques des couches (données utilisateur)

couche	base	pl*	qsl	kpmin	kpmax	gamrd
01	-6.50	375.0	0.00	1.00	1.10	1.26
02	-10.50	658.0	50.89	1.00	1.10	1.26
03	-15.50	1490.0	87.32	1.00	1.10	1.26
04	-40.50	3205.0	90.00	1.00	1.10	1.26

Pas du calcul : 0.50

 SOLUTION

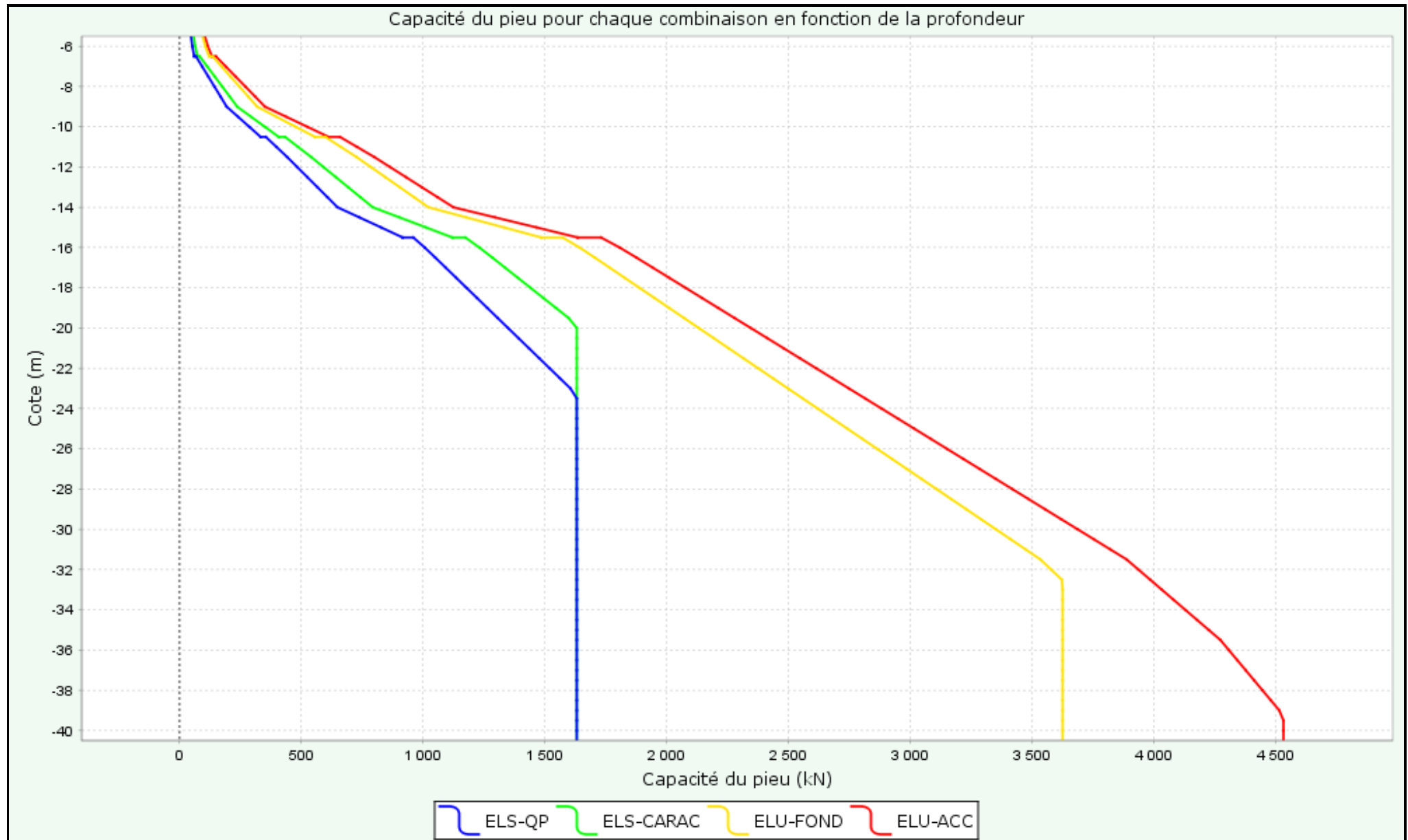
Calcul à longueur imposée : L = 35.00

Prise en compte d'un abattement de 50% du frottement latéral pour les sections situées à plus de 25.00 m de la pointe

couche	cote	qsl	ple	kp	Qs	Qp	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
01	-5.50	0.00	469.3	1.000	0.0	132.7	47.7	58.3	95.4	104.9
01	-6.00	0.00	516.5	1.012	0.0	147.8	53.2	65.0	106.2	116.8
01	-6.50	0.00	587.2	1.021	0.0	169.6	61.0	74.5	121.9	134.1
01	-6.50	0.00	587.2	1.021	0.0	169.6	61.0	74.5	121.9	134.1
02	-6.50	50.89	658.0	1.019	0.0	189.6	68.2	83.3	136.2	149.9
02	-7.00	50.89	658.0	1.036	48.0	192.7	93.4	114.2	172.9	190.2
02	-7.50	50.89	658.0	1.052	95.9	195.8	118.6	145.0	209.6	230.6
02	-8.00	50.89	658.0	1.069	143.9	198.9	143.9	175.9	246.3	271.0
02	-8.50	50.89	658.0	1.086	191.9	202.0	169.1	206.8	283.0	311.3
02	-9.00	50.89	658.0	1.100	239.8	204.6	194.2	237.4	319.4	351.4
02	-9.50	50.89	866.0	1.090	287.8	267.0	240.7	294.3	398.6	438.6
02	-10.00	50.89	1074.0	1.083	335.7	328.9	287.1	351.0	477.6	525.4
02	-10.50	50.89	1282.0	1.078	383.7	390.8	333.5	407.8	556.6	612.3
02	-10.50	50.89	1282.0	1.078	383.7	390.8	333.5	407.8	556.6	612.3
03	-10.50	87.32	1490.0	1.067	383.7	449.6	354.6	433.6	598.8	658.8
03	-11.00	87.32	1490.0	1.084	466.0	456.6	398.5	487.3	663.0	729.4
03	-11.50	87.32	1490.0	1.100	548.3	463.4	442.3	540.9	727.0	799.8
03	-12.00	87.32	1490.0	1.100	630.6	463.4	483.7	591.5	786.1	864.8
03	-12.50	87.32	1490.0	1.100	712.9	463.4	525.1	642.1	845.3	929.9

03	-13.00	87.32	1490.0	1.100	795.2	463.4	566.5	692.7	904.4	994.9
03	-13.50	87.32	1490.0	1.100	877.5	463.4	607.9	743.4	963.5	1060.0
03	-14.00	87.32	1490.0	1.100	959.8	463.4	649.2	794.0	1022.7	1125.1
03	-14.50	87.32	1918.8	1.100	1042.1	596.8	738.6	903.2	1177.6	1295.5
03	-15.00	87.32	2347.5	1.100	1124.4	730.1	827.9	1012.4	1332.6	1466.0
03	-15.50	87.32	2776.2	1.097	1206.7	861.4	916.5	1120.7	1486.1	1634.8
03	-15.50	87.32	2776.2	1.097	1206.7	861.4	916.5	1120.7	1486.1	1634.8
04	-15.50	90.00	3205.0	1.084	1206.7	982.6	960.1	1174.0	1573.2	1730.7
04	-16.00	90.00	3205.0	1.098	1291.5	994.6	1007.1	1231.5	1642.7	1807.2
04	-16.50	90.00	3205.0	1.100	1376.3	996.8	1050.5	1284.6	1705.3	1876.0
04	-17.00	90.00	3205.0	1.100	1461.1	996.8	1093.2	1336.8	1766.2	1943.0
04	-17.50	90.00	3205.0	1.100	1546.0	996.8	1135.8	1388.9	1827.2	2010.1
04	-18.00	90.00	3205.0	1.100	1630.8	996.8	1178.4	1441.1	1888.1	2077.2
04	-18.50	90.00	3205.0	1.100	1715.6	996.8	1221.1	1493.3	1949.1	2144.2
04	-19.00	90.00	3205.0	1.100	1800.4	996.8	1263.7	1545.4	2010.0	2211.3
04	-19.50	90.00	3205.0	1.100	1885.3	996.8	1306.4	1597.6	2071.0	2278.3
04	-20.00	90.00	3205.0	1.100	1970.1	996.8	1349.0	1631.1	2131.9	2345.4
04	-20.50	90.00	3205.0	1.100	2054.9	996.8	1391.7	1631.1	2192.9	2412.4
04	-21.00	90.00	3205.0	1.100	2139.7	996.8	1434.3	1631.1	2253.8	2479.5
04	-21.50	90.00	3205.0	1.100	2224.5	996.8	1477.0	1631.1	2314.8	2546.5
04	-22.00	90.00	3205.0	1.100	2309.4	996.8	1519.6	1631.1	2375.7	2613.6
04	-22.50	90.00	3205.0	1.100	2394.2	996.8	1562.3	1631.1	2436.7	2680.6
04	-23.00	90.00	3205.0	1.100	2479.0	996.8	1604.9	1631.1	2497.7	2747.7
04	-23.50	90.00	3205.0	1.100	2563.8	996.8	1631.1	1631.1	2558.6	2814.7
04	-24.00	90.00	3205.0	1.100	2648.7	996.8	1631.1	1631.1	2619.6	2881.8
04	-24.50	90.00	3205.0	1.100	2733.5	996.8	1631.1	1631.1	2680.5	2948.9
04	-25.00	90.00	3205.0	1.100	2818.3	996.8	1631.1	1631.1	2741.5	3015.9
04	-25.50	90.00	3205.0	1.100	2903.1	996.8	1631.1	1631.1	2802.4	3083.0
04	-26.00	90.00	3205.0	1.100	2988.0	996.8	1631.1	1631.1	2863.4	3150.0
04	-26.50	90.00	3205.0	1.100	3072.8	996.8	1631.1	1631.1	2924.3	3217.1
04	-27.00	90.00	3205.0	1.100	3157.6	996.8	1631.1	1631.1	2985.3	3284.1
04	-27.50	90.00	3205.0	1.100	3242.4	996.8	1631.1	1631.1	3046.2	3351.2
04	-28.00	90.00	3205.0	1.100	3327.2	996.8	1631.1	1631.1	3107.2	3418.2
04	-28.50	90.00	3205.0	1.100	3412.1	996.8	1631.1	1631.1	3168.1	3485.3
04	-29.00	90.00	3205.0	1.100	3496.9	996.8	1631.1	1631.1	3229.1	3552.3
04	-29.50	90.00	3205.0	1.100	3581.7	996.8	1631.1	1631.1	3290.0	3619.4
04	-30.00	90.00	3205.0	1.100	3666.5	996.8	1631.1	1631.1	3351.0	3686.4
04	-30.50	90.00	3205.0	1.100	3751.4	996.8	1631.1	1631.1	3411.9	3753.5
04	-31.00	90.00	3205.0	1.100	3836.2	996.8	1631.1	1631.1	3472.9	3820.6
04	-31.50	90.00	3205.0	1.100	3921.0	996.8	1631.1	1631.1	3533.8	3887.6
04	-32.00	90.00	3205.0	1.100	3981.9	996.8	1631.1	1631.1	3577.6	3935.7
04	-32.50	90.00	3205.0	1.100	4042.7	996.8	1631.1	1631.1	3621.3	3983.8
04	-33.00	90.00	3205.0	1.100	4103.5	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4031.9
04	-33.50	90.00	3205.0	1.100	4164.4	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4080.0
04	-34.00	90.00	3205.0	1.100	4225.2	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4128.1
04	-34.50	90.00	3205.0	1.100	4286.1	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4176.2
04	-35.00	90.00	3205.0	1.100	4346.9	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4224.3
04	-35.50	90.00	3205.0	1.100	4407.7	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4272.4
04	-36.00	90.00	3205.0	1.100	4451.4	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4306.9
04	-36.50	90.00	3205.0	1.100	4495.1	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4341.4
04	-37.00	90.00	3205.0	1.100	4538.8	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4376.0
04	-37.50	90.00	3205.0	1.100	4582.4	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4410.5
04	-38.00	90.00	3205.0	1.100	4626.1	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4445.0
04	-38.50	90.00	3205.0	1.100	4669.8	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4479.5
04	-39.00	90.00	3205.0	1.100	4713.5	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4514.1
04	-39.50	90.00	3205.0	1.100	4757.1	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4531.2
04	-40.00	90.00	3205.0	1.100	4800.8	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4531.2
04	-40.50	90.00	3205.0	1.100	4844.5	996.8	1631.1	1631.1	3625.1	4531.2

