

GÉOFONDATION

l'ingénierie du sous-sol

INGÉNIERIE GÉOTECHNIQUE •
selon la norme NF P 94 500

HYDROGÉOLOGIE •
selon la norme NF P 94 500

DIAGNOSTIC POLLUTION •
selon la norme NF X 31-620-2

Maitrise d'ouvrage :
SGAMI Sud-Ouest

Dossier n° AG 230919 :
LIBOURNE (33)
15 place Joffre

Rapport d'étude géotechnique G2AVP

Etabli le **8 février 2024** par :
GÉOFONDATION - Agence de Bordeaux

 05 56 28 78 90

www.geofondation.fr



be@geofondation.fr

Une équipe à vos côtés dans l'acte de construire

Nos valeurs :

- Délais, disponibilité
- Prix, adaptabilité
- Expertise.

GéoFondation
www.geofondation.fr

SOMMAIRE

1. DONNEES D'ENTREES DE L'ETUDE	3
1.1. INFORMATIONS GENERALES	3
1.2. ELEMENTS DE REFERENCES	5
1.3. MISSIONS COMMANDEES	6
1.4. INVESTIGATIONS HYDRO GEOTECHNIQUES	7
2. RISQUES NATURELS RECENCES PAR L'ETAT	8
2.1. GEORISQUES	8
2.2. RISQUE DE REMONTEE DE LA NAPPE	12
2.3. ETUDE DES CARTES GEOLOGIQUES DU BRGM	13
3. RESULTATS DES ESSAIS ET SYNTHESES	14
3.1. ESSAIS HYDROGEOLOGIQUES	14
3.2. ESSAIS DE MECANIQUE DES SOLS	16
4. PRINCIPES DE FONDATION ENVISAGEABLES	18
4.0. RECOMMANDATIONS SELON L'EUROCODE 7	18
4.1. FONDATIONS SUR RADIER POUR LES MODULAIRES PROVISOIRES	21
4.2. FONDATIONS PROFONDES SELON LA METHODE PRESSIOMETRIQUE	24
4.3. VARIANTES EN FONDATIONS SUPERFICIELLES PAR SEMELLES SELON L'EUROCODE 7	34
4.4. REUTILISATION DES FONDATIONS EXISTANTES	38
5. VOIRIES POIDS LOURDS	40
5.1. CAROTTAGES DE CHAUSSEE	40
5.2. ESSAIS DE DEFLEXIONS	41
5.3. REUTILISATION DES VOIRIES EXISTANTES	42
6. SUITE A DONNER AU RAPPORT POUR LE DCE	43
ANNEXES	47
- Plan de situation,	
- Plan d'implantation,	
- Coupes géotechniques.	
- PV d'essais en laboratoires.	

1. DONNEES D'ENTREES DE L'ETUDE

1.1. Informations générales

Maître d'ouvrage	SGAMI Sud-Ouest 89, cours Dupré de Saint Maur 33041 Bordeaux
------------------	--

Notre mission s'inscrit dans le cadre du projet d'implantation de la 4^{-ème} unité d'instruction et d'intervention de la Sécurité Civile (UIISC) en zone Sud-Ouest. A terme, l'UIISC compterait à minima 565 personnels, 260 véhicules d'intervention et une surface bâtie de l'ordre de 50 000m² (bureaux, hébergements, hangars, stockage, stationnement couvert etc.) sur 15 ha environ.

La présente étude concerne le site élargi des casernes Lamarque et Proteau, situé en centre-ville de Libourne, 15 place Joffre, et qui comporte environ 6ha.



Cet ensemble nécessite :

une réhabilitation totale portant sur 32.000 m² de surface plancher, dont 5 bâtiments de la caserne Lamarque inscrits aux monuments historiques (grille d'entrée, pavillons d'entrée et bâtiments latéraux, l'aile Est dite des soldats, l'aile ouest et le manège, le pavillon des officiers et la cour intérieure situées sur les parcelles cadastrales CL 457, 458 et 459),
une adaptation aux besoins d'une UIISC (hébergement, restauration, bureaux, ateliers, stockage, hangars, circulation PL),
la déconstruction éventuelle de plusieurs bâtiments (caserne Proteau),
la construction de bâtiments supplémentaires.

Comme indiqué sur le plan ci-dessous, il est prévu à ce stade :

- La création de bâtiments modulaires provisoires en R+2 à R+3 dans la zone de parking Nord Est et la place d'arme de la caserne Lamarque.
- Une restructuration des Bâtiments 28,29 et 42,
- La démolition des bâtiments 19, 24 ,35 ,36 ,38 ,45 avec reconstruction d'un nouveau bâtiment dans les emprises indiqués sur le plan.

Une réhabilitation des bâtiments 13, 21 et 51 est prévue, sans restructuration profonde. Leur étude ne fait donc pas partie de la présente mission. Une étude structurelle est en cours sur ces bâtiments selon la maîtrise d'ouvrage.

Dans ce cadre, il est également prévu de réutiliser les voiries Ouest (en jaune).



1.2. Éléments de références

1.2.1. Documents communiqués

Documents communiqués (document contractuel de l'étude) :

	Désignation	Auteur	Date du doc
1	Plan de localisation des réseaux enterrés	SGAMI	19/09/2023
2	Plan caserne numéroté	SGAMI	02/10/2023
3	Projet ESOG pour l'Unité d'instruction et d'Intervention de la Sécurité Civile (UIISC)	SGAMI	29/09/2023

Documents demandés en plus pour la phase PRO :

- Un plan topographique du site,
- Plan de masse, plans des niveaux RdC et sous-sols ainsi que les coupes avec le calage NGF du 0,00
- Plans fondations par le BET avec les descentes de charges.

Ces éléments seront indispensables pour définir le projet notamment en phase PRO/DCE/ACT.

1.2.2. Documents de référence

Les ouvrages géotechniques seront définis selon les référentiels suivants :

Ouvrage géotechnique	Référentiel	Mise à jour
Dénomination et description des sols	NF P 94-400-1 NF P 94-400-2	Mai 2003 Avril 2005
Calcul géotechnique	NF EN 1997-1 et 2/NA NF P 94 251-1 NF P 94 252	Sept 2006 Juin 2005 Sept 2007
Fondations	NF P 94 261 « superficielles » NF P 94 262 « profondes » NF DTU13.1	Juin 2013 Juillet 2018 Sept 19
Terrassements GTR	NF P 11 300	09/1992
Dimensionnement des chaussées neuves	NF P 98 -086	10/2011
Eurocode – Classification des sols aux séismes	NF EN 1998-5	2013
Dallages	DTU 13.3 - 1	5/2007

Remarque : toutes les abréviations utilisées dans ce rapport sont conformes à la norme XP 94-010 hormis les suivantes :

- TA : terrain actuel

1.2.3. Mitoyens et définition de la ZIG

On doit distinguer :

- Les mitoyens ou avoisinants, c'est-à-dire les bâtiments et réseaux existants en vis à vis du projet
- Et la zone d'influence géotechnique, qui peut aller au-delà des vis-à-vis, par exemple dans le cas de terrassements de masse, notamment en aval d'une pente, de rabattement de la nappe,

En règle générale, la ZIG s'étend sur un rayon :

- de $V_T \geq 4H_T$ autour des terrassements, H_T désignant la profondeur d'excavation, V_T le rayon d'influence des travaux de terrassements,
- de $V_R \geq 5H_R$ autour des rabattements de la nappe, H_R désignant la profondeur de rabattement de la nappe sachant que l'on rabat la nappe souvent plus profondément que les terrassements, par exemple $H_R = H_T + 1$,
- de $V_v \geq 15m$ généralement autour des ouvrages enfoncés dans le sol, améliorations de sols par colonnes ballastées, soutènement par palplanche, ...mais H_v dépend de la technique et de la nappe des sols, les sables absorbent mieux ce type de vibrations mais ils se serrent à proximité immédiate, les marnes diffusent plus loin les vibrations, le battage se diffuse moins que le vibrobattage. ..

La ZIG (Zone d'Influence Géotechnique) est donc égale au max (V_T ; V_R ; V_v), soit les existants sur la parcelle, comme sur les parcelles voisines (CF. plan cadastrale) a priori mais nous préciserons dans les chapitres suivants la ZIG_T et la ZIG_R .

1.3. Missions commandées

La mission de GEOFONDATION est conforme au devis n° dev-20230915-01203 du 15/09/2023 accepté sans réserve par le client le 21/09/2023 par retour du devis signé. Il s'agit d'une étude géotechnique d'avant-projet G1 selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013 sur les missions d'ingénierie géotechnique au stade d'une étude APS.

Etapes selon norme NF P 94 500	Préalable		Conception				Exécution	
Phases selon norme NF P 94 500	G1ES	G1PGC	G2AVP	G2PRO	G2DCE	G2ACT	G4EXE	G4DET
Missions confiées	X	X	X					
Indices	A	A	C					

Remarques générales :

Il convient de rappeler que les aspects suivants ne font pas partie de nos missions géotechniques quel que soit le niveau, notamment :

- La reconnaissance de cavités,
- Les diagnostics de pollutions,
- Le potentiel géothermique du site
- L'étude historique du site : en l'absence de données de la part des différents intervenants au moment de notre étude, le présent rapport est limité à nos connaissances propres.
- La reconnaissance des anomalies géotechniques situées en dehors de l'emprise des investigations,

→ Les enquêtes hydrauliques pour définir la cote d'inondation,

1.4. Investigations hydro géotechniques

Nous avons réalisé les sondages suivants dans l'emprise du projet :

1.4.1. Sondages in situ

N°	Technique	Profondeur	Essais	Machine
SP1+Pz1 SP2 SP3 SP4	Tarière mécanique	9 m	Pressiométriques NF P 94 110 à 1 m – 2,5m – 4m – 6m – 8m + pose d'un piézomètre Pz1	GEO205
PD1 à PD20	Battage des tiges	6m ou refus vers -2 et -3m	Sondages au Pénétrromètre dynamique NF P 94 115	PAGANI tg30/20
CPT1 CPT2 CPT3 CPT4	Fonçage de tiges	6,2m 2,6m 3,0m 1,7m	Pénétrromètre statique	SCANIA 26T
K1 K2 K3	Test d'infiltration	0,5 m	Essais de perméabilité de type Porchet	/
RF1 RF2 RF3	Fouille manuelle	Sous les fondations	3 fouilles de reconnaissance des fondations existantes	Pelle mécanique

Remarques générales :

Les forages semi-destructifs ou destructifs ainsi que les fonçages statiques ou dynamiques, ne permettent pas de mettre en évidence, de façon certaine, la base des remblais de couverture ni le passage d'un faciès à un autre.

Le plan d'implantation et les coupes des sondages sont donnés en annexes. Le niveau zéro des sondages correspond au niveau du terrain à la date de leur réalisation. Aussi, les cotes NGF indiquées sont données à titre indicatif et sont non contractuelles. Pour plus de précision, il faudra nous transmettre un relevé fait par un géomètre.

1.4.2. Essais en laboratoire

Analyses	Quantité
Détermination de la teneur en eau naturelle selon la norme NF 94 512	5
Analyse du risque de retrait/gonflement des argiles à partir de la mesure des limites d'Atterberg selon l'essai correspondant à la norme NF 94 051	1
Valeur au Bleu de Méthylène d'un sol selon la norme NF P 94 068	5
Granulométrie selon la norme NF 94 056	5
Analyse d'agressivité de la nappe vis-à-vis des bétons selon la norme NF-18-011	1

2. RISQUES NATURELS RECENCES PAR L'ETAT

2.1. Géorisques

Le préfet met à disposition divers sites internet permettant d'apporter quelques précisions sur ces risques. D'autres risques existent et peuvent avoir une répercussion sur le projet comme notamment :

- La présence de pollution des sols qui peuvent induire une agressivité vis-à-vis des bétons (hors mission)
- Présence de carrière (hors mission),
- Présence de cavités souterraines type karst ou vide de dissolution (hors mission).

Sur cette commune, le site www.georisques.fr relève les risques suivants :



Inondation



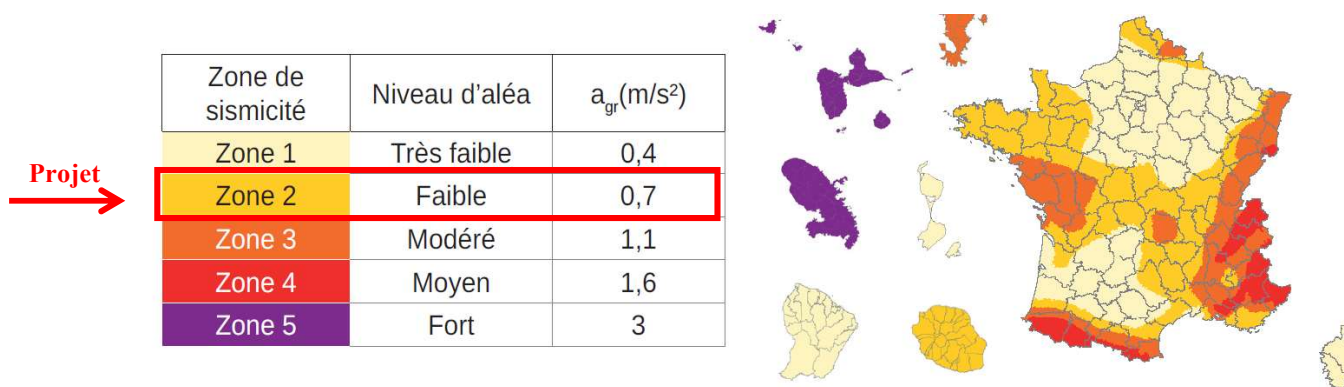
Retrait-gonflements des sols
Aléa moyen



Séismes
2 - FAIBLE

2.1.1 Risque sismique selon l'EuroCode8

Le zonage réglementaire définit cinq zones de sismicité croissante basées sur un découpage communal.



L'Eurocode 8 s'applique dans cette zone de sismicité 2 que pour des ouvrages de catégorie III et IV (CF signification sur <https://www.service-public.fr/professionnels-entreprises/vosdroits/F32351>).

Projet

Catégorie d'importance	Description
I	<ul style="list-style-type: none">Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée.
II	<ul style="list-style-type: none">Habitations individuelles.Établissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5.Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m.Bureaux ou établissements commerciaux non ERP, h ≤ 28 m, max. 300 pers.Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes.Parcs de stationnement ouverts au public.
III	<ul style="list-style-type: none">ERP de catégories 1, 2 et 3.Habitations collectives et bureaux, h > 28 m.Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes.Établissements sanitaires et sociaux.Centres de production collective d'énergie.
IV	<ul style="list-style-type: none">Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public.Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage d'eau potable, la distribution publique de l'énergie.Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne.Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise.Centres météorologiques.

Exigences sur le bâti neuf

Les exigences sur le bâti neuf dépendent de la catégorie d'importance du bâtiment et de la zone de sismicité.

	I	II	III	IV
Zone 1	aucune exigence			
Zone 2	Eurocode 8 ³ a _g =0,7 m/s²			
Zone 3	PS-MI ¹ a _g =1,1 m/s²		Eurocode 8 ³ a _g =1,1 m/s²	
Zone 4	PS-MI ¹ a _g =1,6 m/s²		Eurocode 8 ³ a _g =1,6 m/s²	
Zone 5	CP-MI ² a _g =3 m/s²		Eurocode 8 ³ a _g =3 m/s²	

¹ Application possible (en dispense de l'Eurocode 8) des PS-MI sous réserve du respect des conditions de la norme PS-MI
² Application possible du guide CP-MI sous réserve du respect des conditions du guide
³ Application obligatoire des règles Eurocode 8

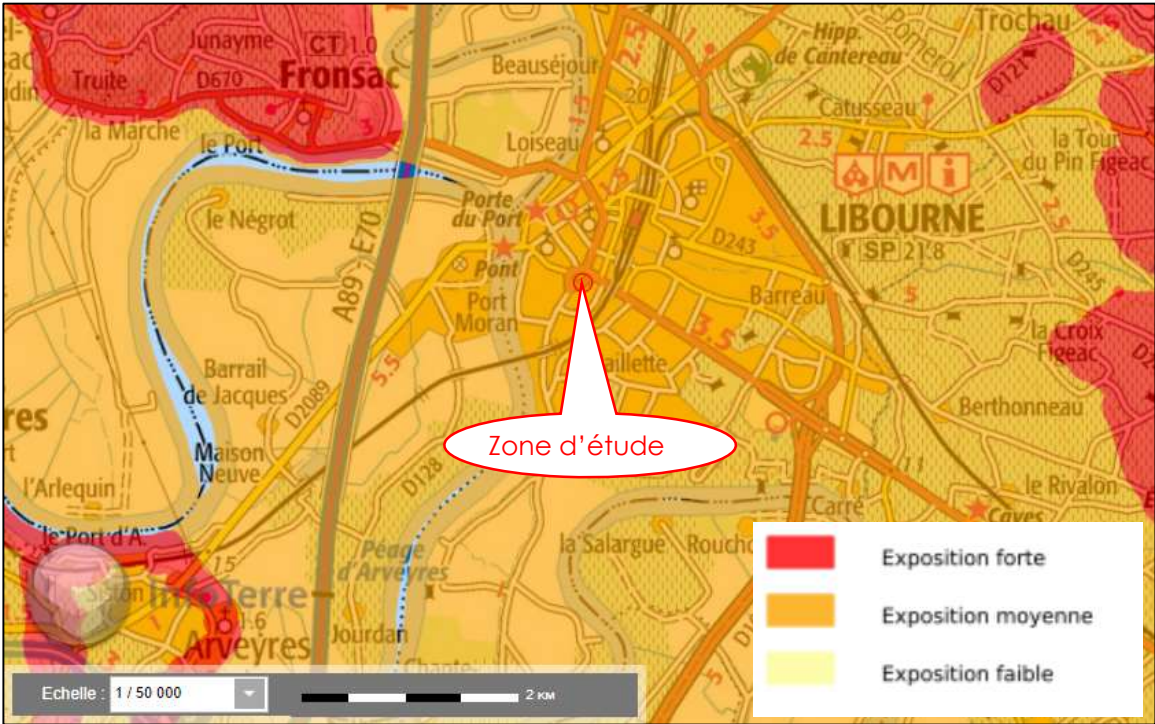
Le paramètre retenu pour décrire l'aléa sismique au niveau national est une accélération a_{gr} , accélération du sol «au rocher » (le sol rocheux est pris comme référence).

Pour le calcul, d'autres coefficients majorateur ou minorateur viennent pondérer l'accélération. Il en résulte l'accélération de calcul a_n suivante :

Référentiel	Classe de sol	Site	Zone à risque	Agr Accélération de base	Coefficient d'importance III	Accélération horizontale de calcul a_n
Eurocode 8	E	S = 1,8	2	0,7m/s²	$\gamma_I = 1.2$	1,512 m/s²

2.1.2 Risque argiles

Selon le site internet « www.infoterre.brgm.fr », l'aléa retrait-gonflement des argiles au niveau de la zone d'étude est moyen.



Pour comprendre cette cartographie, il convient de se reporter à l'article R112-5 (V) du code de la construction ([Code de la construction et de l'habitation. - art. R112-5 \(V\)](#))

Le potentiel de gonflement peut être ré-évalué par le tableau ci-dessous de Bigot et Zerhouni (2000), à partir des résultats des essais en laboratoire :

Paramètres d'identification			Susceptibilité de variation de volume de sol
Indice de Plasticité Ip (%)	Pourcentage de passant au tamis de 80µm (%)	VBS (g/100 de sol)	
>30	>90	>6	Forte
15<Ip<30	>50	2<VBS<6	Moyenne
<15	>50	<2	Faible

Les résultats en laboratoire nous permettent :

- ➡ De (re) classer son intensité moyenne à FORTE au droit des sols argileux (sondage SP4).

L'Arrêté du 22 juillet 2020 relatif aux techniques particulières de construction dans les zones exposées au phénomène de mouvement de terrain différentiel consécutif à la sécheresse et à la réhydratation des sols (pour les aléas moyen et fort) paru au JORF n°0200 du 15/8/2020 texte 57 indique les dispositions constructives que le constructeur est tenu de respecter :

I. - Les bâtiments en maçonnerie ou en béton sont construits avec une structure rigide. La mise en œuvre de chaînages horizontaux et verticaux, ainsi que la pose de linteaux au-dessus des ouvertures permet de répondre à cette exigence.

II. - Pour tous les bâtiments :

a) Les déformations des ouvrages sont limitées par la mise en place de fondations renforcées. Elles ont comme caractéristiques d'être :

- en béton armé ;
- suffisamment profondes pour s'affranchir de la zone superficielle où le sol est sensible au phénomène de mouvement de terrain différentiel ...*Cf notre chapitre 4.1*) ;
- ancrées de manière homogène, sans dissymétrie sur le pourtour du bâtiment, notamment pour les terrains en pente ou pour les bâtiments à sous-sol partiel. En l'absence de sous-sol, la construction d'une dalle sur vide sanitaire est prévue ;
- coulées en continu ;
- désolidarisées des fondations d'une construction mitoyenne ;

b) Les variations de teneur en eau du terrain à proximité de l'ouvrage dues aux apports d'eaux pluviales et de ruissellement sont limitées, pour cela :

- les eaux de gouttières sont éloignées des pieds de façade, avec un exutoire en aval de la construction ;
- les réservoirs de collecte des eaux pluviales sont équipés d'un système empêchant le déversement des eaux de trop plein dans le sol proche de la construction ;
- les puits situés à proximité de la construction sont isolés des fondations par un système assurant son étanchéité ;

- les eaux de ruissellement superficielles ou souterraines sont détournées à distance de l'habitation en mettant en œuvre un réseau de drainage ;
- la surface du sol aux abords de la construction est imperméabilisée ;
- le risque de rupture des canalisations enterrées est minimisé par l'utilisation de matériaux flexibles avec joints adaptés ;

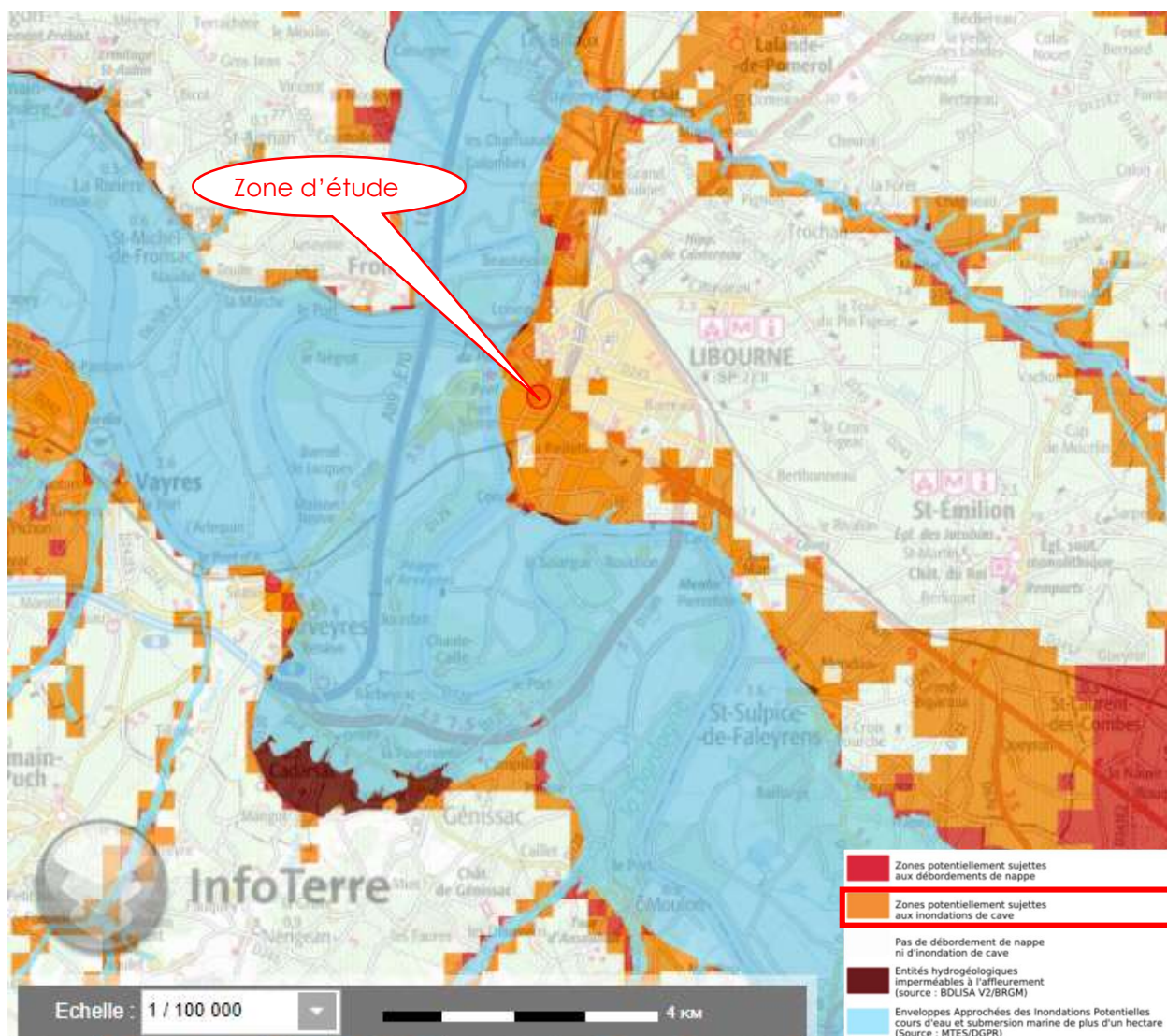
c) Les variations de teneur en eau du terrain à proximité de l'ouvrage causées par l'action de la végétation sont limitées, pour cela :

- le bâti est éloigné du champ d'influence de la végétation. On considère que la distance d'influence est égale à une fois la hauteur de l'arbre à l'âge adulte, et une fois et demi la hauteur d'une haie ;
- à défaut du respect de la zone d'influence, un écran anti-racines est mis en place. Cet écran trouve sa place au plus près des arbres, sa profondeur sera adaptée au développement du réseau racinaire avec une profondeur minimale de 2 m ;
- le cas échéant, la végétation est retirée en amont du début des travaux de construction afin de permettre un rétablissement des conditions naturelles de la teneur en eau du terrain ;
- en cas de difficultés techniques, notamment en cas de terrains réduits ou en limite de propriété, la profondeur des fondations est augmentée par rapport aux préconisations du paragraphe II du présent article ;

d) Lors de la présence d'une source de chaleur importante dans le sous-sol d'une construction, les échanges thermiques entre le terrain et le sous-sol sont limités. Pour cela, les parois enterrées de la construction sont isolées afin d'éviter d'aggraver la dessiccation du terrain situé dans sa périphérie.

2.2. Risque de remontée de la nappe

Une évaluation de ce risque est donnée dans le site internet du BRGM :



D'après cette carte la zone d'étude est potentiellement sujette aux inondations de cave, ce qui se traduit par une nappe régulièrement située à moins de 5m de profondeur par rapport au TN. Néanmoins ce zonage est à considérer avec prudence compte tenu de l'échelle de la carte.

3. RESULTATS DES ESSAIS ET SYNTHESSES

3.1. Essais hydrogéologiques

3.1.1. Mesures piézométriques in situ

Lors de nos investigations de novembre 2023, nous avons relevé des venues d'eaux aux profondeurs suivantes dans nos sondages :

Sondages n°	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5
Profondeur du plan d'eau	2,5m	2,1m	1,8m	2,1m	2,5m

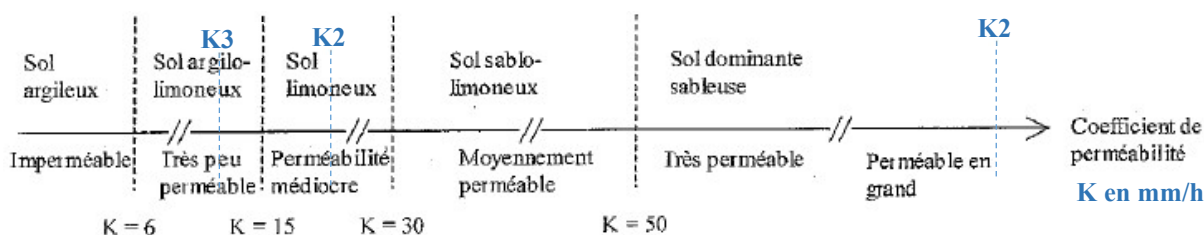
Remarques générales :

A ce propos, l'intervention ponctuelle du géotechnicien dans le cadre de la réalisation de l'étude confiée ne lui permet pas de fournir des informations hydrogéologiques suffisantes, dans la mesure où le niveau d'eau mentionné dans le rapport d'étude correspond nécessairement à celui relevé à un moment donné, sans possibilité d'apprécier la variation inéluctable des nappes et circulations d'eau qui dépend notamment des conditions météorologiques.

3.1.2. Perméabilités mesurées in situ

Les essais de perméabilité de type Porchet réalisés au droit de nos sondages ont donné les résultats suivants :

Sondages	Profondeur poche/TN	Faciès	K en mm/h	K en m/s
K1	0,3 à 1,0m	Sable marron	26,2	$7,2 \cdot 10^{-6}$
K2	0,1 à 1,0m	Sables gréseux marron	271,6	$7,5 \cdot 10^{-5}$
K3	0,3 à 1,0m	Sable marron limoneux	10,3	$2,8 \cdot 10^{-6}$



Les résultats de ces essais d'eau révèlent une importante hétérogénéité des sols, avec des zones sableuses drainantes et des passages sablo-limoneux peu perméables.

Remarques générales :

Il est rappelé qu'il s'agit d'essais ponctuels qui ne reflètent que partiellement la perméabilité à l'échelle du site. En effet les débits d'infiltration seront fortement influencés par les variations lithologiques qui peuvent être rencontrées au sein de ces formations (intercalations de niveaux argileux au sein des sables et graviers) et par les niveaux de la nappe qui peut remonter.

