



**MISSION GEOTECHNIQUE G2PRO : DIMENSIONNEMENT DES
PIEUX DU PONT DE SOKOURABA DANS LE DEPARTEMENT DE
MININAN EN REPUBLIQUE DE COTE D'IVOIRE**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER
SPECIALITE : GENIE CIVIL & HYDRAULIQUE
OPTION : ROUTES ET OUVRAGES D'ART

Présenté et soutenu publiquement le 29 juin 2020 par

Lénissongui COULIBALY (2015 0356)

Travaux dirigés par :

Directeur de Mémoire : M. Moussa LO, Enseignant à 2iE, Département de Génie Civil et Hydraulique

Maître de Stage : M. Thierry SOMBIE, Ingénieur Génie Civil/Directeur d'exploitation de AGTS

Structure d'accueil du Stage : **AGTS**

Jury d'évaluation du Stage :

Président : Pr Adamah MESSAN

Membres et Correcteurs :
Mme Marie Thérèse GOMIS
M. Issa MADOUGOU

Promotion [2019/2020]

DEDICACES

Au nom d'Allah, Le Tout Miséricordieux, Le Très Miséricordieux ;

A mon père COULIBALY Kparatiogo ;

A ma mère KONE Chonsourou ;

A mon oncle COULIBALY Kolotcholoma et à la grande famille COULIBALY et KONE

A M. Hamidou DIARRA administrateur financier du ministère de l'intégration africaine et des ivoiriens de l'extérieur.

REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont particulièrement à l'endroit de :

- L'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) représenté par son Directeur Général qui n'a ménagé aucun effort afin de nous permettre d'avoir une formation de qualité ;
- Monsieur Moussa LO, Enseignant au Département de Génie Civil et Hydraulique à l'institut 2iE pour toute sa disponibilité, son encadrement et toute son attention à mon égard ;
- Monsieur Abdourahmane DIOP Directeur Général de **AGTS**, qui n'a pas hésité un instant à m'accorder le stage ;
- Monsieur Thierry SOMBIE Directeur d'exploitation de la société AGTS Cote d'Ivoire ;
- Le Département Génie Civil et Hydraulique et le corps professoral de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau de l'Environnement (2iE) pour l'ensemble des enseignements reçus ;
- Le Service Géotechnique et le Laboratoire de AGTS ;
- A toute la famille COULIBALY pour les nombreux sacrifices consentis pour ma formation d'ingénieur ;
- Et tous mes promotionnaires pour leur soutien durant toute ma période de formation à la fondation 2iE.

RESUME

Ce rapport présente le travail réalisé dans le cadre de mon projet de fin d'étude d'ingénieur. IL consiste en l'étude géotechnique des fondations d'un pont de 70m constitué de quatre (04) appuis sur le fleuve Baoulé à Sokouraba dans le département de Mininan dont le thème est : « **Mission Géotechnique G2PRO : Dimensionnement des pieux du pont de sokouraba dans le département de mininan en république de côte d'ivoire** ». Pour atteindre cet objectif, il a été réalisé quatre (04) sondages de reconnaissance géologique au pressiomètre Ménard selon NF P94-110 portés à 30m/TN et deux (02) sondages carottés complémentaires portés à 30m/TN ainsi que des essais de type GTR, d'indentifications et de détermination des caractéristiques mécaniques des sol prélevés. Les fondations calculées à la suite de la campagne d'investigation géotechnique ont conduit à des fondations profondes sur pieu de 27m de profondeur, de diamètre 1000mm ; de 19m, diamètre 1000mm respectivement pour les culées C0 et C3. Des pieux de 18m de diamètre 1800mm, de 14m de diamètre 1800mm respectivement pour les piles P1 et P2.

Le montant global de la prestation géotechnique G2PRO est évalué à **trente millions sept cent quatre-vingt-douze mille cent (30 792 100) CFA TTC** (voir devis page 43).

Mots Clés :

-
- 1 – Pressiomètre
 - 2 – Sondage
 - 3 – Fondations
 - 4 – pieu
 - 5 – Pont

ABSTRACT

This report presents the work done as part of my engineering graduation project. It consists of the geotechnical study of the foundations of a 70m bridge of four (04) supports on the Baoulé river at Sokouraba in the department of Mininan whose theme is: "Geotechnical Mission G2PRO: Construction of the SOKOURABA bridge in the department of Mininan in Ivory Coast". To achieve this mission, four (04) geological reconnaissance drillings were carried out with the Menard pressuremeter test according to NF P94-110, increased to 30m/TN and two (02) core drillings increased to 30m/TN as well as GTR type tests, identification and mechanical characteristics of the soil sampled. The foundations calculated following the interpretation of these results give deep foundations on piles 27m deep, diameter 1000mm; 19m, diameter 1000mm respectively for the C0 and C3 abutments. Piles of 18m, diameter 1800mm; of 14m, diameter 1800mm respectively for piles P1 and P2.

The total amount of this geotechnical investigation is estimated at thirty million seven hundred and eighty million -twelve thousand one hundred (30,792,100) total cost incl. tax (F CFA) (ref: page 46).

Key words:

1 – Pressuremeter test

2 - drilling

3 - Foundations

4 - Pile

5 – Bridge

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
AGERROUTE : Agence de Gestion des Routes
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
GTR : Guide des Terrassements Routiers
LBTP : Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics
LCPC : Laboratoire Central de Ponts et Chaussées
MEER : Ministère de l'Equipement et de l'Entretien Routier
PEI : Prélèvement d'Echantillons Intacts
SC : Sondage carotté
SP : Sondage Pressiométrique
SETRA : Service des Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
TDR : Termes De Références
UTM: Universal Transverse Mercator
WGS: World Geodetic System
GPS: Global Positioning System

SOMMAIRE

Dédicaces	i
Remerciements.....	ii
Résumé.....	iii
liste des abréviations.....	v
Sommaire	1
<i>INTRODUCTION.....</i>	<i>5</i>
<i>CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET.....</i>	<i>6</i>
I.1 PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL	6
I.1.1 Contexte et justification	8
I.1.2 Localisation du site et état des lieux.....	8
<i>CHAPITRE II : DESCRIPTION ET EXPLOITATION DES SONDAGES GEOTECHNIQUES REALISES.....</i>	<i>10</i>
II.1 CONTEXTE GÉOLOGIQUE	10
II.2 PROGRAMME DES ESSAIS IN SITU	11
II.2 DESCRIPTION DES ESSAIS IN SITU ET DE LABORATOIRE REALISES	13
II.2.1 Essai au pressiométrie Ménard NF P 94-110.....	13
II.2.2 Sondage carotté en continu suivant la norme (XP 94-202) et/ou (NF-EN-ISO-22475-1)	22
II.3 RESULTATS DES ESSAIS IN SITU ET DE LABORATOIRE	24
II.3.1 Sondages carottés.....	24
II.3.1 Essais pressiométriques Ménard	25
II.3.3 Les essais de laboratoire	29
II.4 DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE	31
II.4.2 Inventaires des charges	31
II.4.3 Détermination des capacités portantes admissibles	32
<i>CHAPITRE IV : METHODOLOGIE D'EXECUTION DES TRAVAUX.....</i>	<i>42</i>
V.1 PRINCIPES GENERAUX DE REALISATION DES TERRASSEMENTS	42
REALISATION DES TERRASSEMENTS.....	42
DISPOSITION D'ASSAINISSEMENT ET DE DRAINAGE	42
V.2 EXECUTION DES PIEUX FORES	43

<i>CHAPITRE V : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX.....</i>	<i>45</i>
<i>CONCLUSION.....</i>	<i>47</i>
<i>BIBLIOGRAPHIE</i>	<i>48</i>
<i>ANNEXES.....</i>	<i>49</i>
Table des matières.....	49
<i>ANNEXE 1 : Calcul de l'effort mobilisable sous la pointe des pieux</i>	<i>50</i>
<i>ANNEXE 2 : Procès-verbaux des Sondages pressiométriques</i>	<i>66</i>
<i>ANNEXE 3 : Procès-verbaux des Sondages carottés</i>	<i>70</i>
<i>ANNEXE 4 : Profils géotechniques.....</i>	<i>85</i>
<i>ANNEXE 5 : Procès-verbaux des essais de laboratoire.....</i>	<i>87</i>
<i>ANNEXE 6 : Missions Géotechnique</i>	<i>91</i>

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Résultats du sondage carotté SC1	24
Tableau 2: Résultats du sondage carotté SC2	24
Tableau 3: Sous-couche 1	25
Tableau 4: Sous-couche 2	26
Tableau 5: Sous-couche	27
Tableau 6: Programme des essais laboratoire	29
Tableau 7: Résultats des essais laboratoire	30
Tableau 8: Bilan des charges permanentes (BET Matière).....	31
Tableau 9: Bilan des charges d'exploitation (BET Matière).....	31
Tableau 10: Bilan des surcharges aux états limites.....	32
Tableau 11: Classification des sols EC7-NF P-261	36
Tableau 11: Caractéristiques du matériau de remblai	37
Tableau 13: Récapitulatif des efforts	41
Tableau 13: Devis estimatif et quantitatif de la campagne géotechnique	45

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Localisation du site (Google Earth&QGIS)	9
Figure 2: Carte géologique de la cote d'Ivoire (Sodemi).....	10
Figure 3: Implantation des points de sondages géotechnique	12
Figure 4: Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard et l'appareillage NF 94-110	13
Figure 5: Présentation de la minute de l'essai pressiométrique.....	15
Figure 6: Courbes brutes de l'essai pressiométrique	15
Figure 7: Courbe de l'essai pressiométrique SP1 Sokouraba (EX PRS).....	17
Figure 8: Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre	20
Figure 9: Variation du frottement unitaire q_s en fonction de pl^*	21
Figure 10: Schéma principe du sondage carotté.....	23
Figure 11: Histogramme des pressions limites de la sous-couche1	25
Figure 12: Histogramme des modules pressiométriques de la sous-couche1	26
Figure 13: Histogramme des modules pressiométriques de la sous-couche 2	26
Figure 14: Histogramme des pressions limites de la sous-couche2	27
Figure 15: Histogramme des pressions limites de la sous-couche 3	28
Figure 16: Histogramme des modules pressiométriques de la sous-couche 3	28
Figure 17: Détermination des abaques	37
Figure 18: Valeurs du frottement latéral unitaire	38
Figure 19: Valeurs du coefficient de portance K_p	39
Figure 19: Schéma d'exécution du pieu foré	44

INTRODUCTION

Le réseau routier joue un rôle important dans le développement socio-économique d'un pays. Il favorise le transport des biens et des personnes en direction des différentes localités. Conscient de cette réalité, l'Etat Ivoirien a fait de la route, son axe majeur pour son développement économique, par la construction de plusieurs ouvrages (ponts et échangeurs). Mais des zones à forte potentialité agricole, pastorale et touristique sont encore difficiles d'accès et nécessitent la construction des ouvrages de franchissement.

C'est dans ce contexte que le Ministère de l'Equipement et de l'Entretien Routier (MEER), Maître d'Ouvrage pour l'Etat de la Côte d'Ivoire a envisagé la réalisation des missions d'études techniques économiques et d'impact environnemental et social pour la construction de plusieurs ouvrages. C'est dans ce contexte que le Bureau d'Etude Géotechnique **AGTS CI filiale d'Apave International** s'est vu attribué les études géotechniques G2PRO du pont de SOKOUABA. Il est long de 70 m.

Cette étude, qui fait objet de notre stage, dont le thème est : « Mission Géotechnique G2PRO : Dimensionnement des pieux du pont de SOKOURABA dans le département de Mininan en République de Côte d'Ivoire » vise à proposer les fondations envisageables au droit du projet ainsi que la nature et les épaisseurs des matériaux constituant le sol support.

L'étude sera menée de la manière suivante : un recueil de données et des hypothèses de calcul ; définir les sondages de reconnaissance géotechnique au droit des appuis ; établir les différents plans (implantation des sondages et coupes géologiques du sol) ; déterminer les capacités portantes des sols ; dimensionner les fondations ; et une faire une proposition financière du coût de réalisation des fondations.

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

I.1 PRESENTATION 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. Basée à Abidjan, elle intervient principalement en Côte d'Ivoire, au Ghana, au Libéria, au Burkina Faso et au Sénégal. Elle est dirigée par Monsieur Abdourahmane DIOP. AGTS accompagne les entreprises, les collectivités et les particuliers dans les domaines de la géotechnique, à travers une gamme complète de prestations telles que :

Géotechnique

- Engineering suivant la norme NFP94-500 de 2013, ASTM, BS;
- Forages carottés ou destructifs en sols et roches ;
- Essais mécaniques in-situ (pressiomètre, CPT, SPT, pénétromètre dynamique, scissomètre, Phicomètre) ;
- Essais de perméabilité (Lefranc, Lugeon, Matsuo, Porchet, essais de pompage, micro-moulinet) ;
- Essais géophysiques intrusifs (sismique parallèle, down-hole et cross-hole, essais thermiques du sol)

Auscultations et diagnostics structurels

- Test au scléromètre : résistance caractéristique du béton ;
- Prélèvements d'éprouvettes béton : résistance caractéristique ;
- Test à l'ultrason : homogénéité et compacité du béton ;
- Scan au profomètre : présences d'armatures ;
- Test à la phénolphthaléine : existence de carbonatation dans le béton ;
- Dosage en sulfates, en chlorures libres : teneur en ciment dans le béton ;
- Analyse au microscope : porosité du béton ;
- Jauge fissuromètre : Evolution des fissures des bétons ;
- Radar haute et basse fréquence : caractéristiques des armatures des bétons ;
- Traction des aciers : nuance des armatures

Laboratoire

- Identification des matériaux sols : classification selon GTR ;
- Identification de matériaux granulats ;
- Mécanique sur roche : Los Angeles & Micro Deval... ;
- Formulation de béton avec vérification par essais de convenance ;
- Essais mécaniques sur béton : résistance caractéristique ;
- Essais mécaniques sur sol : module d'élasticité, cisaillement... ;
- Essais sur les enrobés : Essais Marshall & Duriez, teneur en liant... ;
- Essais sur liant bitumineux : pénétrabilité à l'aiguille, viscosité... ;
- Contrôle de mise en œuvre de remblai : densité in-situ,
- Essai à la plaque : portance de plateforme ;
- Essais au déflectomètre Benkelman : portance & rigidité de plateforme

Adresse : 11 BP 1955 Abidjan 11

Tél : 22 50 24 63,

Email : agts@aviso.ci

Mobile : (+225) 795 89 270 / 898 50,

<http://www.agtsci.com>)

L'organigramme de l'entreprise est joint ci-dessous

I.1.1 Contexte et justification

Dans le cadre de sa politique générale de développement du réseau routier national, le gouvernement ivoirien a identifié un ensemble de routes prioritaires dont l'aménagement devrait permettre d'assurer une bonne structuration du réseau national et lui permettre de soutenir pleinement la croissance économique du pays ; de maintenir le réseau dans un bon état afin de diminuer les coûts d'exploitation des véhicules d'accroître la sécurité des usagers et de faciliter la circulation des personnes et des biens ; de désenclaver les régions qui ont des potentialités importantes en matière de productions agropastorales, de richesses touristiques ou minières et contribuer ainsi à la lutte contre la pauvreté. C'est dans ce contexte que le Ministère de l'Equipeement et de l'Entretien Routier (MEER), Maître d'Ouvrage délégué de l'Etat Ivoirien a envisagé la réalisation des missions d'études techniques économiques et d'impact environnemental et social pour l'aménagement et le bitumage de l'itinéraire Mininan-Sokouraba avec la construction d'un ouvrage de franchissement sur le fleuve Baoulé.

I.1.2 Localisation du site et état des lieux

Le site de l'ouvrage à construire est repérable grâce au GPS de navigation sous le système de projection (UTM-WGS84) et les coordonnées géographiques sont les suivantes : Zone 29P, Longitude(Y)=-7.567993 et Latitude(X)= 10.041483. Il est situé à environ 3km de la route nationale numéro 7 (A7). La zone est caractérisée par un potentiel agricole important dont les principales cultures sont : l'anacarde, le coton, l'igname, le maïs et l'arachide. Le site est localisé ci-dessous.

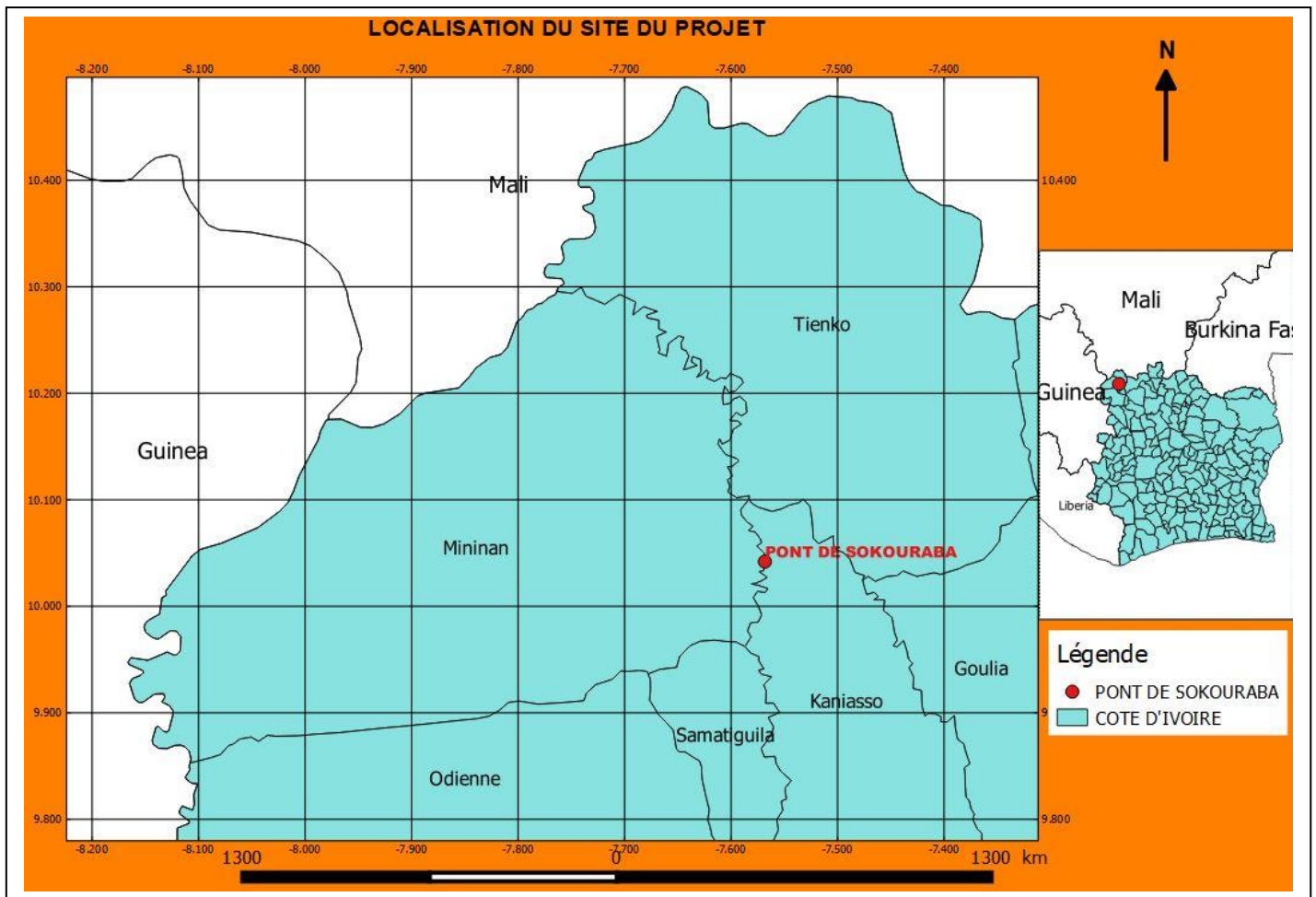


Figure 1: Localisation du site (Google Earth)

CHAPITRE II : DESCRIPTION ET EXPLOITATION DES SONDAGES GEOTECHNIQUES REALISES

II.1 CONTEXTE GÉOLOGIQUE

Le socle ivoirien est majoritairement constitué de roches dures cristallines et cristallophylliennes abondamment fracturées et déformées par les différents évènements tectoniques qui se sont succédé. Ce socle occupe environ 97,5% (SODEMI) du territoire ivoirien dont la ville de Mininan.

Au plan géomorphologique, le relief est assez accidenté avec de vastes plaines parsemées de petites collines dont la pente n'excède pas 15%. (SODEMI)

Le sous-sol de la région de Mininan appartient au domaine Protérozoïque de Côte d'Ivoire. Elle est constituée au plan pétrographique de roches cristallines et cristallophylliennes : gneiss, migmatites, granites, granodiorite et micaschiste.

La carte géologique de la Côte d'Ivoire à l'échelle 1/4 000 000ème situe le site sur des **granitoïdes à biotites homogènes et hétérogènes** du protérozoïque moyen et inférieur.

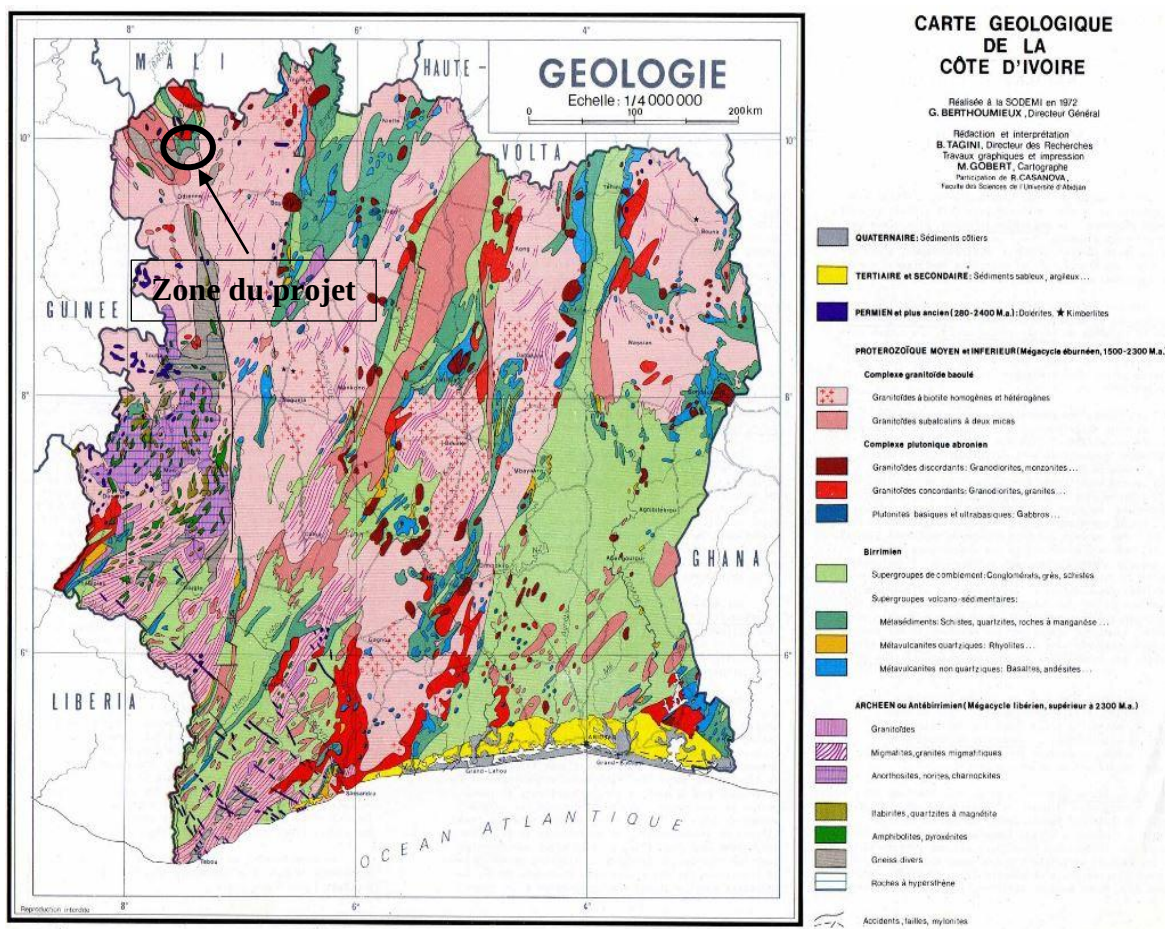


Figure 2: Carte géologique de la cote d'Ivoire (SODEMI)

II.2 PROGRAMME DES ESSAIS IN SITU

La campagne de sondages, est menée suivant les normes ci-dessous :

- Essais pressiométriques Ménard (NF P 94-110)
- Forage carotté en continu suivant la norme XP 94-202 et/ou NF-EN-ISO-22475-1
- Description – Identification – Dénomination des sols suivant la norme NF P 94-011

II.1.1.1 Essais pressiométriques Ménard

Sur la base des recommandations de l'Union Syndical des Géotechniciens (USG) et de la norme NF EN 1997-2 (Eurocode 7 - Reconnaissance des terrains et essais), le programme des suivants a été réalisé.