Capacité du pieu pour chaque combinaison en fonction de la profondeur





DIAMETRE 800

Données

Titre du projet : PROJET SOA

Numéro d'affaire : GGG

Commentaires : N/A

Titre du calcul : D800 (pieu n°1)

Cadre réglementaire : EC 7 - Norme NF P94-262/A1 (juillet 2018)

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par couches

Pas du calcul (m) : 0,50

Section de calcul : Section de calcul circulaire

Diamètre de calcul (m) : 0,80

Classe du pieu : 1 - Pieu/micropieu foré

Catégorie du pieu : 2 [FB] - Foré boue (pieux et barrettes)

Pieu de grande longueur : Oui

Mode de chargement : Travail en compression

Combinaisons

	ELS-QP	ELS-CARAC	ELU-FOND	ELU-ACC
Pondérations combinées sur Qs,k	0,636	0,778	0,909	1,000
Pondérations combinées sur Qp,k	0,455	0,556	0,909	1,000

Cote de référence (m) : -5,50

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Classe de sol	Zbase	pl*	qsl	kpmax	γR,d1×γR,d2
1	Couche 1.1 : Sable peu argileux Lâche		Sols intermédiaires, tendance sableuse	-6,50	375,00	0,00	1,10	1,265
2	Couche 1.2 : Sable peu argileux Moyennement Dense		Sols intermédiaires, tendance sableuse	-10,50	658,00	50,89	1,10	1,265
3	Couche 1.3 : Sable fin Dense		Sables, graves	-15,50	1490,00	87,32	1,10	1,265
4	Couche 1.4 : Sable +/- argileux Très Dense		Sables, graves	-40,50	3205,00	90,00	1,10	1,265

Critère de calcul : Longueur imposée

Longueur du pieu (m) : 35,00

Appliquer un facteur réducteur d'effet de groupe : Oui

Ceqs : 1,00

Ceqb : 1,00

Contrôle de la résistance structurale de la section : Oui

fck (MPa) : 25,00

CMax (MPa) : 35,00

k1 : 1,30

k2 : 1,00

k3 : 1,00

Pieu en béton armé : Oui

Fck* (MPa) : 19,231

Fcd ELU FOND (MPa) : 12,821

Fcd ELU ACC (MPa) : 16,026

σmoy,ELS (MPa) : 5,769

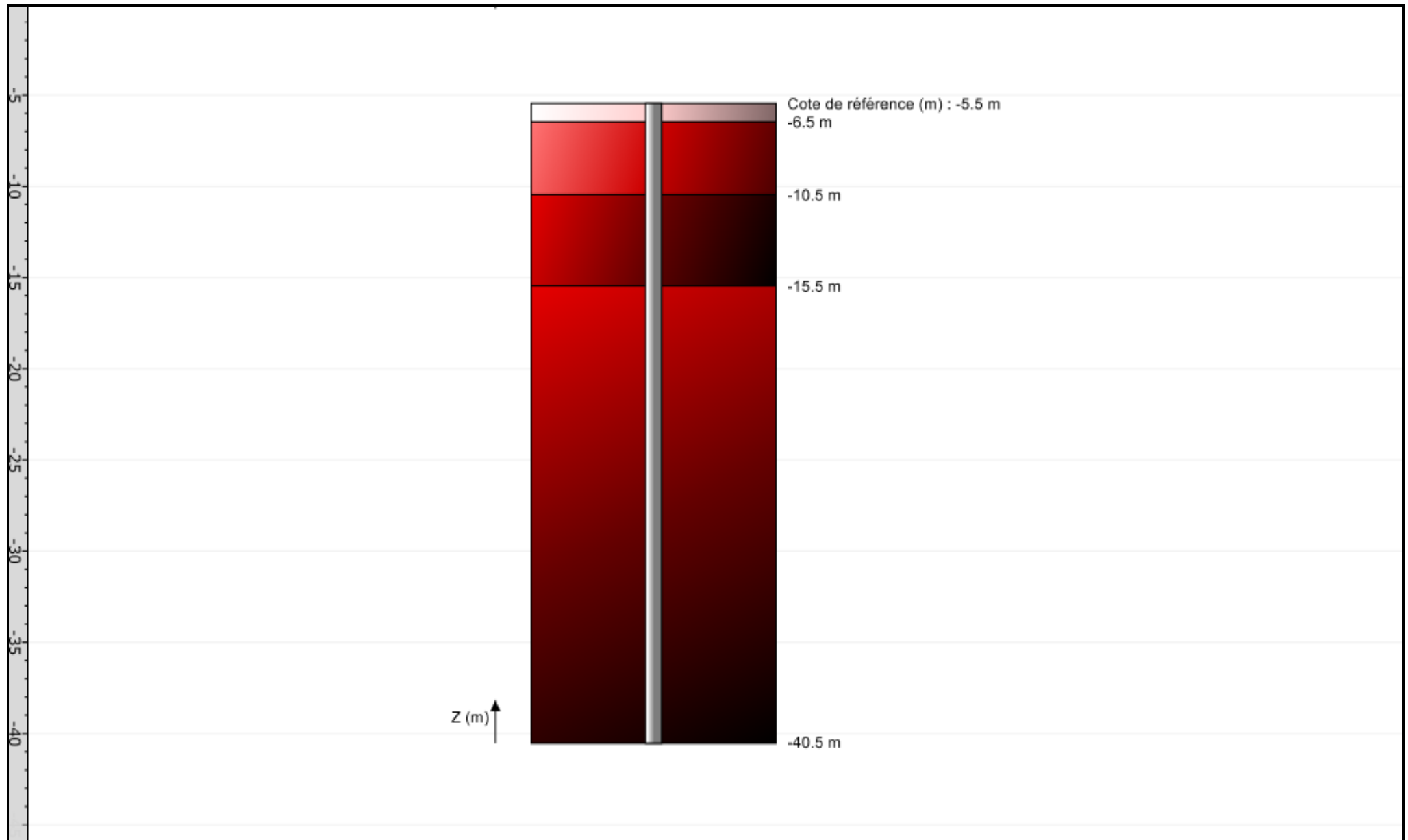


FoXta v4
v4.1.13

Imprimé le : 02/12/2025 - 14:54:43
Calcul réalisé par : AGTS COTE D'IVOIRE

Projet : PROJET SOA GROUPE DE PIEUX
Module : Fondprof (Pieu 1/4)
Titre du calcul : D800

Onglet "Paramètres généraux"



File : C:\Users\DELL\AppData\Local\Temp\Terrasol\FoXta v4\25808\FP.10.resu

Calcul réalisé le : 02/12/2025 à 14h48
 par : AGTS COTE D'IVOIRE

Options du calcul :

- calcul basé sur des paramètres issus du pressiomètre de Ménard
- calcul selon les règles de la norme NF P 94 262
- profil de pression limite pl* défini par couche
- pour pieu de catégorie : 2
- pour pieu travaillant en compression

Combinaisons	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
Frottement	0.636	0.778	0.909	1.000
Pointe	0.455	0.556	0.909	1.000

Cote de référence : -5.500

Section du pieu : 0.503
 Périmètre : 2.513

Caractéristiques des couches (données utilisateur)

couche	base	pl*	qsl	kpmin	kpmax	gamrd
01	-6.50	375.0	0.00	1.00	1.10	1.26
02	-10.50	658.0	50.89	1.00	1.10	1.26
03	-15.50	1490.0	87.32	1.00	1.10	1.26
04	-40.50	3205.0	90.00	1.00	1.10	1.26

Pas du calcul : 0.50

 SOLUTION

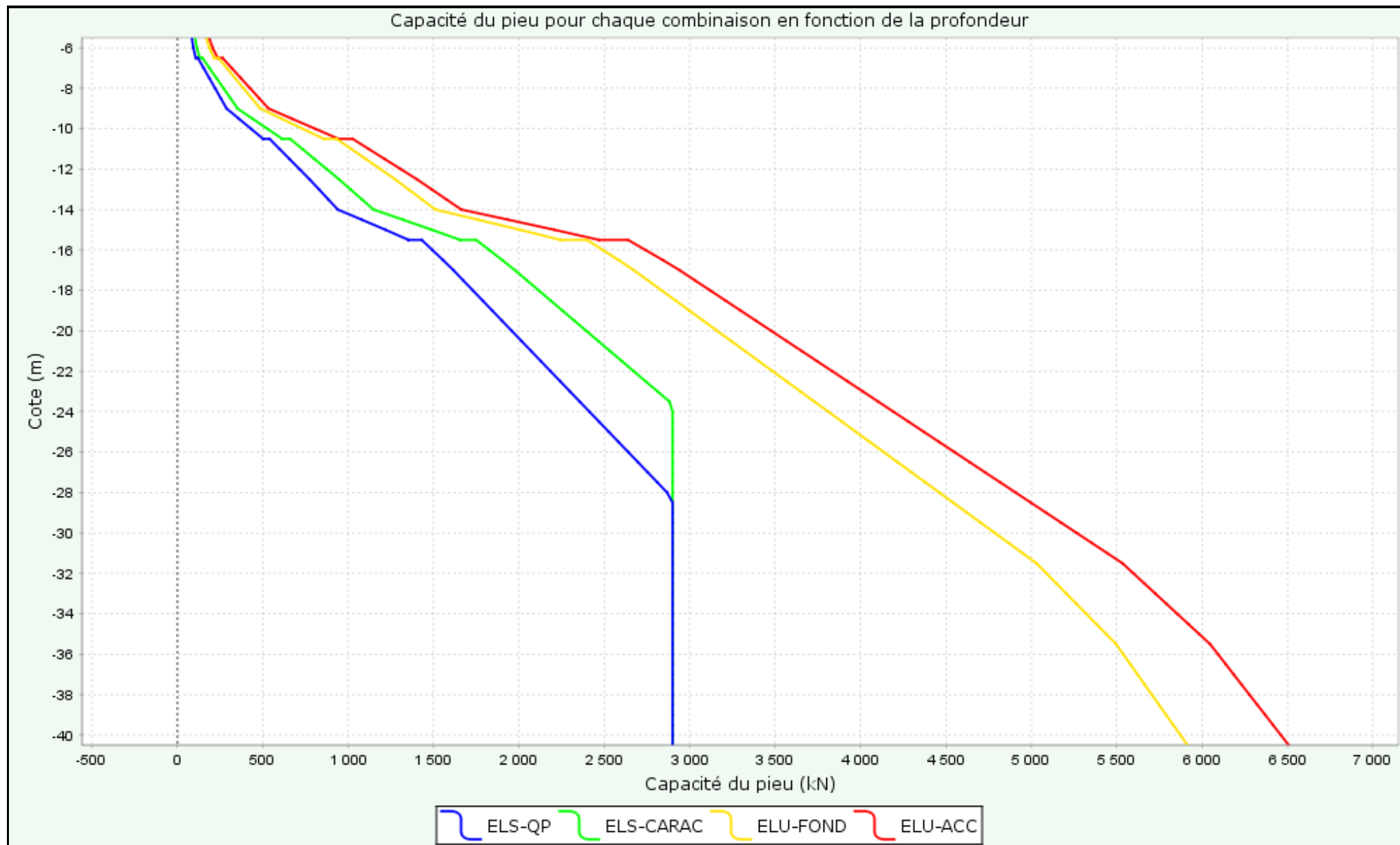
Calcul à longueur imposée : L = 35.00

Prise en compte d'un abattement de 50% du frottement latéral pour les sections situées à plus de 25.00 m de la pointe