3.1.3 Agressivité de la nappe vis-à-vis des bétons

Un échantillon d'eau prélevé dans le sondage **SP2** a été analysé en laboratoire. Nous avons recueilli les résultats suivants :

Analyse	Unité	Q	001
pH		Q	7.5
température pour mes. pH	°C		19.1
<i>METALLAUX</i>			
magnésium	µg/l	Q	75000
<i>COMPOSES INORGANIQUES</i>			
ammonium	mg/l	Q	<0.2
ammonium	mgN/l	Q	<0.15
CO2 agressif	mg CO2/l		29
Alcalinité (CaCO3)	mmol/l		5.3
Titre alcalimétrique complet	mmol/l	Q	3.9
<i>AUTRES ANALYSES CHIMIQUES</i>			
sulfate	mg/l	Q	18
<i>DEGRE D'AGRESSIVITE</i>			
Degré d'agressivité			XA1: Faiblement agressif vis à vis des bétons

On rappelle les différentes classes d'exposition :

Les valeurs limites des classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques des eaux souterraines, selon la norme du béton NF 206-1, sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Paramètre	Unité	Degré d'agressivité		
		XA1	XA2	XA3
Dioxyde de carbone agressif	mg/l E/L	≥15 et ≤40	>40 et ≤100	>100
Ammonium (NH4)	mg/l E/L	≥15 et ≤30	>30 et ≤60	>60 et ≤100
Sulfates (SO4)	mg/l E/L	≥200 et ≤600	>600 et ≤3000	>600 et ≤3000
Magnésium (Mg)	mg/l E/L	≥300 et ≤1000	>1000 et ≤3000	>3000
pH	E/L	≤6,5 et ≥5,5	<5,5 et ≥4,5	<4,5 et ≥4,0

Le degré d'agressivité des eaux souterraines prélevées sur les bétons est de type XA1 pour l'échantillon testé selon le PV établi par SGS et présenté en annexe. D'après la norme NF 206-1, cela correspond à une eau d'agressivité chimique faible. Les mesures de protection à adopter sont la composition du béton et sa mise en œuvre aux conditions du milieu.

3.2. Essais de mécanique des sols

3.2.1. Relevés géotechniques in situ

Les sondages ont permis d'identifier les couches lithologiques suivantes de haut en bas :

➤ **Faciès n° 0 : remblais compacts et couche de forme de voiries**

- **Nature** : Sable marron graveleux +/- argileux à débris divers
- **Profondeur de la base** : 0,8 à 1,5m
- **Compacité** : hétérogène par nature
- Constat : faciès remanié et lâche au droit de PD12 et CPT2 ($Q_d < 3 \text{ MPa}$)

Q_d (MPa)	Q_c (MPa)	PI (MPa)
4 à >20	4 à 24	-

➤ **Faciès n° 1 :**

- **Nature** : Sable marron légèrement graveleux et limoneux
- **Profondeur de la base** : 1,2 à 4,0m/TN
- **Compacité** : faible
- Constat : Des lentilles d'argiles viennent localement diminuer la compacité de ce faciès lentilles reconnues dans les sondages PD2, PD6 et PD12, CPT2. Au droit du sondages SP4, nous avons relevé un faciès argileux marrons plastique jusqu'à -3,5m/TN.

Q_d (MPa)	Q_c (MPa)	PI (MPa)	E_m (MPa)
1,5 à 5,0	0,5 à 8,0	0,1 à 0,8	1,1 à 5,7

➤ **Faciès n° 2 :**

- **Nature** : Sables +/- grossiers grésifiés légèrement graveleux et argileux
- **Profondeur de la base** : 5,5 à 7,2m/TN
- **Compacité** : moyenne

Q_d (MPa)	Q_c (MPa)	PI (MPa)	E_m (MPa)
5,0 à >20 (refus)	(Refus)	0,38 à 2,78	4,0 à 18,9

➤ **Faciès n° 3 :**

- **Nature** : Marnes verdâtres
- **Profondeur de la base** : >9m/TN
- **Compacité** : bonne

Q_d (MPa)	Q_c (MPa)	PI (MPa)	E_m (MPa)
-	-	0,8 à 3,5	4,0 à 92,7

Remarques générales :

Les forages semi-destructifs ou destructifs ainsi que les fonçages statiques ou dynamiques, ne permettent pas de mettre en évidence, de façon certaine, la base des remblais de couverture ni le passage d'un faciès à un autre.

3.2.2. Analyses en laboratoire selon le Guide GTR

Les essais en laboratoire sur des échantillons de sols et d'enrobés prélevés sur site ont donné les résultats ci-dessous. Les détails des résultats sont donnés en annexes sous forme de procès-verbaux.

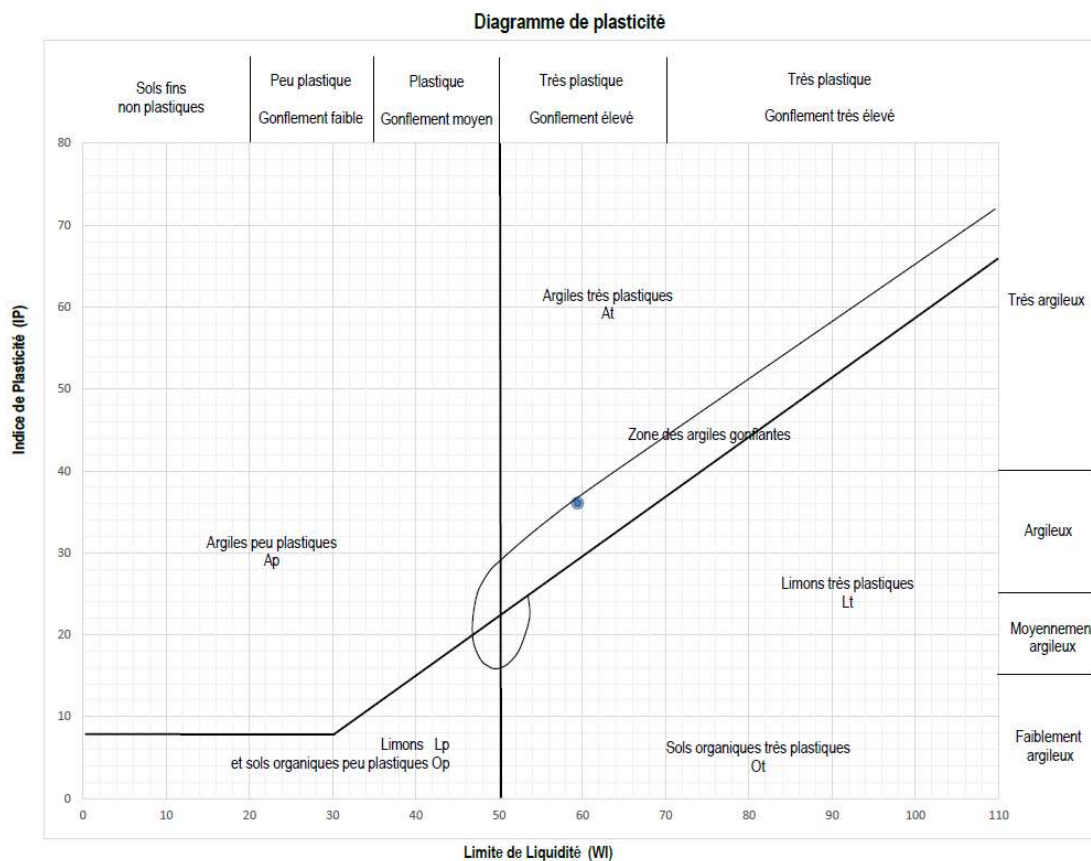
➤ Identification GTR : Analyse granulométrique

Sondages	Profondeur	Faciès	GTR	VBS	W _{nat}	% Passant	
						2	0,08
SP1	0,4 à 1,5m	Sables graveleux marron	B5	0,35	6,2%	91,95	20,59
SP2	0,2 à 1,0m	Sables graveleux marron	B5	0,33	13,2%	72,22	23,22
SP3	0,4 à 1,5m	Sables graveleux marron	B4	0,42	43,3%	66,18	5,67
SP5	0,3 à 1m	Sable graveleux noir	B5	0,64	12,4	74,66	19,58
RF3	1,3 à 1,6m	Sable limoneux marron	B5	1,3	21,9	86,67	21,24

➤ Identification GTR : Limites d'Atterberg

Sondages	Profondeur	Faciès	GTR	I _p	W _L	W _{nat}
SP4	1 à 2m	Argile marron	A3	36,1	59,4	21,8%

Le diagramme de plasticité ci-dessous met en avant l'important potentiel de gonflement des argiles rencontrées sur site.



4. PRINCIPES DE FONDATION ENVISAGEABLES

4.0. Recommandations selon l'EuroCode 7

Nos essais, nos sondages et la bibliographie permet de dresser une liste préliminaire des aléas géotechniques que le maître d'œuvre et le constructeur devront prendre en compte pour la suite du projet :

- Les descentes de charges +/- lourdes du projet (les surcharges sur fondations ne sont pas définies à ce jour)
- La présence d'existant dont il faudra d'assurer de la bonne conservation en l'état,
- La sismicité du site (chapitre 2.1.1)
- La présence d'argiles et/limons sensibles aux RRGAs (chapitres 2.1.2 et 3.2.2)
- La présence d'une nappe pouvant interférer avec le projet
- L'hétérogénéité des sols de surface, traduite par une hétérogénéité de perméabilité.
- L'agressivité de la nappe vis-à-vis des bétons (XA1),
- La compressibilité des sols sous la couche de forme jusqu'à -2 à -3m/TN.

Pour une bonne maîtrise des aléas géotechniques, la norme oblige à enchaîner les missions géotechniques avec une partie intellectuelle (synthèse, dimensionnement, visa, contrôle) à chaque étape du projet, ESQ, AVP, PRO, EXE, DET, mais surtout une partie essais et sondages nécessaires (pressiomètre approfondi par exemple pour des pieux, pelles mécaniques pour des fondations superficielles) en plus des contrôles usuelles (essais à la plaque, enregistrements des paramètres de forages, essais sur béton, ...) et ce à chaque phase. En particulier, la norme demande une réappropriation du modèle géotechnique par l'entreprise de gros œuvre qui passe forcément par des essais in situ et en laboratoire d'étalonnage ou pour compléter le modèle.

Les différents projets seront donc adaptés au sol par l'intermédiaire des ouvrages géotechniques suivant :

4.0.1. Fondations

- **MODULAIRES PROVISOIRES (sondages PD1 à PD5 + SP1 et CPT4)**

Pour les bâtiments modulaires dans le quartier LAMARQUE : il s'agit d'ouvrages provisoires prévues pour accueillir les résidents le temps de la construction des bâtiments plus pérennes. **Il est prévu de poser les patins de ces ouvrages provisoires sur la chaussée actuelle.** On note qu'une couche compressible est présente sous la couche de forme entre - 0,8 et -2m/TN : le chargement va provoquer des **tassements importants de cette couche molle**. Il conviendra de vérifier les tassements en phase G2PRO. Et vérifier qu'elles sont **admissibles par le projet, sur sa durée d'exploitation**.

Pour des surcharges de bâtiment en R+3 , il faudra dans tous les cas prévoir :

- ↳ En base : des **fondations sur micropieux** telles que définies dans la norme d'application NF P 94 262 de l'EUROCODE 7 « Fondations profondes » et fichés dans

le **substratum dit faciès n°3**, reconnu à partir de -5,5m/TN dans le sondage SP1. Cette solution s'imposera si la nappe est pérenne aux hauteurs mesurées dans le chap. 3.1.1, ce qui pourrait être le cas selon le chap 2.2. Notez qu'il est toujours possible de rabattre la nappe mais cela demande des moyens spécifique (simple pompage en fond de fouille à proscrire) mais également un chapitre dans le DLE (dossier loi sur l'eau), sans compter un risque de tassement des existants

➤ En variante 1 si la nappe baisse : des **fondations sur puits**, tels que définies dans la norme d'application NF P 94 261 de l'EUROCODE 7 « Fondations superficielles ». Leur assise sera adaptée en fonction de la profondeur réelle du toit du **faciès n°2 dit « sables grésifiés »** reconnu dans nos sondages aux profondeurs suivantes :

	P1	PD1	PD2	PD3	PD4	PD5	PD6	CPT1	PD7
Toit du faciès 2	1,5m	2,2m	1,8m	1,7m	2,4m	1,5m	2,3m	2,2m	2,6m

*l'ancrage des fondations seront d'au moins 20cm dans le faciès 2.

Dans le cas de bâtiment Algeco en R+2, nous avons étudié une solution de fondations superficielles avec une hypothèse de charge $>3T/m^2$.

➤ Il s'agira un **radier rigide** tel que définies dans la norme d'application NF P 94 261 de l'EUROCODE 7 « Fondations superficielles ». Pour des raisons archéologiques, il sera posé directement sur la couche de forme existante. Néanmoins, une bêche périphérique descendue à une cote minimale hors gel de 0,5m/TN devra être réalisée sur tout le pourtour du radier.

• **RESTRUCTURATION DES BATIMENTS 28, 29 et 42**

Les fondations existantes sont descendues au niveau du faciès 1 compressible. Les surcharges admissibles par le projet sont donc limitées au risque de provoquer d'importants tassements différentiels. Les tassements sont à étudier en phase PRO en fonction des surcharges réelles du projet. Si les tassements ne sont pas admissibles (généralement au-delà de 1cm) il sera nécessaire d'envisager :

- Soit une reprise en sous-œuvre par injection de résine expansive, pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols sous les fondations
- Soit une reprise en sous œuvre par micropieux.

• **DEMOLITION RECONSTRUCTION des bâtiments 19, 24, 45, 29, 35-36-59, 38**

Ces nouveaux projets seront adaptés au sol par l'intermédiaire des ouvrages géotechniques suivant :

Bâtiment	Sondages de références	Fondation	Profondeur d'ancrage	Sol d'assise	Contraintes principales
B19	SP4, PD20	Micropieux	>3,5m	Faciès 3	Argiles gonflantes Mur mitoyen
B24	PD18, PD19	Semelles ou puits	-2m si SI -1.5m si SFR	Faciès 1a	Argiles gonflantes donc pas d'arbres à moins de 20m, ...cf chap 2.1.2
BAT35-36-59	PD13, PD15, SP3	Puits	-2,3 à -2,5m	Faciès 2	Sol compressible jusqu'à -2 à -2,5m/TN
B38	PD12, CPT2	Puits	-2,0m	Faciès 2	Sol compressible jusqu'à -2m/TN
B45	PD9, PD10, SP2	Puits ou micropieux	-1,5m	Faciès 2	Sol compressible jusqu'à -1,5m/TN

Poste de garde B52	SP5, P1	Semelles	-1,5m	Faciès 2	Sol compressible jusqu'à -1,5m/TN
--------------------	---------	----------	-------	----------	-----------------------------------

↳ En base des Micropieux : fondations sur micropieux telles que définies dans la norme d'application NF P 94 262 de l'EUROCODE 7 « Fondations profondes » et fichés dans le **substratum dit faciès n°3**, reconnu à partir de -5,5m/TN dans le sondage SP1.

↳ En variante si la nappe baisse : Semelles ou puits : Fondations sur Semelles ou puits telles que définies dans la norme d'application NF P 94 261 de l'EUROCODE 7 « Fondations superficielles ». Leur assise sera adaptée en fonction de la profondeur réelle du toit du **faciès n°2 dit « sables grésifiés »** reconnu dans nos sondages à partir de $Q_d > 3,5 \text{ MPa}$. Attention dans la zone du sondage SP4, la présence d'argiles gonflantes impliquera la nécessité d'une garde hors sécheresse de -2m/TN pour des SI et -1.5m/TN pour des SFR. Là encore la nappe sera un frein au développement de cette solution.

4.0.2. Niveaux bas - RDC

Pour toutes ces nouvelles constructions, et compte tenu des remaniements à prévoir, nous préconisons des **niveaux bas sur plancher portés** par les fondations. Sous réserve de vérification des tassements dans le cadre d'une mission G2PRO ou G3, et de la réalisation d'une couche de forme soignée, un niveau bas sur dallage pourra être envisagé dans les sols sablo-graveleux (non sensibles au retrait gonflement des argiles) pour les bâtiments B35-36-59, B38 et B45.

4.1. Fondations sur radier pour les modulaires provisoires

Pour des raisons archéologiques, une solution de fondations sur radier est étudiée afin de minimiser le remaniement des sols en place dans la zone

4.1.1. Contrôle de la plate-forme

Le tableau ci-dessous récapitule les classifications de sols en fonction de leur portance :

Classe de portance de l'arase	Examen visuel (essieu de 13 T)	Indice portant CBR	Module de déformation EV2 (en MPa) sur le TN (arase)
p = 0	Circulation impossible, sol inapte, très déformable	$CBR \leq 3$	$EV2 < 15$
p = 1	Ornières derrière l'essieu de 13 T, déformable	$3 < CBR \leq 6$	$15 < EV2 \leq 30$
p = 2 ou PF1	Pas d'ornières derrière l'essieu 13 T	Deformable	$30 < EV2 \leq 50$
p = 3 ou PF2		Peu déformable	$50 < EV2 \leq 120$
P = 4 ou PF3		Très peu déformable	$120 < EV2 \leq 200$

Les essais au pénétromètre dynamiques ont permis de retenir les équivalences suivantes au droit des sondages :

	Epaisseur de la CdF compacte	Qd (MPa)	Equivalent EV2	Classe de portance
PD1	1,0m	15MPa	150 MPa	P =4 ou PF3
PD2	0,9m	10MPa	100MPa	P=3 ou PF2
PD3	1,0m	20MPa	200MPa	P =4 ou PF3
PD4	0,9m	15MPa	150MPa	P =4 ou PF3
PD5	1,0m	10MPa	100MPa	P=3 ou PF2

Aussi, dans le cadre du projet de modulaires provisoires, les résultats des sondages semblent indiquer que la structure de voirie actuelle peut être réutilisée comme une plate-forme de répartition des charges sur radier.

4.1.2. Vérification des tassements

q_{net} est la valeur de la contrainte associée à la résistance nette sous la fondation superficielle calculée selon une méthode de calcul appropriée (Annexes D, E ou F) ; la formule est :

$$q_{net} = k_p \cdot P_{le}^* \cdot i_\delta \cdot i_\beta \text{ selon la méthode pressiométrique}$$

Avec :

k_p : facteurs de portance

P_{le}^* : pression limite nette équivalente

$i\delta$: coefficient de réduction lié à l'inclinaison du chargement

$i\beta$: coefficient de réduction lié à la proximité d'un talus

les valeurs de $i\delta$ et $i\beta$ sont données dans l'annexe D de la norme, elles sont égales à 1 pour une charge verticale et un terrain plat

La contrainte sous fondation $q_{v;d}$ est la contrainte à comparer avec les charges de structure, y compris le poids du béton de fondation. Son expression est

Aux états limites Ultimes : $q_{v;d} = q_{v;k}/1,4$

Aux états limites de Services : $q_{v;d} = q_{v;k}/2,3 (= q_{net}/2,76)$

La contrainte nette du terrain sous la fondation dite $q_{v,d}$ est donc en terrain horizontal et sous charges verticales:

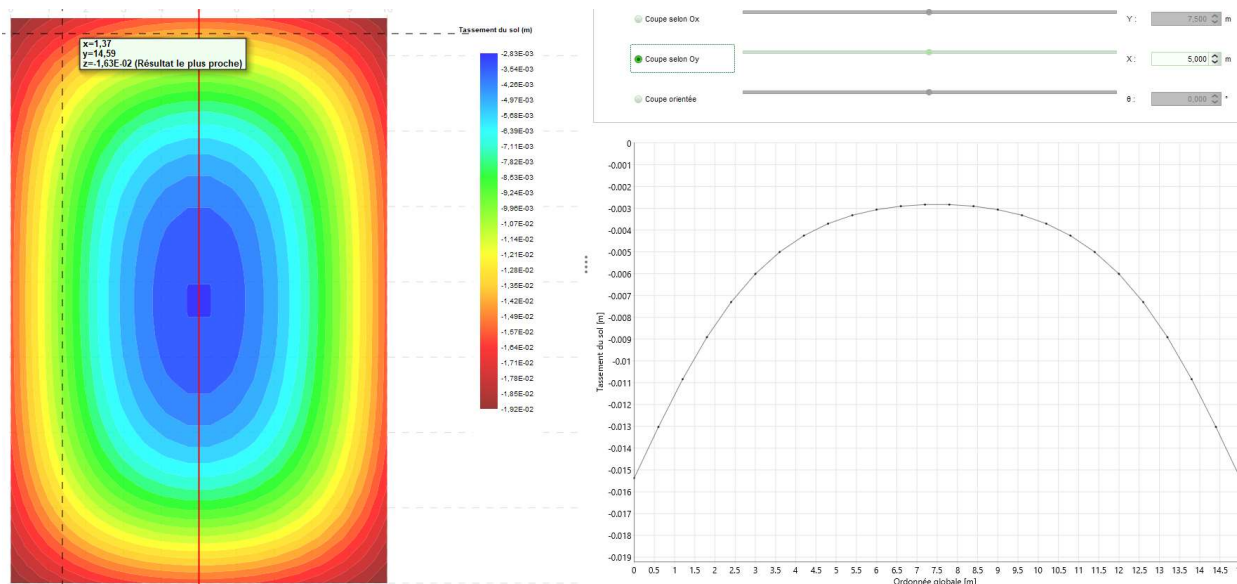
$q_{v,d} (ELS) \leq 0,10 \text{ MPa}$ pour limiter les tassements à 2 cm. Les vérifications des calculs sont réalisées à l'aide du logiciel FOXTA en considérant le modèle géotechnique ci-dessous :

Définition des couches de sol

Cote de référence (m) : 0,00

N°	Nom	Couleur	Z_base [m]	E_sol [kPa]	v	Pente-x	Pente-y
1	Couche de forme vóries		-1,00	5,00E04	0,30	0,000	0,000
2	sables lâches		-4,00	4,00E03	0,30	0,000	0,000
3	Sables beige		-6,00	1,00E04	0,30	0,000	0,000
4	Marnes sableuses +/-altérés		-10,00	1,50E04	0,30	0,000	0,000

On considère un radier de 10m x 15m avec une surcharge surfacique de 2T/m² et une surcharge linéaire de 6T/ml sur tout le pourtour du radier.

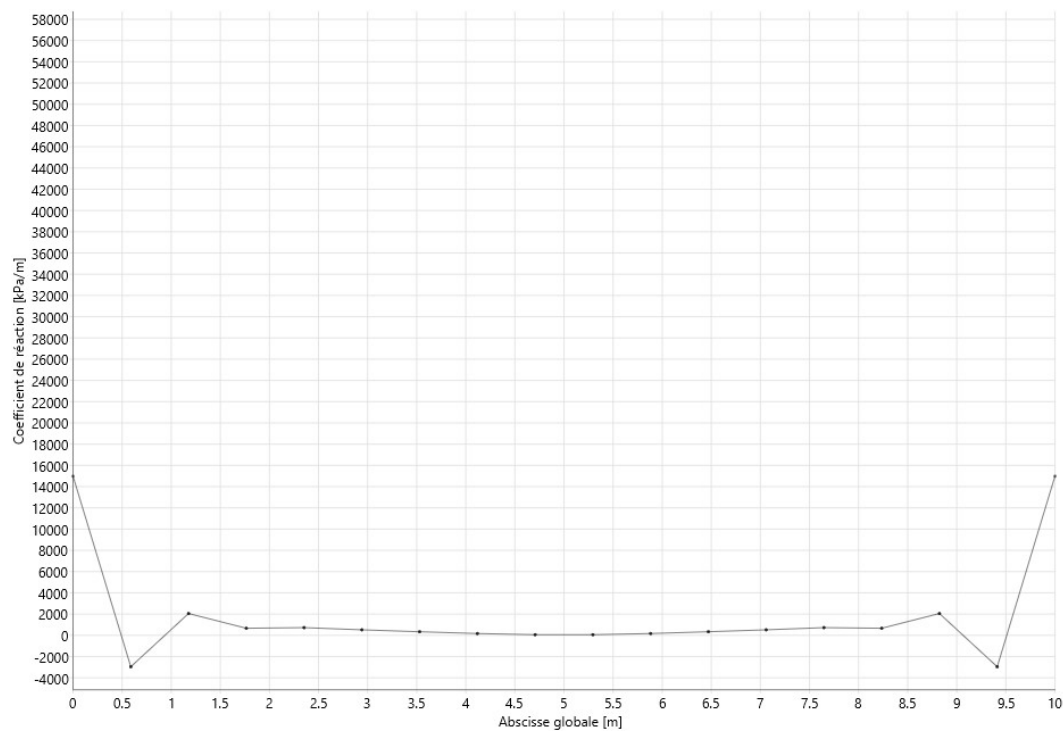


Les tassements attendus sont de l'ordre de 1,5cm.

4.1.3. Raideur verticale du sol

Le coefficient K_v n'a pas de sens physique. La norme d'application française de l'Eurocode 7 « Fondations superficielles (NF P 94 261 annexe H, § H.2.1.4) définit différents types de raideurs dont la raideur verticale $K_v = Q_{vd} / S_v$ (MPa/m).

Le coefficient de réaction du sol est déterminé à partir des hypothèses précédentes sur le logiciel FOXTA.



4.2. Fondations profondes selon la méthode pressiométrique

Pour les nouveaux projets de constructions au droit des bâtiments B19, B24, B29, B35-36-59, B38, B45.

4.2.1. Généralité

En général, les fondations profondes traversent une ou plusieurs couches compressibles pour s'ancrer dans un horizon présentant des caractéristiques mécaniques favorables, appelé couche d'ancrage. La hauteur d'encastrement ou fiche du pieu, D , est sa longueur enterrée.

La descente de charge F_d aux ELS doit être inférieure à la charge de Fluage $R_{c;cr;d}$ telle que :

$$F_d \leq R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k} / \gamma_{cr} \text{ en compression.}$$

$$F_d \leq R_{t;cr;d} = R_{t;cr;k} / \gamma_{s;cr} \text{ en traction}$$

Avec :

- Pour les éléments de fondations mis en œuvre sans refoulement du sol :

$$R_{c;cr;k} = 0,5 R_{b;k} + 0,7 R_{s;k} \quad \text{et} \quad R_{t;cr;k} = 0,7 R_{s;k}$$

- Pour les éléments de fondations mis en œuvre avec refoulement du sol :

$$R_{c;cr;k} = 0,7 R_{b;k} + 0,7 R_{s;k} \quad \text{et} \quad R_{t;cr;k} = 0,7 R_{s;k}$$

Les facteurs partiels de résistance sont les suivants :

Résistance	Symbole	Valeur ELS Cara	Valeur ELS QP
Fût en compression	γ_{cr}	0.9	1,1
Fût en traction (y compris micropieux)	$\gamma_{s;cr}$	1.1	1.5

Dans la procédure du « Modèle de terrain », la contrainte de pointe $R_{b;k}$ et le frottement $R_{s;k}$ se définissent par les formules suivantes :

$$R_{b;k} = A_b q_b / \gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}$$

$$R_{s;k} = \text{somme} \{A_{s;ji} q_{s;ji} / \gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}\}$$

Les coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$ dépendent de la technique de pieux et d'investigations géotechnique (« pressiométrie » ou « pénétrométrie statique »). En compression ou en traction, on obtient :

	$\gamma_{R;d1}$	$\gamma_{R;d2}$
Tarière creuse	1,15 (compression) 1.4 (traction)	1,1
Micropieu II ou III	2	1,1

4.2.2. Résistance de pointe

L'encastrement minimal D_{ef} dans la couche porteuse est au minimum de trois diamètres pour les pieux inférieurs à 0,5 m de diamètre. Pour les diamètres supérieurs à 0,5 m, l'ancrage doit être d'au moins 1,5 m. Dans ces conditions,

$$q_b = k_p p^*_{le}$$

Avec

Si $D_{ef} / B \geq 5$; $k_p = k_{pmax}$	Argiles et limons	Sable et graviers	Craie	Marne et calcaire marneux	Roche altérée et fragmentée
k_{pmax} pour une tarière creuse	1,3	1,65	1,6	1,6	2,0

Si $D_{ef} / B < 5$, on prendra $k_p = 1 + (k_{pmax} - 1) (D_{ef} / B) / 5$

Au regard des essais réalisés dans le faciès 3, nous retiendrons : $Pl^*e = 2,5MPa$

Extrait de la norme sur les ancrages dans la couche porteuse : « NOTE 1 – Au minimum l'encastrement effectif dans la couche porteuse est pris égal à 3 diamètres ou 1,50 m pour des pieux de diamètres supérieurs à 0,5 m. Si l'entreprise de fondations spéciales peut garantir la bonne exécution de l'encastrement de la pointe des pieux dans la couche porteuse soit par des prélèvements d'échantillons, soit par l'emploi de trépan, soit encore par l'utilisation de carottier alors cet ancrage peut être réduit à une valeur minimale de 0,50 m. »

Il n'est rien indiqué donc sur la prise en compte de l'enregistrement des paramètres de forage dans la réduction de l'ancrage nécessaire à 50 cm. Aussi, si l'entreprise veut utiliser la tarière creuse, elle devra confier une mission G3 à un géotechnicien qui confirmera par des contrôles inopinés et l'analyse des paramètres d'enregistrement qu'effectivement un ancrage de 50 cm est suffisant. C'est une condition sinéquanone à l'utilisation de la tarière creuse.