❖ 4 Essais pressiométriques Ménard

- Notés SP1 à SP4
- Portés à au plus 30,00m de profondeur par rapport au TN
- À la tarière hélicoïdale en diamètre 63mm
- Suivi de 5,00m de carottage dans la roche

Avec identification visuelle des formations traversées. Les outils ont été adaptés à la lithologie rencontrée. Les coupes sont approximatives en nature et limitent des couches. Dans ces forages des essais de chargement in situ de type pressiométrique ont été réalisés avec un maillage de 1m. Ils permettent la mesure après dépouillement de :

- Du module de compressibilité : E_M
- De la pression de fluage : p_f
- De la pression de rupture : p_l

II.1.1.2 sondages carottés

Le programme définit pour les sondages carottés est le suivant :

❖ 2 sondages carottés

- Notés SC1 et SC2 en complément des 2 sondages carottés réalisés lors de la mission G2AVP.
- Portés à 30,00m de profondeur par rapport au TN
- Au carottier double 101mm de diamètre

Avec identification visuelle des formations traversées. Les outils ont été adaptés à la lithologie rencontrée. Les coupes sont approximatives en nature et limitent des couches.

Figure 3: Coordonnées des points de sondages géotechnique

Partie de l'ouvrage	Sondages		X	Y	Z
Culée C0	Pressiométriques	SP1	0656983,3712	1110336,2910	365,99
Pile P1		SP2	0656950,6266	1110344,8535	361,56
Pile P2		SP3	0656917,7841	1110353,0526	361,59
Culée C3		SP4	0656885,1189	1110361,4664	365,69
Culée C0 – Pile P1	Carottés	SC1	0656967,4511	1110340,4950	365,07
Culée C3 – Pile P2		SC2	0656901,5136	1110357,3389	364,09

II.1.1.3 sondages carottés

Les différents échantillons prélevés sur site ont fait l'objet d'une description visuelle et au toucher qui a abouti à une classification préliminaire de ces sols. Sur cette base, un programme d'essais de laboratoire a été élaboré en vue de l'identification et la caractérisation mécanique des terrains rencontrés. Ce programme se définit comme suit :

- 06 Identifications visuelles, teneur en eau
- 06 Analyses granulométrie par tamisage
- 06 Analyses granulométrie par sédimentométrie
- 04 Mesures des limites d'Atterberg/ Valeurs au bleu de méthylène
- 06 Mesures du poids spécifiques (densité)
- 04 Essais de cisaillement rectiligne direct
- 06 Essais de compressibilité l'odomètre

II.2 DESCRIPTION DE LA METHODOLOGIE DE REALISATION DES ESSAIS IN SITU ET DE LABORATOIRE REALISES

II.2.1 Réalisation des essais au pressiométrique Ménard NF P 94-110

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. Le schéma du principe et l'ensemble de l'appareillage est joint en figure ci-dessous.

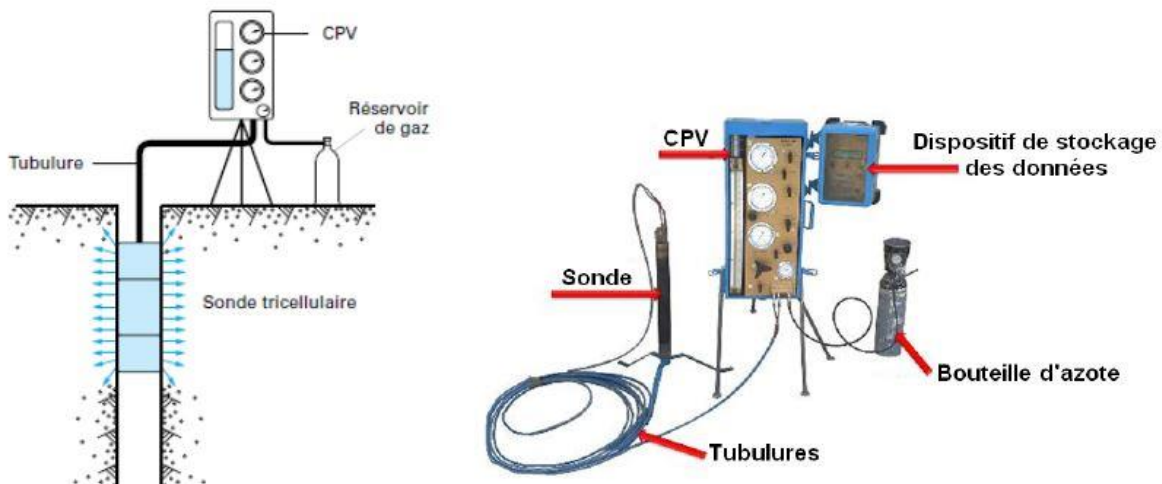


Figure 4: Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard et l'appareillage NF 94-110

II.2.1.1 Réalisation de l'essai pressiométrique

Il s'agit dans un premier temps, de réaliser un forage à une profondeur donnée et s'assurer que les parois sont en équilibre. On remplit la cellule de mesure avec de l'eau et les cellules de gardes sont mises sous pression avec de l'air comprimé. Ce remplissage se fait obligatoirement au niveau du sol et non dans le forage et on s'assure qu'aucune bulle d'air ne subsiste ni dans la sonde ni dans les tubulures. Enfin, 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.

II.2.1.2 Exécution de l'essai proprement dit

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 détendeur. 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. Les valeurs suivantes sont notées :

- P_c la pression de l'eau dans la cellule centrale à la profondeur z ;
- P_g la pression du gaz dans les cellules de gardes ;
- P_m la pression lue sur le manomètre ;
- ΔP_m la variation de la pression lue sur les manomètres.
- γ_w poids volumique de l'eau
- Z cote de réalisation de l'essai

On calcul alors : $P_c = P_m + \gamma_w Z$

$$P_g = P_m - \Delta P_m$$

Donc $\Delta P_z = P_c - P_g = \Delta P_m - \gamma_w Z$

II.2.1.3 Présentation des résultats de l'essai

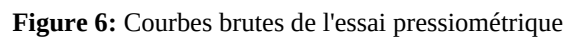
Pour une meilleure exploitation des données, il est indispensable de mentionner certains renseignements nécessaires au dépouillement de l'essai tels que : la profondeur de l'essai, le diamètre de la sonde, le niveau de la nappe ainsi que la lithologie des sols traversés. Lors de l'essai différentes mesures sont prises aux temps $t_n - 2^n t_0$, avec t_0 le temps de départ initial pris égale à 15 secondes. Ces mesures sont :

- la variation de volume à travers un voyant de lecture de volumes avec règle graduée qui donne la déformation volumétrique de la cellule centrale ;
- Les différentes pressions des gaz et d'eau respectivement dans les cellules de garde et la cellule centrale à travers les manomètres.

La variation du volume et la différence de pression permet de tracer les courbes suivantes :

- la courbe pressiométrique qui porte en abscisse les pressions et en ordonnées les déformations volumétriques en fin de palier $v=f(p)$;

Figure 5: Présentation de la minute de l'essai pressiométrique



II.2.1.4 Corrections

Les courbes tracées précédemment ne traduisent pas réellement la loi de comportement du sol. Il faut donc procéder à certaines corrections notamment de la charge piézométrique due à la hauteur de la colonne d'eau dans l'appareil, l'élasticité propre de l'ensemble membrane plus gaine et de la compressibilité interne de l'appareil.

II.2.1.5 Correction de la hauteur piézométrique

+La correction de la hauteur piézométrique tient compte de la colonne d'eau (z) située dans la tubulure et le niveau d'eau (a) dans l'unité de contrôle CPV. La pression qui s'exerce au niveau du sol en tenant compte de cette colonne d'eau est donc :

$$P = P_m + \gamma_w(z + a)$$

II.2.1.6 Correction de l'inertie

Les membranes des cellules ainsi que la gaine de protection ont une certaine compressibilité. D'où l'existence d'une pression p_i nécessaire pour les dilater. La mesure de la pression p_i s'effectue hors du forage à l'aide d'un pressiomètre donnant une courbe appelée courbe d'inertie. La pression corrigée une nouvelle fois est :

$$P = P_m + \gamma_w(z + a) - p_i$$

II.2.1.7 Correction du volume

Les membranes intérieures de la sonde étant sujettes à des déformations Δv , il faut donc tenir compte du volume d'eau V_m lu sur la colonne de lecture du CPV, de la déformation du terrain v et de Δv . On a : $V_m = v + \Delta v$

D'où

$$v = V_m - \Delta v$$

II.2.1.8 Courbe pressiométrique nette ou corrigée

La courbe pressiométrique nette ou courbe corrigée est définie après les corrections précédentes $V=f(p)$. C'est sur cette courbe que se fera en principe l'analyse théorique. Par ailleurs dans la plupart des cas, il peut être suffisant d'effectuer les corrections sur quelques points particuliers (limite des phases). Dans certains terrains (terrain faible) ou lorsque les courbes brutes présentent une allure anormale qu'il faudra procéder à une correction complète.

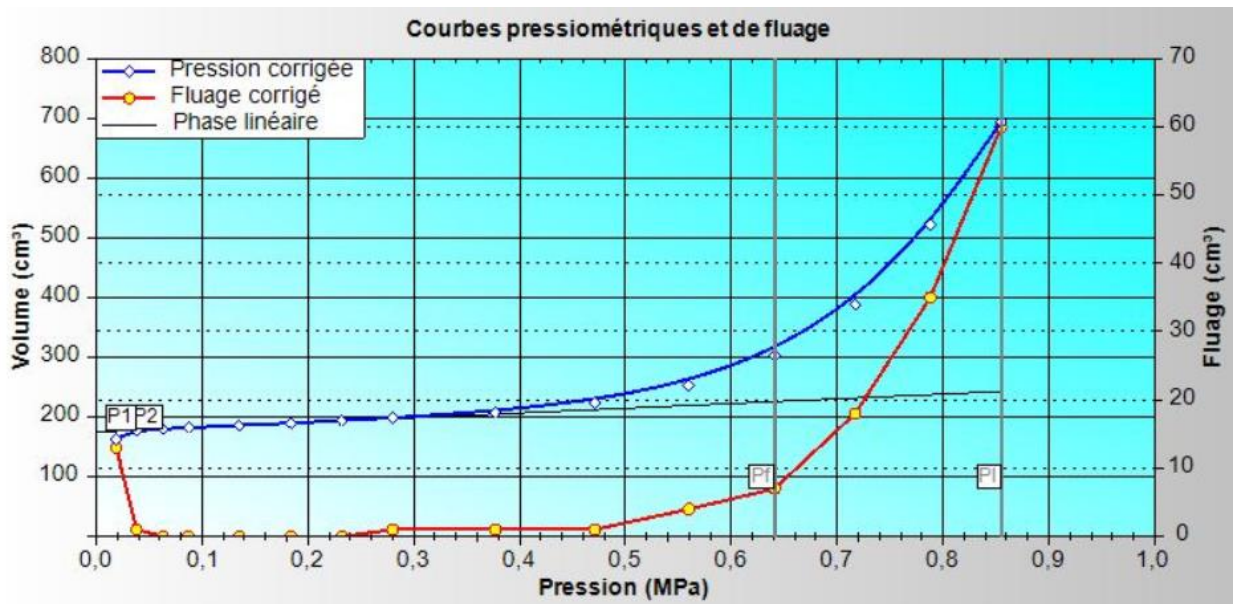


Figure 7: Courbe de l'essai pressiométrique SP1 Sokouraba (EX PRS)

II.2.1.9 Analyse et interprétation de l'essai pressiométrique

Les résultats d'un essai pressiométrique Ménard corrigés pour le volume et la pression donne une couche pressiométrique dite courbe pressiométrique nette. Dans la première étape de l'essai, le volume augmente rapidement pour des changements faibles de pressions alors que la sonde est dilatée contre le sol. Le volume correspondant au point où la courbe devient approximativement linéaire, soit V_0 , est égal à la différence entre le volume du trou du forage et le volume initial de la sonde. La pression associée à ce point est appelée P_0 . Mais elle ne permet pas la pression réelle en place dans le sol à cause du relâchement des contraintes lors du forage. Pour des pressions plus fortes le volume augmente lentement avec la pression. Le changement de volume par fluage dans cette gamme de pression reste faible, ce qui indique un comportement pseudo-élastique du sol. La pente de la courbe pression volume dans cette zone est liée au module de déformation du sol (E). La pression correspondant à la fin de la phase pseudo-élastique est appelée pression de fluage P_f . A des pressions plus fortes le volume de fluage augmente rapidement ce qui indique le développement de la rupture du sol autour de la sonde. La courbe pression-volume tend vers une asymptote correspondant à la pression limite P_l .

La base théorique de l'essai pressiométrique est la dilatation radiale d'une cavité dans un milieu élastique infini. L'équation pour la dilatation radiale d'une cavité dans un milieu élastique infini est :

$$G = V \times \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

Avec : G=module de cisaillement

V= volume de la cavité

P=pression dans la cavité

L'essai pressiométrique n'engendre que des contraintes de cisaillement dans le sol. Il n'y a pas de contrainte de compression même si l'essai pourrait apparaître être complètement en compression. Le module calculé à partir de l'essai pressiométrique est un module de cisaillement G_m . La pente de la courbe $\frac{\Delta p}{\Delta V}$ reste constante de v_0 à v_r par conséquent le module de cisaillement dépend du volume de la cavité choisie qui pour l'essai pressiométrique et par convention est le milieu de la partie pseudo-élastique des courbes pressions volume. Le module de cisaillement correspondant G_m est calculé par l'équation :

$$G_m = (V_0 + V_m) \times \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

V_0 correspond au volume initial de la sonde avant dilatation, $V_m = \frac{V_0 + V_r}{2}$

$$\frac{\Delta p}{\Delta V} = \frac{P_f - P_0}{V_f - V_0}$$

Les résultats de l'essai est souvent présenté en termes de module de Young équivalent E supposant un sol élastique isotrope selon l'équation :

$E = 2G(1 + \nu)$; ν est le coefficient de poisson.

L'approche de Ménard est de prendre 0,33 pour coefficient de Poisson ; mais il peut être définir en fonction du type de sol ou du type de drainage par des essais de laboratoires de compression diamétrale.

$$E_m = 2G_m(1 + \nu)$$

En remplaçant G_m par sa valeur, on a : $E_m = 2(1 + \nu)(v_0 + v_m) \frac{\Delta p}{\Delta v}$

II.2.1.10 Facteurs pouvant influencer l'essai pressiométrique

L'essai est sujet à plusieurs facteurs qui peuvent influencer les valeurs caractéristiques pressiométriques :

L'influence de la qualité du forage

La qualité du forage est le critère fondamental qui conditionne la qualité de l'essai pressiométrique. En effet lors du forage nous assistons à un remaniement des parois du forage ; lié à la méthode d'extraction du sol. Ainsi les caractéristiques mécaniques du sol au niveau des

parois changent. Il en résulte alors une courbe pressiométrique dégénérée. Dans le cas des argiles, nous assistons à une grande modification du module de déformation due au fait que la résistance de l'argile est fortement liée à sa cohésion.

Influence de la profondeur

On peut assister à une plastification des parois du forage à partir d'une certaine profondeur mettant ainsi le sol dans un état très différent de son état vierge. En effet, supposons que le forage soit réalisé en terrain cohérent de cohésion C_u et de densité γ . Le forage étant cylindrique, aux parois on a : $\sigma_r = 0$ et $\sigma_\theta = 2k_0 \cdot \gamma \cdot z$. la condition de plasticité s'écrit

$\sigma_\theta = 2C_u$. L'expérience montre qu'on ne peut atteindre un comportement élastique que pour une valeur du déviateur $\leq C_u$ c'est-à-dire pour des profondeurs $z \leq C_u / 2k_0\gamma$ au-delà de cette profondeur le sol devient plastique. Cette plasticité du sol modifiera fortement les valeurs des caractéristiques de l'essai pressiométrique qu'il faudrait corriger.

Influence des cellules de garde

Dans le pressiomètre Ménard, les cellules de garde utilisées permettent de mesurer un champ de déformation cylindrique au niveau de la cellule centrale. Cependant pour d'autres types de pressiomètre, il n'existe pas de cellules de garde. Ainsi des études de comparaison, ont montré qu'il n'y a aucune différence significative qu'il s'agisse du module de déformation, des pressions limites et des pressions de fluage (COMBARIEU, Usage des modules de déformation en géotechnique).

II.2.11 Dimensionnement des capacités portante et des tassements

II.2.11.1 Dimensionnement des capacités portantes

La capacité portante d'une fondation profonde est la somme de la résistance en pointe et la résistance au frottement latéral.

Charge limite de pointe Q_p

La charge limite de pointe Q_p d'un pieu isolé sous charge verticales, est fonction de la section de base (A_p) du pieu et de la contrainte limite de pointe q_p sous la fondation. Dans le cas des sols hétérogènes, les propriétés du sol varient en fonction de la profondeur. Ainsi on définit la profondeur d'encastrement D_e par :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D Pl(z) dz$$

Où P_{le}^* est la pression limite nette équivalente qui s'exprime comme suit :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz \quad (\text{Fascicule 62 titre V})$$

Avec :

$a = \max \left\{ \frac{B}{2}; 0,50m \right\}$; $b = \min\{a; h\}$; D = profondeur de la fondation ;

h = profondeur d'encrage du pieu dans la couche où se situe la pointe ;

P_{le}^* = Pression limite nette mesurée ($P_l^* = P_l - P_0$).

La contrainte limite de pointe est donc liée à la pression limite nette équivalente par la formule suivante :

$$q_p = k_p \cdot P_{le}^* + q_0$$

Avec : P_{le}^* : pression limite nette équivalente

q_0 : contraintes effectives

q_p : contrainte de rupture

k_p : facteur de portance dépendant de l'encastrement, du type de terrain et des caractéristiques de la fondation (pieu refoulant le sol et pieu ne refoulant pas le sol à la mise en place).

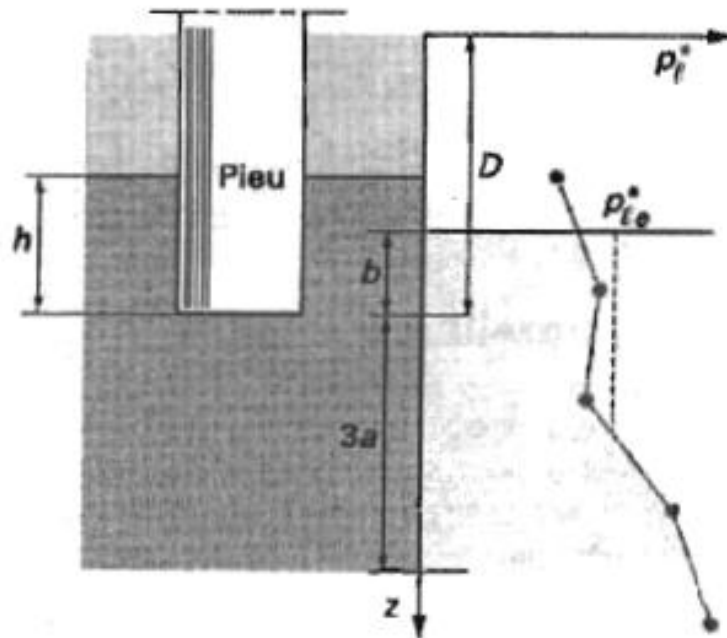


Figure 8: Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre

🚧 Charge limite de frottement latéral Q_s

La charge limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculée par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec P : le périmètre du pieu

h : la partie où s'exerce le frottement latéral ;

q_s : le frottement latéral unitaire limite.

Le frottement latéral unitaire limite s'exprime en fonction de la pression limite nette p_l^* par les couches de la figure ci-dessous.

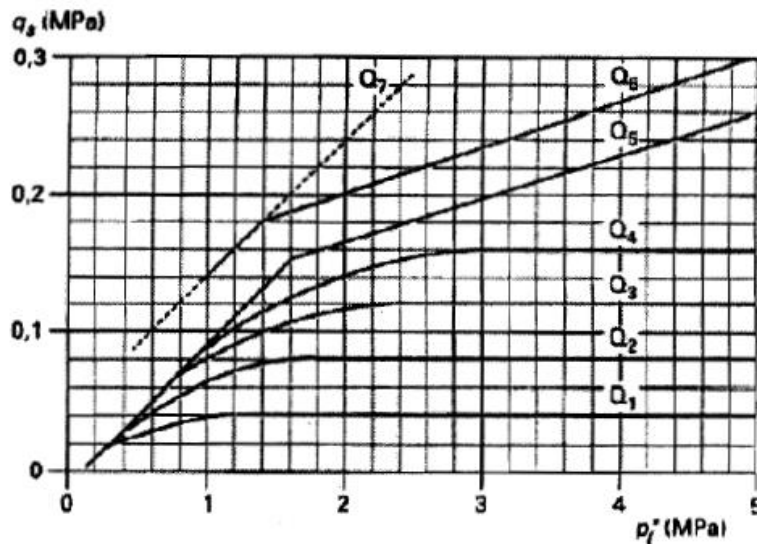


Figure 9: Variation du frottement unitaire q_s en fonction de p_l^*

🚧 La charge limite Q_t totale

La charge limite totale pour une fondation profonde travaillant en compression est donnée par :

$$Q_t = Q_s + Q_p$$

Pour le cas des pieux flottants :

$$Q_t = Q_s$$

Pour les pieux colonnes :

$$Q_t = Q_p$$

II.2.11.2 Calcul des tassements

D'après Maurice CASSAN [6], le tassement S_i induit par un pieu sous charge Q , d'un sol homogène de module pressiométrique E_M est donné par :

$$S_i = \frac{4}{\pi} \times \frac{Q}{B} \times \frac{1 + \frac{\lambda}{aBE_b} th(aD)}{\lambda BE_b th(aD)}$$

Où Q : la charge reprise par le pieu (KN)

B : diamètre du pieu en cm ;

E_b : module d'élasticité du béton en bars ;

$$\lambda = 4,5 \times E_M$$

$$a = \frac{4}{B} \times \frac{4,17 \times 10^{-3} E_M}{E_b}$$

II.2.2 Sondage carotté en continu suivant la norme (XP 94-202) et/ou (NF-EN-ISO-22475-1)

Principe 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.

