



GÉotechnique
sciences de la terre sas

153 Route d'Angers
49000 ECOUFLANT

Tél : 02 41 42 56 10
contact49@geotechnique-sas.com

RAPPORT D'ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION G2 PHASE AVP

Localisation

CHOLET (49)

13 avenue du Maréchal Leclerc

Projet

Construction de 3 bâtiments de logements collectifs

Maître d'ouvrage

SCCV CHOLET LOYER

Village Oasis- Bâtiment Catapla

32, allée de la Pépinière

80480 DURY



REFERENCE : 2020-12-236-G2 AVP

| Ind. | Date | Contenu | Rédacteur | Vérificateur | Observations |
|------|------------|-----------------------|-----------|-------------------------|----------------------------|
| A | 15/02/2021 | 44 pages + annexes | ML.PILLET | N.BRUNET DE SAIRIGNE | Version initiale |
| B | 9/03/2021 | 44 pages + annexes | ML.PILLET | N.BRUNET DE SAIRIGNE | Modifications § 4.6 et 4.8 |
| | | | | | |

Référentiel document : v2 22/12/2020

PLAN DU RAPPORT

| | |
|--|-----------|
| 1. PRESENTATION | 3 |
| 1.1. Définition de l'opération | 3 |
| 1.2. Contrat – Mission géotechnique | 3 |
| 1.3. Cadre réglementaire | 4 |
| 1.4. Caractéristiques du projet | 4 |
| 1.5. Documents communiqués | 7 |
| 1.6. Caractéristiques générales du site | 7 |
| 1.6.1. Localisation | 7 |
| 1.6.2. Caractéristiques de la zone d'étude | 9 |
| 1.6.3. Contextes géologique & hydrogéologique | 9 |
| 1.6.4. Risques naturels | 10 |
| 2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES | 12 |
| 2.1. Implantation et nivellement | 12 |
| 2.2. Investigations réalisées | 12 |
| 2.2.1. Tests de perméabilité des sols | 13 |
| 2.2.2. Essais en laboratoire | 13 |
| 3. SYNTHESE GEOTECHNIQUE | 14 |
| 3.1. Stratigraphie du terrain - caractéristiques mécaniques | 14 |
| 3.2. Graphiques synoptiques | 16 |
| 3.2.1. Sondages – Résistance dynamiques de pointes - Modules pressiométriques EM | 16 |
| 3.2.2. Sondages – Résistance dynamiques de pointes – Pressions limites p_l^* | 18 |
| 3.3. Résultats d'essais en laboratoire | 20 |
| 3.4. Sensibilité au retrait-gonflement des sols argileux | 22 |
| 3.5. Agressivité des sols et eaux sur le béton | 22 |
| 3.6. Niveaux des eaux souterraines | 22 |
| 3.7. Perméabilité des sols | 23 |
| 3.8. Conditions sismiques | 23 |
| 3.8.1. Données réglementaires | 23 |
| 3.8.2. Influence du sol | 24 |
| 3.8.3. Catégorie de bâtiment | 25 |
| 3.8.4. Exigences sur le bâti neuf | 26 |
| 3.8.5. Risque de liquéfaction des sols | 26 |
| 3.9. Reconnaissances sur ouvrages existants | 27 |
| 4. APPLICATIONS GEOTECHNIQUES A L'AVANT-PROJET | 29 |
| 4.1. Niveaux des eaux souterraines | 29 |
| 4.2. La zone d'influence géotechnique (ZIG) | 29 |
| 4.3. Adaptations du projet aux conditions géotechniques | 29 |
| 4.4. Adaptations vis-à-vis des avoisinants et mitoyens | 30 |
| 4.5. Principes généraux de terrassements | 30 |

| | |
|--|-----------|
| 4.5.1. Travaux préparatoires | 30 |
| 4.5.2. Aménagement des plateformes | 31 |
| 4.5.3. Conditions de talutage | 32 |
| 4.6. Ouvrages de soutènement | 34 |
| 4.7. Conception des niveaux-bas | 36 |
| 4.7.1. Assise du dallage, couche de forme | 36 |
| 4.7.2. Critères de réception | 37 |
| 4.7.3. Paramètres pour le dimensionnement des dallages | 37 |
| 4.7.4. Tassements prévisibles | 37 |
| 4.7.5. Précautions concernant les réseaux enterrés | 38 |
| 4.8. Etude des fondations superficielles (Norme NF P94-261) | 39 |
| 4.8.1. Sol d'assise et conditions d'ancrage | 39 |
| 4.8.2. Contraintes admissibles | 39 |
| 4.8.3. Evaluation préliminaire des tassements | 40 |
| 4.8.4. Conditions et précautions d'exécution des fondations | 41 |
| 4.9. Protection des ouvrages contre l'eau | 43 |
| 4.10. Protection vis-à-vis du risque sismique | 43 |
| 5. CONDITIONS GENERALES DE VALIDITE DU RAPPORT | 44 |
| Annexe 1 : Extrait de la norme NF P94-500 de novembre 2013 | |
| Annexe 2 : Conditions de validité de l'étude | |
| Annexe 3 : Implantation des sondages | |
| Annexe 4 : Coupes de sondage | |
| Annexe 5 : Notes de calculs | |

Le présent document devient la propriété du client uniquement après paiement intégral de la prestation correspondante.

1. PRESENTATION

1.1. Définition de l'opération

Le Maître d'Ouvrage envisage la construction de 3 bâtiments de logements collectifs.

Les principaux intervenants du projet sont :

- Maître d'ouvrage : SCCV CHOLET LOYER
- Architecte : Atelier d'Architecture Marianne Leemann

1.2. Contrat – Mission géotechnique

À la demande de la **SCCV CHOLET LOYER, GEOTECHNIQUE SAS** a été mandaté afin de réaliser une mission géotechnique.

Notre offre d'étude géotechnique référencée Pca2020-12-236/1 version B en date du 16/12/2020 a été acceptée le 17/12/2020 (bon de commande n°2020/2818BT/SSI).

Conformément à notre offre et selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013, il s'agit d'une **mission géotechnique de conception** comprenant uniquement la **phase Avant-Projet** (G2 AVP).

Elle consiste à :

- Réaliser une enquête documentaire sur les sites institutionnels : GEOPORTAIL, INFOTERRE, GEORISQUES,
- Définir la zone d'influence géotechnique (ZIG) du projet ;
- Donner la classification du site vis-à-vis de la réglementation sismique en vigueur et préciser le risque de liquéfaction des sols sous séisme si nécessaire ;
- Réaliser un programme d'investigations géotechniques et en assurer le suivi technique ;
- Établir la synthèse géotechnique à l'issue des investigations ;
- Préciser les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet et donner les principes de construction envisageables concernant les terrassements, les fondations, le mode d'assise des structures au sol ;
- Fournir une ébauche dimensionnelle des ouvrages géotechniques sur la base des modèles géotechniques retenus ;
- Donner les dispositions générales vis-à-vis des eaux de surface, des eaux souterraines et des avoisinants ;
- Examiner la pertinence d'application de la méthode observationnelle si nécessaire.

Il convient de rappeler que les aspects non exhaustifs suivants ne font pas partie de la mission :

- Les études environnementales éventuelles (diagnostic de pollution, voisinage, etc...) ;
- La reconnaissance des anomalies géotechniques en dehors de l'emprise des investigations.

Concernant les eaux souterraines, les informations hydrogéologiques intégrées à la présente mission sont limitées à l'enquête documentaire générale et au report des niveaux d'eaux mesurés en cours d'investigations.

Si ces éléments peuvent être de nature à induire un éventuel impact sur le projet, une étude hydrogéologique spécifique pourra être réalisée dans les phases ultérieures d'études en adéquation avec les objectifs et les enjeux au regard du projet.

1.3. Cadre réglementaire

Les textes normatifs et documents de référence appliqués dans le cadre de cette étude sont les suivants :

- Eurocode 7 – Calculs géotechniques
- Norme NF P94-261 – Calcul Géotechnique – Fondations superficielles (juin 2013)
- Norme NF P94-262 – Calcul Géotechnique – Fondations profondes (juillet 2018)
- NF P 11-211 – DTU 13.11 Fondations superficielles
- NF P 11-213 – DTU 13.3 partie 3 - Dallages
- Guide Technique SETRA-LCPC « réalisation des remblais et des couches de formes » Fascicules I et II
- Normes AFNOR en vigueur concernant les travaux de sondages et essais in-situ ou de laboratoire

1.4. Caractéristiques du projet

Les caractéristiques principales du projet dont nous disposons sont les suivantes :

- Construction de 3 bâtiments de logements collectifs :
 - Bâtiment A : bâtiment de 67 logement en Rdc à R+5+attique dont la cote +0,0 a été fixée à +126,0 NGF,
 - Bâtiment B : bâtiment de 48 logement en Rdc à R+3+attique dont la cote +0,0 a été fixée à +125,3 NGF,
 - Bâtiment C : bâtiment de 73 logement en Rdc à R+3+attique sur sous-sol à usage de stationnement, dont la cote du sous-sol a été fixée à +120,3 NGF (hypothèse GEOTECHNIQUE SAS en l'absence d'indication sur les plans masses et coupes transmis).

Au voisinage du projet, nous avons identifié les ouvrages suivants :

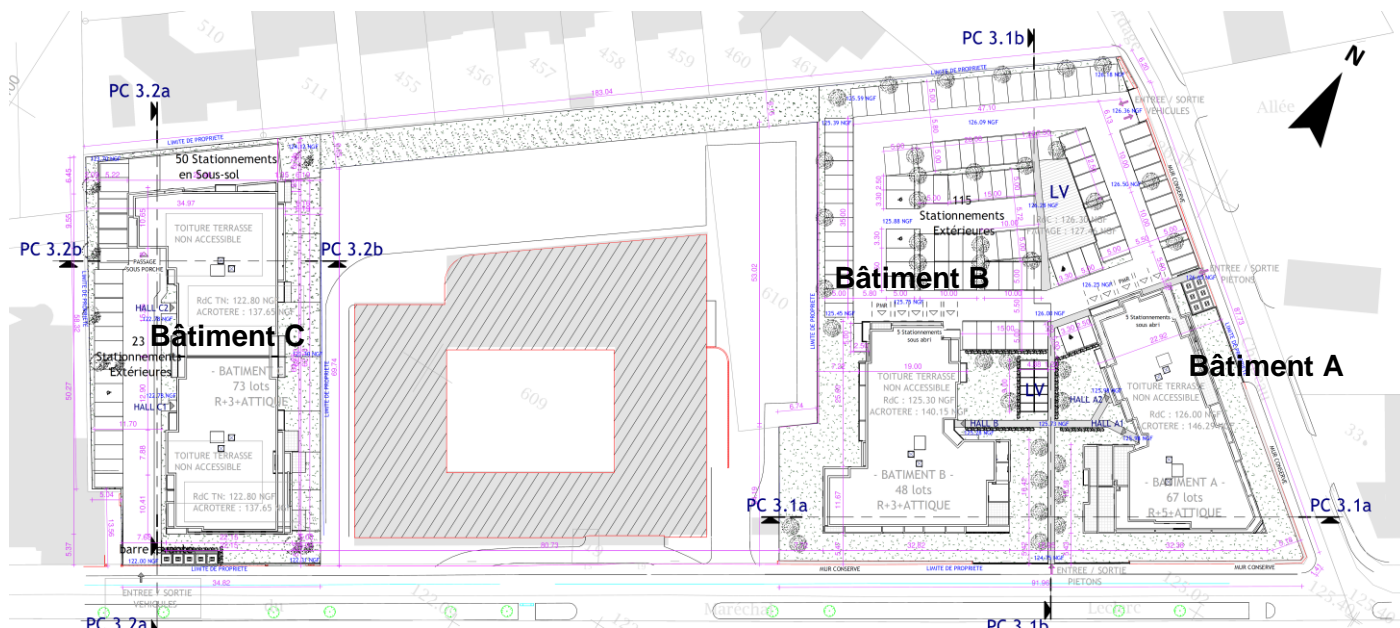
- Un bâtiment existant en limite de propriété, côté Ouest, du futur bâtiment C,
- Un bâtiment existant à démolir au droit du futur bâtiment C,
- Une résidence existante entre les futurs bâtiments B et C,
- Des bâtiments existants à démolir au droit des futurs bâtiments A et B,
- Des réseaux enterrés.

Dans l'emprise du bâtiment A, compte tenu de la topographie du site comprise entre #+125,8 et #+126,7 et de la cote projet fixée à +126,0 NGF, les terrassements induits seront faibles de l'ordre de 0,7 m en déblai et de 0,2 m en remblais hors purges des sols de couverture.

Dans l'emprise du bâtiment B, compte tenu de la topographie du site comprise entre #+124,5 et #+125,8 et de la cote projet fixée à +125,3 NGF, les terrassements induits seront faibles de l'ordre de 0,5 m en déblai et de 0,8 m en remblais hors purges des sols de couverture.

Dans l'emprise du bâtiment C, compte tenu de la topographie du site comprise entre #+122,5 et #+124,2 et de la cote du sous-sol fixée à +120,3 NGF, les terrassements en déblai seront importants, de l'ordre de 3,9 m de hauteur.

Ci-après, un extrait du plan masse du projet et quelques coupes représentatives du projet :



Bâtiment A

FACADE AVENUE MARECHAL LECLERC

HALL A1

HALL A2



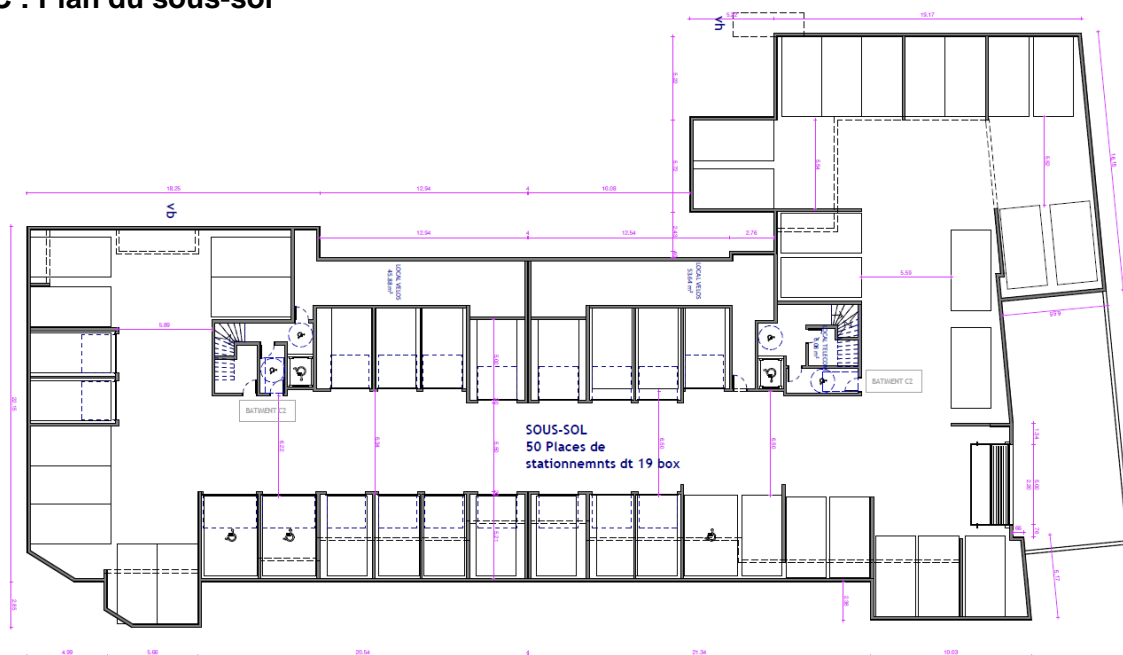
FACADE RUE DU BORDAGE CHAPEAU

Bâtiment B

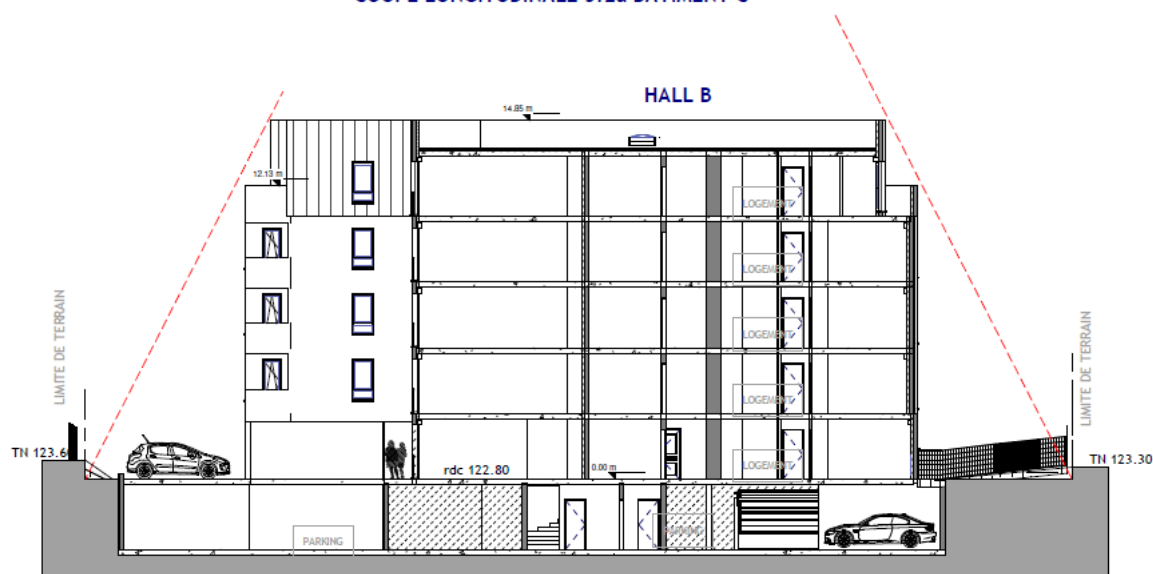


FACADE EST ESPACE COMMUN

Bâtiment C : Plan du sous-sol



COUPE LONGITUDINALE 3.2a BATIMENT C



COUPE TRANSVERSALE 3.2b BATIMENT C

Ni les caractéristiques structurales ni les descentes de charges du projet ne nous ont été communiquées. Elles ont été fixées par hypothèse aux valeurs suivantes :

| Élément | Surcharge (t/m²) | Descente de charge (kN) | |
|------------------|---------------------|-------------------------|-----|
| | | ELS | ELU |
| Appuis isolés | - | 2000 kN | - |
| Appuis linéaires | - | 350 kN/ml | - |
| Dallage | 0,5 | - | - |

1.5. Documents communiqués

Les documents suivants nous ont été communiqués :

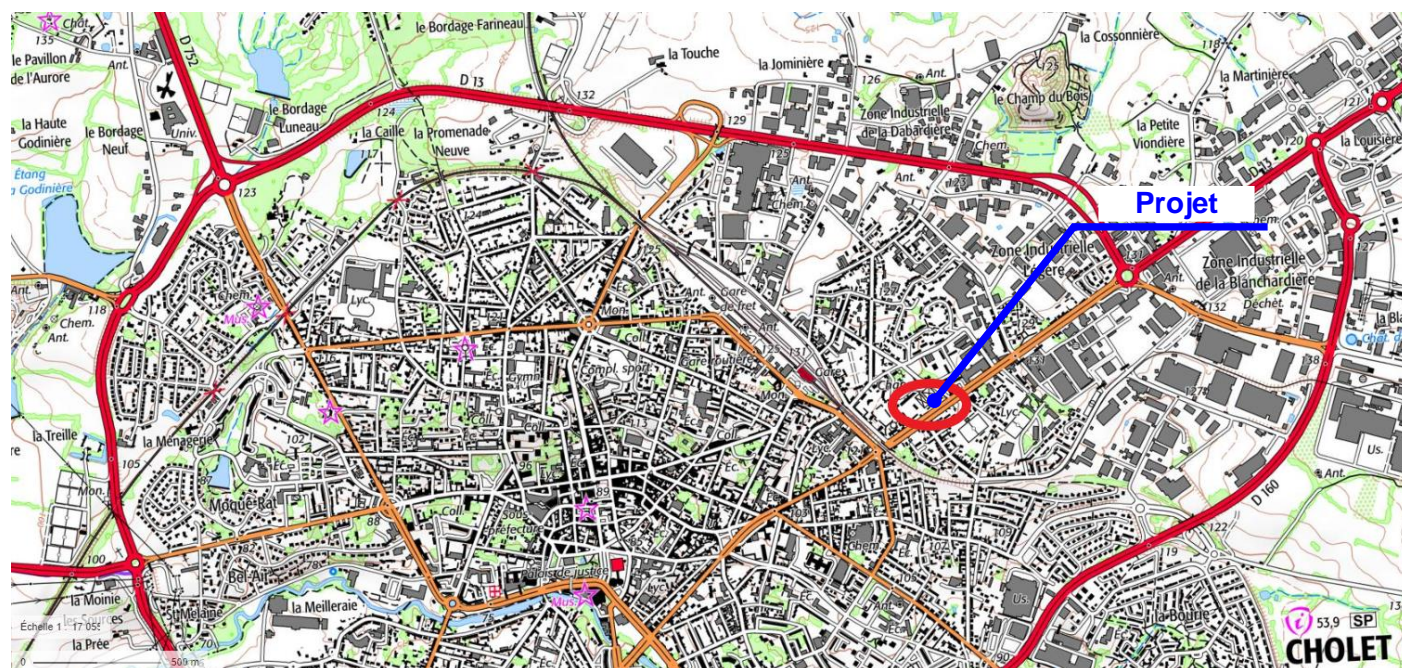
| Document | Fourni par | Référence | Format | Date |
|--|------------|--|--------|------------|
| Plan topographique du site | NOVALYS | CHOLET_plan_topo | pdg | - |
| Plans de situation et plan masse des bâtiments A, B et C | | W_Projets_PC_20.19_CHOLET_00.REVIT_Projet_1_Cholet_-_PM_BAT_A-B-C | pdf | 11/12/2020 |
| Plans et coupes bâtiment A | | W_Projets_PC_20.19_CHOLET_00.REVIT_Projet_1_Cholet_-_BAT_A_2_cages | pdf | 11/12/2020 |
| Plans et coupes bâtiments B | | W_Projets_PC_20.19_CHOLET_00.REVIT_Projet_1_Cholet_-_BAT_B | pdf | 11/12/2020 |
| Plans et coupes bâtiments C | | W_Projets_PC_20.19_CHOLET_00.REVIT_Projet_1_Cholet_-_BAT_C | pdf | 11/12/2020 |
| Plan d'implantation des sondages | | CHOLET_implantation_sondage | pdf | 11/12/2020 |

1.6. Caractéristiques générales du site

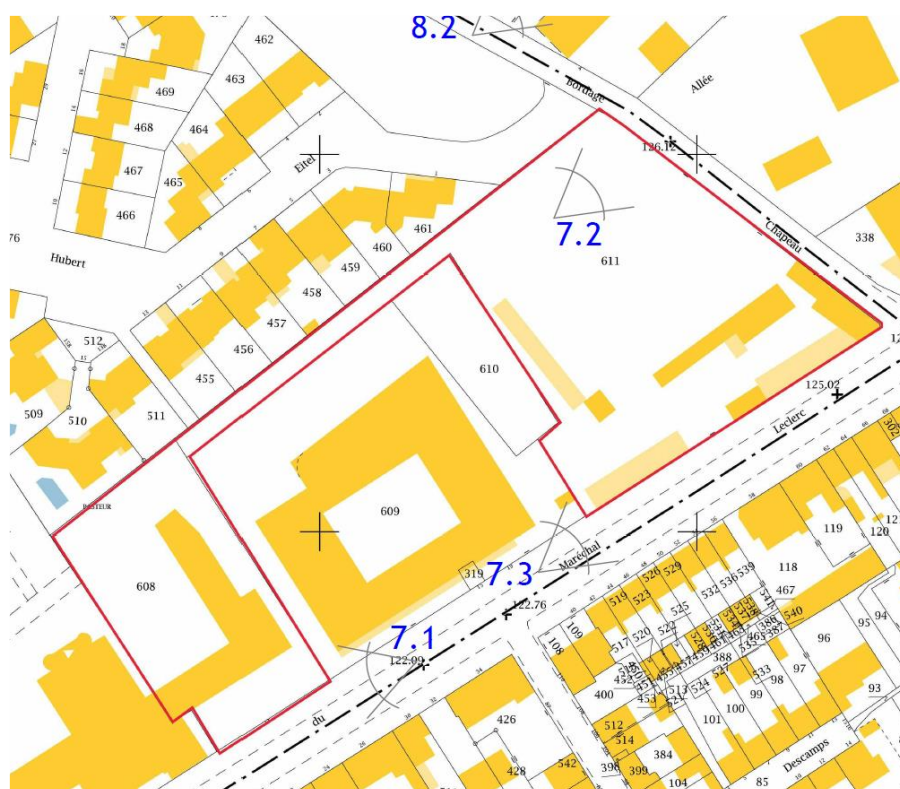
1.6.1. Localisation

Le terrain concerné par la présente étude se situe au 13 avenue du Maréchal Leclerc sur la commune de CHOLET (49).

Ci-après, les plans de localisation de l'opération :



Source : www.géoportail.fr



Ci-après, un extrait d'image aérienne avec localisation du projet :



Source : www.géoportail.fr

1.6.2. Caractéristiques de la zone d'étude

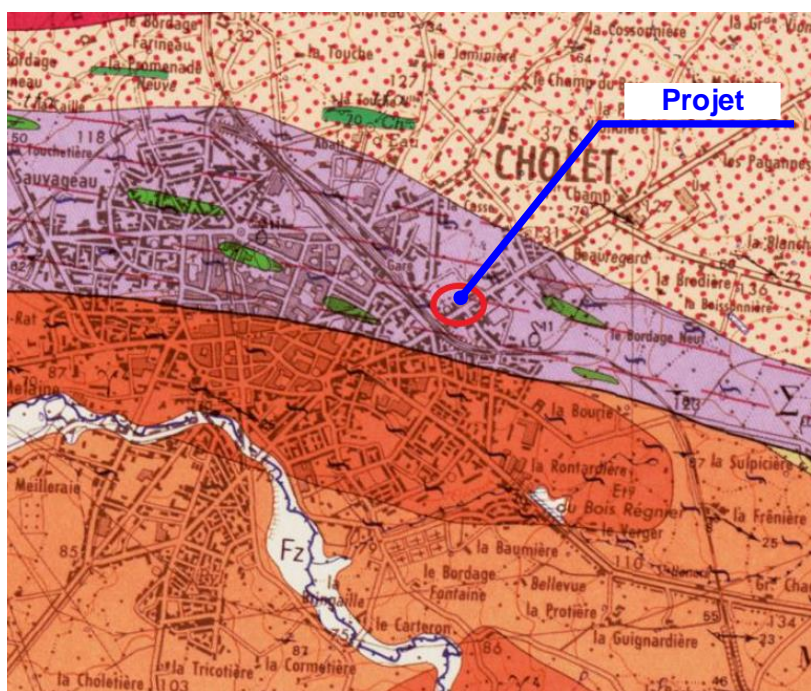
Les éléments principaux à retenir concernant la configuration du site sont les suivants :

- Le terrain est occupé :
 - en partie Est par un terrain vague et des bâtiments existants à démolir. On note la présence de zone de stockage de gravats ou autres matériaux,
 - en partie Ouest par une cour et un bâtiment à démolir,
 - en partie Nord par un chemin.
- En partie Est du site, l'altimétrie de la parcelle varie de +124,5 et +126,7 m NGF avec un dénivelé de 2,2 environ vers le Sud d'après le plan qui nous a été communiqué,
- En partie Ouest du site, l'altimétrie de la parcelle varie de +122,5 à +124,2 avec un dénivelé de 2,0 environ vers le Sud d'après le plan qui nous a été communiqué,
- La parcelle est délimitée par :
 - L'avenue du Maréchal Leclerc au Sud,
 - La rue du Bordage Chapeau à l'Est,
 - Un bâtiment existant en limite Ouest,
 - Des maisons individuelles au Nord.

1.6.3. Contextes géologique & hydrogéologique

Dans la configuration du site et d'après les données de la carte géologique au 1/50000 du secteur (cf. extrait inséré ci-après), la succession lithologique attendue est la suivante :

- Des remblais d'aménagement,
- Métamicrogranites.



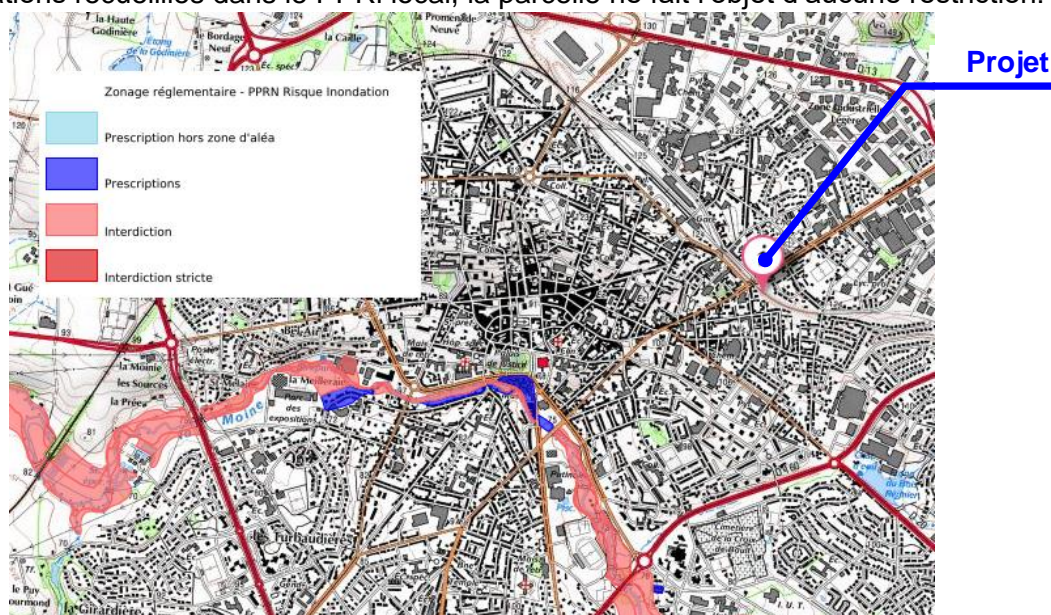
Extrait de la carte géologique au 1/50000

1.6.4. Risques naturels

1.6.4.1. *Risque d'inondation*

Nous rappelons que, d'après les données dont nous disposons (Géorisques), la parcelle présente une sensibilité « faible » aux risques d'inondations par débordement de rivière.