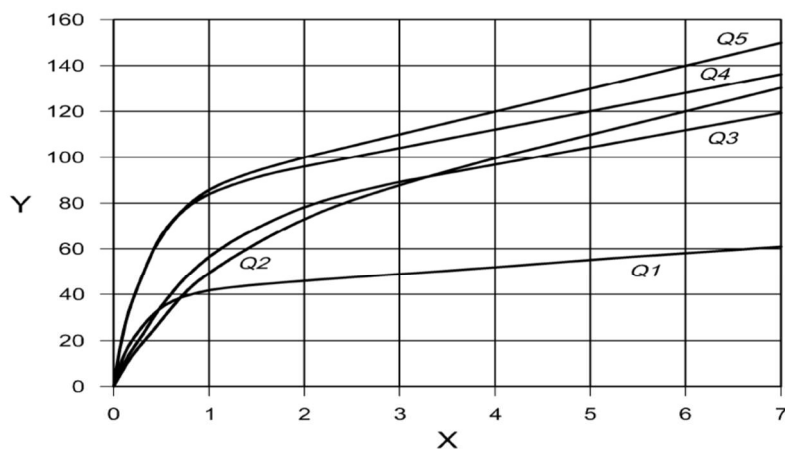
4.2.3. Résistance de frottement axial

$$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{sol} [p^*_l(z)]$$

avec $f_{sol} [p^*_l(z)] = (a p^*_l + b) (1 - e^{-c \times p^*_l})$

Tableau F.5.2.2 — Valeurs numériques des paramètres a, b et c des courbes f_{sol} — Méthode pressiométrique

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



Q1 : Argile, limon
 Q2 : Sable, Grave
 Q3 : Craie
 Q4 : Marne et calcaire marneuse
 Q5 : Roche altérée ou fragmentée

Légende : X : p_i^* [MPa] – Y : f_{sol} [kPa]

Figure F.5.2.1 — Courbes f_{sol} pour la méthode pressiométrique

Choix des valeurs de $\alpha_{pieu-sol}$

Technique	Argiles limons	Sable gravier	Craie	Marnes et calcaires marneux	Roche altérée et fragmentée
Tarière creuse	1,5	1,8	2,1	1,6	1,6
Micropieux type II	1,1	1	1,8	1,5	1,6
Micropieux type III	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4

4.2.4. Hypothèses de dimensionnement des (micro)pieux

Faciès	Nature (3)	Base de la couche / TA(1)	p_i^* MPa (Qs)	f_{sol} kPa	Tarière creuse FTC		Micropieux type II	
					$\alpha_{pieu-sol}$	qs en kPa	$\alpha_{pieu-sol}$	qs en kPa
0	Remblais	1,0m	-	0	-	0	-	0
1	Sables lâches	2,0 à 3,0	0,3	0	-	0	-	0
2	Sables+/- grésifiés	5,5 à 7,0m	1,0	48,9	1,8	88,0	1,0	48,8
3	Marnes	<9,0m	2,5	99,9	1,6	159,9	1,5	149,9

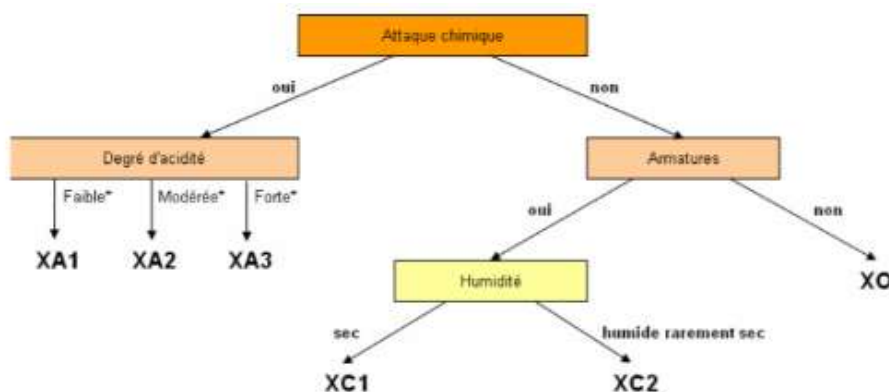
1. TA = TN au droit des sondages au moment des sondages
 - a. Nous attirons l'attention sur la forte hétérogénéité du toit du substratum dont la profondeur du toit n'a pas toujours été clairement défini, entre -5,5 et -7,2m de profondeur dans les sondages pressiométriques. La description des terrains traversés et la position des interfaces comportent par ailleurs des imprécisions inhérentes à la méthode de forage destructif. Précisons notamment que l'évolution du substratum « décomposé » vers le substratum « altéré » puis « compact » se fait de façon progressive et continue. Les coupes lithologiques détaillées des sondages sont jointes en annexe.
2. Au regard de l'amendement de juillet 2018 portant sur la norme NFP94-262, la prise en compte d'un coefficient de frottement en micropieux type III pour des sols dont la pression limite est < 1 MPa n'est plus possible. Pour autant, nous proposons deux approches :
 - l'une consistant à reprendre les qs de micropieu type III pour des p_l < 1MPa prévus par la norme initiale mais sous réserve d'une validation du BE de contrôle d'une part et la réalisation d'essais de contrôle type chargement ou arrachement d'autre part.
 - l'autre de prendre dans les sols de p_l < 1MPa les valeurs de qs du type II pour le type III.

- N.B. : conformément à l'amendement de juillet 2018 portant sur la norme NFP94-262, et dans le cas notamment où l'ouvrage nécessite moins de 25 micropieux de classe 1bis et 8, il est permis de remplacer l'essai de contrôle d'exécution par une majoration forfaitaire des sollicitations amenées par l'ouvrage de 50 % lorsque les fondations ne travaillent qu'en compression (à l'ELS sous toutes combinaisons et à l'ELU sous les conditions fondamentales), ce qui équivaut à prendre en compte un coefficient d'abattement de 1.5 sur les frottements latéraux pour les micropieux.

4.2.5. Ebauche dimensionnelle

- **PIEUX FTC**

Pour les pieux tarière creuse de type 2 selon la norme NFP 94 262, il convient tout d'abord de choisir le béton selon la norme NF EN 206 - 1 :



De cette agressivité des sols (Cf. diagnostiquer pollution) et de la nappe, il en découle la classe de résistance du béton :

	X0	XA1	XA2	XA3
Classe de résistance	C25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50

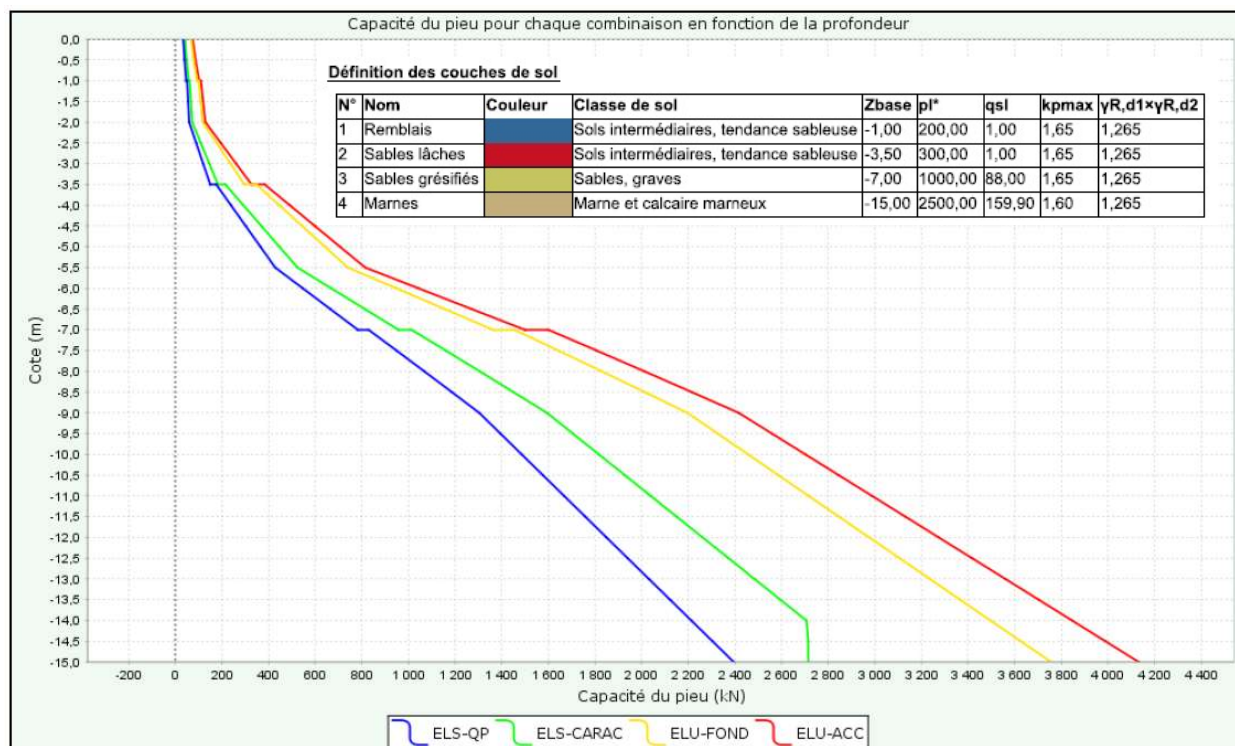
Pour le X0, nous conseillons un C 30/37.

Ensuite, il faut choisir un diamètre de pieu en fonction de la résistance du béton/ Par exemple, ci-dessous le tableau indique les valeurs de Rc pour un béton C25/30 :

$\sigma_{cmoy} = 6,666\text{MPa}$ sans contrôle et $\sigma_{cmoy} = 8\text{MPa}$ avec controle						fc28J =	30	MPa
Portance limite des pieux tarière creuse due à cette contrainte limite dans le béton en T aux ELS								
Diamètre en mètre	0,32	0,42	0,52	0,62	0,72	0,82		
charge maxi sans	53,6	92,3	141,5	201,2	271,3	351,9		
charge maxi avec	64,3	110,8	169,8	241,4	325,6	422,3		

Pour des charges à l'ELS de 200T, il faudra plutôt s'orienter vers des diamètres de 72 cm. Un prédimensionnement des fondations est réalisé à l'aide du logiciel FOXTA, pour des pieux FTC de diamètre 720mm. La portance des pieux en fonction de la profondeur est donnée par le graphique ci-dessous.

- **Pieux FTC Ø720mm**



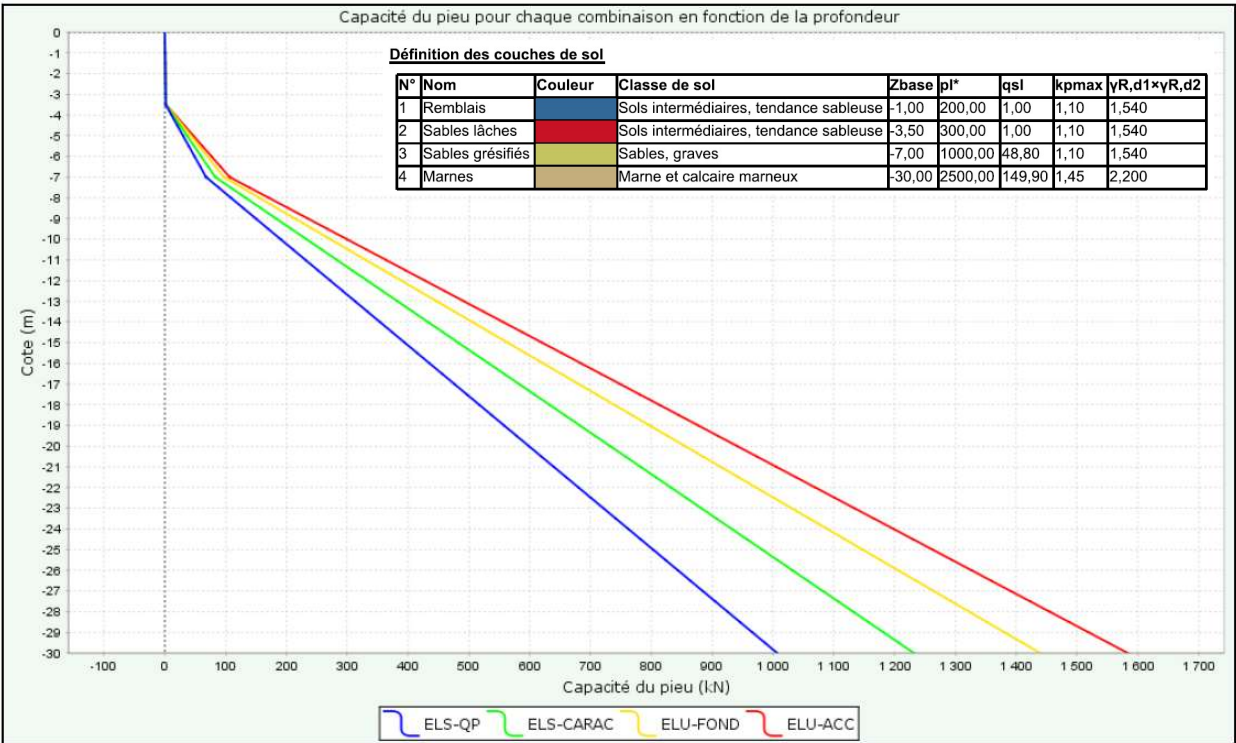
• **Micropieux**

Pour les micropieux, leur faible gabarit implique les limitations suivantes :

- Charges horizontales (ELA, ELS ou ELU) < 10T,
- Charges verticales à l'ELS < 120T,
- La longueur des micropieux < 31m

Un prédimensionnement de micropieux de type II et de diamètre 300mm est réalisé à l'aide du logiciel FOXTA. Le graphique ci-dessous donne la portance des micropieux en fonction de la profondeur. En fonction des surcharges à prévoir, il pourra être nécessaire de doubler le nombre de pieux/ micropieux par appuis.

• **Micropieux type II Ø300mm**



4.2.6. Etudes préparatoires et contrôles

Le choix entre les différentes techniques devra être précisé notamment dans la mission G3 à confier à l'entrepreneur générale en complément des missions G2 PRO et G2 DCE/ACT (non confiées à ce jour) ayant servi à l'élaboration du DCE par la maîtrise d'œuvre.

L'entreprise de Gros Œuvre devra fournir obligatoirement pour validation au géotechnicien de la mission G4 et au bureau de contrôle :

En phase préparatoire au chantier EXE :

- Une note d'hypothèses géotechniques (NHG) établie par une mission G3 indiquant les DDC donnés par le BET ainsi que le modèle géotechnique retenu pour l'EXE. L'entreprise devra se réapproprier le modèle géotechnique des missions G2 en le confrontant avec des sondages à sa charge.
- La note de calculs des (micro)pieux justifiants des diamètres, profondeurs et armatures à mettre en œuvre,

En phase de chantier DET :

- L'enregistrement systématique des paramètres de forage et d'injection sur tous les (micro)pieux. Cela permettra entre autres la validation de la NHG via notamment les 1ers forages à proximité des sondages pressiométriques pris pour référence. Par la suite, ces enregistrements seront vérifiés quotidiennement par le conducteur de travaux afin de signaler toutes anomalies aux modèles hydrogéotechniques pris pour l'EXE. Le cas échéant, il proposera les adaptations à prévoir en cours d'exécution.
- Le contrôle prévu par la norme NF P 94-262 selon le type de fondation prévu :
- ✓ Essais d'informations avec l'établissement d'une fiche coupe des terrains rencontrés lors du forage de chaque pieu :
 - ☞ l'altimétrie de la tête du pieu lors de l'exécution,
 - ☞ le diamètre du pieu,
 - ☞ la coupe des terrains rencontrés lors du forage et notamment le toit des marnes et calcaires,
 - ☞ les enregistrements des paramètres de forage (vitesse d'avancement, poussée sur l'outils, couple de rotation..),
 - ☞ la date du début et de fin du forage,
 - ☞ la date de la mise en place des armatures et du bétonnage,
 - ☞ une courbe de bétonnage,
 - ☞ les éventuels incidents survenus en cours d'exécution.
 - ☞ Dans le cas de pieux à la tarière creuse asservie, on fournira, pour chaque pieu, l'enregistrement continu des paramètres de forage et de bétonnage. A ce propos, on maintiendra une pression de béton < 2 bars sur toute la hauteur de forage.
- ✓ Essais de conformité et/ou de contrôle : l'on se réfèrera au paragraphe 8.9 de la NFP 94-262. Nous rappelons qu'il faut prévoir ces essais à raison de :

fondations sollicitées en compression	fondations sollicitées en traction
1/200	1/50

- ✓ Essais de contrôle du fût : des essais de contrôle du fût seront prévus dans tous les cas. La nature et le nombre d'essai à réaliser sont récapitulés dans le tableau ci-après en cas de contrôle renforcé :

Tableau 6.4.1.2 – Nombre minimal de pieux ou de barrettes à ausculter pour des contrôles renforcés d'intégrité

	Méthodes d'auscultation (Notes 1 à 4)		
	A	B	C
Nombre de pieux concernés	1/6 par transparence (Note 2)	1/8 par transparence (Note 2) + 1/6 par impédance (Note 3)	1/4 par impédance (Note 3)
<p>Notes :</p> <p>(1) Les procédures A, B ou C sont indifféremment autorisées mais les procédures A et B ne sont possibles que si les pieux sont armés sur toute leur hauteur.</p> <p>(2) Selon la norme NF P 94-160-1 (méthode sonique par transparence). Dans ce cas, les tubes utilisés, de 40 mm de diamètre intérieur minimum, sont à placer de façon à ne pas nuire à l'enrobage des armatures principales des cages.</p> <p>(3) Selon la norme NF P 94-160-4 ou NF P 94-160-2 (méthode vibratoire par impédance ou par réflexion). Lorsque cette méthode n'est pas applicable ou lorsque la géométrie et le contexte géotechnique sont susceptibles d'en compromettre la pertinence, il convient de recourir à la méthode B. Lorsque le défaut de représentativité de la méthode par impédance est constaté a posteriori, il convient d'effectuer des auscultations au moyen de la méthode sismique parallèle selon la norme NF P 94-160-3.</p> <p>(4) Les normes de type NF EN se substitueront aux normes de type NF P 94-160 lorsqu'elles seront applicables.</p>			

La méthode d'impédance mécanique est déconseillée si l'élancement du pieu est supérieur à 20.

En phase DOE :

- Les excentrement mesurés par un géomètre et les implications sur les dimensionnements des pieux et micropieux (vérification et justifications des moments supplémentaires, ...). Le plus simple étant de réaliser des longrines de redressements. Aussi, il faudra transmettre au plus tôt ces éléments au BET béton pour qu'il adapte sa structure.
- Les résultats des essais d'impédance sur les pieux à contrôle renforcé.
- Un plan de récolement des pieux, indiquant l'écart entre l'implantation prévue pour les pieux et leur implantation réelle, devra être fourni dans les quinze jours après la réalisation de ces derniers.
- Un DOE où l'entreprise transmettra un rapport indiquant le recollement de chaque (micro)pieux avec ces enregistrements, les coupes relevées, la position des pieux relevées a posteriori, les anomalies relevées et les adaptations réalisés.

Notons que ce paragraphe et ce chapitre ne se substitue pas au CCTP des fondations profondes, il a pour objet de rappeler certaines règles de bonne conception et exécution.

4.2.7. Sujétions d'exécution pour les pieux

A ce stade des investigations et des études, nous avons noté :

- Des approfondissements du substratum dont dépend essentiellement le ml des fondations. L'entrepreneur prendra bien en compte que les profondeurs indiquées relevées s'attendent à l'aplomb de nos sondages sans présumer des hétérogénéités de sols ailleurs ni des modifications apportées au niveau du TN. Il intégrera dans sa proposition, qu'à ce propos, le toit des marnes sableuses +/- grésifiées correspond à une surface d'érosion caractérisée par des éperons et des sur-profondeurs peut-être plus importants que ceux observées dans ces sondages. De plus, cette formation est très hétérogène avec un faciès à dominance de marnes, armées localement par des calcaires ou au contraire diminué par des bancs argileux ou sableux.
- La possibilité de charges non verticales type moment en pieds de charpente, efforts horizontaux, poussée des terres dissymétrique, excentrement des charges, Il est indispensable que le bureau de contrôle vérifie l'adéquation entre la structure et les charges transmises à l'entreprise de fondations spéciales.
- La rencontre de passages mous ou vasards qui entraîneront des surconsommations de béton, voir la nécessité de re-forer le pieu le lendemain. La technique choisie par l'entrepreneur a également une importance pour limiter les pertes, notamment l'adoption d'une Tarière Creuse à Double rotation.
- La présence d'avoisinants dont l'intégrité devra être assurée par l'entrepreneur. A ce titre, les pieux battus (ou le vibrobattage du tubage provisoire des pieux forés tubés) sont à proscrire.
- La présence d'obstacle anthropiques tels des vestiges (fondations, caves enterrées, enrochements, ...) qui compromettent les techniques de pieux battus ou tarière creuse, à moins d'avant-trous à la pelle + BRH
- Une compacité du substratum très marquée. L'entrepreneur devra choisir sa technique pour s'adapter aux sols tels qu'ils sont réellement mais à ce stade, il semble que les techniques de pieux (vibro)battus et tarière creuse soient compromises.
- Des difficultés d'accès : L'entrepreneur visitera le site avant de remettre son offre. Les machines de pieu développent un poids >20T. aussi, la réalisation d'une plateforme de forage sera indispensable de type PF2 a minima, voir plus selon les spécifications de la machine (20T à 65T).

4.2.8. Sujétions d'exécution pour les micropieux

Nous rappelons que la réalisation d'un micropieu type III est très délicate. Il existe 3 méthodes :

Méthode 1 :

- Forage
- Remplissage gravitaire au coulis (C/E=2)
- Mise en place du tube équipé de manchettes (tube crépiné muni de bracelets).

Méthode 2 :

- Forage à l'outil perdu + tubes à pastilles
- Lavage du tube
- Injection gravitaire au coulis (C/E=2), jusqu'à résurgence en tête

Méthode 3 :

- Forage + installation tube
- Après 12 à 24 h injection en tête de tube (Globale et Unitaire) avec une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa et après claquage inférieure à la pression limite mesurée la plus forte sur la couche considérée.

Les techniques de forage se font le plus souvent :

- Au bilame pour une armature auto forée. Cette technique ne permet de traverser des bancs rocheux.
- Au tricône pour un pré forage avant de descendre l'armature. Dans ce cas, l'armature sera descendue à l'aide de centreurs.
- Au marteau fond de trou. Cette technique est utilisée dans le rocher ou pour traverser les maçonneries.

Par ailleurs, on notera que les micropieux fonctionnent difficilement avec des charges non verticales (sauf de les inclinés mais on reste limité à quelques degrés et cela reste interdit en zone sismique).

Les pertes de coulis seront analysées via un enregistreur de l'injection. Elles seront réduites via un tubage perdu, ou l'utilisation d'un coulis à prise rapide.

Le choix du coulis se fera en fonction de la classe d'agressivité du milieu.

L'enregistrement des paramètres de forage sera systématique.

4.3. Variantes en fondations superficielles par semelles selon l'Eurocode 7

Pour les bâtiments modulaires, et pour les nouveaux bâtiments à reconstruire, lorsque les avoisinants permettent la mise en place de nouvelles fondations superficielles.

4.3.1. Contraintes de calcul

Selon la norme NF P 94-261, Le critère de limitation de la charge transmise au terrain est à vérifier à l'ELS quasi-permanent et caractéristique et nécessite de satisfaire les relations suivantes :

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d}$$

V_d est la valeur de calcul de la charge verticale transmise par la fondation superficielle au terrain ;

R_0 est la valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux ;

$R_{v;d}$ est la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle ; elle se déduit de la nature des sols par la formule suivante donnée page 49 de la norme NF P94 – 261 :

$$R_{v;d} = (A' q_{net}) / (\gamma_{R;v} \gamma_{R;d;v})$$

A' est la valeur de la surface effective de la semelle (Annexe Q) ;

$\gamma_{R;v}$ est le facteur partiel à considérer, il est égal à 2,3 à l'ELS quasi-permanent et à l'ELS caractéristique et sa valeur ne dépend pas de la méthode de calcul ;

$\gamma_{R;d;v}$ est le coefficient de modèle lié à la méthode de calcul utilisée pour le calcul de la contrainte q_{net} (Annexes D, E et F). Il est égal à 1,2 pour les méthodes pressiométriques comme au pénétromètre statique.

q_{net} est la valeur de la contrainte associée à la résistance nette sous la fondation superficielle calculée selon une méthode de calcul appropriée (Annexes D, E ou F) ; la formule est :

$$q_{net} = k_p \cdot P_{le}^* \cdot i_\delta \cdot i_\beta \text{ selon la méthode pressiométrique}$$

Avec :

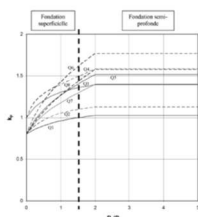
k_p : facteurs de portance

P_{le}^* : pression limite nette équivalente

i_δ : coefficient de réduction lié à l'inclinaison du chargement

i_β : coefficient de réduction lié à la proximité d'un talus

les valeurs de i_δ et i_β sont données dans l'annexe D de la norme, elles sont égales à 1 pour une charge verticale et un terrain plat



Forme	Faciès	Courbe
Filante	Argile	Q1
Carré	Argile	Q2
Filante	Sable	Q3
Carré	Sable	Q4
Filante	Craie	Q5
Carré	Craie	Q6
Filante	Marne	Q7
Carré	Marne	Q8

La contrainte sous fondation $q_{v;d}$ est la contrainte à comparer avec les charges de structure, y compris le poids du béton de fondation. Son expression est

Aux états limites Ultimes : $q_{v;d} = q_{v;k}/1,4$

Aux états limites de Services : $q_{v;d} = q_{v;k}/2,3 (= q_{net}/2,76)$

La contrainte nette du terrain sous la fondation dite $q_{v,d}$ est donc en terrain horizontal et sous charges verticales,

$q_{v,d}$ (ELS) # 0,15MPa à partir de -1,5m/TN dans les sols argileux (faciès 1a – B19 et B24)

$q_{v,d}$ (ELS) # 0,25MPa à partir de -2,0m/TN pour les puits dans le faciès 2 sableux grésifié.

Le DTU13.1 (Sep. 19) définit des règles pour rigidifier les semelles, notamment un minimum de largeur de 40cm.

La nature et l'épaisseur des terrains de couverture peuvent varier sensiblement et brutalement, en fonction des aménagements du site, récents ou anciens. Nous rappelons, d'un point de vue général, que les remblais, d'origine anthropique, sont susceptibles d'être extrêmement hétérogènes, tant du point de vue de leur nature, que de celui des épaisseurs observées. En particulier, des blocs indurés de toutes dimensions peuvent y être rencontrés, ainsi que tout type de matériaux. Par ailleurs, leur hétérogénéité favorise l'apparition d'écoulements d'eau, lesquels peuvent provoquer leur remaniement (apparition de tassements, entraînement des fines, ...).

4.3.2. Tassements

Dans le cas d'une charge verticale centrée uniformément répartie sur la fondation, le tassement moyen sous le massif est évalué à l'aide des relations suivantes :

$$sf = s_c + s_d$$

$$\text{avec } s_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{vo}) \lambda_c B$$

$$s_d = \frac{2}{9E_d} (q' - \sigma'_{vo}) B o \left(\lambda_d \frac{B}{Bo} \right)^\alpha$$

avec :

sf : tassement final,

s_c : tassement de consolidation,

s_d : tassement déviatorique

E_c : module moyen du domaine sphérique,

E_d : module moyen du domaine déviatorique,

q' : accroissement de contrainte permanente effective appliquée au sol par la fondation,

σ'_{vo} : contrainte verticale effective calculée dans la configuration avant travaux au niveau de la fondation,

B_0 : largeur de référence égale à 0,60 m,

B : largeur de la fondation de longueur L ,

λ_c et λ_d : coefficients de forme, en fonction du rapport L/B ,

α : coefficient de structure de sol fonction de la nature et l'état de consolidation du sol

Application :

- **B19 et B24 : semelles filantes sur sol argileux**

Contrainte appliquée au sol <0,15MPa

Sol d'assise : argile marron sensible au retrait et gonflement

Profondeur d'assise > 1,5m/TN

Type	Charge ELS	Largeur	Tassement absolu
Semelles filantes	100kN/ml	0,7m	$\leq 1\text{cm}$
Semelles filantes	150kN/ml	1,0m	$\leq 1\text{cm}$
Semelles filantes	200kN/ml	1,4m	$\leq 1\text{cm}$

- **Semelles et puits descendus dans le faciès 2**

Contrainte appliquée au sol <0,25MPa

Sol d'assise : sable +/-graveleux grésifié

Profondeur d'assise $\approx 1,5$ à 2,5m/TN selon la profondeur du toit du faciès 2

Type	Charge ELS	Largeur	Tassement absolu
Puits	400kN	1,3m	$\leq 1\text{cm}$
Puits	500kN	1,5m	$\approx 1\text{cm}$
Puits	600kN	1,6m	$\approx 1\text{cm}$

4.3.3. Sujétions d'exécution des fouilles (CF. DTU 13.1 de sept. 2019)

Avertissements :

Les reconnaissances de sol procédant par sondages ponctuels, les résultats nécessairement extrapolés à l'ensemble du site laissent forcément des aléas qui peuvent entraîner des adaptations à l'exécution qui ne saurait être à la charge du géotechnicien.

Précautions vis-à-vis de l'instabilité des parois des fouilles :

Compte tenu de la nature des sols, un blindage provisoire de la fouille sera nécessaire pour le curage et le nettoyage des fonds de fouille ainsi que le ferrailage et le coulage des fondations. Pour toute tranchée supérieure à 1,3 m, on procédera à un blindage selon le décret n°64-48 du 8 janvier 1965. La largeur minimale des tranchées en fond de fouille sera conforme aux minima prescrits dans la norme EN 1610.

Vérification des fonds de fouilles :

Les sols d'assise sont sensibles au remaniement, on veillera à les travailler à la main ou à défaut à éviter de labourer avec les dents du godet (sol sableux notamment). Les fouilles

devront être bétonnées le même jour que leur ouverture ou le lendemain. En cas d'orage dans la nuit, les fouilles seront pompées pour éviter un bétonnage dans l'eau et curées pour éviter de fonder sur une partie altérée par l'eau.

Les fonds de fouilles devront être soigneusement vérifiés. Toute anomalie de nature ou de compacité de sol qui serait mise en évidence à l'ouverture des fouilles devra nous être immédiatement signalée afin d'étudier dans les meilleurs délais les éventuelles adaptations à apporter à la conception et/ou à la mise en œuvre des fondations. Des approfondissements devront être envisagés en cas de rencontre de remblais ou de surépaisseurs de labours.