Les sondages carottés sont réalisés conformément à la norme XP 94-202 et/ou suivant la norme NF-EN-ISO-22475-1.

Les échantillons sont conditionnés sous gaine PVC étanches / caisses à carottes. Le diamètre des éléments prélevés est limité par le diamètre intérieur du carottier.

Les forages sont rebouchés par les cuttings extraits du sol.

Les échantillons remaniés non cohérents mis en place dans les caisses seront placés dans des sacs plastiques fermés.

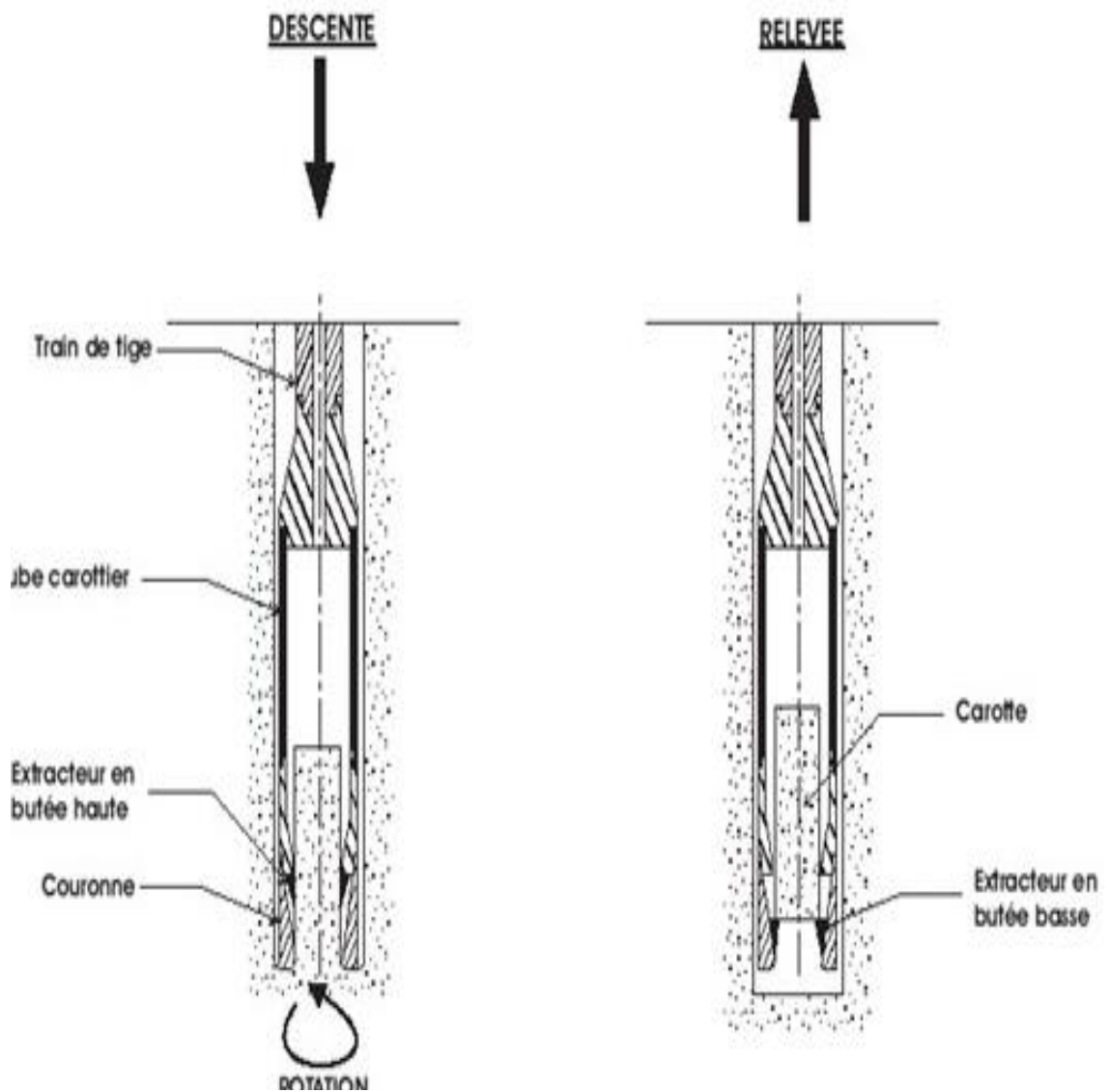


Figure 10: Schema principe du sondage carotté

II.3 RESULTATS DES ESSAIS IN SITU ET DE LABORATOIRE

II.3.1 Sondages carottés

Les sondages carottés permettent de visualiser les terrains traversés, de préciser avec certitude leur disposition géométrique, de recueillir un certain nombre d'échantillons à tester au laboratoire. C'est ainsi qu'ils nous ont permis, dans le cadre de ce projet, de mettre en évidence une lithologie constituée de sables, de couleur blanchâtre, jaunâtre et beige.

Le tableau suivant renseigne sur la nature de ces sols.

Tableau 1: Résultats du sondage carotté SC1

Sondage carotté	Profondeur (m)	Nature (Identification visuelle)	% récup
SC1	0,0 - 1,15	Graveleux latéritique	60%
	1,15 - 3,00	Argile sableuse bariolée	70%
	3,00 - 5,50	Graveleux latéritique	55%
	5,50 - 9,50	Argile raide bariolée	75%
	9,50 - 10,00	PEI	90%
	10,00 - 11,00	Argile raide bariolée	60%
	11,00 - 11,45	PEI	90%
	11,45 - 15,00	Argile raide bariolée	60%
	15,00 - 20,00	Roche altérée à saine	70%

Tableau 2: Résultats du sondage carotté SC2

Sondage carotté	Profondeur (m)	Nature (Identification visuelle)	% récup
SC2	0,0 - 4,50	Argile sableuse bariolée	70%
	4,50 - 5,00	PEI	85%
	3,00 - 5,50	Graveleux latéritique	75%
	5,50 - 9,50	Argile sableuse bariolée	70%
	9,50 - 11,50	PEI	90%
	10,00 - 11,00	Argile raide bariolée	70%
	11,00 - 11,50	PEI	90%
	11,50 - 19,00	Argile raide bariolée	80%
	19,00 - 20,00	Roche altérée à saine	60%

Le niveau de la nappe a été détecté à 4,50m/TN pendant l'exécution des sondages carottés

II.3.1 Essais pressiométriques Ménard

L'analyse des coupes lithologiques des différents sondages permet de schématiser la lithologie de la manière suivante :

Une classification selon *l'Eurocode 7, NF P 94-261, tableau A.2.1* a permis de classer les sols traversés en trois sous-couches suivant leurs compacités.

Les histogrammes établis ci-dessous regroupent les valeurs des pressions limites et modules pressiométriques par sous-couche 1.

- Description par couche :

- 1.) Présence en tête, d'une **sous- couche 1** composée essentiellement d'argile sableuse, bariolée, **ferme**. Cette couche est représentée comme suit :

Tableau 3: Sous-couche 1

Sondages	SP1	SP2	SP3	SP4
Profondeur du toit (m)- Haut de la couche	0,00	0,00	00,00	0,00
Profondeur du mur (m)- Base de la couche	14,50	13,50	13,50	10,50
Epaisseur (m)	14,50	13,50	13,50	10,50

Résultats des essais in situ au pressiomètre :

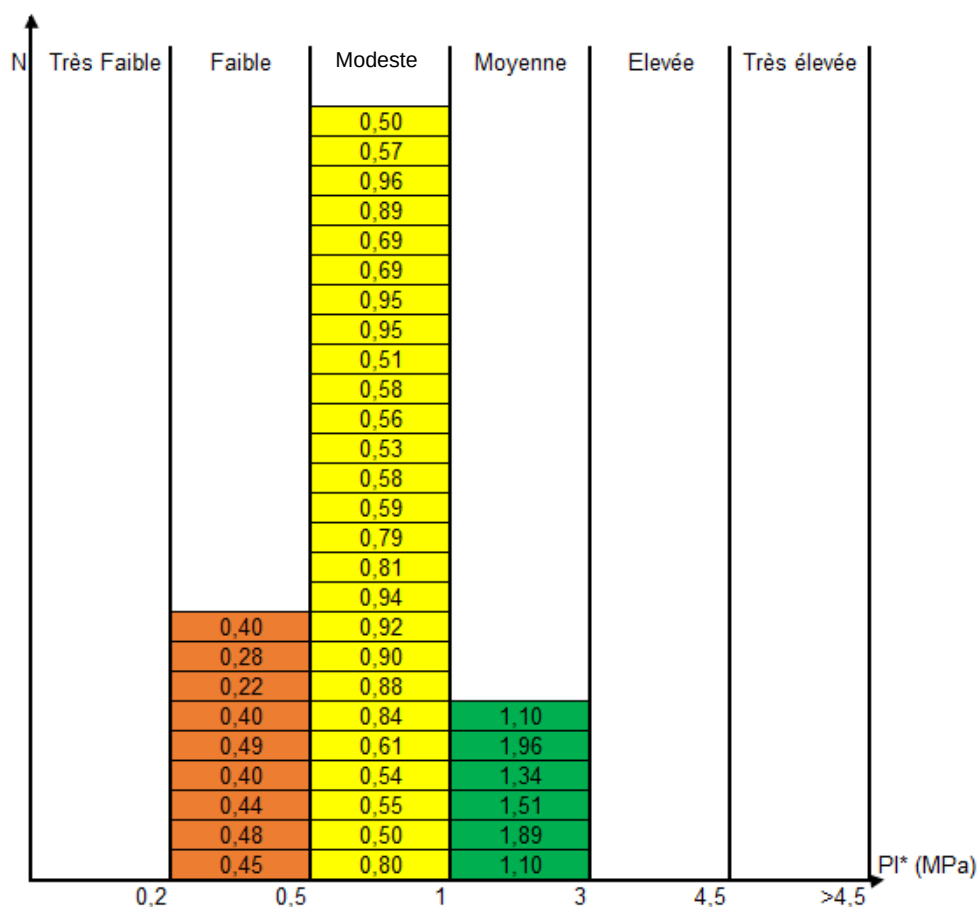


Figure 11: Histogramme des pressions limites de la sous-couche 1

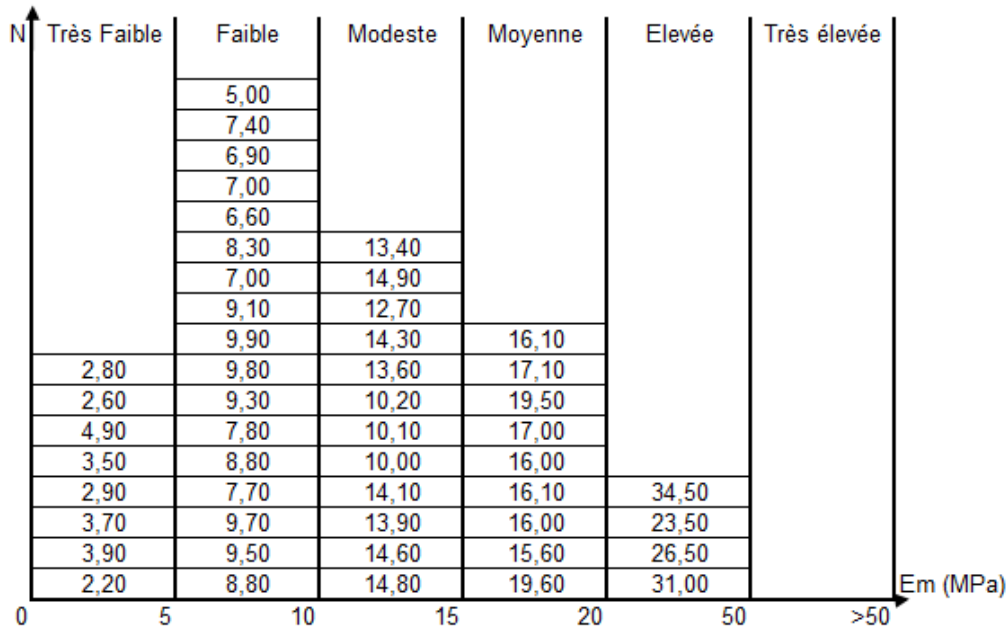


Figure 12: Histogramme des modules pressiométriques de la sous-couche 1

Les valeurs caractéristiques mécaniques retenues pour cette **sous-couche 1** sont :

- $PI^*_k = 0,65 \text{ MPa}$ et $E_{Mk} = 11,15 \text{ MPa}$;

2.) Présence intermédiaire, d'une **sous couche 2** composée essentiellement d'argile, bariolée, **très raide** représentée comme suit :

Tableau 4: Sous-couche 2

Sondages	SP1	SP2	SP4
Profondeur du toit (m)- Haut de la couche	14,50	13,50	10,50
Profondeur du mur (m)- Base de la couche	26,50	17,50	18,50
Epaisseur (m)	12,00	4,00	8,00

Résultats des essais in situ au pressiomètre :

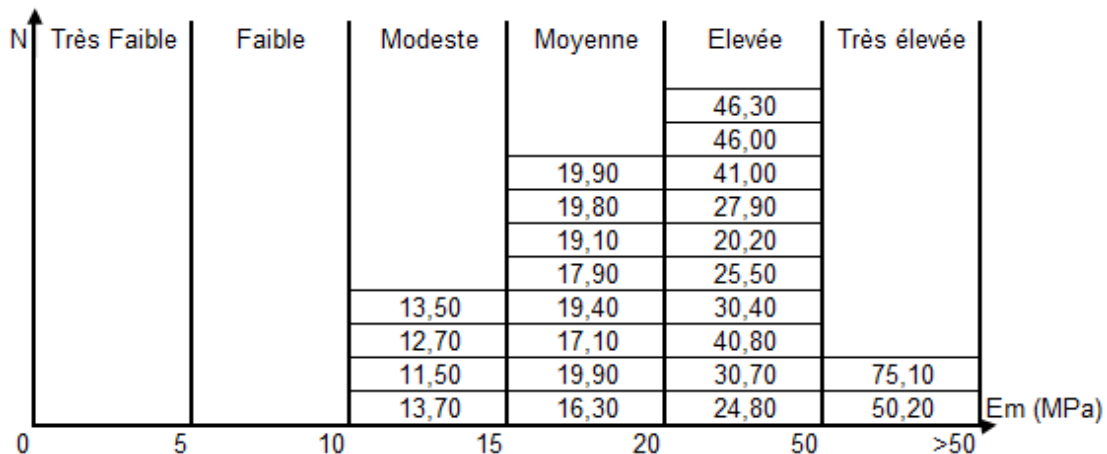


Figure 13: Histogramme des modules pressiométriques de la sous-couche 2

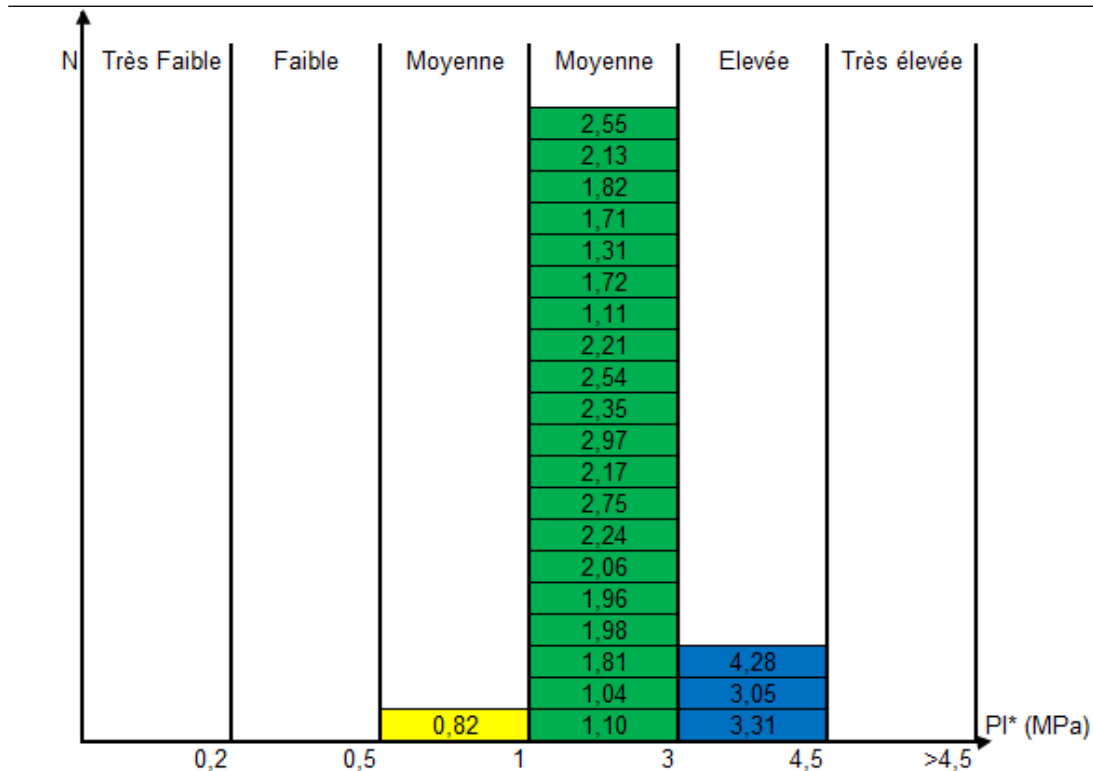


Figure 14: Histogramme des pressions limites de la sous-couche 2

Les valeurs caractéristiques mécaniques retenues pour cette **couche 2** sont :

- $PI^*_k = 2,00 \text{ MPa}$ et $E_{Mk} = 21,83 \text{ MPa}$;

3.) Présence en fin de forage, d'une **sous-couche 3** composée essentiellement **de roche fragmentée**, grisâtre représentée comme suit :

Tableau 5: Sous-couche

Sondages	SP1	SP2	SP3	SP4
Profondeur du toit (m)- Haut de la couche	26,50	17,50	13,50	18,50
Profondeur du mur (m)- Base de la couche	35,50*	22,50*	23,50*	23,50*
Epaisseur (m)	9,00*	5,00*	10,00*	5,00*

* fin de forage

Résultats des essais in situ au pressiomètre :

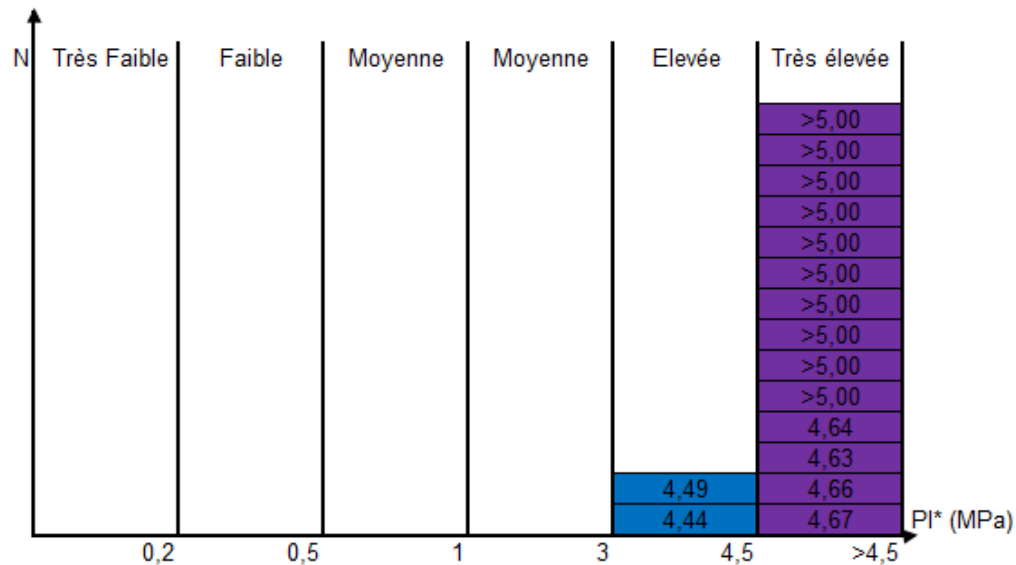


Figure 15: Histogramme des pressions limites de la sous-couche 3

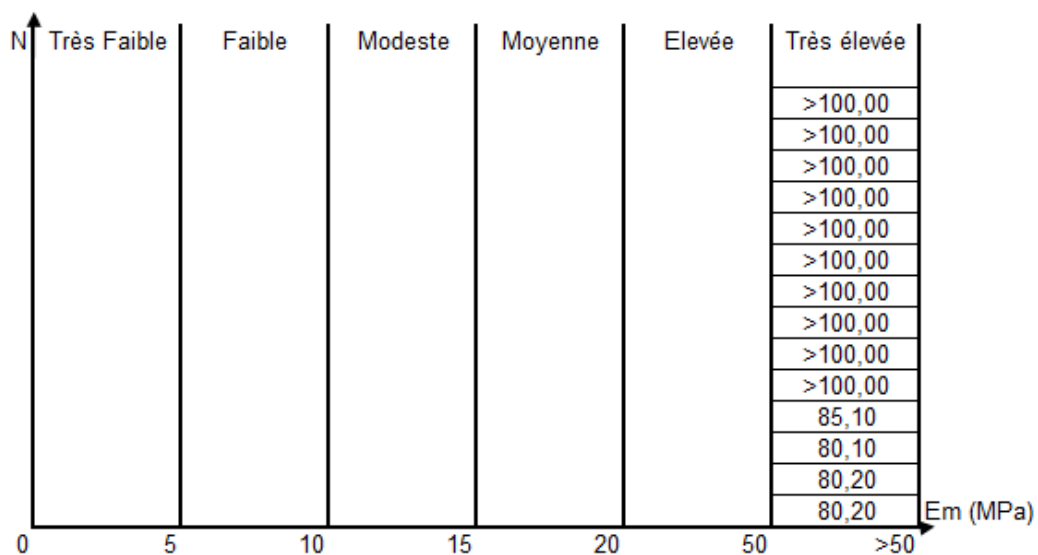


Figure 16: Histogramme des modules pressiométriques de la sous-couche 3

Les valeurs caractéristiques mécaniques retenues pour cette **sous-couche 3** sont :

- $PI^*_k > 5,00 \text{ MPa}$; $E_{Mk} > 100,00 \text{ MPa}$;

RAPPEL : La valeur caractéristique retenue est une valeur prudente retenue par le géotechnicien

🔧 Méthode de calcul des valeurs caractéristique

La méthode de calcul des valeurs caractéristiques est tirée de **NF P 94-261**.

- La valeur caractéristique des modules pressiométrique E_{Mk} d'une couche ou sous-couche correspond à la moyenne harmonique des modules pressiométriques de cette couche.

- La valeur caractéristique des pressions limites PI_k^* d'une couche ou sous-couche est déterminé comme suit :

$$0,5 \times M(P_l^*) < M_{Géométrique}(P_l^*) < 1,5 \times M(P_l^*)$$

$$Pl_k^* = M_{Géométrique}(P_l^*)$$

II.3.3 Les essais de laboratoire

Les échantillons intacts prélevés dans le sol meuble (sous-couche 1 et 2) lors de la campagne de carottages ont été soumis à un ensemble de tests et essais de laboratoire en vue de déterminer leurs propriétés, leurs natures et classe (suivant la classification du Guide de Terrassement Routier (GTR) ainsi que leurs propriétés mécaniques (essai de cisaillement rectiligne et essais de compressibilité à l'œdomètre).