couche	cote	qsl	ple	kp	Qs	Qp	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
01	-5.50	0.00	469.3	1.000	0.0	235.9	84.9	103.7	169.5	186.5
01	-6.00	0.00	516.5	1.009	0.0	262.0	94.2	115.1	188.3	207.1
01	-6.50	0.00	587.2	1.016	0.0	299.9	107.9	131.8	215.5	237.1
01	-6.50	0.00	587.2	1.016	0.0	299.9	107.9	131.8	215.5	237.1
02	-6.50	50.89	658.0	1.014	0.0	335.5	120.7	147.4	241.1	265.2
02	-7.00	50.89	658.0	1.027	64.0	339.6	154.3	188.6	290.0	319.0
02	-7.50	50.89	658.0	1.039	127.9	343.7	187.9	229.7	338.9	372.8
02	-8.00	50.89	658.0	1.052	191.9	347.9	221.6	270.9	387.8	426.7
02	-8.50	50.89	658.0	1.064	255.8	352.0	255.2	312.0	436.7	480.5
02	-9.00	50.89	658.0	1.077	319.8	356.1	288.9	353.2	485.7	534.3
02	-9.50	50.89	866.0	1.068	383.7	464.8	360.1	440.3	609.7	670.8
02	-10.00	50.89	1074.0	1.062	447.7	573.5	431.3	527.4	733.8	807.2
02	-10.50	50.89	1282.0	1.059	511.6	682.2	502.6	614.5	857.8	943.7
02	-10.50	50.89	1282.0	1.059	511.6	682.2	502.6	614.5	857.8	943.7
03	-10.50	87.32	1490.0	1.050	511.6	786.7	540.2	660.4	933.0	1026.4
03	-11.00	87.32	1490.0	1.063	621.3	796.1	598.7	732.0	1018.5	1120.5
03	-11.50	87.32	1490.0	1.075	731.1	805.5	657.3	803.6	1104.1	1214.6
03	-12.00	87.32	1490.0	1.088	840.8	814.8	715.8	875.2	1189.7	1308.8
03	-12.50	87.32	1490.0	1.100	950.5	823.9	774.2	946.7	1275.0	1402.7

03	-13.00	87.32	1490.0	1.100	1060.3	823.9	829.4	1014.2	1353.9	1489.4
03	-13.50	87.32	1490.0	1.100	1170.0	823.9	884.6	1081.7	1432.7	1576.2
03	-14.00	87.32	1490.0	1.100	1279.7	823.9	939.7	1149.2	1511.6	1662.9
03	-14.50	87.32	1918.8	1.100	1389.4	1060.9	1080.2	1320.8	1760.8	1937.0
03	-15.00	87.32	2347.5	1.096	1499.2	1293.2	1218.9	1490.4	2006.5	2207.4
03	-15.50	87.32	2776.2	1.085	1608.9	1513.9	1353.4	1654.9	2244.0	2468.6
03	-15.50	87.32	2776.2	1.085	1608.9	1513.9	1353.4	1654.9	2244.0	2468.6
04	-15.50	90.00	3205.0	1.074	1608.9	1729.4	1430.9	1749.6	2398.8	2639.0
04	-16.00	90.00	3205.0	1.083	1722.0	1745.4	1493.6	1826.2	2491.6	2741.1
04	-16.50	90.00	3205.0	1.093	1835.1	1761.4	1556.2	1902.8	2584.4	2843.1
04	-17.00	90.00	3205.0	1.100	1948.2	1772.1	1616.9	1977.1	2673.3	2940.9
04	-17.50	90.00	3205.0	1.100	2061.3	1772.1	1673.7	2046.6	2754.6	3030.4
04	-18.00	90.00	3205.0	1.100	2174.4	1772.1	1730.6	2116.2	2835.9	3119.8
04	-18.50	90.00	3205.0	1.100	2287.5	1772.1	1787.5	2185.7	2917.1	3209.2
04	-19.00	90.00	3205.0	1.100	2400.6	1772.1	1844.3	2255.3	2998.4	3298.6
04	-19.50	90.00	3205.0	1.100	2513.7	1772.1	1901.2	2324.8	3079.7	3388.0
04	-20.00	90.00	3205.0	1.100	2626.8	1772.1	1958.1	2394.4	3160.9	3477.4
04	-20.50	90.00	3205.0	1.100	2739.9	1772.1	2014.9	2464.0	3242.2	3566.8
04	-21.00	90.00	3205.0	1.100	2853.0	1772.1	2071.8	2533.5	3323.5	3656.2
04	-21.50	90.00	3205.0	1.100	2966.1	1772.1	2128.6	2603.1	3404.7	3745.6
04	-22.00	90.00	3205.0	1.100	3079.2	1772.1	2185.5	2672.6	3486.0	3835.0
04	-22.50	90.00	3205.0	1.100	3192.3	1772.1	2242.4	2742.2	3567.3	3924.4
04	-23.00	90.00	3205.0	1.100	3305.4	1772.1	2299.2	2811.7	3648.6	4013.8
04	-23.50	90.00	3205.0	1.100	3418.5	1772.1	2356.1	2881.3	3729.8	4103.2
04	-24.00	90.00	3205.0	1.100	3531.6	1772.1	2412.9	2899.8	3811.1	4192.6
04	-24.50	90.00	3205.0	1.100	3644.6	1772.1	2469.8	2899.8	3892.4	4282.0
04	-25.00	90.00	3205.0	1.100	3757.7	1772.1	2526.7	2899.8	3973.6	4371.4
04	-25.50	90.00	3205.0	1.100	3870.8	1772.1	2583.5	2899.8	4054.9	4460.8
04	-26.00	90.00	3205.0	1.100	3983.9	1772.1	2640.4	2899.8	4136.2	4550.2
04	-26.50	90.00	3205.0	1.100	4097.0	1772.1	2697.3	2899.8	4217.4	4639.6
04	-27.00	90.00	3205.0	1.100	4210.1	1772.1	2754.1	2899.8	4298.7	4729.0
04	-27.50	90.00	3205.0	1.100	4323.2	1772.1	2811.0	2899.8	4380.0	4818.5
04	-28.00	90.00	3205.0	1.100	4436.3	1772.1	2867.8	2899.8	4461.2	4907.9
04	-28.50	90.00	3205.0	1.100	4549.4	1772.1	2899.8	2899.8	4542.5	4997.3
04	-29.00	90.00	3205.0	1.100	4662.5	1772.1	2899.8	2899.8	4623.8	5086.7
04	-29.50	90.00	3205.0	1.100	4775.6	1772.1	2899.8	2899.8	4705.1	5176.1
04	-30.00	90.00	3205.0	1.100	4888.7	1772.1	2899.8	2899.8	4786.3	5265.5
04	-30.50	90.00	3205.0	1.100	5001.8	1772.1	2899.8	2899.8	4867.6	5354.9
04	-31.00	90.00	3205.0	1.100	5114.9	1772.1	2899.8	2899.8	4948.9	5444.3
04	-31.50	90.00	3205.0	1.100	5228.0	1772.1	2899.8	2899.8	5030.1	5533.7
04	-32.00	90.00	3205.0	1.100	5309.1	1772.1	2899.8	2899.8	5088.4	5597.8
04	-32.50	90.00	3205.0	1.100	5390.3	1772.1	2899.8	2899.8	5146.7	5661.9
04	-33.00	90.00	3205.0	1.100	5471.4	1772.1	2899.8	2899.8	5205.0	5726.1
04	-33.50	90.00	3205.0	1.100	5552.5	1772.1	2899.8	2899.8	5263.3	5790.2
04	-34.00	90.00	3205.0	1.100	5633.6	1772.1	2899.8	2899.8	5321.6	5854.3
04	-34.50	90.00	3205.0	1.100	5714.7	1772.1	2899.8	2899.8	5379.9	5918.5
04	-35.00	90.00	3205.0	1.100	5795.9	1772.1	2899.8	2899.8	5438.2	5982.6
04	-35.50	90.00	3205.0	1.100	5877.0	1772.1	2899.8	2899.8	5496.5	6046.7
04	-36.00	90.00	3205.0	1.100	5935.2	1772.1	2899.8	2899.8	5538.3	6092.8
04	-36.50	90.00	3205.0	1.100	5993.5	1772.1	2899.8	2899.8	5580.2	6138.8
04	-37.00	90.00	3205.0	1.100	6051.7	1772.1	2899.8	2899.8	5622.0	6184.8
04	-37.50	90.00	3205.0	1.100	6109.9	1772.1	2899.8	2899.8	5663.8	6230.9
04	-38.00	90.00	3205.0	1.100	6168.2	1772.1	2899.8	2899.8	5705.7	6276.9
04	-38.50	90.00	3205.0	1.100	6226.4	1772.1	2899.8	2899.8	5747.5	6322.9
04	-39.00	90.00	3205.0	1.100	6284.6	1772.1	2899.8	2899.8	5789.4	6369.0
04	-39.50	90.00	3205.0	1.100	6342.9	1772.1	2899.8	2899.8	5831.2	6415.0
04	-40.00	90.00	3205.0	1.100	6401.1	1772.1	2899.8	2899.8	5873.1	6461.0
04	-40.50	90.00	3205.0	1.100	6459.3	1772.1	2899.8	2899.8	5914.9	6507.1

Capacité du pieu pour chaque combinaison en fonction de la profondeur



Données

Titre du projet : PROJET SOA

Numéro d'affaire : GGG

Commentaires : N/A

Titre du calcul : 2D800 - 13m Poteau 57 (Semelle n°6)

Mode général : Mode Groupie+

Mode Groupie+ : Mode simplifié

Pas maximal (m) : 0,50

Modifier les paramètres avancés : Non

Définition des pieux

N°	XP	YP	Cote	tête	α	β	L	D	Liaison	Elx	Ely	ES	Γ
1	1,25	0,00	-5,50		0,0	0,0	13,00	0,80	Encastré	2,01E05	2,01E05	5,03E06	1,00
2	-1,25	0,00	-5,50		0,0	0,0	13,00	0,80	Encastré	2,01E05	2,01E05	5,03E06	1,00