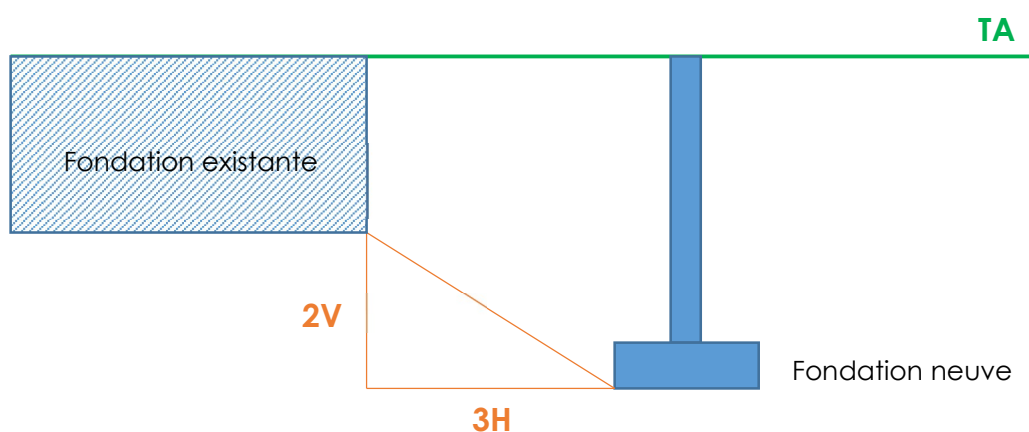
Précautions vis-à-vis des démolitions :

Il conviendra de démolir tous les ouvrages enterrés, correspondant notamment aux fondations et éventuelles caves des existants, avec évacuation des produits de démolition et réalisation de remblais de substitution si nécessaire. Les appuis de fondation ne devront pas être établis au sein des sols rapportés mais devront les traverser.

4.3.4. Sujétions d'exécution vis-à-vis des existants

La technique d'exécution des fondations devra garantir la tenue des parois des fouilles, notamment à proximité des avoisinants et ne devra pas décompresser ni remanier les fonds de fouille. La présence d'avoisinant oblige à prévoir des dispositions constructives pour ne pas les détériorer.

A proximité de murs mitoyens, il faudra compléter nos investigations par des reconnaissances des fondations mitoyennes. Le but étant d'identifier parfaitement la profondeur d'assise et les débords.. Aussi, les niveaux des nouvelles fondations devront être adaptées avec une pente maximale de 3H/2V définie par le DTU13.12 entre les arêtes des semelles les plus proches, ce qui obligera le BET béton à prévoir une façade en encorbellement.



4.3.5. Sujétions d'exécution de mise hors eau

Précautions vis-à-vis de l'eau :

Les sols rencontrés sont très sensibles à l'eau avec problème de traficabilité par temps humide. Nous conseillons donc d'intervenir de préférence en période favorable ou de veiller à la protection des assises contre les venues d'eau éventuelles.

Précautions vis-à-vis des circulations d'eau souterraines ou des nappes :

Lors de l'exécution, il faudra s'assurer de couler le béton dans des fouilles sèches. En période de hautes eaux (généralement de décembre à juin, mais cela dépend des années), une remontée de la nappe n'est pas exclue. Si tel est le cas, on devra reporter le chantier à des périodes d'étiages de la nappe ou à défaut, un dispositif de rabattement général des eaux souterraines devra être mis en place soit par pointes filtrantes soit par un système de puits extérieurs avec pompage pendant la phase du coulage des fondations. On veillera que le dispositif de rabattement n'entraîne pas les fines (pointes filtrantes par exemple) et ne remanie pas les fonds.

4.4. Réutilisation des fondations existantes

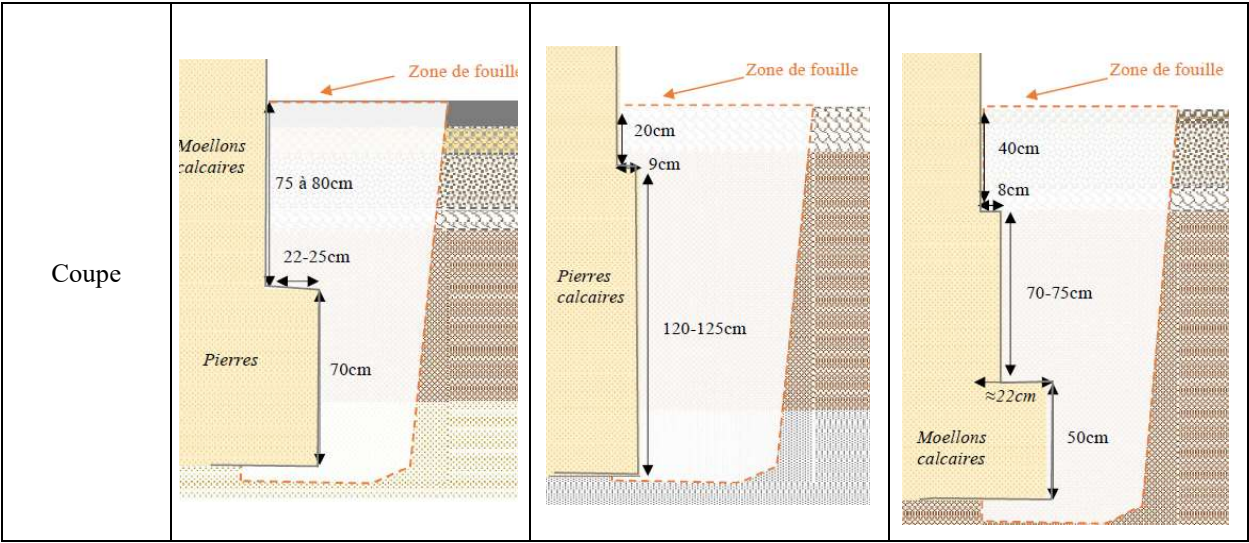
Pour les bâtiments B28, B29 et B42.

4.4.1. Résultats des investigations

Les fouilles de reconnaissance des fondations ont permis de retenir les informations suivantes :



Sondage	RF1	RF2	RF3
Bâtiment	B42	B29	B28
Profondeur d'assise	≈1,5m/TN	≈1,5m/TN	≈1,6m/TN
Débord	22-25cm	9cm	22cm
Sol d'assise	Sables marron	Sables limoneux légèrement vasard	Sables limoneux marron



Les détails des fouilles sont donnés en annexes.

4.4.2. Portance des fondations existantes

A l'aide des résultats au pénétromètre dynamiques, les contraintes de calcul pour les fondations sont estimées selon le DTU 13.12, avec la formule suivante :

$$q_u = q_d/6$$

Avec :

- Q_d la résistance de pointe équivalente sous la semelle

La contrainte sous fondation aux états limites de Services, est donné par la relation suivante : $q_{ELS} = q_u/3$

La contrainte nette du terrain sous la fondation est donc en terrain horizontal et sous charges verticales q (ELS) :

Fouille	RF1	RF2	RF3
Sondage de référence	PD14	PD16	PD17
Base de la fondation	≈1,5m/TN	≈1,5m/TN	≈1,6m/TN
Résistante en pointe Q_d à la base de la fondation	3,5MPa	3,0MPa	3,0MPa
Contrainte nette q (ELS)	0,19MPa	0,16MPa	0,16MPa

Estimation de la géométrie des fondations, et portance :

Fouille	RF1	RF2	RF3
Largeur de fondation retenue	75cm	50cm	75cm
Type	SF	SF	SF
Surcharge équivalente maximale admissible à la base de la fondation	142,5kN/ml	80kN/ml	120kN/ml

SF* : semelles filantes

5. VOIRIES POIDS LOURDS

5.1. Carottages de chaussée

Dans le cadre de notre campagne, des carottages de chaussée ont été réalisés afin de préciser la structure de chaussée existante et permettre la réalisation d'analyses sur les matériaux bitumineux. Le détail du carottage est présenté dans le tableau suivant :

Sondage	Epaisseur d'enrobés	Nature de la couche d'assise
C1Y	6cm	Concassé calcaire
C1X	4 à 5cm	Concassé calcaire
C2X	7 à 7,5cm	Graves sableuses
C2Y	5cm	Concassé calcaire
C3	6,5 à 7cm	Concassé calcaire



Carottage C1X



Carottage C1Y



Carottage C2X



Carottage C2Y



Carottage C3



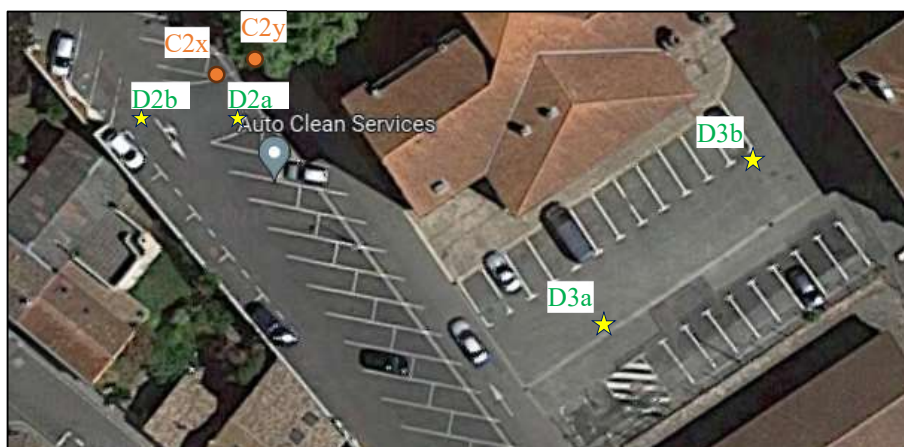
Concassés calcaires sous C3

5.2. Essais de déflexions

Les résultats des mesures de déflexion sont présentés dans les tableaux suivants. Ils mettent en évidence des mesures de déflexions hétérogènes, globalement moyennes.



Essai	Valeur de la déflexion (1/100 ^{ème} mm)
D1a	54
D1b	33
D1c	41
D2a	42
D2b	30
D3a	38
D3b	50
D4a	51
D4b	49
Moyenne	43
Ecart type	8
D Caractéristique	59



D : deflexion
C : Carrotage



5.3. Réutilisation des voiries existantes

Les essais de déflexions et le zonage réalisés permettent de définir les classes de déflexions **en classe D4**.

Classes	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
Seuils de déflexion caractéristique en 1/100 ^{ème} mm	de 0 à 19	De 20 à 29	de 30 à 44	de 45 à 74	de 75 à 99	de 100 à 149	de 150 à 199	de 200 à 299	≥ 300
Niveau global de comportement en fonction de la classe de trafic									
T1 – T0 (1)	Bon		Moyen		Mauvais				
T3 – T2	Bon				Moyen		Mauvais		
T5 - T4	Bon						Moyen		Mauv

(1) Cas normalement non rencontré

D'un point de vue mécanique (hors considération HAP AMIANTE), la réutilisation de la couche de forme actuelle des chaussées semble donc envisageable pour des classes de trafic T5-T4 (≤50 PL MJA).

6. SUITE A DONNER AU RAPPORT POUR LE DCE

Toute modification du projet (importance, implantation, niveau, conception ...) peut rendre les conclusions de cette étude inadaptées.

Des variations ou hétérogénéités locales, non mises en évidence lors de l'investigation, peuvent apparaître en cours de travaux et nécessiter des adaptations constructives. Ces incertitudes peuvent avoir une incidence importante sur le coût final des ouvrages géotechniques : il conviendra d'en tenir compte lors de la mise au point du projet.

A cet effet, la mise en œuvre de l'ensemble des missions géotechniques (G2 PRO à G4) devra suivre la présente étude (mission G2 AVP).

Une mission G4 de contrôle et suivi d'exécution pourra être confiée à GEOFONDATION. Cette mission permettra de vérifier la conformité des travaux aux objectifs définis et en phase projet et d'adapter ces derniers selon les aléas résiduels restant en phase travaux. Elle se décompose en 2 phases ;

- **une phase Supervision de l'étude d'exécution** : Avis sur l'étude géotechnique G3 fournie par l'entreprise, sur les adaptations ou optimisations potentielles des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, sur le programme d'auscultation et les valeurs seuils associées.

- **une phase Supervision du suivi d'exécution** : Avis, par interventions ponctuelles sur le chantier, sur le contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur, sur le comportement observé des avoisinants concernés et sur les adaptations.

GEOFONDATION reste à la disposition des intervenants pour chiffrer tout ou une partie des missions G2, G3 et G4.

Les conclusions du présent rapport sont données sous réserve des « conditions générales des missions géotechniques » jointes en annexe avec un extrait de la version actuelle de la norme NFP 94 500 du 30 novembre 2013.

Etabli le 08/02/24 par :
Onihasina RANDRIANASOLO
randrianasolo@geofondation.fr
Pour l'agence de MERIGNAC



Vérifié par :
Benoît DELTRIEU
deltrieu@geofondation.fr



ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (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 :

Phase Étude de Site (ES)

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.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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).

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE 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 :

Phase Avant-projet (AVP)

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.

Phase Projet (PRO)

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.

Phase DCE / ACT

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.

— Établir 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 Étude

- 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).
- Élaborer 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 Étude.
- 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).

Conditions générales des missions géotechniques

1. Cadre de la mission

Par référence à la norme NF P 94-500 du 30 novembre 2013 sur les missions d'ingénierie géotechnique, il appartient au maître d'ouvrage et à son maître d'œuvre de veiller à ce que toutes les missions d'ingénierie géotechnique nécessaires à la conception puis à l'exécution de l'ouvrage soient engagées avec les moyens opportuns et confiées à des hommes de l'Art. L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique suit la succession des phases d'élaboration du projet, chacune de ces missions ne couvrant qu'un domaine spécifique de la conception ou de l'exécution. En particulier :

- les missions d'étude géotechnique préalable (G1 ES et G1 PGC), d'étude géotechnique d'avant-projet (G2 AVP), d'études géotechniques de projet (G2 PRO et G2 DCE/ACT), d'étude et suivi géotechniques d'exécution (G3), de supervision géotechnique d'exécution (G4) doivent être réalisées dans l'ordre successif ;
- exceptionnellement, une mission confiée à GEOFONDATION peut ne contenir qu'une partie des prestations décrites dans la mission type correspondante après accord explicite, le client confiant obligatoirement le complément de la mission à un autre prestataire spécialisé en ingénierie géotechnique ;
- l'exécution d'investigations géotechniques engage GEOFONDATION uniquement sur la conformité des travaux exécutés à ceux contractuellement commandés et sur l'exactitude des résultats qu'elle fournit ;
- toute mission d'ingénierie géotechnique n'engage GEOFONDATION sur son devoir de conseil que dans le cadre strict, d'une part, des objectifs explicitement définis dans notre proposition technique sur la base de laquelle la commande et ses avenants éventuels ont été établis, d'autre part, du projet du client décrit par les documents graphiques ou plans cités dans le rapport ;
- toute mission d'étude géotechnique préalable G1 ES et/ou G1 PGC, d'étude géotechnique d'avant-projet G2 AVP ou de diagnostic géotechnique G5 exclut tout engagement de GEOFONDATION sur les quantités, coûts et délais d'exécution des futurs ouvrages géotechniques. De convention expresse, la responsabilité de notre société ne peut être engagée que dans l'hypothèse où la mission d'étude géotechnique de conception G2 dans son intégralité (G2 PRO et G2 DCE/ACT) lui est confiée ;
- une mission d'étude géotechnique de conception G2 engage notre société en tant qu'assistant technique à la maîtrise d'œuvre dans les limites du contrat fixant l'étendue de la mission et la (ou les) partie(s) d'ouvrage(s) concerné(s).

La responsabilité de GEOFONDATION ne saurait être engagée en dehors du cadre de la mission d'ingénierie géotechnique objet du rapport. En particulier, toute modification apportée au projet ou à son environnement nécessite la réactualisation du rapport géotechnique dans le cadre d'une nouvelle mission.

2. Recommandations

Il est précisé que l'étude géotechnique repose sur une investigation du sol dont la maille ne permet pas de lever la totalité des aléas toujours possibles en milieu naturel. En effet, des hétérogénéités, naturelles ou du fait de l'homme, des discontinuités et des aléas d'exécution peuvent apparaître compte tenu du rapport entre le volume échantillonné ou testé et le volume sollicité par l'ouvrage, et ce d'autant plus que ces singularités éventuelles peuvent être limitées en extension. Les éléments géotechniques nouveaux mis en évidence lors de l'exécution, pouvant avoir une influence sur les conclusions du rapport, doivent immédiatement être signalés à l'ingénierie géotechnique chargée de l'étude et suivi géotechniques d'exécution (mission G3) afin qu'elle en analyse les conséquences sur les conditions d'exécution voire la conception de l'ouvrage géotechnique. Si un caractère évolutif particulier a été mis en lumière (notamment glissement, érosion, dissolution, remblais évolutifs, tourbe), l'application des recommandations du rapport nécessite une validation à chaque étape suivante de la conception ou de l'exécution. En effet, un tel caractère évolutif peut remettre en cause ces recommandations notamment s'il s'écoule un laps de temps important avant leur mise en œuvre.

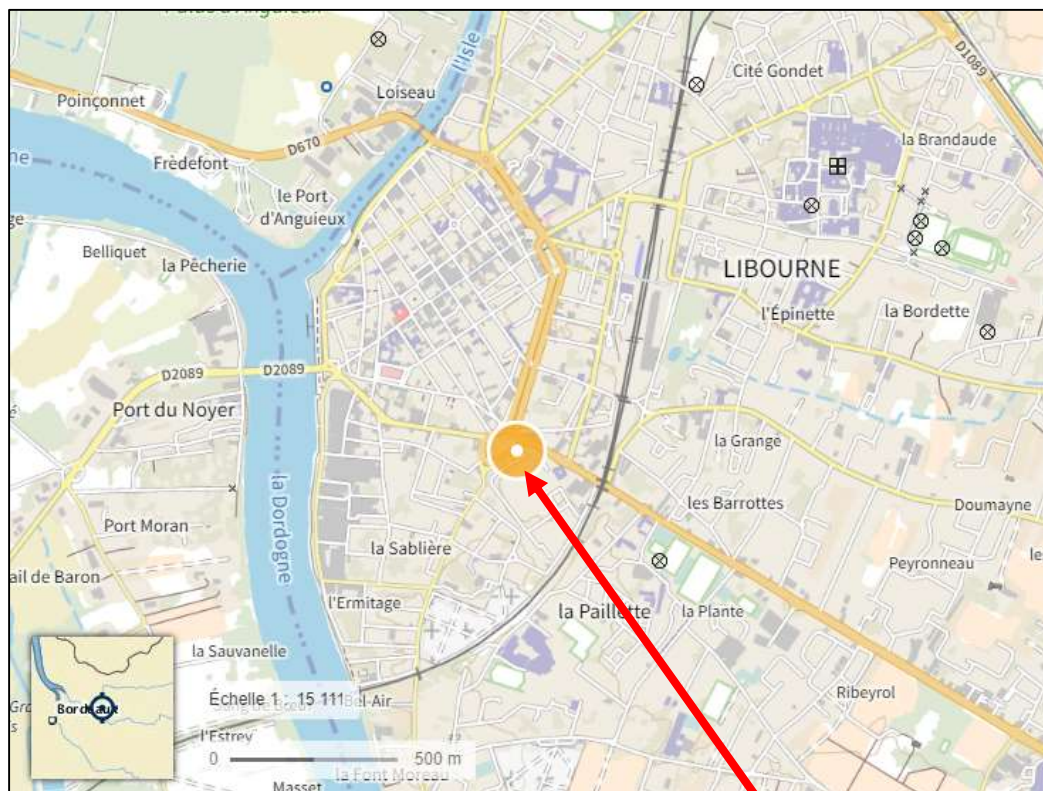
3. Rapport de la mission

Le rapport géotechnique constitue le compte-rendu de la mission d'ingénierie géotechnique définie par la commande au titre de laquelle il a été établi et dont les références sont rappelées en tête. A défaut de clauses spécifiques contractuelles, la remise du rapport géotechnique fixe la fin de la mission. Un rapport géotechnique et toutes ses annexes identifiées constituent un ensemble indissociable. Les deux exemplaires de référence en sont les deux originaux conservés : un par le client et le second par notre société. Dans ce cadre, toute autre interprétation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle ne saurait engager la responsabilité de notre société. En particulier l'utilisation même partielle de ces résultats et conclusions par un autre maître d'ouvrage ou par un autre constructeur ou pour un autre ouvrage que celui objet de la mission confiée ne pourra en aucun cas engager la responsabilité de notre société et pourra entraîner des poursuites judiciaires.

ANNEXES

- ↳ Plan de situation,
- ↳ Plan d'implantation,
- ↳ Coupes géotechniques,
- ↳ PV d'essais en laboratoire.

PLAN DE SITUATION



PROJET



PLAN CADASTRAL



Photo aérienne du site : accès par le 15 place Joffre LIBOURNE





Plan d'implantation des sondages

Légende :

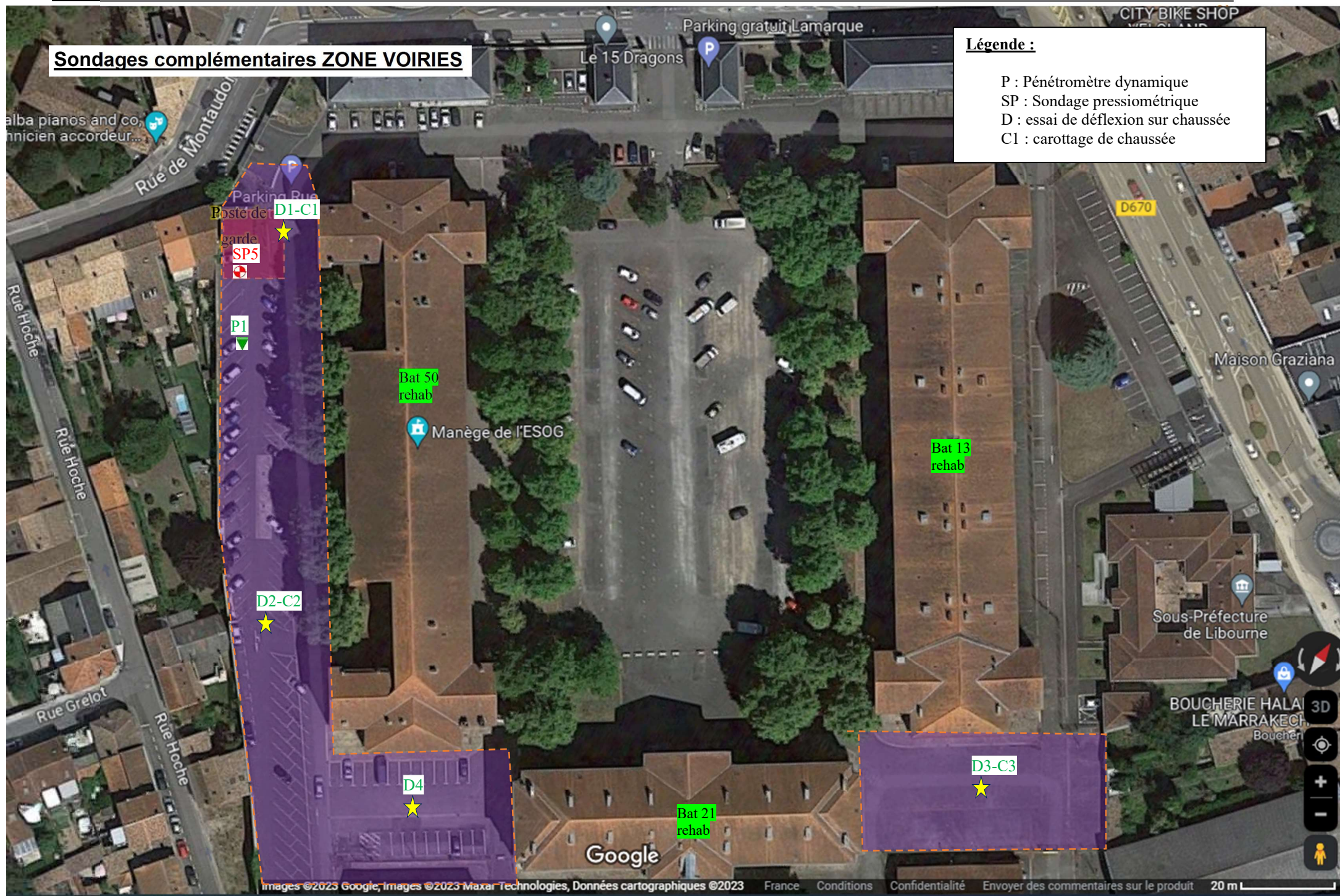
- PD : Pénétrömètre dynamique
- CPT : Sondages au pénétrömètre statique
- SP : Sondage pressiométrique
- K : Essais de perméabilité Porchet
- RF : Reconnaissance de fondations




Sondages complémentaires ZONE VOIRIES

Légende :

- P : Pénétromètre dynamique
- SP : Sondage pressiométrique
- D : essai de déflexion sur chaussée
- C1 : carottage de chaussée





LIBOURNE 33

Projet UIISC "Coeur de Libourne"