Tableau 6: Programme des essais laboratoire

		FICHE DE DEMANDE D'ESSAIS DE LABORATOIRE									Fiche N°:		
											Référence:		
Provenance:		SOUKOURABA		Expéditeur (nom+visa):	Léni songui COULIBALY				Date d'envoi:	08/04/2020		Date de réception	08/04/2020
Laboratoire de:		AGTS		Destinataire (nom+visa)	Oumar ZOMBO				Responsable de l'affaire (demandeur)				
CLIENT		MATIERE Ivoire		Nom du projet	OA1 - SOUKOURABA				Numéro de projet	P.0047-02-2019.1			
Localisation	Type d'échantillon	N° Sondage	Profondeur (m)	Nature Visio	Poids Volumique	Teneur en eau	Limites Atterberg	Valeur au Bleu	Analyse Granulométrique	Analyse Sédimentometrie	Cisaillement direct	Essais oedométrique	
SOUKOURABA	EI	SC 1	9,50 - 9,95	Argile d'altération	X	X	X	X	X		X	X	
			11,00 - 11,45		X	X	X	X	X		X	X	
	EI	SC 2	5,00 - 5,45		X	X	X	X	X		X	X	
			12,00 - 12,45		X	X	X	X	X		X	X	
Total					4	4	4	4	4		4	4	
Reçu par:													

Les résultats et conclusions de ces tests et essais de laboratoire sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 7: Résultats des essais laboratoire

 					Africaine de Géotechnique Technologie et de Services Rue L34 Cocody Angré 7e Tranche / Abidjan-Côte d'Ivoire Site web: www.agtsci.com / Tel: 22 50 24 63													Réf:	P09-PTS01-En 02	
																		Version	01/01/2016	
TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS D'IDENTIFICATION POUR LE PROJET DE CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE OA1 SOKOURABA																				
PROJET	Provenance	Type d'échantillon	Sondage	Profondeurs	Analyse granulométrique						Valeur au bleu de méthylène	Limites d'Atterberg		Poids spécifique	Essais de cisaillement		Essais oedométrique		Classe GTR	Nom selon diagramme ternaire
					%< 63µm	%< 80µm	%< 0,2mm	%< 0,4mm	%< 2mm	%< 5mm		VBS	LL		IP	Ps	φ'	C'		
OA 1 - Soukouraba	Soukouraba	Sondage carotté	SC 1	9,50-9,95	80,96	81,29	85,94	90,86	97,68	99,91	1,06	45,7	21,4	2,77	23,3	28,2	0,419	0,0123	A2	Argile limoneuse
		Sondage carotté	SC 1	11,00-11,45	83,95	85,04	90,96	92,97	98,42	99,47	2,25	59,3	26,1	2,26	28,8	23,2	0,767	0,0485	A3	Argile limoneuse
		Sondage carotté	SC 2	5,00-5,45	40,05	41,53	69,81	85,93	97,56	99,75	0,81	25,1	8,8	2,49	24,9	5,97	0,091	0,0147	A1	Sable limoneux
		Sondage carotté	SC 2	12,00-12,45	91,57	92,57	93,98	95,97	97,91	99,56	1,75	45	21,6	2,77	16,7	27	0,386	0,0413	A2	Argile limoneuse
Total d'essais réalisés					4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	

II.4 DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS DE L'OUVRAGE

II.4.2 Inventaires des charges

Pour le dimensionnement des fondations, on considère que les pieux ne reprennent que les efforts verticaux. Les appareils d'appuis libèrent les piles et les culées des efforts horizontaux et des moments créés par les charges venant du tablier. Les piles et les culées sont aussi dimensionnées pour reprendre des moments qui s'appliquent à la structure.

Dans le cadre de cette étude géotechnique, les charges permanentes et les charges d'exploitations sont fournies par le bureau d'étude structure de la société Matière, le Maître d'œuvre. Les charges sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 8: Bilan des charges permanentes (BET Matière)

Partie de l'ouvrage	Charge permanente en tonne
Culée C0	205,58
Pile P1	379,22
Pile P2	379,22
Culée C3	205,58

Tableau 9: Bilan des charges d'exploitation (BET Matière)

Partie de l'ouvrage	Charges $Q_{AL}(t)$	Charges $Q_F(t)$
Culée C0	85,78	5,42
Pile P1	184,86	17,86
Pile P2	184,86	17,86
Culée C3	85,78	5,42

II.4.2.1 Combinaisons de charges

Les combinaisons de charges sont faites à l'ELU et à l'ELS.

a. Etat limite de service

La surcharge à l'état limite de service est donnée par :

$$ELS: G + 1,2Q_A(L)$$

- Pour les piles P1 et P2

$$Q_{ELS} = 379,22 + 1,2 \times 184,86 = 601,052 \text{ t}$$

$$Q_{ELS} = 601,052 \text{ t}$$

- Pour les piles C0 et C3

$$Q_{ELS} = 205,5 + 1,2 \times 85,78 = 283,236t$$

$$Q_{ELS} = 308,436 t$$

b. Etat limite ultime

La surcharge à l'état limite de service est donnée par :

$$ELU: 1,35G + 1,5QA(L)$$

- Pour les piles P1 et P2

$$Q_{ELU} = 1,35 \times 379,22 + 1,5 \times 184,86 = 1494,237 t$$

$$Q_{ELU} = 789,23 t$$

- Pour les piles C0 et C3

$$Q_{ELU} = 1,35 \times 205,58 + 1,5 \times 84,78 = 430,203t$$

$$Q_{ELU} = 406,203 t$$

Le tableau qui suit donne le résumé des résultats obtenus

Tableau 10: Bilan des surcharges aux états limites

Partie de l'ouvrage	$Q_{ELU}(t)$	$Q_{ELS}(t)$
Culée C0 ; C3	406,203	308,436
Pile P1 ; P2	789,23	601,052

II.4.3 Détermination des capacités portantes admissibles

Les fondations sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles, l'option des fondations profondes est envisagée. Pour les fondations profondes, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnant conduisent à introduire la notion de profondeur critique qu'on peut définir comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus. Les fondations profondes ont leur base située au-dessous de cette profondeur. Une autre approche consiste à définir une fondation profonde comme celle dont le rapport entre la profondeur d'encastrement D_e et la base B reste supérieure à 5. La définition la plus habituelle

est de considérer une fondation profonde celle dont le rapport entre l'encastrement D et la base B est supérieur à 10.

Il existe plusieurs types de fondations profondes :

- les puits : pour un sol d'assise compris entre 3 et 8 m, les puits sont la technique de fondation recommandée.
- Les puits sont creusés à l'aide d'une pelle mécanique ou d'une benne preneuse, pour le réglage du fond il est nécessaire de procéder à une intervention manuelle. Selon la qualité des sols le blindage peut être prévu, provisoire (bois ou cercle métallique) ou définitifs (viroles en béton)
- les barrettes : ce sont des éléments de parois moulées dans le sol (largeur 0,60 à 1 m, longueur 2 à 6 m), utilisés comme éléments porteurs. Ces éléments peuvent être sécants ou parallèles, de manière à s'adapter à la géométrie de l'ouvrage qu'ils supportent
- les pieux (en béton, acier ou en bois), cette catégorie de fondation profonde est la plus utilisée.
- Les barrettes ne permettent pas d'atteindre de grandes profondeurs et l'exécution des puits n'est pas bien maîtrisée dans la région.
- Les pieux proposent des diamètres importants (jusqu'à 2,50 m, voire plus), une possibilité d'exécuter des éléments de formes diverses résistant à la flexion, une possibilité de traverser des bancs durs, un contrôle qualitatif des terrains traversés et une adaptation facile de la longueur. On retient donc pour fonder notre ouvrage la solution des pieux. Il s'agit maintenant de déterminer le type de pieu que nous allons utiliser. Ils existent plusieurs types de pieux. Traditionnellement, on classe les pieux : soit suivant la nature du matériau constitutif : bois, métal, béton ; soit suivant le mode d'introduction dans le sol : pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage, pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique. Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue :
 - les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol ;
 - les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol ; certains pieux particuliers dont le comportement est intermédiaireLe choix du type de pieu dépend :
 - De la nature des couches de terrain rencontrées

- Des surcharges et des efforts à reprendre
- De la technicité de l'entreprise
- De l'environnement du chantier

L'ouvrage sera construit, de ce fait les pieux battus ne sont pas adaptés car ils causeraient trop de gêne pour les habitations environnantes. Le battage aura en outre pour conséquence une fragilisation des fondations des bâtiments voisins. Les sondages carottés montrent une formation de roche à la profondeur moyenne de 20m. A partir de 16m de profondeur le battage deviendrait par conséquent délicat. La technicité de l'entreprise est aussi à prendre en compte et elle suggère que la technique des pieux forés est la mieux maîtrisée.

En conclusion on décide de fonder notre ouvrage sur des pieux forés à boue. Il s'agit maintenant de déterminer le diamètre ϕ du pieu et sa longueur L nécessaire pour reprendre les efforts transmis par la structure.

➤ **Diamètre des pieux**

La détermination du diamètre est faite à travers la relation de Calgaro :

$0,6m \leq \phi \leq 2,5m$. Avec ϕ diamètre du pieu

Nous optons pour ϕ variant de 1000mm à 2000mm

Le diamètre final des pieux sera arrêté après la détermination des capacités admissible selon la méthode du Fascicule 62 Titre V (annexe 1).

II.4.3.1 Principe de fondation et critères d'assise

Pour les culées et les appuis intermédiaires de l'ouvrage à construire, et qui fait sujet de cette étude géotechnique, nous envisageons des fondations profondes, type pieux.

On veillera à :

- Respecter l'entraxe entre les pieux qui doit être de 2 à 3 fois le diamètre des pieux ;
- Respecter des règles empiriques sur les fondations à niveaux décalés ;
- Respecter la tolérance d'implantation des têtes de pieux finis qui est de +/- 5cm par rapport à la position théorique ;
- Le défaut de verticalité ne devra pas dépasser 5mm/m sur toute la hauteur des pieux.

Aussi tenant compte de la lithologie des sols rencontrés, on admet de poser les pieux sur le toit rocheux mis en évidence par les sondages. Cette possibilité pourra être validée par le Bureau d'Etude Structure en charge des plans d'exécution et par le Maître d'Ouvrage.

II.4.3.2 Choix et justification du type de fondation

Les solutions de prédimensionnement des fondations proposées sont celles qui semblent les meilleures au stade actuel du projet en considérant les informations mises à notre disposition. D'autres solutions pourraient être proposées en fonction de critère non pris en compte dans une étude de faisabilité mais pouvant apparaître en phase projet et qui pourraient être justifiées par le BET Structure et/le Maître d'Ouvrage. La mise en évidence des différentes couches géotechniques par les résultats des sondages pressiométriques et carottés porte notre choix sur des fondations profondes type pieux forés boue de diamètre 1000mm à 2000mm comme énuméré ci-haut.

Prédimensionnement des fondations

La méthode de prédimensionnement décrite est celle proposée par le fascicule 62 titre V.

❖ Principes généraux

L'essai pressiométrique permet d'obtenir une courbe contrainte – déformation à partir de laquelle on déduit les paramètres pressiométriques (pression limite nette Pl^* et module pressiométrique Em).

En considérant un décaissement et une reprise des efforts transmis à une structure béton armé sur les pieux "posés sur le toit rocheux", sans surcharge du terrain, il n'y a pas lieu de prendre en compte un frottement négatif.

❖ Frottement latéral positif

Pour le calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s , l'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur H concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = P \cdot \int_0^H q_s(z) \cdot dz$$

Avec : P est le périmètre du pieu ;

$q_s(z)$ est frottement latéral unitaire limite à la cote z . Ces termes sont explicités

ci-après.

H est la hauteur où s'exerce effectivement le frottement latéral. C'est la hauteur de pieu dans le sol, diminuée de la hauteur où le pieu comporte un double chemisage (non présent ici) ; et de la hauteur où s'exerce le frottement négatif (ici négligeable compte tenu des propriétés et caractéristiques des matériaux à mettre en œuvre renseigné dans le tableau

Le frottement latéral unitaire limite q_s est donné en fonction de la pression limite nette Pl^* (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) ; de la nature du sol et du type de pieu. Pour tous les pieux à périmètre convexe, le périmètre de calcul est le périmètre réel du pieu.

Le choix de la courbe à utiliser en fonction du tableau ci-dessous : Catégories conventionnelles des sols

- de la nature du sol
- du type de pieu ;(ici le pieu sera foré à la boue)
- du tableau ci-dessous : Catégories conventionnelles des sols

Tableau 11: Classification des sols EC7-NF P-261

Catégories conventionnelles des sols			
Classe de sol		Nature du sol	Pl (MPa)
Argile - limons	A	Argiles et limons mous	$Pl < 0,7$
	B	Argiles et limons fermes	$1,2 < Pl < 2,0$
	C	Argiles très fermes à dures	$Pl > 2,5$
Sables - graves	A	Lâches	$Pl < 0,5$
	B	Moyennement compacts	$1,0 < Pl < 2,0$
	C	Compacts	$Pl > 2,5$
Craies	A	Molles	$Pl < 0,7$
	B	Altérées	$1,0 < Pl < 2,5$
	C	Compacts	$Pl > 3,0$
Marnes – Marno calcaire	A	Tendres	$1,5 < Pl < 4,0$
	B	Compacts	$Pl > 4,5$
Roches	A	Altérées	$2,5 < Pl < 4,0$
	B	Fragmentées	$Pl > 4,5$

Après le choix de la classe et de la famille du sol, on choisit une courbe Q_i pour la détermination q_s dans le tableau ci-dessous : choix des courbes pour la détermination de q_s .

❖ Frottement latéral négatif

Afin d'éviter d'éventuels frottements négatifs au droit des culées, les remblais mis en œuvre devraient respecter les prescriptions suivantes :

Tableau 12: Caractéristiques du matériau de remblai

Hauteur de remblai (m)	Passants à 80µm	Indices de Plasticité	Indice CBR à 95%OPM	Ys In situ
H < -1,00m	< 25%	< 20	> 10	95% de l'OPM
-1,00 < H < 0,00	< 20%	< 15	> 15	98% de l'OPM

Type de pieu	Argiles - Limons			Sables - Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₂	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré à la boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽²⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽²⁾	Q ₃	Q ₄	
Foré tubé (tube perdu)		Q ₁		Q ₁		Q ₂			⁽⁴⁾	Q ₂	Q ₃	
Puits	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃			⁽⁴⁾	Q ₂	Q ₄	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂			Q ₃				⁽⁴⁾	Q ₂	Q ₄	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄			⁽⁴⁾	Q ₂	Q ₄	
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂			Q ₃		Q ₂	Q ₃	Q ₄		Q ₅	
Battu haute pression		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆		Q ₆	Q ₇ ⁽⁷⁾

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage
 (2) Pieux de grande longueur (> 30 m)
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas
 (5) Sans tubage ni virole forcés perdus (parois rugueuses)
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit
 (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (surtout pour les micropieux)

Figure 17: Détermination des abaques

A partir des informations concernant la famille du matériau (argiles – limons) et sa classe A ; on détermine le Q_i (n allant de 1 à 6). Puis on détermine la valeur de q_s sur l'abaque ci-dessous qui traduit la variation du frottement unitaire limite q_s en fonction de Pl* ; chaque courbe Q_i se rapporte à un type de pieu et un type de sol bien définis.

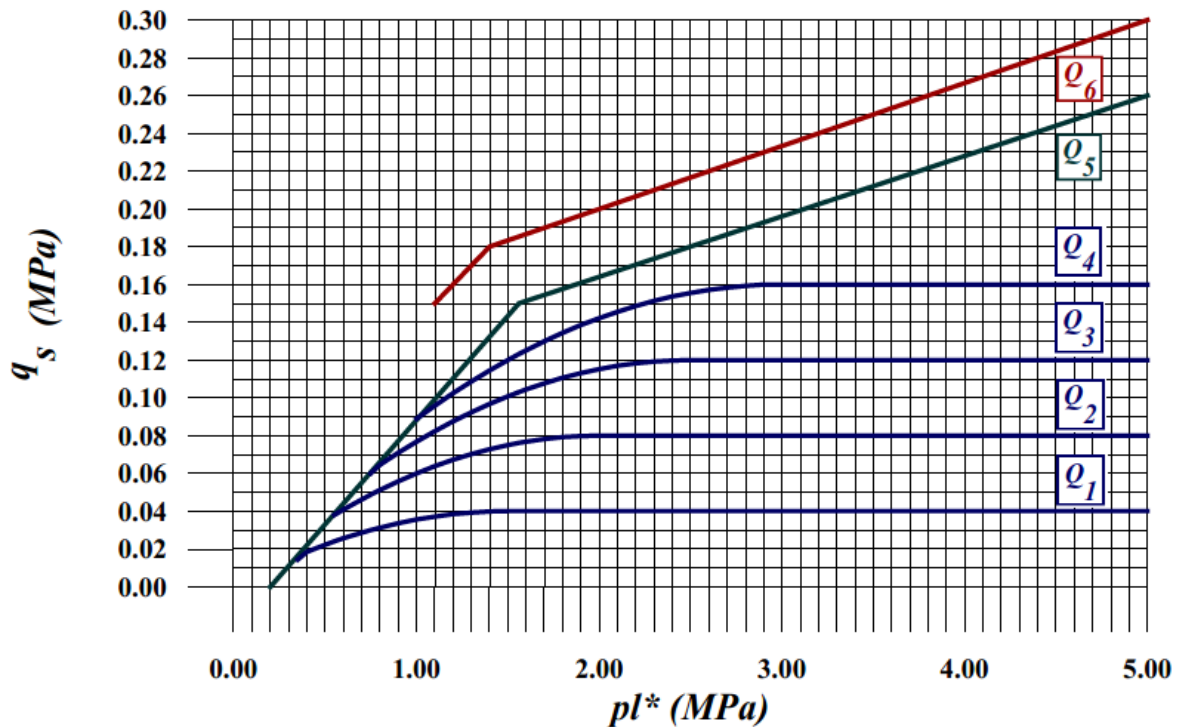


Figure 18: Valeurs du frottement latéral unitaire

❖ Effort de pointe

Selon le fascicule 62 titre V, la charge limite de pointe est donnée par :

$$Q_p = A_p \cdot K_p \cdot P_{le}^*$$

Avec : A : section de pointe du pieu;

P_{le}^* : pression limite nette équivalente ;

K_p : facteur de portance

La pression limite nette équivalente (P_{le}^*) est la pression moyenne autour de la base due la fondation. Elle est déterminée à partir de l'expression suivante :

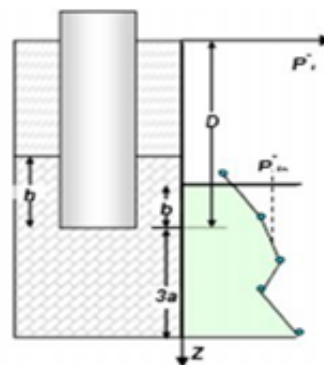
$$P_{le}^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} p_f(z) \cdot dz$$

avec $a = B/2$ si $B > 1$ m

$a = 0.5$ m si $B < 1$ m

$b = \min \{a, h\}$

h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse



Pour les fondations les valeurs du facteur de portance K_p sont fonction du classement conventionnel des sols suivant les prescriptions du tableau ci-dessous :

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles Limens	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sables Graves	A	1	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Craies	A	1.1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marnes - Marno-calcaires		1.8	2.6
Roches altérées		1.1 à 1.8	1.8 à 3.2

Figure 19: Valeurs du coefficient de portance K_p

❖ Contrainte du sol

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on a la charge limite Q_l :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Avec : Q_s est la charge limite par frottement latéral où q_s est le frottement latéral unitaire limite et A_s est la surface latérale du pieu. On a : **$Q_s = q_s.A_s$**

Q_p est la charge limite de pointe avec q_p résistance unitaire du sol sous la pointe et A_p est la section droite de la pointe. On a : **$Q_p = q_p.A_p$**

Pour les pieux ne refoulant pas le sol (mise en œuvre par l'excavation du sol), la charge de fluage est :

- Aux Etats Limites Ultimes (ELU) ; **$Q_c = 0,5.Q_p + 0,75.Q_s$**
- Aux Etats Limites de Service (ELS) ; **$Q_c = 0,33.Q_p + 0,5.Q_s$**

❖ Etat limite de mobilisation local du sol

Elles consistent à vérifier que la sollicitation axiale de calcul, y compris éventuellement les frottements négatifs, reste inférieure à **Q_{max}** déterminée dans les deux états limites (ELU et ELS).

Etats Limites Ultimes	$Q_{\max}$
Combinaisons fondamentales	$\frac{Q_u}{1,40}$
Combinaison accidentelles	$\frac{Q_u}{1,20}$
Etats Limites de Services	$Q_{\max}$
Combinaisons rares	$\frac{Q_c}{1,10}$
Combinaison quasi-permanentes	$\frac{Q_c}{1,40}$

❖ Application de la méthode de calcul pour le prédimensionnement des pieux

Les calculs (jointés en annexes du présent rapport) ont été menés pour des diamètres de 1000mm à 2000mm pour chaque élément de fondation (culées, piles) en tenant compte :

- De la profondeur des pieux
- Des différentes valeurs des paramètres pressiométriques à savoir la pression limite nette (Pl^*) et le module pressiométrique (Em) y référent ;

Ainsi, les valeurs correspondantes aux paramètres suivants ont été déterminées :

- Contrainte de rupture sous la pointe q_u ;
- Effort limite mobilisable sous la pointe Q_{pu} ;
- Effort limite mobilisable par frottement latéral Q_{su} ;
- Charge limite de compression Q_u ;
- Charge de fluage en compression Q_c ;
- Combinaisons fondamentales à l'ELU ;
- Combinaisons accidentelles à l'ELU ;
- Combinaisons rares à l'ELS ;
- Combinaisons quasi permanentes à l'ELS.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats obtenus.

NB : les pieux dimensionnent reposent sur le substratum rocheux. Par conséquent, les tassements sont négligeables.

Tableau 13: Récapitulatif des efforts

								Charge nominale		Effort en tête du pieu		Observations
APPUIS	Diamètre du pieu (mm)	Longueur du pieu Z (m)	Ple*(MPa)	qu (MPa)	Qp (t)	QS (t)	Qu (t)	Q(ELS)combinaison quasi permanentes (t)	Q(ELU) combinaison d'action fondamentale (t)	Q _{ELU} (t)	Q _{ELS} (t)	
Culée C0	1000	27,00	4,47	5,36	423,00	303,30	726,32	315,57	518,80	406,20	308,44	Vérifiée
Pile P1	1800	18,00	5,48	6,58	1674,40	349,29	2023,70	785,12	1445,50	789,23	601,05	Vérifiée
Pile P2	1800	14,00	5,44	6,53	1661,68	115,30	1776,98	655,23	1269,27			Vérifiée
Culée C3	1000	19,00	6,10	7,32	578,00	217,92	795,92	323,17	568,51	406,20	308,44	Vérifiée

Les pieux dimensionnés reprennent les efforts transmis en tête des pieux. Les conditions de reprise de charge sont donc vérifiées.