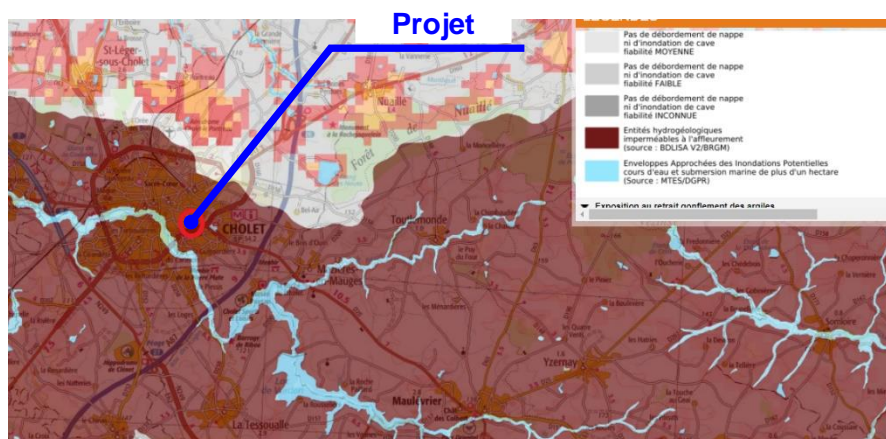
D'après les indications recueillies dans le PPRi local, la parcelle ne fait l'objet d'aucune restriction.



Il est de la responsabilité du Maître d'Ouvrage de se renseigner sur le risque réel d'inondation auprès des services d'urbanisme (P.L.U. notamment). Des dispositions de protection des ouvrages peuvent être prescrites et devront être dimensionnées par un bureau d'étude hydraulique.

1.6.4.2. *Risque de remontée de nappe*

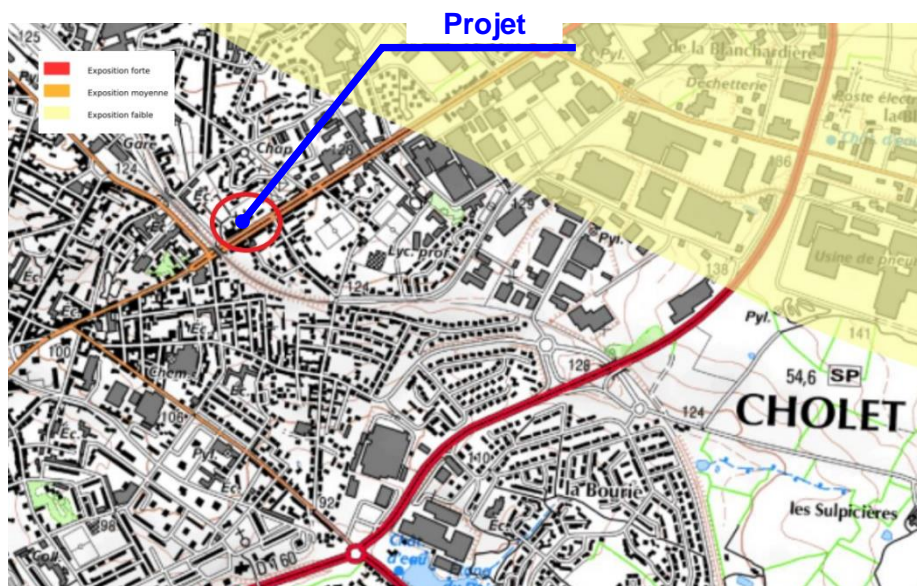
D'après les données issues du BRGM, le site est classé en sensibilité faible vis-à-vis du risque d'inondation par remontée de nappe et du risque d'inondation des caves (entités hydrogéologiques imperméables à l'affleurement).



Extrait de la carte de « Remontées de nappe » du BRGM (source Infoterre)

1.6.4.3. **Sensibilité au retrait-gonflement des argiles**

D'après les indications du BRGM, le projet se trouve dans une zone d'aléa nul, vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement des argiles.



Extrait de la carte d'aléa retrait / gonflement des argiles

1.6.4.4. **Présence de cavités**

Aucune présence de cavités n'est répertoriée dans la zone du projet.

1.6.4.5. **Mouvements des terrains**

Aucun mouvement de terrain n'est signalé sur le site INFOTERRE.

1.6.4.6. **Risque sismique**

Selon la nouvelle réglementation parasismique applicable depuis le 1^{er} mai 2011, le projet se trouve sur une commune classée en zone de sismicité 3.

Selon la catégorie des bâtiments pour cette zone d'aléa le décret n°2010-1255 peut imposer des exigences parasismiques.

2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

2.1. Implantation et nivellement

L'implantation des sondages et essais in situ figure sur le plan d'implantation joint en annexe 3.

Dans la mesure du possible, elle a été réalisée conformément au plan transmis lors de la consultation, en fonction de la configuration du projet, des emprises disponibles sur le site et de la localisation des réseaux enterrés.

Les têtes de sondages ont été nivelées en prenant comme référence une grille avaloir, calée à la cote 125,59 m NGF d'après le plan topographique du site. Son emplacement est indiqué sur le plan d'implantation des sondages.

Remarque : Il conviendra de s'assurer que les cotes indiquées sur le plan topographique transmis correspondent bien à un référentiel NGF. Le cas échéant, il conviendra de faire réaliser le rattachement en cotes N.G.F. à partir du référentiel que nous avons considéré.

2.2. Investigations réalisées

Les investigations suivantes ont été réalisées dans le cadre de la présente mission G2 AVP :

| Type de sondage | Référence | Cote NGF | Prof. / TN | Nombre d'essais |
|--|-----------|----------|------------|-----------------|
| Essais au pénétromètre dynamique lourd Norme NF EN ISO 22476-2 Méthode : type B avec un chenillard de type GEOTOOL 750 | PDB1 | +126,1 | 5,1® | - |
| | PDB2 | +125,7 | 2,2® | |
| | PDB3 | +126,3 | 1,9® | |
| | PDB4 | +126,6 | 2,3® | |
| | PDB5 | +124,5 | 3,8® | |
| | PDB6 | +125,5 | 1,6® | |
| | PDB7 | +125,7 | 2,8® | |
| | PDB8 | +122,8 | 2,8® | |
| | PDB9 | +123,2 | 1,4® | |
| | PDB10 | +123,8 | 1,7® | |
| | PDB11 | +123,8 | 2,2® | |
| | PDB12 | +124,1 | 3,3® | |
| Sondages pressiométriques Norme NF P 94-110 Méthode de forage : tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm jusqu'au refus puis destructif à l'air | SP1 | +126,1 | 8,0 | 5 |
| | SP4 | +126,6 | 8,0 | 5 |
| | SP5 | +124,5 | 8,0 | 5 |
| | SP8 | +122,8 | 8,9® | 6 |
| | SP12 | +124,1 | 10,0 | 6 |
| Sondages géologiques à la pelle mécanique | P13 | +126,3 | 2,1 | - |
| | P14 | +126,2 | 2,0 | |
| | P15 | +125,9 | 1,9 | |
| | P16 | +124,6 | 1,7 | |
| | P17 | +123,4 | 2,0 | |
| Fouilles de reconnaissance de fondations à la pelle mécanique | EX18 | +123,8 | 1,3 | - |
| | EX19 | +122,8 | 1,7 | |

Les coupes lithologiques sont estimées à partir des cuttings de forages, des paramètres de forage et des indications données par le chef sondeur.

Les résultats détaillés des sondages et essais sont insérés en annexe 4.

2.2.1. Tests de perméabilité des sols

| Type d'essai de perméabilité in situ | Référence | Prof. / TN |
|--------------------------------------|-----------|-------------------|
| Essai Matsuo | P13 | de 1,0 m à 2,1 m |
| | P14 | de 0,63 m à 2,0 m |
| | P15 | de 0,85 m à 1,9 m |
| | P16 | de 1,0 m à 1,7 m |
| | P17 | de 0,89 m à 2,0 m |

2.2.2. Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire décrits dans le tableau ci-dessous ont été effectués :

| Type d'essai | Quantité |
|---|----------|
| Teneur en eau naturelle - NF P94-050 | 18 |
| Analyse granulométrique par tamisage - NF P94-056 | 5 |
| Valeur au bleu du sol (VBS) - NF P94-068 | 5 |
| Classification des sols (GTR) - NF P11-300 | 5 |

* Échantillons broyés prélevés dans les sondages à la tarière ou au tractopelle

Les analyses chimiques concernant l'agressivité des sols et des eaux sur les bétons sont en cour de réalisation. Le présent rapport sera complété à réception des résultats.

3. SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE

La description lithologique des terrains a été établie à partir des résultats des investigations effectuées et par corrélation entre les éléments suivants :

- les échantillons remaniés prélevés à la tarière hélicoïdale ;
- la visualisation des sols dans les sondages à la pelle ;
- l'observation des échantillons intacts prélevés au droit des sondages carottés ;
- les valeurs pressiométriques qui permettent de définir la compacité des sols ;
- les diagrammes de résistance dynamique de pointe qui permettent d'apprécier la compacité des sols meubles jusqu'au refus éventuel,
- les essais en laboratoire, notamment la valeur au bleu ou les limites d'Atterberg qui permettent d'appréhender le degré d'argilosité des sols ;
- les analyses granulométriques des sols.

Les limites de couches au droit des essais au pénétromètre dynamique sont interprétées ou extrapolées à partir des diagrammes de résistance dynamique de pointe. Il s'agit d'essais complémentaires pour resserrer la maille inter-sondages.

Nota : la profondeur des formations est donnée par rapport au terrain tel qu'il était au moment des investigations.

3.1. Stratigraphie du terrain - caractéristiques mécaniques

Trois faciès ont été différenciés à partir des sondages réalisés :

➤ **Faciès 01 : Sols de couverture**

Cette formation correspond au recouvrement superficiel du terrain. Elle est impropre à toute construction.

- Aspect visuel : selon les secteurs : enrobé ou graves ou terre végétale, recouvrant des remblais sablo-graveleux à limoneux de couleur marron brun contenant ponctuellement des débris de briques ou de plastiques,
- Épaisseur : de 0,4 m à 1,9 m,
- Cote de base : +120,8 à +125,7,
- Essais en laboratoire :
 - Teneur en eau naturelle : $3,6 \leq w_{nat} \leq 20 \%$
 - Valeur de bleu Vbs : $VBS = 1,8 \rightarrow$ Sensibilité moyenne au retrait et gonflement,
 - % de fines ($d \leq 83 \mu m$) : 48,3 %,
 - Classe GTR : A1. La classe GTR sera variable en fonction de la nature des sols de couverture, de la proportion de sables et d'argiles.
- Caractéristiques mécaniques :
 - Pression limite : $0,4 \leq p_i^* \leq 0,9 \text{ MPa}$,
 - Module pressiométrique (E_M) : $4 \leq E_M \leq 11 \text{ MPa}$,
 - Résistance dynamique de pointe : $1 \leq R_d \leq 15 \text{ MPa}$.

Des variations de nature et d'épaisseur des **sols de couverture (01)** sont à attendre dans l'emprise du projet. Le site n'étant pas complètement vierge (présence de réseaux enterrés, démolitions,...), nous attirons l'attention des différents intervenants sur les points suivants :

- un potentiel remaniement partiel ou général du terrain en surface lors des différents aménagements successifs,
- la mise en œuvre antérieure de remblais autochtones et/ou d'apports sur des épaisseurs différentes,
- la nécessité de comparer le plan topographique originel du site à l'actuel afin d'apprécier les épaisseurs de terrain remanié.

La présence de vestiges de fondations ne peut être exclue.

➤ **Faciès 02 : Argiles sableuses à sables argileux**

- Aspect visuel : argiles sableuses à sables argileux de couleur marron ocre en échantillons broyés à la tarière. Ce faciès correspond probablement à l'altération ultime des granites sous-jacents, la distinction entre les deux faciès n'étant pas facile en échantillons broyés à la tarière. La transition entre ce faciès et les granites sous-jacents est probablement progressive. Localement ce faciès n'a pas été distingué (sondage SP5, SP8 et SP12). Il n'est pas impossible que le toit de ce faciès corresponde à des remblais ou qu'il ait été remanié lors de l'aménagement du site,
- Profondeur de base : 1,6 m au droit des sondages SP1 et SP4 et entre 1,7 m et 2,0 m au droit des sondages P13 et P14. Au droit des sondages P15 à P17, la base de ce faciès n'a pas été atteinte,
- Cote de base : +124,3 à +125,0,
- Essais en laboratoire :
 - Teneur en eau naturelle : $9,2 \leq w_{nat} \leq 23,7\%$
 - Valeur de bleu Vbs : $VBS = 2,4$ à $2,5$ -> Sensibilité moyenne au retrait et gonflement,
 - % de fines ($d \leq 83 \mu m$) : 55,5 à 77,9 %,
 - Classe GTR : A1. La classe GTR sera variable en fonction de la proportion de sables et d'argiles.
- Caractéristiques mécaniques :
 - Pression limite : $p_l^* = 0,6$ MPa,
 - Module pressiométrique (E_M) : $6 \leq E_M \leq 7$ MPa,
 - Résistance dynamique de pointe : faibles avec $1 \leq R_d \leq 4$ MPa,

➤ **Faciès 03 : Granites**

- Aspect visuel : Argiles sableuses à sables argileux de couleur marron, beige, gris en échantillons broyés à la tarière,
- Profondeur de base : la base de ce faciès n'a pas été atteinte au droit des différents sondages. Des refus de battage au pénétromètre ont été obtenus entre 1,4 m et 5,1 m de profondeur et des refus de forage à la tarière ont été obtenus entre 3,0 m et 8,9 m de profondeur,
- Essais en laboratoire :
 - Teneur en eau naturelle : $9,9 \leq w_{nat} \leq 20,6\%$
 - Valeur de bleu Vbs : $VBS = 0,9$ à $1,3$ -> Sensibilité faible au retrait et gonflement,
 - % de fines ($d \leq 83 \mu m$) : 43,2 à 63,9 %,
 - Classe GTR : A1. La classe GTR sera variable en fonction de la proportion de sables et d'argiles.
- Caractéristiques mécaniques : les caractéristiques mécaniques ont permis de diviser le faciès en 4 sous-classes mécaniques :
 - ✓ **Les granites décomposés 03a :**
 - Pression limite : $p_l^* = 1,3$ MPa,
 - Module pressiométrique (E_M) : $E_M = 9$ MPa,

- ✓ **Les granites très altérés 03b :**
 - Pression limite : $2,0 \leq pl^* \leq 2,1$ MPa,
 - Module pressiométrique (E_M) : $25 \leq E_M \leq 27$ MPa,
- ✓ **Les granites altérés 03c :**
 - Pression limite : $2,7 \leq pl^* \leq 4,4$ MPa,
 - Module pressiométrique (E_M) : $21 \leq E_M \leq 113$ MPa,
- ✓ **Les granites fragmentés 03d :**
 - Pression limite : $pl^* \geq 5,0$ MPa,
 - Module pressiométrique (E_M) : $76 \leq E_M \leq 256$ MPa.

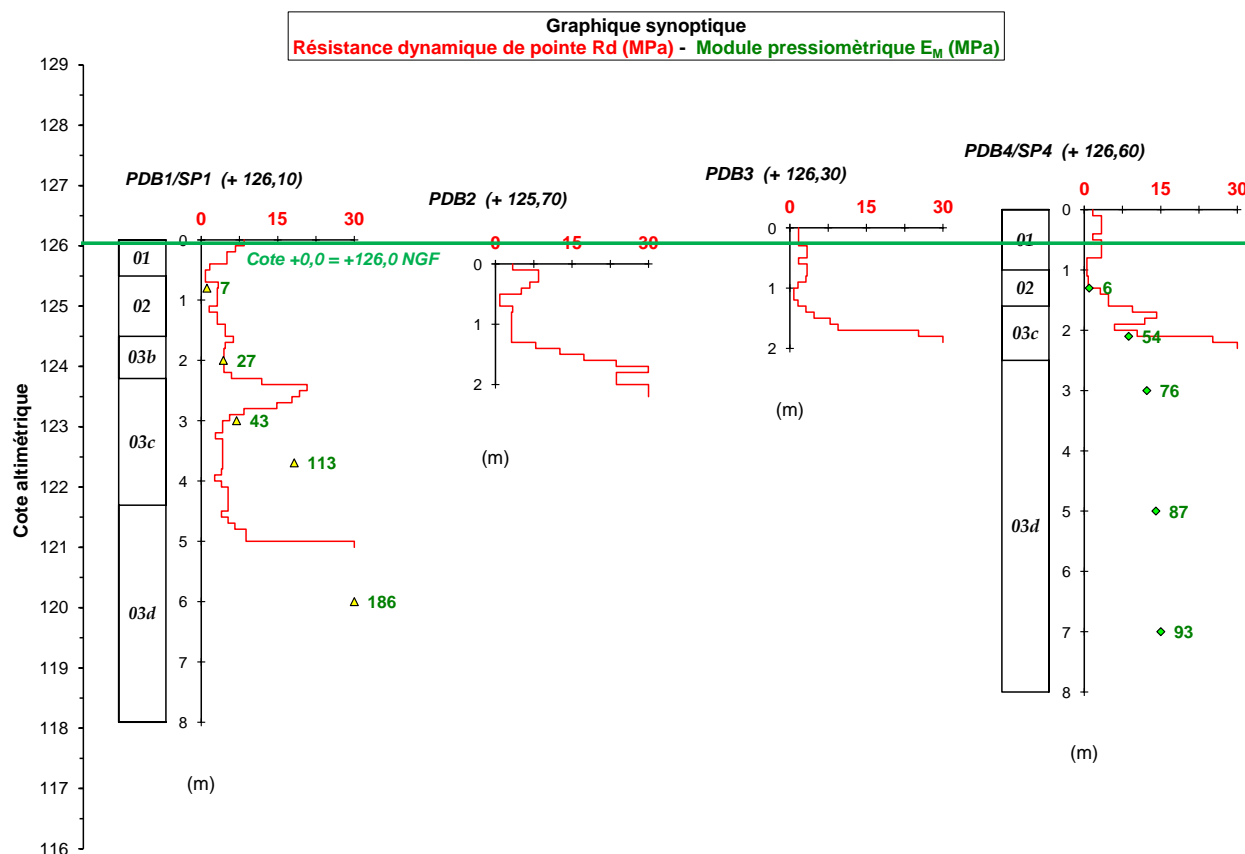
On note globalement une augmentation des caractéristiques mécaniques avec la profondeur avec l'obtention de refus de battage au pénétromètre ($R_d > 30$ MPa) à des profondeurs variables au sein des **granites altérés 03c à fragmentés 03d**.

3.2. Graphiques synoptiques

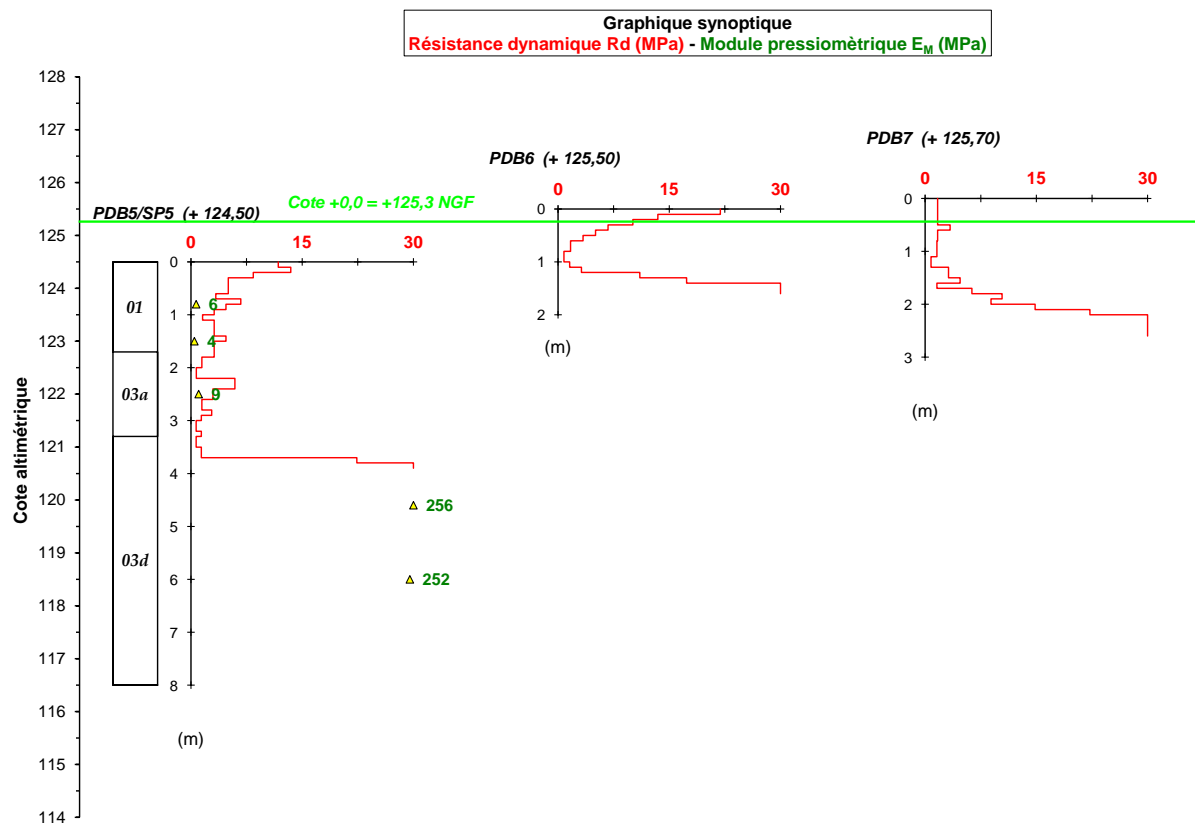
Ci-après, les graphiques présentant les résultats des sondages effectués sur site :

3.2.1. Sondages – Résistance dynamiques de pointes - Modules pressiométriques EM

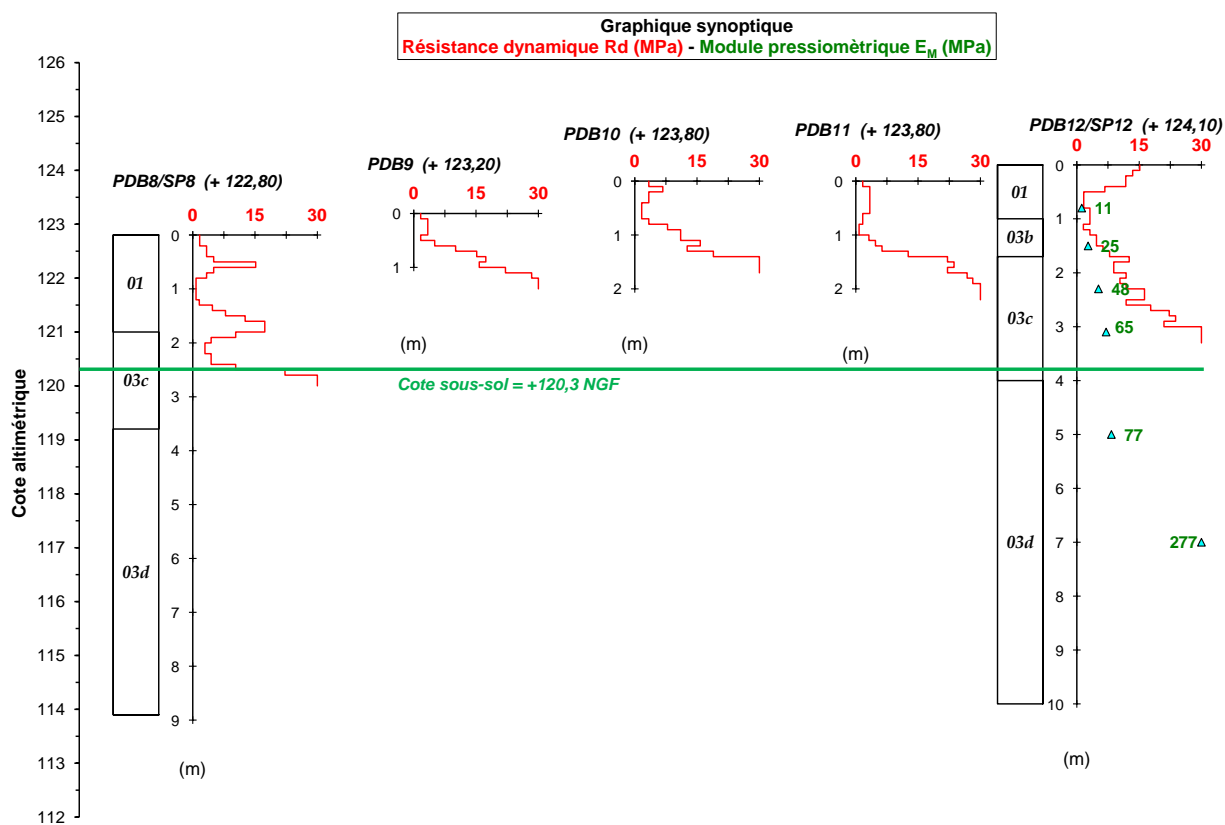
Bâtiment A :



Bâtiment B :

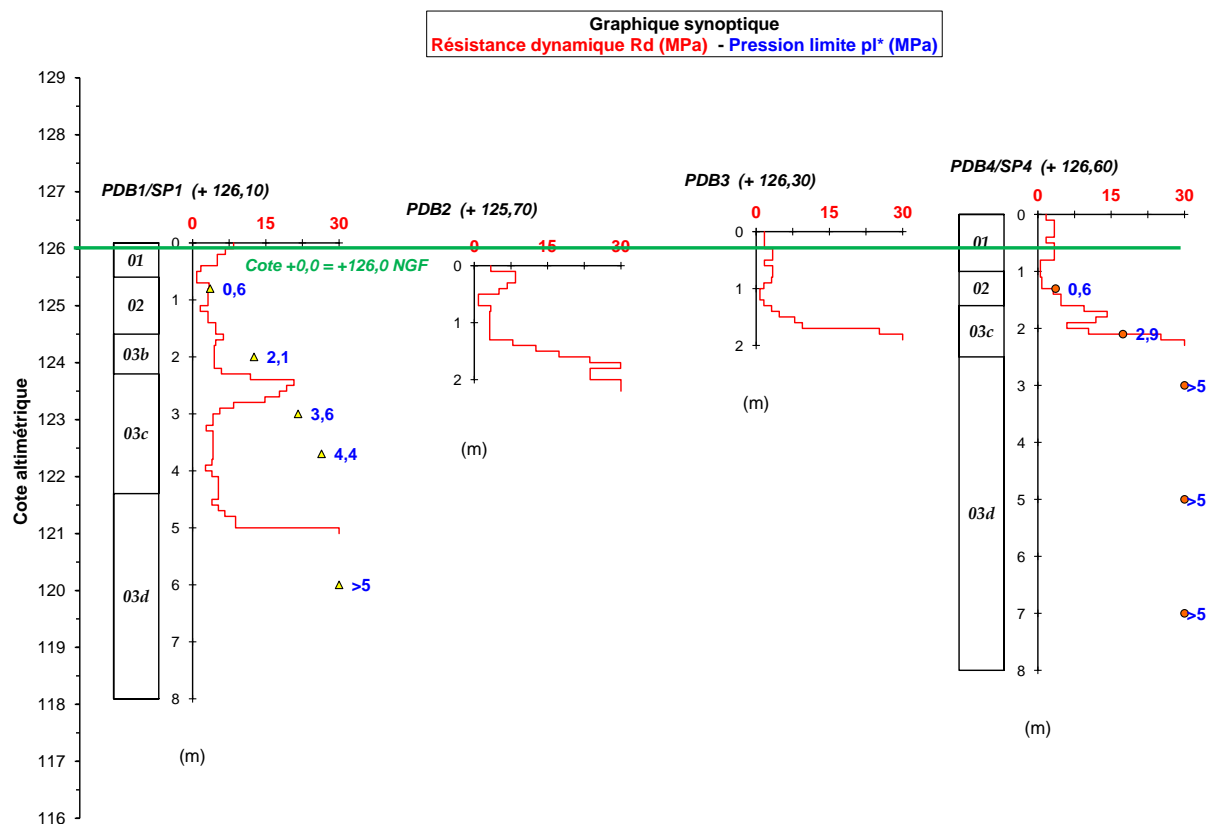


Bâtiment C :