Raideurs additionnelles en pointe de pieux : Non

Type de courbe de réaction : À partir des données pressiométriques

Type de sollicitation latérale : Sollicitations permanentes en tête dominant

Cote de référence (m) : -5,50

Définition du sol

N°	Nom	Couleur	Cote	base	αY	αX	EM	α	pf*	pl*	qsl	Type de sol	qpl
1	sable peu argileux lâche		-6,50		0,0	0,0	2,74E03	0,33	2,46E02	3,75E02	0,00	Sol granulaire	3525,50
2	sable peu argileux moyennement Dense		-10,50		0,0	0,0	4,32E03	0,33	4,96E02	6,58E02	50,89	Sol granulaire	3525,50
3	sable fin dense		-15,50		0,0	0,0	8,29E03	0,33	1,06E03	1,49E03	87,32	Sol granulaire	3525,50
4	sable +/- argileux très dense		-40,50		0,0	0,0	2,19E04	0,33	2,35E03	3,21E03	90,00	Sol granulaire	3525,50

Cas de chargement

N°	TX	MY	TY	MX	TZ	MZ
1	13,90	0,51	8,68	23,09	3372,69	0,00

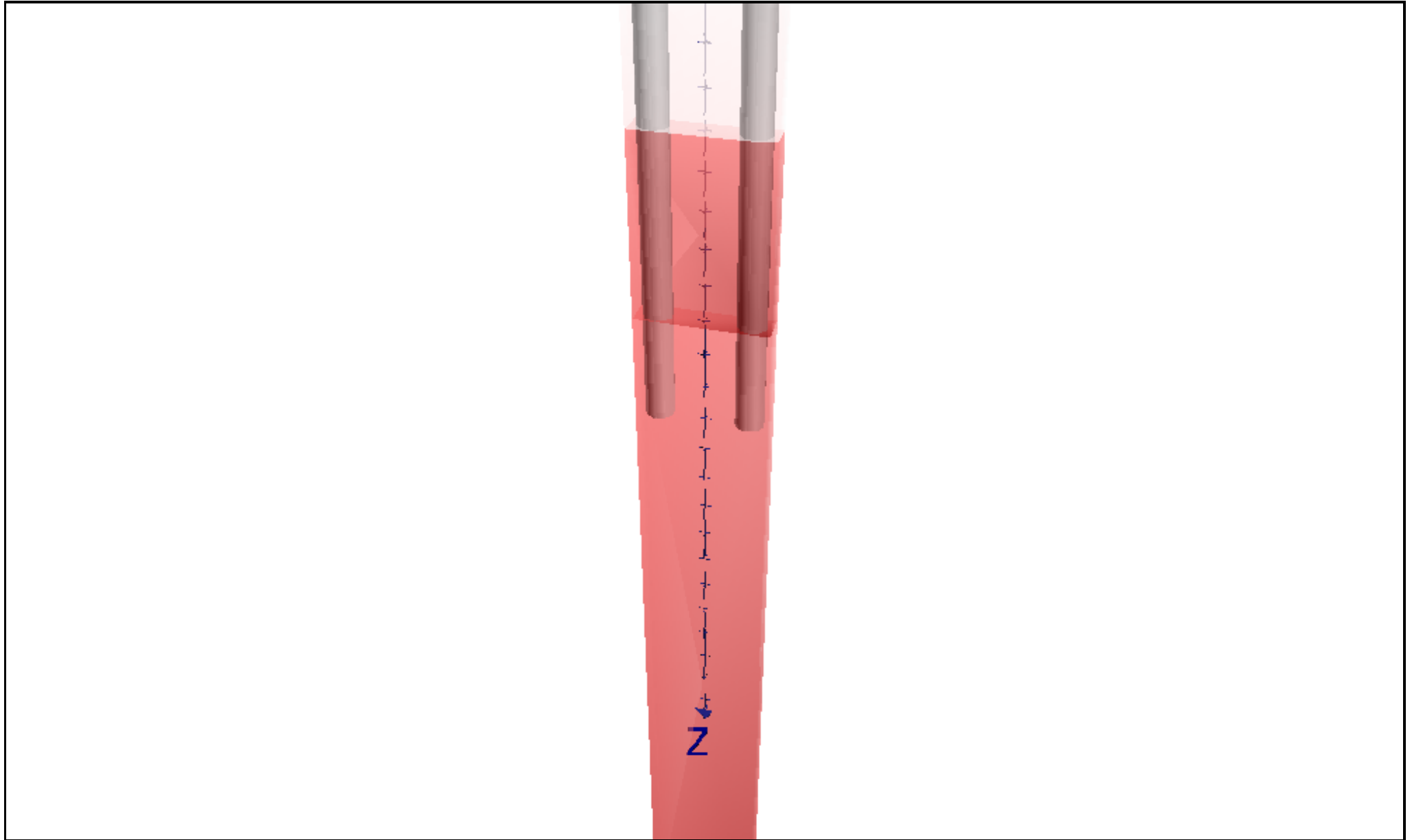


FoXta v4
v4.1.13

Imprimé le : 02/12/2025 - 15:52:17
Calcul réalisé par : AGTS COTE D'IVOIRE

Projet : PROJET SA GROUPE DE PIEUX
Module : Groupie+ (Semelle 6/26)
Titre du calcul : 2D800 - 13m Poteau 57

Onglet "Définition du sol"



Chargement/déplacement de la semelle

N° cas charge	TX	MY	TY	MX	TZ	MZ	UX	rot/Y	UY	rot/X	UZ	rot/Z
1	13,90	0,51	8,68	23,09	3372,69	0,00	2,728E-04	-4,474E-05	5,296E-04	2,645E-04	8,727E-03	9,879E-20



FoXta v4
v4.1.13

Imprimé le : 02/12/2025 - 15:52:17
Calcul réalisé par : AGTS COTE D'IVOIRE

Projet : PROJET SA GROUPE DE PIEUX
Module : Groupie+ (Semelle 6/26)
Titre du calcul : 2D800 - 13m Poteau 57

Efforts en tête des pieux

N° cas charge	N° pieu	T1	M1	T2	M2	Tz	Mz
1	1	6,950	-7,487	4,340	11,545	1692,130	0,000
1	2	6,950	-7,487	4,340	11,545	1680,560	0,000