Contrat BX230919

Date début : 27/11/2023

Machine : GEO205

Profondeur : 0,00 - 8,99 m

Angle : CANEDO

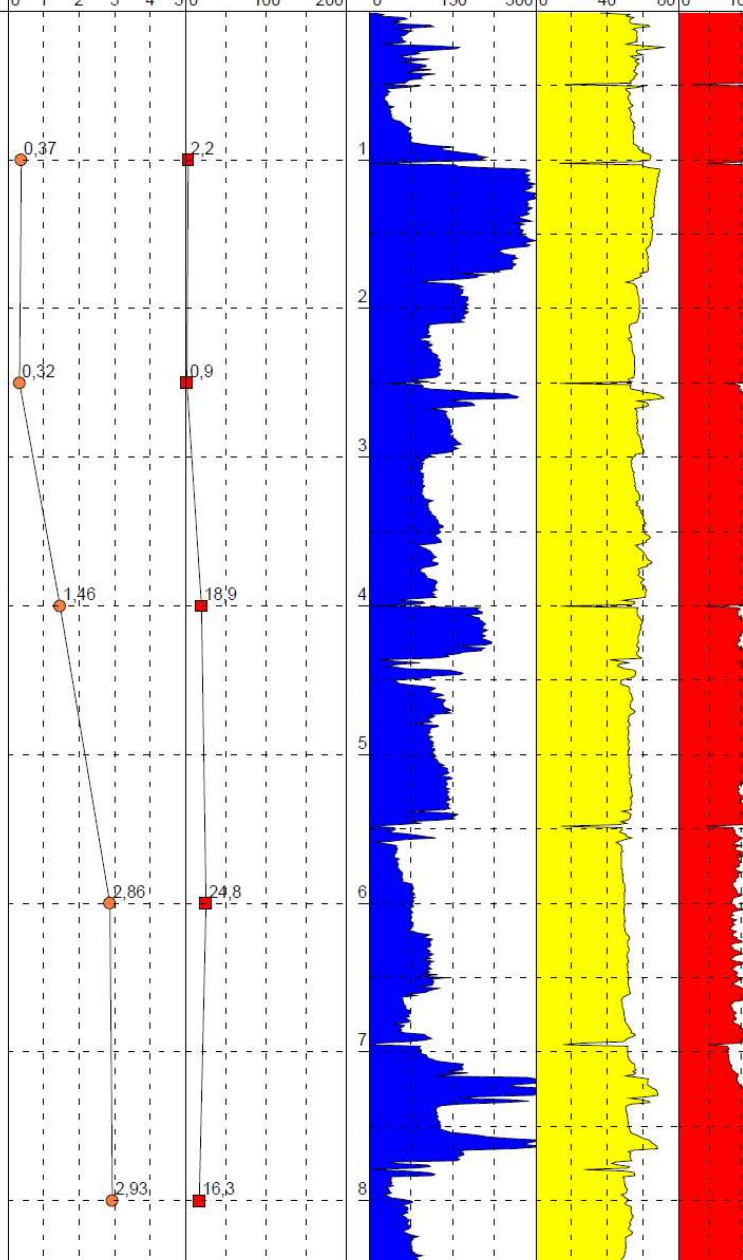
1/40

Forage : SP1

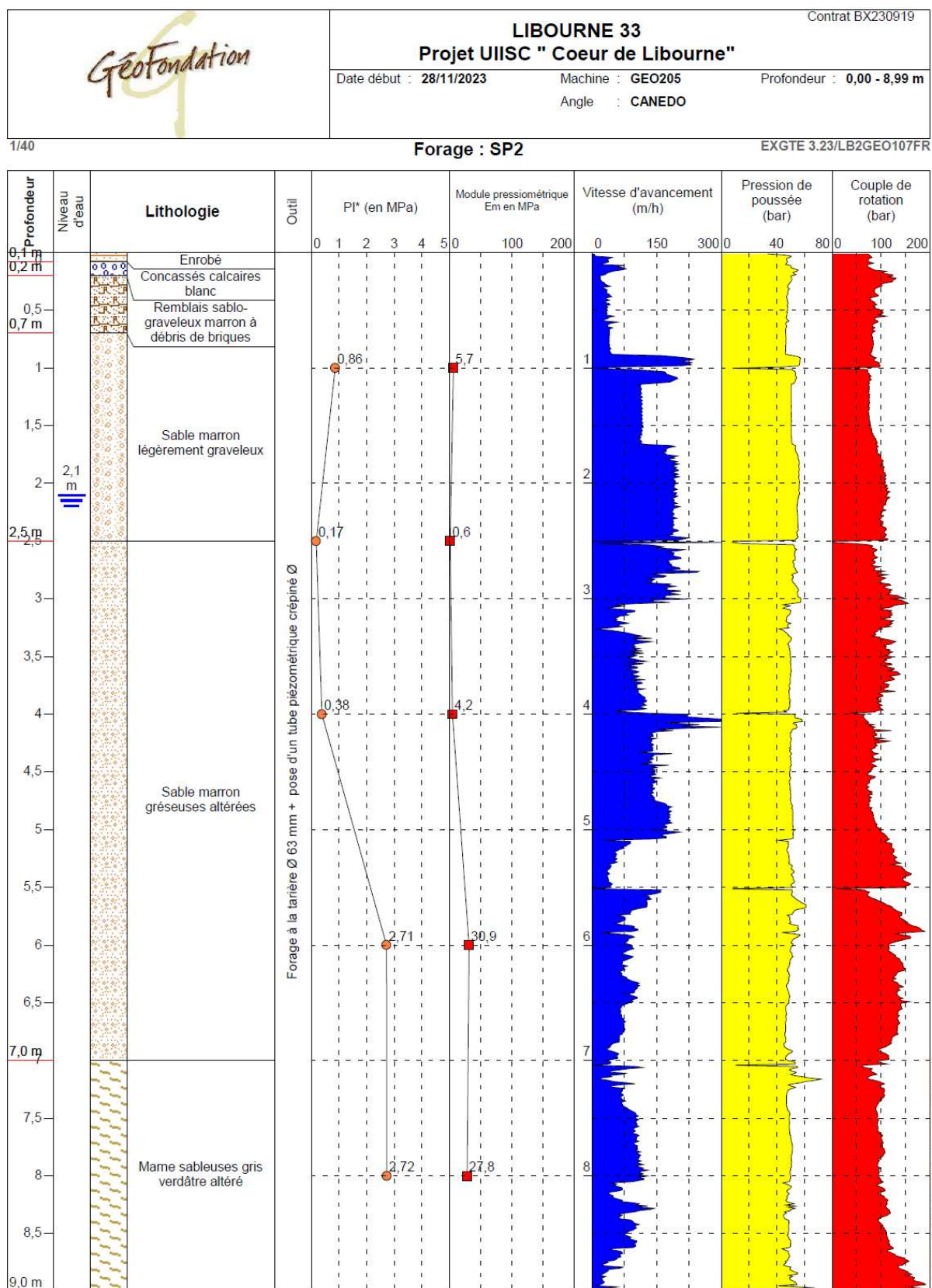
EXGTE 3.23/LB2GEO107FR

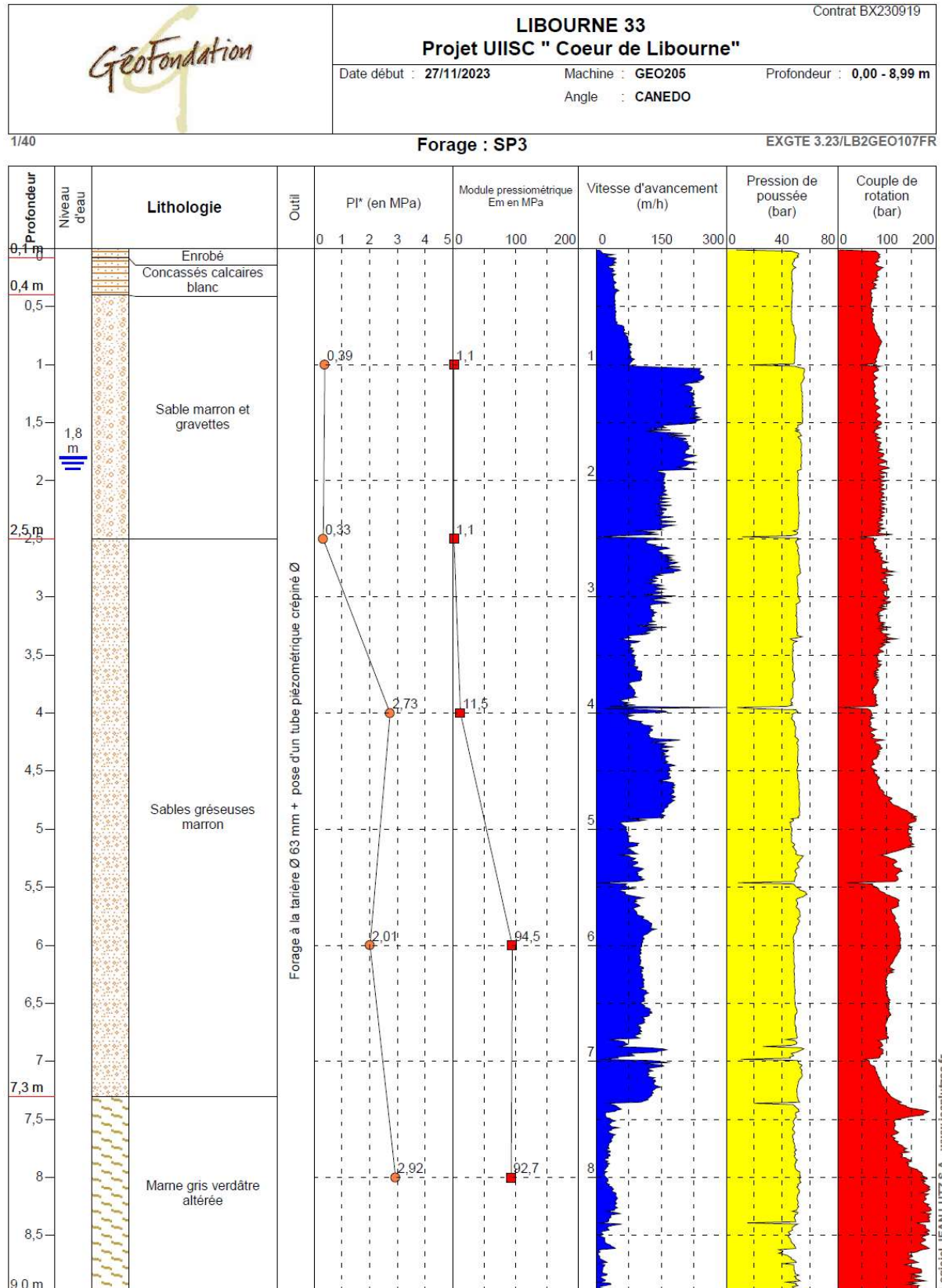
Profondeur (m)	Niveau d'eau	Lithologie	Outil	PI* (en MPa)			Module pressiométrique Em (en MPa)	Vitesse d'avancement (m/h)	Pression de poussée (bar)	Couple de rotation (bar)
				0	1	2				
0,1 m		Enrobé								
0,4 m		Concassés calcaires blanc								
0,5 m										
1 m		Sable marron légèrement graveleux								
1,5 m										
2 m										
2,5 m	2,5 m									
3 m		Sable beigeâtre								
3,5 m										
4 m										
4,5 m										
5 m										
5,5 m										
6 m										
6,5 m										
7 m		Mame gris verdâtre altéré								
7,5 m										
8 m										
8,5 m										
9,0 m										

Forage à la tarière Ø 63 mm + pose d'un tube piézométrique crépiné Ø



Profondeur (m)	PI* (MPa)	Module pressiométrique Em (MPa)
0,37	2,2	
0,32	0,9	
1,46	18,9	
2,86	24,8	
2,93	16,3	





1/40

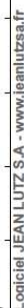
EXGTE 3.23/LB2GEO107FR




1/40

Forage : SP5

EXGTE 3.23/LB2GEO107FR

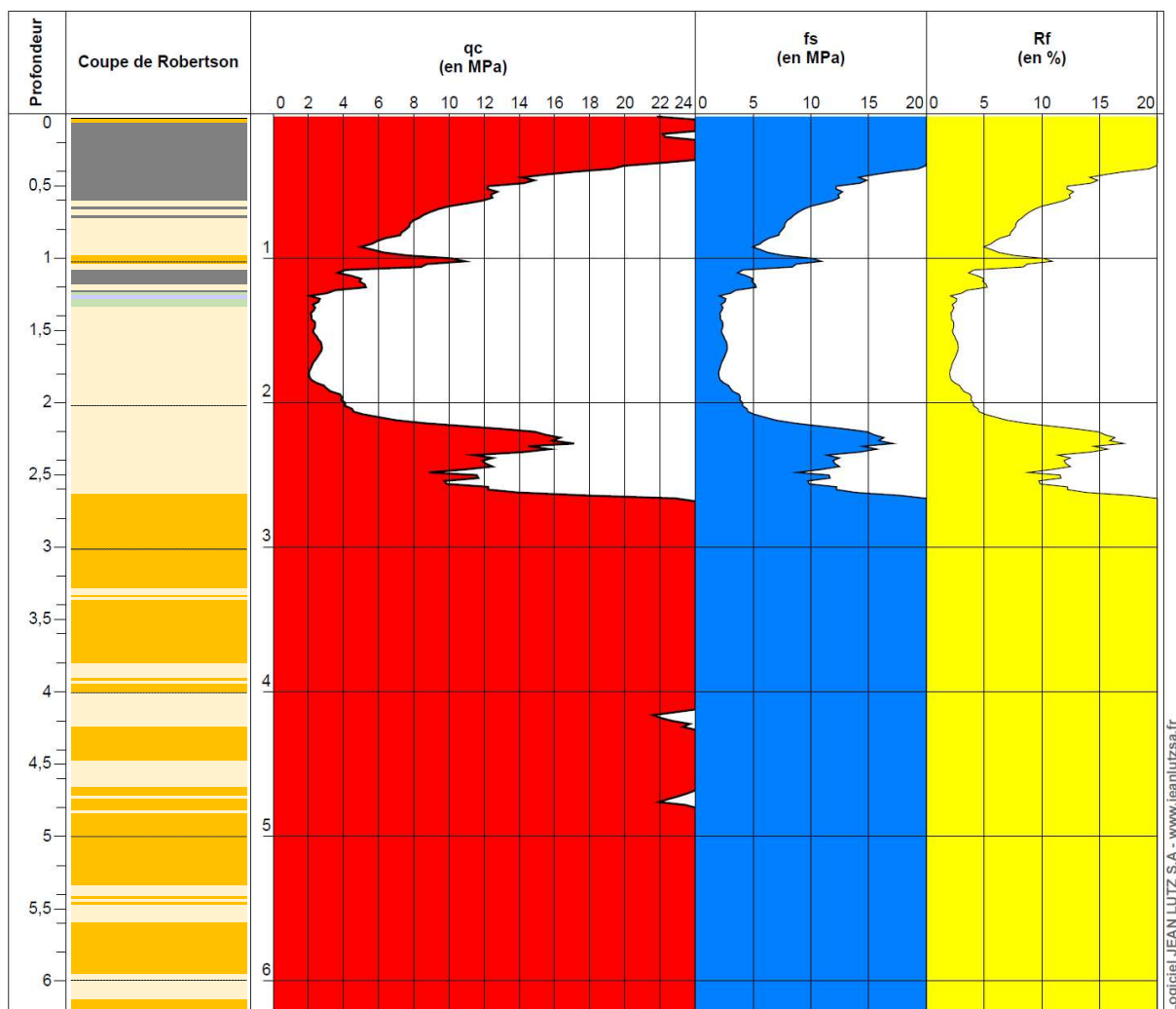


	LIBOURNE 33 Projet UIISC " Cœur de Libourne "			Contrat BX230919
	Date début : 27/11/2023	Cote NGF : NC	Machine : SCANIA 26T	Profondeur : 0,00 - 6,24 m
		Opérateur : ROUMY		


1/40

Forage : CPT1

EXGTE 3.23/GTE



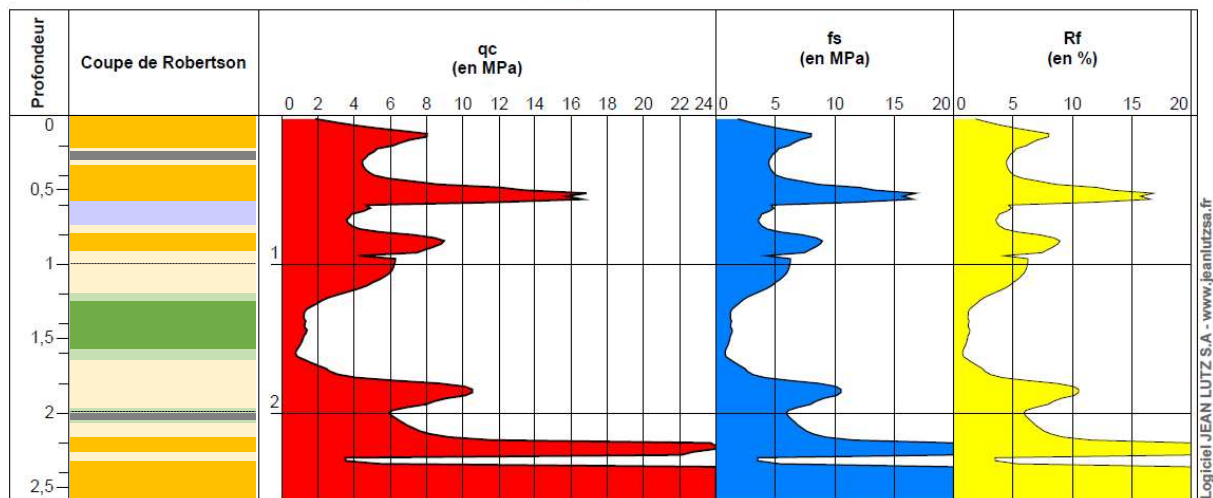
S1	Sols fins argileux ou limons sensibles	S4	Limons argileux à argiles limoneuses	S7	Sables à sables graveleux
S2	Sols organiques et tourbes	S5	Sables limoneux à limons sableux	S8	Sables cimentés ou dilatants
S3	Argiles à argiles limoneuses	S6	Sables propres à sables limoneux	S9	Sols fins intermédiaires très raides

	LIBOURNE 33 Projet UIISC " Cœur de Libourne"			Contrat BX230919
	Date début : 27/11/2023	Cote NGF : NC	Machine : SCANIA 26T	Profondeur : 0,00 - 2,60 m
			Opérateur : ROUMY	

1/40

Forage : CPT2

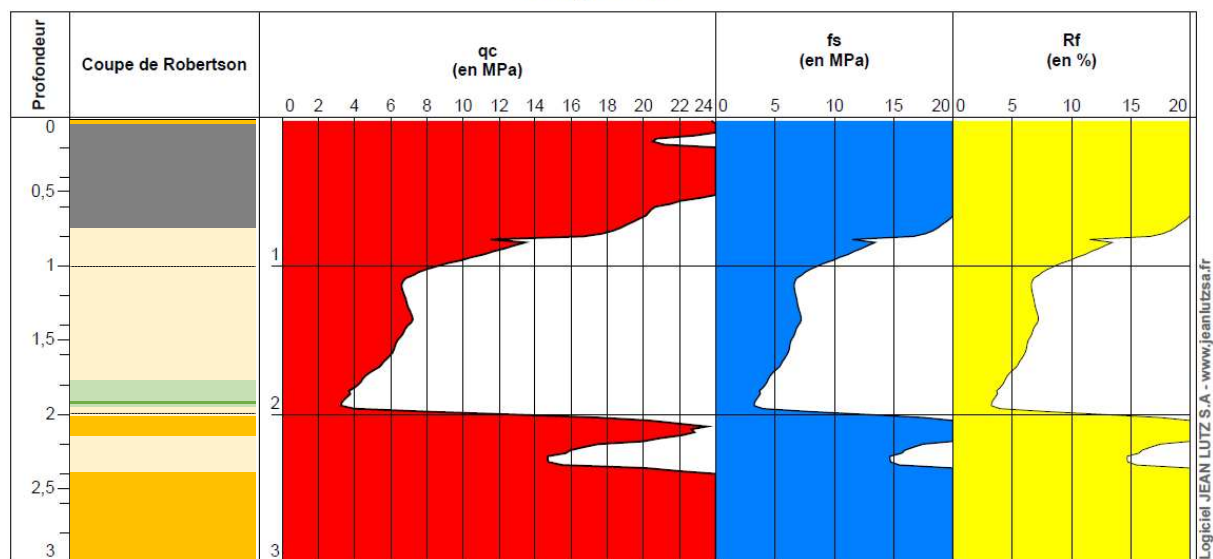
EXGTE 3.23/GTE



1/40

Forage : CPT3

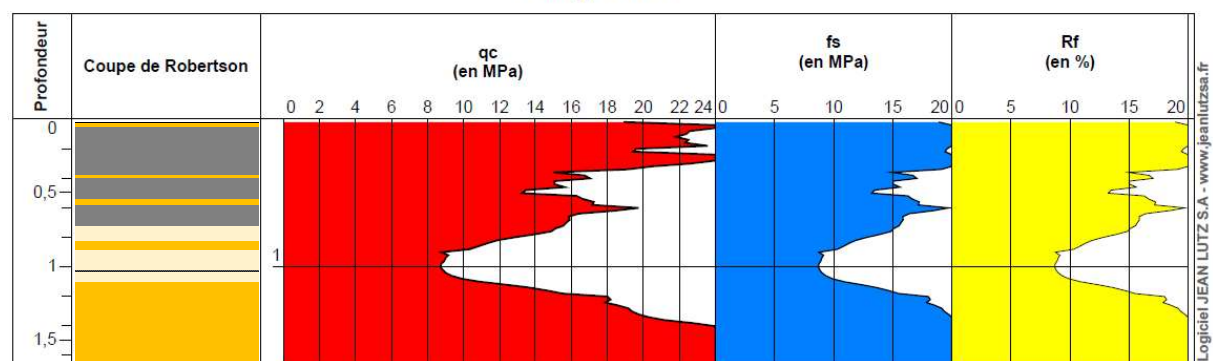
EXGTE 3.23/GTE



1/40

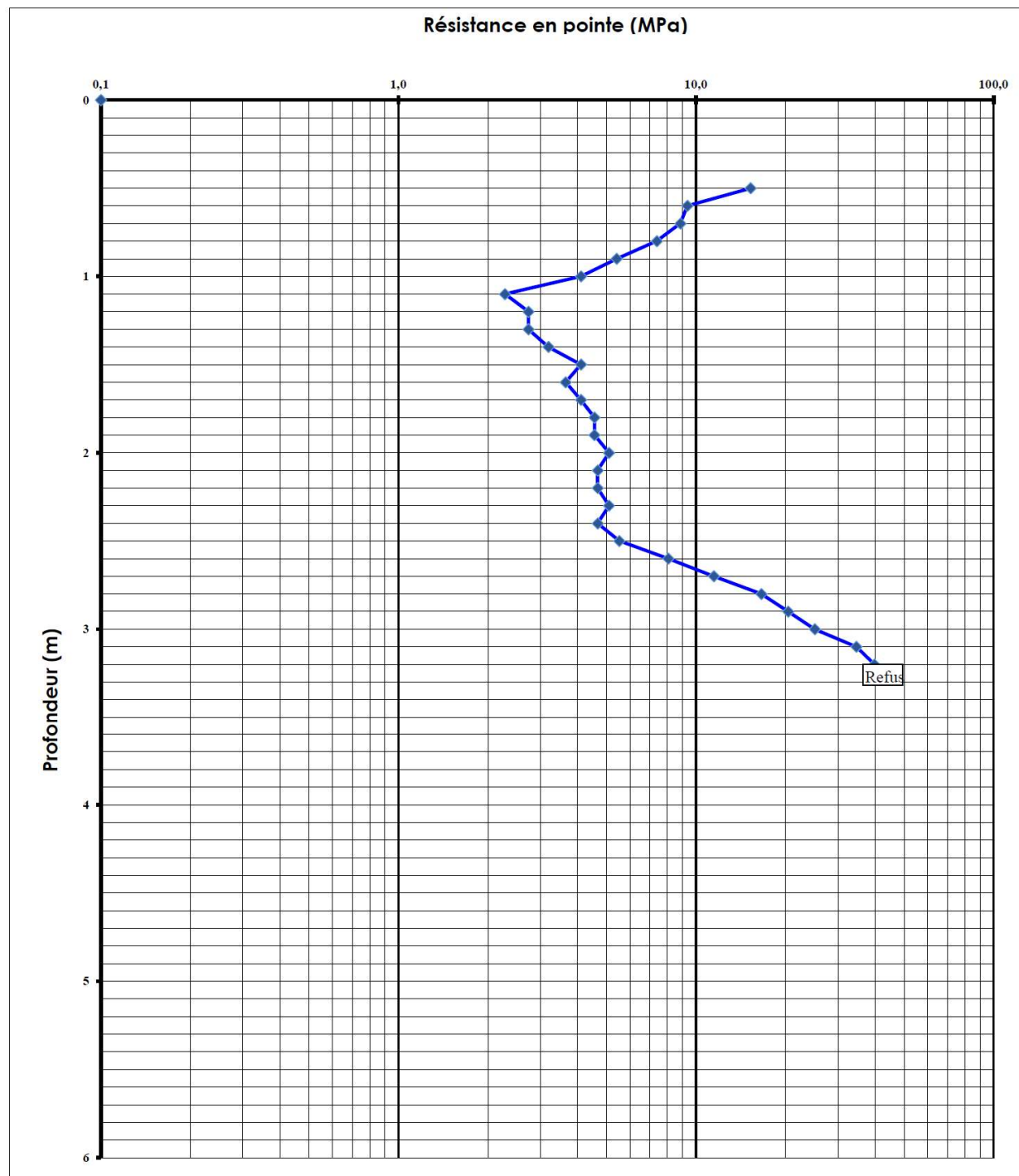
Forage : CPT4

EXGTE 3.23/GTE

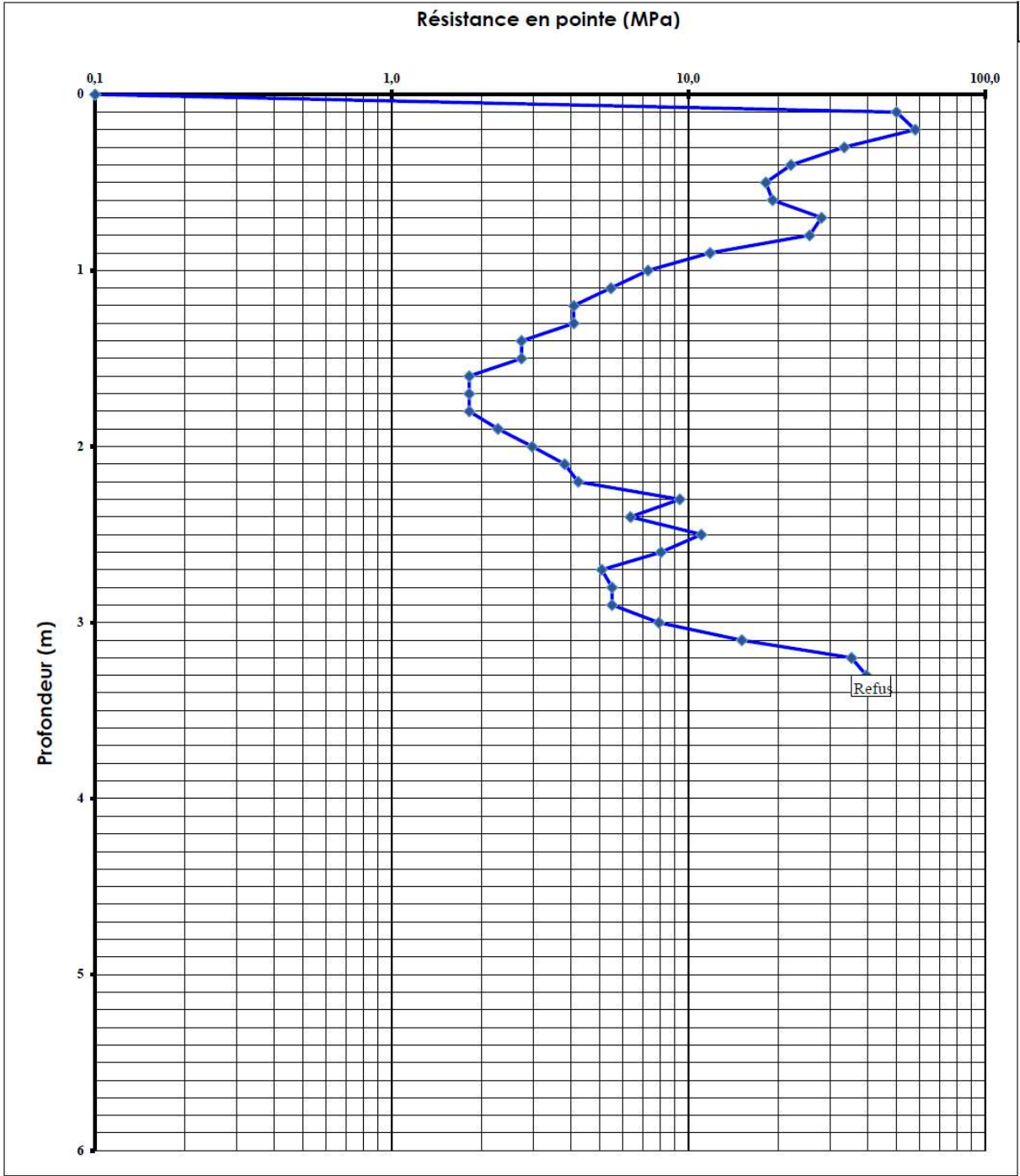


ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE

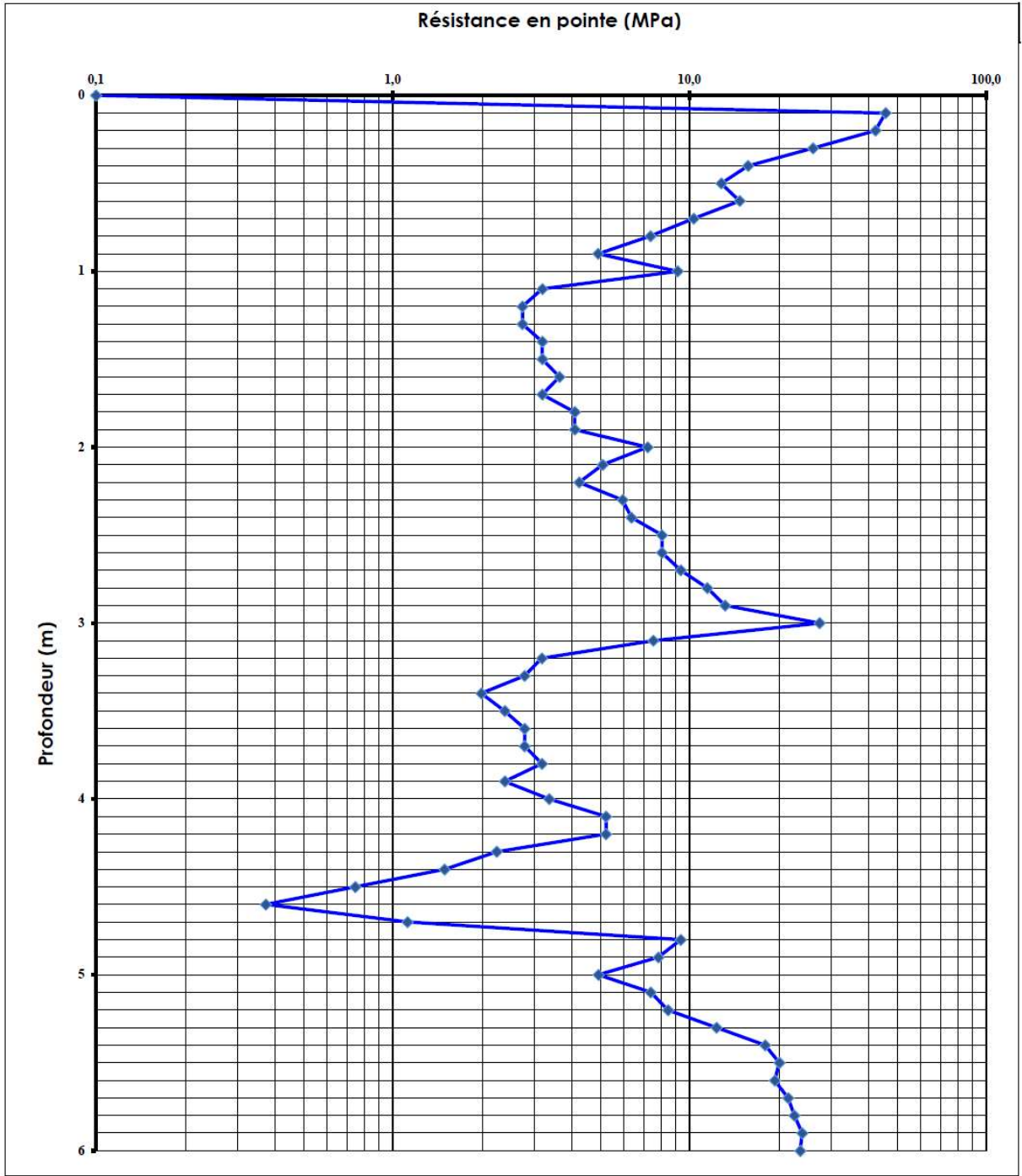
P1	Dossier :	BX230909	Caractéristiques	TG 30/20
	Date chantier:	29/11/2023	Poids du mouton (kg)	30
	Observations:	Avant-trou de 40cm sur enrobée sur zone de voiries/ parkings	hauteur de chute (m)	0,2
			poids mort (kg)	3,7
			hauteur initiale (m)	1
			poids d'une tige (kg)	2,9