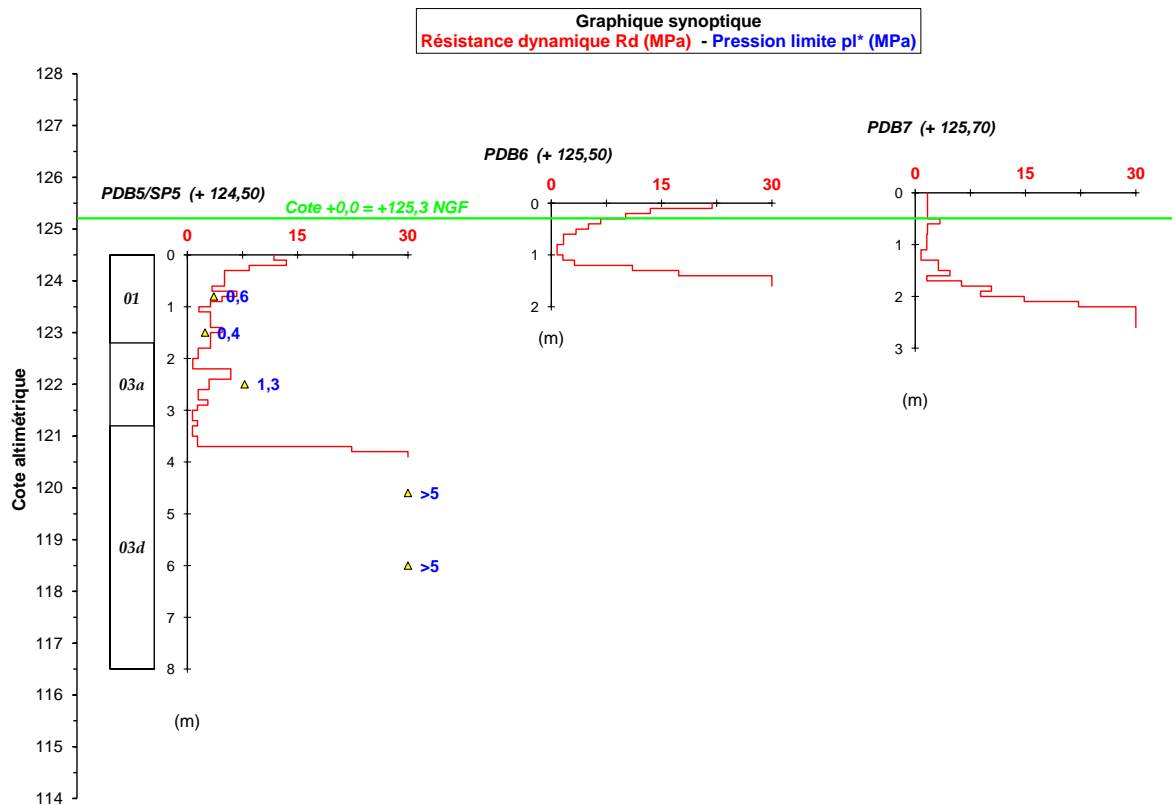


3.2.2. Sondages – Résistance dynamiques de pointes – Pressions limites pl^*

Bâtiment A :

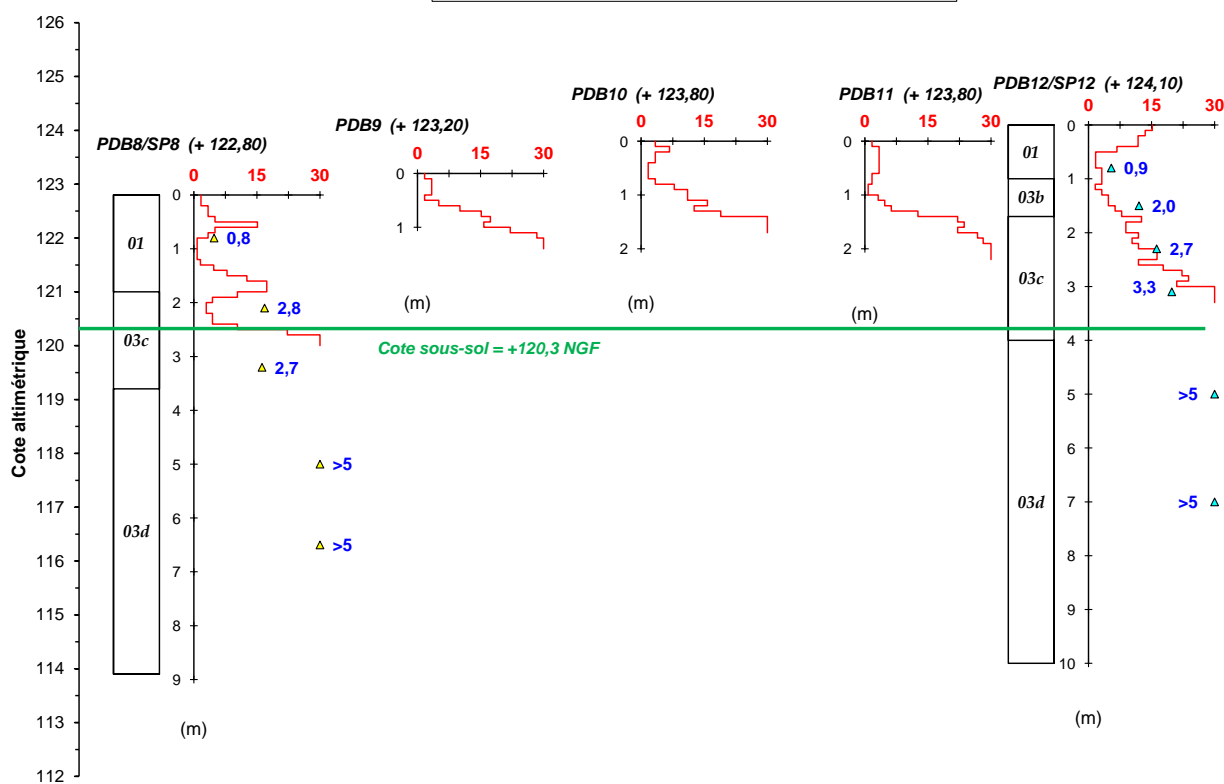


Bâtiment B :



Bâtiment C :

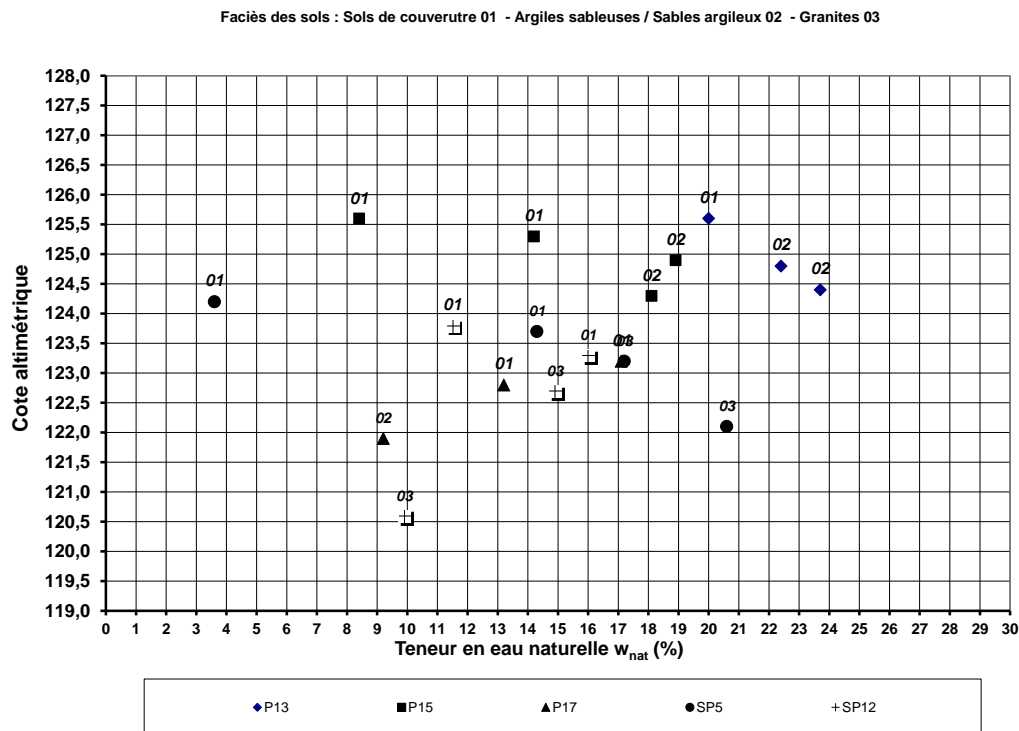
Graphique synoptique
Résistance dynamique R_d (MPa) - Pression limite pl^* (MPa)



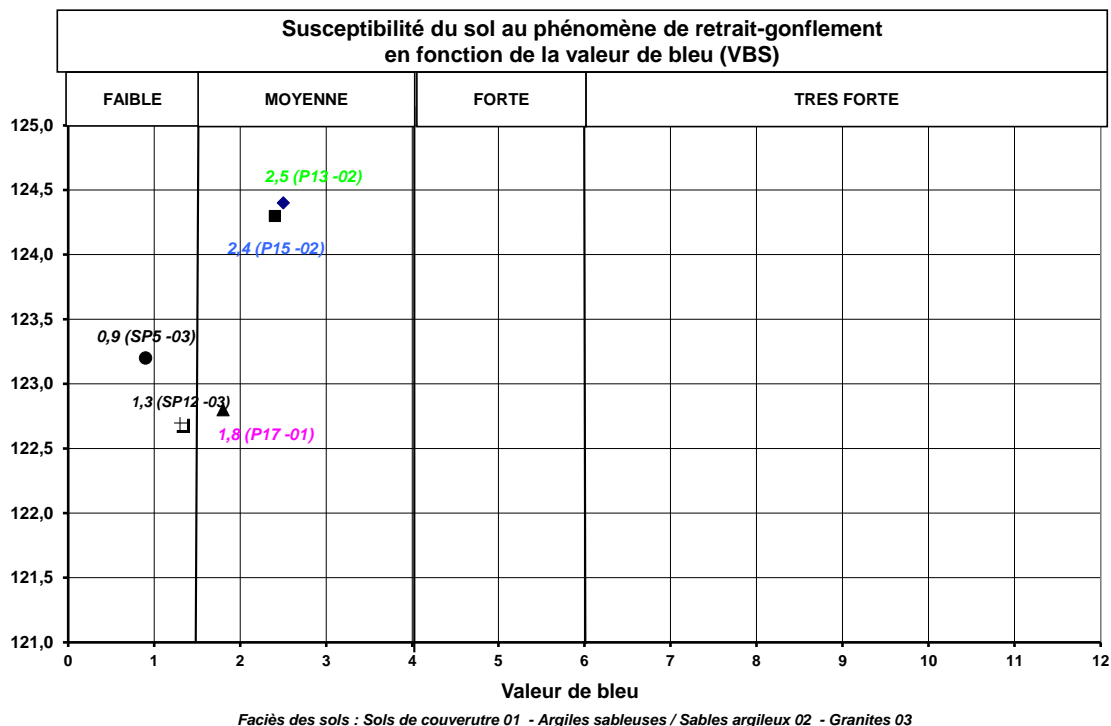
3.3. Résultats d'essais en laboratoire

Les graphiques suivants présentent les résultats des essais en laboratoire :

Teneurs en eau :

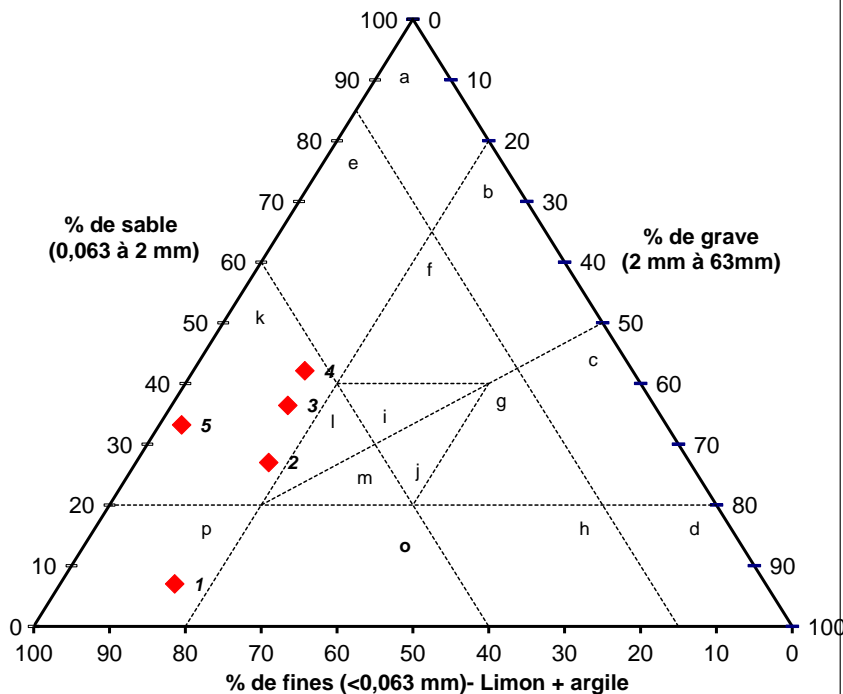


Valeur au bleu :



Analyses granulométriques :

**Classification granulométrique des sols
selon la NF EN ISO 14688-2 d' Avril 2005**

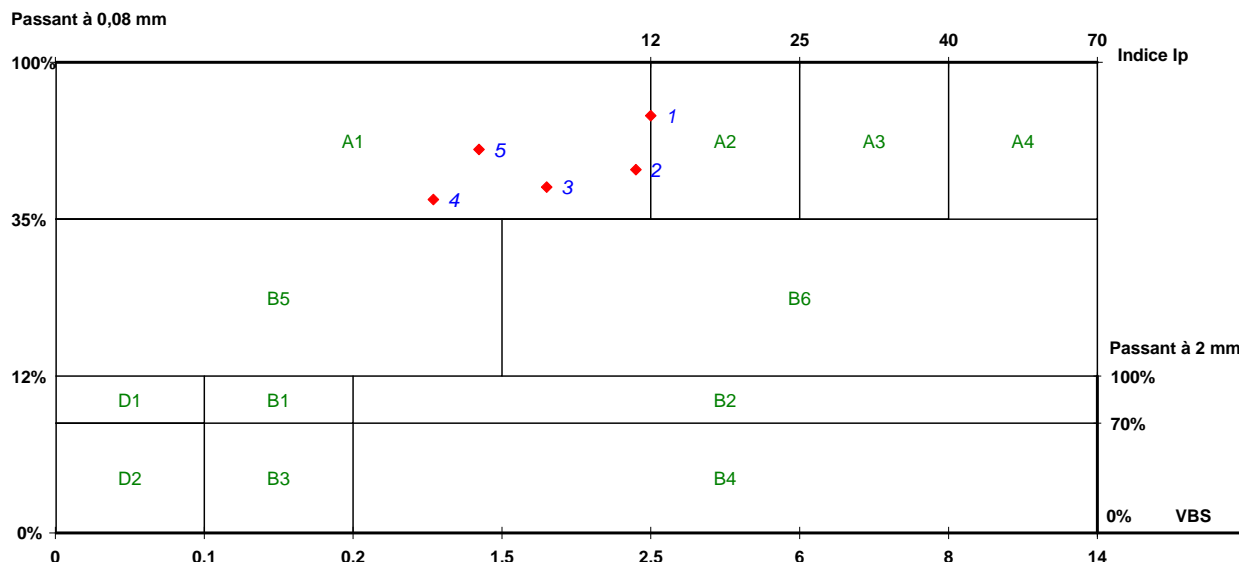


- a : Sable
- b : Sable graveleux
- c : Grave sableuse
- d : Grave
- e : Sable limoneux / Sable argileux
- f : Sable limono-graveleux / Sable argilo-graveleux
- g : Grave limono-sableuse / Grave argilo-sableuse
- h : Grave limoneuse / Grave argileuse
- i : Limon sablo-graveleux / Argile sablo-graveleuse
- j : Limon gravele-sableux / Argile gravele-sableuse
- k : Limon sableux / Limon argilo-sableux / Argile limono-sableuse / Argile sableuse
- l : Limon sablo-graveleux / Argile sablo-graveleuse
- m : Limon gravele-sableux / Argile gravele-sableuse
- o : Limon graveleux / Limon argilo-graveleux / Argile limono-graveleuse / Argile graveleuse
- p : Limon / Limon argileux / Argile limoneuse / Argile

Classe GTR :

Classification des sols selon la NF P 11.300 sur fraction <= 50 mm

16/02/2021



| n° | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | | | | | |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|--|--|--|--|--|
| Sondage | P13 | P15 | P17 | SP5 | SP12 | | | | | |
| Cote sondage | 126,3 | 125,9 | 123,4 | 124,5 | 124,1 | | | | | |
| Prof. échantillon | 1,9 | 1,6 | 0,6 | 1,3 | 1,4 | | | | | |
| Faciès n° | 02 | 02 | 01 | 03 | 03 | | | | | |
| Dmax (mm) | | | | | | | | | | |
| % < 50 mm | 87% | 90% | 94% | 92% | 99% | | | | | |
| % < 0,08 mm | 78% | 56% | 48% | 43% | 64% | | | | | |

3.4. Sensibilité au retrait-gonflement des sols argileux

Les résultats des essais en laboratoire détaillés précédemment permettent d'évaluer le risque de retrait-gonflement des argiles en période sèche en se basant sur le référentiel établi par le LCPC en 2000 dans son bulletin de liaison 229 (bl229) et sur notre retour d'expérience alliant la nouvelle cartographie du BRGM d'août 2019 et les diagnostics géotechniques effectués ces dernières années :

| Passant à 80 μm (%) | Valeur au bleu VBS | Sensibilité du sol à la variation de volume |
|---|---------------------------|--|
| > 80 | > 4 | Forte |
| > 40 | 1,5 à 4 | Moyenne |
| < 40 | < 1,5 | Faible |

Le tableau ci-dessous rappelle les caractéristiques obtenues :

| Sol | Passant à 80 μm (%) | Valeur au bleu VBS | Sensibilité du sol à la variation de volume |
|------------|---|---------------------------|--|
| 01 | 48,3 | 1,8 | MOYEN |
| 02 | 55,5 à 77,9 | 2,4 à 2,5 | MOYEN |
| 03 | 43,2 à 63,9 | 0,9 à 1,3 | FAIBLE |

Il résulte que les sols en place sont faiblement à moyennement sensibles au phénomène du retrait-gonflement. Il y a donc lieu de prévoir des dispositions constructives spécifiques concernant les ouvrages au sol et des précautions concernant l'aménagement général de la propriété (végétation, gestion des eaux...). Ces éléments seront présentés ultérieurement dans ce rapport.

3.5. Agressivité des sols et eaux sur le béton

Les analyses sont en cours.

3.6. Niveaux des eaux souterraines

Lors de notre intervention sur site en date de 8/02/2021, des niveaux d'eau non stabilisés ont été mesurés au droit des sondages SP4, SP5, SP8 et SP12, entre 1,2 m et 5,2 m de profondeur, soit entre les cotes +119,0 et +125,4 m NGF. Le sondage SP1, les sondages de reconnaissance à la pelle et les excavations de reconnaissance de fondation sont restés « secs » aux profondeurs atteintes.

Le délai de réponse des eaux souterraines (nappe massique ou circulations isolées), au droit d'un forage ou d'une excavation de surface limitée est variable en fonction de la perméabilité du sol. Dans les sols fins, ce délai peut atteindre plusieurs jours, notamment dans le cas des sols fortement argileux.

Compte tenu de la présence de remblais, des circulations erratiques d'eaux ne sont pas à exclure au sein de ces formations superficielles notamment en période pluvieuse.

Nous rappelons que le régime hydrogéologique est variable dans le temps, en fonction notamment des caractéristiques des formations géologiques en place et de la pluviométrie régionale.

N'ayant pas d'informations sur les niveaux prévisibles des P.H.E., seule une mission complémentaire comportant la pose et le suivi d'un piézomètre sur une période d'au moins un an, ainsi qu'une étude hydrogéologique fine, permettraient de préciser cette altitude.

3.7. Perméabilité des sols

Les essais d'eau réalisés ont pour objet d'évaluer la perméabilité des sols. Le tableau ci-après présente les résultats obtenus :

| Formation | Nature du sol | Type d'essai | Coefficient de perméabilité |
|------------------|--|-------------------|-------------------------------|
| | | | $K \text{ (m/s)}$ |
| Faciès 02 | Argiles sableuses/Sables argileux | MATSUO (3 essais) | 2.10^{-7} |
| Faciès 03 | Granites se présentant sous la forme d'argiles sableuses en échantillons broyés à la tarière | MATSUO (2 essais) | $1,6.10^{-7}$ à $3,3.10^{-7}$ |

Il est précisé que les essais de perméabilité sont réalisés sur des surfaces très limitées.

Dans le cas où des pompes ou rabattements de nappe seraient nécessaires en phase chantier ou en phase d'exploitation, seuls des essais de pompage permettront d'obtenir une estimation réaliste des débits d'exhaure.

3.8. Conditions sismiques

3.8.1. Données réglementaires

Selon le décret n°2010-1255 et la norme NF EN 1998 (EUROCODE 8), le niveau d'aléa ainsi que l'accélération du sol « au rocher » de référence sont indiqués dans le tableau ci-après pour le site objet de la présente étude :

| Zone de sismicité | Niveau d'aléa | $a_{gr} \text{ (m/s}^2\text{)}$ |
|-------------------|---------------|---------------------------------|
| Zone 1 | Très faible | 0.4 |
| Zone 2 | Faible | 0.7 |
| Zone 3 | Modéré | 1.1 |
| Zone 4 | Moyen | 1.6 |
| Zone 5 | Fort | 3.0 |

3.8.2. Influence du sol

L'Eurocode 8 distingue 5 classes de sols pour lesquelles sont définis des coefficients de sol S permettant de traduire l'amplification de la sollicitation sismique exercée par le sol. La classe de sol ainsi que le coefficient S associé correspondant au contexte géologique mis en évidence au droit du projet sont précisés dans le tableau suivant :

| Classe de sol | Description du profil stratigraphique | Coef. de sol S | |
|---------------|---|-------------------------|------------|
| | | Zone 1 à 4 | Zone 5 |
| A | Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistants | 1.0 | 1.0 |
| B | Dépôts raides de sables, de graviers ou d'argiles sur-consolidées d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur | 1.35 | 1.2 |
| C | Dépôts profonds de sables de densité moyenne, de graviers ou d'argiles moyennement raides, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres | 1.5 | 1.15 |
| D | Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes | 1.6 | 1.35 |
| E | Profil de sol comprenant une couche superficielle* d'une épaisseur comprise entre 5 et 20 m reposant sur un matériau plus raide | 1.8 | 1.4 |
| S_1 | Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($I_p > 40$) et une teneur en eau importante | <i>Étude spécifique</i> | |
| S_2 | Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes précédentes | <i>Étude spécifique</i> | |





* couche superficielle de classe B, C ou D

À noter qu'en l'absence d'investigations spécifiques (essais Cross-Hole, essais en laboratoire, essais CPTu, essais SPT...). la classe de sol donnée est estimative.

3.8.3. Catégorie de bâtiment






Les bâtiments à risque normal sont classés en 4 catégories d'importance en fonction de l'activité hébergée ou du nombre de personnes pouvant être accueilli dans les locaux.

A chaque catégorie d'importance est associé un coefficient d'importance Y_I qui vient moduler l'action sismique de référence conformément à l'Eurocode 8. Le tableau suivant précise le cas dans lequel le projet se trouverait d'après les informations qui nous ont été transmises. Ce point devra être confirmé ou modifié par le Maître d'ouvrage.

| Catégorie d'importance | | Description | Coef. Y_I |
|------------------------|---|---|-------------|
| I |  | <ul style="list-style-type: none"> ■ Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée. | 0.8 |
| II |  | <ul style="list-style-type: none"> ■ Habitations individuelles. ■ Établissements recevant du public (ERP) de catégorie 4 et 5. ■ Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m. ■ Bureaux ou établissements commerciaux non ERP, $h \leq 28$ m, max. 300 personnes. ■ Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes. ■ Parcs de stationnement ouverts au public. | 1.0 |
| III |  | <ul style="list-style-type: none"> ■ ERP de catégorie 1, 2 et 3. ■ Habitations collectives et bureaux, $h > 28$ m. ■ Bâtiment pouvant accueillir plus de 300 personnes. ■ Établissements sanitaires et sociaux. ■ Centres de production d'énergie. ■ Établissements scolaires. | 1.2 |
| 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 | 1.4 |

3.8.4. 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 | | | | Eurocode 8 ³ $a_{gr}=0,7 \text{ m/s}^2$ |
| Zone 2 | | | | | |
| Zone 3 | PS-MI ¹ | Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,1 \text{ m/s}^2$ | | Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,1 \text{ m/s}^2$ | |
| Zone 4 | PS-MI ¹ | Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,6 \text{ m/s}^2$ | | Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,6 \text{ m/s}^2$ | |
| Zone 5 | CP-MI ² | Eurocode 8 ³ $a_{gr}=3 \text{ m/s}^2$ | | Eurocode 8 ³ $a_{gr}=3 \text{ m/s}^2$ | |

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

3.8.5. Risque de liquéfaction des sols

La liquéfaction des sols sous séisme est un mécanisme de rupture brutal qui advient dans les sols peu consistants saturés, durant des mouvements oscillatoires sismiques forts et qui se traduit par une forte réduction de la contrainte verticale effective qui règne dans le sol et par conséquent par une perte de la capacité portante du sol.

Le site étant classé en zone sismique supérieure à 2, le risque de liquéfaction des sols sous séisme doit être vérifié d'après l'arrêté n°2010-1255 du 22/10/2010.

Le contexte géotechnique mis en évidence, caractérisé par la présence des sols de bonne consistance (substratum granitique d'altération variable) permet d'écarter ce risque.

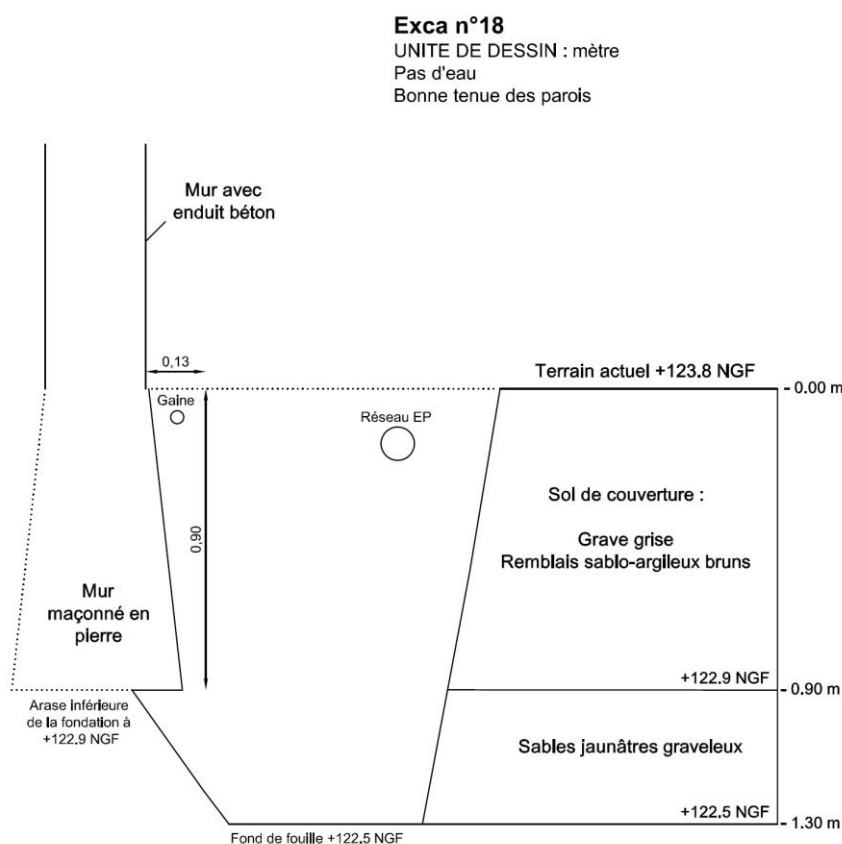
3.9. Reconnaissances sur ouvrages existants

Étant donné la présence d'ouvrages existant au droit du projet, des fouilles de reconnaissance des fondations ont été réalisées au niveau du bâtiment à démolir.

Les fouilles ont été implantées en fonction des accès et de la position des réseaux enterrés. Il est à noter la présence d'une bordure en béton le long du bâtiment existant en partie Ouest du site.

Il n'a pas été possible de réaliser de fouilles de reconnaissance au droit du bâtiment mitoyen étant donné la présence du bâtiment à démolir.

Les coupes des fouilles de reconnaissance des fondations sont présentées ci-après :

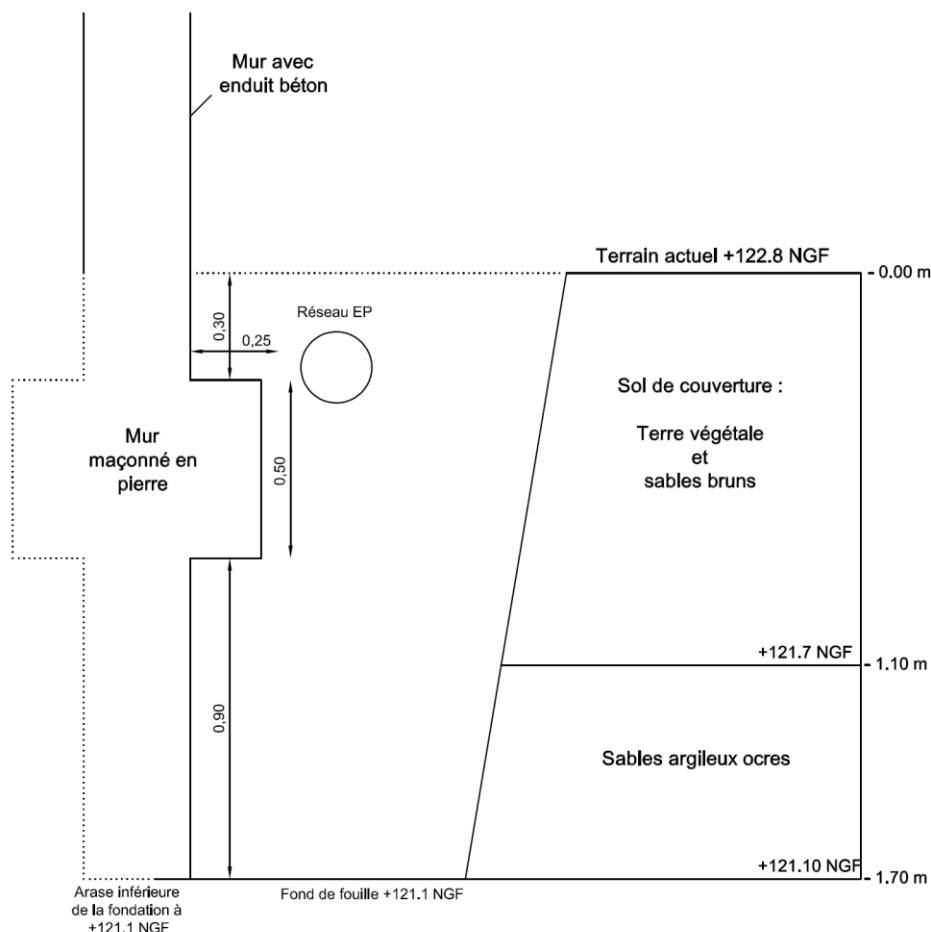


Exca n°19

UNITE DE DESSIN : mètre

Pas d'eau

Bonne tenue des parois



Remarque : En raison des emprises restreintes disponibles ces reconnaissances sont limitées. Les relevés effectués sont ponctuels et ne représentent pas la totalité des fondations existantes. Des variations de géométrie et de profondeur sont donc possibles. Des reconnaissances complémentaires seront probablement nécessaires en phase PRO et EXE.