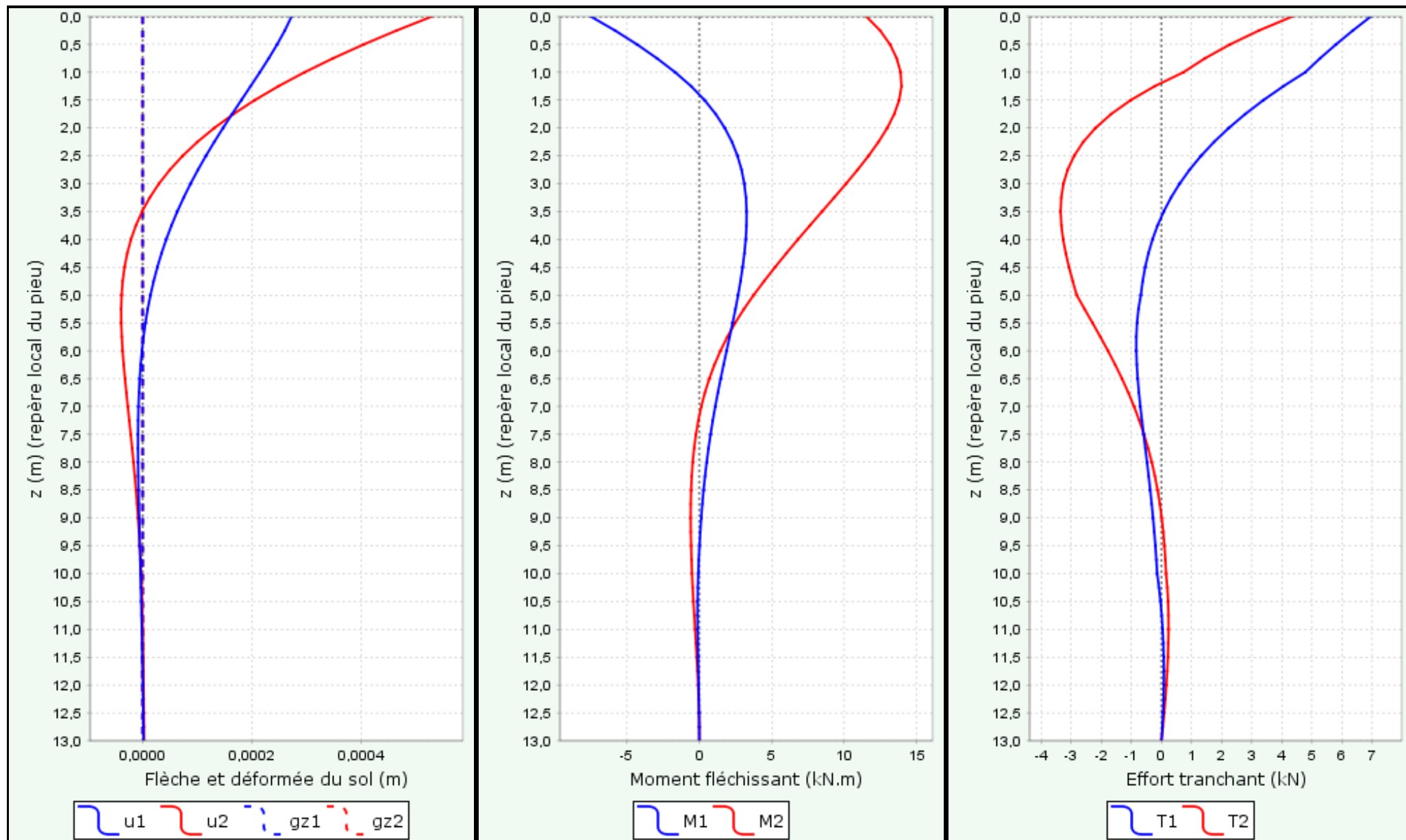


FoXta v4
v4.1.13

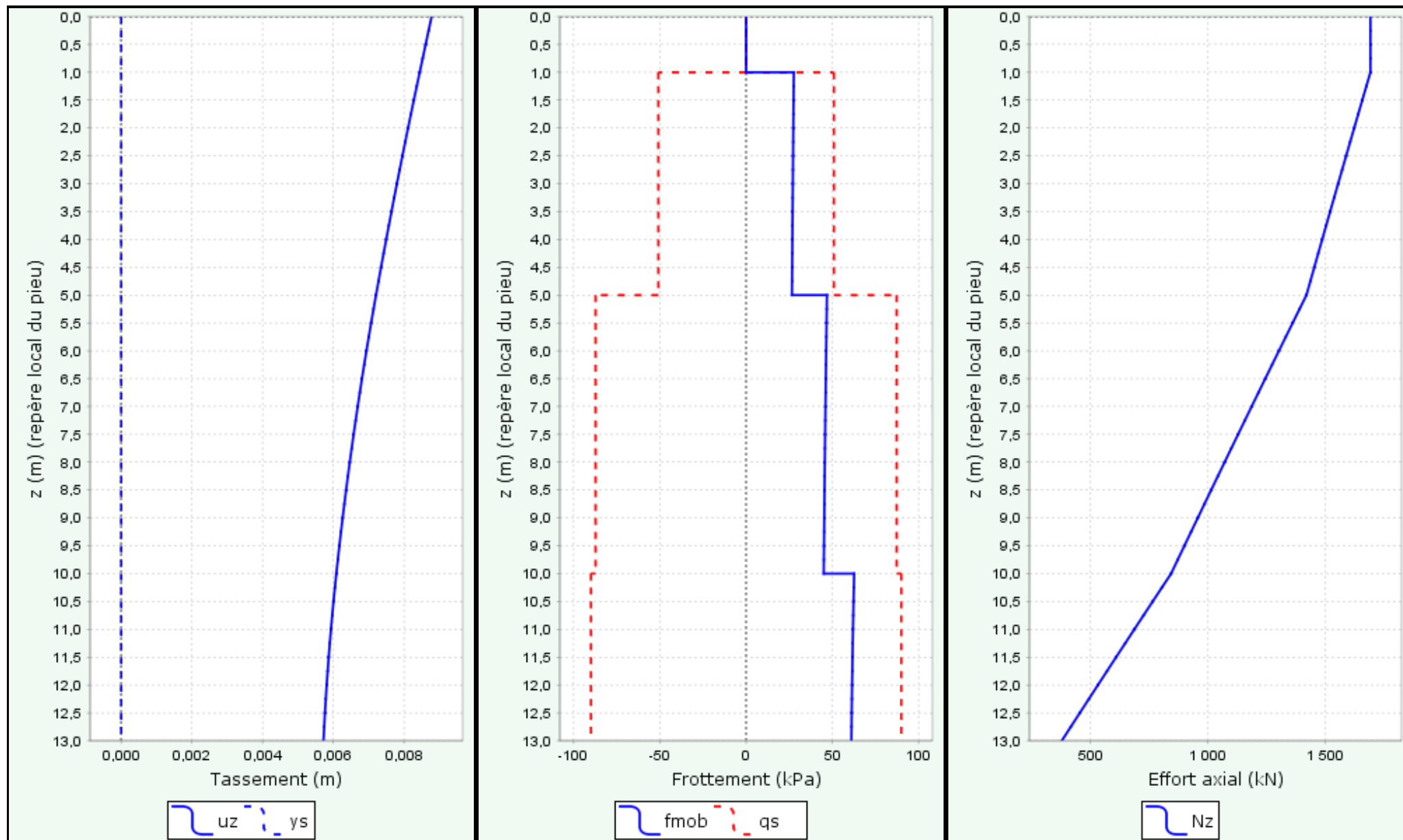
Imprimé le : 02/12/2025 - 15:52:17
Calcul réalisé par : AGTS COTE D'IVOIRE

Projet : PROJET SA GROUPE DE PIEUX
Module : Groupie+ (Semelle 6/26)
Titre du calcul : 2D800 - 13m Poteau 57

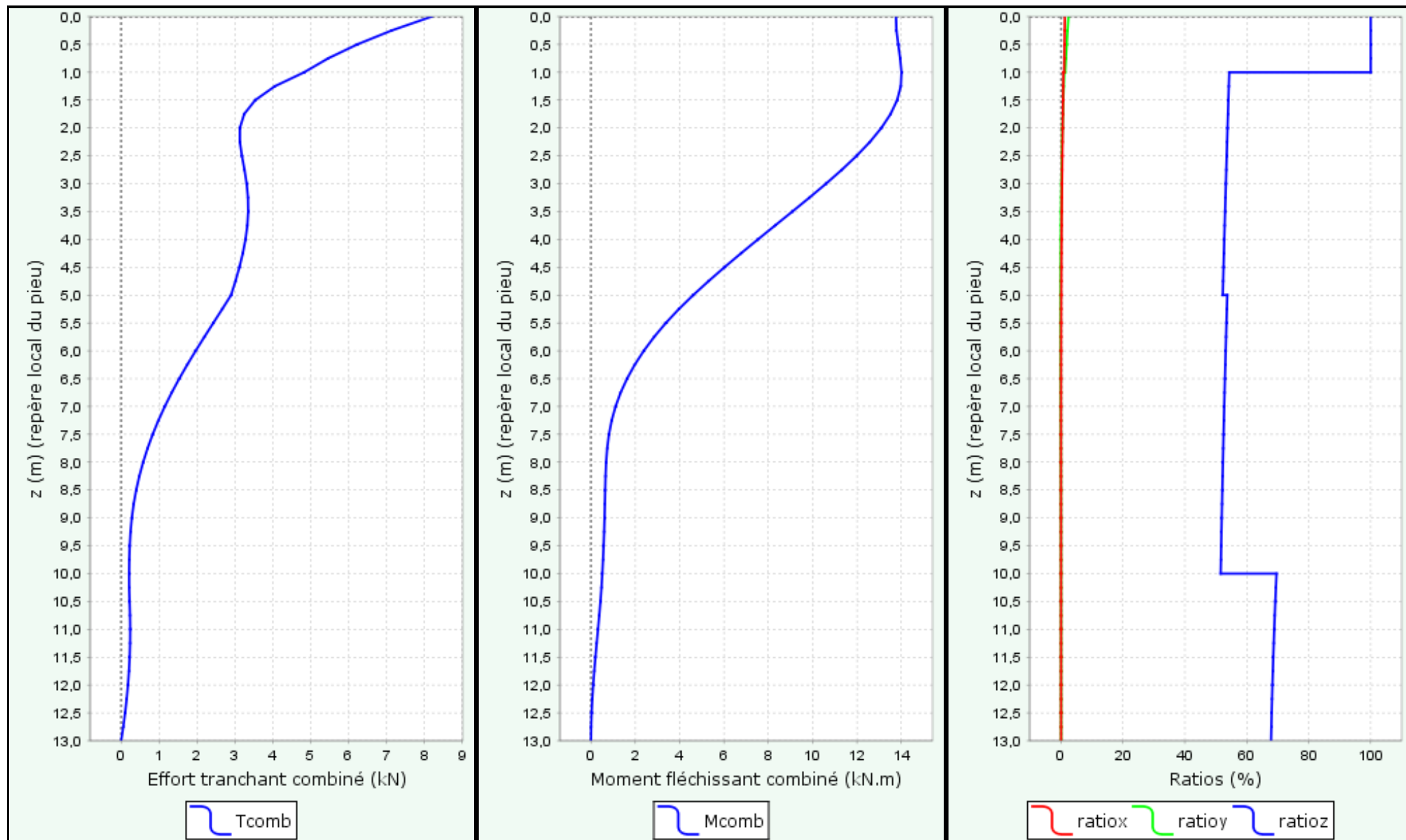
Comportement latéral



Comportement axial



Résultats complémentaires



Cas de chargement 1 : Tx=13,90 My=0,51 Ty=8,68 Mx=23,09 Tz=3372,69 Mz=0,00

Raideurs tangentes exprimées au centre de la semelle

$$F = K \cdot U + F_0$$

	uX	rY	uY	rX	uZ	rZ
uX	+6,785E04	+1,031E05	+0,000E00	+0,000E00	+0,000E00	+0,000E00
rY	+1,031E05	+6,169E05	+0,000E00	+0,000E00	+0,000E00	+0,000E00
uY	+0,000E00	+0,000E00	+6,785E04	-1,031E05	+0,000E00	+3,247E-11
rX	+0,000E00	+0,000E00	-1,031E05	+2,936E05	+0,000E00	-7,395E-11
uZ	+0,000E00	+0,000E00	+0,000E00	+0,000E00	+2,069E05	+0,000E00
rZ	+0,000E00	+0,000E00	+6,335E-11	-1,411E-10	+0,000E00	+1,060E05

T ₀ X	+1,563E-13
M ₀ Y	-3,446E-13
T ₀ Y	-1,066E-14
M ₀ X	+2,842E-14
T ₀ Z	+1,567E03
M ₀ Z	-6,705E-15

- Terme de raideur en translation (kN/m)
- Terme de raideur en rotation (kN.m)
- Terme de raideur couplée (kN)

- Terme de force à l'origine (kN)
- Terme de moment à l'origine (kN.m)

Données

Titre du projet : PROJET SOA

Numéro d'affaire : GGG

Commentaires : N/A

Titre du calcul : 4D800 - 11m Poteau 23 (Semelle n°20)

Mode général : Mode Groupie+

Mode Groupie+ : Mode simplifié

Pas maximal (m) : 0,50

Modifier les paramètres avancés : Non

Définition des pieux

N°	XP	YP	Cotetête	α	β	L	D	Liaison	Elx	Ely	ES	Γ
1	1,25	1,25	-5,50	0,0	0,0	11,00	0,80	Encastré	2,01E05	2,01E05	5,03E06	1,00
2	1,25	-1,25	-5,50	0,0	0,0	11,00	0,80	Encastré	2,01E05	2,01E05	5,03E06	1,00
3	-1,25	-1,25	-5,50	0,0	0,0	11,00	0,80	Encastré	2,01E05	2,01E05	5,03E06	1,00
4	-1,25	1,25	-5,50	0,0	0,0	11,00	0,80	Encastré	2,01E05	2,01E05	5,03E06	1,00

Raideurs additionnelles en pointe de pieux : Non

Type de courbe de réaction : À partir des données pressiométriques

Type de sollicitation latérale : Sollicitations permanentes en tête dominant

Cote de référence (m) : -5,50

Définition du sol

N°	Nom	Couleur	Cotebase	αY	αX	EM	α	pf*	pl*	qsl	Type de sol	qpl
1	sable peu argileux lâche		-6,50	0,0	0,0	2,74E03	0,33	2,46E02	3,75E02	0,00	Sol granulaire	3504,30
2	sable peu argileux moyennement Dense		-10,50	0,0	0,0	4,32E03	0,33	4,96E02	6,58E02	50,89	Sol granulaire	3504,30
3	sable fin dense		-15,50	0,0	0,0	8,29E03	0,33	1,06E03	1,49E03	87,32	Sol granulaire	3504,30
4	sable +/- argileux très dense		-40,50	0,0	0,0	2,19E04	0,33	2,35E03	3,21E03	90,00	Sol granulaire	3504,30