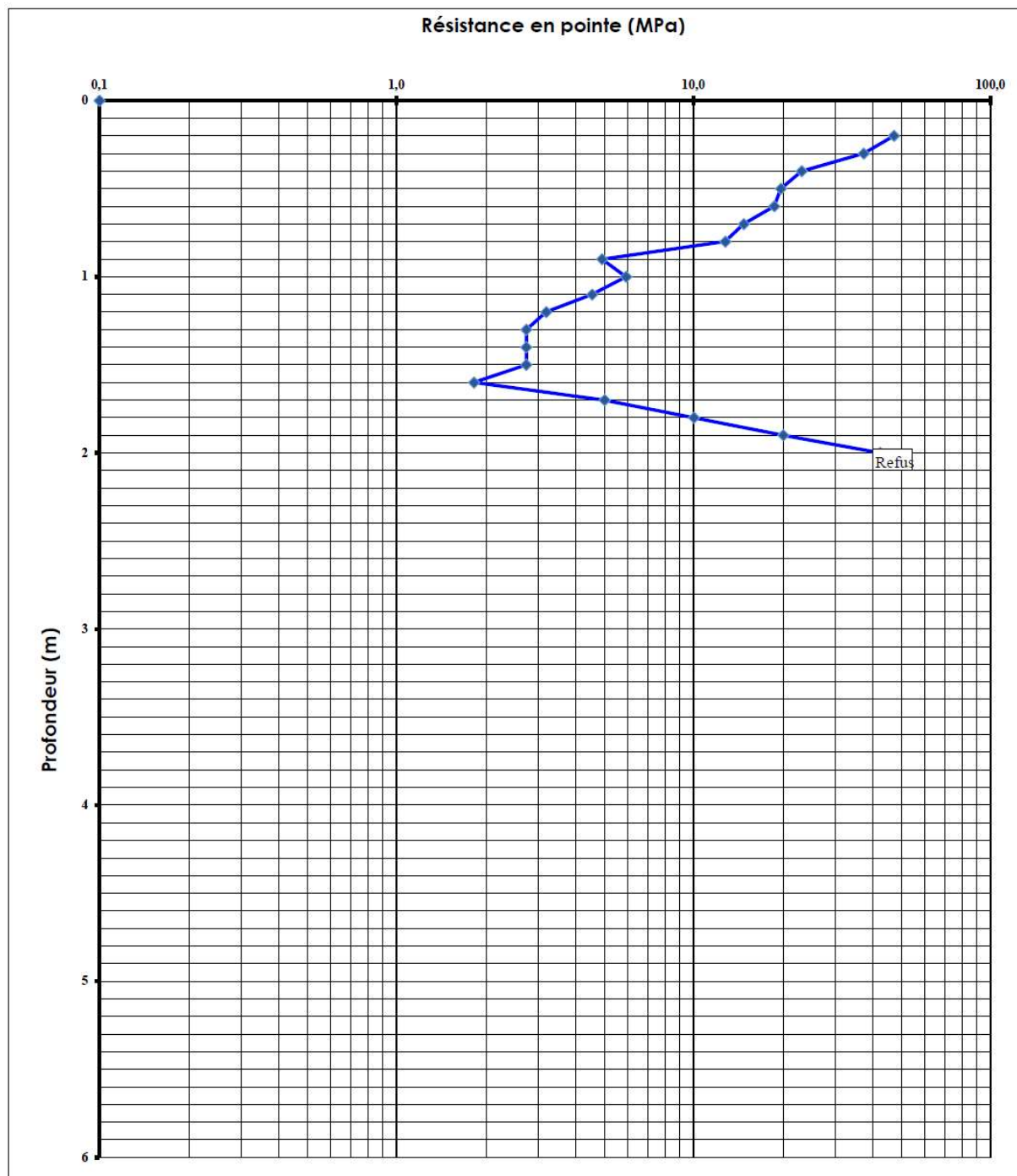
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD1	Dossier :	BX230909	
	Date chantier:	29/11/2023	
	Observations:	Arrêt du sondage au refus	
		Caractéristiques	TG 30/20
		Poids du mouton (kg)	30
		hauteur de chute (m)	0,2
		poids mort (kg)	3,7
		hauteur initiale (m)	1
		poids d'une tige (kg)	2,9



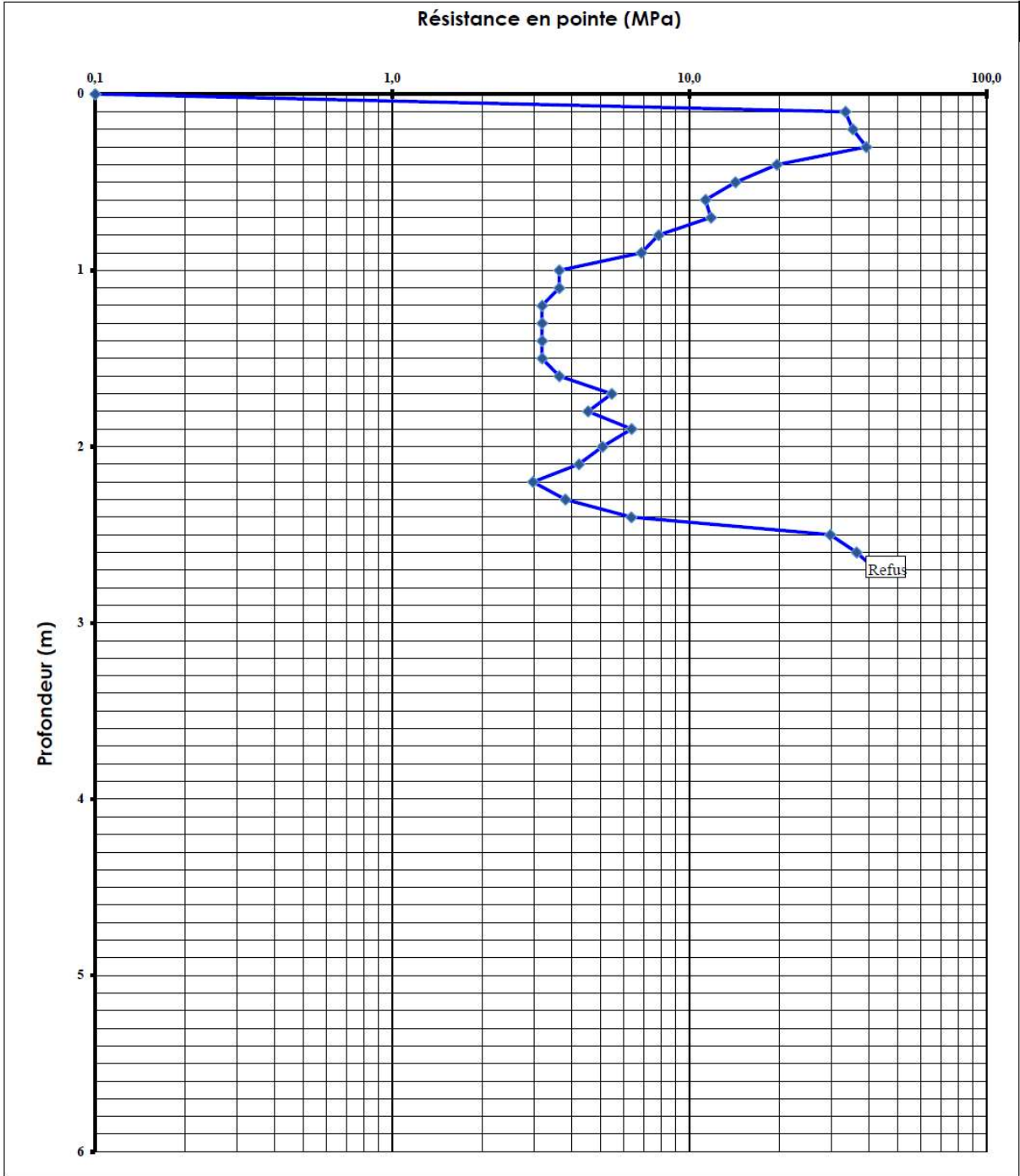
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD2	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	29/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt volontaire du sondage à 6m/TN		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



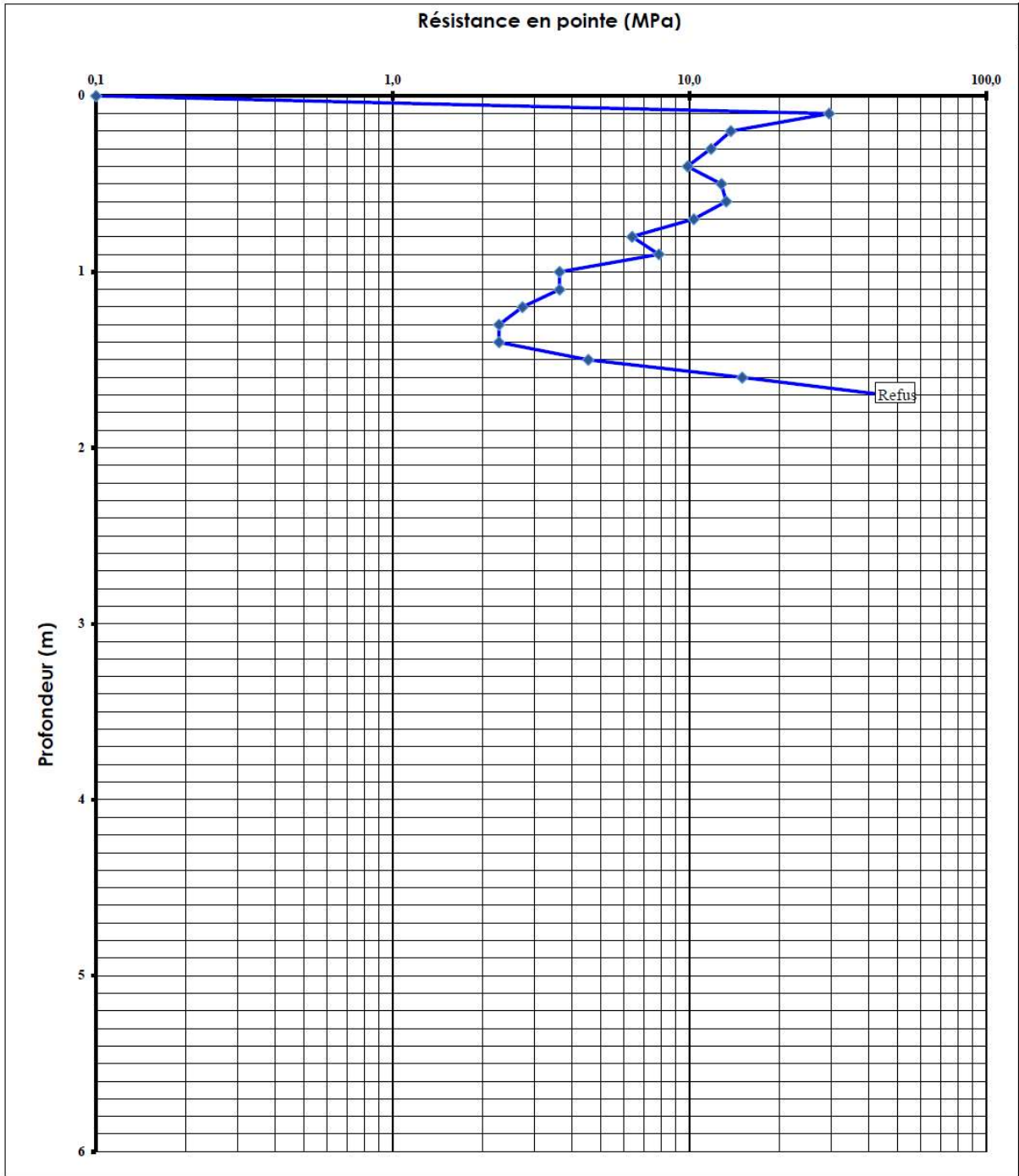
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD3	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	29/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt du sondage au refus		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



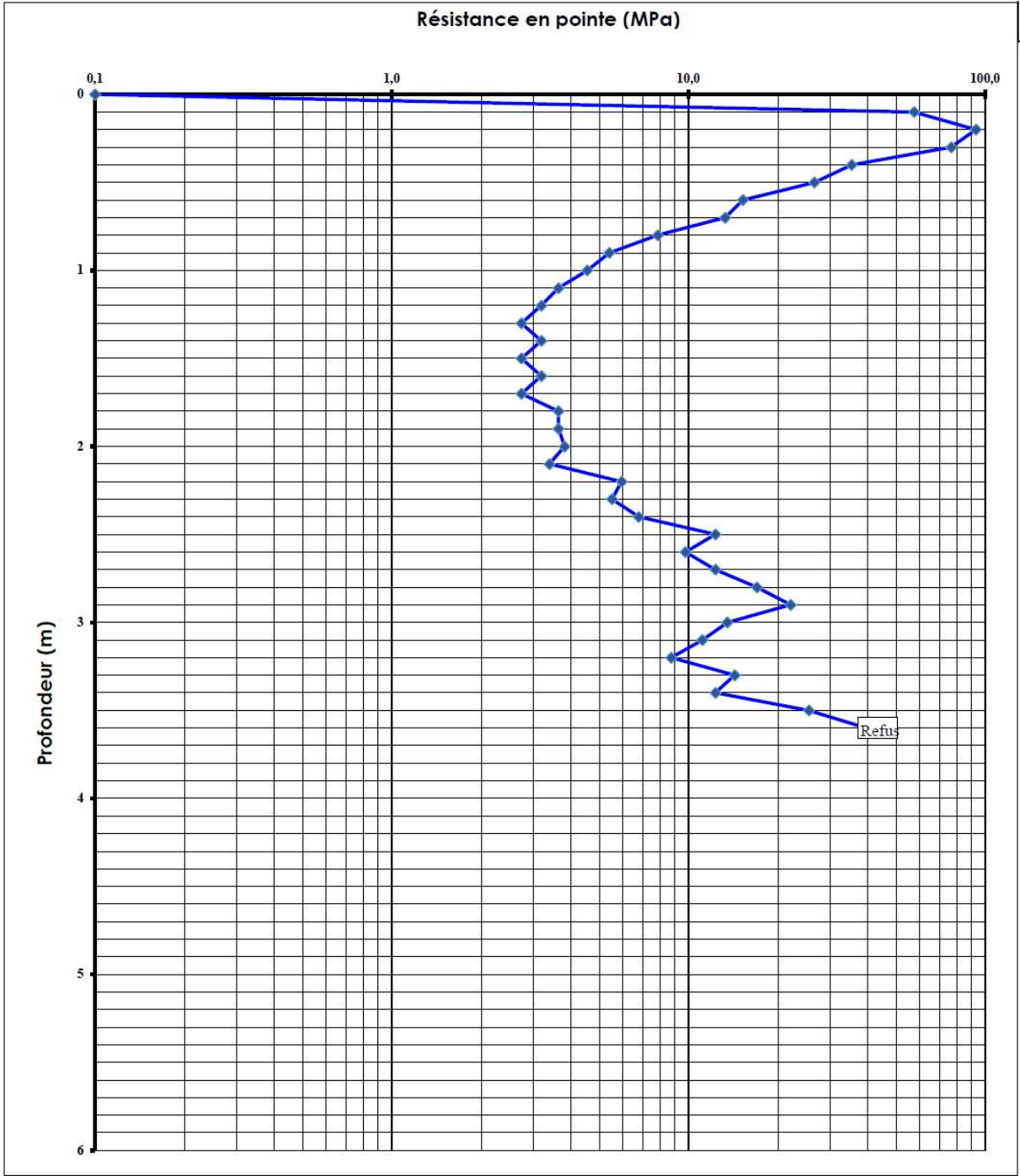
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD4	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	29/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt du sondage au refus		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



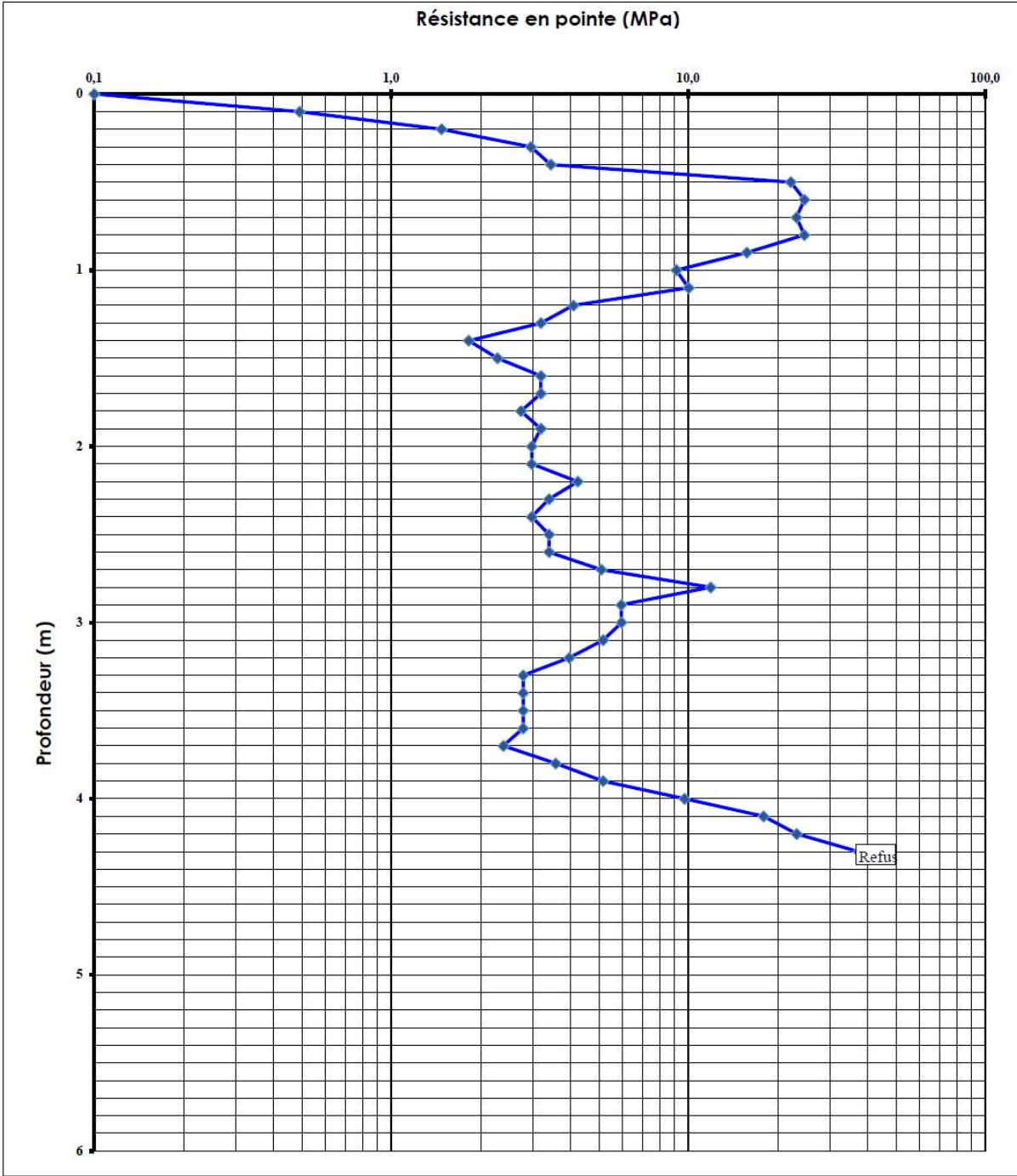
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD5	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	29/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt du sondage au refus		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



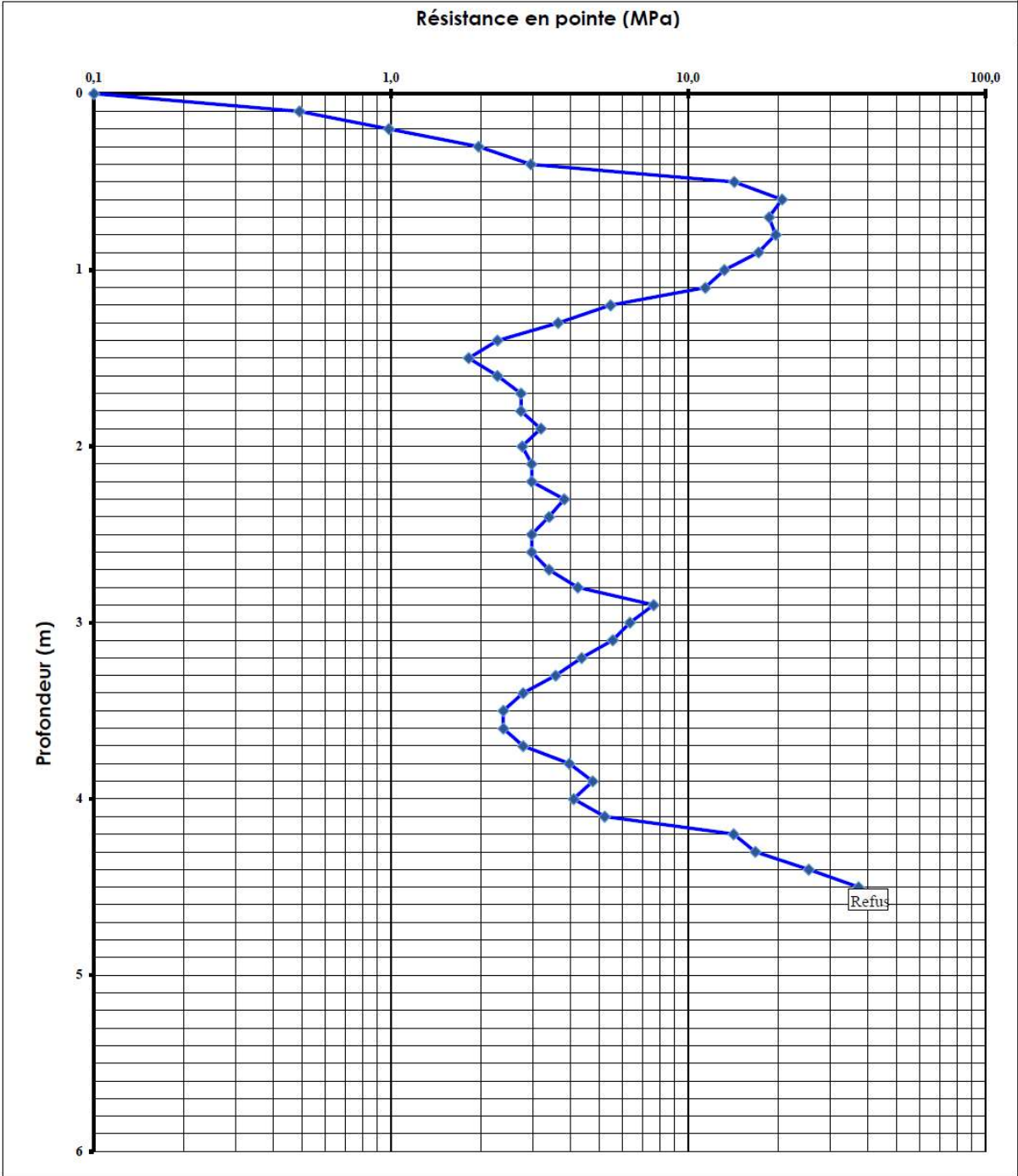
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD6	Dossier :	BX230909	
	Date chantier:	29/11/2023	
	Observations:	Arrêt du sondage au refus	
		Caractéristiques	TG 30/20
		Poids du mouton (kg)	30
		hauteur de chute (m)	0,2
		poids mort (kg)	3,7
		hauteur initiale (m)	1
		poids d'une tige (kg)	2,9



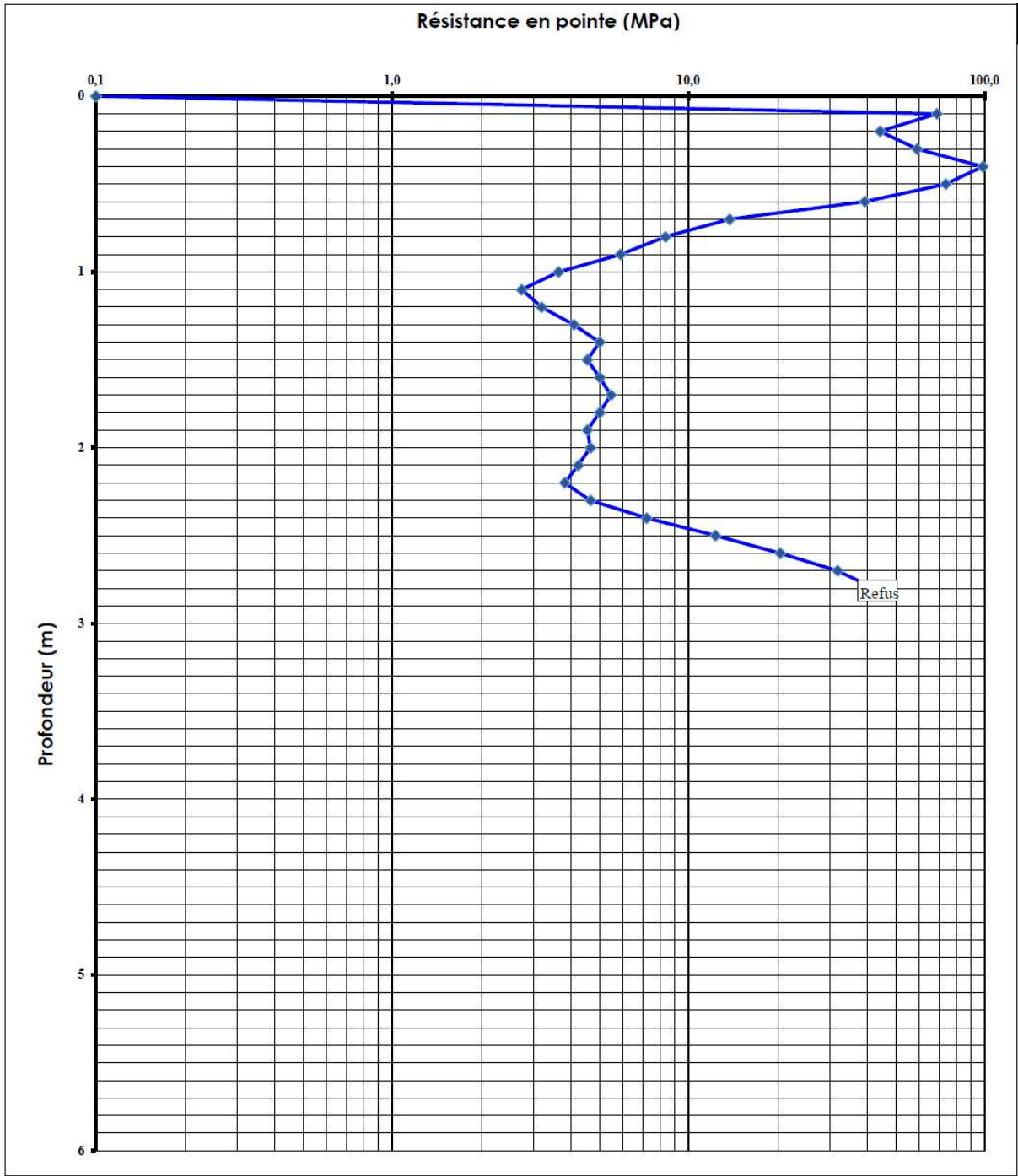
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD7	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	29/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt du sondage au refus		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



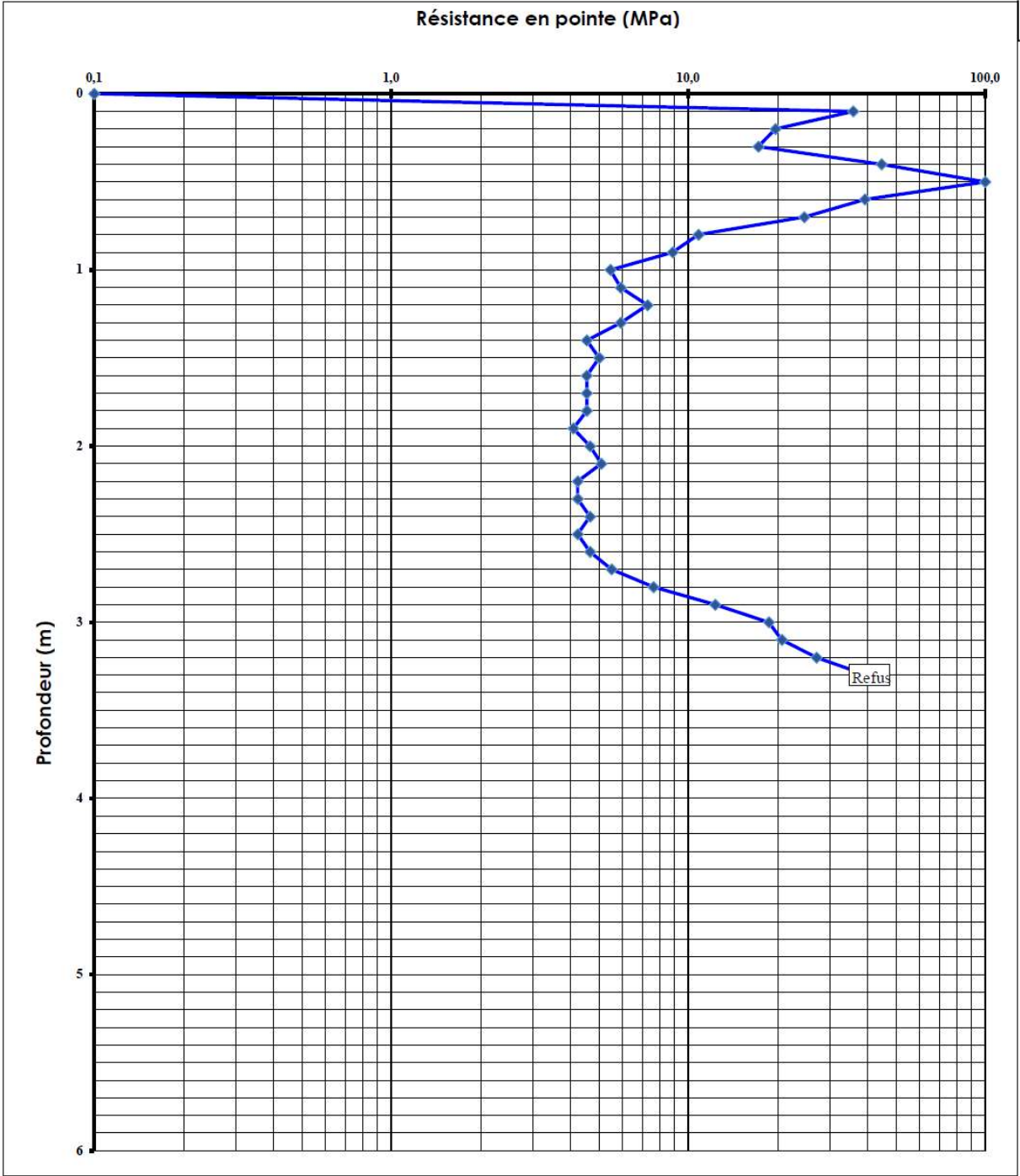
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD8	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	29/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt du sondage au refus		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



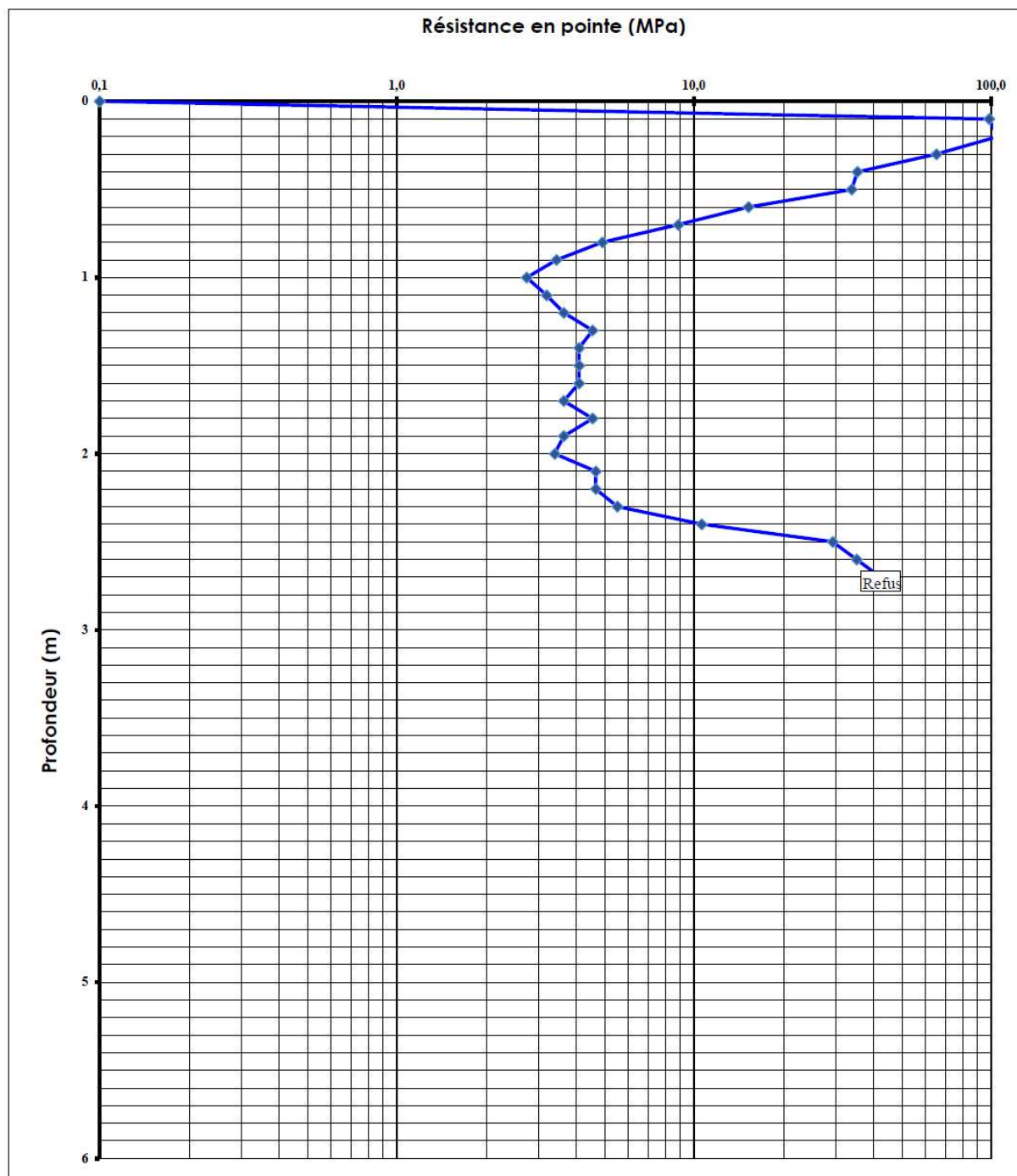
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD9	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	24/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt du sondage au refus		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



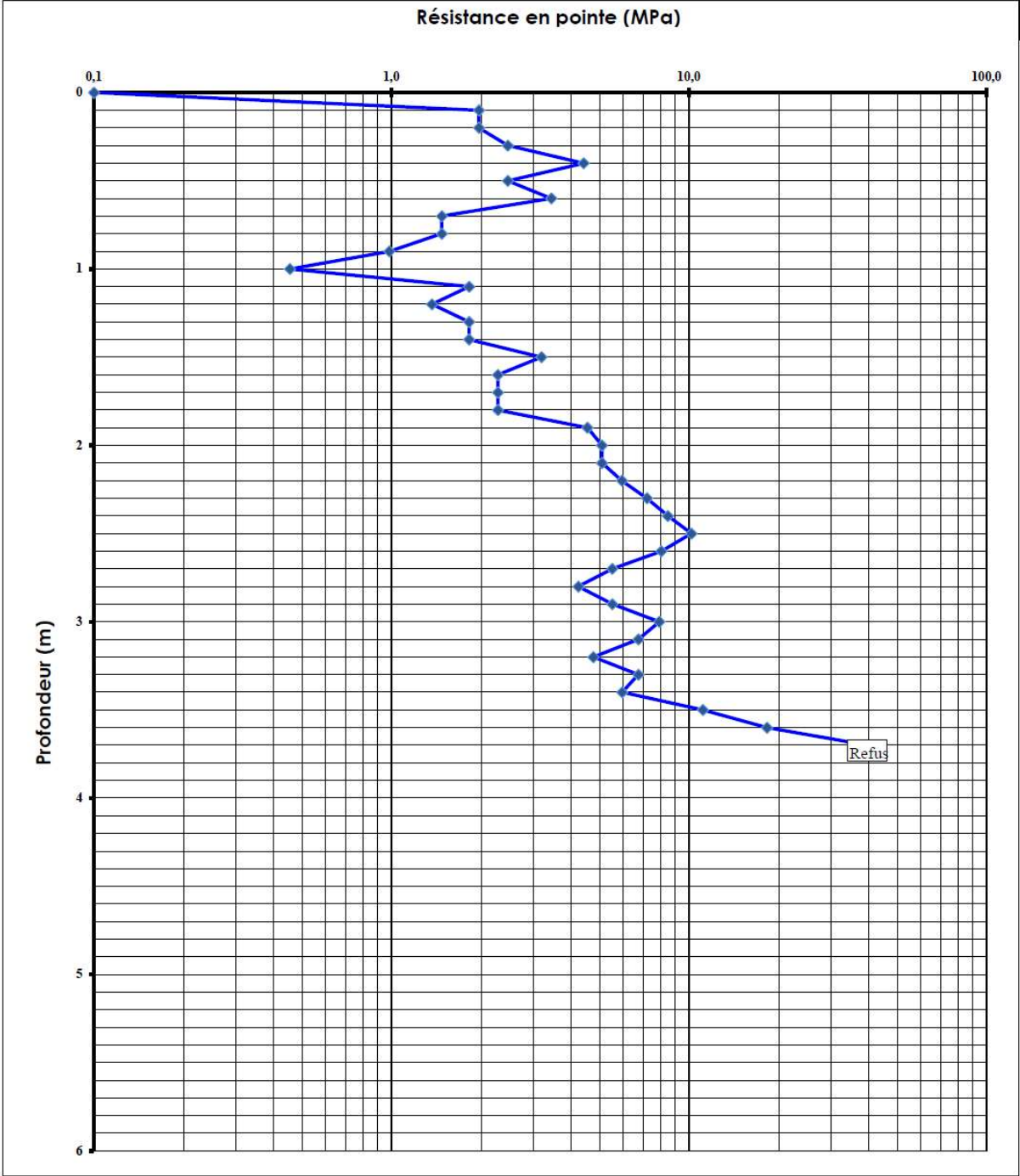
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD10	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	24/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt du sondage au refus		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



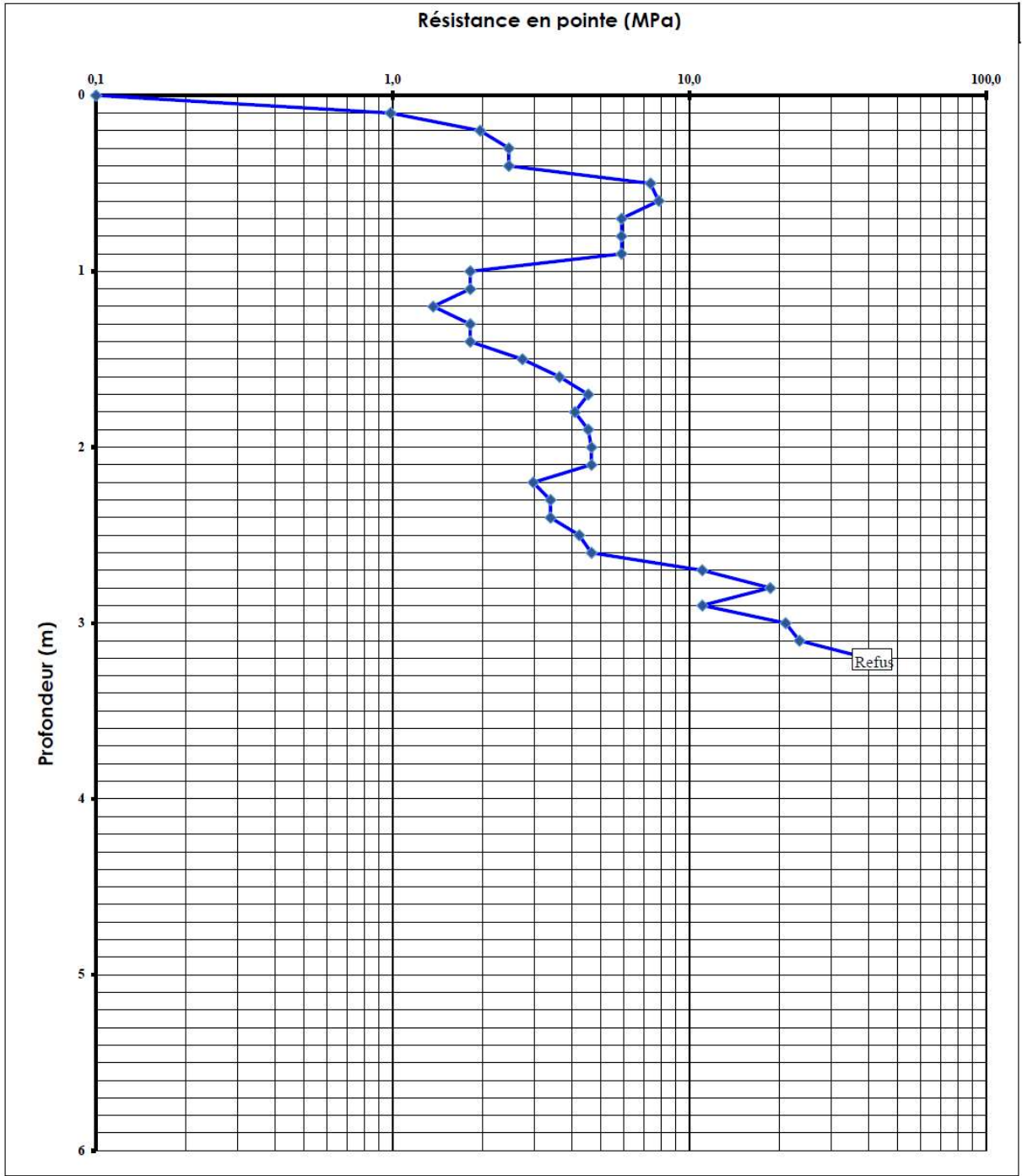
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD11	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	24/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt du sondage au refus		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



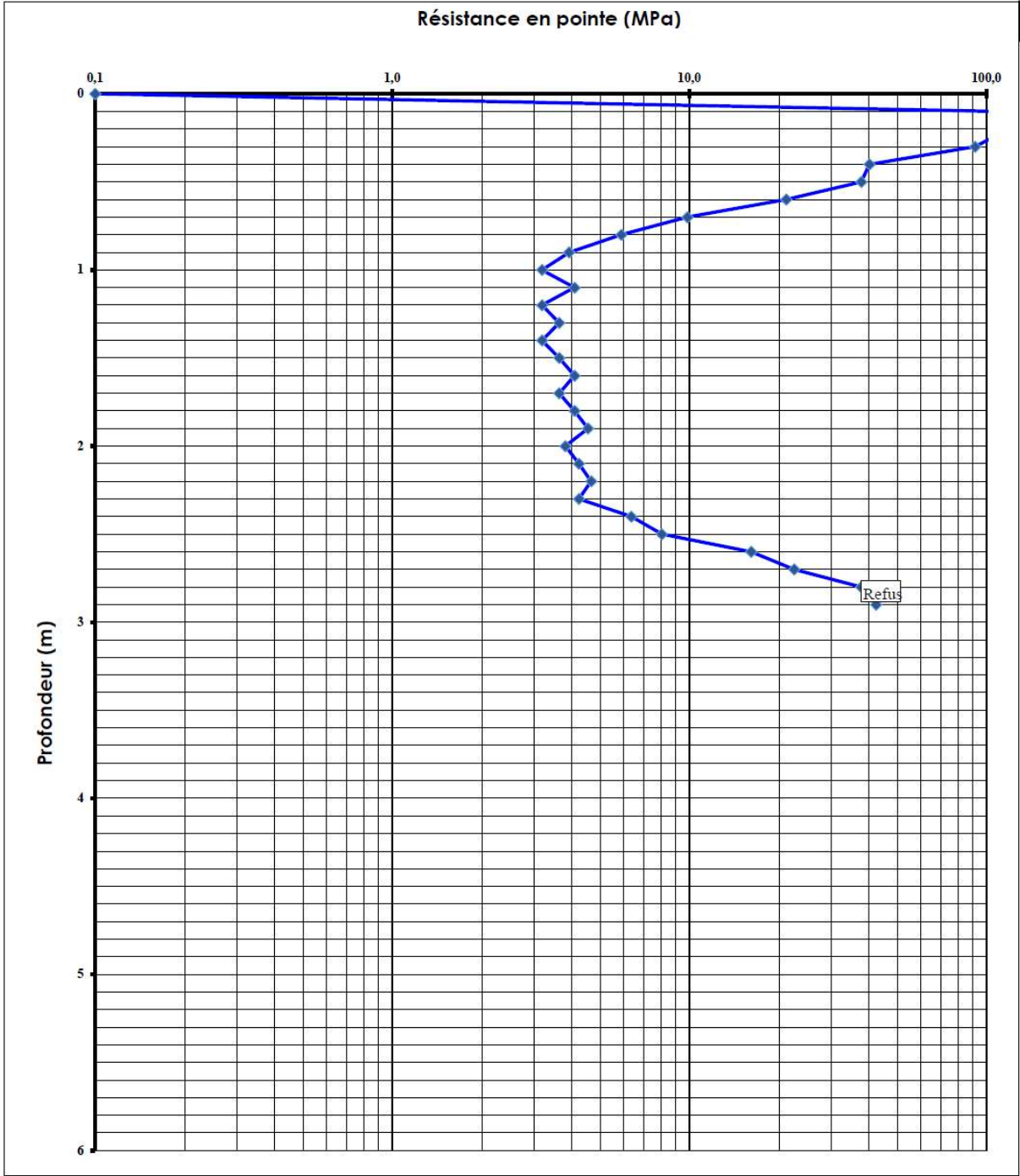
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD12	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	24/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt du sondage au refus		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



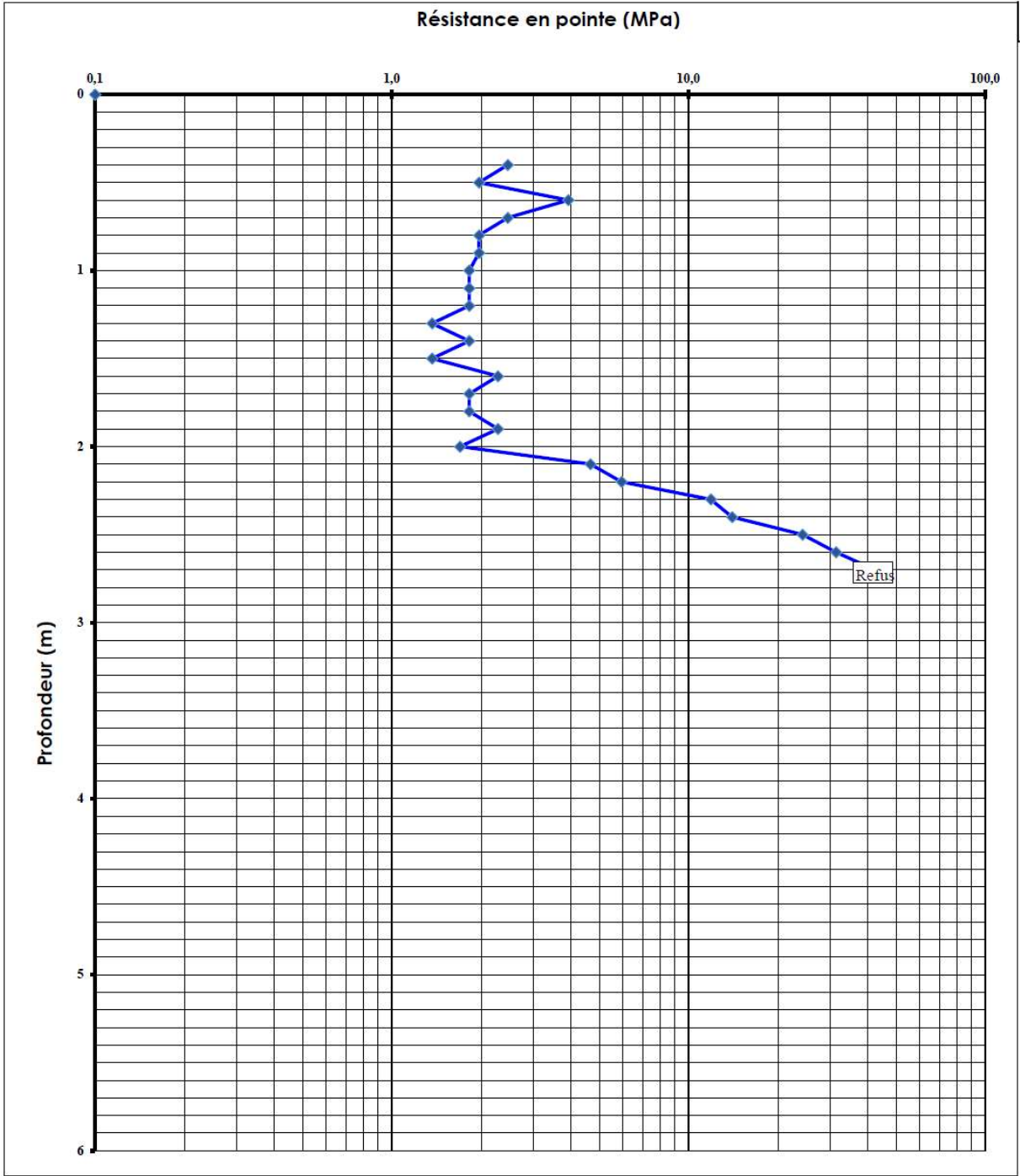
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD13	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	24/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt du sondage au refus		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



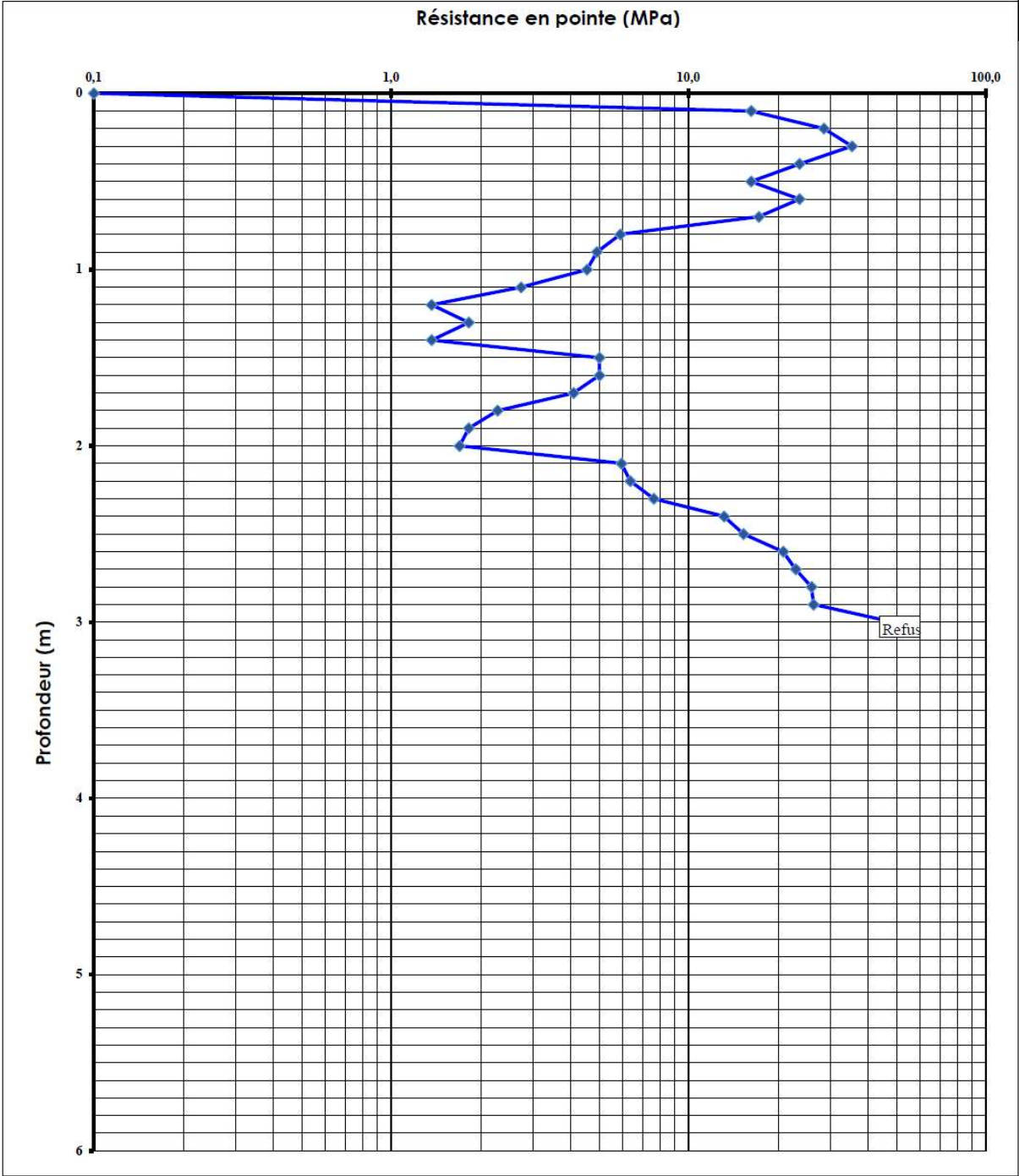
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD14	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	29/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt du sondage au refus		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



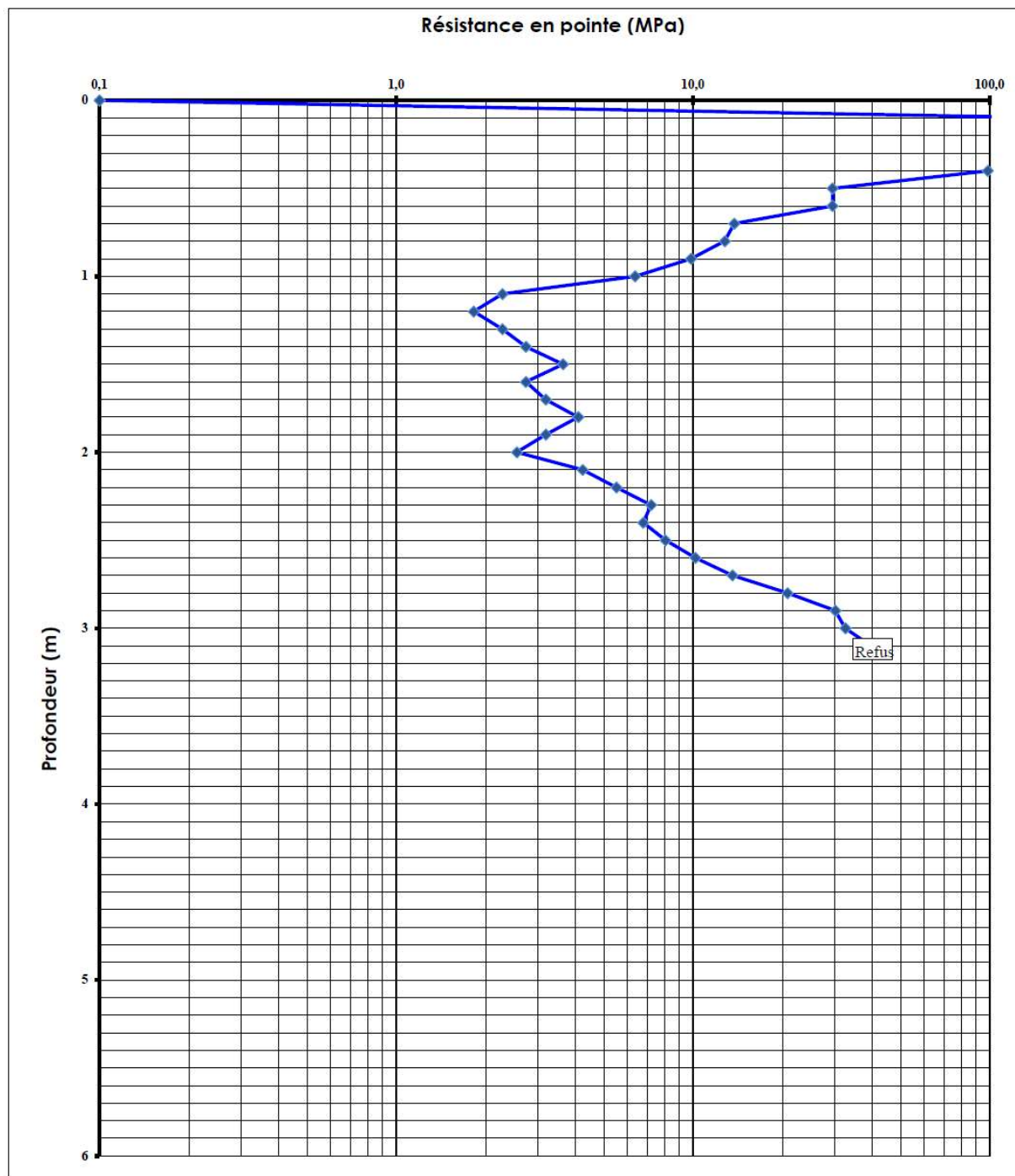
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD15	Dossier :	BX230909	
	Date chantier:	24/11/2023	
	Observations:		
	Arrêt du sondage au refus		
	Avant-trou de 40cm		
		Caractéristiques	TG 30/20
		Poids du mouton (kg)	30
		hauteur de chute (m)	0,2
		poids mort (kg)	3,7
		hauteur initiale (m)	1
		poids d'une tige (kg)	2,9



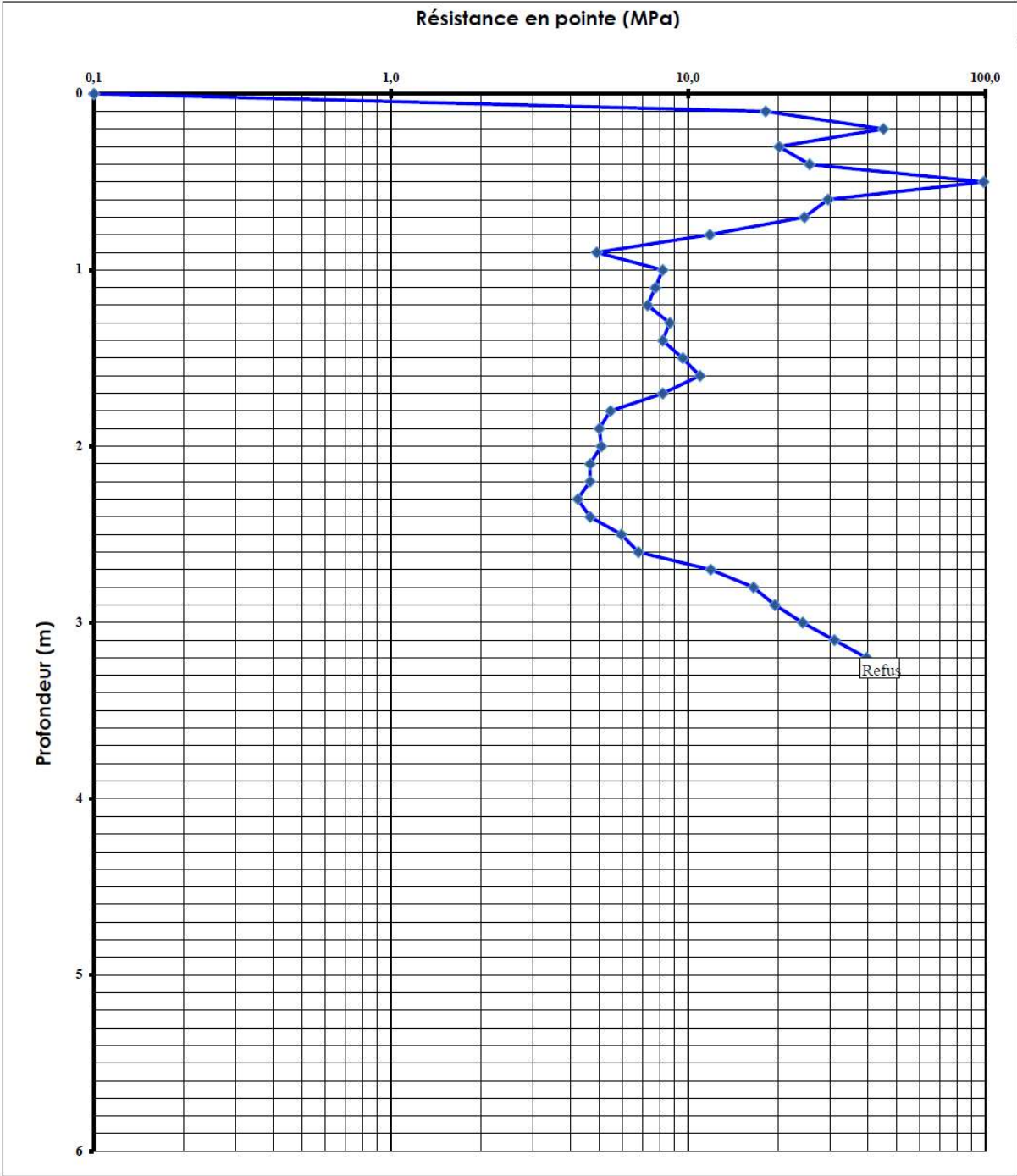
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD16	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	24/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt du sondage au refus		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