4. APPLICATIONS GEOTECHNIQUES A L'AVANT-PROJET

4.1. Niveaux des eaux souterraines

En absence de données historiques suffisantes concernant les eaux souterraines, les niveaux piézométriques caractéristiques nécessaires au projet, notamment le niveau des eaux exceptionnelles - EE, le niveau des eaux hautes – EH, le niveau des eaux fréquents - EF, ne sont pas connus.

La détermination de ces niveaux doit être effectuée dans le cadre d'une étude hydrogéologique spécifique indépendante des études géotechniques nécessitant la pose et le suivi d'un ou de plusieurs piézomètres (option proposée par GEOTECHNIQUE SAS, non retenue par le Maître d'ouvrage).

4.2. La zone d'influence géotechnique (ZIG)

Compte tenu des caractéristiques du projet, notamment en ce qui concerne le bâtiment C, prévu sur sous-sol et à proximité d'avoisinants, les travaux à réaliser, notamment l'aménagement d'une plate-forme en déblai avec des talus à l'amont et à l'aval et la réalisation d'une fouille avec des talus de 3,8 m de hauteur (sondage SP12), pourront avoir un impact sur la stabilité des terrains en amont et en aval vis-à-vis du glissement et ce, au-delà des limites de la parcelle.

En première approche, les distances d'influence sont de l'ordre de 3 fois la hauteur des talus amont et aval, soit environ 11 m à compter des bords de fouille.

Les conditions d'aménagement des talus sont à définir par une étude de stabilité spécifique en vue de déterminer les coefficients de sécurité au glissement et les dispositions constructives d'accompagnement (renforcements, drainage, végétalisation, entretien...) en phase de réalisation et en service.

4.3. Adaptations du projet aux conditions géotechniques

Nous rappelons, ci-après, les contraintes du projet et les conditions géotechniques du terrain :

- L'hétérogénéité lithologique et/ou mécanique des terrains dans l'emprise de l'ouvrage.
- La présence de **sols de couverture 01**, de nature hétérogènes et en épaisseurs variables et ponctuellement non négligeables,
- Le remaniement des terrains en surface et la présence de vestiges de fondations et/ou d'ouvrages enterrés dans l'emprise des différents bâtiments étant donné les opérations de démolition à réaliser,
- La sensibilité faible à moyenne au retrait gonflement des argiles des **faciès 02 et 03**,
- La sensibilité des terrains à l'eau et la présence d'eau localement à faible profondeur,
- La limite entre les **faciès 02 et 03** difficile à établir,
- La compressibilité des sols au sein des **argiles sableuses/sables argileux 02 et les granites décomposés 03a**,
- La bonne compacité des **granites altérés 03c à fragmentés 03d**, localement à faibles profondeurs,
- La réalisation d'un niveau de sous-sol avec une emprise de terrain disponible limitée par endroit ou à proximité de bâtiments existants, ce qui conduira à devoir examiner les conditions de stabilité de talus

en déblais voire à envisager la réalisation d'un ouvrage de soutènement provisoire de manière à assurer la stabilité des terrains et des avoisinants tant en phase travaux qu'au stade définitif.

Compte tenu de ces éléments, les orientations techniques qu'il convient de retenir sont les suivantes :

- La réalisation d'un mode de soutènement définitif de type paroi berlinoise en partie Nord du projet de sous-sol du bâtiment C, zone où l'emprise de terrain disponible à l'arrière est limitée,
- La réalisation de talus provisoires en déblai sur les côtés Est, Sud et Ouest du bâtiment C,
- La réalisation d'un mode de fondations superficielles,
- La réalisation d'un niveau-bas de type dallage sur terre-plein pour le bâtiment C et de type plancher porté par les fondations pour les bâtiments A et B.
- La mise en œuvre d'un dispositif de drainage adapté pour le bâtiment prévu sur sous-sol.

Nous précisons que toute modification du projet, ou du terrain, ultérieure à la présente étude, est de nature à entraîner une nouvelle étude partielle ou complète, qui prendra en compte les modifications apportées et la validité des adaptations constructives préconisées dans le présent rapport.

4.4. Adaptations vis-à-vis des avoisinants et mitoyens

On note la présence d'un bâtiment existant en limite Ouest du site. Cependant, étant donné l'emprise du futur bâtiment C, les travaux ne viendront pas en rive immédiate de l'existant.

Toutefois, toutes les précautions devront être prises par l'entreprise pour éviter tout dommage aux existants tant en phase travaux et notamment pendant les opérations de démolition et de terrassement en déblai que définitive.

4.5. Principes généraux de terrassements

4.5.1. Travaux préparatoires

4.5.1.1. Décapage de surface

Avant tous travaux de terrassement en déblai, il conviendra de recenser la position de l'ensemble des réseaux enterrés et de veiller à leur neutralisation, à leur pontage ou à leur dévoiement.

Ensuite, il s'agira de procéder au décapage intégral de la végétation y compris l'abattage des arbres et l'arrachage complet des souches puis de la terre végétale.

4.5.1.2. Travaux de démolitions

Les démolitions prévues devront comprendre l'extraction complète des soubassements et ouvrages enterrés avec comblement des cavités induites à l'aide de matériaux d'apport correctement compactés. Dans le cas d'un niveau de sous-sol au droit du bâtiment à démolir, il faudra prévoir le comblement de la fosse après extraction des vestiges de fondations par des matériaux d'apports de type GNT.

Des précautions devront être prises afin de ne pas engendrer de mouvements de terrain ni de dommages envers les ouvrages existants à conserver ni envers les avoisinants.

Note importante : l'étude des conditions de stabilité des travaux de démolition ne fait pas partie de notre mission. Elle peut faire l'objet d'une étude spécifique (mission de type G5).

4.5.2. Aménagement des plateformes

Au droit du bâtiment A, la mise à niveau de la plateforme de chantier nécessitera des mouvements de terres en déblais sur une hauteur de 0,6 m (sondage SP4) et en remblais sur une hauteur de 0,3 m (sondage PDB2).

Au droit du bâtiment B, la mise à niveau de la plateforme de chantier nécessitera des mouvements de terres en déblais sur une hauteur de 0,4 m (sondage PDB7) et en remblais sur une hauteur de 0,8 m (sondage SP5).

Au droit du bâtiment C prévu sur sous-sol à la cote +120,3, la mise à niveau de la plateforme de chantier nécessitera des mouvements de terres en déblais sur une hauteur comprise entre 2,5 m (sondage SP8) et 3,8 m (sondage SP12).

4.5.2.1. Drainage du terrain

Les sols impactés par les terrassements sont sensibles à l'eau et leur portance peut se dégrader rapidement.

Nous rappelons que lors de notre intervention sur site en date de 8/02/2021, des niveaux d'eau non stabilisés ont été mesurés au droit des sondages SP4, SP5, SP8 et SP12, entre 1,2 m et 5,2 m de profondeur, soit entre les cotes +119,0 et +125,4 m NGF. Le sondage SP1, les sondages de reconnaissance à la pelle et les excavations de reconnaissance de fondation sont restés « secs » aux profondeurs atteintes.

Compte tenu de la présence d'eau à faible profondeur, il faudra procéder au drainage du terrain par un dispositif de collecte et d'évacuation des eaux au moyen de tranchées, fossés, rigoles, drains et pompage si nécessaire.

L'importance du dispositif, en termes de densité et de profondeur des ouvrages ainsi que de capacité de pompage, devra être adaptée à l'importance des arrivées d'eau et aux sources de réalimentation. Les eaux captées devront être évacuées vers un exutoire stable et pérenne, par gravité ou par un système de pompage sur puisards.

En cas de remontée de nappe importante, il faudra prévoir un dispositif de rabattement dont les modalités et les dimensions sont à déterminer dans le cadre d'une étude hydrogéologique spécifique.

Nous conseillons de mettre rapidement en place un suivi piézométrique avec des relevés au moins hebdomadaires.

4.5.2.2. Réalisation des déblais

Les terrassements en déblai pourront être réalisés à l'aide d'engins classiques au sein des **sols de couverture 01, des argiles sableuses/sables argileux 02 et des granites décomposés 03a à très altérés 03b**. En deçà, au sein des **granites altérés 03c à fragmentés 03d**, des engins de terrassements puissants

sont à prévoir. L'incidence des vibrations induites par ces procédés devra être prise en compte vis-à-vis des avoisinants. Le cas échéant, des mesures de protection devront être mises en œuvre.

Pour éviter d'altérer les sols en place, il sera préférable d'avancer le déblaiement « en rétro ».

4.5.2.3. **Fond de forme**

Au droit des bâtiments A et B, dans la mesure où il est prévu la réalisation d'un plancher porté par les fondations pour le niveau bas, il n'est pas nécessaire d'obtenir une plateforme avec des critères imposés. La plateforme permettra uniquement la circulation des engins de chantiers.

Au droit du bâtiment C, en cas de portance insuffisante du fond de forme après décapage et drainage du terrain, on pourra envisager son renforcement par une des techniques suivantes :

- Un cloutage à l'aide de matériaux d'apport grossiers, type 50/150 à 100/300, à mettre en place par compactage intense et par roulement des engins de chantier,
- Une purge généralisée ou localisée et substitution avec des matériaux granulaires non sensibles à l'eau, à mettre en place par compactage.

Ces aménagements devront conduire à l'obtention d'une portance minimale EV2 de 30 MPa.

D'une manière générale, en vue de préserver la qualité des plateformes, il sera nécessaire de réaliser les travaux par temps sec. Lors des intempéries des arrêts de chantier sont à respecter.

La surveillance de l'évolution des conditions météorologiques incombe au terrassier, qui devra programmer à l'avance les mesures et dispositions conservatoires visant à protéger la qualité et la compacité de la plateforme en prévision d'événements pluvieux (arrêt anticipé du chantier, protection et fermeture du fond de fouille, conservation d'une garde protectrice de terrassement, etc...).

4.5.2.4. **Réalisation des remblais**

La réalisation de remblais de faibles épaisseurs est à prévoir au droit des bâtiments A et B afin de caler les plates-formes aux cotes projet. Les remblais serviront de coffrage pour la réalisation des planchers portés.

Les conditions d'exécution des remblais devront être conformes au « Guide des Terrassements Routiers – Réalisation des remblais et des couches de forme (LCPC-SETRA de septembre 1992) » et/ou aux recommandations « Caractéristiques des matériaux de remblais supports de fondations » du L.C.P.C.

4.5.3. **Conditions de talutage**

Etant donné la réalisation d'un niveau de sous-sol au droit du bâtiment C, nous rappelons que l'aménagement du terrain nécessite la réalisation déblais et des talus provisoires de 3,8 m de hauteur maximum.

Pour ces hauteurs, les caractéristiques géotechniques des sols et les emprises disponibles permettent la réalisation de talus sur les côtés Ouest, Est et Sud uniquement.

En première approche, moyennant des dispositions destinées à préserver la stabilité, portant notamment sur la protection des surfaces, sur l'absence de chargements provisoires et définitifs et sur le drainage des eaux susceptibles d'atteindre les talus, ceux-ci peuvent être dressés avec des pentes de 3 H / 2 V.

Les dispositions générales à prendre en compte sont les suivantes :

- Proscrire les chargements même provisoires à proximité des crêtes des talus,
- Protéger les surfaces en pente, au moyen de nappes de polyane, ou, selon les conditions hydriques, avec des géotextiles drainants, solidement fixés au sol,
- Aménager des fosses de captage des eaux de ruissellement en crête et en pied de talus,
- Mettre en place un réseau de drainage relié à un exutoire stable (sans possibilité de refoulement) en cas de venues d'eau en fond de fouille.

Lors du profilage des talus, des éboulements ou des affouillements peuvent se produire notamment à la faveur de variations latérales de faciès, d'anomalies ponctuelles ou de venues d'eau localisées. Dans ce cas, il faudra suspendre les travaux et mettre en place, si nécessaire, un système de confortement provisoire (remblais d'épaulement, étaies, etc...) et prévenir le géotechnicien chargé du suivi géotechnique d'exécution en vue de proposer des mesures de confortement adaptées.

En phase d'études PRO, la stabilité des talus devra être vérifiée par le calcul.

Sur le côté Nord du bâtiment C, les emprises disponibles ne permettent pas la réalisation de talus. En conséquence, il conviendra de prévoir la réalisation d'ouvrages de soutènement, dont les types et les sujétions de conception et de réalisation sont examinés dans le chapitre suivant.

4.6. Ouvrages de soutènement

Compte tenu de la configuration du projet et compte tenu de la faible emprise disponible à l'arrière du soutènement à réaliser en limite Nord du bâtiment C et dans l'angle Nord-Ouest, la construction d'un ouvrage de soutènement des terres est nécessaire.

Ce soutènement sera définitif et pourra être solidaire ou indépendant de la structure du projet.

La solution préconisée à ce stade des études consiste en la réalisation d'une paroi berlinoise.

Le contexte géotechnique du site et notamment :

- la distance entre la maison existante et la limite de propriété (d#4,5 m),
- la bonne tenue des terrains au droit des sondages réalisés au tracto-pelle malgré les arrivées d'eau observées à faibles profondeurs,
- les valeurs mécaniques mesurées au droit des sondages PDB11 et PDB12.

permet d'envisager un mode de soutènement des terres alternatif par intermédiaire d'un voile périphérique du bâtiment projeté directement mis en œuvre mais par passes successives.

La hauteur et la largeur des passes seront à étudier en phase G2 PRO.

La poussée des terres sera bloquée « par effet de voute » en phase provisoire à chaque passe réalisée puis, reprise par un dispositif de butonnage en phase intermédiaire : entre l'instant d'exécution de la passe et l'édification de la structure définitive (voiles et planchers) qui prendra alors le relais.

Etant donné les niveaux d'eau observés lors de la réalisation des sondages, une réflexion globale devra être menée sur la gestion des eaux en phase chantier.

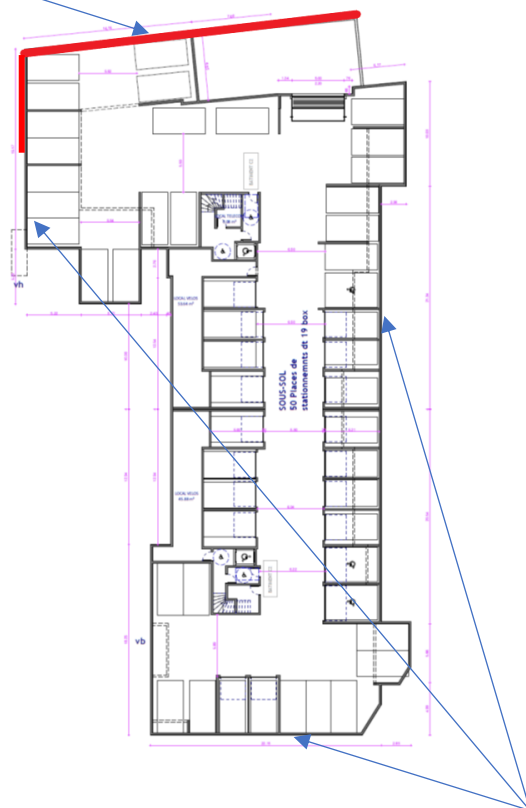
Le choix définitif du type de l'ouvrage de soutènement devra être impérativement précédé d'une concertation technique entre les différents intervenants (géotechnicien, BET Structure, Maitrise d'œuvre) afin de retenir la méthode constructive la mieux adaptée au contexte technique et économique.

Ailleurs, sur les autres côtés du projet un ouvrage de soutènement classique avec remblaiement à l'arrière sera possible.

Pour les remblaiements à l'arrière des ouvrages de soutènement, il est conseillé de retenir des matériaux granulaires, drainants. Les remblaiements sont à effectuer selon les exigences du Guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme – GTR.

Le plan ci-après représente les ouvrages de soutènement :

Soutènement de type paroi berlinoise ou par voile par passe



Soutènement classique avec talutage et remblaiement à l'arrière

Les ouvrages de soutènement devront être dimensionnés et justifiés dans le cadre d'une étude en phase projet (G2 PRO) en adoptant des hypothèses géotechniques issues des essais in-situ et en laboratoire. De même, les niveaux d'eaux souterraines à prendre en compte, eaux hautes et eaux exceptionnelles devront être déterminés par une étude hydrogéologique spécifique.

4.7. Conception des niveaux-bas

Pour les bâtiments A et B, compte tenu des conditions géotechniques rencontrées et notamment de la présence de **sols de couverture 01** en épaisseurs variables et non négligeables et des opérations de démolition des bâtiments existants dans l'emprise du projet, la réalisation d'une structure au sol de type plancher porté par les fondations est nécessaire (sur vide sanitaire ou non).

Pour le bâtiment C, sur sous-sol, la réalisation d'une structure de type dallage sur terre-plein est envisageable. Ci-après nous présentons les modalités de réalisation et nos recommandations concernant les adaptations, les matériaux et les contrôles à prévoir.

4.7.1. Assise du dallage, couche de forme

La faisabilité d'un dallage sur terre-plein nécessite qu'il repose sur une assise homogène, de bonne compacité, et que les amplitudes de tassements absolus et différentiels prévisibles soient compatibles avec la destination de l'ouvrage.

Nous rappelons que le niveau fini du dallage du sous-sol est fixé à la cote +120,3 m NGF et que le niveau du terrain naturel est situé entre les cotes +122,8 m et +124,2 NGF.

Les sols en place sous le dallage seront constitués par les **granites 03** d'altération variable.

Nous n'excluons pas que des sols mous puissent être rencontrés localement lors des terrassements, auquel cas il faudra procéder à leur purge et substitution.

Les recommandations données au paragraphe « Principes généraux de terrassements » devront être suivies scrupuleusement.

La conception du dallage devra suivre les recommandations suivantes après décapage des **sols de couverture 01** :

| Sur les granites 03 | |
|--|---|
| Préparation du fond de forme | <ul style="list-style-type: none"> Purge des sols de mauvaise qualité ou impropres à la destination du dallage Compactage du fond de forme à 95 % de l'OPN avec un engin adapté à la nature du fond de forme |
| Contrôle du fond de forme | <ul style="list-style-type: none"> Vérification de portance minimale par essais à la plaque (Objectif EV2 > 30 MPa) Vérification visuelle de l'absence de point dur (blocs, pointement rocheux...) |
| Mise en œuvre de la couche de forme | <ul style="list-style-type: none"> Géotextile anti-contaminant* 0,4 m de couche de forme en concassé R₂₁ / R₆₁ ou GNT D₂ / D₃, de granulométrie 0/40 ou 0/80 Compactage de la couche de forme à 95 % de l'OPM 0.05 m de couche de réglage en concassé R₂₁ / R₆₁ ou GNT D₂ / D₃, de granulométrie 0/31.5 |
| * non obligatoire (épaisseur de couche de forme à réduire de 10 cm si géotextile mis en œuvre) | |

On veillera à respecter les recommandations du guide GTR et les dallages seront conçus conformément au DTU 13.3 en vigueur.

Au début de la phase d'exécution, nous recommandons de réaliser des planches d'essais afin de valider les hypothèses de conception ainsi que les modalités de mise en œuvre et le choix des engins de compactage proposées par l'entreprise.

4.7.2. Critères de réception

D'après le DTU 13.3 applicable au projet, les critères de réception à retenir sur la couche de forme sont les suivants à partir d'essais à la plaque :

- Module de Westergaard (K_w) ≥ 50 MPa/m,
- Module EV2 ≥ 50 MPa,
- Rapport EV2/EV1 < 2 .

4.7.3. Paramètres pour le dimensionnement des dallages

Les essais pressiométriques réalisés permettent de déterminer les modules de déformation des sols supports en vue de l'application du DTU 13.3, pour permettre le calcul des déformations des dallages et l'optimisation de leur dimensionnement.

Le tableau ci-après présente les modules de déformation que nous proposons de retenir pour les horizons du sol support des dallages :

| <i>Formation</i> | <i>Es (MPa)</i> |
|---|-----------------|
| Couche de forme | 45* |
| <i>Granites décomposés 03a</i> | 13 |
| <i>Granites très altérés 03b</i> | 37 |
| <i>Granites altérés 03c</i> | 42 |
| <i>Granites fragmentés 03c</i> | 230 |

(*) : $E_s \text{ (MPa)} = 0.9 \times E_{v2} \text{ (MPa)}$

4.7.4. Tassements prévisibles

Sur la base du modèle géotechnique décrit précédemment, les tassements sont calculés en tenant compte des caractéristiques géométriques du dallage et des surcharges d'exploitation.

Pour la configuration actuelle du projet et en prenant en compte une charge répartie de 0,5 t/m² soit 5 kPa sur le dallage, le tassement maximal prévisible obtenu sera inférieur au centimètre (le poids des terres excavées étant compris entre 45 kPa et 68 kPa).

4.7.5. Précautions concernant les réseaux enterrés

Concernant les réseaux sous dallage, dans la plupart des cas, il est délicat de pratiquer un compactage optimum des remblais de tranchées au fond desquelles sont disposées des canalisations qui pourraient être dégradées par l'exercice des énergies de compactage mises en jeu. Il résulte que de telles tranchées constituent des bandes de faiblesse mécanique pouvant influencer sur le comportement du corps de dallage, une fois celui-ci reconstitué.

Le cas échéant, il conviendra dans ce cas de considérer que le dallage devra fonctionner comme un pont de part et d'autre des bords de la tranchée, ce qui reviendra à accroître sa rigidification par ferrailage.

Les dispositions constructives à prendre en compte en présence de canalisation sont indiquées au § 5.2 du DTU 13.3.

4.8. Etude des fondations superficielles (Norme NF P94-261)

Nous rappelons que les caractéristiques géotechniques du terrain permettent d'envisager un mode de fondations superficielles au moyen de semelles isolées et/ou filantes.

4.8.1. Sol d'assise et conditions d'ancrage

Les fondations seront ancrées au sein des **granites 03**.

La profondeur d'assise des fondations devra respecter simultanément toutes les conditions suivantes :

- Assurer un ancrage d'au moins 0,3 m dans la couche d'assise désignée ci-dessus et au-delà de tout remblai éventuel et/ou terrains remaniés par les travaux ou les intempéries,
- Assurer une profondeur d'assise de 1,5 m minimum à compter du niveau extérieur du terrain fini (profondeur de garde au retrait-gonflement).

La profondeur d'assise des fondations sera calculée à l'aide des coupes de sondages et sera fonction du calage altimétrique du projet et notamment du niveau inférieur.

L'aménagement des plateformes compactées devra permettre d'ajuster les profondeurs d'assise des fondations en fonction des épaisseurs de déblais et de remblais.

Lors de la réalisation des fondations, il faudra vérifier la conformité du sol au niveau de chaque fond de fouille ainsi que l'ancrage dans la couche d'assise.

4.8.2. Contraintes admissibles

Les contraintes admissibles ont été évaluées par la méthode pressiométrique.

Pour les bâtiments A et B, compte tenu de la nature des sols d'assise des fondations et des résultats des essais effectués, les contraintes à retenir au stade de l'avant-projet, sont de **250 kPa** pour les justifications aux ELS et de 410 kPa pour les justifications aux ELU.

Pour le bâtiment C, compte tenu de la nature des sols d'assise des fondations et des résultats des essais effectués, les contraintes à retenir au stade de l'avant-projet, sont de **350 kPa** pour les justifications aux ELS et de 574 kPa pour les justifications aux ELU.

Remarque : ces valeurs sont valables dans le cas de charges verticales. Dans le cas où les charges seraient inclinées, il conviendrait d'appliquer un coefficient minorateur $i\delta$ qui tient compte de l'inclinaison de la charge, de la nature du sol et de l'encastrement requis (cf. les recommandations de la norme NF P94-261). De même, un coefficient minorateur $i\beta$ doit être appliqué à proximité d'un talus en aval de la fondation.

4.8.3. Evaluation préliminaire des tassements

Le tableau suivant présente les tassements prévisibles au droit des sondages SP1, SP3 et SP4 :

| Sondage | Etat limite | Charge | Largeur de la fondation (m) | Profondeur / +0,0 (m) | q _{ref} (kPa) | Tassement (cm) | Notes de calculs |
|---------------------|---------------------|-----------|-----------------------------|-----------------------|------------------------|----------------|------------------|
| SP1 (bâtiment A) | ELS quasi-permanent | 2000 kN | 2,85 | 1,8 | 246 | #0,2 | 1 |
| | | 350 kN/ml | 1,4 | 1,8 | 250 | #0,2 | 2 |

Cote dallage : +126,0 NGF

| Sondage | Etat limite | Charge | Largeur de la fondation (m) | Profondeur / +0,0 (m) | q _{ref} (kPa) | Tassement (cm) | Notes de calculs |
|---------------------|---------------------|-----------|-----------------------------|-----------------------|------------------------|----------------|------------------|
| SP5 (bâtiment B) | ELS quasi-permanent | 2000 kN | 2,85 | 2,8 | 246 | #0,7 | 3 |
| | | 350 kN/ml | 1,4 | 2,8 | 250 | #0,9 | 4 |

Cote dallage : +125,3 NGF

| Sondage | Etat limite | Charge | Largeur de la fondation (m) | Profondeur / +0,0 (m) | q _{ref} (kPa) | Tassement (cm) | Notes de calculs |
|---------------------|---------------------|-----------|-----------------------------|-----------------------|------------------------|----------------|------------------|
| SP8 (bâtiment C) | ELS quasi-permanent | 2000 kN | 2,4 | 0,7 | 347 | #0,2 | 5 |
| | | 350 kN/ml | 1,0 | 0,7 | 350 | #0,3 | 6 |

Cote dallage : +120,3 NGF

Remarque : les valeurs de tassements obtenues sont laissées à l'appréciation du Maître d'ouvrage et de son Maître d'œuvre. Un approfondissement des fondations devra être envisagé au droit du bâtiment démolé dans le cas d'un sous-sol.

Compte tenu des profondeurs à atteindre, notamment dans le secteur Sud des bâtiments A et B, une solution de massif isolé permettrait de s'adapter en permanence au toit des **granites 03**. Une solution de puits à la tarière creuse pourra être envisagé sous réserve que l'Entreprise mette à disposition des engins puissants. Dans ces conditions, les volumes de gros béton à mettre en œuvre seront difficilement appréciables. Des sondages complémentaires réalisés dans cette zone permettraient de préciser l'étendue du secteur où les profondeurs d'assise des fondations seront plus importantes.

4.8.4. Conditions et précautions d'exécution des fondations

L'interprétation géologique présentée dans ce rapport à partir des résultats des sondages ponctuels, correspond à la structure lithologique la plus probable du sous-sol, étant entendu que variations d'altitude ainsi que latéralement peuvent exister et découvertes au moment des travaux.

Dans la mesure du possible, nous proposons de commencer les travaux de fondation par les semelles situées à proximité de nos sondages pour permettre un étalonnage visuel du faciès du sol support.

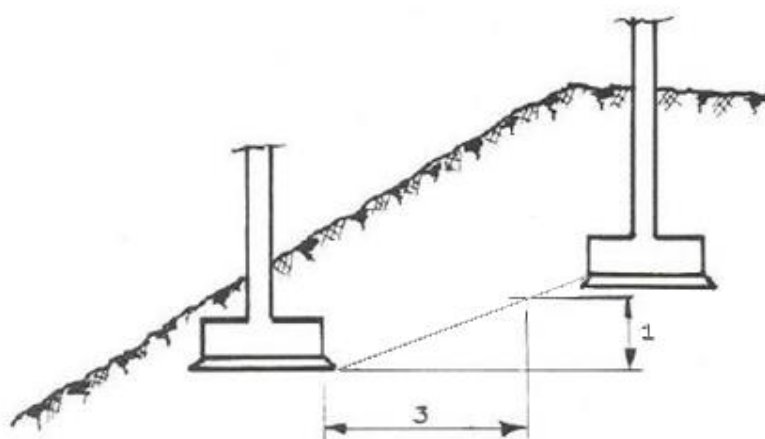
Le dimensionnement des fondations est du ressort du BET structure. Cependant, les points suivants sont à signaler pour les semelles :

- Pour des raisons de bonne exécution, la largeur des fondations doit être supérieure à 0.45 m pour des semelles filantes et à 0.7 m pour des semelles isolées (cela permet d'assurer un enrobage correct des armatures standards).
- En cas d'attente forcée entre la fin de l'excavation et le bétonnage, un béton de propreté sera immédiatement coulé après terrassement afin d'éviter l'altération du sol de fondation.
- En cas d'un substratum rocheux présent partiellement sur le terrain, les semelles concernées, seront coulées sur un lit de sable disposé en fond de fouille sur 0.4 m d'épaisseur minimum pour limiter l'effet de point dur.
- Le long des mitoyens, les cotes d'assise des nouvelles fondations devront être définies dans le cadre des adaptations retenues prenant en compte les caractéristiques des fondations existantes. Dans le cas d'un massif ou d'un puits contre un appui filant ou encore d'une semelle filante perpendiculaire à une autre, une sur-profondeur peut être tolérée à condition, le cas échéant, de prévoir les blindages adéquats,
- La présence d'eau en profondeur pourra conduire au blindage des fouilles.