Cas de chargement

N°	TX	MY	TY	MX	TZ	MZ
1	3,37	82,87	55,97	7,22	5576,02	0,00

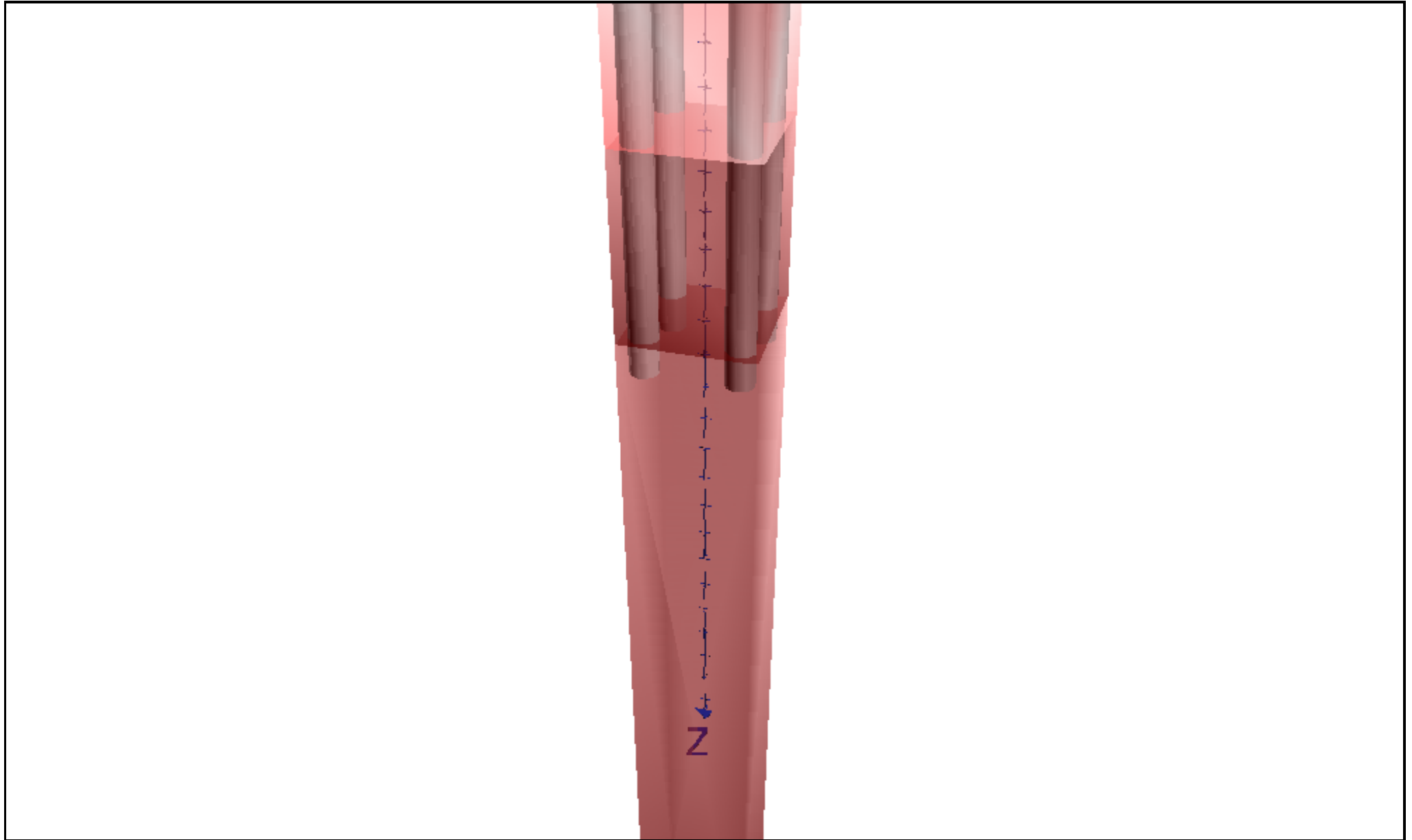


FoXta v4
v4.1.13

Imprimé le : 02/12/2025 - 16:12:28
Calcul réalisé par : AGTS COTE D'IVOIRE

Projet : PROJET SA GROUPE DE PIEUX
Module : Groupie+ (Semelle 20/26)
Titre du calcul : 4D800 - 11m Poteau 23

Onglet "Définition du sol"



Chargement/déplacement de la semelle

N° cas charge	TX	MY	TY	MX	TZ	MZ	UX	rot/Y	UY	rot/X	UZ	rot/Z
1	3,37	82,87	55,97	7,22	5576,02	0,00	-1,159E-04	9,268E-05	5,795E-04	1,099E-04	8,191E-03	-2,010E-18



FoXta v4
v4.1.13

Imprimé le : 02/12/2025 - 16:12:29
Calcul réalisé par : AGTS COTE D'IVOIRE

Projet : PROJET SA GROUPE DE PIEUX
Module : Groupie+ (Semelle 20/26)
Titre du calcul : 4D800 - 11m Poteau 23

Efforts en tête des pieux

N° cas charge	N° pieu	T1	M1	T2	M2	Tz	Mz
1	1	0,843	-7,631	13,992	-13,719	1395,960	-0,000
1	2	0,843	-7,631	13,992	-13,719	1371,120	-0,000
1	3	0,843	-7,631	13,992	-13,719	1392,050	-0,000
1	4	0,843	-7,631	13,992	-13,719	1416,890	-0,000

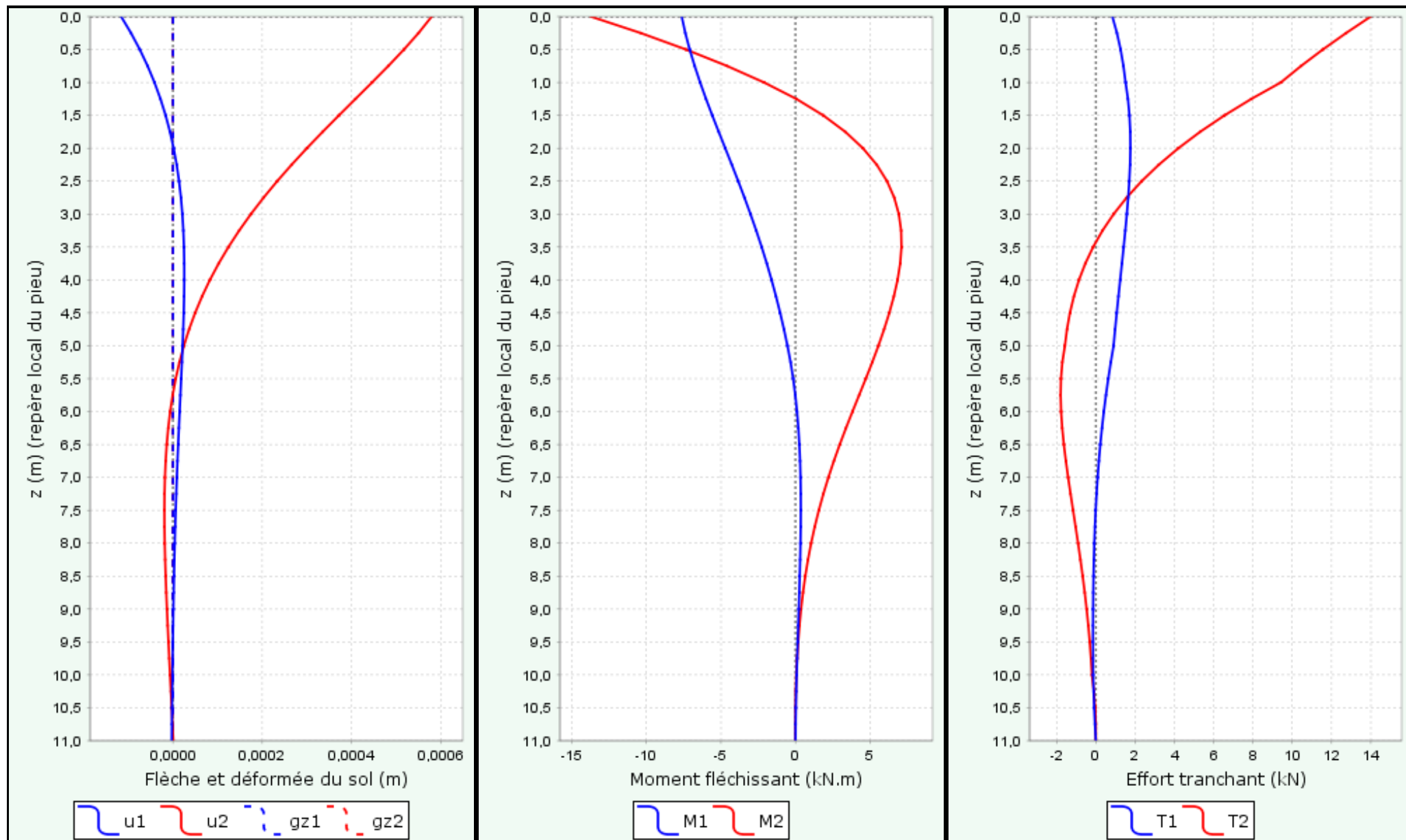


FoXta v4
v4.1.13

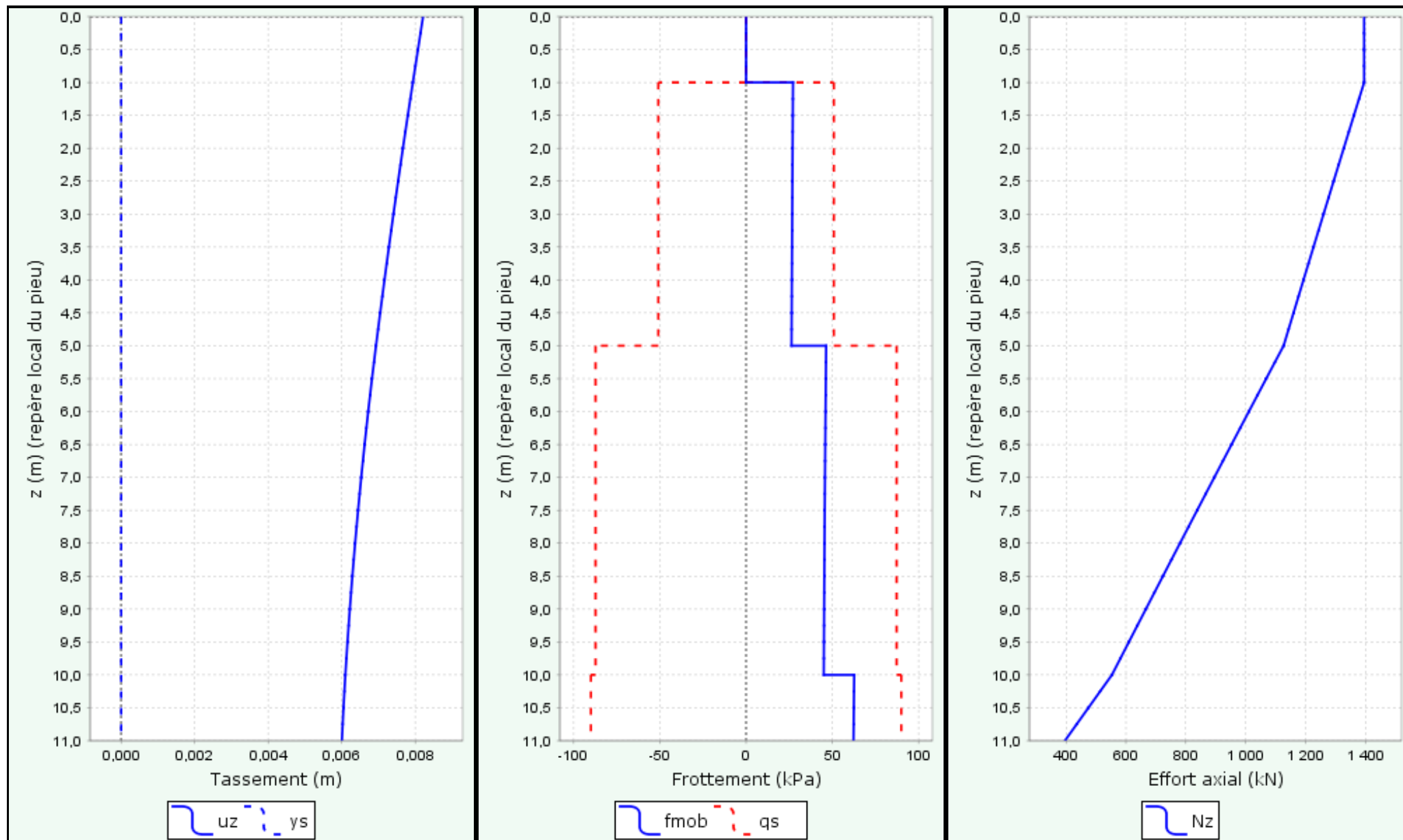
Imprimé le : 02/12/2025 - 16:12:29
Calcul réalisé par : AGTS COTE D'IVOIRE