CHAPITRE IV : METHODOLOGIE D'EXECUTION DES TRAVAUX

V.1 PRINCIPES GENERAUX DE REALISATION DES TERRASSEMENTS

Le projet peut nécessiter l'amenée de matériels lourds pour le terrassement du sous-sol, impliquant la création de plateformes de portance correcte.

Il est préférable d'utiliser des engins chenillés. La portance sera probablement faible au retour de séquences pluvieuses, et à la suite des remaniements du site.

REALISATION DES TERRASSEMENTS

Les matériaux concernés sont des matériaux de la couche 1 et de la couche 2. Nous conseillons :

- Le décapage de l'horizon sera stocké, fermé et réemployé en tant que tel
- La mise en dépôt des matériaux de la couche 1 et de la couche 2 concernés par la réalisation de la fouille, à moins d'être utilisés en modelage
- le terrassement se fera à la pelle mécanique en rétro, godet bien à plat pour ne pas remanier les arases terrassées. L'association d'un BRH peut s'avérer utile en cas de vestiges enterrés et/ou d'une blocométrie importante

Nous préconisons la réalisation des terrassements en situation météo favorable (absence de pluie). En cas de météo défavorable, compte tenu de la sensibilité des sols support, nous préconisons l'arrêt du chantier. Les arases devront être réceptionnées par un géotechnicien dans le cadre d'une mission G4, afin de vérifier l'absence d'anomalie et de guider des purges complémentaires éventuelles notamment au droit des couches 1 et 2.

DISPOSITION D'ASSAINISSEMENT ET DE DRAINAGE

On envisagera en phase travaux de régler la pleine masse avec des formes de pente pour permettre l'écoulement des eaux météoriques vers un drainage périphérique provisoire, ou intégrer au drainage définitif.

En phase définitive, on prévoira la mise en place d'un drainage périphérique dont l'exutoire sera à définir par l'équipe-projet. On interdira toute infiltration dans l'environnement du des fondations.

Compte tenu de la sensibilité des sols à l'eau, on veillera à la non infiltration des eaux de surface par l'imperméabilisation des surfaces et on veillera à modeler les terres de façon à écarter le ruissellement des ouvrages en périphérie des constructions.

Ce drainage périphérique devrait être effectué en respectant les principes de base suivants :

- Matériaux d'apports granulaires drainants sur toute la hauteur de la tranchée, exception faite de la Terre Végétale qui peut la recouvrir en surface (à condition d'y intercaler un géotextile anti-contaminant)

- Protection intégrale du matériau drainant à l'aide de géotextile anti-contaminant, de manière à empêcher son colmatage à moyen et long terme par entraînement hydraulique des fines des sols encaissants (Terre Végétale supérieure comprise).
- Mise en place d'un drain à côté de la fondation, au niveau du débord latéral, en imperméabilisant le fond de fouille
- Raccordement du drain à un exutoire. Il est exclu de réinfiltrer les eaux dans l'environnement des fondations.

Les arases sous la couche de forme des dallages seront pentées vers le réseau périphérique pour éviter tout phénomène de stagnation.

V.2 EXECUTION DES PIEUX FORÉS

L'exécution des pieux forés nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

On fera une place à part aux pieux à la tarière creuse qui ont connu un très fort développement ces dix dernières années et qui sont très utilisées dans les fondations de bâtiment. Le principe consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur totale au moins égale à la longueur du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser pendant que, simultanément, le béton est injecté par l'axe creux de la tarière. On distingue trois types de tarière creuse : les tarières creuses sans enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (type 1), les tarières creuses (type 2) avec enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression de béton, quantité de béton), et ces mêmes tarières équipées en plus d'un tube de bétonnage télescopable rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant le bétonnage (type 3) Ces pieux ne peuvent, évidemment, être armés qu'après l'opération de bétonnage. La mise en place des armatures sous leur propre poids ou par vibration devient délicate pour des pieux d'une longueur supérieure à 12 -15m. Il sont donc à proscrire dans le cadre de ce projet.

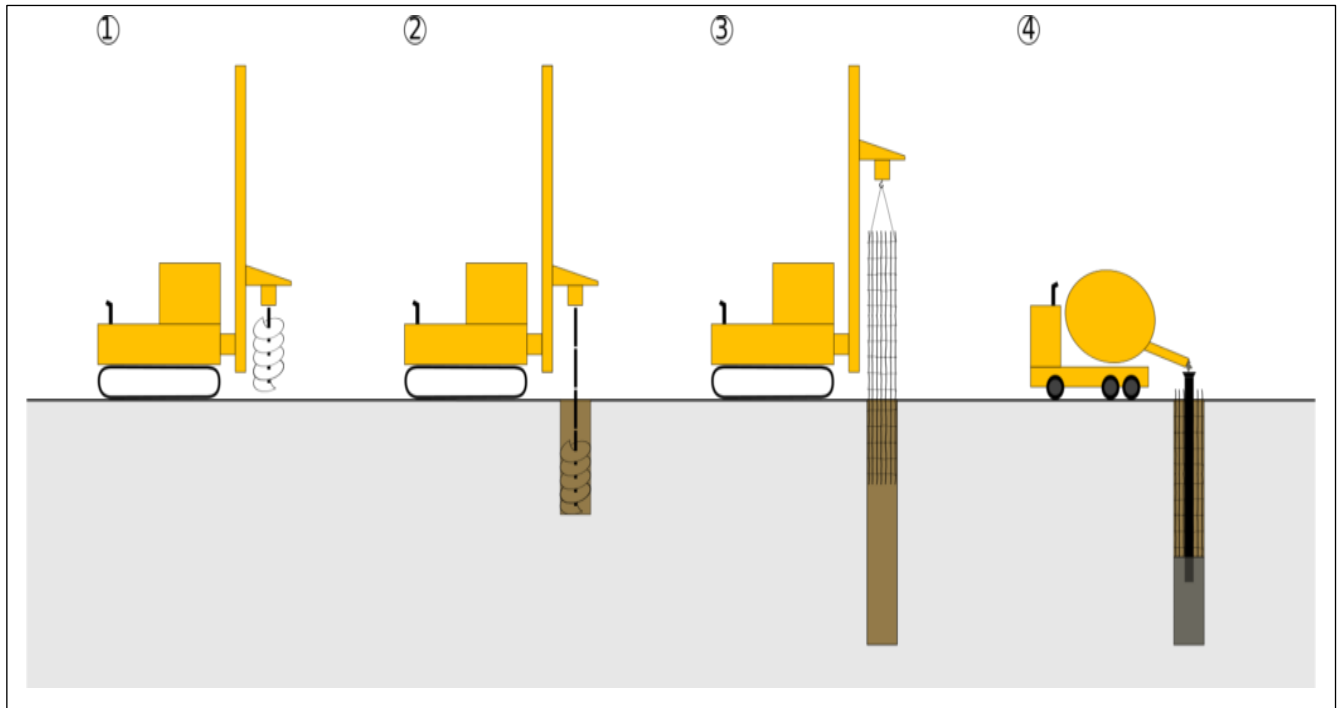


Figure 20: Schéma d'exécution du pieu foré

Pour réussir tout cela les engins et outillages suivants seront mobilisés :

- six (06) camions bennes ;
- deux (02) pelles hydrauliques ;
- deux (02) chargeuses (Bulldozer)
- deux (02) compacteurs à bille ;
- deux (02) niveleuses ;
- une centrale à béton ;
- une centrale de production d'enrobé ;
- deux (02) camions toupies ;
- un camion-citerne à eau ;
- deux (02) grues.

CHAPITRE V : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX

Le devis quantitatif et estimatif a pour objectif de donner au Maître d'ouvrage une idée réelle du coût d'exécution de son projet. La connaissance de ce coût lui permettra de budgétiser le projet et/ou de rechercher d'éventuel financement extérieur. Le tableau suivant résume le montant global des travaux de la campagne géotechnique

Tableau 14: Devis estimatif et quantitatif de la campagne géotechnique

CONSTRUCTION DU PONT DE SOKOURABA (4 APPUIS)					
CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE : MISSION G2PRO					
DEVIS QUANTITATIF ESTIMATIF					
N	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix Total
I. MOBILISATION/DEMOBILISATION					
I.1.	Amenée et repli du matériel et du personnel depuis Abidjan au site sur 1724,42 km	ft	1	3 500 000	3 500 000
Sous total I			3 500 000 XOF		
II. ESSAIS IN SITU					
II.2	Essai au pressiomètre Ménard				12 120 000 XOF
II.2.1	Mise en station sur point de sondage destructif	u	4	30 000	120 000
II.2.1	Forage de 0,0 à 10,0m de profondeur/TN au plus	ml	40	50 000	2 000 000
II.2.2	Forage de 10,0 à 20,0m de profondeur/TN au plus	ml	40	60 000	2 400 000
II.2.3	Forage de 20,0 à 30,0m de profondeur/TN au plus	ml	40	70 000	2 800 000
II.2.4	Essai pressiométrique tous les 1,0m de 0,0 à 10,0 de profondeur/TN au plus	u	40	35 000	1 400 000
II.2.5	Essai pressiométrique tous les 1,0m de 10,0 à 20,0 de profondeur/TN au plus	u	40	40 000	1 600 000
II.2.6	Essai pressiométrique tous les 1,0m de 20,0 à 30,0 de profondeur/TN au plus	u	40	45 000	1 800 000
II.3	Sondage carotté				4 860 000 XOF
II.3.1	Mise en station sur point de sondage carotté	u	2	30 000	60 000
II.3.2	Carottage dans le sol meuble ou roche tendre de 0,00 à 10,00 m/TN de profondeur avec prélèvement d'échantillons	ml	20	60 000	1 200 000
II.3.3	Carottage dans le sol meuble ou roche tendre de 10,00 à 20,00 m/TN de profondeur avec prélèvement d'échantillons	ml	20	70 000	1 400 000
II.3.4	Carottage dans le sol meuble ou roche tendre de 20,00 à 30,00 m/TN de profondeur avec prélèvement d'échantillons	ml	20	80 000	1 600 000
II.3.5	Sondage carotté dans la roche saine	ml	5	120 000	600 000
Sous total II			16 980 000 XOF		

III. ESSAIS EN LABORATOIRE					
III.1	Identification visuelle, teneur en eau	u	6	7 500	45 000
III.2	Analyse granulométrique par tamisage	u	6	30 000	180 000
III.3	Analyse granulométrique par sédimentation	u	6	35 000	210 000
III.4	Limites d'Atterberg	u	6	25 000	150 000
III.5	Valeur au bleu de méthylène (VBS)	u	6	15 000	90 000
III.6	Mesure de densité apparente	u	6	20 000	120 000
III.7	Essai mécanique de compressibilité à l'odomètre	u	6	90 000	540 000
III.8	Essai de cisaillement rectiligne direct	u	4	70 000	280 000
III.9	Essai triaxial	u	2	500 000	1 000 000
Sous total III			2 615 000 XOF		
VI. LIVRABLES					
IV.2	Rapport géotechnique G2PRO	ft	1	3 000 000	3 000 000
Sous total IV			3 000 000 XOF		
TOTAL GENERAL HT			26 095 000		
TVA (18%)			4 697 100		
TOTAL GENERAL TTC (F CFA)			30 792 100		

Le coût global de la campagne géotechnique du projet est estimé à :

Trente millions sept cent quatre-vingt-douze mille cent F.CFA TTC

CONCLUSION

La présente étude avait pour objectif de proposer pour un ouvrage d'art, des fondations capables de supporter les charges et surcharges de l'ouvrages ainsi que les risques d'instabilités qui seraient engendrés par le sol en place vis-à-vis des charges de l'ouvrage. Cette étude a caractère géotechnique, Mission G2PRO encadrée par la norme 94.500 des missions type d'ingénierie géotechnique de l'AFNOR-USG du Novembre 2013, relatives à l'élaboration et à la réalisation des projets géotechniques, mené pour le compte de la société française Matière pour le franchissement du fleuve Baoulé à Sokouraba dans le département de Mininan en Côte d'Ivoire a permis de proposer les fondations suivantes :

- fondations profondes sur pieux forés à la boue ;
- 03 pieux de 27m de longueur et de diamètre 1000mm pouvant supporter jusqu'à 518,80 tonnes pour la culée C0;
- 03 pieux de 19m de longueur et de diamètre 1000mm pouvant supporter jusqu'à 568,51 tonnes pour la culée C3;
- 03 pieux de 18m de longueur et de diamètre 1800mm pouvant supporter jusqu'à 1445,50 tonnes pour la pile P1;
- 03 pieux de 14m de longueur et de diamètre 1800mm pouvant supporter jusqu'à 1269,27 tonnes pour la pile P2.

Tout cela a été rendu possible grâce d'une part à une documentation bien fournie mais aussi à l'aide des ingénieurs spécialistes ou expérimentés en géotechnique.

Afin que ce projet réponde aux exigences pour lesquels il est destiné, il est nécessaire qu'un certain nombre d'éléments soient respectés. Ainsi nous recommandons :

- un meilleur suivi des travaux lors de la mise en œuvre des pieux ;
- de signaler toutes modification qui pourrait changé la destination de l'ouvrage et l'ensemble de la structure ;
- effectuer des tests d'auscultations sonique selon NF P94-160-1 pour au moins 4 combinaisons par pieu après mise en œuvre afin de s'assurer de leur bonne exécution.
- des essais de chargement statique sur les pieux selon NF P 94-150-1 pour évaluer la capacité portante des pieux après leur mise en œuvre.
- un entretien régulier des fondations au moins chaque cinq (05) ans en réalisant des essais au scléromètre et des essais ultrasonique

BIBLIOGRAPHIE

- [1]_ ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR SEDIMENTATION (NF P 94-057)
- [2]_ ANALYSES GRANULOMETRIQUES PAR TAMISAGE (NF P 94-056)
- [3]_ CALCUL DES FONDATIONS PROFONDES EUROCODE 7 NF P 94 – 262
- [4]_ CONSOLIDE SUR SOL SATURE (XP CEN ISO-TS 17892-8 / XP CEN ISO-TS 17892-9)
- [5]_ DESCRIPTION – IDENTIFICATION – DENOMINATION DES SOLS SUIVANT LA NORME
NF P 94-011
- [6]_ ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD, RECONNAISSANCE ET ESSAIS DE SOL, (NF P 94
- 110-1/NF EN ISO 22476-4);.
- [7]_ ESSAI MECANIQUE DE CISAILLEMENT RECTILIGNE (NF P 94-071-1)
- [8]_ ESSAI TRIAXIAL NON CONSOLIDE NON DRAINE / ESSAI TRIAXIAL
- [9]_ ESSAI MECANIQUE DE COMPRESSIBILITE A L'ODOMETRE (NF P94-090-1)
- [10]_ FORAGE EN CAROTTAGE CONTINU SUIVANT LA NORME(XP 94-202 et/ou NF-EN-ISO-
22475-1)
- [11]_ MESURE DE LA DENSITE APPARENTE DES SOLS (NF P 94-053)
- [12]_ MESURES DES LIMITES D'ATTERBERG (NF P 94-051)
- [13]_ VALEUR AU BLEU DE METHYLENE (NF P 94-068)

ANNEXES

TABLE DES MATIERES

ANNEXE 1 : CALCUL DE L'EFFORT MOBILISABLE SOUS LA POINTE DES PIEUX ...	48
ANNEXE 2 : PROCES-VERBAUX DES SONDAGES PRESSIOMETRIQUES	66
ANNEXE 3 : PROCES-VERBAUX DES SONDAGES CAROTTES.....	70
ANNEXE 4 : PROFILS GEOTECHNIQUES	85
ANNEXE 5 : PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES GEOTECHNIQUES	87
ANNEXE 6 : MISSIONS GEOTECHNIQUE.....	91

ANNEXE 1 : Calcul de l'effort mobilisable sous la pointe des pieux

A-Calcul des efforts mobilisable sous pieu de la Culée C0 ($\Phi=1000$) au toit du substratum rochet à $z=27\text{m/TN}$

A.1 -Effort mobilisable sous la pointe du pieu

L'expression permettant le calcul est la suivante :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

Q_p : L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu

A_p : Section de pointe du pieu

q_u : Contrainte de rupture de pointe

$$q_u = k_p Pl_e^*$$

k_p : Valeur du facteur de portance

Pl_e^* : Pression limite équivalente

La pression limite nette équivalente (Pl_e^*) est la pression moyenne autour de la base due la fondation. Elle est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$Pl_e^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} p_f(z) \cdot dz$$

avec $a = B/2$ si $B > 1 \text{ m}$
 $a = 0.5 \text{ m}$ si $B < 1 \text{ m}$
 $b = \min \{a, h\}$
 h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse

Pour les fondations les valeurs du facteur de portance K_p sont fonction du classement conventionnel des sols suivant les prescriptions du tableau ci-dessous :

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

A-1.1. Calcul de la contrainte de rupture sous pointe q_u

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

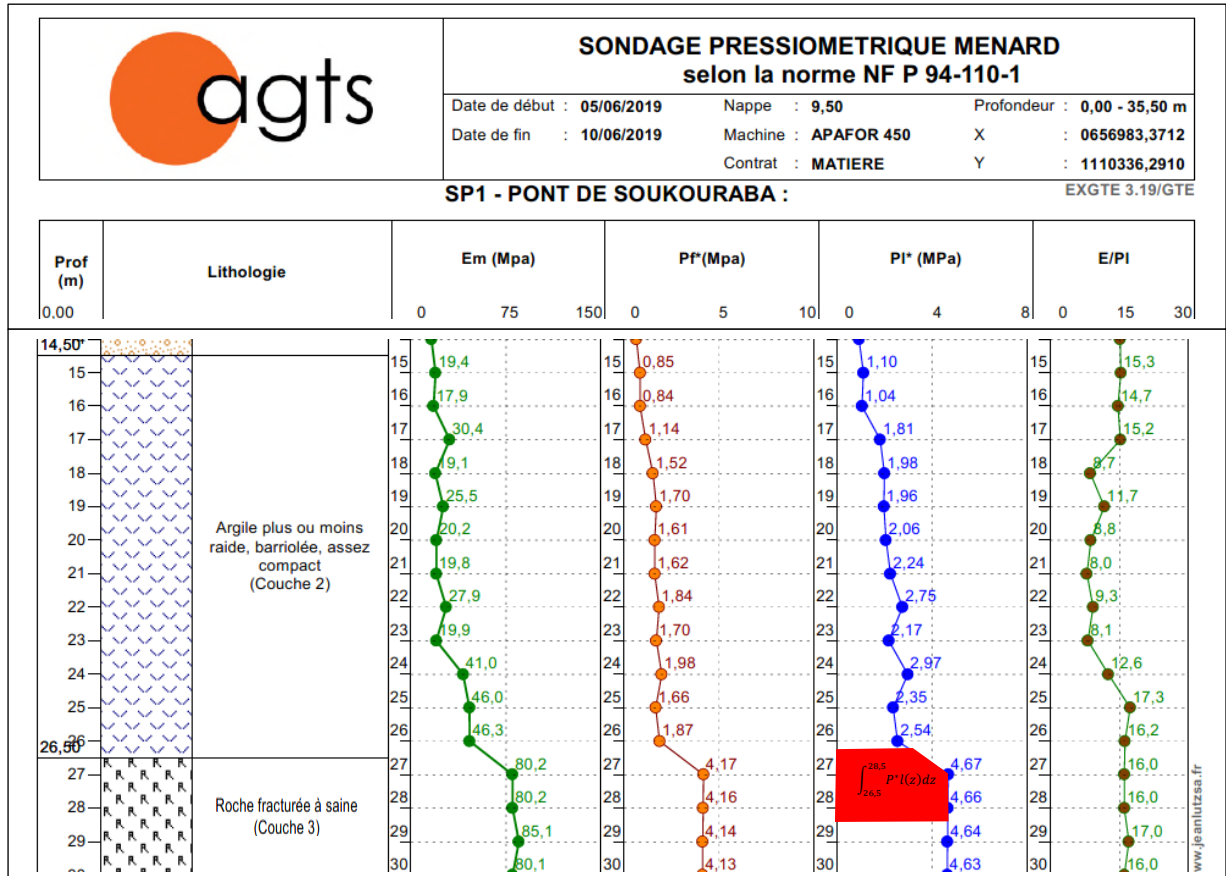
$$q_u = k_p Pl_e^*$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

$b = \min(a; h)$ avec h = la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse
et $a = 0,5$ et D la profondeur

$$D + 3a = 27 + 3 \times 0,5 = 28,5 \text{ m et } D - b = 27 - 0,5 = 26,5$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \int_{26,5}^{28,5} P^* l(z) dz$$



$$\int_{26,5}^{28,5} P^* l(z) dz = \frac{3,10 + 4,67}{2} \times 0,5 + 4,67 \times 1,5 = 8,95 \text{ MPa}$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \times 8,95 = 4,47 \text{ MPa}$$

La contrainte de rupture est donc :

$$q_u = k_p Pl_e^* = 1,20 \times 4,47 = 5,36 \text{ MPa}$$

$$q_u = 5,36 \text{ MPa}$$

A-1.2. L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu Q_p

L'effort de pointe est :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

$$\text{Section du pieu } A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 1^2}{4} = 0,79 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } Q_p = A \times q_u = 0,79 \times 5,36 = 4,23 \text{ MN}$$

$$Q_p = 4,23 \text{ MN soit } 4230 \text{ KN}$$

A.2 -Effort mobilisable par frottement latéral

La charge limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculée par l'expression suivante :

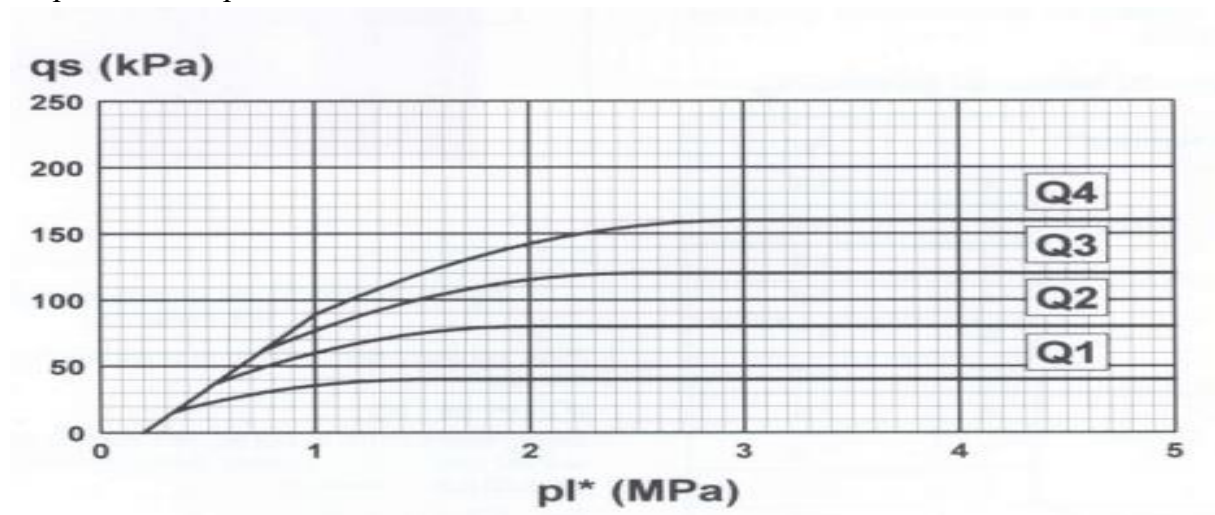
$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec P : le périmètre du pieu

h : la partie où s'exerce le frottement latéral ;

q_s : le frottement latéral unitaire limite.