En cas de sur-profondeurs du toit de la couche d'ancrage il faudra approfondir la fouille autant que nécessaire pour assurer l'ancrage dans la couche désignée comme assise des fondations. Le rattrapage pourra être réalisé avec un béton grossier.

De même, les poches molles ou remaniées qui subsisteraient en fond de fouille seront purgées et comblées par un béton grossier.

Dans les zones soumises à la réglementation sismique (Eurocode 8), des fondations établies à des niveaux différents et à proximité de talus doivent respecter une règle des 3 de base pour 1 de hauteur entre arêtes de fondations et/ou pied de talus.



A noter que l'exécution des fondations doit également respecter les prescriptions du DTU 13-11 en date de septembre 2019.

4.9. Protection des ouvrages contre l'eau

Des arrivées d'eau ont été relevées au moment des sondages. De plus, on ne peut exclure que d'autres circulations non détectées puissent se produire dans le sol.

En phase travaux, les terrassements en déblais pourront recouper des arrivées d'eau. Outre les sujétions liées à la stabilité des talus et/ou à la réalisation des ouvrages de soutènement, dans la mesure où un rabattement de la nappe par pompage est envisagé, les conséquences de la modification des conditions hydrogéologiques des sols sur les ouvrages environnants devront être examinées avant le démarrage de travaux.

Une étude hydrogéologique devra être menée afin de définir les moyens de protection adéquates.

Plusieurs solutions sont envisageables pour protéger l'ouvrage de la nappe ou des circulations d'eau (elles peuvent être cumulatives pour certaines d'entre elles) :

- Un drainage périphérique réalisé selon les règles de l'Art (DTU 20.1) associé à un tapis drainant sous dallage de 30 cm d'épaisseur minimum et de granulométrie type 20/40 en veillant à conserver une pente suffisante de drainage ainsi qu'une étanchéité relative associée à des cunettes périphériques avec forme de pente et évacuation par pompage des eaux de suintement recueillies ;
- Un cuvelage étanche remonté de 0.5 m par rapport au niveau des PHE (cf. la norme NF P11-221-1 de mai 2000 paragraphe 4.11 – Travaux de cuvelage).

Il appartient aux concepteurs de s'assurer auprès des services compétents des conditions d'inondabilité du terrain objet du projet.

4.10. Protection vis-à-vis du risque sismique

Afin de se conformer aux prescriptions de l'Eurocode 8, les dispositions générales à respecter en zone sismique supérieure à 1 sont les suivantes :

- Système de fondation homogène sous un même corps de bâtiment, à moins de délimiter des blocs par joints parasismiques.
- Ne pas fonder un même ouvrage sur des discontinuités géologiques naturelles : fractures, failles, etc...
- Préférer la présence de niveaux enterrés homogènes sur l'emprise de la construction ou, à défaut, sur un bloc indépendant dissocié par un joint parasismique.
- Encastrer toutes les fondations dans une même couche géologique.
- Rigidifier la structure d'assise des ouvrages (à définir par le BET Structure).

5. CONDITIONS GENERALES DE VALIDITE DU RAPPORT

Le présent rapport a été établi en fonction des données transmises. Il conclut la mission G2 phase AVP qui nous a été confiée par la SCCV CHOLET LOYER.

Nous rappelons que, conformément à notre offre, notre prestation est encadrée par la norme NF P94-500 de novembre 2013 dont un extrait est donné en annexe 1 et par les conditions de validité de l'étude propres à GEOTECHNIQUE SAS, fournies en annexe 2.

Selon l'enchaînement des missions géotechniques préconisés par la norme NF P94-500, une étude géotechnique de conception phase projet (G2 PRO) doit être envisagée en collaboration avec les différents intervenants du projet afin de réduire les aléas géotechniques.

GEOTECHNIQUE SAS reste donc à la disposition de la Maitrise d'Ouvrage pour tout renseignement complémentaire et pour la réalisation des missions ultérieures (études G2 PRO et G4 notamment).

Marie-Laure PILLET
REDACTEUR
Chargée d'affaires

Nicolas BRUNET DE SAIRIGNE
VERIFICATEUR
Chargée d'affaires

Annexe 1 : Extrait de la norme NF P94-500 de novembre 2013

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.

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).

Annexe 2 : Conditions de validité de l'étude

1 - Le présent rapport et ses annexes sont indissociables. Il est basé sur un nombre limité de sondages et de mesures et sur les renseignements concernant le projet remis à GEOTECHNIQUE SAS au moment de la reconnaissance géotechnique. L'analyse et les recommandations soumises dans ce rapport sont basées sur les résultats obtenus à partir des sondages dont l'emplacement est indiqué sur le plan d'implantation joint en annexe, et sur toutes les informations données dans ce rapport.

2 - Ce rapport ne peut pas prendre en compte les variations éventuelles entre sondages. L'étude de sol étant basée sur un nombre limité de sondages, la continuité des couches de sols entre sondages ne peut être garantie et une adaptation du projet de fondation en fonction de l'hétérogénéité des sols est normale et ne peut être reprochée à GEOTECHNIQUE SAS.

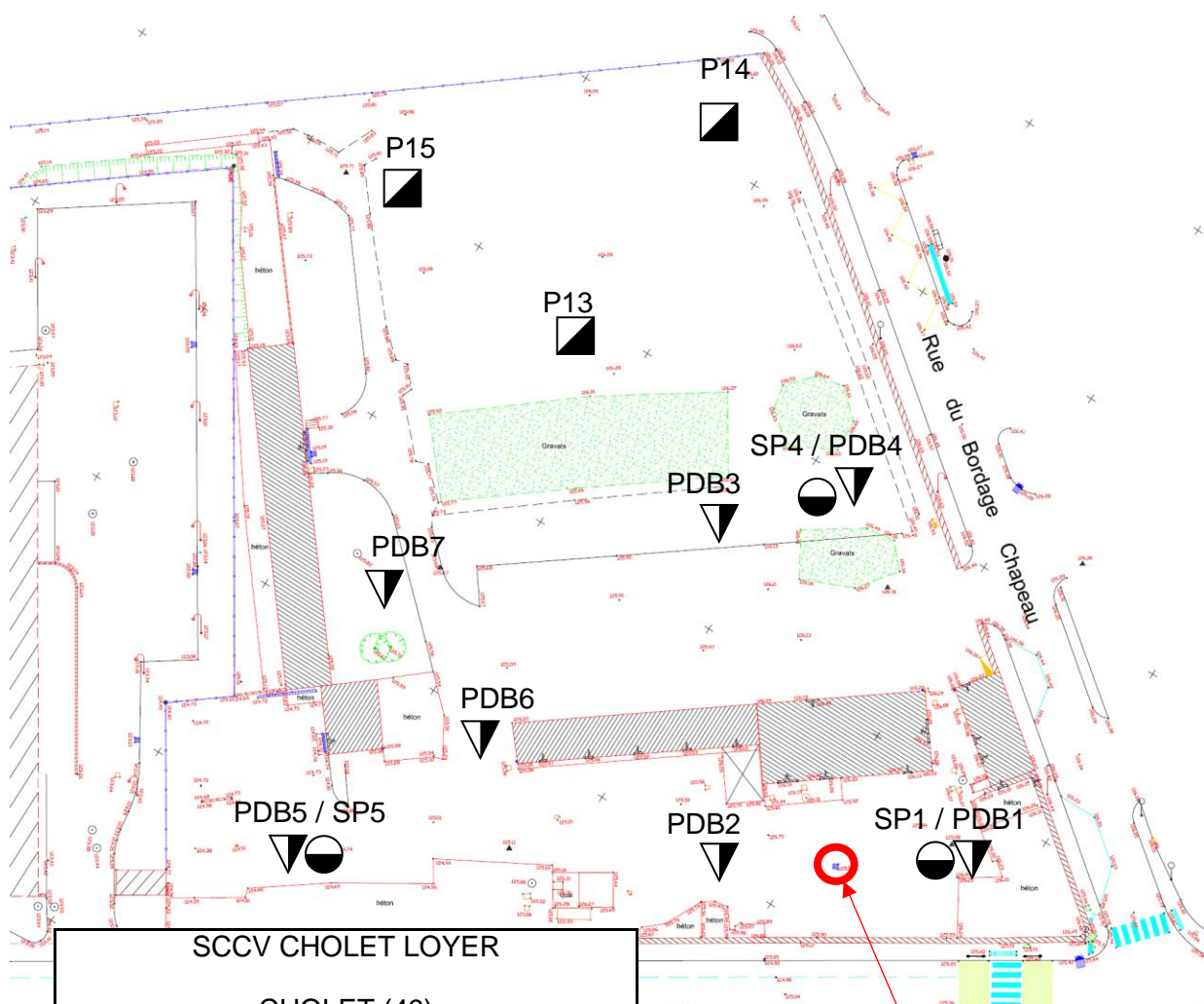
3 - Toute étude réalisée à partir d'une esquisse ou d'un plan de principe nécessitera une seconde étude spécifique adaptée au projet retenu. Le but de ce rapport est limité au projet et à la localisation décrite ci-avant.

4 - Tout changement d'implantation ou de structure des constructions par rapport aux hypothèses de départ sera communiqué à GEOTECHNIQUE SAS qui donnera ou non son accord, selon que ces changements modifient les conclusions de l'étude.

5 - Les éléments nouveaux mis à jour en cours des travaux de fondations et non détectés lors de la reconnaissance devront être signalés à GEOTECHNIQUE SAS afin d'étudier les adaptations nécessaires.

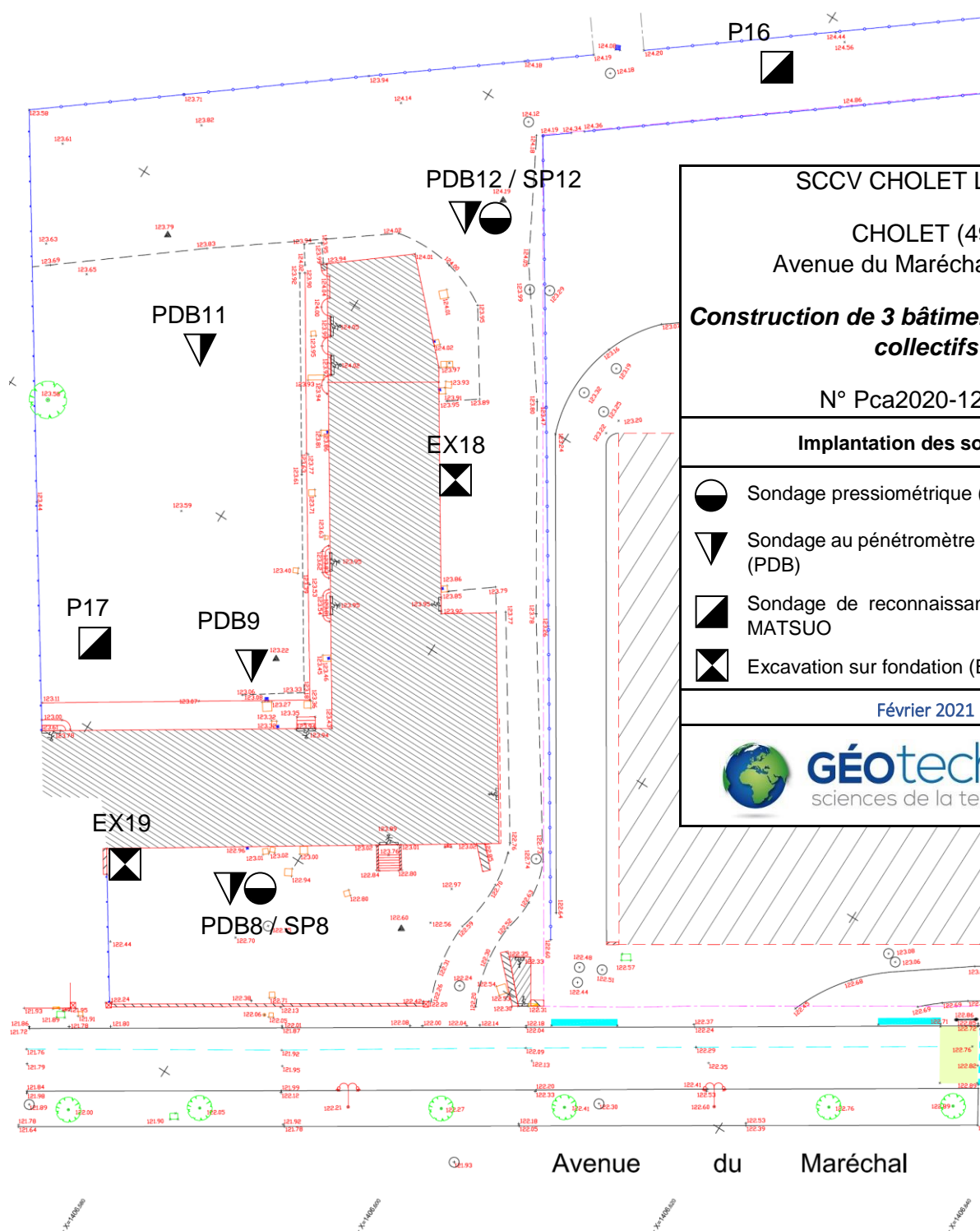
6 - Nous recommandons que toutes les opérations de construction en relation avec les terrassements et les fondations soient inspectées par un ingénieur géotechnicien afin d'assurer que les dispositions constructives soient totalement accomplies pendant les travaux.

Annexe 3 : Implantation des sondages



Repère de nivellement
Grille avaloir
Cote +125,59 NGF

| | |
|--|---|
| <p>SCCV CHOLET LOYER</p> <p>CHOLET (49) Avenue du Maréchal Leclerc</p> <p>Construction de 3 bâtiments de logement collectifs</p> <p>N° Pca2020-12-236</p> | |
| <p>Implantation des sondages</p> | |
| | Sondage pressiométrique (SP) |
| | Sondage au pénétromètre dynamique de type B (PDB) |
| | Sondage de reconnaissance à la pelle (P) + MATSUO |
| | Excavation sur fondation (EX) |
| <p>Février 2021</p> | |
| <p> </p> | |







SCCV CHOLET LOYER

CHOLET (49)
Avenue du Maréchal Leclerc

Construction de 3 bâtiments de logement collectifs

N° Pca2020-12-236

Implantation des sondages

-  Sondage pressiométrique (SP)
-  Sondage au pénétromètre dynamique de type B (PDB)
-  Sondage de reconnaissance à la pelle (P) + MATSUO
-  Excavation sur fondation (EX)

Février 2021

 **GÉotechnique**
sciences de la terre sas

Annexe 4 : Coupes de sondage



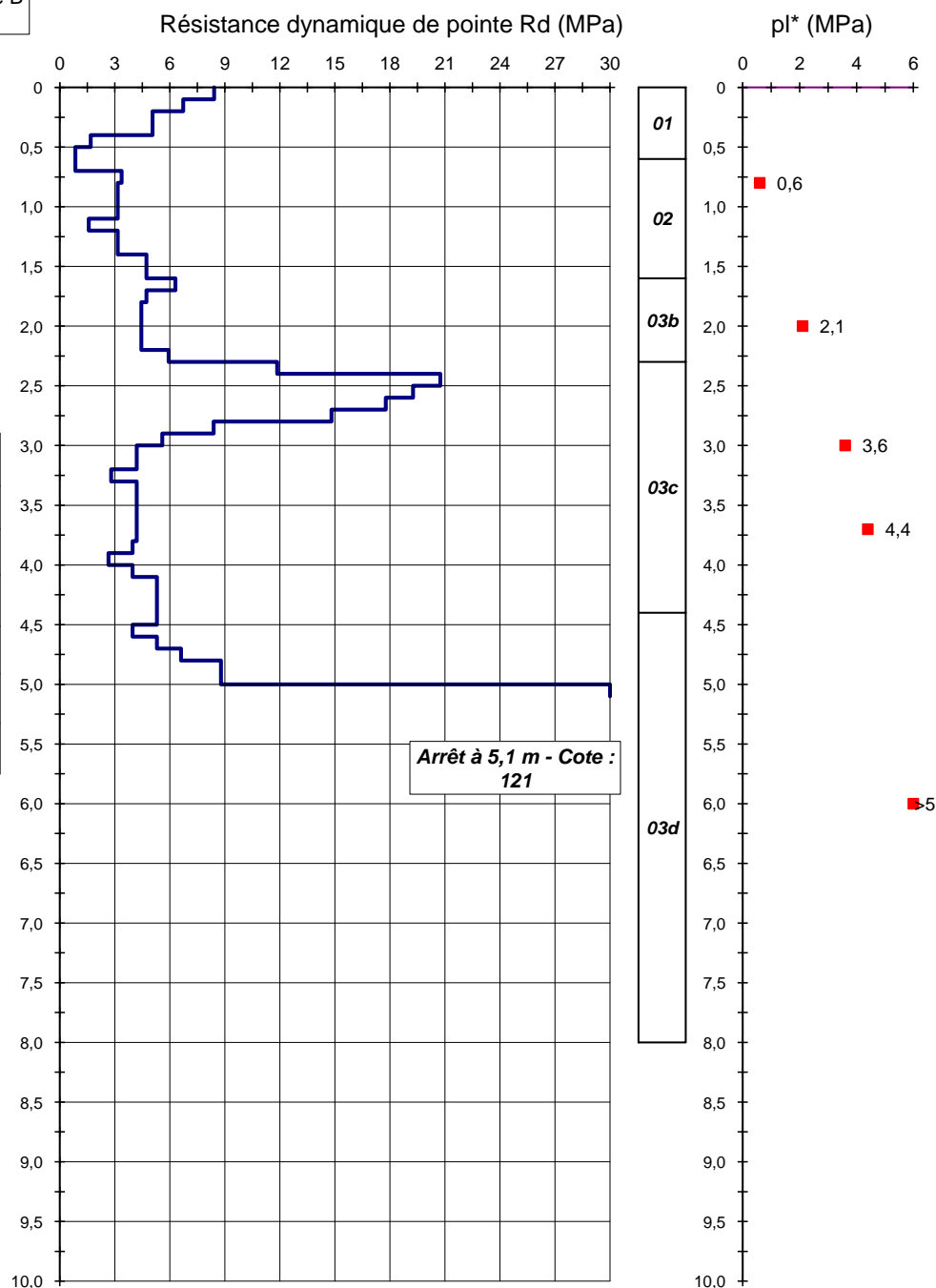
MPI-PDY-01
Ind C du 11.08.08

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB1/SP1

Lieu : CHOLET (49) **Projet :** Construction de logements **Cote :** 126,10 NGF
Adresse : Avenue du Maréchal Leclerc **Dossier :** Pca2020-12-236 **Date :** 16/02/2021

Pénétromètre Type B
NF P 94-115

| Caractéristiques du pénétromètre | |
|----------------------------------|------|
| Masse du mouton (kg) | 63,5 |
| Masse enclume + guide (kg) | 18 |
| Masse d'une tige (kg) | 6 |
| Masse de la pointe (kg) | 0,62 |
| Hauteur de chute (m) | 0,75 |
| Section de la pointe (cm²) | 20 |



SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB2

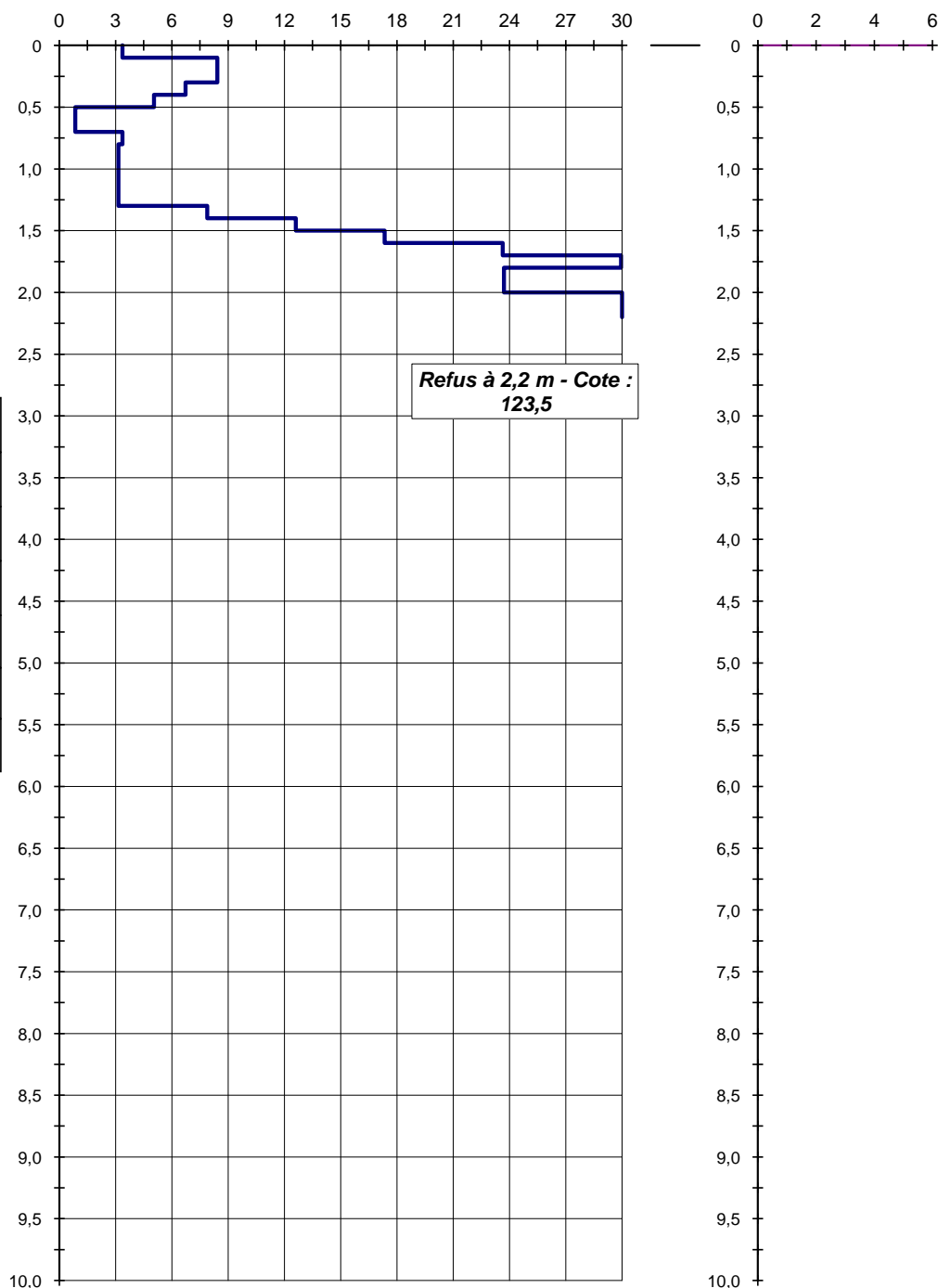
Lieu : CHOLET (49) **Projet :** Construction de logements **Cote :** 125,70 NGF
Adresse : Avenue du Maréchal Leclerc **Dossier :** Pca2020-12-236 **Date :** 16/02/2021

Pénétromètre Type B
NF P 94-115

Résistance dynamique de pointe R_d (MPa)

pl^* (MPa)

| Caractéristiques du pénétromètre | |
|---|------|
| Masse du mouton (kg) | 63,5 |
| Masse enclume + guide (kg) | 18 |
| Masse d'une tige (kg) | 6 |
| Masse de la pointe perdue (kg) | 0,62 |
| Hauteur de chute (m) | 0,75 |
| Section de la pointe (cm ²) | 20 |



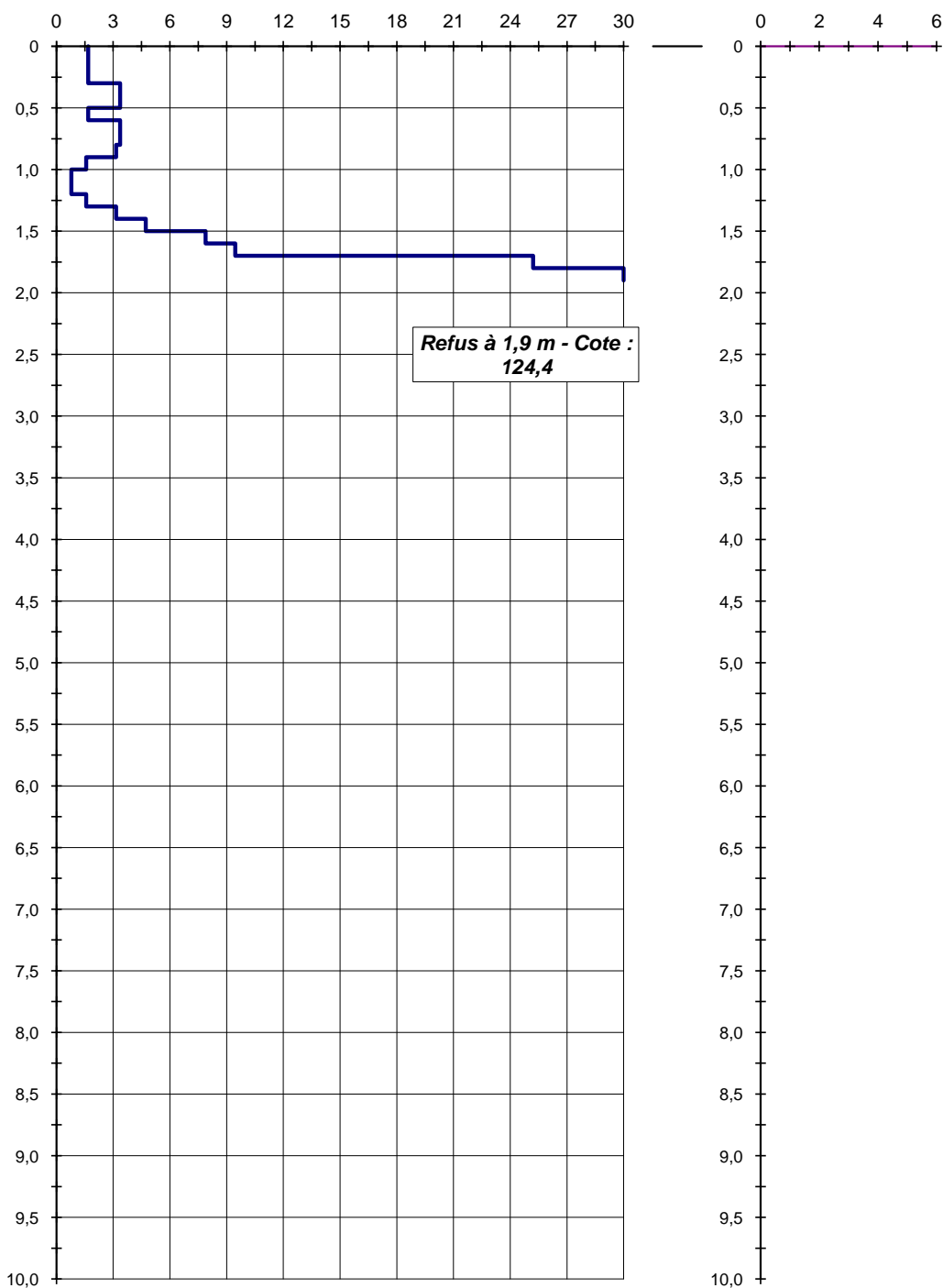
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB3

Lieu : CHOLET (49) **Projet :** Construction de logements **Cote :** 126,30 NGF
Adresse : Avenue du Maréchal Leclerc **Dossier :** Pca2020-12-236 **Date :** 16/02/2021

Pénétromètre Type B
NF P 94-115

Résistance dynamique de pointe R_d (MPa)

pl^* (MPa)



| Caractéristiques du pénétromètre | |
|----------------------------------|------|
| Masse du mouton (kg) | 63,5 |
| Masse enclume + guide | 18 |
| Masse d'une tige (kg) | 6 |
| Masse d'une pointe | 0,62 |
| Hauteur de chute (m) | 0,75 |
| Section de la pointe (cm²) | 20 |