Projet : PROJET SA GROUPE DE PIEUX
Module : Groupie+ (Semelle 20/26)
Titre du calcul : 4D800 - 11m Poteau 23

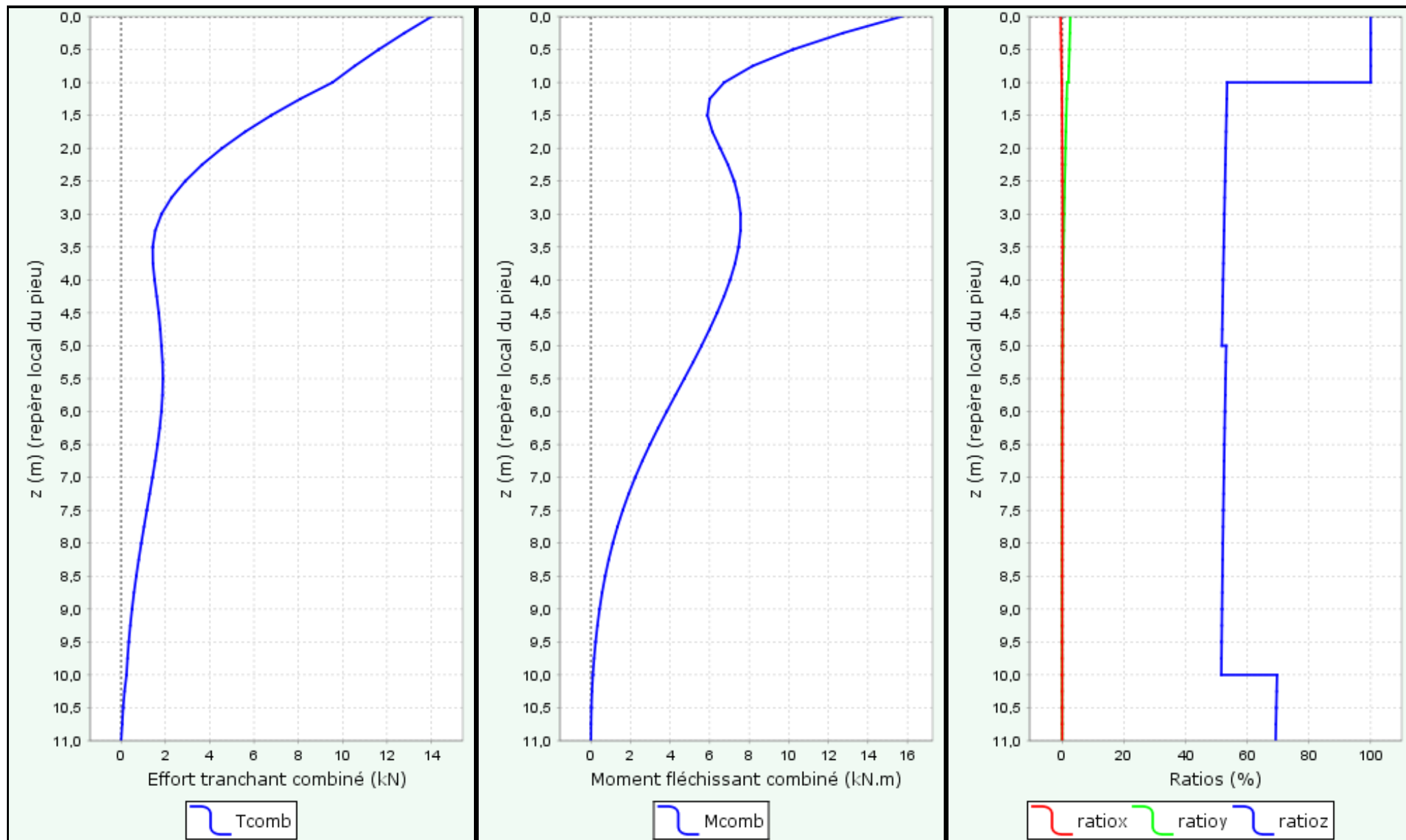
Comportement latéral



Comportement axial



Résultats complémentaires



Cas de chargement 1 : Tx=3,37 My=82,87 Ty=55,97 Mx=7,22 Tz=5576,02 Mz=0,00

Raideurs tangentes exprimées au centre de la semelle

$$F = K \cdot U + F_0$$

	uX	rY	uY	rX	uZ	rZ
uX	+1,357E05	+2,061E05	+3,008E-11	+2,471E-11	+3,373E-27	+5,720E-11
rY	+2,061E05	+1,152E06	+8,513E-11	-1,829E-10	-2,098E-11	+1,046E-10
uY	+6,238E-27	-1,972E-11	+1,357E05	-2,061E05	+1,578E-11	+5,720E-11
rX	-1,972E-11	-8,027E-11	-2,061E05	+1,152E06	-2,396E-11	-6,914E-11
uZ	+1,578E-11	+1,092E-10	-3,155E-11	+1,764E-10	+3,615E05	-4,496E-11
rZ	-1,481E-11	-6,144E-11	+5,622E-11	-2,856E-10	+1,972E-11	+4,240E05

T ₀ X	-5,104E-13
M ₀ Y	-6,247E-13
T ₀ Y	+1,643E-14
M ₀ X	-5,427E-13
T ₀ Z	+2,615E03
M ₀ Z	+6,935E-13

 Terme de raideur en translation (kN/m)

 Terme de raideur en rotation (kN.m)

 Terme de raideur couplée (kN)

 Terme de force à l'origine (kN)

 Terme de moment à l'origine (kN.m)



DIAMETRE 1000

Données

Titre du projet : PROJET SOA

Numéro d'affaire : GGG

Commentaires : N/A

Titre du calcul : D1000 (pieu n°3)

Cadre réglementaire : EC 7 - Norme NF P94-262/A1 (juillet 2018)

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par couches

Pas du calcul (m) : 0,50

Section de calcul : Section de calcul circulaire

Diamètre de calcul (m) : 1,00

Classe du pieu : 1 - Pieu/micropieu foré

Catégorie du pieu : 2 [FB] - Foré boue (pieux et barrettes)

Pieu de grande longueur : Oui

Mode de chargement : Travail en compression

Combinaisons

	ELS-QP	ELS-CARAC	ELU-FOND	ELU-ACC
Pondérations combinées sur Qs,k	0,636	0,778	0,909	1,000
Pondérations combinées sur Qp,k	0,455	0,556	0,909	1,000

Cote de référence (m) : -5,50

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Classe de sol	Zbase	pl*	qsl	kpmax	γR,d1×γR,d2
1	Couche 1.1 : Sable peu argileux Lâche		Sols intermédiaires, tendance sableuse	-6,50	375,00	0,00	1,10	1,265
2	Couche 1.2 : Sable peu argileux Moyennement Dense		Sols intermédiaires, tendance sableuse	-10,50	658,00	50,89	1,10	1,265
3	Couche 1.3 : Sable fin Dense		Sables, graves	-15,50	1490,00	87,32	1,10	1,265
4	Couche 1.4 : Sable +/- argileux Très Dense		Sables, graves	-40,50	3205,00	90,00	1,10	1,265

Critère de calcul : Longueur imposée

Longueur du pieu (m) : 35,00

Appliquer un facteur réducteur d'effet de groupe : Oui

Ceqs : 1,00

Ceqb : 1,00

Contrôle de la résistance structurale de la section : Oui

fck (MPa) : 25,00

CMax (MPa) : 35,00

k1 : 1,30

k2 : 1,00

k3 : 1,00

Pieu en béton armé : Oui

Fck* (MPa) : 19,231

Fcd ELU FOND (MPa) : 12,821

Fcd ELU ACC (MPa) : 16,026

σmoy,ELS (MPa) : 5,769

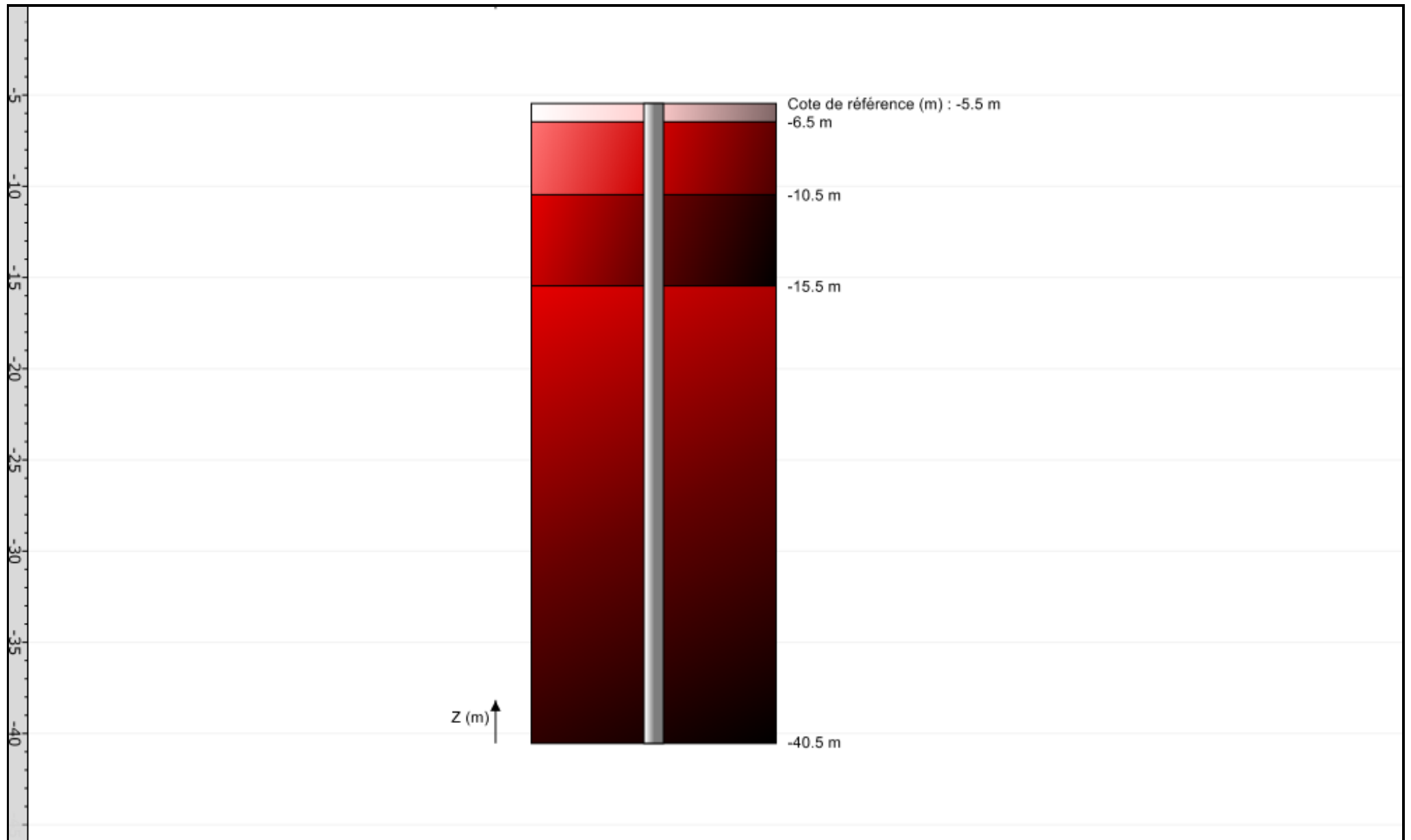


FoXta v4
v4.1.13

Imprimé le : 02/12/2025 - 14:55:53
Calcul réalisé par : AGTS COTE D'IVOIRE

Projet : PROJET SOA GROUPE DE PIEUX
Module : Fondprof (Pieu 3/4)
Titre du calcul : D1000