P : périmètre du pieu : $P = 2\pi r = 2 \times 3,14 \times 0,5 = 3,14 \text{ m}$



Couche de sol	Z(m/TN)	Pl*k (MPa)	Courbe utilisée	qs (Kpa)
Argile sableuse barriolée, peu compact (couche 1)	14,5	0,65	Q1	28
Argile plus ou moins raide, barriolée, assez compact (couche 2)	26,5	2,00	Q1	40
Roche fracturée à saine (couche 3)	27,0	5,00	Q4	160

Les valeurs de q_s étant déterminées on calcul alors $Q_s = \rho_s \times P \int_0^h q_s(z) dz$.

$$Q_s = 3,14 \times \int_0^{14,5} 28 dz + 3,14 \times \int_{14,5}^{26,5} 40 dz + 3,14 \times \int_{26,5}^{27} 160 dz = \mathbf{3\,033,24\,KN}$$

$$Q_s = \mathbf{3033,24\,KN\ soit\ 3,033\,MN}$$

▪ Calcul de la charge limite en compression

Elle correspond à la somme de l'effort mobilisable sous la pointe du pieu et de l'effort limite mobilisable par frottement latéral.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = 4230 + 3033,24 = 7263,24\,KN$$

$$Q_u = \mathbf{7263,24\,KN}$$

Pour les pieux ne refoulant pas le sol, la charge de fluage est :

$$Q_c = 0,5 \times 4230 + 0,75 \times 3033,24 = \mathbf{4389,93\,KN}$$

▪ Charge nominale

Sous combinaison quasi permanentes :

$$Q_{(ELS)} = \frac{Q_c}{1,4} = \frac{4389,93}{1,4} = \mathbf{3155,66\,KN\ soit\ 315,57\ tonnes}$$

Sous combinaison d'actions fondamentales

$$Q_{\max,ELU} = \frac{Q_u}{1,4} = \frac{7263,24}{1,4} = \mathbf{5188,029\,KN\ soit\ 518,801\ tonnes}$$

Ces capacités seront comparées avec les efforts en tête de pieu de la culée C0 (*cf. tableau 10*).

B-Calcul des efforts mobilisable sous pieu de la Culée C3($\Phi=1000$) au toit du substratum rochet à $z=19\text{m/TN}$

B.1 -Effort mobilisable sous la pointe du pieu

L'expression permettant le calcul est la suivante :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

Q_p : L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu

A_p : Section de pointe du pieu

q_u : Contrainte de rupture de pointe

$$q_u = k_p Pl_e^*$$

k_p : Valeur du facteur de portance

Pl_e^* : Pression limite équivalente

La pression limite nette équivalente (Pl_e^*) est la pression moyenne autour de la base due la fondation. Elle est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$Pl_e^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} p_f(z) \cdot dz$$

avec $a = B/2$ si $B > 1 \text{ m}$
 $a = 0.5 \text{ m}$ si $B < 1 \text{ m}$
 $b = \min \{a, h\}$
 h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse

Pour les fondations les valeurs du facteur de portance K_p sont fonction du classement conventionnel des sols suivant les prescriptions du tableau ci-dessous :

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

B-1.1. Calcul de la contrainte de rupture sous pointe q_u

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

$$q_u = k_p Pl_e^*$$

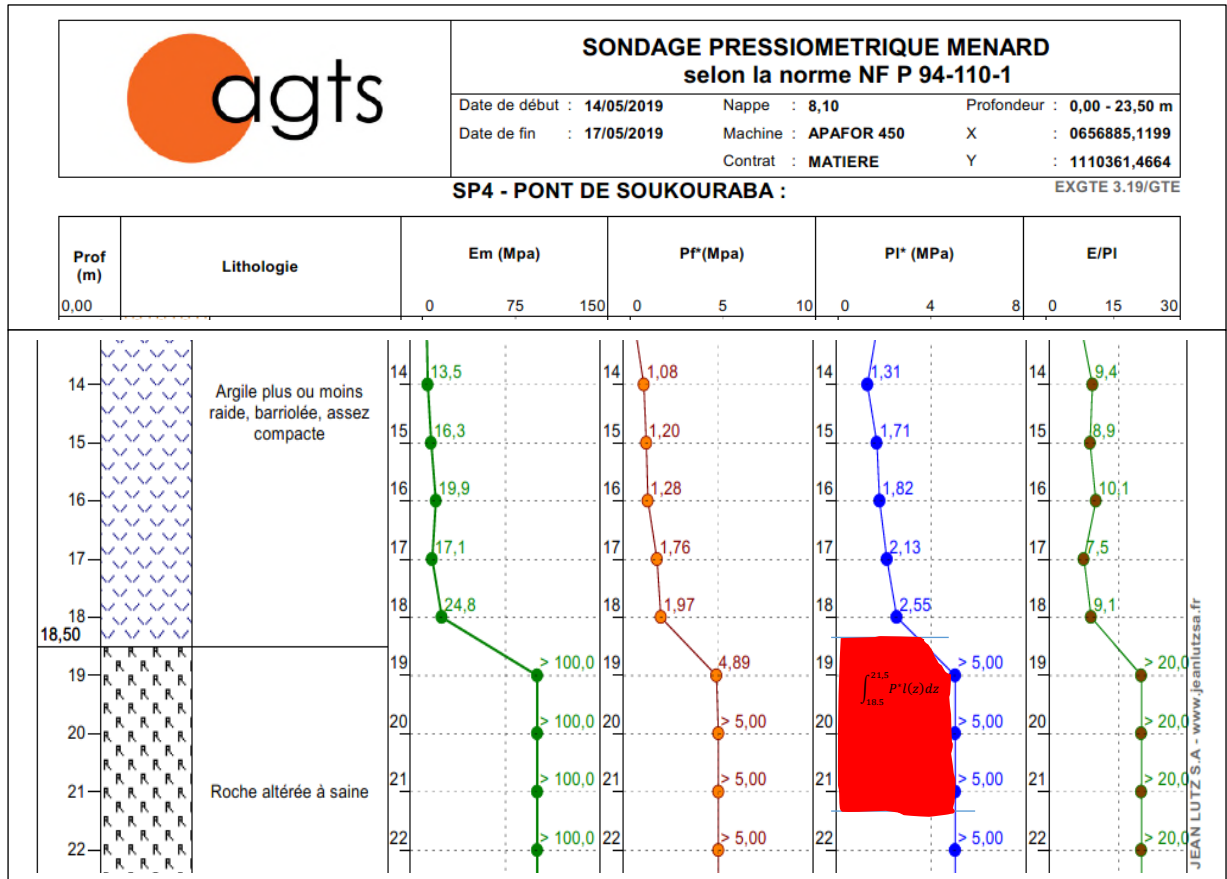
$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

$b = \min(a; h)$ avec h = la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse

et $a=0,5$ et D la profondeur

$$D+3a = 19+3 \times 0,5 = 21,5 \text{ m et } D-b = 19-0,5=18,5$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \int_{18,5}^{21,5} P^* l(z) dz$$



$$\int_{18,5}^{21,5} P^* l(z) dz = \frac{3,80 + 5}{2} \times 0,5 + 5 \times 2 = 8,95 \text{ MPa}$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \times 12,20 = 6,10 \text{ MPa}$$

La contrainte de rupture est donc :

$$q_u = k_p Pl_e^* = 1,20 \times 6,10 = 7,32 \text{ MPa}$$

$$q_u = 7,32 \text{ MPa}$$

B-1.2. L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu Q_p

L'effort de pointe est :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

$$\text{Section du pieu } A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 1^2}{4} = 0,79 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } Q_p = A \times q_u = 0,79 \times 7,32 = 4,23 \text{ MN}$$

$$Q_p = 5,78 \text{ MN soit } 5780 \text{ KN}$$

B.2 -Effort mobilisable par frottement latéral

La charge limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculée par l'expression suivante :

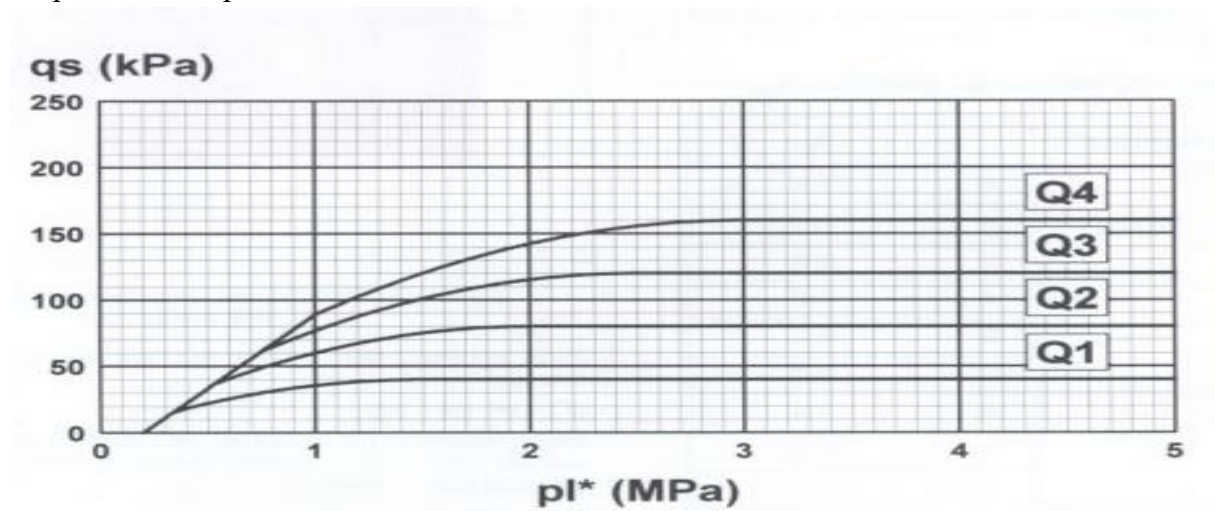
$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec P : le périmètre du pieu

h : la partie où s'exerce le frottement latéral ;

q_s : le frottement latéral unitaire limite.

P : périmètre du pieu : $P = 2\pi r = 2 \times 3,14 \times 0,5 = 3,14 \text{ m}$



Couche de sol	Z(m/TN)	Pl*k (MPa)	Courbe utilisée	qs (Kpa)
Argile sableuse barriolée, peu compact (couche 1)	10,5	0,65	Q1	28
Argile plus ou moins raide, barriolée, assez compact (couche 2)	18,5	2,00	Q1	40
Roche fracturée à saine (couche 3)	19,0	5,00	Q4	160

Les valeurs de q_s étant déterminées on calcul alors $Q_s = \rho_s \times P \int_0^h q_s(z) dz$.

$$Q_s = 3,14 \times \int_0^{10,5} 28 dz + 3,14 \times \int_{10,5}^{18,5} 40 dz + 3,14 \times \int_{18,5}^{19} 160 dz = 2\,179,16\,KN$$

$$Q_s = 2\,179,16\,KN \text{ soit } 217,916\,t$$

▪ Calcul de la charge limite en compression

Elle correspond à la somme de l'effort mobilisable sous la pointe du pieu et de l'effort limite mobilisable par frottement latéral.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = 5780 + 2179,16 = 7959,20\,KN$$

$$Q_u = 7959,20\,KN$$

Pour les pieux ne refoulant pas le sol, la charge de fluage est :

- Aux Etats Limites Ultimes (ELU) ; $Q_c = 0,5Q_p + 0,75Q_s$

$$Q_c = 0,5 \times 5780 + 0,75 \times 2179,16 = 4524,37\,KN$$

- Aux Etats Limites de Service (ELS) ; $Q_c = 0,33.Q_p + 0,5.Q_s$

$$Q_u = 0,33 \times 5780 + 0,5 \times 2179,16 = 2996,98\,KN$$

▪ Charge nominale

Sous combinaison quasi permanentes :

$$Q_{(ELS)} = \frac{Q_c}{1,4} = \frac{4524,37}{1,4} = 3231,69\,KN \text{ soit } 323,17\,tonnes$$

Sous combinaison d'actions fondamentales

$$Q_{\max,ELU} = \frac{Q_u}{1,4} = \frac{7959,20}{1,4} = 5685,11\,KN \text{ soit } 568,51\,tonnes$$

Ces capacités seront comparées avec les efforts en tête de pieu de la culée C1 (*cf. tableau 10*).

C-Calcul des efforts mobilisable sous le pieu ($\Phi=1800$) de la pile P1 au toit du substratum rochet à $z=18\text{m/TN}$

C.1 -Effort mobilisable sous la pointe du pieu

L'expression permettant le calcul est la suivante :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

Q_p : L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu

A_p : Section de pointe du pieu

q_u : Contrainte de rupture de pointe

$$q_u = k_p Pl_e^*$$

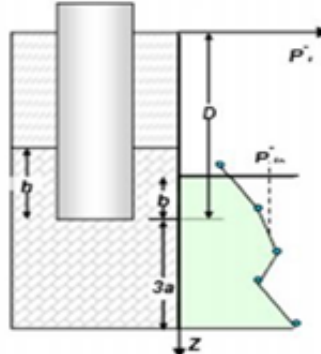
k_p : Valeur du facteur de portance

Pl_e^* : Pression limite équivalente

La pression limite nette équivalente (Pl_e^*) est la pression moyenne autour de la base due la fondation. Elle est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$Pl_e^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} p_f(z) \cdot dz$$

avec $a = B/2$ si $B > 1 \text{ m}$
 $a = 0.5 \text{ m}$ si $B < 1 \text{ m}$
 $b = \min \{a, h\}$
 h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse



Pour les fondations les valeurs du facteur de portance K_p sont fonction du classement conventionnel des sols suivant les prescriptions du tableau ci-dessous :

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

C-1.1. Calcul de la contrainte de rupture sous pointe q_u

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

$$q_u = k_p Pl_e^*$$

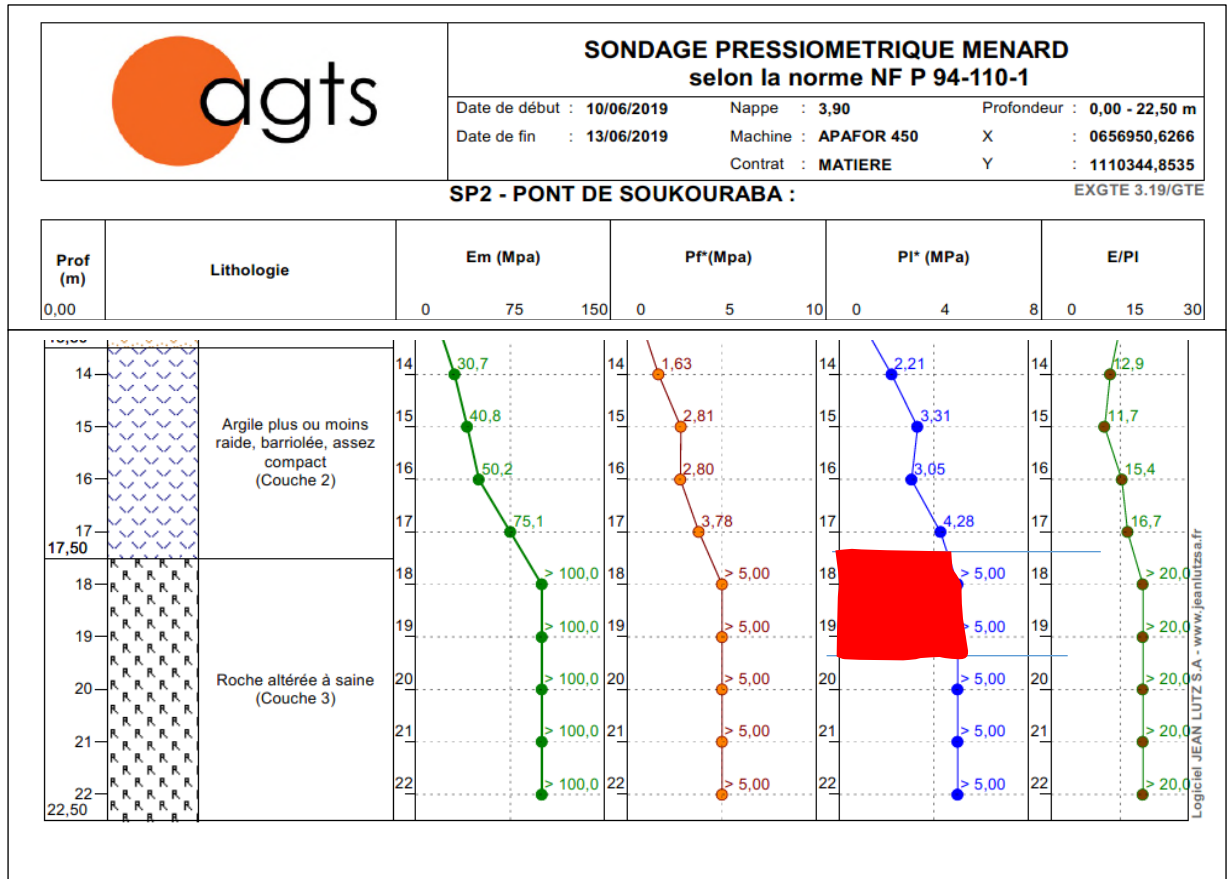
$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

$b = \min(a; h)$ avec h = la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse

et $a=0,5$ et D la profondeur

$$D+3a = 18+3 \times 0,5 = 19,5 \text{ m et } D-b = 18-0,5=17,5$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \int_{17,5}^{19,5} P^* l(z) dz$$



$$\int_{18,5}^{21,5} P^* l(z) dz = \frac{4,50 + 5}{2} \times 0,5 + 5 \times 2 = 10,95 \text{ MPa}$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \times 10,95 = 5,48 \text{ MPa}$$

La contrainte de rupture est donc :

$$q_u = k_p Pl_e^* = 1,20 \times 5,48 = 6,58 \text{ MPa}$$

$$q_u = 6,58 \text{ MPa}$$

B-1.2. L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu Q_p

L'effort de pointe est :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

$$\text{Section du pieu } A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 1,8^2}{4} = 2,54 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } Q_p = A \times q_u = 1,80 \times 6,58 = 16,74 \text{ MN}$$

$$Q_p = 16,74 \text{ MN soit } 16\,744,061 \text{ KN}$$

B.2 -Effort mobilisable par frottement latéral

La charge limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculée par l'expression suivante :

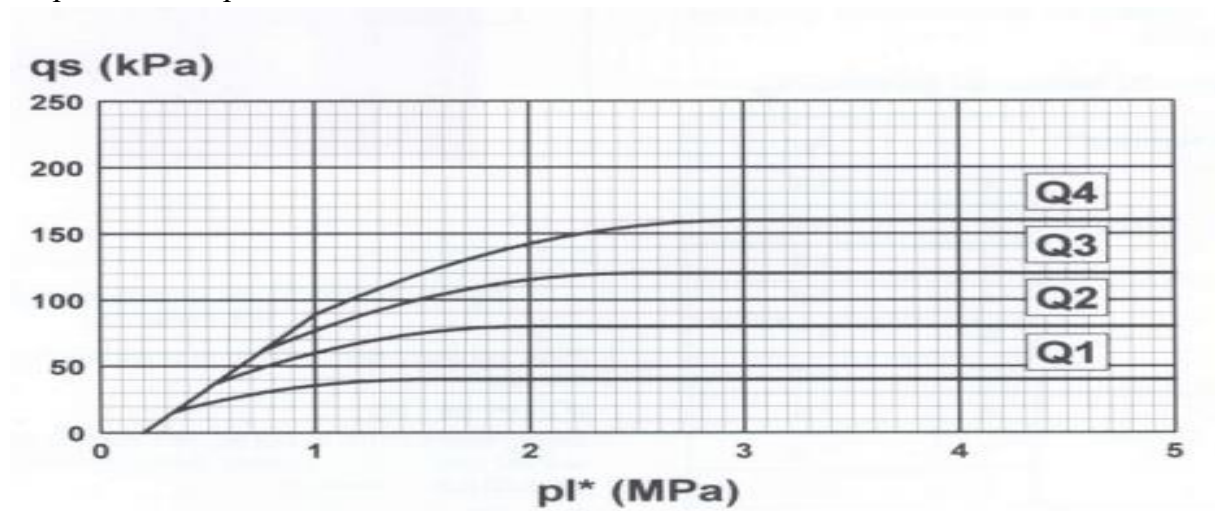
$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec P : le périmètre du pieu

h : la partie où s'exerce le frottement latéral ;

q_s : le frottement latéral unitaire limite.

P : périmètre du pieu : $P = 2\pi r = 2 \times 3,14 \times 0,9 = 5,65 \text{ m}$



Couche de sol	Z(m/TN)	Pl*k (MPa)	Courbe utilisée	qs (Kpa)
Argile sableuse barriolée, peu compact (couche 1)	13,5	0,65	Q1	28
Argile plus ou moins raide, barriolée, assez compact (couche 2)	17,5	2,00	Q1	40
Roche fracturée à saine (couche 3)	18,0	5,00	Q4	160

Les valeurs de q_s étant déterminées on calcul alors $Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$.

$$Q_s = 5,65 \times \int_0^{13,5} 28 dz + 3,14 \times \int_{13,5}^{17,5} 40 dz + 3,14 \times \int_{17,5}^{18} 160 dz = \mathbf{3492,94 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{Q_s = 3492,936 \text{ KN soit } 34,93 \text{ MN}}$$

▪ Calcul de la charge limite en compression

Elle correspond à la somme de l'effort mobilisable sous la pointe du pieu et de l'effort limite mobilisable par frottement latéral.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = 16744,60 + 3492,94 = 20237,00 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Q_u = 20\,237,00 \text{ KN}}$$

Pour les pieux ne refoulant pas le sol, la charge de fluage est :

- Aux Etats Limites Ultimes (ELU) ; $Q_c = 0,5Q_p + 0,75Q_s$

$$Q_c = 0,5 \times 16744,06 + 0,75 \times 3492,936 = \mathbf{10991,73 \text{ KN}}$$

- Aux Etats Limites de Service (ELS) ; $Q_c = 0,33.Q_p + 0,5.Q_s$

$$Q_u = 0,33 \times 16744,06 + 0,5 \times 3492,936 = \mathbf{7272,008 \text{ KN}}$$

▪ Charge nominale

Sous combinaison quasi permanentes :

$$Q_{(ELS)} = \frac{Q_c}{1,4} = \frac{10991,73}{1,4} = \mathbf{7851,24 \text{ KN soit } 785,12 \text{ tonnes}}$$

Sous combinaison d'actions fondamentales

$$Q_{\max,ELU} = \frac{Q_u}{1,4} = \frac{20237,00}{1,4} = \mathbf{14455,00 \text{ KN soit } 1445,50 \text{ tonnes}}$$

Ces capacités seront comparées avec les efforts en tête de pieu de la culée P1 (*cf. tableau 10*).