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB4/SP4

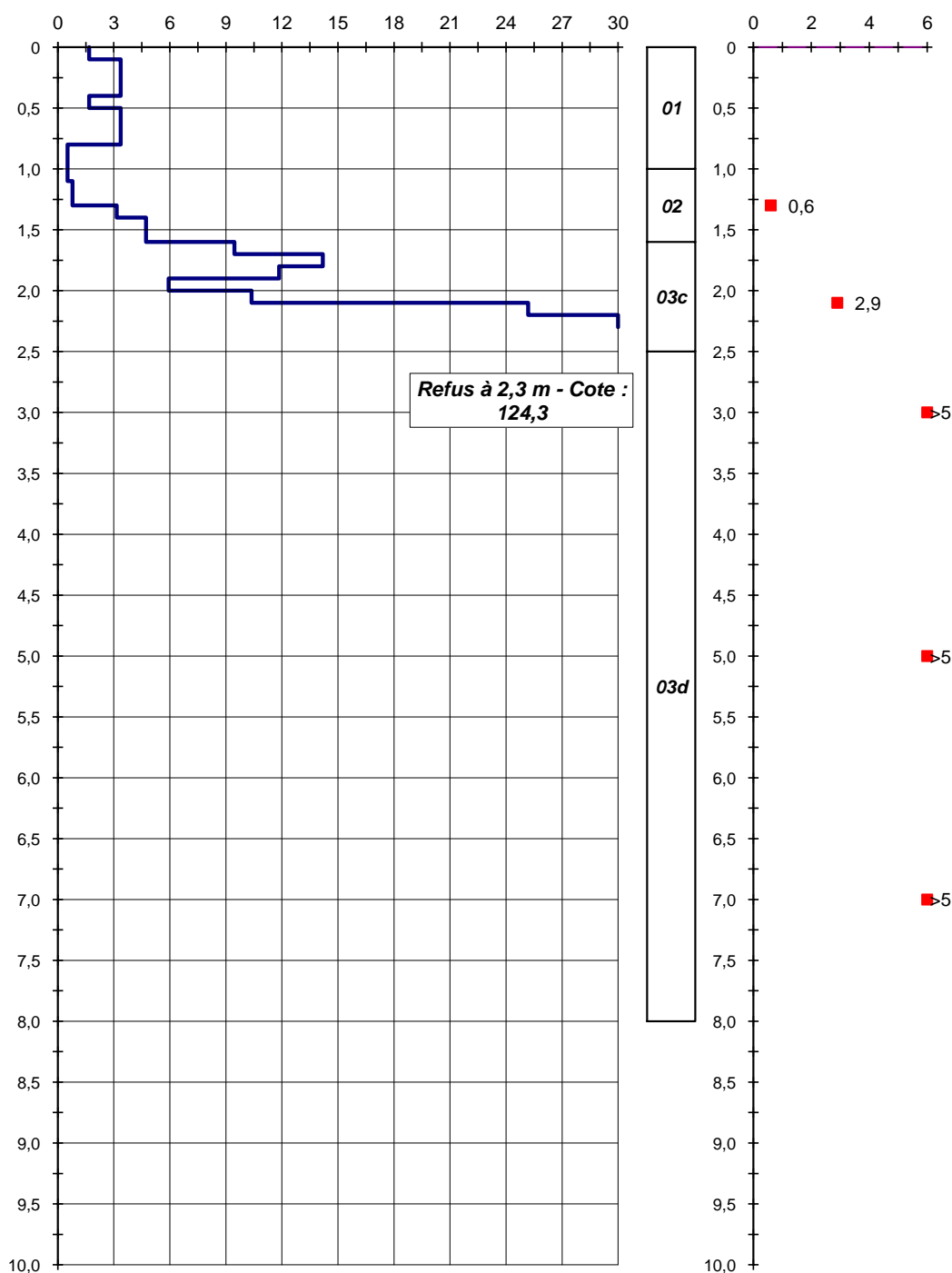
Lieu : CHOLET (49) **Projet :** Construction de logements **Cote :** 126,60 NGF
Adresse : Avenue du Maréchal Leclerc **Dossier :** Pca2020-12-236 **Date :** 16/02/2021

Pénétromètre Type B
NF P 94-115

Résistance dynamique de pointe R_d (MPa)

pl^* (MPa)

| Caractéristiques du pénétromètre | |
|---|------|
| Masse du mouton (kg) | 63,5 |
| Masse enclume + guide (kg) | 18 |
| Masse d'une tige (kg) | 6 |
| Masse de la pointe (kg) | 0,62 |
| Hauteur de chute (m) | 0,75 |
| Section de la pointe (cm ²) | 20 |

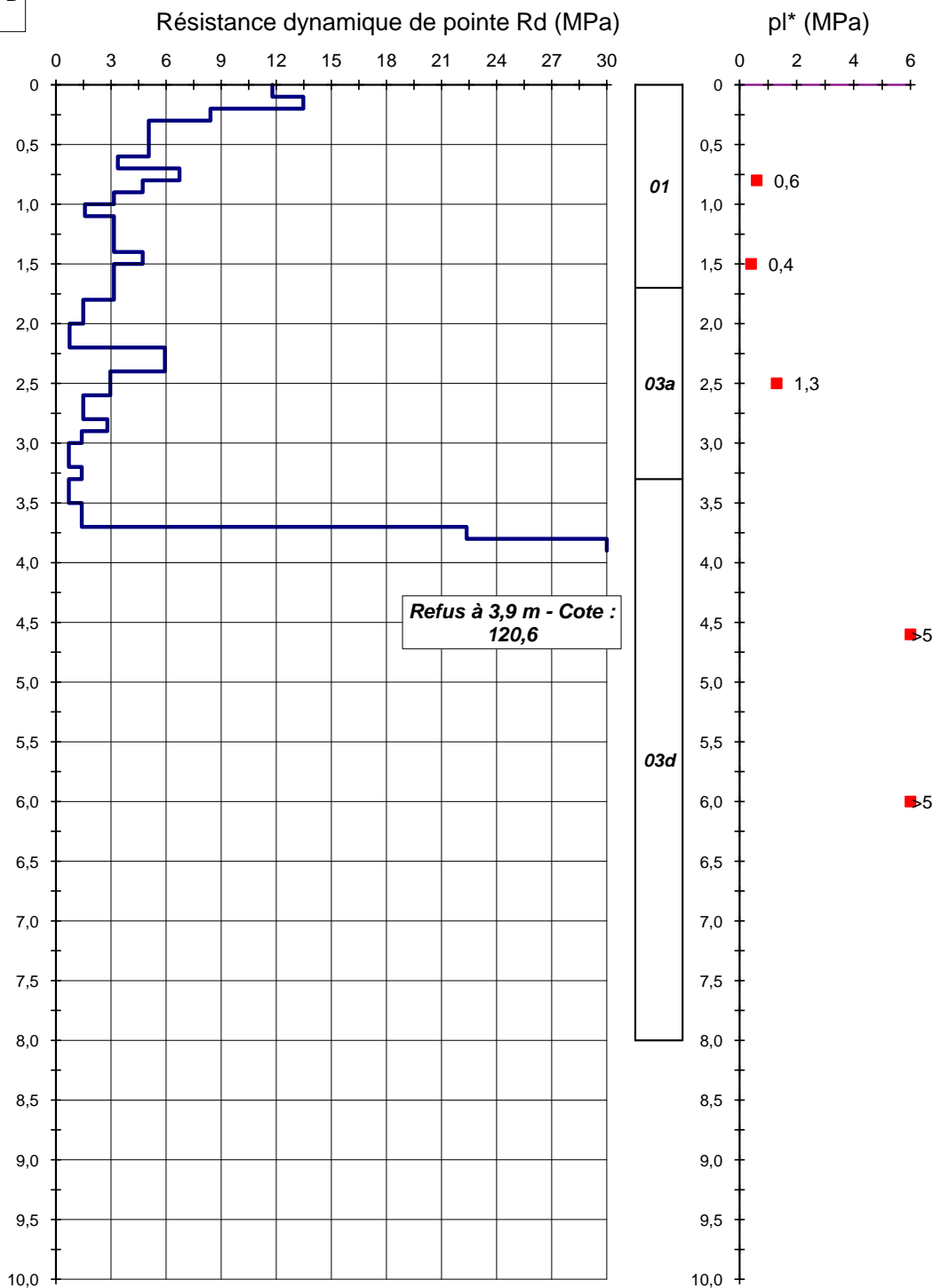


SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB5/SP5

Lieu : CHOLET (49) **Projet :** Construction de logements **Cote :** 124,50 NGF
Adresse : Avenue du Maréchal Leclerc **Dossier :** Pca2020-12-236 **Date :** 16/02/2021

Pénétromètre Type B
NF P 94-115

| Caractéristiques du pénétromètre | |
|----------------------------------|------|
| Masse du mouton (kg) | 63,5 |
| Masse enclume + guide (kg) | 18 |
| Masse d'une tige (kg) | 6 |
| Masse de la pointe (kg) | 0,62 |
| Hauteur de chute (m) | 0,75 |
| Section de la pointe (cm²) | 20 |





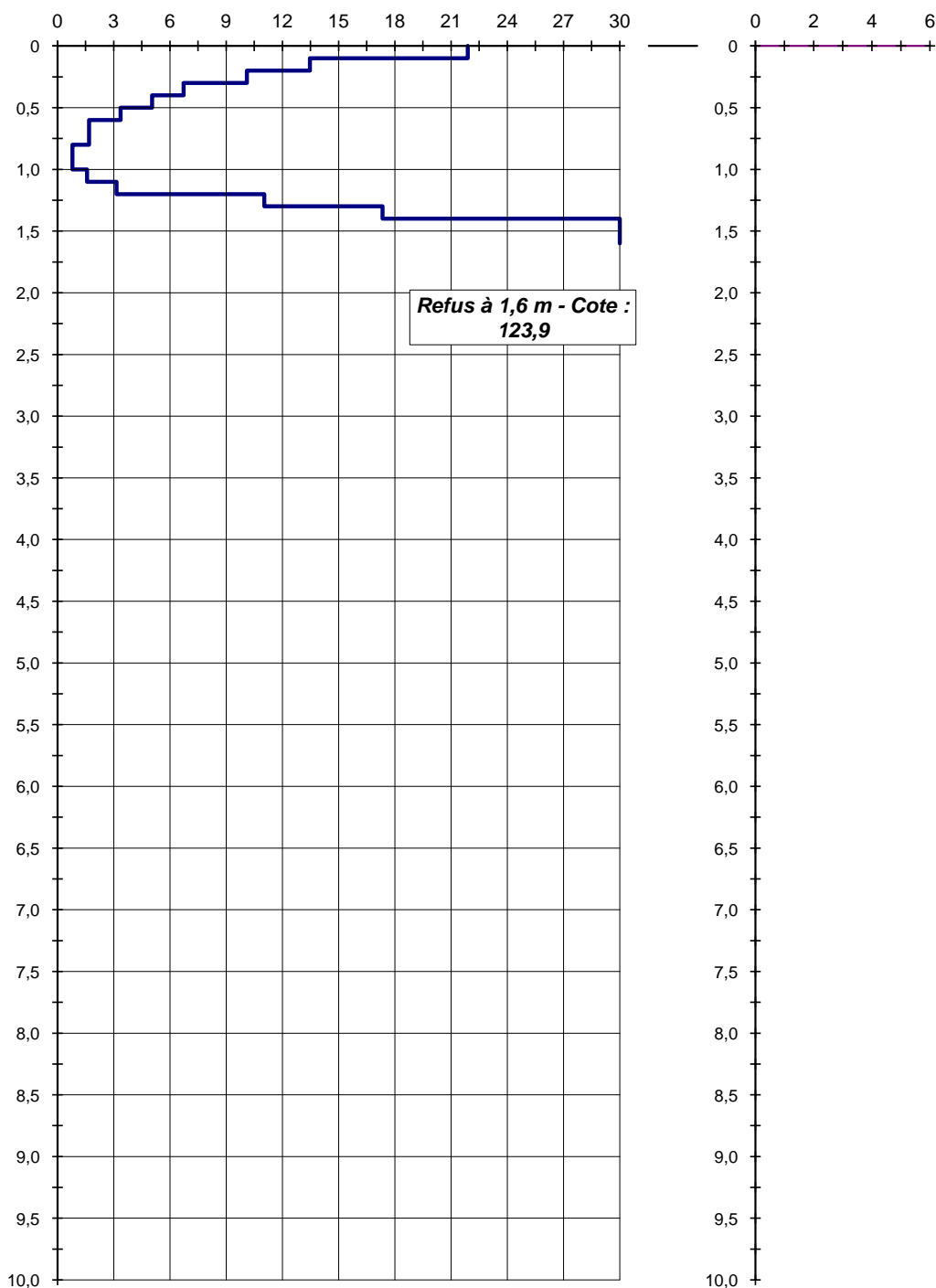
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB6

Lieu : CHOLET (49) **Projet :** Construction de logements **Cote :** 125,50 NGF
Adresse : Avenue du Maréchal Leclerc **Dossier :** Pca2020-12-236 **Date :** 16/02/2021

Pénétromètre Type B
NF P 94-115

Résistance dynamique de pointe R_d (MPa)

pl^* (MPa)



| Caractéristiques du pénétromètre | |
|---|------|
| Masse du mouton (kg) | 63,5 |
| Masse enclume + guide (kg) | 18 |
| Masse d'une tige (kg) | 6 |
| Masse de la pointe perdue (kg) | 0,62 |
| Hauteur de chute (m) | 0,75 |
| Section de la pointe (cm ²) | 20 |

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB7

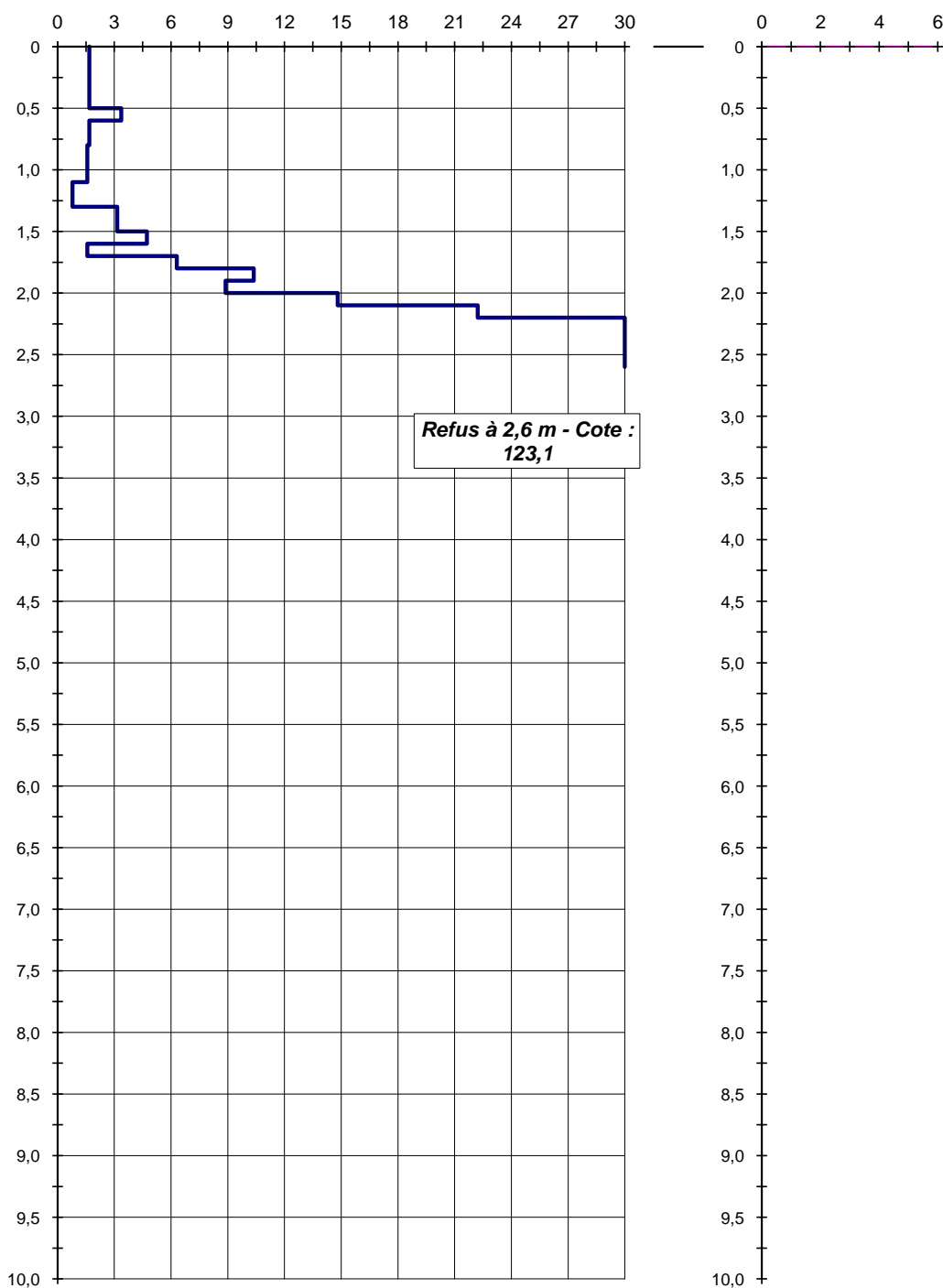
Lieu : CHOLET (49) **Projet :** Construction de logements **Cote :** 125,70 NGF
Adresse : Avenue du Maréchal Leclerc **Dossier :** Pca2020-12-236 **Date :** 16/02/2021

Pénétromètre Type B
NF P 94-115

Résistance dynamique de pointe R_d (MPa)

pl^* (MPa)

| Caractéristiques du pénétromètre | |
|----------------------------------|------|
| Masse du mouton (kg) | 63,5 |
| Masse enclume + guide | 18 |
| Masse d'une tige (kg) | 6 |
| Masse d'une pointe | 0,62 |
| Hauteur de chute (m) | 0,75 |
| Section de la pointe (cm²) | 20 |



SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB8/SP8

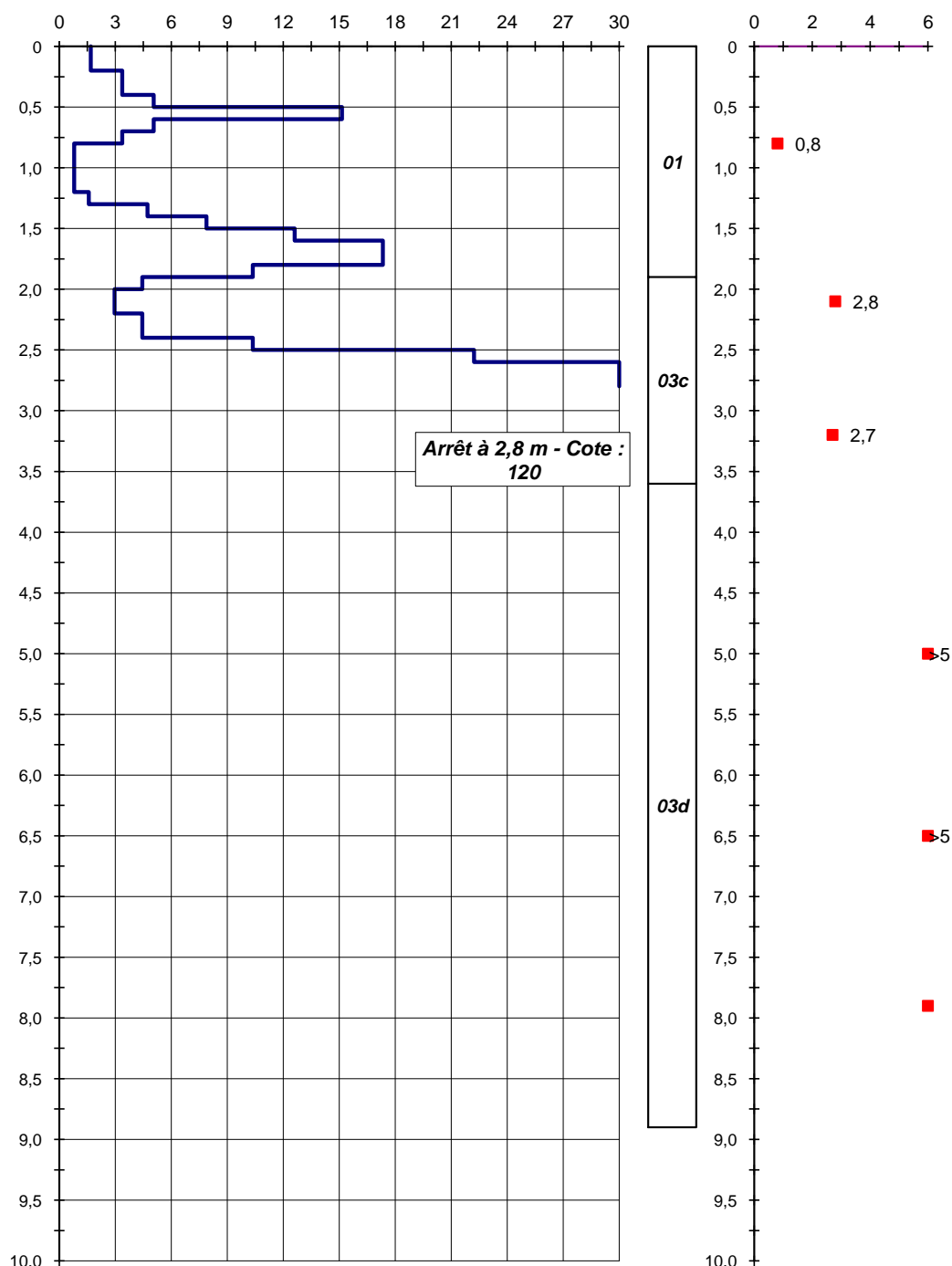
Lieu : CHOLET (49) **Projet :** Construction de logements **Cote :** 122,80 NGF
Adresse : Avenue du Maréchal Leclerc **Dossier :** Pca2020-12-236 **Date :** 16/02/2021

Pénétromètre Type B
NF P 94-115

Résistance dynamique de pointe R_d (MPa)

p_l^* (MPa)

| Caractéristiques du pénétromètre | |
|---|------|
| Masse du mouton (kg) | 63,5 |
| Masse enclume + guide (kg) | 18 |
| Masse d'une tige (kg) | 6 |
| Masse de la pointe (kg) | 0,62 |
| Hauteur de chute (m) | 0,75 |
| Section de la pointe (cm ²) | 20 |





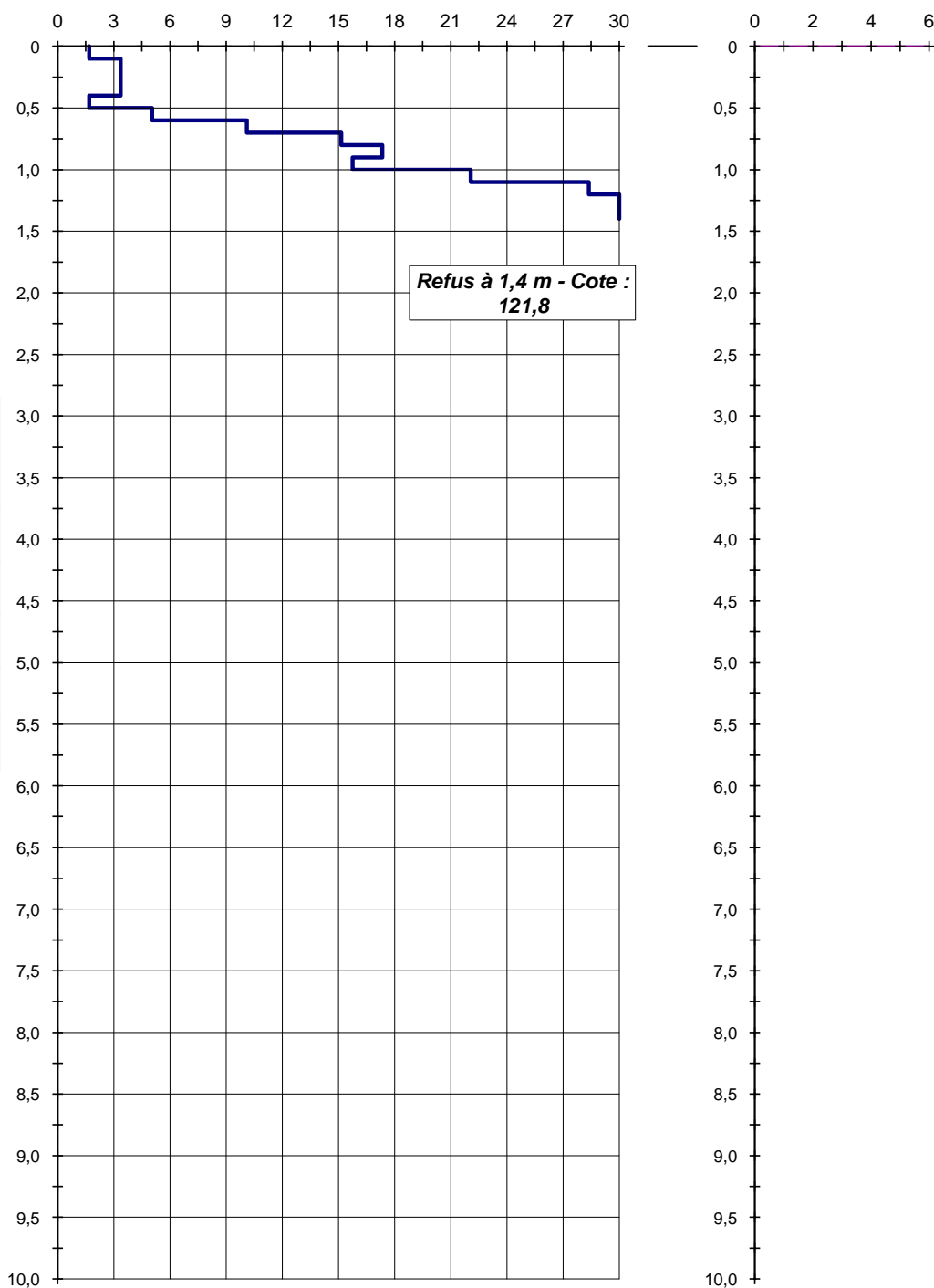
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB9

Lieu : CHOLET (49) **Projet :** Construction de logements **Cote :** 123,20 NGF
Adresse : Avenue du Maréchal Leclerc **Dossier :** Pca2020-12-236 **Date :** 16/02/2021

Pénétrömètre Type B
NF P 94-115

Résistance dynamique de pointe R_d (MPa)

pl^* (MPa)



| Caractéristiques du pénétrömètre | |
|----------------------------------|------|
| Masse du mouton (kg) | 63,5 |
| Masse enclume + guide (kg) | 18 |
| Masse d'une tige (kg) | 6 |
| Masse de la pointe perdue (kg) | 0,62 |
| Hauteur de chute (m) | 0,75 |
| Section de la pointe (cm²) | 20 |



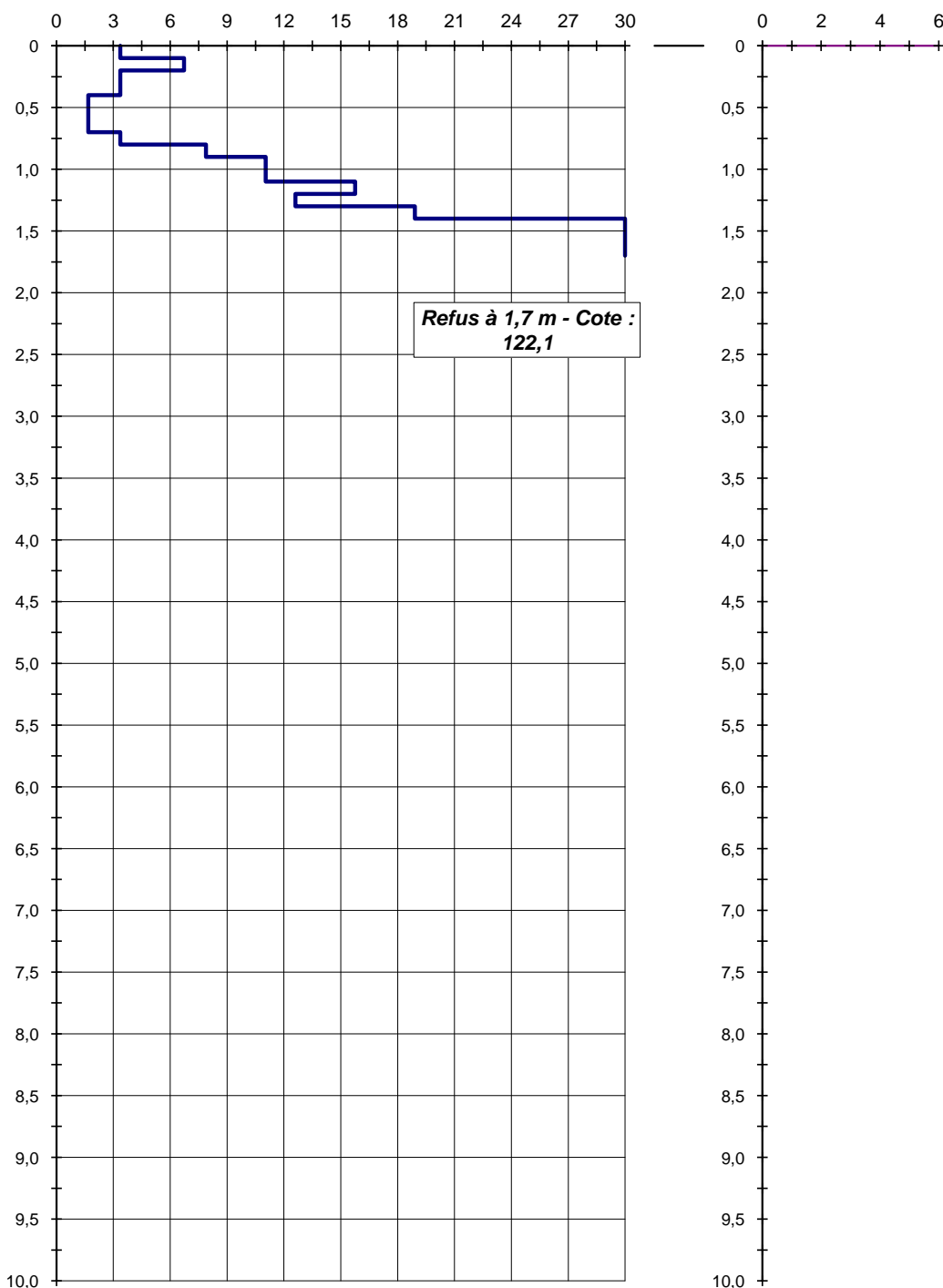
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB10

Lieu : CHOLET (49) **Projet :** Construction de logements **Cote :** 123,80 NGF
Adresse : Avenue du Maréchal Leclerc **Dossier :** Pca2020-12-236 **Date :** 16/02/2021

Pénétromètre Type B
NF P 94-115

Résistance dynamique de pointe R_d (MPa)

pl^* (MPa)