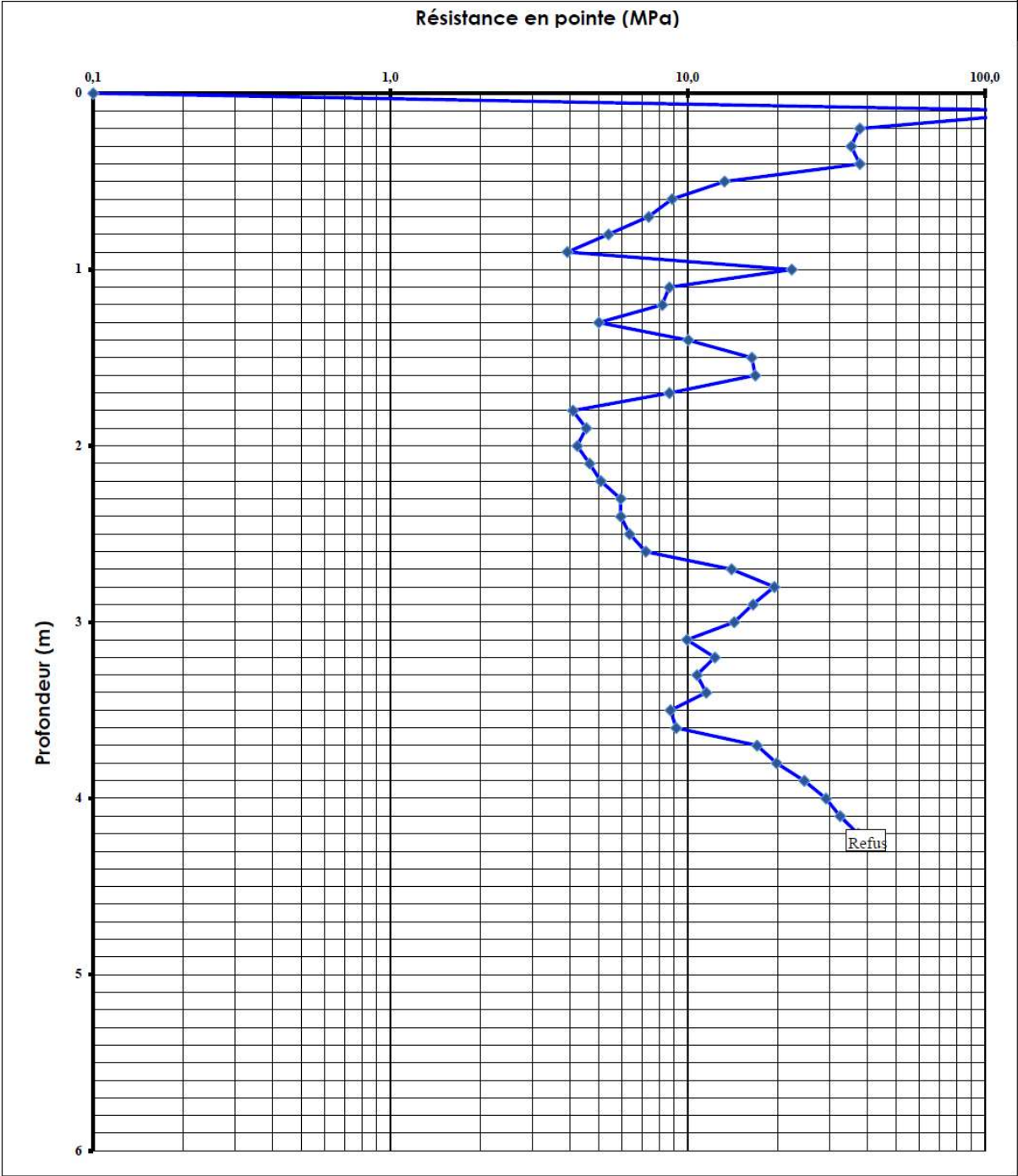
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD17	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	29/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt du sondage au refus		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



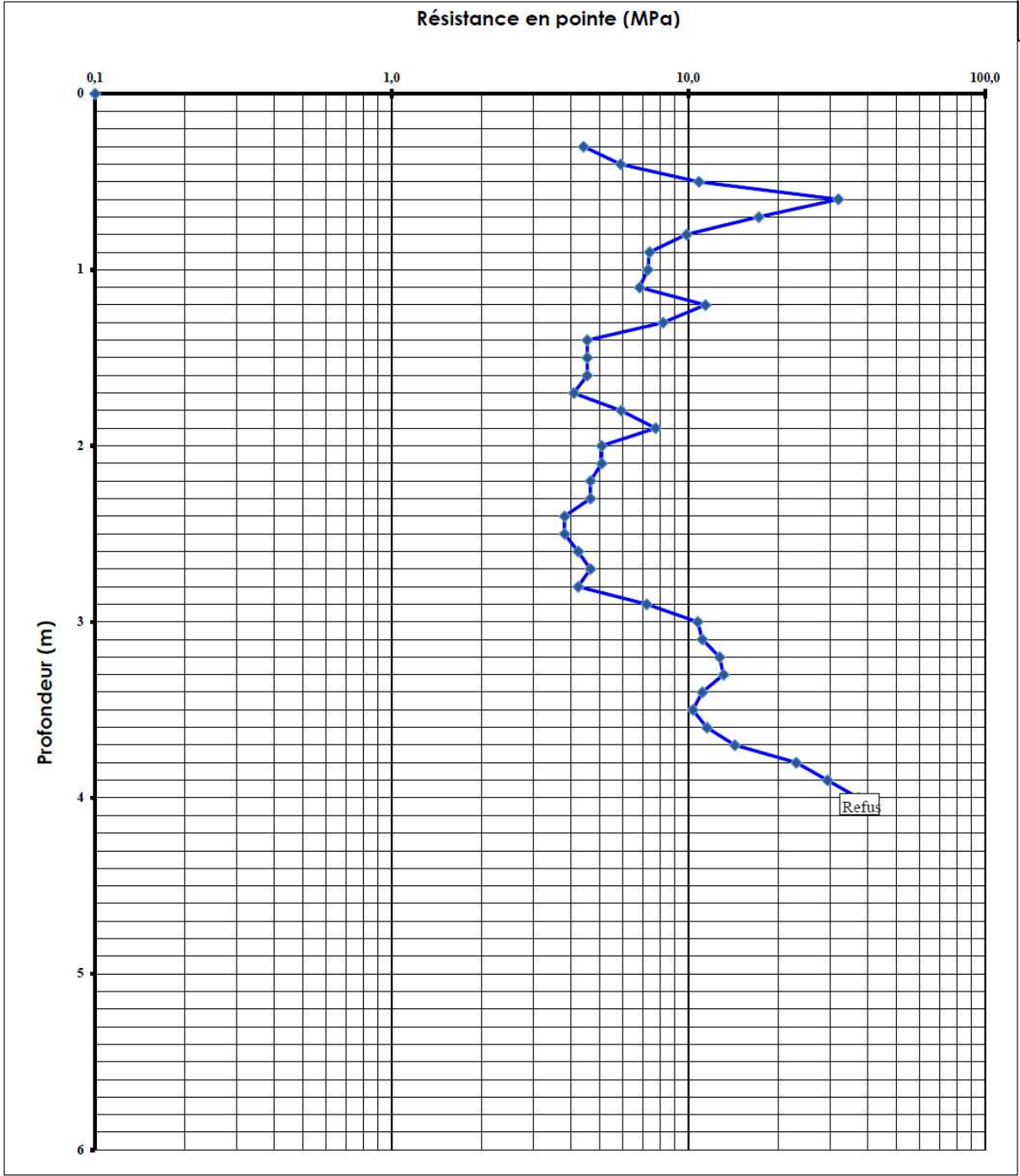
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD18	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	29/11/2023	TG 30/20
	Observations: Arrêt du sondage au refus		Poids du mouton (kg)
			30
			hauteur de chute (m)
			0,2
			poids mort (kg)
			3,7
			hauteur initiale (m)
			1
			poids d'une tige (kg)
			2,9



ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD19	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	29/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt du sondage au refus		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD20	Dossier :	BX230909	Caractéristiques
	Date chantier:	29/11/2023	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Avant-trou de 30cm sur enrobés		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



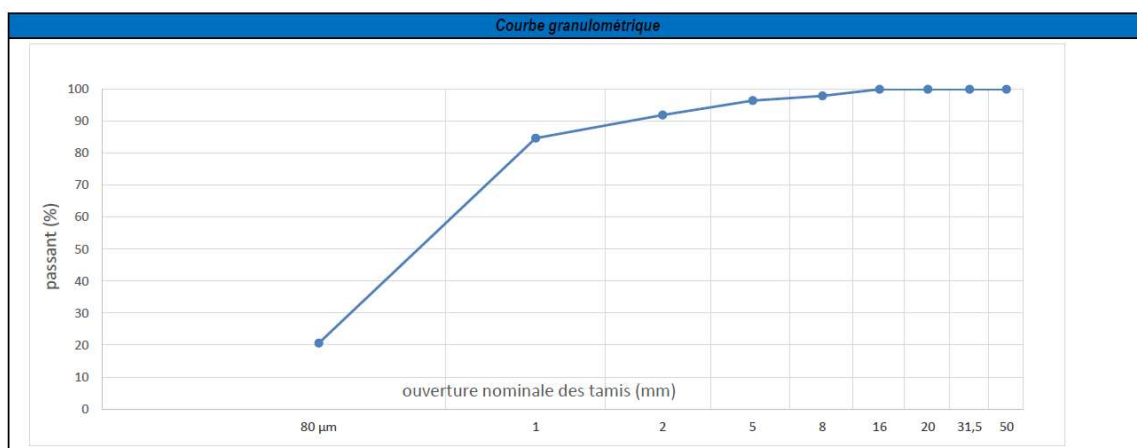


PROCES VERBAL D'ESSAI

ESSAIS D'IDENTIFICATION D'UN SOL
NF P 11-300

Informations générales	Informations sur l'échantillon	
Référence : BX230919	Mode de prélèvement : Tanière mécanique	Sondage n° : SP1
Chantier : LIBOURNE	Date de prélèvement : 27/11/2023	Profondeur : De 0,4 à -1,5 m
	Mode de conservation : Sac plastique	Facès : Sable graveleux marron
	Date d'essai : 04/12/2023	

Granulometrie suivant NF P 94-056									
Ouverture tamis en mm	50	31,5	20	16	8	5	2	1	0,08
% passant sur 0"D	100,00	100,00	100,00	100,00	97,97	96,49	91,96	84,70	20,59



Teneur en eau	
NFP 94-050	
W (%) =	6,2

Valeur au bleu	
NFP 94-068	
VBS =	0,38

Limites d'Atterberg - NFP 94-051			
WL (%)	Wp (%)	Ip	Ic

Observations

Classe GTR du matériau
B5

Le responsable des essais
C. BOUSSENANELe responsable technique
B. DELTRIEU

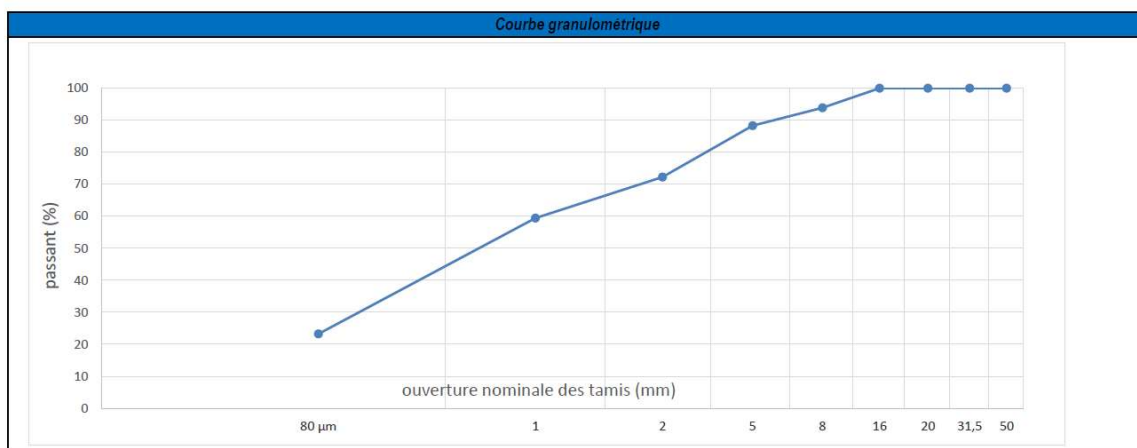


PROCES VERBAL D'ESSAI

ESSAIS D'IDENTIFICATION D'UN SOL
NF P 11-300

Informations générales	Informations sur l'échantillon	
Référence : BX230919	Mode de prélèvement : Tarière mécanique	Sondage n° : SP2
Chantier : LIBOURNE	Date de prélèvement :	Profondeur : De -0,2 à -1 m
	Mode de conservation : Sac plastique	Facès : Sable graveleux marron
	Date d'essai : 05/12/2023	

Granulométrie suivant NF P 94-056									
Ouverture tamis en mm	50	31,5	20	16	8	5	2	1	0,08
% passant sur 0"D	100,00	100,00	100,00	100,00	93,86	88,29	72,22	59,43	23,22



Teneur en eau	
NFP 94-050	
W (%) =	13,2

Valeur au bleu	
NFP 94-068	
VBS =	0,33

Limites d'Atterberg - NFP 94-051			
WL (%)	Wp (%)	Ip	Ic

Observations

Classe GTR du matériau
B5

Le responsable des essais
C. BOUSSENANELe responsable technique
B. DELTRIEU

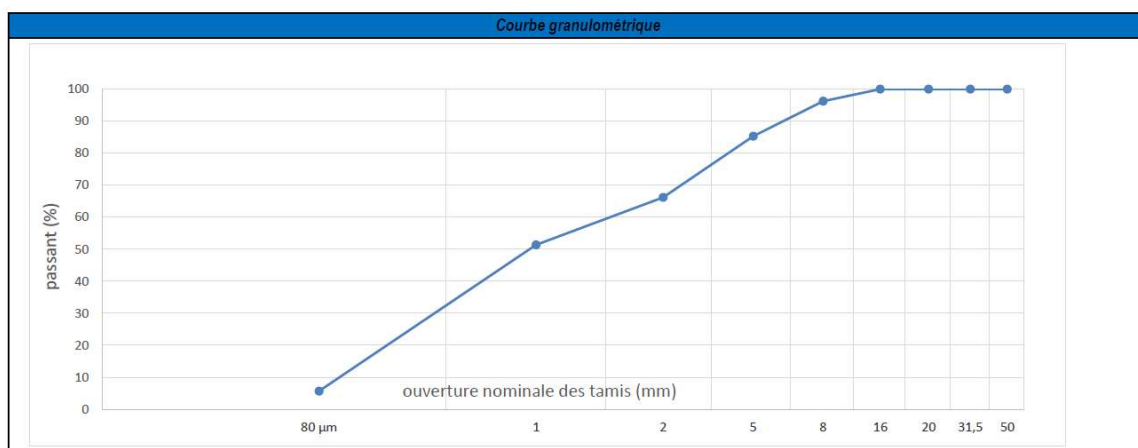


PROCES VERBAL D'ESSAI

ESSAIS D'IDENTIFICATION D'UN SOL
NF P 11-300

Informations générales	Informations sur l'échantillon	
Référence : BX230919	Mode de prélèvement : Tanière mécanique	Sondage n° : SP3
Chantier : LIBOURNE	Date de prélèvement : 27/11/2023	Profondeur : De -0,4 à -1,5 m
	Mode de conservation : Sac plastique	Facès : Sable graveleux marron
	Date d'essai : 04/12/2023	

Granulométrie suivant NF P 94-056									
Ouverture tamis en mm	50	31,5	20	16	8	5	2	1	0,08
% passant sur 0"D	100,00	100,00	100,00	100,00	96,22	85,29	66,18	51,37	5,67



Teneur en eau	
NFP 94-050	
W (%) =	43,3

Valeur au bleu	
NFP 94-068	
VBS =	0,42

Limites d'Atterberg - NFP 94-051			
WL (%)	Wp (%)	Ip	Ic

Observations

Classe GTR du matériau
B4

Le responsable des essais
C. BOUSSENANELe responsable technique
B. DELTRIEU



PROCES VERBAL D'ESSAI

DETERMINATION DES LIMITES D'ATTERBERG

Limite de liquidité à la coupelle - NF P 94-051

Limite de plasticité au rouleau - NF P 94-051

Informations générales	Informations sur l'échantillon	
Référence : BX230919	Mode de prélèvement : Tarière mécanique	Sondage n° : SP4 De -1 à -2 m
Chantier : LIBOURNE	Date de prélèvement :	Faciès : Argile marron
	Mode de conservation : Sac en plastique	
	Date d'essai : 05/12/2023	

Limite de liquidité à la coupelle		
<p>Limite de liquidité</p>		
Mesures N°	Nombres de coups	Teneur en eau
1	17	61,3 %
2	22	60,0 %
3	29	58,3 %
4	35	57,5 %
5	0	#DIV/0!
Résultat W_L =		59,4 %

Limite de plasticité au rouleau				
Mesure	1	2	3	Résultat W_p =
Teneur en eau %	23,9 %	22,8 %	23,4 %	23,4 %

Classification GTR
A3

Synthèse des résultats		
Teneur en eau	W_{nat} =	21,8 %
Limite de liquidité	W_L =	59,4 %
Limite de plasticité	W_p =	23,4 %
Indice de plasticité	I_p =	36,1
Indice de consistance	I_c =	1,0

Le responsable des essais
C. BOUSSENANE

Le responsable technique
B. DELTRIEU

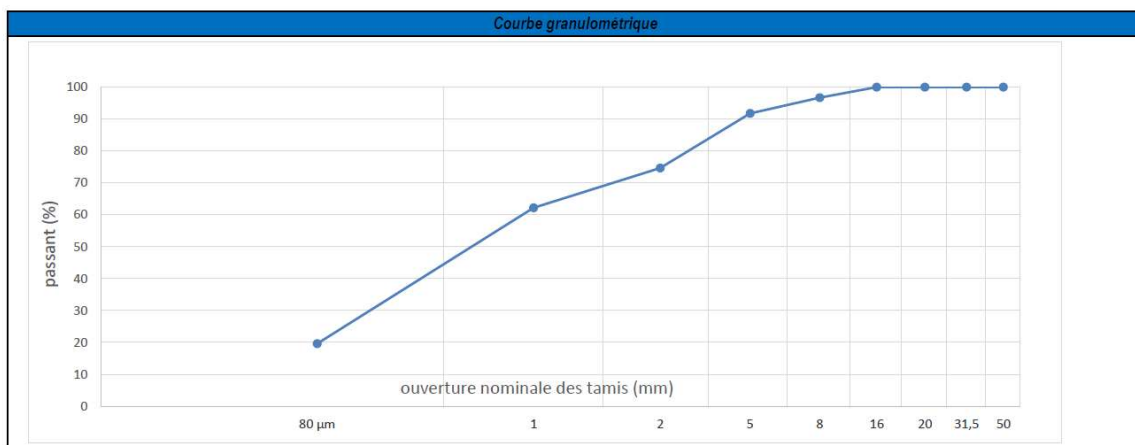


PROCES VERBAL D'ESSAI

ESSAIS D'IDENTIFICATION D'UN SOL
NF P 11-300

Informations générales	Informations sur l'échantillon	
Référence : BX230919	Mode de prélèvement : Tarière mécanique	Sondage n° : SP5
Chantier : LIBOURNE	Date de prélèvement :	Profondeur : De -0,3 à -1 m
	Mode de conservation : Sac plastique	Facès : Sable graveleux noir
	Date d'essai : 05/12/2023	

Granulométrie suivant NF P 94-056									
Ouverture tamis en mm	50	31,5	20	16	8	5	2	1	0,08
% passant sur 0"D	100,00	100,00	100,00	100,00	96,68	91,74	74,66	62,19	19,58



Teneur en eau	
NFP 94-050	
W (%) =	12,4

Valeur au bleu	
NFP 94-058	
VBS =	0,64

Limites d'Atterberg - NFP 94-051			
WL (%)	Wp (%)	Ip	Ic

Observations

Classe GTR du matériau
B5

Le responsable des essais
T. ROMAOLe responsable technique
B. DELTRIEU

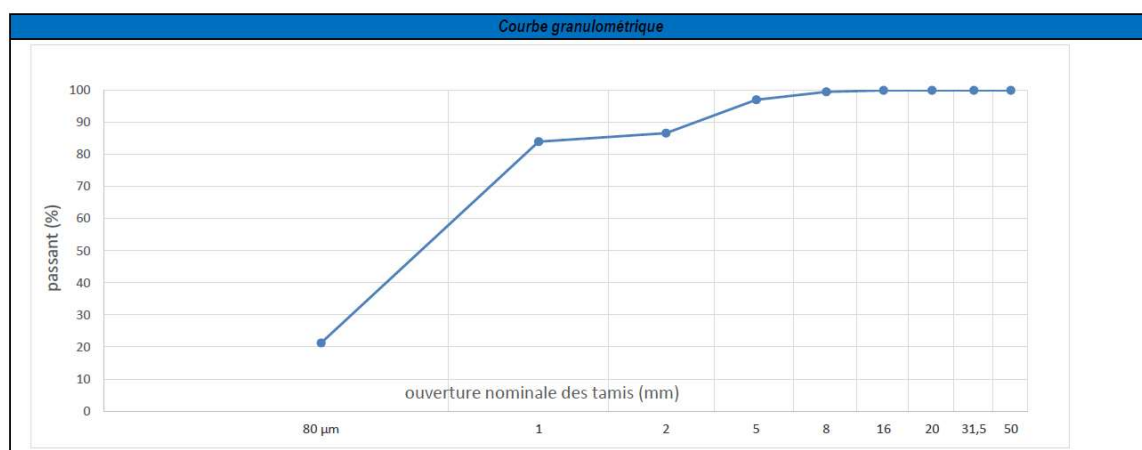


PROCES VERBAL D'ESSAI

ESSAIS D'IDENTIFICATION D'UN SOL
NF P 11-300

Informations générales	Informations sur l'échantillon	
Référence : BX230919	Mode de prélèvement : Tanière manuelle	Sondage n° : RF3
Chantier : LIBOURNE	Date de prélèvement :	Profondeur : De -1,3 à -1,6 m
	Mode de conservation : Sac plastique	Faciès : Sable limoneux marron
	Date d'essai : 06/12/2023	

Granulométrie suivant NF P 94-056									
Ouverture tamis en mm	50	31,5	20	16	8	5	2	1	0,08
% passant sur 0"D	100,00	100,00	100,00	100,00	99,52	97,03	86,67	84,02	21,24



Teneur en eau	
NFP 94-050	
W (%) =	21,9

Valeur au bleu	
NFP 94-068	
VBS =	1,30

Limites d'Atterberg - NFP 94-051			
WL (%)	Wp (%)	Ip	Ic

Observations

Classe GTR du matériau
B5

Le responsable des essais
C. BOUSSENANELe responsable technique
B. DELTRIEU



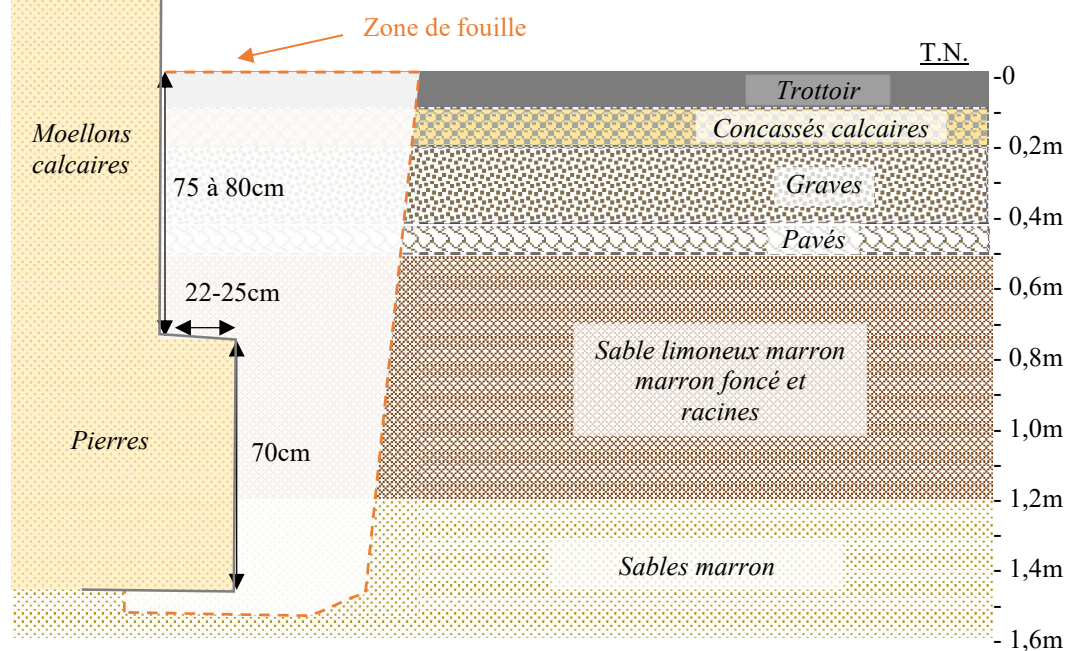
Rapport d'analyse

GEOFONDATION
Onihasina RANDRIANASOLO
Projet LIBOURNE
Référence du projet BX230919
Réf. du rapport 13990172 - 1

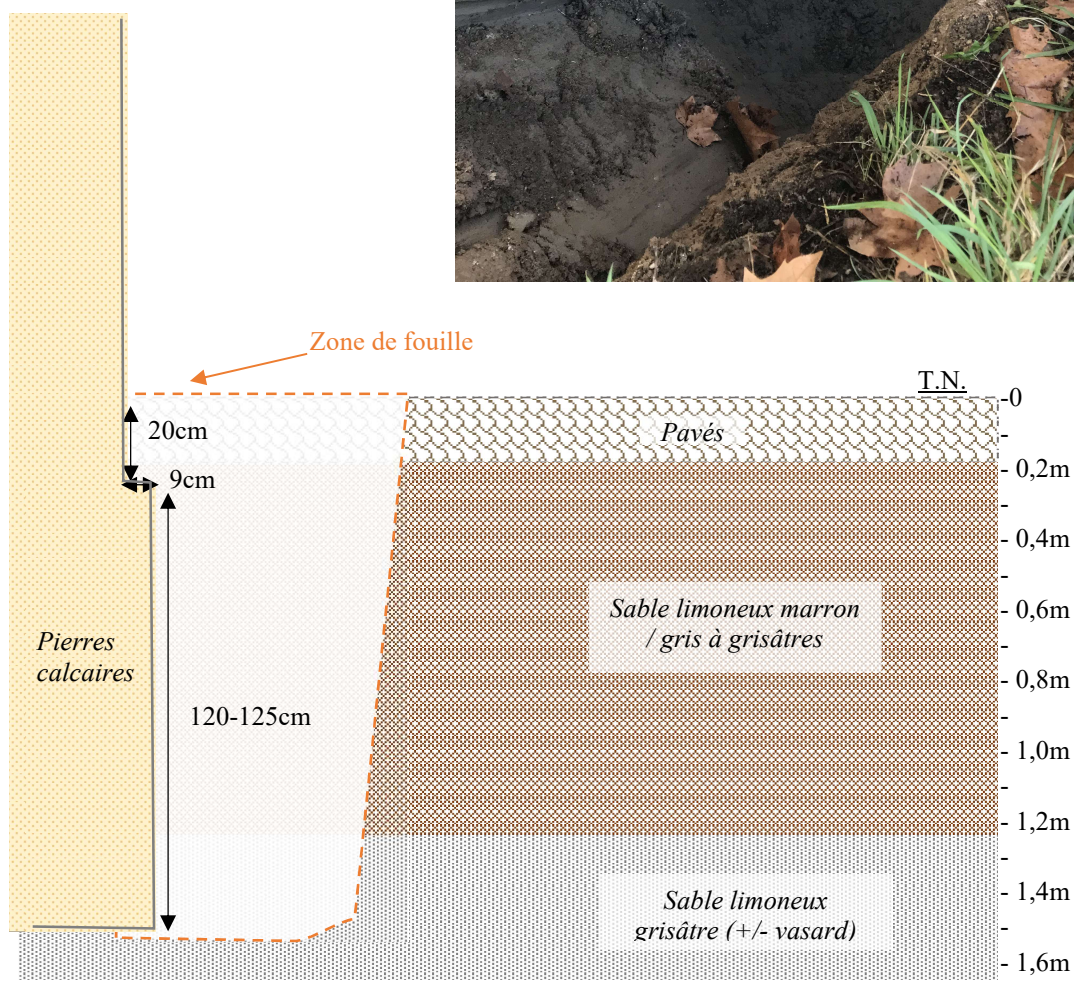
Code	Matrice	Réf. échantillon		
001	Eau souterraine	SP2		
Analyse	Unité	Q	001	
pH		Q	7.5	
température pour mes. pH	°C		19.1	
METAUX				
magnésium	µg/l	Q	75000	
COMPOSES INORGANIQUES				
ammonium	mg/l	Q	<0.2	
ammonium	mgN/l	Q	<0.15	
CO2 agressif	mg CO2/l		29	
Alcalinité (CaCO3)	mmol/l		5.3	
Titre alcalimétrique complet	mmol/l	Q	3.9	
AUTRES ANALYSES CHIMIQUES				
sulfate	mg/l	Q	18	
DEGRE D'AGRESSIVITE				
Degré d'agressivité		XA1: Faiblement agressif vis à vis des bétons		

Analyse	Matrice	Référence normative
pH	Eau souterraine	NEN-EN-ISO 10523, NF EN ISO 10523
magnésium	Eau souterraine	NEN-EN-ISO 17294-2, NF EN ISO 17294-2
ammonium	Eau souterraine	NF ISO 15923-1
ammonium	Eau souterraine	Idem
CO2 agressif	Eau souterraine	Calcul conforme à EN 13577
Alcalinité (CaCO3)	Eau souterraine	Méthode interne (mesure NPR 6546)
Titre alcalimétrique complet	Eau souterraine	Idem
sulfate	Eau souterraine	NF ISO 15923-1
Degré d'agressivité	Eau souterraine Eluat	Calcul conforme à EN 206

Fouilles de reconnaissance Des fondations - RF1



Fouilles de reconnaissance Des fondations – RF2



Fouilles de reconnaissance Des fondations – RF3