D-Calcul des efforts mobilisable sous le pieu ($\Phi=1800$) de la pile P2 au toit du substratum rochet à $z=14\text{m/TN}$

C.1 -Effort mobilisable sous la pointe du pieu

L'expression permettant le calcul est la suivante :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

Q_p : L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu

A_p : Section de pointe du pieu

q_u : Contrainte de rupture de pointe

$$q_u = k_p Pl_e^*$$

k_p : Valeur du facteur de portance

Pl_e^* : Pression limite équivalente

La pression limite nette équivalente (Pl_e^*) est la pression moyenne autour de la base due la fondation. Elle est déterminée à partir de l'expression suivante :

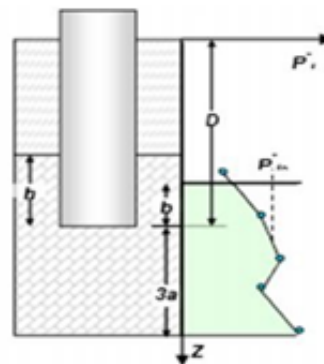
$$Pl_e^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} p_f(z) \cdot dz$$

avec $a = B/2$ si $B > 1 \text{ m}$

$a = 0.5 \text{ m}$ si $B < 1 \text{ m}$

$b = \min \{a, h\}$

h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse



Pour les fondations les valeurs du facteur de portance K_p sont fonction du classement conventionnel des sols suivant les prescriptions du tableau ci-dessous :

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

C-1.1. Calcul de la contrainte de rupture sous pointe q_u

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

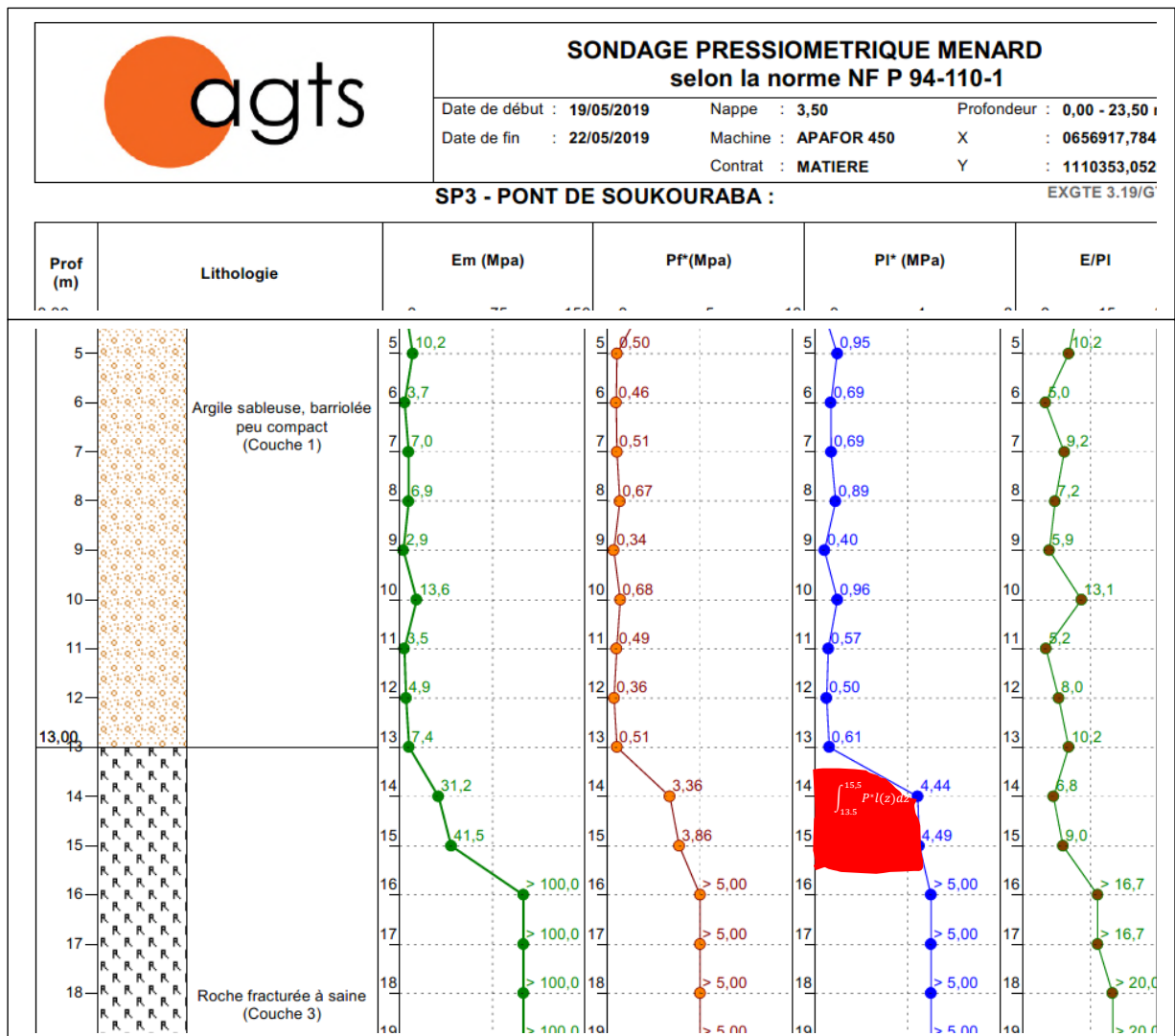
$$q_u = k_p Pl_e^*$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D+3a}^{D-b} P^* l(z) dz$$

$b = \min(a; h)$ avec h = la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse
et $a = 0,5$ et D la profondeur

$$D + 3a = 14 + 3 \times 0,5 = 15,5 \text{ m et } D - b = 14 - 0,5 = 13,5$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \int_{13,5}^{15,5} P^* l(z) dz$$



$$\int_{13,5}^{15,5} P^* l(z) dz = \frac{4,44 + 3,50}{2} \times 0,5 + 4,45 \times 2 = 10,88 \text{ MPa}$$

$$Pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \times 10,88 = 5,44 \text{ MPa}$$

La contrainte de rupture est donc :

$$q_u = k_p Pl_e^* = 1,20 \times 5,44 = 6,53 \text{ MPa}$$

$$q_u = 6,53 \text{ MPa}$$

B-1.2. L'effort limite mobilisable sous la pointe du pieu Qp

L'effort de pointe est :

$$Q_p = A_p \cdot q_u = A_p \cdot k_p \cdot Pl_e^*$$

$$\text{Section du pieu } A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 1,8^2}{4} = 2,54 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } Q_p = A \times q_u = 2,54 \times 6,53 = 16,61 \text{ MN}$$

$$Q_p = 16,61 \text{ MN soit } 16616,83 \text{ KN}$$

B.2 -Effort mobilisable par frottement latéral

La charge limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculée par l'expression suivante :

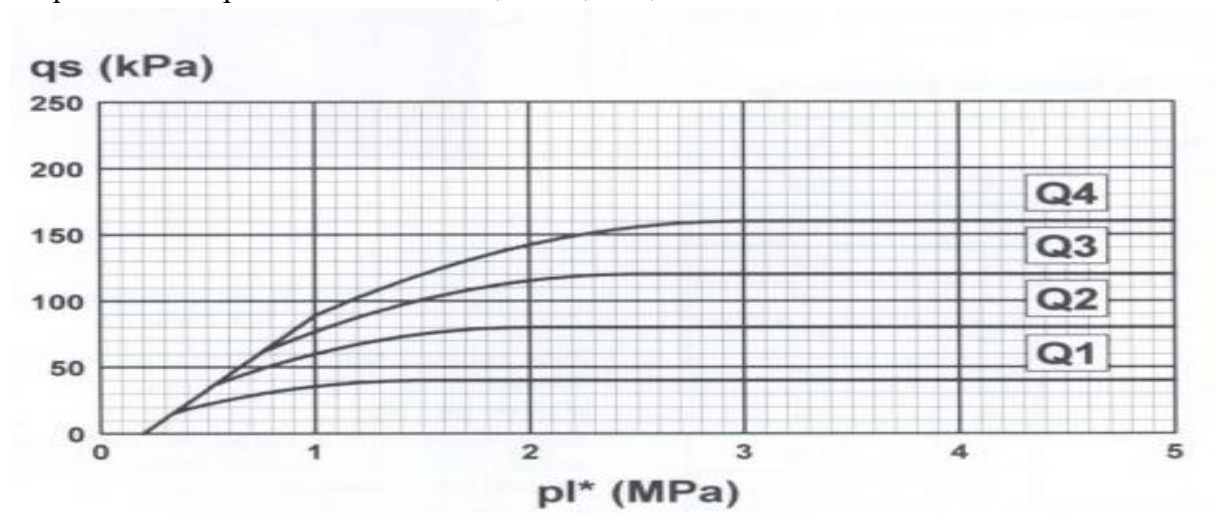
$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec P : le périmètre du pieu

h : la partie où s'exerce le frottement latéral ;

qs : le frottement latéral unitaire limite.

P : périmètre du pieu : $P = 2\pi r = 2 \times 3,14 \times 0,9 = 5,65 \text{ m}$



Couche de sol	Z(m/TN)	Pl*k (MPa)	Courbe utilisée	qs (Kpa)
Argile sableuse barriolée, peu compact (couche 1)	13	0,65	Q1	28
Roche fracturée à saine (couche 3)	14,0	5,00	Q4	160

Les valeurs de q_s étant déterminées on calcul alors $Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$.

$$Q_s = 5,65 \times \int_0^{13} 28 dz + 5,65 \times \int_{13}^{14} 160 dz = \mathbf{1153,008 \text{ KN}}$$

$$Q_s = \mathbf{1153,008 \text{ KN soit } 1,15 \text{ MN}}$$

▪ **Calcul de la charge limite en compression**

Elle correspond à la somme de l'effort mobilisable sous la pointe du pieu et de l'effort limite mobilisable par frottement latéral.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = 17769,83 \text{ KN}$$

$$Q_u = \mathbf{17769,83 \text{ KN}}$$

Pour les pieux ne refoulant pas le sol, la charge de fluage est :

- Aux Etats Limites Ultimes (ELU) ; $Q_c = 0,5Q_p + 0,75Q_s$

$$Q_c = 0,5 \times 16616,83 + 0,75 \times 1153,008 = \mathbf{9173,17 \text{ KN}}$$

- Aux Etats Limites de Service (ELS) ; $Q_c = 0,33 \cdot Q_p + 0,5 \cdot Q_s$

$$Q_c = 0,33 \times 16616,83 + 0,5 \times 1153,008 = \mathbf{6552,26 \text{ KN}}$$

▪ **Charge nominale**

Sous combinaison quasi permanentes :

$$Q_{(ELS)} = \frac{Q_c}{1,4} = \frac{9173,17}{1,4} = \mathbf{6552,26 \text{ KN soit } 655,23 \text{ tonnes}}$$

Sous combinaison d'actions fondamentales

$$Q_{\max,ELU} = \frac{Q_u}{1,4} = \frac{17769,83}{1,4} = \mathbf{12692,74 \text{ KN soit } 1269,27 \text{ tonnes}}$$

Ces capacités seront comparées avec les efforts en tête de pieu de la culée P1 (*cf. tableau 10*).

ANNEXE 2 : Procès-verbaux des Sondages pressiométriques
--



SONDAGE PRESSIOMETRIQUE MENARD selon la norme NF P 94-110-1

Date de début : 05/06/2019

Nappe : 9,50

Profondeur : 0,00 - 35,50 m

Date de fin : 10/06/2019

Machine : APAFOR 450

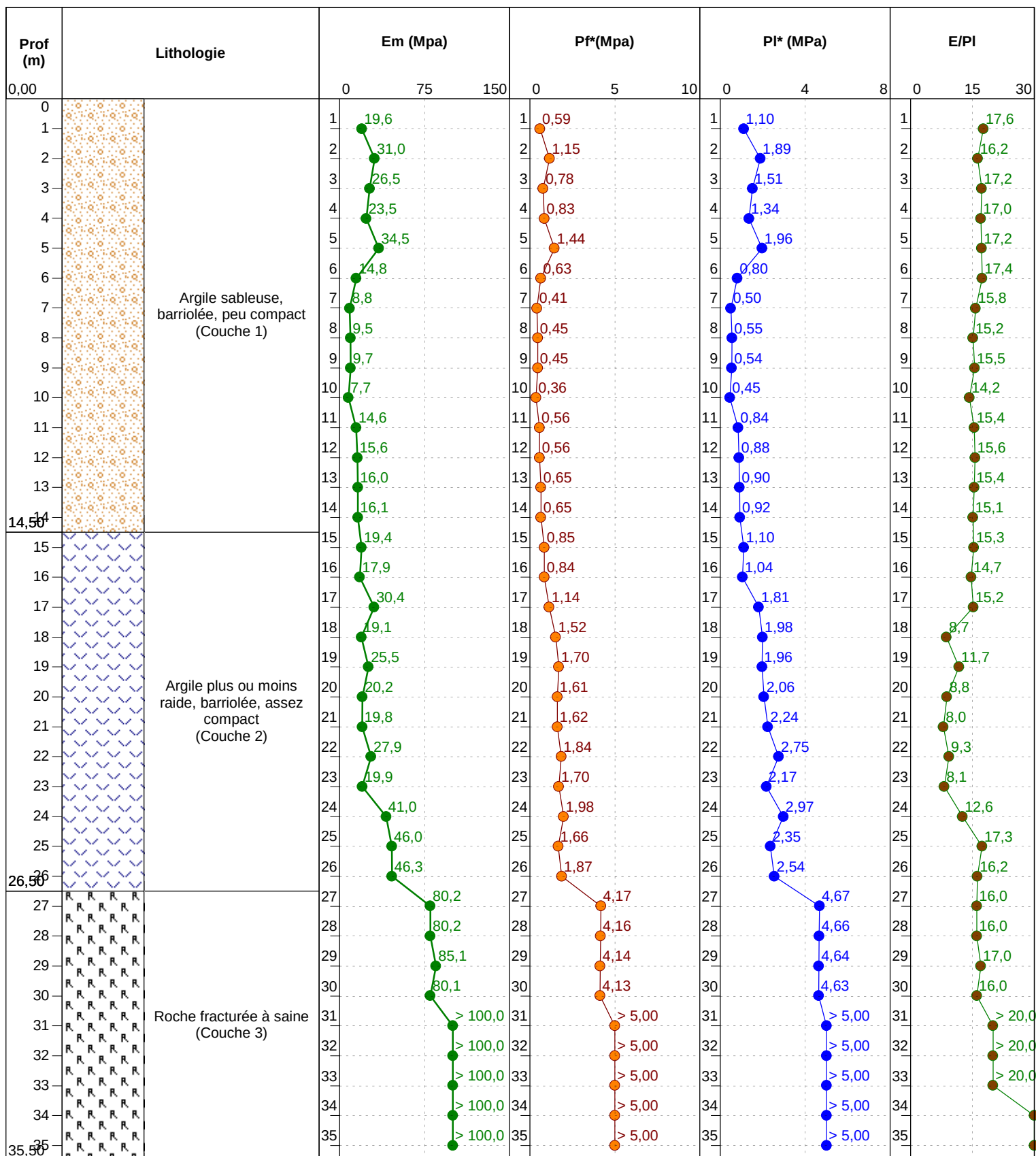
X : 0656983,3712

Contrat : MATIERE

Y : 1110336,2910

SP1 - PONT DE SOUKOURABA :

EXGTE 3.19/GTE





SONDAGE PRESSIOMETRIQUE MENARD selon la norme NF P 94-110-1

Date de début : 10/06/2019

Nappe : 3,90

Profondeur : 0,00 - 22,50 m

Date de fin : 13/06/2019

Machine : APAFOR 450

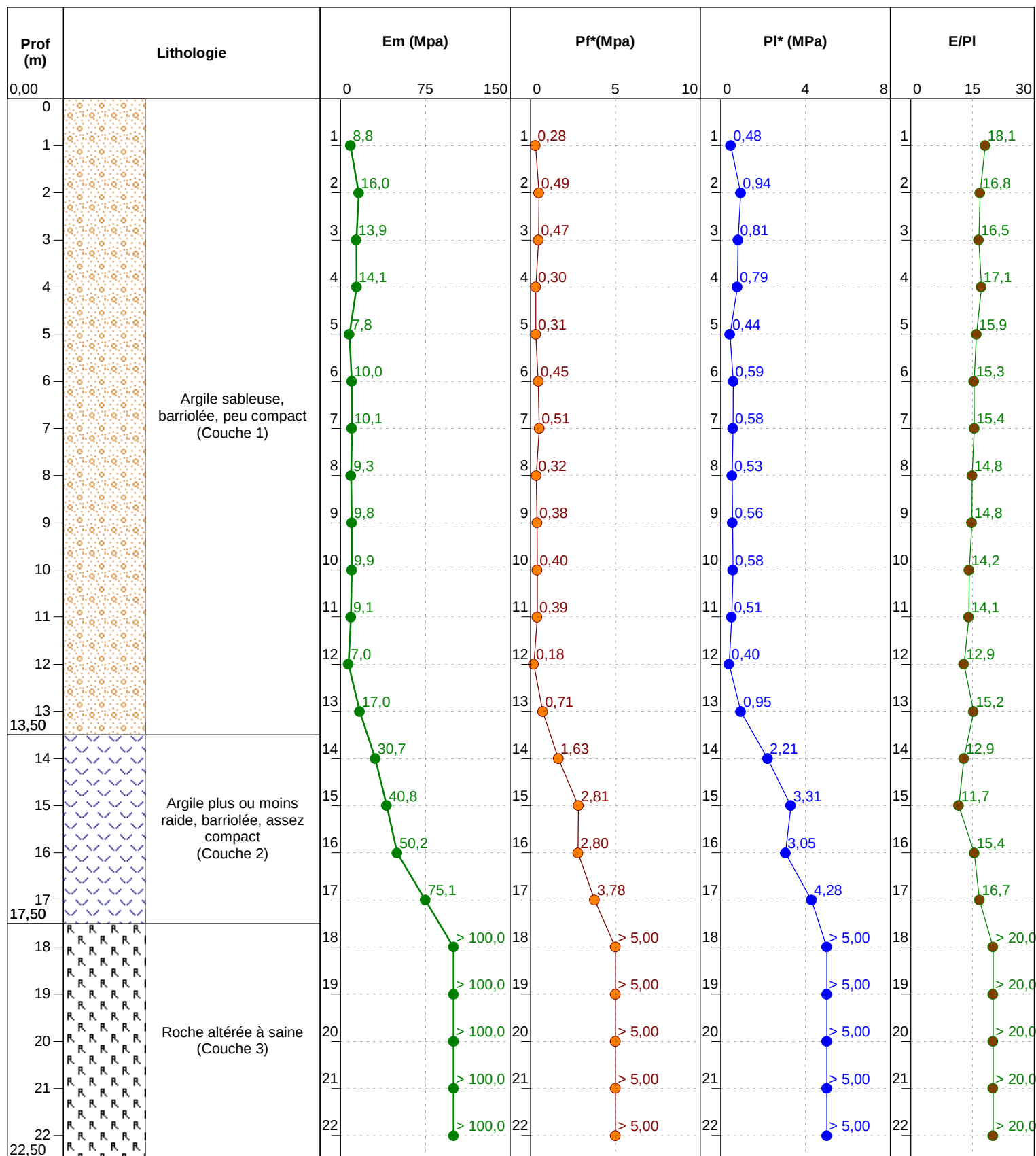
X : 0656950,6266

Contrat : MATIERE

Y : 1110344,8535

SP2 - PONT DE SOUKOURABA :

EXGTE 3.19/GTE





SONDAGE PRESSIOMETRIQUE MENARD selon la norme NF P 94-110-1

Date de début : 19/05/2019

Nappe : 3,50

Profondeur : 0,00 - 23,50 m

Date de fin : 22/05/2019

Machine : APAFOR 450

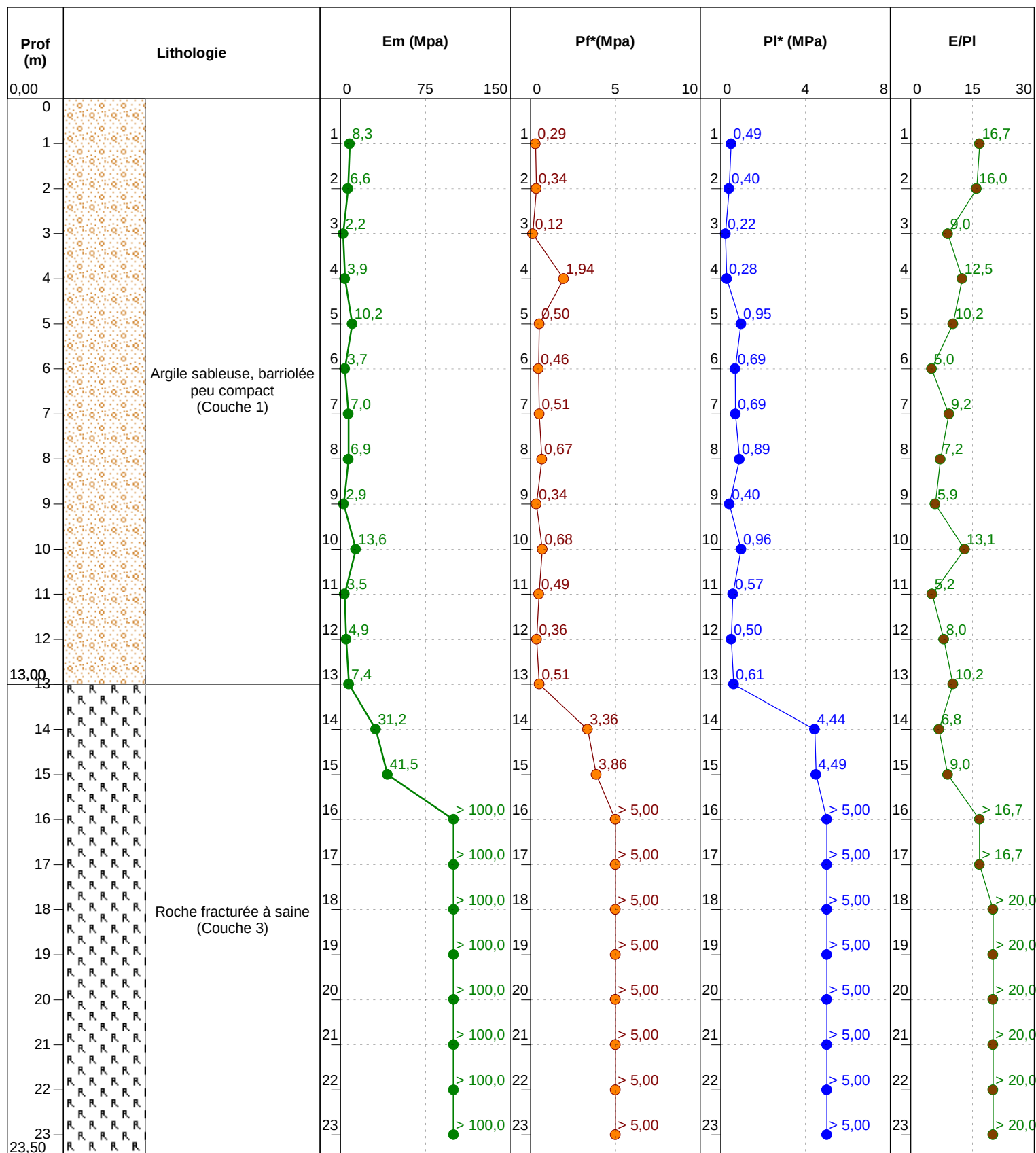
X : 0656917,7841

Contrat : MATIERE

Y : 1110353,0526

SP3 - PONT DE SOUKOURABA :