Onglet "Données des couches"



File : C:\Users\DELL\AppData\Local\Temp\Terrasol\FoXta v4\25808\FP.11.resu

Calcul réalisé le : 02/12/2025 à 14h55
 par : AGTS COTE D'IVOIRE

Options du calcul :

- calcul basé sur des paramètres issus du pressiomètre de Ménard
- calcul selon les règles de la norme NF P 94 262
- profil de pression limite pl* défini par couche
- pour pieu de catégorie : 2
- pour pieu travaillant en compression

Combinaisons	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
Frottement	0.636	0.778	0.909	1.000
Pointe	0.455	0.556	0.909	1.000

Cote de référence : -5.500

Section du pieu : 0.785
 Périmètre : 3.142

Caractéristiques des couches (données utilisateur)

couche	base	pl*	qsl	kpmin	kpmax	gamrd
01	-6.50	375.0	0.00	1.00	1.10	1.26
02	-10.50	658.0	50.89	1.00	1.10	1.26
03	-15.50	1490.0	87.32	1.00	1.10	1.26
04	-40.50	3205.0	90.00	1.00	1.10	1.26

Pas du calcul : 0.50

 SOLUTION

Calcul à longueur imposée : L = 35.00

Prise en compte d'un abattement de 50% du frottement latéral pour les sections situées à plus de 25.00 m de la pointe

couche	cote	qsl	ple	kp	Qs	Qp	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
01	-5.50	0.00	469.3	1.000	0.0	368.6	132.6	162.0	264.9	291.4
01	-6.00	0.00	516.5	1.007	0.0	408.6	147.0	179.6	293.6	323.0
01	-6.50	0.00	587.2	1.013	0.0	467.1	168.0	205.3	335.7	369.3
01	-6.50	0.00	587.2	1.013	0.0	467.1	168.0	205.3	335.7	369.3
02	-6.50	50.89	658.0	1.011	0.0	522.7	188.0	229.7	375.6	413.2
02	-7.00	50.89	658.0	1.021	79.9	527.9	230.0	281.2	436.7	480.5
02	-7.50	50.89	658.0	1.031	159.9	533.0	272.1	332.6	497.9	547.7
02	-8.00	50.89	658.0	1.041	239.8	538.2	314.1	384.0	559.1	615.0
02	-8.50	50.89	658.0	1.051	319.8	543.4	356.2	435.5	620.2	682.3
02	-9.00	50.89	658.0	1.061	399.7	548.5	398.2	486.9	681.4	749.6
02	-9.50	50.89	866.0	1.054	479.6	717.1	499.1	610.1	859.9	946.0
02	-10.00	50.89	1074.0	1.050	559.6	885.6	599.9	733.4	1038.5	1142.4
02	-10.50	50.89	1282.0	1.047	639.5	1054.1	700.7	856.6	1217.0	1338.8
02	-10.50	50.89	1282.0	1.047	639.5	1054.1	700.7	856.6	1217.0	1338.8
03	-10.50	87.32	1490.0	1.040	639.5	1217.5	759.4	928.4	1334.4	1468.0
03	-11.00	87.32	1490.0	1.050	776.7	1229.2	832.6	1017.9	1441.4	1585.6
03	-11.50	87.32	1490.0	1.060	913.8	1240.9	905.8	1107.4	1548.3	1703.3
03	-12.00	87.32	1490.0	1.070	1051.0	1252.6	978.9	1196.9	1655.3	1821.0
03	-12.50	87.32	1490.0	1.080	1188.2	1264.3	1052.1	1286.4	1762.3	1938.7

03	-13.00	87.32	1490.0	1.090	1325.3	1276.0	1125.3	1375.9	1869.2	2056.4
03	-13.50	87.32	1490.0	1.100	1462.5	1287.3	1198.3	1465.2	1975.9	2173.7
03	-14.00	87.32	1490.0	1.100	1599.6	1287.3	1267.3	1549.6	2074.5	2282.1
03	-14.50	87.32	1918.8	1.093	1736.8	1647.8	1465.9	1792.4	2432.1	2675.6
03	-15.00	87.32	2347.5	1.083	1874.0	1996.3	1660.2	2029.9	2781.1	3059.5
03	-15.50	87.32	2776.2	1.075	2011.1	2344.7	1854.5	2267.4	3130.0	3443.4
03	-15.50	87.32	2776.2	1.075	2011.1	2344.7	1854.5	2267.4	3130.0	3443.4
04	-15.50	90.00	3205.0	1.065	2011.1	2681.5	1975.6	2415.5	3372.0	3709.6
04	-16.00	90.00	3205.0	1.074	2152.5	2703.7	2054.7	2512.2	3489.5	3838.9
04	-16.50	90.00	3205.0	1.083	2293.9	2725.9	2133.7	2608.9	3607.1	3968.2
04	-17.00	90.00	3205.0	1.091	2435.2	2745.9	2212.0	2704.6	3723.1	4095.8
04	-17.50	90.00	3205.0	1.099	2576.6	2765.9	2290.3	2800.4	3839.0	4223.3
04	-18.00	90.00	3205.0	1.100	2718.0	2768.9	2362.4	2888.6	3942.8	4337.5
04	-18.50	90.00	3205.0	1.100	2859.4	2768.9	2433.5	2975.6	4044.3	4449.2
04	-19.00	90.00	3205.0	1.100	3000.7	2768.9	2504.6	3062.5	4145.9	4561.0
04	-19.50	90.00	3205.0	1.100	3142.1	2768.9	2575.7	3149.5	4247.5	4672.7
04	-20.00	90.00	3205.0	1.100	3283.5	2768.9	2646.8	3236.4	4349.1	4784.5
04	-20.50	90.00	3205.0	1.100	3424.8	2768.9	2717.8	3323.4	4450.7	4896.3
04	-21.00	90.00	3205.0	1.100	3566.2	2768.9	2788.9	3410.3	4552.3	5008.0
04	-21.50	90.00	3205.0	1.100	3707.6	2768.9	2860.0	3497.2	4653.9	5119.8
04	-22.00	90.00	3205.0	1.100	3849.0	2768.9	2931.1	3584.2	4755.5	5231.5
04	-22.50	90.00	3205.0	1.100	3990.3	2768.9	3002.1	3671.1	4857.0	5343.3
04	-23.00	90.00	3205.0	1.100	4131.7	2768.9	3073.2	3758.1	4958.6	5455.0
04	-23.50	90.00	3205.0	1.100	4273.1	2768.9	3144.3	3845.0	5060.2	5566.8
04	-24.00	90.00	3205.0	1.100	4414.4	2768.9	3215.4	3932.0	5161.8	5678.5
04	-24.50	90.00	3205.0	1.100	4555.8	2768.9	3286.4	4018.9	5263.4	5790.3
04	-25.00	90.00	3205.0	1.100	4697.2	2768.9	3357.5	4105.9	5365.0	5902.1
04	-25.50	90.00	3205.0	1.100	4838.6	2768.9	3428.6	4192.8	5466.6	6013.8
04	-26.00	90.00	3205.0	1.100	4979.9	2768.9	3499.7	4279.8	5568.1	6125.6
04	-26.50	90.00	3205.0	1.100	5121.3	2768.9	3570.8	4366.7	5669.7	6237.3
04	-27.00	90.00	3205.0	1.100	5262.7	2768.9	3641.8	4453.7	5771.3	6349.1
04	-27.50	90.00	3205.0	1.100	5404.0	2768.9	3712.9	4531.0	5872.9	6460.8
04	-28.00	90.00	3205.0	1.100	5545.4	2768.9	3784.0	4531.0	5974.5	6572.6
04	-28.50	90.00	3205.0	1.100	5686.8	2768.9	3855.1	4531.0	6076.1	6684.4
04	-29.00	90.00	3205.0	1.100	5828.2	2768.9	3926.1	4531.0	6177.7	6796.1
04	-29.50	90.00	3205.0	1.100	5969.5	2768.9	3997.2	4531.0	6279.3	6907.9
04	-30.00	90.00	3205.0	1.100	6110.9	2768.9	4068.3	4531.0	6380.8	7019.6
04	-30.50	90.00	3205.0	1.100	6252.3	2768.9	4139.4	4531.0	6482.4	7131.4
04	-31.00	90.00	3205.0	1.100	6393.6	2768.9	4210.4	4531.0	6584.0	7243.1
04	-31.50	90.00	3205.0	1.100	6535.0	2768.9	4281.5	4531.0	6685.6	7354.9
04	-32.00	90.00	3205.0	1.100	6636.4	2768.9	4332.5	4531.0	6758.5	7435.1
04	-32.50	90.00	3205.0	1.100	6737.8	2768.9	4383.5	4531.0	6831.3	7515.2
04	-33.00	90.00	3205.0	1.100	6839.2	2768.9	4434.5	4531.0	6904.2	7595.4
04	-33.50	90.00	3205.0	1.100	6940.6	2768.9	4485.5	4531.0	6977.1	7675.5
04	-34.00	90.00	3205.0	1.100	7042.0	2768.9	4531.0	4531.0	7049.9	7755.7
04	-34.50	90.00	3205.0	1.100	7143.4	2768.9	4531.0	4531.0	7122.8	7835.9
04	-35.00	90.00	3205.0	1.100	7244.8	2768.9	4531.0	4531.0	7195.7	7916.0
04	-35.50	90.00	3205.0	1.100	7346.2	2768.9	4531.0	4531.0	7268.5	7996.2
04	-36.00	90.00	3205.0	1.100	7419.0	2768.9	4531.0	4531.0	7320.8	8053.7
04	-36.50	90.00	3205.0	1.100	7491.8	2768.9	4531.0	4531.0	7373.1	8111.3
04	-37.00	90.00	3205.0	1.100	7564.6	2768.9	4531.0	4531.0	7425.4	8168.8
04	-37.50	90.00	3205.0	1.100	7637.4	2768.9	4531.0	4531.0	7477.7	8226.3
04	-38.00	90.00	3205.0	1.100	7710.2	2768.9	4531.0	4531.0	7530.1	8283.9
04	-38.50	90.00	3205.0	1.100	7783.0	2768.9	4531.0	4531.0	7582.4	8341.4
04	-39.00	90.00	3205.0	1.100	7855.8	2768.9	4531.0	4531.0	7634.7	8399.0
04	-39.50	90.00	3205.0	1.100	7928.6	2768.9	4531.0	4531.0	7687.0	8456.5
04	-40.00	90.00	3205.0	1.100	8001.4	2768.9	4531.0	4531.0	7739.3	8514.1
04	-40.50	90.00	3205.0	1.100	8074.1	2768.9	4531.0	4531.0	7791.6	8571.6

Capacité du pieu pour chaque combinaison en fonction de la profondeur