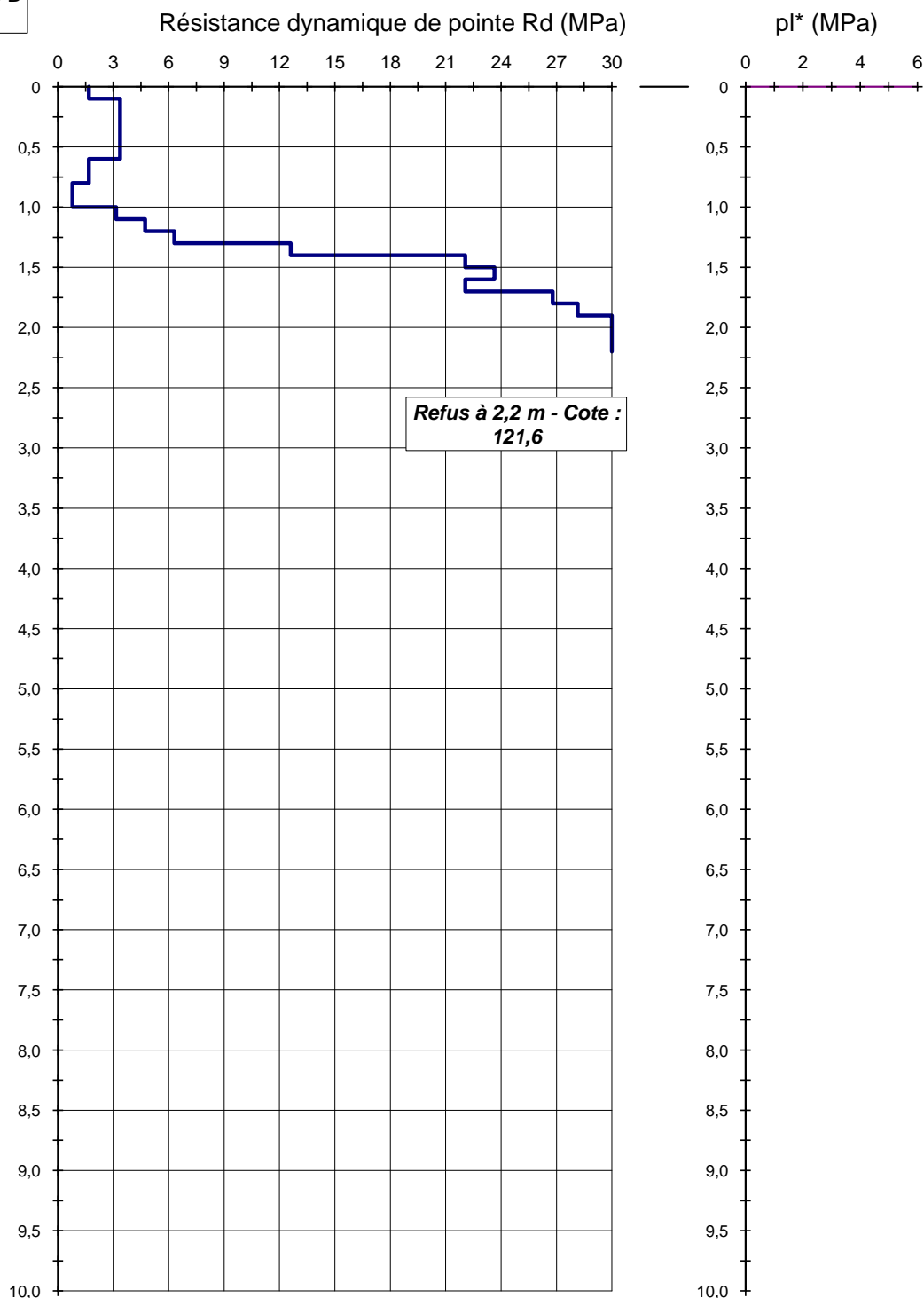
| Caractéristiques du pénétromètre | |
|----------------------------------|------|
| Masse du mouton (kg) | 63,5 |
| Masse enclume + guide | 18 |
| Masse d'une tige (kg) | 6 |
| Masse d'une pointe | 0,62 |
| Hauteur de chute (m) | 0,75 |
| Section de la pointe (cm²) | 20 |

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB11

Lieu : CHOLET (49) **Projet :** Construction de logements **Cote :** 123,80 NGF
Adresse : Avenue du Maréchal Leclerc **Dossier :** Pca2020-12-236 **Date :** 16/02/2021

Pénétromètre Type B
NF P 94-115

| Caractéristiques du pénétromètre | |
|----------------------------------|------|
| Masse du mouton (kg) | 63,5 |
| Masse enclume + guide (kg) | 18 |
| Masse d'une tige (kg) | 6 |
| Masse de la pointe (kg) | 0,62 |
| Hauteur de chute (m) | 0,75 |
| Section de la pointe (cm²) | 20 |

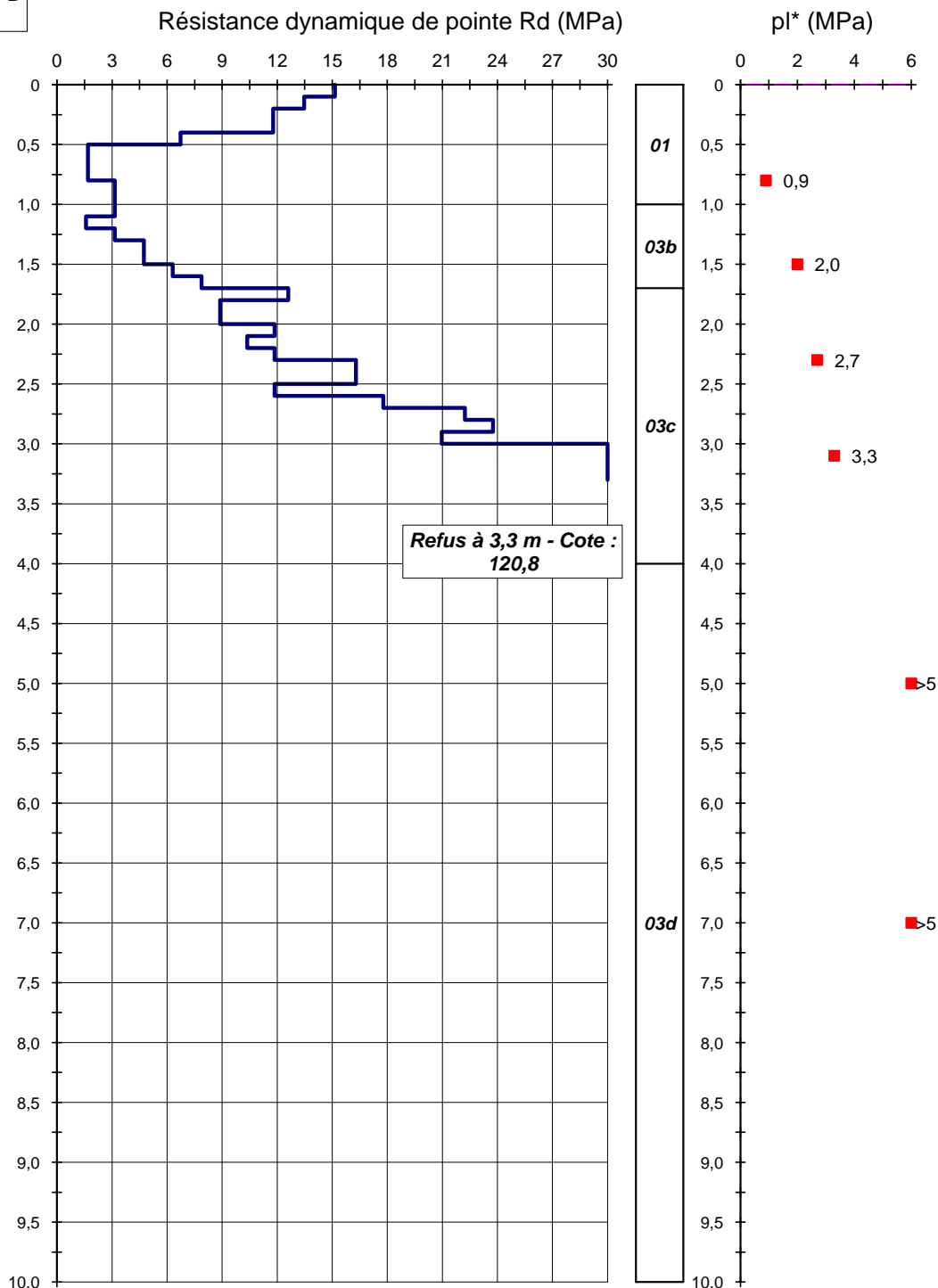


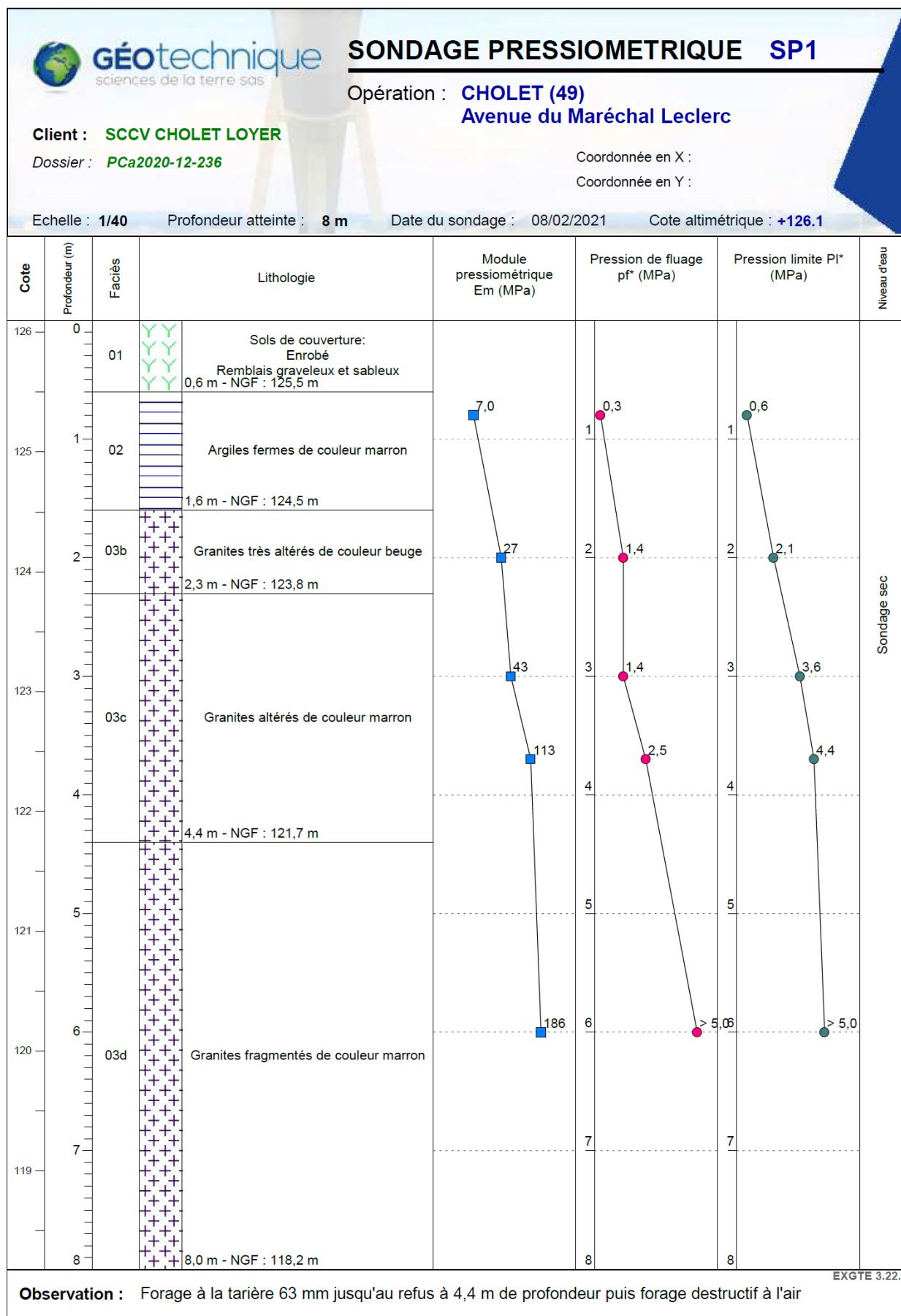
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB12/SP12

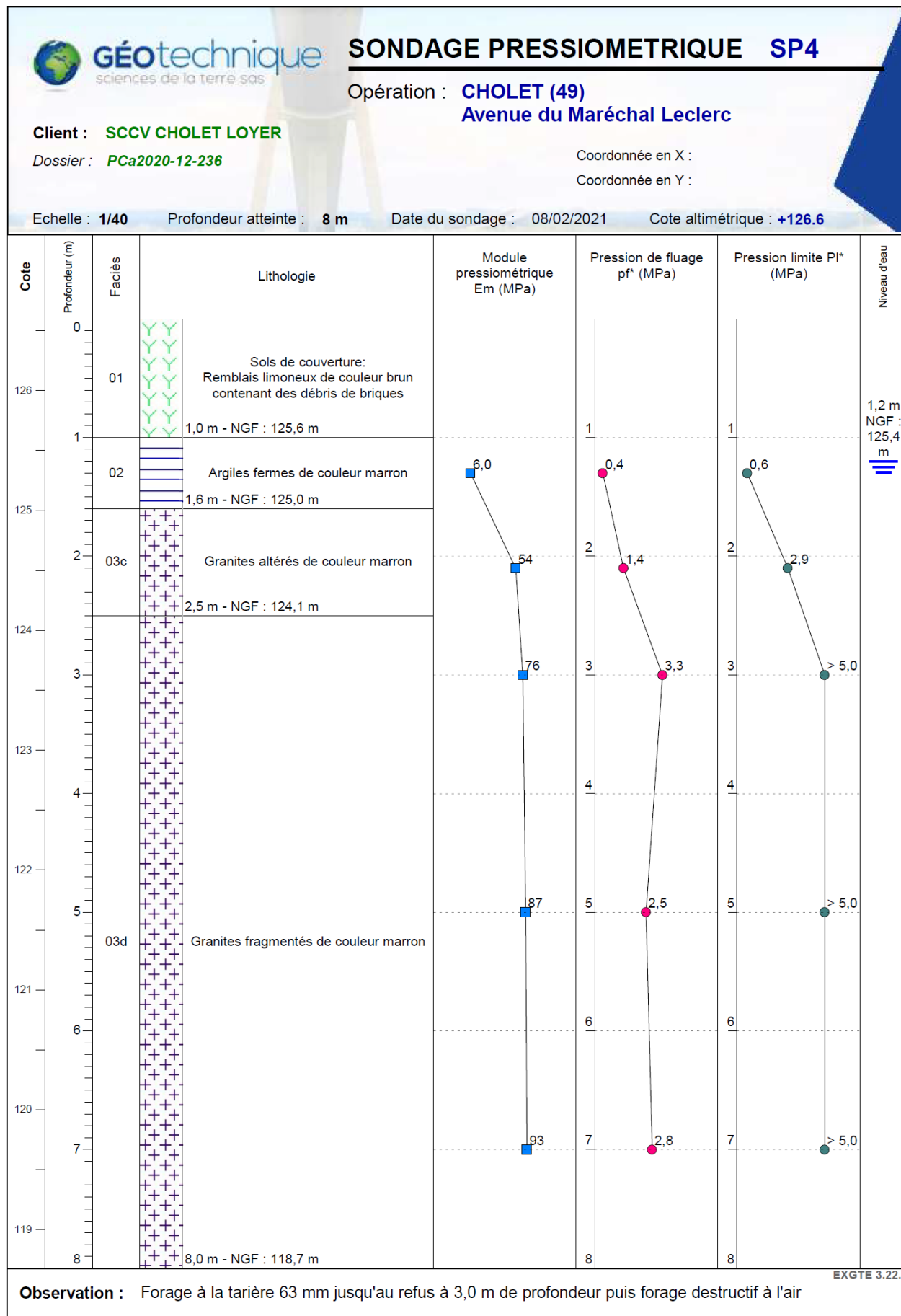
Lieu : CHOLET (49) **Projet :** Construction de logements **Cote :** 124,10 NGF
Adresse : Avenue du Maréchal Leclerc **Dossier :** Pca2020-12-236 **Date :** 16/02/2021

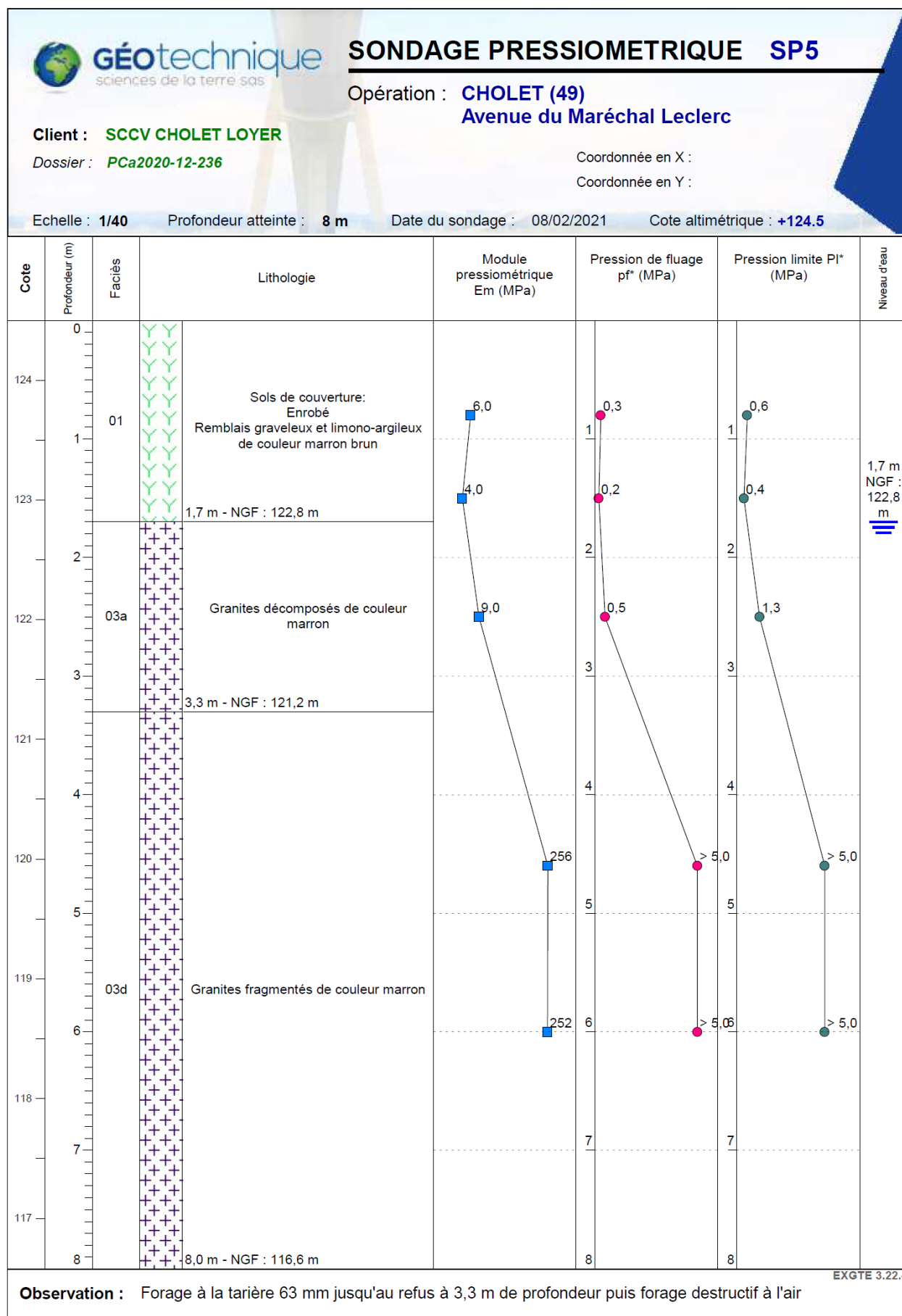
Pénétrömètre Type B
NF P 94-115

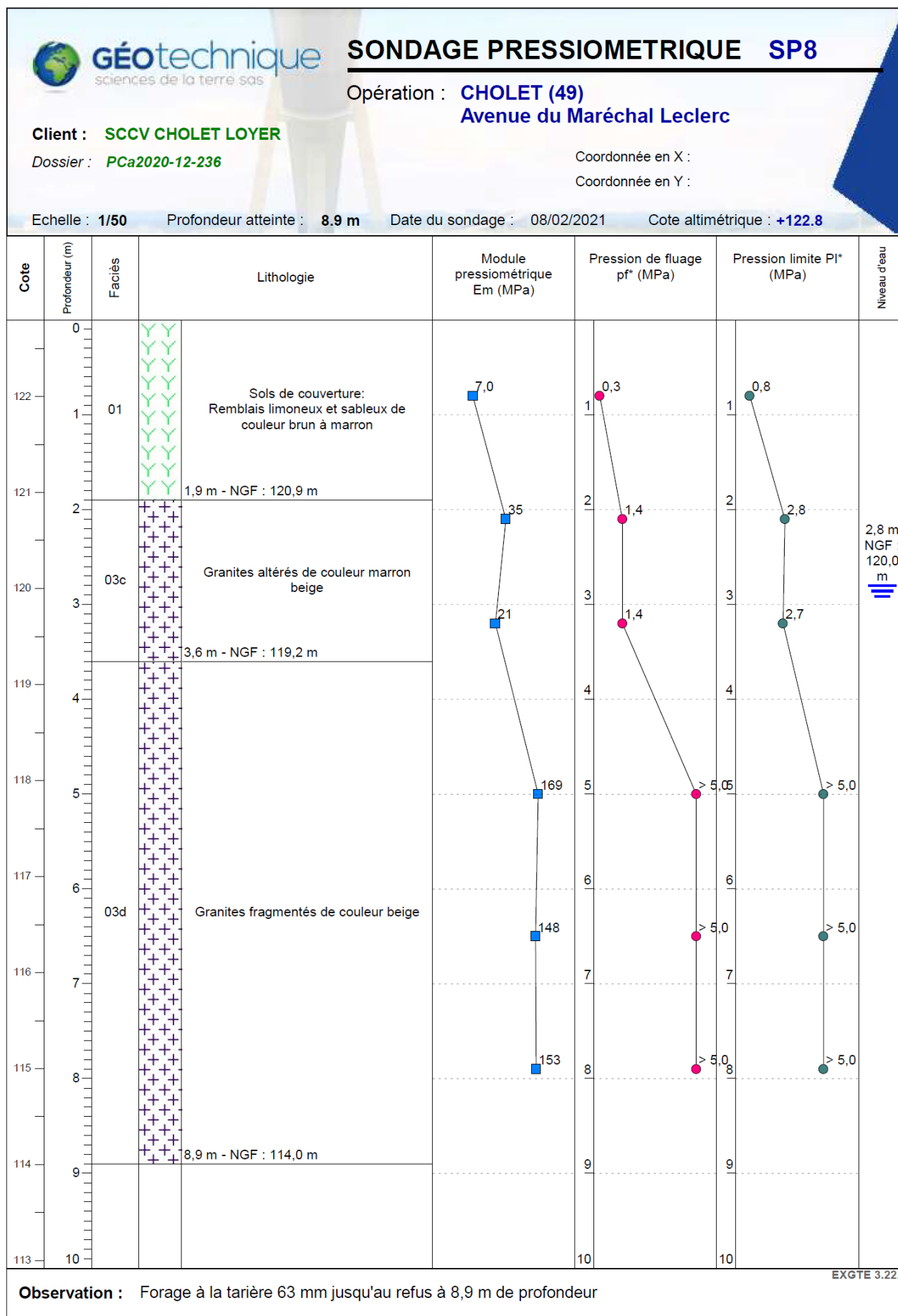
| Caractéristiques du pénétrömètre | |
|----------------------------------|------|
| Masse du mouton (kg) | 63,5 |
| Masse enclume + guid e (kg) | 18 |
| Masse d'une tige (kg) | 6 |
| Massede la pointe perdue (kg) | 0,62 |
| Hauteur de chute (m) | 0,75 |
| Section de la pointe (cm²) | 20 |

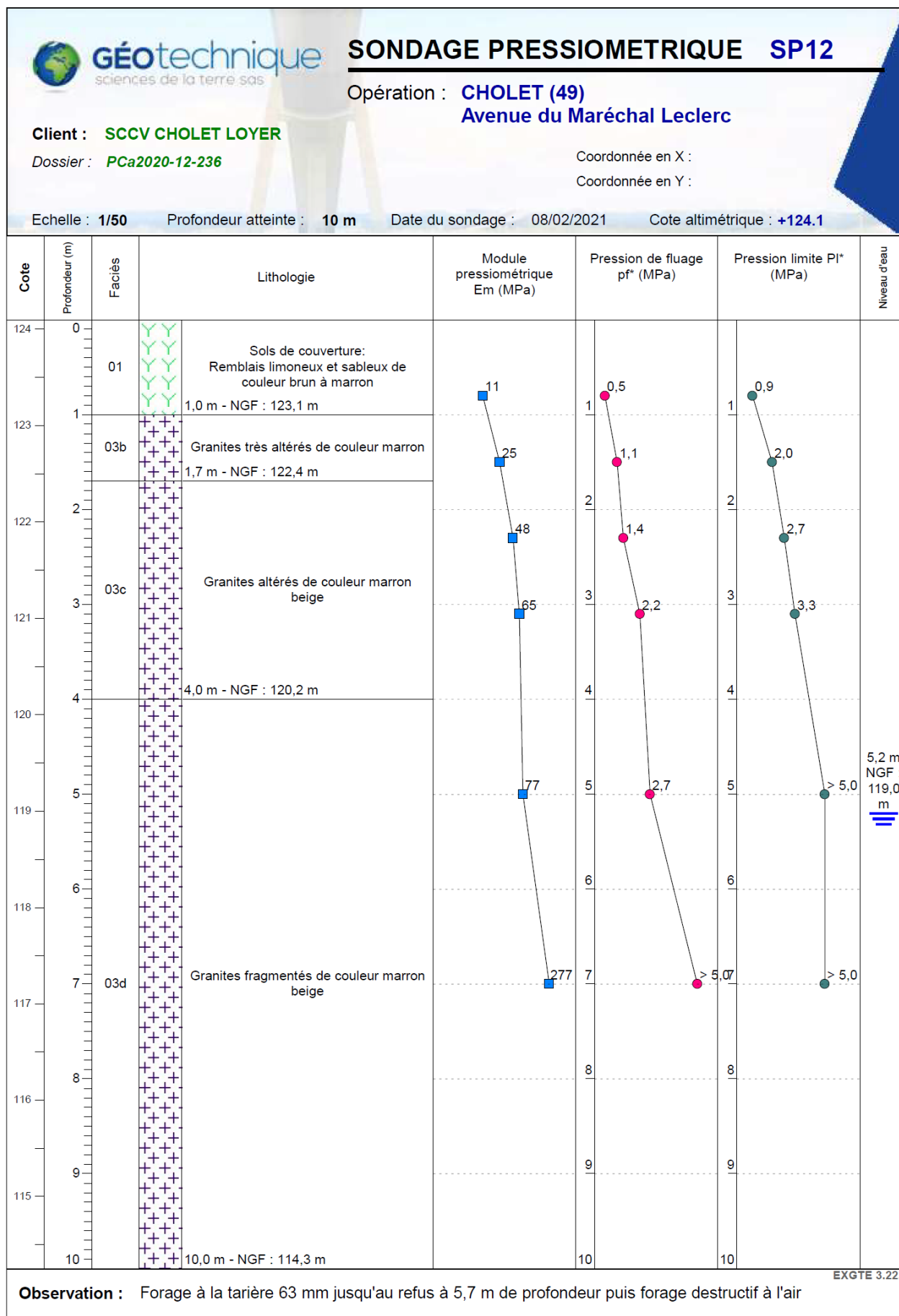


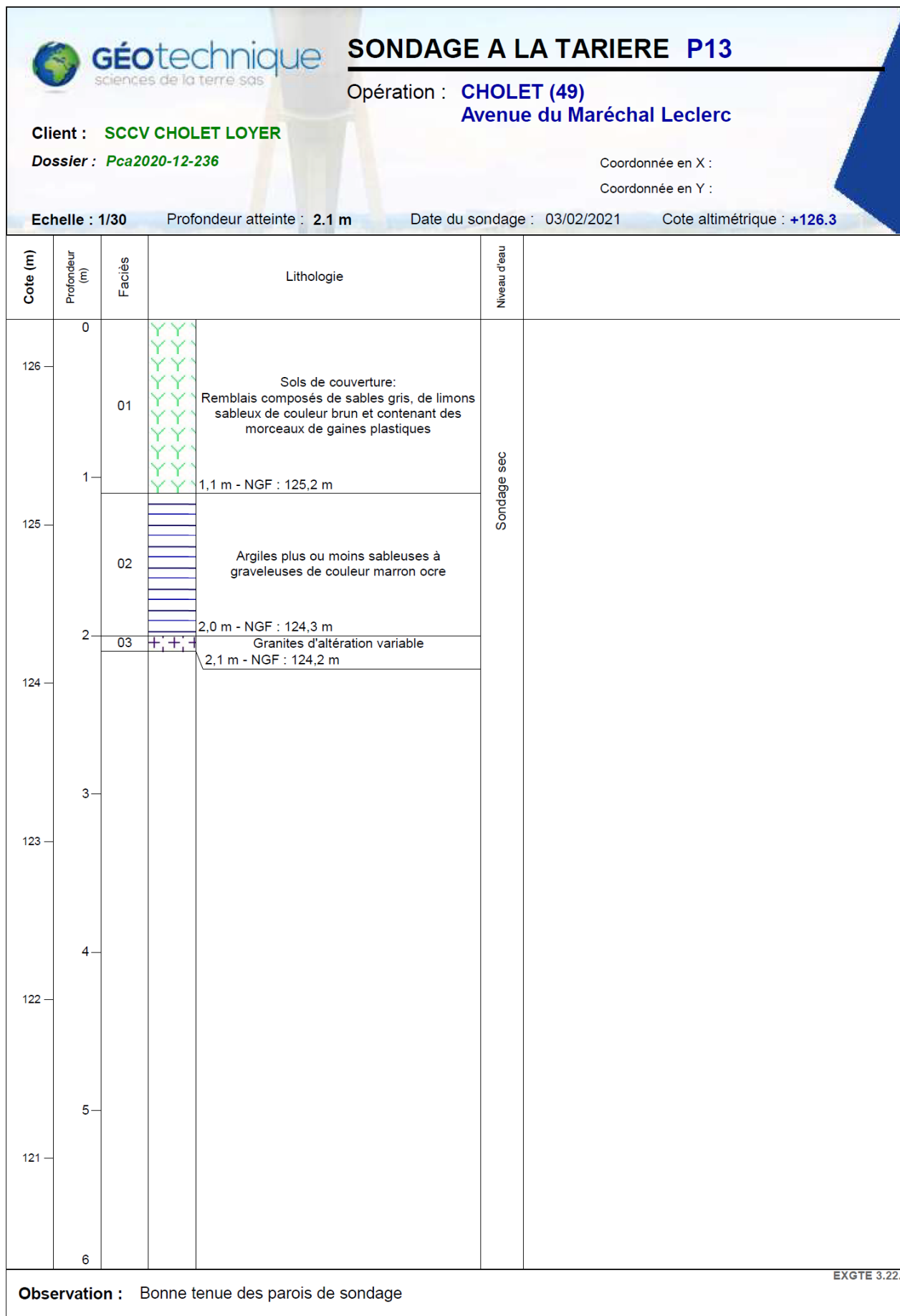




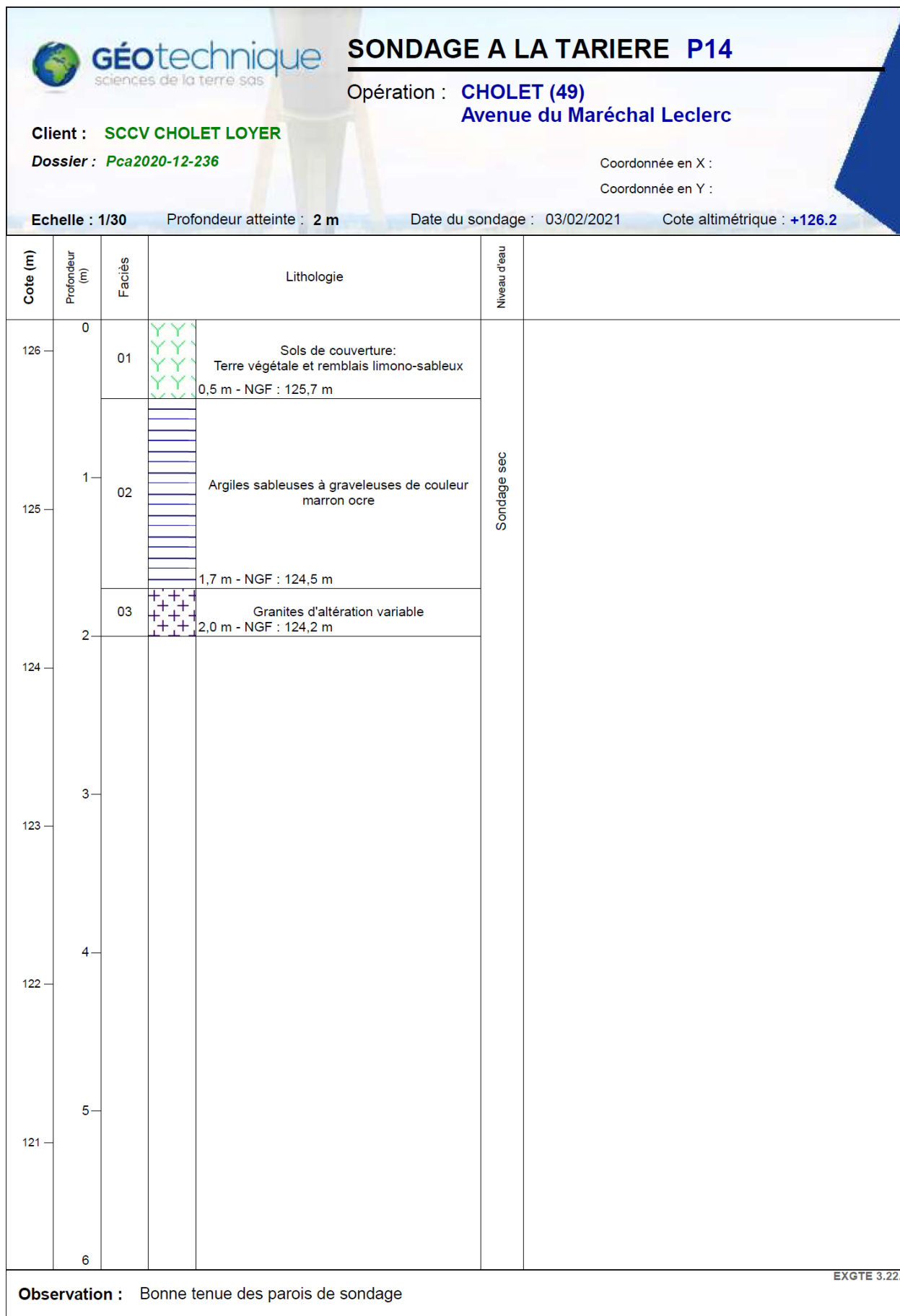








Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr





SONDAGE A LA TARIERE P15

Opération : **CHOLET (49)**
Avenue du Maréchal Leclerc

Client : **SCCV CHOLET LOYER**

Dossier : **Pca2020-12-236**

Coordonnée en X :

Coordonnée en Y :

Echelle : 1/30

Profondeur atteinte : 1.9 m

Date du sondage : 03/02/2021

Cote altimétrique : **+125.9**

| Cote (m) | Profondeur (m) | Faciès | Lithologie | Niveau d'eau |
|----------|----------------|--------|---|--------------|
| 0 | 0 | 01 | Sols de couverture: Remblais sableux et graveleux de couleur brun contenant des débris de béton armé et de plastiques 0,8 m - NGF : 125,1 m | Sondage sec |
| 125 | 1 | 02 | Argiles sableuses à graveleuses de couleur marron ocre 1,9 m - NGF : 124,0 m | |
| 124 | 2 | | | |
| 123 | 3 | | | |
| 122 | 4 | | | |
| 121 | 5 | | | |
| 120 | 6 | | | |

EXGTE 3.22.4

Observation : Bonne tenue des parois de sondage

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr



SONDAGE A LA TARIERE P16

Opération : **CHOLET (49)**
Avenue du Maréchal Leclerc

Client : **SCCV CHOLET LOYER**

Dossier : **Pca2020-12-236**

Coordonnée en X :

Coordonnée en Y :

Echelle : 1/30

Profondeur atteinte : 1.9 m

Date du sondage : 03/02/2021

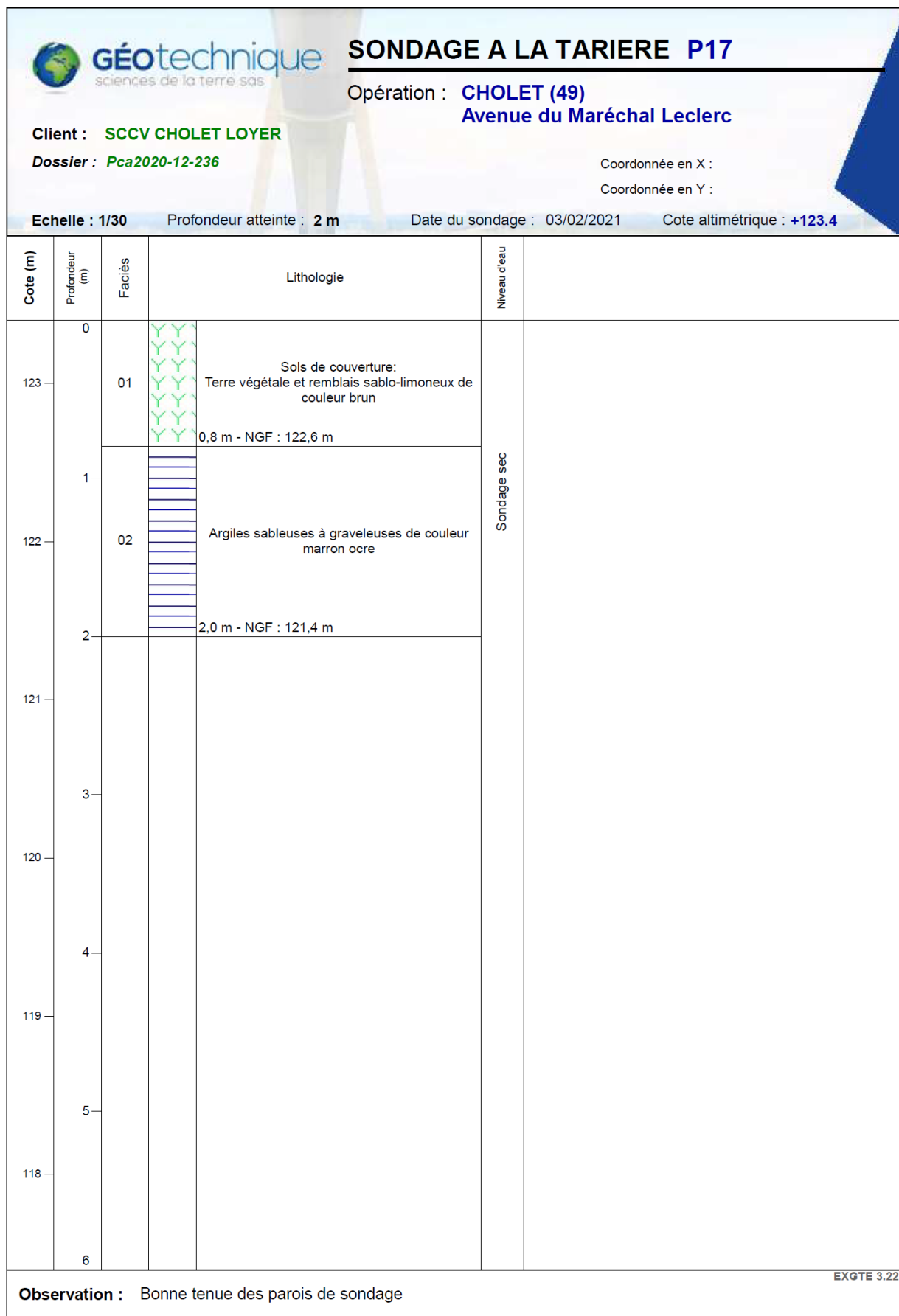
Cote altimétrique : +124.6

| Cote (m) | Profondeur (m) | Facès | Lithologie | Niveau d'eau |
|----------|----------------|-------|--|--------------|
| 0 | 0 | 01 | Sols de couverture: Remblais graveleux et limono-sableux de couleur brun 0,4 m - NGF : 124,2 m | Sondage sec |
| 124 | 1 | 02 | Argiles sableuses à graveleuses de couleur marron ocre 1,7 m - NGF : 122,9 m | |
| 123 | 2 | | | |
| 122 | 3 | | | |
| 121 | 4 | | | |
| 120 | 5 | | | |
| 119 | 6 | | | |

Observation : Bonne tenue des parois de sondage

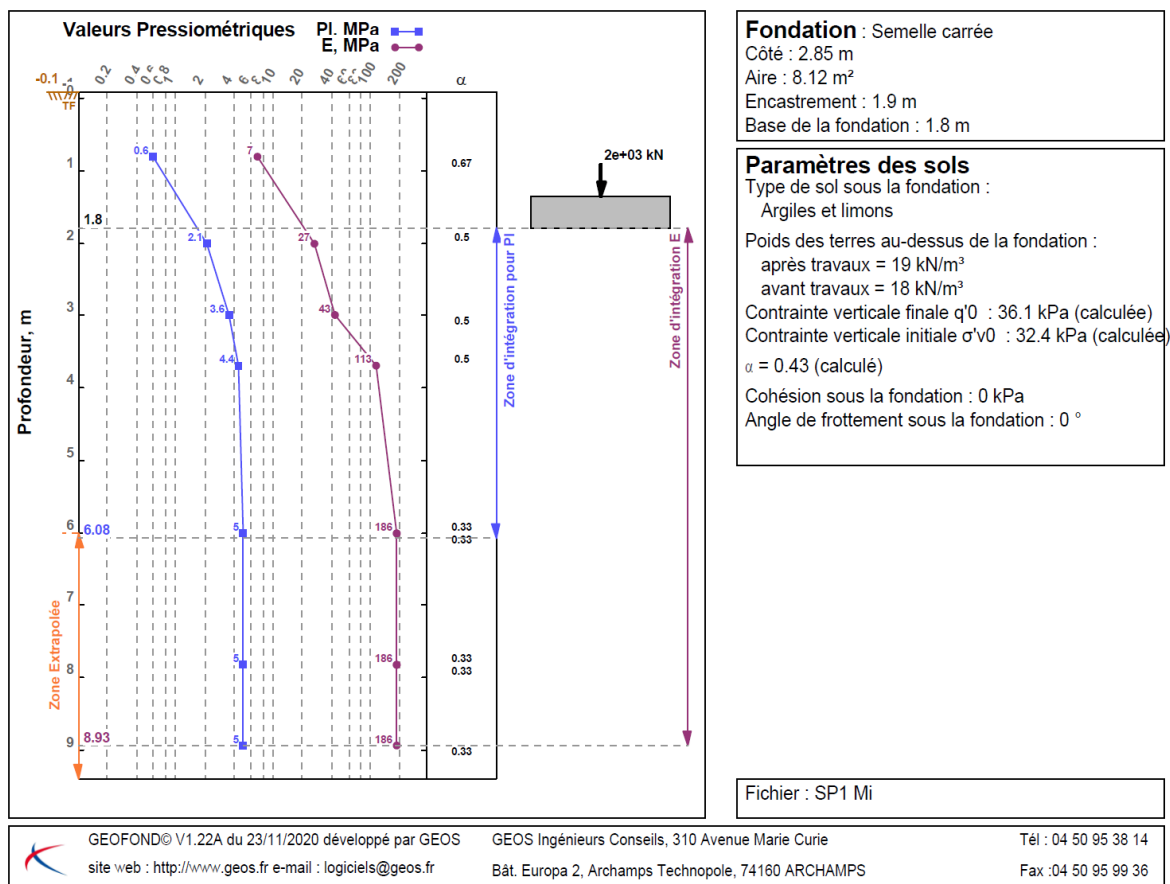
EXGTE 3.22.4

Logiciel JEAN LUTZ S.A. - www.jeanlutzsa.fr



Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

Annexe 4 : Notes de calculs



Données :


| N° | Etat-limite | F (kN) | δ (°) | e_B (m) | e_L (m) | V_d (kN) | H_d (kN) | M_x (kN.m) | M_y (kN.m) | $\sigma_{V,d}$ (kPa) |
|----|--------------|--------|--------------|-----------|-----------|------------|------------|--------------|--------------|----------------------|
| 1 | ELS Q.P.L.T. | 2000 | 0 | 0 | 0 | 2000 | 0 | 0 | 0 | 246.2 |

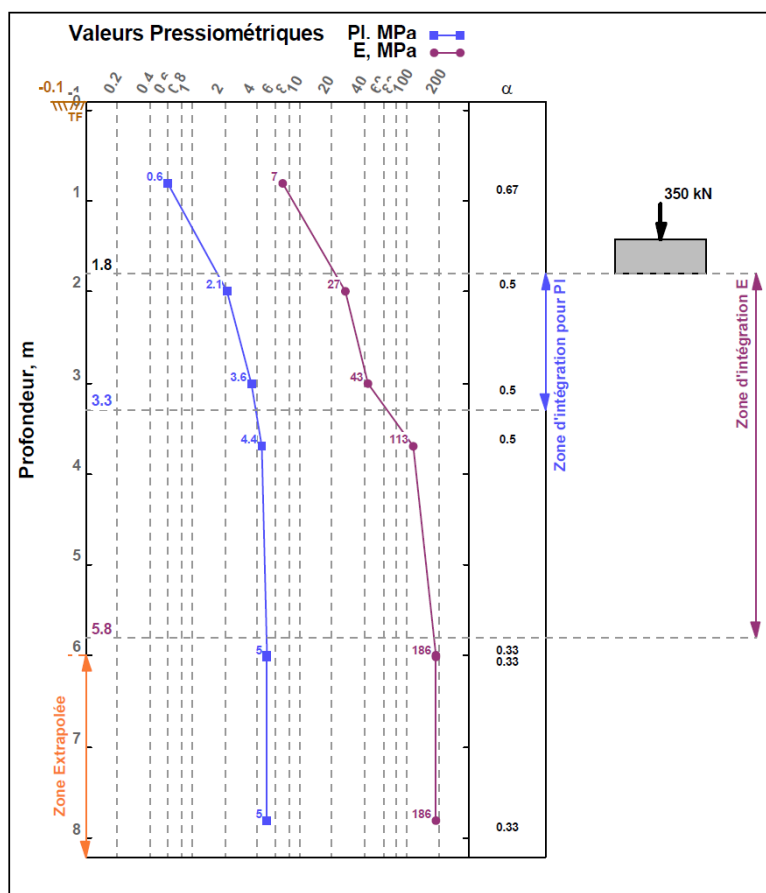
Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

| N° | h_r (m) | D_e (m) | k_p | p_{le} (MPa) | i_δ | $i_{\delta\beta}$ | q_{net} (kPa) | A' (m ²) | $\gamma'_{r,v}$ | $R_{v,d}$ (kN) | Excentricité | $R_{h,d}$ (kN) |
|----|-----------|-----------|-------|----------------|------------|-------------------|-----------------|------------------------|-----------------|----------------|--------------|-----------------|
| 1 | 4.28 | 0.326 | 0.848 | 3.87 | 1 | 1 | 3277 | 8.12 | 2.3 | 9938 vérifié | vérifié | Non calc. (ELS) |

Tassements suivant la NF P 94-261 :

| N° | q_{ref} (kPa) | E_c (MPa) | E_d (MPa) | λ_c | λ_d | S_c (cm) | S_d (cm) | S_f (cm) |
|----|-----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------------|------------|------------|
| 1 | 246 | 32.4 | 75.3 | 1.1 | 1.12 | 0.115 | 0.0777 | 0.193 |

| | | |
|---|-----------------------------------|-------------------------------|
| Pca2020-12-236_MLF16/02/2021 14:58 | CHOLET (49) | FIGURE 1 |
|  GÉotechnique sciences de la terre sas | Avenue du Maréchal Leclerc SP1 | |
| GEOTECHNIQUE SAS - OUEST - 2070336041 | | |



Fondation : Semelle filante

Largeur : 1 m
Aire : 1 m²
Encastrement : 1.9 m
Base de la fondation : 1.8 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :
Argiles et limons

Poids des terres au-dessus de la fondation :
après travaux = 19 kN/m³
avant travaux = 18 kN/m³

Contrainte verticale finale q'_0 : 36.1 kPa (calculée)
Contrainte verticale initiale σ'_{v0} : 32.4 kPa (calculée)

$\alpha = 0.484$ (calculé)

Cohésion sous la fondation : 0 kPa
Angle de frottement sous la fondation : 0 °

Fichier : SP1 Sf



GEOFOND® V1.22A du 23/11/2020 développé par GEOS
site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 310 Avenue Marie Curie
Bât. Europa 2, Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
Fax : 04 50 95 99 36

Données :

| N° | Etat-limite | F (kN) | δ (°) | e (m) | V _d (kN) | H _d (kN) | M (kN.m) | $\sigma_{V,d}$ (kPa) |
|----|--------------|--------|--------------|-------|---------------------|---------------------|----------|----------------------|
| 1 | ELS Q.P.L.T. | 350 | 0 | 0 | 350 | 0 | 0 | 350 |

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

| N° | h_r (m) | D_e (m) | k_p | p_{le} (MPa) | i_δ | $i_{\delta\beta}$ | q_{net} (kPa) | A' (m ²) | $\gamma'_{r,v}$ | R _{v,d} (kN) | Excentricité | R _{h,d} (kN) |
|----|-----------|-----------|-------|----------------|------------|-------------------|-----------------|----------------------|-----------------|-----------------------|--------------|-----------------------|
| 1 | 1.5 | 0.452 | 0.893 | 2.78 | 1 | 1 | 2486 | 1 | 2.3 | 936.9 vérifié | vérifié | Non calc. (ELS) |

Tassements suivant la NF P 94-261 :

| N° | q_{ref} (kPa) | E_c (MPa) | E_d (MPa) | λ_c | λ_d | S_c (cm) | S_d (cm) | S_f (cm) |
|----|-----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------------|------------|------------|
| 1 | 350 | 25.4 | 42.4 | 1.5 | 2.65 | 0.105 | 0.205 | 0.31 |

Pca2020-12-236 _ ML15/02/2021 16:08

CHOLET (49)



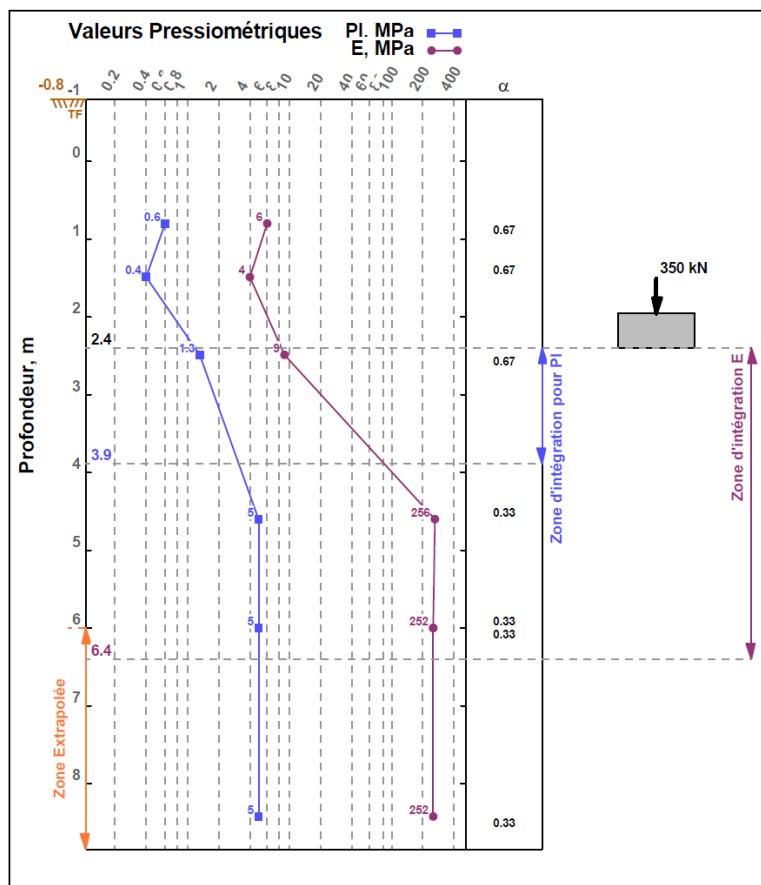
Avenue du Maréchal Leclerc
SP1

FIGURE

2

GEOTECHNIQUE SAS - OUEST - 2070336041





Fondation : Semelle filante

Largeur : 1 m

Aire : 1 m²

Encastrement : 3.2 m

Base de la fondation : 2.4 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Argiles et limons

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 19 kN/m³

avant travaux = 18 kN/m³

Contrainte verticale finale q'_0 : 60.8 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale σ'_{v0} : 43.2 kPa (calculée)

$\alpha = 0.461$ (calculé)

Cohésion sous la fondation : 0 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 0 °

Fichier : SP5 SF



GEOFOND® V1.22A du 23/11/2020 développé par GEOS
site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 310 Avenue Marie Curie
Bât. Europa 2, Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
Fax : 04 50 95 99 36

Données :

| N° | Etat-limite | F (kN) | δ (°) | e (m) | V_d (kN) | H_d (kN) | M (kN.m) | $\sigma_{V,d}$ (kPa) |
|----|--------------|--------|--------------|-------|------------|------------|----------|----------------------|
| 1 | ELS Q.P.L.T. | 350 | 0 | 0 | 350 | 0 | 0 | 350 |

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

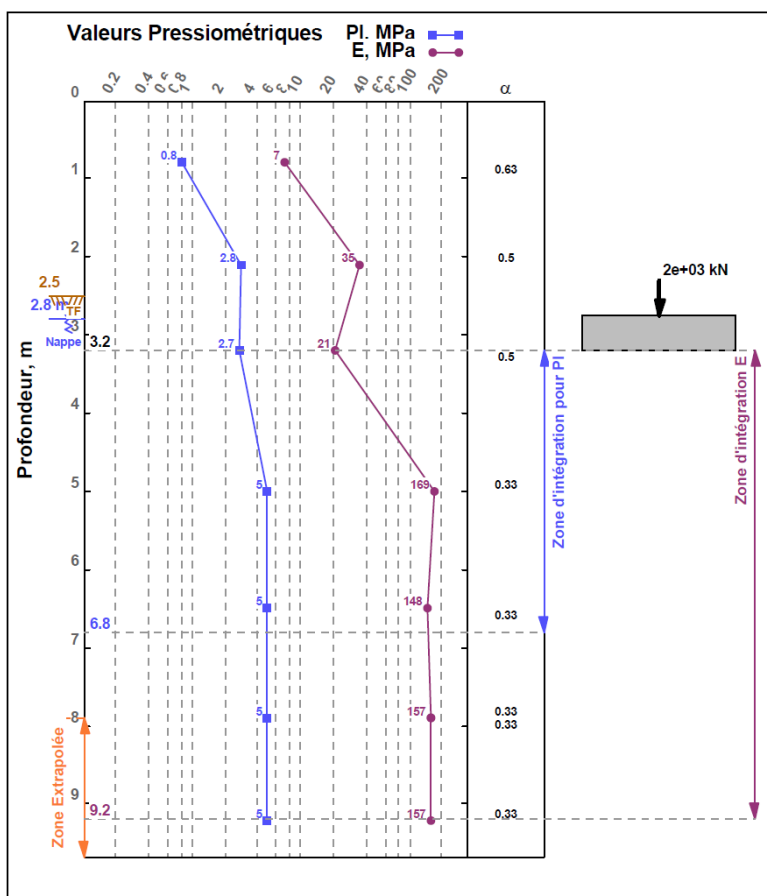
| N° | h_r (m) | D_e (m) | k_p | p_{ie} (MPa) | i_δ | $i_{\delta\beta}$ | q_{net} (kPa) | A' (m ²) | $\gamma'_{r,v}$ | $R_{v,d}$ (kN) | Excentricité | $R_{h,d}$ (kN) |
|----|-----------|-----------|-------|----------------|------------|-------------------|-----------------|------------------------|-----------------|----------------|--------------|-----------------|
| 1 | 1.5 | 1.22 | 0.978 | 1.97 | 1 | 1 | 1926 | 1 | 2.3 | 758.8 vérifié | vérifié | Non calc. (ELS) |

Tassements suivant la NF P 94-261 :

| N° | q_{ref} (kPa) | E_c (MPa) | E_d (MPa) | λ_c | λ_d | S_c (cm) | S_d (cm) | S_f (cm) |
|----|-----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------------|------------|------------|
| 1 | 350 | 9.58 | 17.4 | 1.5 | 2.65 | 0.331 | 0.465 | 0.796 |

| | | |
|-------------------------------------|---|-------------------------------|
| Pca2020-12-236 _ ML15/02/2021 16:12 | CHOLET (49) Avenue du Maréchal Leclerc SP5 | FIGURE 5 |
|-------------------------------------|---|-------------------------------|

GEOTECHNIQUE SAS - OUEST - 2070336041



Fondation : Semelle carrée

Côté : 2.4 m

Aire : 5.76 m²

Encastrement : 0.7 m

Base de la fondation : 3.2 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Argiles et limons

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 19 kN/m³

avant travaux = 18 kN/m³

Contrainte verticale finale $q'0$: 9.3 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale $\sigma'v0$: 53.6 kPa (calculée)

α = 0.362 (calculé)

Cohésion sous la fondation : 0 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 0°

Profondeur de la nappe: 2.8 m/TN

Fichier : SP8 Mi



GEOFOND© V1.22A du 23/11/2020 développé par GEOS
site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 310 Avenue Marie Curie
Bât. Europa 2, Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
Fax : 04 50 95 99 36

Données :

| N° | Etat-limite | F (kN) | δ (°) | e_B (m) | e_L (m) | V_d (kN) | H_d (kN) | M_x (kN.m) | M_y (kN.m) | $\sigma_{V;d}$ (kPa) |
|----|--------------|--------|--------------|-----------|-----------|------------|------------|--------------|--------------|----------------------|
| 1 | ELS Q.P.L.T. | 2000 | 0 | 0 | 0 | 2000 | 0 | 0 | 0 | 347.2 |

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

| N° | h_f (m) | D_e (m) | k_p | p_{le} (MPa) | i_δ | $i_{\delta\beta}$ | q_{net} (kPa) | A' (m ²) | $\gamma'_{r,v}$ | $R_{v;d}$ (kN) | Excentricité | $R_{h;d}$ (kN) |
|----|-----------|-----------|-------|----------------|------------|-------------------|-----------------|------------------------|-----------------|----------------|--------------|-----------------|
| 1 | 3.6 | 0.446 | 0.874 | 4.29 | 1 | 1 | 3746 | 5.76 | 2.3 | 7871 vérifié | vérifié | Non calc. (ELS) |

Tassements suivant la NF P 94-261 :

| N° | q_{ref} (kPa) | E_c (MPa) | E_d (MPa) | λ_c | λ_d | S_c (cm) | S_d (cm) | S_f (cm) |
|----|-----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------------|------------|------------|
| 1 | 347 | 29.7 | 70.5 | 1.1 | 1.12 | 0.124 | 0.0956 | 0.22 |

Pca2020-12-236 _ MLI15/02/2021 16:15



CHOLET (49)
Avenue du Maréchal Leclerc
SP8

FIGURE

6

GEOTECHNIQUE SAS - OUEST - 2070336041

NOTRE SIÈGE SOCIAL

170 rue du Traité de Rome CS 80131
84918 AVIGNON Cedex 9
Tél. : 04 90 01 39 02
contact@geotechnique-sas.com

Retrouvez toutes nos agences sur
www.geotechnique-sas.com

0 805 690 989



GÉOtechnique
sciences de la terre sas