EXGTE 3.19/GTE





SONDAGE PRESSIOMETRIQUE MENARD selon la norme NF P 94-110-1

Date de début : 14/05/2019

Nappe : 8,10

Profondeur : 0,00 - 23,50 m

Date de fin : 17/05/2019

Machine : APAFOR 450

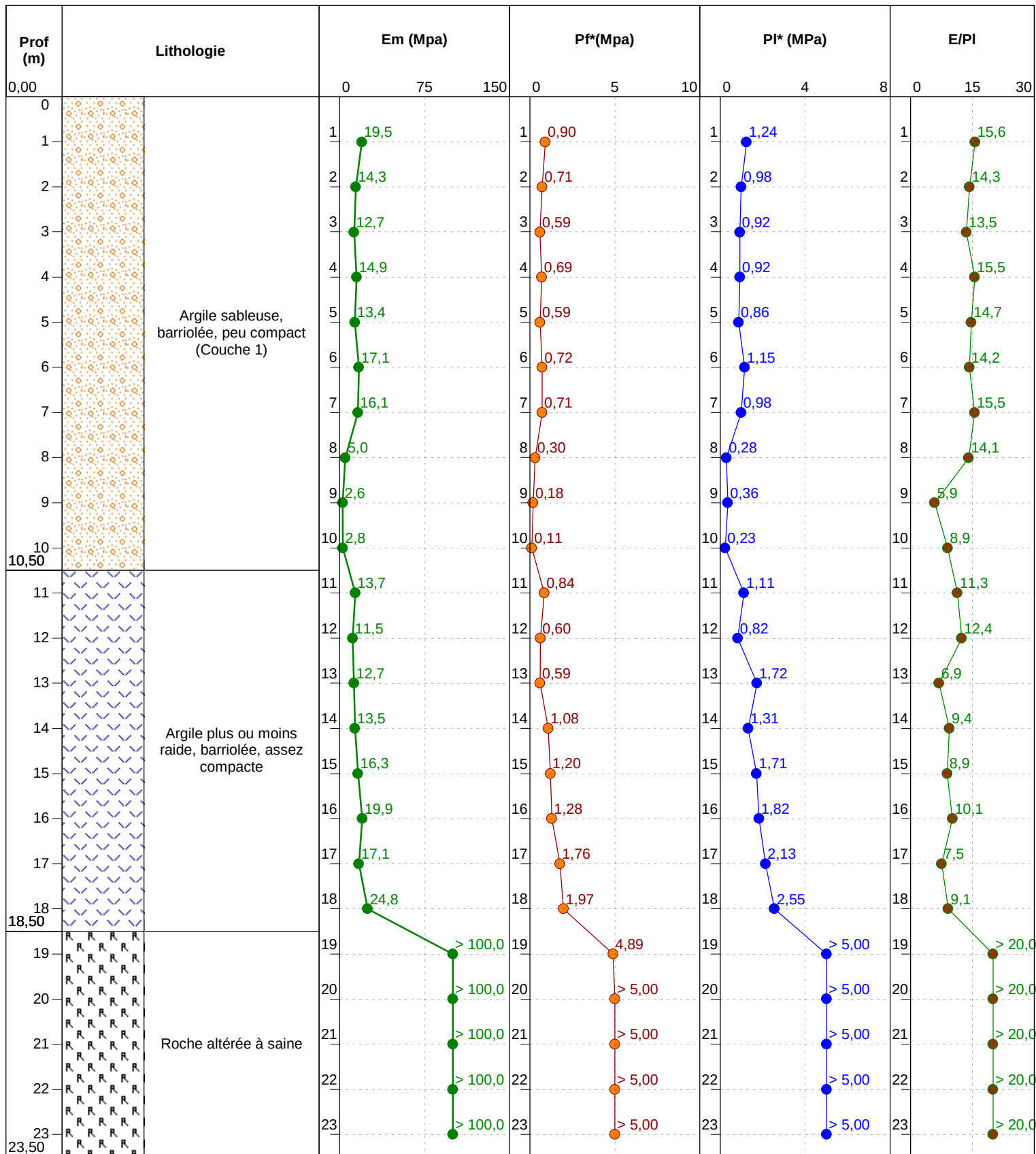
X : 0656885,1199

Contrat : MATIERE

Y : 1110361,4664

SP4 - PONT DE SOUKOURABA :

EXGTE 3.19/GTE



ANNEXE 3 : Procès-verbaux des Sondages carottés
--



Sondage géotechnique

Sondage Carotté

Ouvrage	Client : MATIERE IVOIRE Chantier : PONT DE SOKOURABA				Coordonnées X: 656983,3712 Y: 1110336,291 Z: 365,99				Observation
N°Sondage	Hauteur d'eau: 9,50								
Profondeur (m)	Coupe	Profondeur (m)	Description des sols	Récupération (%)	RQD (%)	Diamètre	Outil et carottier	Tubage	
29			Roche altérée	65	5	DIAM 76	Carottier 76	Non	
30									
31			Roche fracturée	74	28				
32			Roche saine	90	75				
33									
34									
35	Réalisé par KOUAME JB		Vérifié par T. SOMBIE		Date 21/06/2019				

SONDAGE CAROTTE en SP1 – PHOTO CAISSE A CAROTTES



SC en SP1 19,00 – 24,00 (m)



Sondage géotechnique

Sondage Carotté

Ouvrage	Client : MATIERE IVOIRE Chantier : PONT DE SOKOURABA			Coordonnées X: 656950,6266 Y: 1110344,854 Z: 361,56				Observation
N°Sondage SP2	Hauteur d'eau: Neant							

Profondeur (m)	Coupe	Profondeur (m)	Description des sols	Récupération (%)	RQD (%)	Diamètre	Outil et carottier	Tubage
16,5	[Image]		Argile sableuse à argile raide bariolée	60	60	DIAM 76	Carottier 76	NON
17,5								
18,5	[Image]		Roche saine altérée	86	67			
19,5	[Image]		Roche saine	80	79			
20,5								
21,5								

<u>Réalisé par</u> KOUAME JB	<u>Vérifié par</u> T. SOMBIE	Date Du 17/06/2019 au 18/06/2019
---------------------------------	---------------------------------	-------------------------------------

SONDAGE CAROTTE en SP2 – PHOTO CAISSE A CAROTTES



SC en SP2 16,50 – 23,50 (m)



Sondage géotechnique

Sondage Carotté

Ouvrage	Client : MATIERE IVOIRE Chantier : PONT DE SOKOURABA			Coordonnées X: 656983,3712 Y: 1110336,291 Z: 365,99				Observation
N°Sondage SP3	Hauteur d'eau: 3,50 m							

Profondeur (m)	Coupe	Profondeur (m)	Description des sols	Récupération (%)	RQD (%)	Diamètre	Outil et carottier	Tubage
16	[Image]		Roche altérée	65	5	DIAM 76	Carottier 76	Non
17								
18								
19	[Image]		Roche fracturée	74	28	DIAM 76	Carottier 76	Non
20								
21	[Image]		Roche saine	90	75			
22								
23								
24								
25								

<u>Réalisé par</u> KOUAME JB	<u>Vérifié par</u> T. SOMBIE	<u>Date</u> 21/06/2019
---------------------------------	---------------------------------	---------------------------

SONDAGE CAROTTE en SP3 – PHOTOS CAISSE A CAROTTES



SC en SP4 18,50 – 23,50 (m)



Sondage géotechnique

Sondage Carotté

Ouvrage	Client : MATIERE IVOIRE Chantier : PONT DE SOKOURABA				Coordonnées X: 656885,1189 Y: 1110361,466 Z: 365,69				Observation
N°Sondage	Hauteur d'eau: 8,10								
Profondeur (m)	Coupe	Profondeur (m)	Description des sols	Récupération (%)	RQD (%)	Diamètre	Outil et carottier	Tubage	
18,5			Roche altérée	65	5	DIAM 76	Carottier 76	Non	
19,5									
20,5			Roche fracturée	74	28				
21,5									
22,5			Roche saine	90	75				
23,5									
24,5									
Réalisé par KOUAME JB		Vérifié par T. SOMBIE		Date 21/06/2019					

SONDAGE CAROTTE enSP4 – PHOTO CAISSE A CAROTTES



SC en SP4 19,00 – 22,00 (m)



Sondage géotechnique

Sondage Carotté

Ouvrage	Client : MATIERE IVOIRE			Coordonnées			Observation		
N°Sondage	Chantier : PONT DE SOUKOURABA			X: 656967,4511					
SC1	Hauteur d'eau: 4,50 m			Y: 1110340,495 Z: 365,07					
Profondeur (m)	Coupe	Profondeur (m)	Description des sols	Récupération (%)	RQD (%)	Diamètre	Outil et carottier	Tubage	
0			Graveleux latritique	60	DIAM 76	Carottier 76	Non		
1		1,15							
2			Argile sableuse bariolée	70					
3		3,00							
4			Graveleux latritique	55					
5		5,60							
6			Argile raide bariolée	75					
7									
8									
9		9,50							
10	9,95	PEI	90						
11		Argile raide bariolée	60						
12	11,00								
13	11,45	PEI	90						
14		Argile raide bariolé	60						
15	15,00								
16			Roche altérée à saine	70					
17									
18									
19									
20		20,00							
21									
Réalisé par KOUAME JB		Vérifié par T. SOMBIE		Date Du 18/06/2019 au 20/06/2019					

SONDAGE CAROTTE SC1 – PHOTOS CAISSES A CAROTTES



SC1 0,00 – 5,00 (m)



SC1 5,00 – 10,00 (m)



SC1 10,00 – 15,00 (m)



SC1 15 - 20 (m)



Sondage géotechnique

Sondage Carotté

Ouvrage	Client : MATIERE IVOIRE Chantier : PONT DE SOUKOURABA			Coordonnées X: 656967,4511 Y: 1110340,495 Z: 365,07					Observation
N°Sondage SC2	Hauteur d'eau: 4,50 m								

Profondeur (m)	Coupe	Profondeur (m)	Description des sols	Récupération (%)	RQD (%)	Diamètre	Outil et carottier	Tubage
0	Argile sableuse bariolée							
1								
2								
3								
4				70				
5			PEI	85				
6								
7			Argile sableuse bariolée	75				
8								
9		9.50						
10	Argile raide bariolée							
11								
12								
13								
14			Argile raide bariolée	70				
15			PEI	90				
16								
17			Argile raide bariolée	80				
18								
19		19.00						
20	Roche altérée à saine							
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								

<u>Réalisé par</u> KOUAME JB	<u>Vérifié par</u> T. SOMBIE	<u>Date</u> Du 18/06/2019 au 20/06/2019
---------------------------------	---------------------------------	--

SONDAGE CAROTTE SC2 – PHOTOS CAISSES A CAROTTES



SC2 0,00 – 5,00 (m)



SC2 5,00 – 10,00 (m)



SC2 10,00 – 15,00 (m)



SC2 15 – 20 (m)

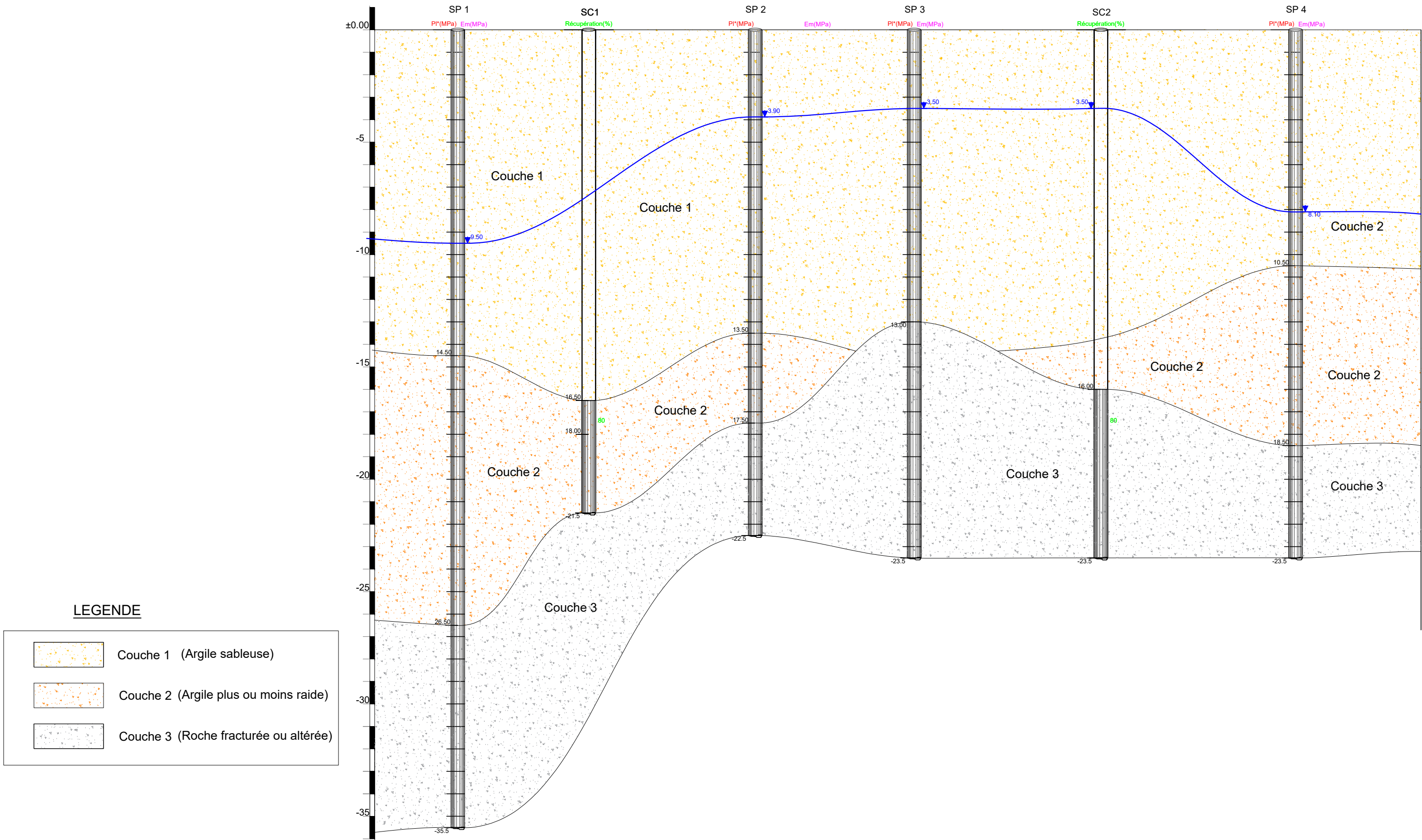


SC2 20 – 25 (m)

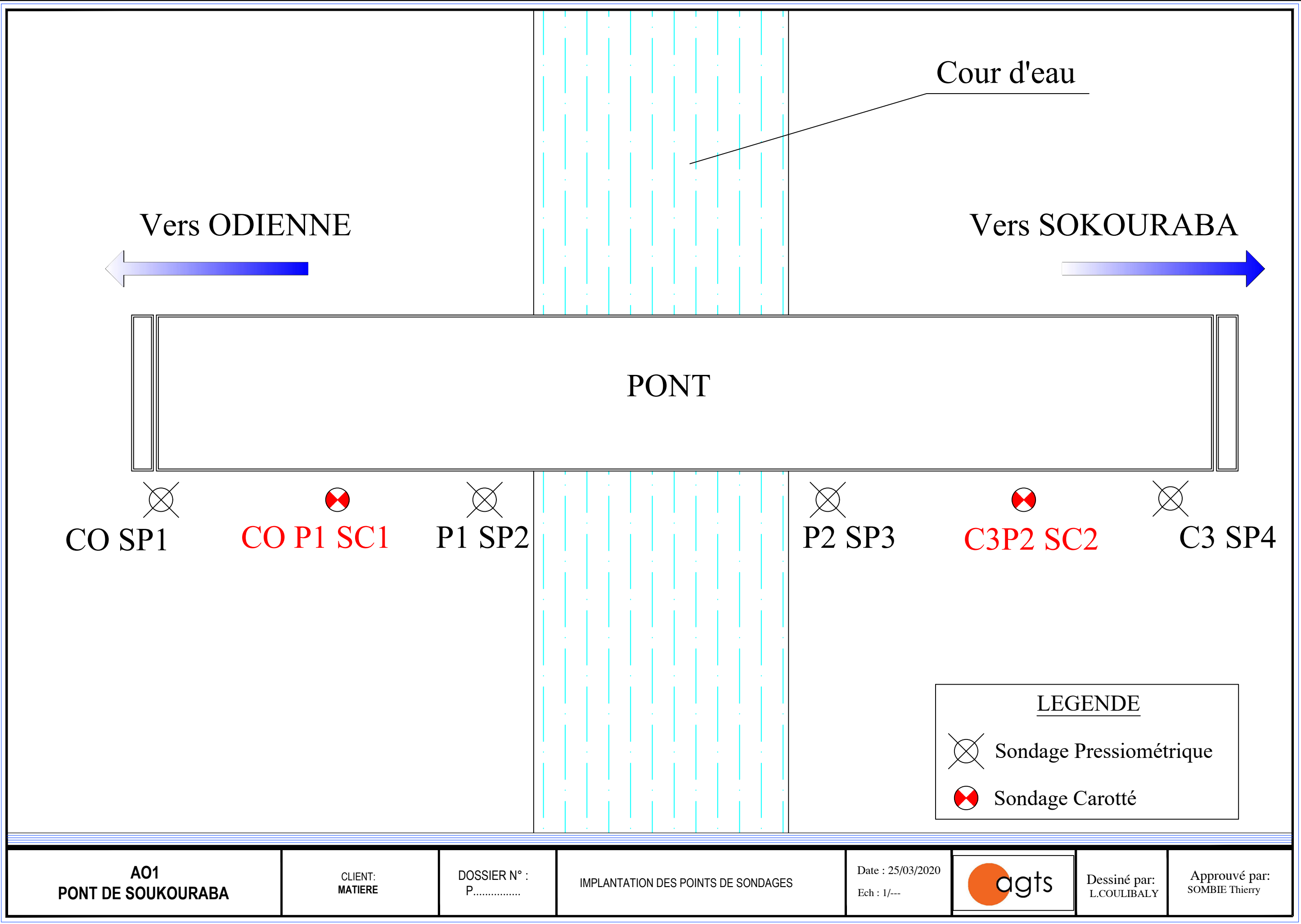


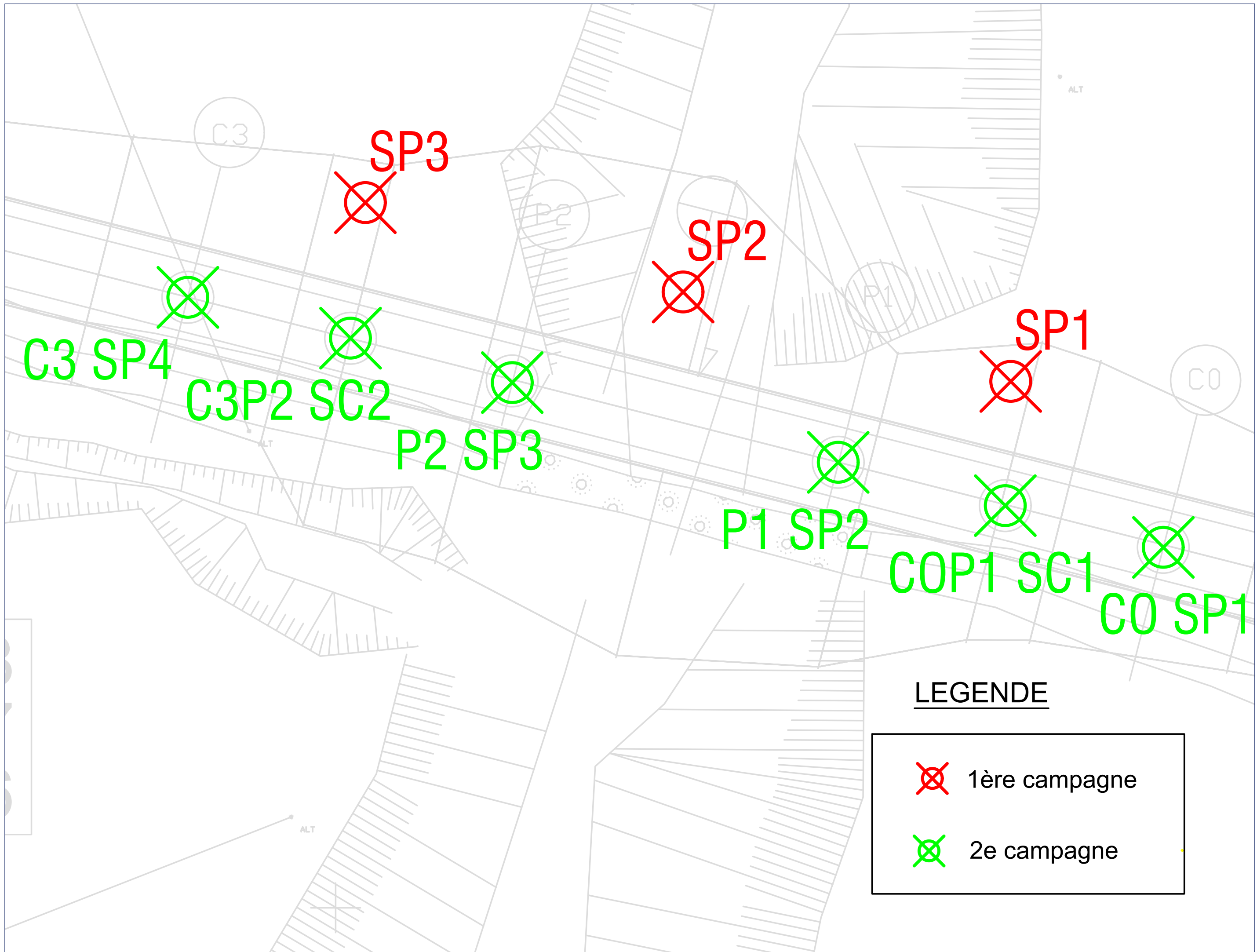
SC2 25 -30 (m)

ANNEXE 4 : Profils géotechniques



ANNEXE 5 : Plan d'implantation des sondages géotechniques
--







LEGENDE

- Sondage pressio(1ère campagne)
- Sondage pressio(2ème campagne)

Image © 2019 CNES / Airbus

Google Earth

ANNEXE 6 : Missions Géotechnique

(Extraite de la norme NFP 94-500 - Novembre 2013)

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.
ETAPE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE PREALABLE (G1) Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases : <u>Phase Etude de Site (ES)</u> Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site. — Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs. <u>Phase Principes Généraux de Construction (PGC)</u> Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).
ETAPE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2) Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases : <u>Phase Avant-projet (AVP)</u> Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques. <u>Phase Projet (PRO)</u> Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités. <u>Phase DCE / ACT</u> Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques. — Etablir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel). — Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Etude

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).
- Elaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

- Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Etude.
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).
- Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Supervision de l'étude d'exécution

- Donner un avis sur la pertinence des hypothèses géotechniques de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution, des adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, du plan de contrôle, du programme d'auscultation et des valeurs seuils.

Phase Supervision du suivi d'exécution

- Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3).
- donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.

- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.
- Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

SCHEMA D'ENCHAINEMENT DES MISSIONS GEOTECHNIQUES

(Extrait de la norme NFP 94-500 - Novembre 2013)

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 présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Étude préliminaire, esquisse, APS	Étude géotechnique préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Avant-projet (AVP)		Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet	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 du projet (choix constructifs)
	PRO	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	DCE/ACT	Étude géotechnique de conception (G2) Phase DCE / ACT		Consultation sur le projet de base / Choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux		
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 avec la phase Supervision du suivi)	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, capitalisation des retours d'expérience)	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 (en interaction avec la phase Supervision de l'étude)	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage		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 le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié