

CARRERE PROMOTION

CRETEIL (94) ZAC LE HAUT DU MONT-MESLY Lot 4

Construction d'un bâtiment de type R+5 sur
2 niveaux de sous-sols

ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION Mission géotechnique G₂-AVP – Phase Avant-Projet

SAS AU CAPITAL DE 40 000 € • RCS EVRY 491 739 678 • SIRET 491 739 678 00036 • NAF 7112 B • N° TVA CEE FR 75 491 739 678

RAPPORT N°G190601					PIECE N° 001
A	06-11-2019	J. RAKOTO	F. ANTOINE	38 pages + 28 pages d'annexes	PREMIERE DIFFUSION
INDICE	DATE	ETABLI PAR	VERIFIE PAR	Nb de PAGES	MODIFICATIONS - OBSERVATIONS

SOMMAIRE

	Page
1. PRESENTATION GENERALE - DEFINITION DE LA MISSION.....	5
1.1. Etudes géotechniques déjà réalisées	5
1.2. Caractéristiques de la présente mission – Programme de reconnaissance	5
2. REFERENCES ET REGLES DE CALCUL.....	7
2.1. Textes règlementaires	7
2.2. Documents à disposition.....	7
2.3. Exigences.....	8
3. PRESENTATION DU SITE	9
3.1. Localisation du site.....	9
3.2. Contexte géologique et lithologique.....	9
3.3. Phénomène de retrait-gonflement des argiles.....	10
3.4. Contexte hydrologique et hydrogéologique	11
3.5. Autres aléas géotechniques.....	12
3.6. Synthèse des aléas géotechniques.....	12
4. PRESENTATION DU PROJET.....	13
4.1. Caractéristiques du projet	13
4.2. Combinaisons d’actions.....	15
4.3. Environnement/Avoisinants et ZIG du projet	15
4.3.1. ZIG du projet	15
4.3.2. Remarques	16
4.4. Identification des risques géotechniques du projet.....	17
5. RESULTATS OBTENUS.....	18
5.1. Nature des sols reconnus	18
5.2. Observations concernant l’eau.....	19
5.3. Caractéristiques pressiométriques	20
5.4. Enregistrement des paramètres	25
5.4.1. Présentation des paramètres	25
5.4.2. Analyse des résultats	25
5.5. Analyses de l’agressivité des sols vis-à-vis du béton.....	26
5.5.1. Agressivité du sol	26
5.6. Résultats des essais d’eau – Perméabilité des sols	26

5.6.1. Principes généraux.....	26
5.6.2. Résultats des essais d'eau	27
6. CONCLUSIONS – RECOMMANDATIONS	29
6.1. Contexte géotechnique	29
6.2. Etude géotechnique d'avant-projet.....	29
6.2.1. Rappel du projet	29
6.2.2. Principes généraux.....	29
6.2.3. Fondations superficielles	30
6.2.3.1. Justification de la capacité portante	30
6.2.3.2. Tassements différentiels et absolus	31
6.2.4. Sujétion vis-à-vis de l'eau	32
6.2.5. Sols du projet.....	33
6.2.6. Terrassement et soutènement	34
6.2.6.1. Extraction des déblais	34
6.2.6.2. Talutage	34
6.2.6.3. Soutènement	35
6.2.6.4. Butonnage.....	36
6.3. Mitoyens et Avoisinants	36
6.4. Sujétions	37
7. ETUDES COMPLEMENTAIRES	37

ANNEXES

- plan de situation,
- schéma d'implantation des sondages,
- coupes des sondages et résultats des essais pressiométriques,
- diagraphies des sondages,
- résultats des essais en laboratoire et essais d'eau,
- classification des missions géotechniques selon la norme NF P 94-500 de Novembre 2013,
- schéma d'enchaînement des missions géotechniques.

LISTE DES FIGURES

Figure 1 - Plan de localisation de la zone d'étude (Source : Geoportail)	9
Figure 2 : Extrait de la carte géologique du site (Source : BRGM)	10
Figure 3 - Extrait de la carte des aléas des formations argileuses au droit du site (selon le BRGM).....	11
Figure 4 – Sensibilité aux remontées de nappes (georisques.gouv.fr)	11
Figure 5 – Vue en perspective du projet (Juin 2019)	13
Figure 6 - Autre vue en perspective du projet (juin 2019)	13
Figure 7 - Plan du rez-de-chaussée (Juin 2019)	14
Figure 8 - Plan du sous-sol (-1) (Juin 2019).....	14
Figure 9 - Plan du sous-sol (-2) (Juin 2019).....	15
Figure 10 - Localisation approximative de la ZIG.....	16
Figure 11 - Distribution des modules pressiométriques et des pressions limites nettes dans les sables	21
Figure 12 - Distribution des modules pressiométriques et des pressions limites nettes dans les manocalcaires.....	22
Figure 13 - Répartition des pressions limites nettes mesurées en fonction de la profondeur (cote en NGF69) – échelle semi-logarithmique	23
Figure 14 - Répartition des modules pressiométriques mesurés en fonction de la profondeur (cote en NGF69) – échelle semi-logarithmique	24
Figure 15 - Mesure de la capacité d'infiltration du sous-sol	27

1. PRESENTATION GENERALE - DEFINITION DE LA MISSION

A la demande et pour le compte de CARRERE PROMOTION, nous avons procédé à une étude géotechnique de conception en phase Avant-Projet sur le terrain situé au croisement de la rue Cardinaud et de la rue du Petit Bois sur la commune de CRETEIL (94), en vue de la construction d'un bâtiment de type R+5 sur 2 niveaux de sous-sols.

Le présent rapport rend compte des résultats obtenus dans le cadre d'une mission d'étude géotechnique de conception en phase Avant-Projet (mission géotechnique type G_{2-AVP} selon la norme NF P 94-500 de Novembre 2013).

1.1. Etudes géotechniques déjà réalisées

Le présent rapport fait suite à l'étude géotechnique préalable déjà réalisé au droit du site et référencée ci-dessous :

- Etude géotechnique préalable G1-PGC, référencée 14/10/7066/94 du 03/11/2014, établie par le BET SEFIA et comprenant la réalisation de 2 sondages pressiométriques au droit du lot 4 étudié :
 - Sondage pressiométrique S2 avec 8 essais pressiométriques,
 - Sondage pressiométrique S4 avec 8 essais pressiométriques.

La tête de ces sondages n'a pas été rattaché à un système de nivellement.

1.2. Caractéristiques de la présente mission – Programme de reconnaissance

Dans le cadre de la présente mission G_{2-AVP} et compte tenu des éléments acquis à ce jour, nous avons procédé aux sondages et essais complémentaires suivants :

- 3 sondages pressiométriques dont 1 descendu à 20 m et 2 à 13 m de profondeur,
- 32 (14 + 2 x 9) essais pressiométriques répartis tous les 1 m à 1,5 m dans les sondages précédents,
- un piézomètre descendu à 13 m et mis en place dans l'un des sondages précédents,
- un forage spécifique descendu à 8,5 m avec mise en place d'un piézomètre,
- l'enregistrement numérique des paramètres de forage,
- 2 forages à la tarière avec prélèvements de 4 échantillons pour l'analyse de l'agressivité des sols vis-à-vis du béton,
- 2 essais de perméabilité réalisés dans 2 forages spécifiques.

Il s'agit de sondages géotechniques dont l'objectif n'est ni de détecter, ni de quantifier d'éventuelles pollutions des sols.

Notre intervention sur site s'est déroulée entre le 02 et le 05 Septembre 2019.

Dans la suite, toutes les profondeurs sont données par rapport à la tête des sondages réalisés depuis la plateforme. Ces sondages ont été repérés par des mesures au GPS. Les cotes mesurées devront être vérifiées par le géomètre expert du projet. Globalement, le nivellement des sondages montre une plateforme avec une altimétrie comprise entre 52 et 53 NGF₆₉.

2. REFERENCES ET REGLES DE CALCUL

2.1. Textes réglementaires

Ce document est établi sur la base des textes réglementaires ci-après :

- NF P 94-500, 30 novembre 2013 – Missions d'ingénierie géotechnique – Classification et spécifications,
- NF EN 1990, mars 2003 – Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures,
- NF EN 1997 - 1, juin 2005 – Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales, et son amendement NF EN 1997-1/A1 d'Avril 2014,
- NF EN 1997 - 2, septembre 2007 – Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 2 : reconnaissance des terrains et essais,
- NF EN 1997 – 1/NA : septembre 2018 – Annexe nationale à la NF EN 1997-1 :2005, et son amendement NF EN 1997-1/A1 d'Avril 2014,
- NF EN 14199 : septembre 2015 (P 94-313) – Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Micropieux,
- NF P 94-261, juin 2013 – Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles, et son amendement NF P 94-261/A1 du 12 Octobre 2016,
- NF P 94-262, juillet 2012 – Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes, et son amendement NF P 94-262/A1 de Juillet 2018,
- NF P 94-282, Mars 2009 - Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Ecrans, et son amendement NF P 94-282/A1 de 2015,
- NF P 11-213-1, mars 2005 – DTU 13.3 – Dallage – Conception, calcul et exécution et son amendement NF P 11-213-1/A1 de mai 2007,
- NF P 11-300, Septembre 1992 – confirmée le 30/11/2017 -Exécution des terrassements – Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières,
- NF EN 1536+A1, Novembre 2015 - Exécution des travaux géotechniques spéciaux — Pieux forés
- Note CNJOG du 24 février 2014 – Prise en compte des niveaux d'eaux selon l'Eurocode 7.

2.2. Documents à disposition

Les documents qui nous ont été transmis ou étaient déjà à notre disposition pour la réalisation de notre mission sont les suivants :

- Plan d'esquisse indice C du 17 Juin 2019,
- Rapport SEFIA – Rap 14/10/7066/94 de 2014 et Rap 14/10/7066P/94 de 2014.

2.3. Exigences

A titre indicatif, conformément aux normes NF EN 1990 et NF EN 1997-1/NA, les exigences suivantes, relatives à la structure, ont été retenues :

- Durée d'utilisation : 50 ans (à confirmer par le Maitre d'Ouvrage)
- Classe de conséquence : CC2 (à confirmer par le Maitre d'Ouvrage)
- Catégorie géotechnique : 2 (à confirmer par le Maitre d'Ouvrage)

Il est rappelé que ces hypothèses devront avoir été entérinées par la Maîtrise d'Ouvrage au moment de l'établissement des pièces contractuelles (DCE-ACT), elles-mêmes établies en corrélation avec les résultats de la mission G_{2-PRO} qui fera suite à la présente mission G_{2-AVP} et sur lesquelles il ne sera plus possible de revenir ultérieurement.

3. PRESENTATION DU SITE

3.1. Localisation du site

Le site, objet de la présente étude, est localisé au croisement de la rue Henri Cardinaud et la rue du Petit Bois sur la commune de CRETEIL (94).

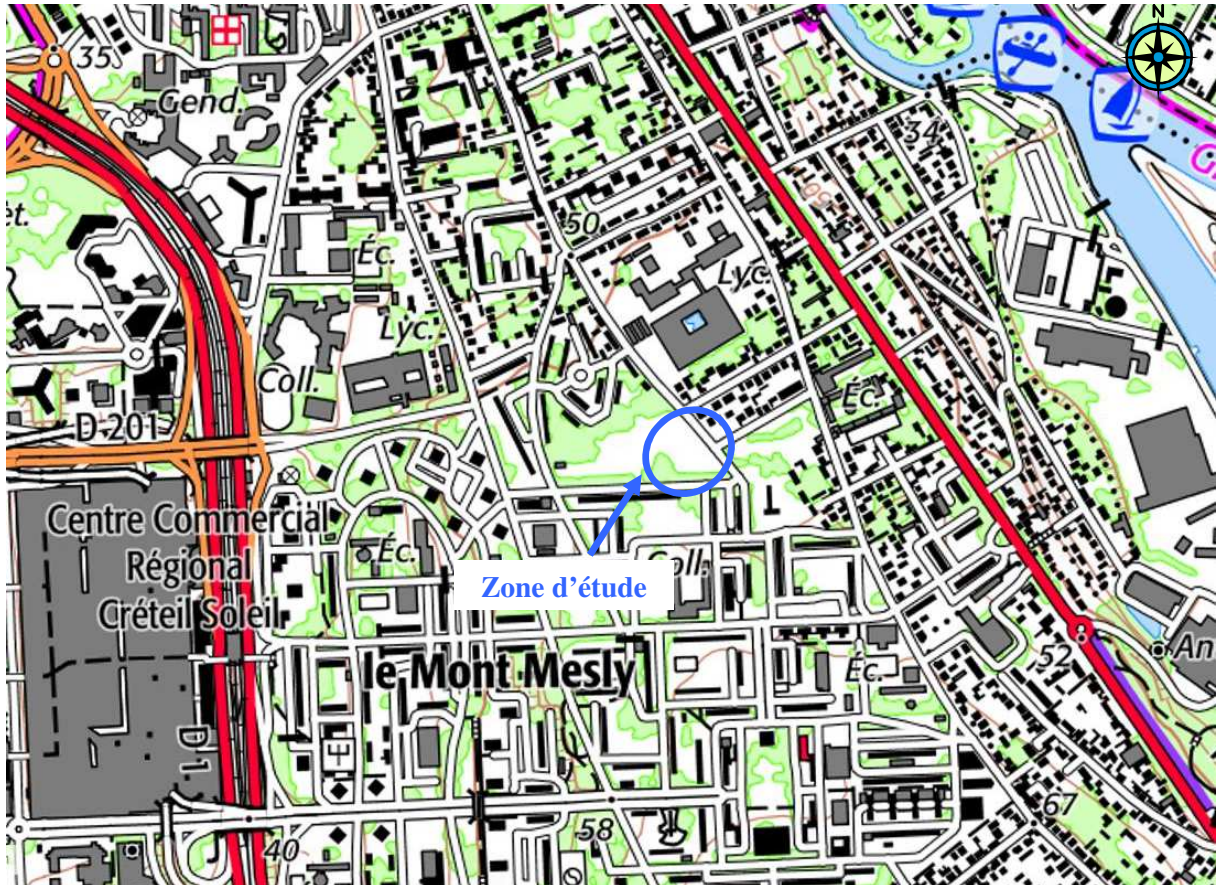


Figure 1 - Plan de localisation de la zone d'étude (Source : Geoportail)

Le terrain est positionné aux alentours de 52/53 NGF₆₉.

3.2. Contexte géologique et lithologique

Le terrain est positionné en limite Nord de la retombée du Mont Mesly. D'après les renseignements en notre possession, la succession géologique présumée à cet emplacement est la suivante :

- Remblais,
- Alluvions anciennes,
- Masses et marnes du gypse (Calcaire de Champigny).

Les symboles indiqués entre parenthèses correspondent aux abréviations des couches géologiques utilisées sur la carte du BRGM présentée ci-dessous. A cet égard, un extrait de la carte géologique donnant la succession géologique au droit du secteur est donné ci-après :

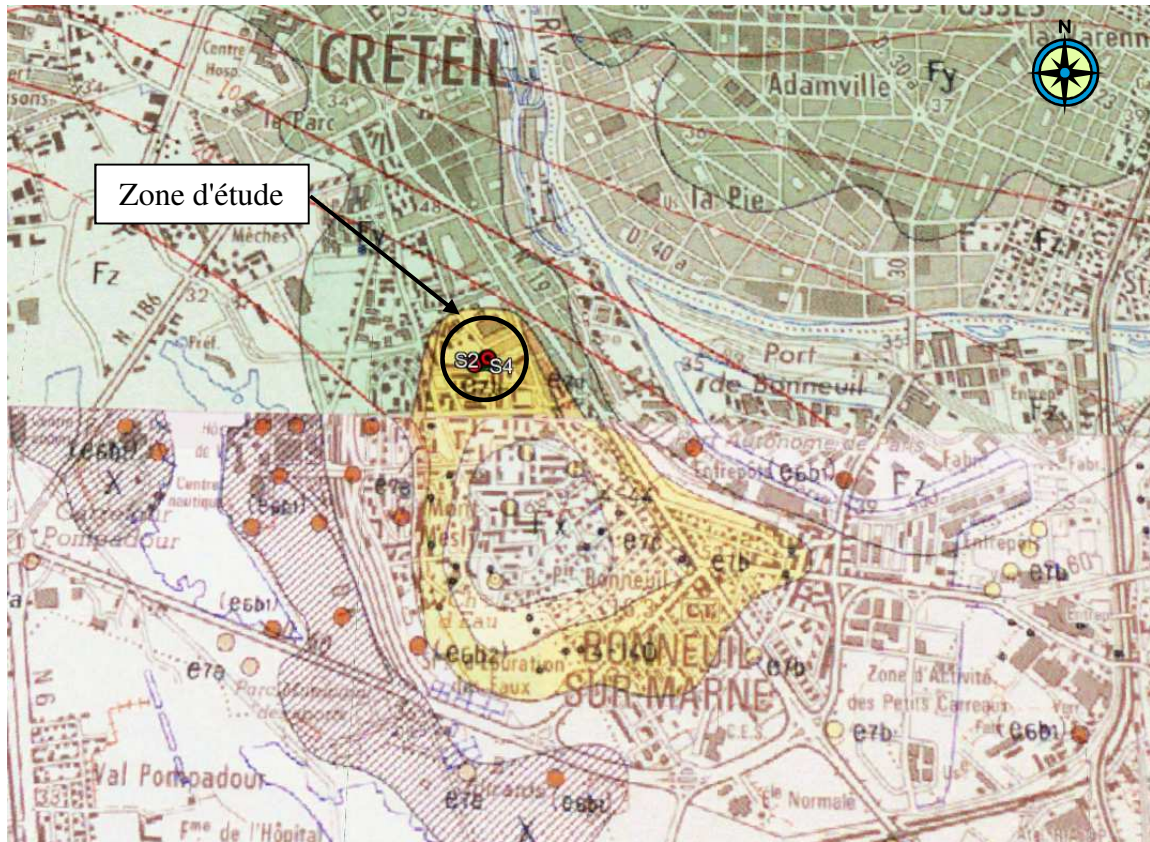


Figure 2 : Extrait de la carte géologique du site (Source : BRGM)

3.3. Phénomène de retrait-gonflement des argiles

D'après les informations fournies par le site Georisques.gouv.fr, le terrain étudié se situe dans une zone où la sensibilité des formations argileuses au phénomène de retrait-gonflement est élevée

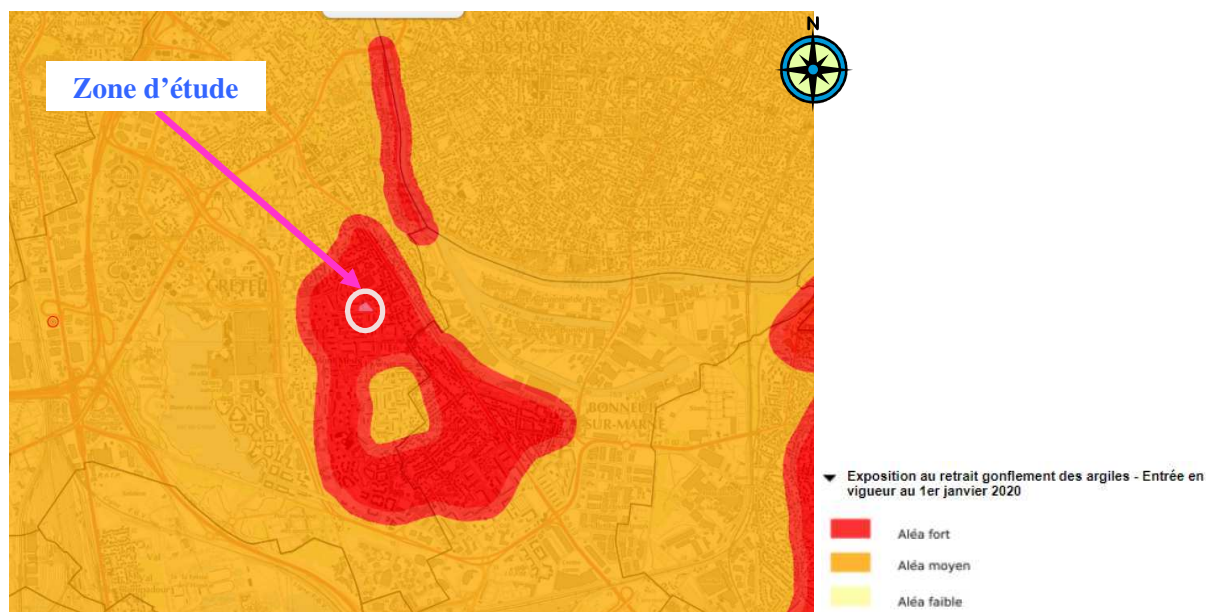


Figure 3 - Extrait de la carte des aléas des formations argileuses au droit du site (selon le BRGM)

3.4. Contexte hydrologique et hydrogéologique

D'après les données du site georisques.gouv.fr, le site est localisé dans une zone où la sensibilité aux remontées de nappes est qualifiée : « Pas de débordement de nappe ni d'inondation de cave ».

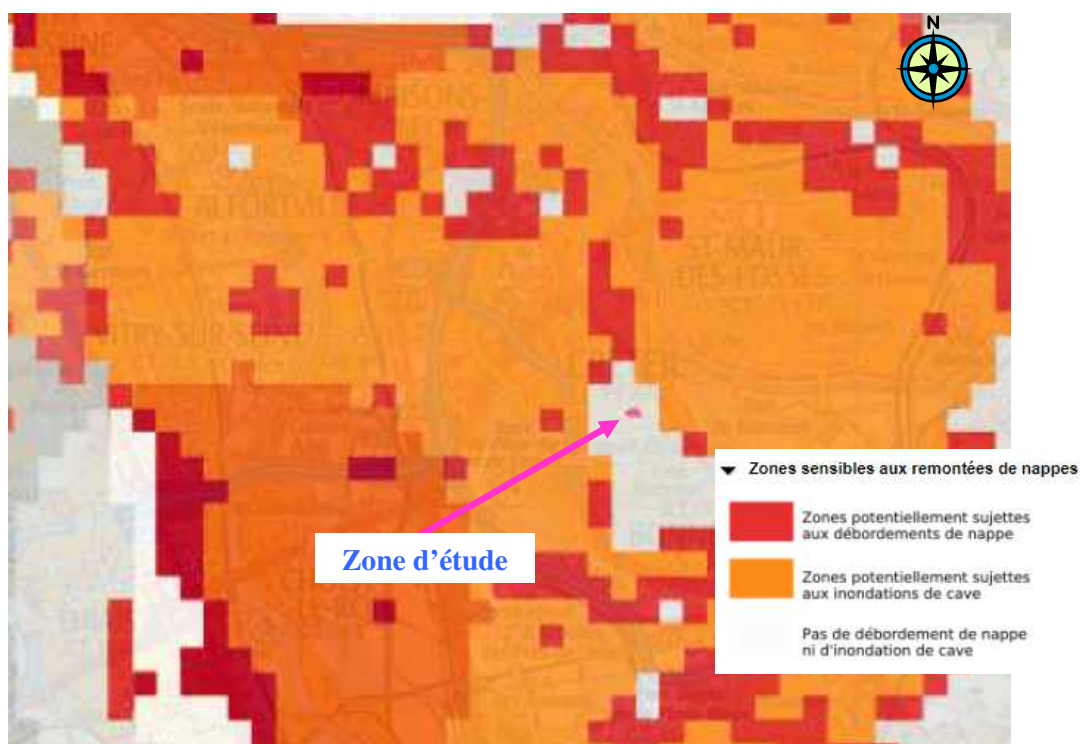


Figure 4 – Sensibilité aux remontées de nappes (georisques.gouv.fr)

Il est important de noter que des circulations et accumulations d'eau peuvent également se produire au sein des remblais et des terrains superficiels ou aux interfaces lithologiques, à la faveur des passages les plus perméables.

3.5. Autres aléas géotechniques

De plus, on note que la parcelle étudiée se situe :

- en dehors des zones avec un aléa dissolution de gypse défini par arrêté inter préfectoral,
- en dehors des zones d'anciennes exploitations souterraines ou à ciel ouvert recensées,
- se situe en zone 1 (*sismicité très faible*) selon les décrets n°2010-1254 et n°2010-1255 du 22 octobre 2010 et n°2015-5 de Janvier 2015 relatifs à la prévention des risques sismiques entrés en vigueur le 1^{er} mai 2011 (*art. D. 563-8-1 du code de l'environnement*).

3.6. Synthèse des aléas géotechniques

La synthèse des différents aléas à prendre en compte pour le projet est présentée dans le tableau suivant :

Type d'aléa	Fort	Moyen	Faible	Très Faible
Aléa carrières			✓	
Aléa dissolution du Gypse			✓	
Aléa lié au retrait-gonflement des sols argileux	✓			
Aléa inondation par submersion			✓	
Aléa inondation par remontée de nappe			✓	
Aléa sismique				✓

4. PRESENTATION DU PROJET

4.1. Caractéristiques du projet

Le projet prévoit la construction d'un bâtiment de type R+5 sur 2 niveaux de sous-sols. Selon les plans qui nous ont été transmis, le niveau fini du RdC est localisé à 52,8 NGF et celui du 2nd sous-sol à 46,8 NGF. Ce qui situera le fond de fouille vers 46/46,5 NGF.



Figure 5 – Vue en perspective du projet (Juin 2019)



Figure 6 - Autre vue en perspective du projet (juin 2019)

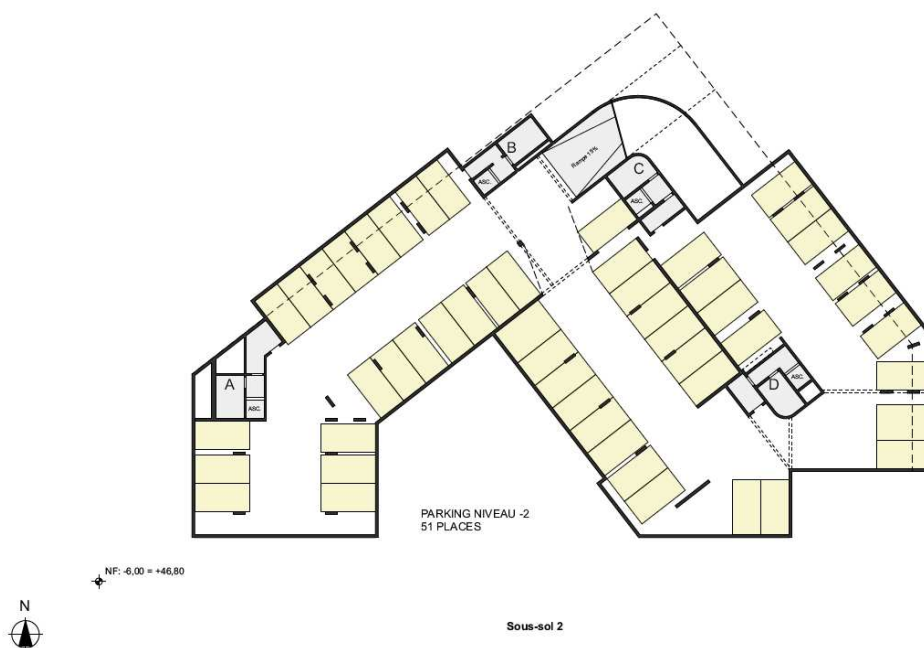
Le sous-sol (-1) débordera des superstructures. Dans les zones de la sous-station et le local vélo, le sous-sol (-1) déborde aussi du sous-sol (-2) alors que la superstructure est reprise par le sous-sol (-1). Ces configurations architecturales impliqueront des sujétions particulières en termes d'assises des fondations dans le respect des préconisations des fondations ayant des assises décalées.



Figure 7 - Plan du rez-de-chaussée (Juin 2019)



Figure 8 - Plan du sous-sol (-1) (Juin 2019)



4.2. Combinaisons d'actions

Aucune combinaison d'actions ne nous a été transmise. Il conviendra de les communiquer en phase Projet.

4.3. Environnement/Avoisinants et ZIG du projet

4.3.1. ZIG du projet

Sur la base de ces éléments, la ZIG du projet associé aux travaux est définie sur la figure ci-après :

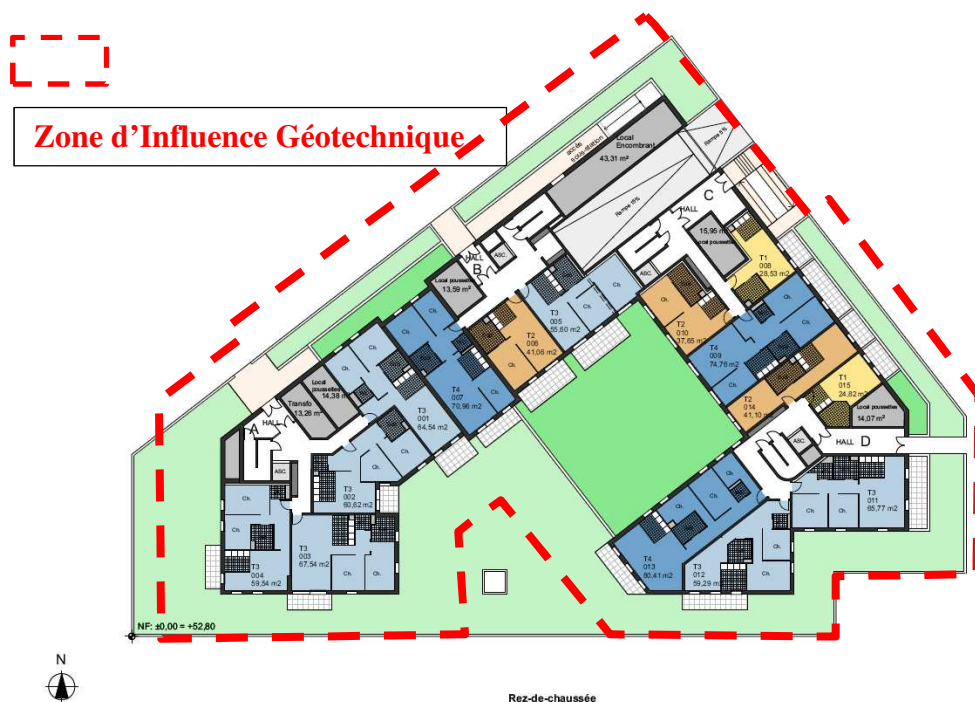


Figure 10 - Localisation approximative de la ZIG

Cette ZIG est définie sur la base des zones impactées par les travaux de terrassements jusque vers 46/46,5 NGF. Ainsi, dans un plan horizontal, cette zone impactée, dans le cadre du projet, est circonscrite dans un périmètre/zone situé(e) à moins de 6/7 m des limites de la construction des sous-sols.

Dans le plan vertical, cette ZIG est définie au moins jusqu'à 35 NGF.

4.3.2. Remarques

Nous rappelons qu'une ancienne construction a été démolie au droit du site. Des restes d'ouvrages non expurgés et des zones de surépaisseurs de remblais sont donc à prévoir au droit du site, notamment au droit de l'emprise de l'ancienne construction et ses environs.

4.4. Identification des risques géotechniques du projet

Compte tenu des aléas géotechniques identifiés auparavant et du projet défini précédemment, les niveaux de risques géotechniques vis-à-vis du projet sont les suivants :

Type de risque	Fort	Moyen	Faible	Très Faible
Risque carrières			✓	
Risque lié à la dissolution du Gypse			✓	
Risque lié au retrait-gonflement des sols argileux		✓		
Risque inondation		✓		
Risque sismique				✓

5. RESULTATS OBTENUS

5.1. Nature des sols reconnus

Les coupes des sondages sont réalisées à l'aide des cuttings extraits au droit des sondages exécutés au taillant ou à la tarière. Ces méthodes ne permettent d'avoir qu'une coupe approchée donnant une indication sur la nature des terrains traversés sous réserve qu'il n'y ait pas de perte d'injection du fluide de forage pour les sondages au taillant.

De plus, le remaniement des matériaux peut entraîner des imprécisions et donc des variations sur les profondeurs présentées. Seul un sondage carotté permettrait de mieux préciser la lithologie des terrains traversés.

Ainsi, l'examen des matériaux remontés au cours de l'exécution des sondages SP1, SP2, SP3, SD4, TH5, EI1 et EI23, ainsi que des sondages réalisés dans le secteur, a permis d'établir comme suit la succession des différentes formations rencontrées :

Remblais

Des matériaux sablo-limoneux, graveleux, avec des blocs divers ont été recoupés jusqu'à des profondeurs variables, comprises entre environ 0,8 m et 3,0 m de profondeur par rapport au T.N. selon les sondages. Ces matériaux correspondent à des remblais.

Nous rappelons qu'il est toujours possible de rencontrer des remblais ou terrains remaniés avec des épaisseurs très variables (surprofondeurs possibles), selon l'historique du terrain (anciennes constructions, ouvrages enterrés type galeries, reprises en sous-œuvre, aménagements du site,...). Ces matériaux peuvent renfermer tout aussi bien des niveaux indurés de toute dimension que des passages complètement décomprimés.

Sables plus ou moins limoneux/marneux

Au-delà des remblais, des sables beiges à marron plus ou moins limoneux, voire des marnes sableuses au droit de certains sondages, ont été observées jusque vers 7,5/9,0 m de profondeur, soit jusque vers 43,5 à 45,5 NGF) en fonction des sondages.

Ces matériaux sont à rattacher soit aux alluvions anciennes de la Marnes soit à des colluvions/Eboulis issus du démantèlement du Mont Mesly.

Nous rappelons que les alluvions anciennes sont susceptibles de renfermer des niveaux indurés de type calcons ou poudingues.

Marnes et calcaires

Sous les matériaux précédents, des marnes et calcaires blanchâtres ont été rencontrées jusqu'à la base de notre sondage le plus profond arrêté vers 21 m de profondeur. Ce qui situe leur base en-dessous de 31 NGF.

Ces matériaux correspondent aux Masses et Marnes du Gypse ou au Calcaire de Champigny et sont susceptibles de renfermer des niveaux indurés.

5.2. Observations concernant l'eau

A l'issue de notre intervention, 2 piézomètres ont été installés, l'un dans le sondage SP1 et l'autre dans le sondage SD4. Les niveaux d'eau suivant ont été rencontrés :

Piézomètre	PZ-SP1	PZ-SD4
Date	17/09/2019	17/09/2019
Niveau d'eau	9,3 m (Fond piézo à 11,9 m) (42,8 NGF)	8,7 m (Fond piézo à 8,85 m) (43,9 NGF)

Il est probable que le niveau mesuré au droit du sondage SD4 soit celui du fond de piézomètre et ne corresponde pas au niveau réel de la nappe. Dans tous les cas, seule une étude hydrogéologique avec au minimum un suivi piézométrique sur 6 mois permettra de statuer sur les niveaux caractéristiques à retenir au droit du site.

De plus, nous signalons, qu'en période climatique humide, des accumulations et circulations d'eau sont susceptibles de se produire au sein des terrains de couverture à la faveur des passages les plus perméables ou au niveau des interfaces lithologiques.

5.3. Caractéristiques pressiométriques

Les valeurs des caractéristiques pressiométriques (E_M : module pressiométrique, Pl^* : pression limite nette) ont été déterminées par des essais effectués au droit des sondages pressiométriques SP1 à SP3, S2 et S4.

L'analyse statistique des valeurs mesurées conduit aux résultats suivants :

- **Remblais**

⇒ *Profondeur des terrains : Jusque vers 0,8/3,0 m de profondeur,*

⇒ *Nombre d'essais : 2 essais,*

⇒ *Résultats des 2 essais pris en compte :*

E_M mini	E_M maxi
2,0 MPa	2,5 MPa

Pl^* mini	Pl^* maxi
0,10 MPa	0,21 MPa

Les essais réalisés dans ces matériaux caractérisent des terrains d'une très faible compacité.

- **Sables et marnes sableuses**

⇒ *Profondeur des terrains : de 0,8/3,0 m jusque vers 7,5/9 m de profondeur (base vers 43,5/45,5 NGF),*

⇒ *Nombre d'essais : 26 essais,*

⇒ *Analyse des 26 essais pris en compte :*

E_M mini	E_M maxi	E_M moyen (a)	E_M moyen (b)	Ecart-type	Dispersion
8,3 MPa	55,6 MPa	25,3 MPa	19,4 MPa	12,3 MPa	0,49

Pl^* mini	Pl^* maxi	Pl^* moyen (a)	Pl^* moyen (b)	Ecart-type	Dispersion
0,99 MPa	>4,50 MPa	>2,47 MPa	>2,07 MPa	-	-

(a) : moyenne arithmétique

(b) : moyenne harmonique

Les essais réalisés dans ces matériaux caractérisent des terrains d'une compacité généralement bonne.

La distribution des modules pressiométriques et des pressions limites nettes mesurées est représentée sur les figures ci-après :

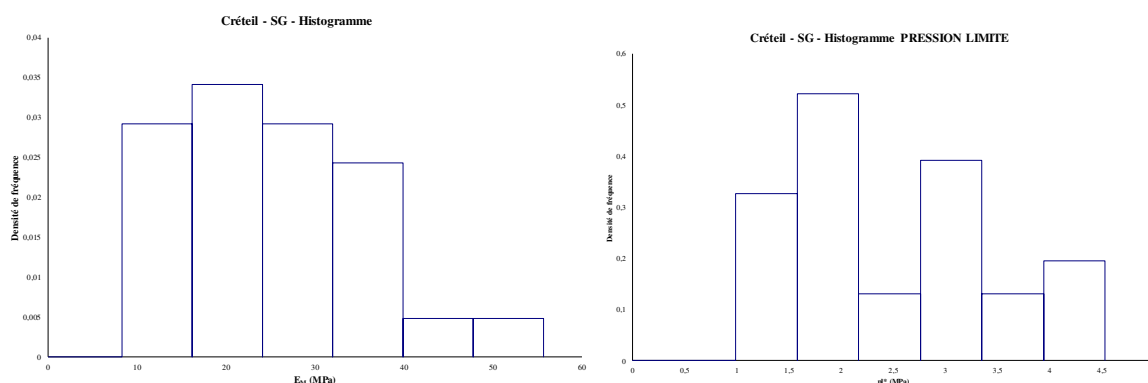


Figure 11 - Distribution des modules pressiométriques et des pressions limites nettes dans les sables

• Marnes et calcaires

⇒ *Profondeur des terrains* : D'environ 7,5/9 m et jusqu'au-delà de 20/21 m de profondeur (base en-dessous de 31 NGF),

⇒ *Nombre d'essais* : 20 essais

⇒ *Analyse des 20 essais pris en compte* :

E_M mini	E_M maxi	E_M moyen (a)	E_M moyen (b)	Ecart-type	Dispersion
14,0 MPa	91,5 MPa	24,3 MPa	19,5 MPa	17,7 MPa	0,73

Pl* mini	Pl* maxi	Pl* moyen (a)	Pl* moyen (b)	Ecart-type	Dispersion
1,28 MPa	>4,50 MPa	>2,49 MPa	>2,15 MPa	-	-

(a) : moyenne arithmétique

(b) : moyenne harmonique

Les essais réalisés dans cette formation mettent en évidence des caractéristiques mécaniques globalement bonnes.

La distribution des modules pressiométriques et des pressions limites nettes mesurées est représentée sur les figures ci-après :

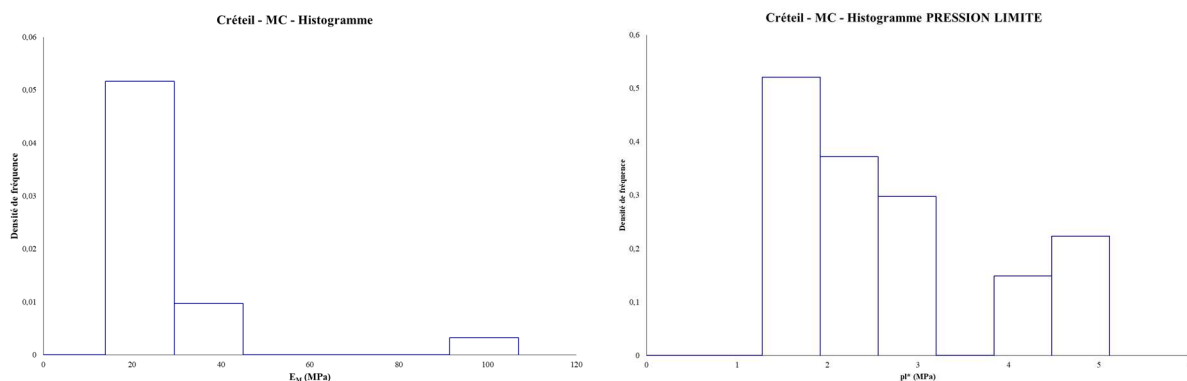


Figure 12 - Distribution des modules pressiométriques et des pressions limites nettes dans les mano-calcaires

- **Synthèse**

Une répartition des pressions limites et des modules pressiométriques est présentée sur les figures suivantes (Valeurs de p_l^* et E_M en fonction des cotes altimétriques).

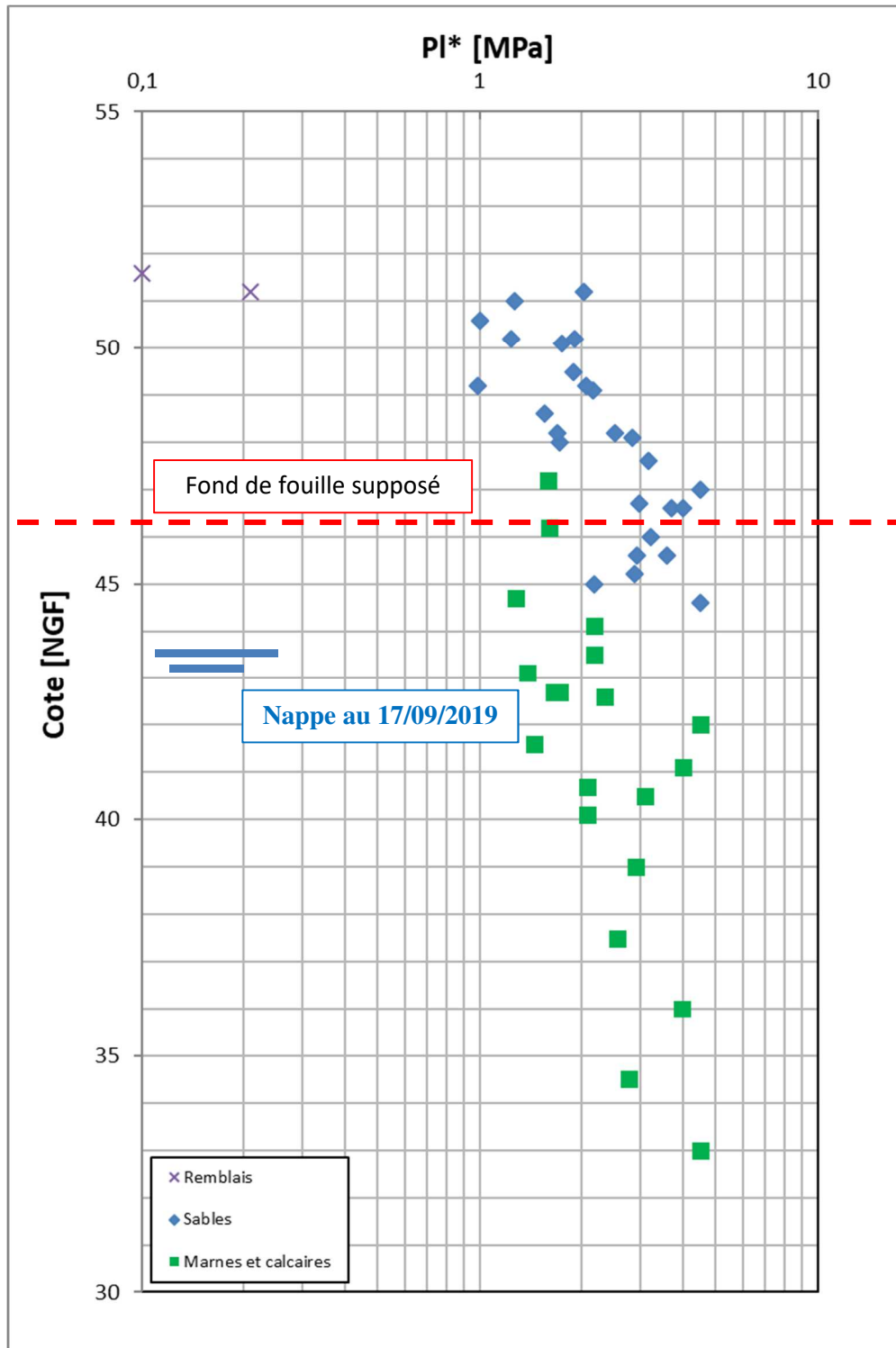


Figure 13 - Répartition des pressions limites nettes mesurées en fonction de la profondeur (cote en NGF69) – échelle semi-logarithmique

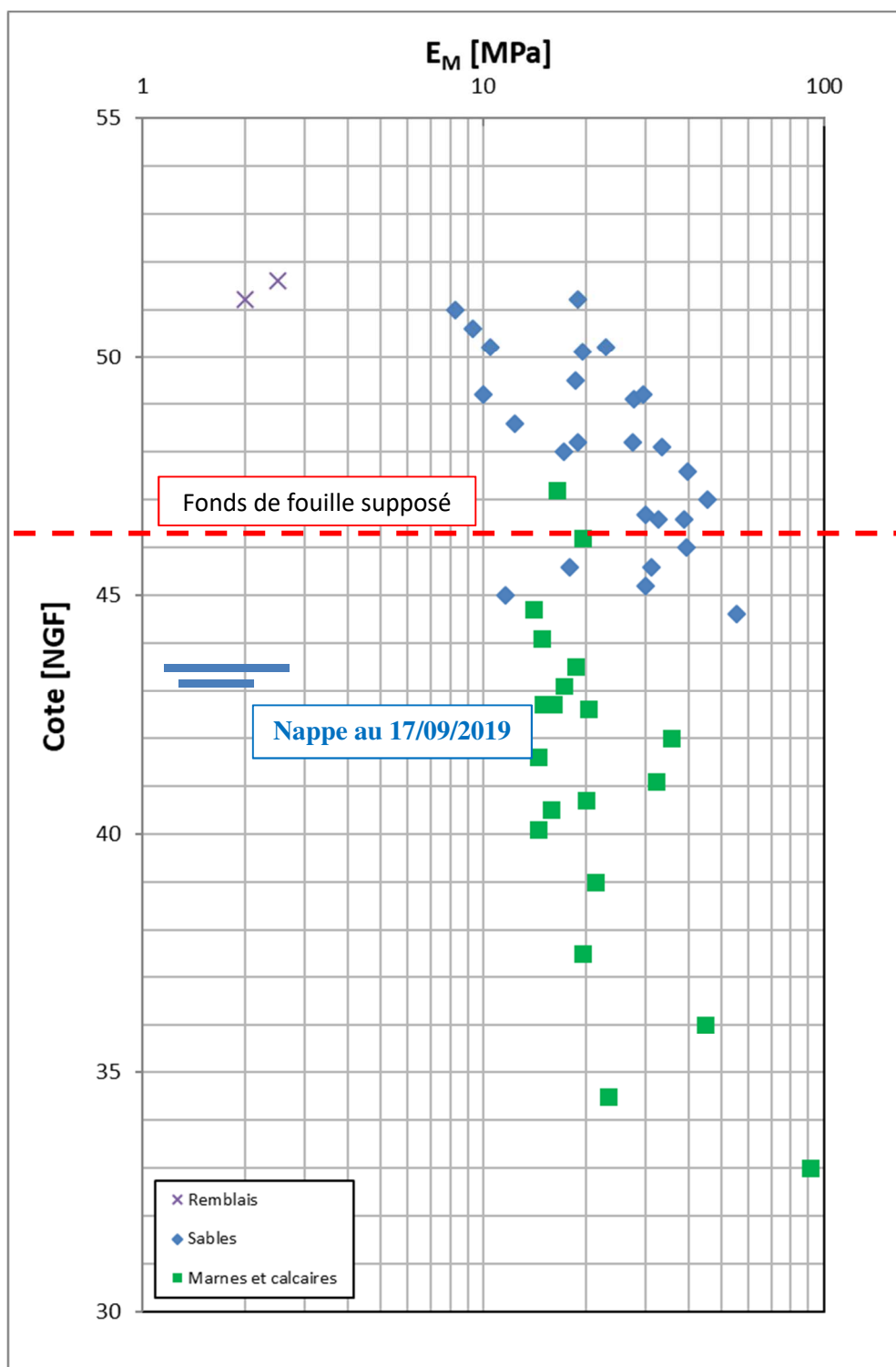


Figure 14 - Répartition des modules pressiométriques mesurés en fonction de la profondeur (cote en NGF69) – échelle semi-logarithmique

5.4. Enregistrement des paramètres

5.4.1. Présentation des paramètres

Pour l'ensemble des sondages réalisés par nos soins, l'enregistrement numérique des paramètres de forage a été réalisé par l'intermédiaire d'un appareil numérique de type EXPLOFOR de la Société APAGEO. Cet appareil présente les caractéristiques suivantes :

- 2 types d'enregistrement simultanés :
 - ⇒ graphiques,
 - ⇒ numériques.
- l'enregistrement de 5 paramètres de forage sur voies indépendantes à savoir :
 - ⇒ la pression sur l'outil,
 - ⇒ la pression d'injection,
 - ⇒ le couple de rotation,
 - ⇒ la vitesse d'avancement,
 - ⇒ la pression de retenue.
- un programme d'exploitation des enregistrements numériques qui permet :
 - ⇒ le choix de l'amplitude de tous les paramètres,
 - ⇒ le choix de l'échelle de représentation graphique de la profondeur,
 - ⇒ le format d'impression modulable.

Dans le cas présent, la lecture de ces paramètres se fait principalement par comparaison des contrastes de vitesse d'avancement.

5.4.2. Analyse des résultats

L'analyse des paramètres de forage permet de mettre en évidence des contrastes de compacité entre formations.

Au droit du site, ces contrastes mécaniques sont relativement faibles et, on observe plus précisément les principaux points suivants :

- la traversée des remblais et/ou des terrains remaniés, s'accompagne de vitesses d'avancement de l'outil généralement élevées qui témoignent de la faible tenue de ces matériaux jusque vers 3 m de profondeur.
- au-delà de cette profondeur, et jusqu'à la base des sondages arrêtés à 20 m, on observe une nette diminution de la vitesse d'avancement qui traduit une meilleure compacité,

Ainsi, on notera qu'aucune anomalie particulière n'a été observée au sein des formations en place traversées.

5.5. Analyses de l'agressivité des sols vis-à-vis du béton

5.5.1. Agressivité du sol

Les teneurs en sulfates mesurées dans le sol sont comparées aux valeurs définies par le tableau 2 de la norme EN 206-1 relative à la classification des environnements agressifs pour les bétons.

Tableau 1 : Agressivité des sols en fonction de leur concentration en Sulfate

Degré d'agressivité	Faiblement agressif	Modérément agressif	Fortement agressif
Teneur en Sulfate (SO ₄ ²⁻) en mg/kg	2 000 à 3 000	3 000 à 12 000	12 000 à 24 000

Les résultats des analyses en laboratoire sont présentés ci-dessous :

Agents agressifs	Concentration en mg/kg			
Sondages et profondeurs	TH5 1,5/2 m	TH5 3,5/4 m	TH6 3,5/4 m	TH6 1,5/2 m
Sulfate (SO₄²⁻) en mg/kg	13 000	5 400	190	290

Ces résultats mettent en évidence des teneurs élevées en sulfate, donc un environnement agressif au droit de la tarière TH5. Toutefois, les 2 prélèvements réalisés au droit de TH6 indiquent un environnement non agressif. Il conviendra donc de retenir une classe d'agressivité « modérément agressif » au vu des résultats disponibles actuellement.

5.6. Résultats des essais d'eau – Perméabilité des sols

5.6.1. Principes généraux

Afin de mesurer la perméabilité des sols entre 1,5/2,5 m et 2,8/3,8 m de profondeur, 2 essais d'infiltration en forage ouvert ont été réalisés au droit des sondages EI11 et EI12.

Ces essais ont été interprétés en fonction de l'organigramme donné en Figure ci-après.

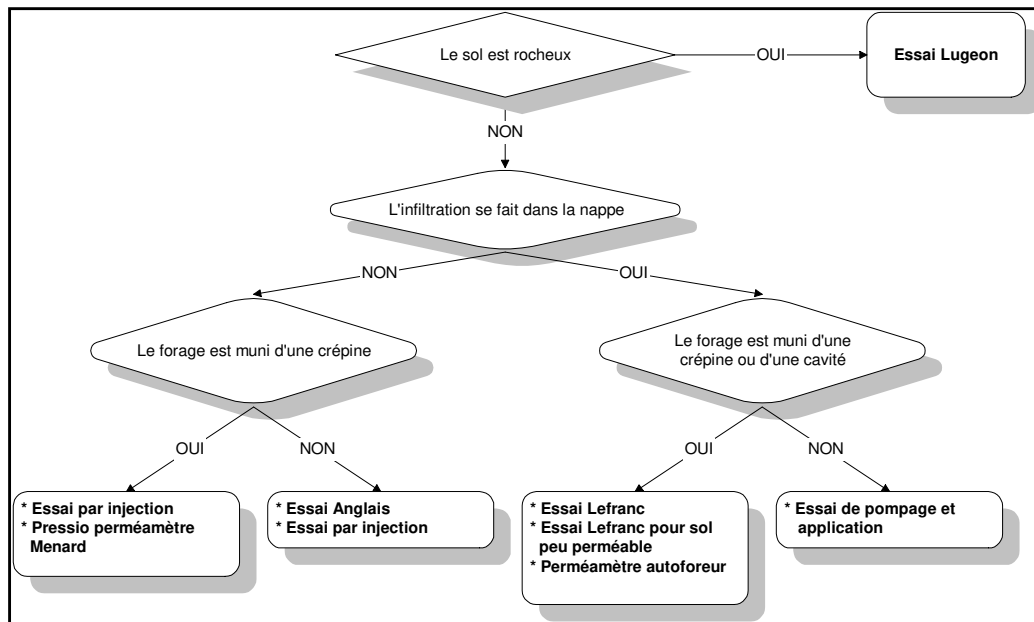


Figure 15 - Mesure de la capacité d'infiltration du sous-sol

La méthode de l'essai Lefranc/Nasberg consiste à aménager une cavité (chambre d'essai) dans la formation à tester, et de mettre en place un tubage permettant de s'affranchir de l'infiltration au sein des sols situés au-dessus de la formation considérée. On remplit d'eau la cavité et on observe l'abaissement de la surface libre par suite de l'infiltration à travers le fond et les parois latérales.

5.6.2. Résultats des essais d'eau

Les mesures effectuées et l'interprétation (la norme NF EN ISO 22282-2) des essais réalisés en régime transitoire conduisent aux résultats suivants :

Sondage	Profondeur	Lithologie	k (m/s)
EI-11	1,5 – 2,5 m	Limons argilo-sableux	$k \sim 2,5 \times 10^{-8} \text{ m/s}$
EI-12	2,8 – 3,8 m	Marnes sableuses	$k \sim 3 \times 10^{-8} \text{ m/s}$

A titre informatif, nous retranscrivons ici le tableau de Musy et Soutter de 1991.

Ordres de grandeur de la conductivité hydraulique dans différents sols (d'après Musy et Soutter (1991), cité dans Barraud (2006)).

K (m/s)	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
Types de sols	Gravier sans sable ni éléments fins			Sable avec gravier, Sable grossier à sable fin		Sable très fin Limon grossier à limon argileux			Argile limoneuse à argile homogène		
Possibilités d'infiltration	Excellentes			Bonnes		Moyennes à faibles			Faibles à nulles		

Il apparaît ainsi que les capacités d'infiltration au droit du site sont faibles selon l'appréciation issue du tableau de Musy et Soutter.

6. CONCLUSIONS – RECOMMANDATIONS

6.1. Contexte géotechnique

Les sondages et essais réalisés sur le site ont mis en évidence un terrain qui recoupe successivement :

- des **remblais** de compacité généralement très faible jusqu'à des profondeurs variables comprises entre 1 et 3 m de profondeur par rapport au niveau du TN lors de notre intervention,
- des **sables limoneux et des marnes sableuses** de bonne compacité sous les remblais jusque vers 7,5 à 9 m de profondeur, pour une base localisée à la cote de 43,5/45,5 NGF,
- des **marno-calcaires** de compacité globalement bonne à partir d'environ 7,5/9 m et jusque vers 20/21 m de profondeur, base de nos sondages,
- une **nappe** située vers 43/44 NGF en le 17/09/2019.

6.2. Etude géotechnique d'avant-projet

6.2.1. Rappel du projet

Nous rappelons que le projet prévoit la construction d'un bâtiment de type R+5 sur 2 niveaux de sous-sols. Selon les plans qui nous ont été transmis, le niveau fini du RdC est localisé à 52,8 NGF et celui du 2nd sous-sol à 46,8 NGF. Ce qui situera le fond de fouille vers 46/46,5 NGF.

6.2.2. Principes généraux

Nos investigations nous ont permis de constater les principaux points suivants :

- la présence systématique de remblais de faible compacité jusqu'à des profondeurs variables comprises entre 1 et 3 m de profondeur environ,
- des sols en place de bonne compacité au-delà,
- une nappe située vers 8/9 m de profondeur (43/44 NGF) en Septembre 2019.

En conséquence, le décaissement projeté permettra de s'affranchir de la totalité des remblais et permettra de fonder le bâtiment à l'aide fondations superficielles ancrées d'au moins 0,5 m dans les sables limoneux ou les marnes sableuses en place.

6.2.3. Fondations superficielles

6.2.3.1. Justification de la capacité portante

En ce qui concerne la justification de la capacité portante, celle-ci est menée conformément aux règles pressiométriques, constituant l'annexe normative D de la norme NFP 94-261 de Juin 2013 et son amendement NF P 94-261/A1 du 12 Octobre 2016.

Pour tous les cas de charges et de combinaisons, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

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

Avec

- $R_{v,d}$, résistance nette du terrain sous la semelle superficielle,
- V_d , valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise à la fondation superficielle,
- R_0 , valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux.

La résistance nette du terrain sous la fondation superficielle est obtenue par l'application des relations suivantes :

$$R_{v,d} = \frac{R_{v,k}}{\gamma_{R,v}} = \frac{A' \cdot q_{net}}{\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{R,d,v}}$$

$$q_{net} = k_p \cdot p_{le_k}^* \cdot i_\delta \cdot i_\beta$$

Avec, à ce stade de l'étude et selon une approche de calcul de catégorie 2 (classe de conséquence de l'ouvrage de catégorie 2 avec des conditions de site « simples »), la définition des paramètres suivants :

- $R_{v,k}$, valeur caractéristique de la résistance nette du terrain,
- A' , surface effective de la semelle,
- q_{net} , contrainte associée à la résistance nette du terrain,
- $p_{le_k}^*$, pression limite nette équivalente, **1,4 MPa**,
- k_p , facteur de portance de la semelle, **fixé ici à 0,9¹**,
- i_β , coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'une pente de talus, **fixé ici à 1²**,

¹ Pour un ancrage minimal de 0,5 m dans les marnes en place au-delà du fond de fouille

² Nous avons considéré l'absence de talus.

- i_δ , coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement, et qui est fonction de la combinaison des efforts horizontaux (H) et verticaux (V) au droit de la fondation,
- $\gamma_{R,v}$, valeur du coefficient partiel permettant le calcul de la portance égale à **1,4 à l'ELU fondamental**, à **1,2 à l'ELU accidentelle** et à **2,3 à l'ELS**,
- $\gamma_{R,d,v}$, valeur du coefficient de modèle pressiométrique associé à la méthode de calcul, permettant le calcul de la portance, égale à **1,2**.

Il vient alors la contrainte associée à la résistance nette du terrain :

$$\frac{q_{net}}{i_\delta} = 1,26 \text{ MPa}$$

A titre indicatif, par analogie avec les anciennes réglementations (DTU 13.12 et fascicule 62 titre V), il vient alors les contraintes de calcul à l'ELS et à l'ELU suivantes :

$$\frac{q'_{ELS}}{i_\delta} = 0,45 \text{ MPa (4,5 bars ou 45 t/m}^2\text{)} \quad \text{Intégralité des sollicitations à l'ELS}$$

$$\frac{q'_{ELU \text{ Fond}}}{i_\delta} = 0,75 \text{ MPa} \quad \text{Combinaison fondamentale à l'ELU}$$

$$\frac{q'_{ELU \text{ Acc}}}{i_\delta} = 0,9 \text{ MPa} \quad \text{Combinaison accidentelle à l'ELU}$$

6.2.3.2. Tassements différentiels et absolus

Les tassements sont estimés conformément à l'annexe H de la norme NF P 94-261 (Eurocode 7) à partir de l'expression suivante :

$$s = s_c + s_d = \frac{\alpha \cdot p \cdot \lambda_c \cdot B}{9E_c} + \frac{2 p \cdot B_0}{9E_d} \left(\frac{\lambda_d \cdot B}{B_0} \right)^\alpha$$

Une estimation des tassements par le logiciel de calcul FOXTA a été effectuée en retenant les paramètres définis auparavant :

Dans le cas de fondations carrées de côtés variant entre 1,0 et 2,5 m pour des charges quasi-permanentes variant de 450 à 2 150 kN, nous obtenons les tassements ci-après :

Charge appliquée [kN]	Côté semelle carrée [m]	Tassement calculé avec Foxta © [cm]
450	1,0	0,5 cm
1 000	1,5	0,6 cm
1 800	2,0	0,7 cm
2 750	2,5	0,8 cm

Dans le cas d'une semelle filante de 0,7 m de côté chargé à 300 kN/ml à l'ELS-QP, le tassement serait de l'ordre de 0,6 cm.

Il en résulte un tassement absolu, S , et des tassements différentiels, ΔS , de l'ordre de :

	Semelles isolées	Semelle filante
Tassement absolu S (cm)*	$0 < S < 1,0$ cm	$0 < S < 1,0$ cm
Tassement différentiels ΔS (cm)*	$\Delta S < 1,0$ cm	

*Pour des charges maximales de 2 750 kN sur semelles carrées isolées et 300 kN/ml sur semelles filantes

Il ne faut certes pas considérer les chiffres ci-dessus dans toute leur rigueur mathématique, mais plutôt ne voir en eux qu'un ordre de grandeur des phénomènes. Ces tassements pourront être précisés ultérieurement en fonction des charges calculées du projet.

Par ailleurs, les valeurs calculées correspondent à des tassements de semelles sans considération des interactions avec les semelles voisines et il conviendra qu'une vérification précise des rotations relatives (distorsion angulaire) soit réalisée, au cas par cas, lorsque les combinaisons de charges du projet ainsi que la taille et la position des semelles auront été définies.

6.2.4. Sujétion vis-à-vis de l'eau

La nappe est située vers 43/44 NGF en Septembre 2019, soit vers 2,5/3 m de profondeur par rapport au fond de fouille projeté du bâtiment. Si ces conditions favorables persistent, la nappe n'aura donc pas d'influence sur le projet, du moins en phase provisoire.

Cependant, nous rappelons que des circulations d'eau aléatoires peuvent se développer dans les terrains de couverture et pourraient nécessiter la mise en œuvre d'un drainage soigné.

Seule une étude hydrogéologique spécifique permettra de définir avec précision les niveaux caractéristiques à retenir au droit du site. Elle devra contenir a minima un suivi piézométrique sur une période de 6 mois.

Phase provisoire

A ce stade l'étude, en phase provisoire, pour un fond de fouille situé vers 46/46,5 NGF, les terrassements devraient s'effectuer hors nappe en « période normale ».

Toutefois, le fond de fouille sera dressé avec une légère pente pour drainer, collecter et évacuer les eaux qui s'accumuleraient en fond de fouille.

Phase définitive

En phase définitive, pour des sous-sols à usage de parking, et compte tenu du niveau de la nappe, la protection du sous-sol dépendra des choix du maître d'Ouvrage et de l'étude hydrogéologique préconisée.

Si le niveau de protection choisi par le Maître d'Ouvrage est situé en-dessous du niveau fini du second sous-sol, aucune sujétion de cuvelage n'est à considérer. On mettra en œuvre des événements et cheminées de décompressions pour permettre l'inondabilité du sous-sol en cas de remontée exceptionnelle de la nappe.

Cependant, s'agissant de structures enterrées, nous recommandons la mise en œuvre d'un drainage périmétrique soigné raccordé à un exutoire efficace (exemple : bandes d'enkadrain, ...).

A défaut, et si le Maître d'Ouvrage accepte l'apparition de traces d'humidités sur les murs enterrés et si elles ne constituent pas une gêne pour la destination des locaux, on disposera un système de barbacanes et de cunettes périmétriques à chaque niveau et raccordés à un système d'évacuation efficace.

Si le niveau de protection choisi par le maître d'Ouvrage est situé au-dessus du niveau fini du sous-sol du bâtiment, on mettra en œuvre un cuvelage arrêté à la cote de protection ainsi choisie. Au-delà de cette cote, on mettra en œuvre des événements et cheminées de décompressions pour permettre l'inondabilité du sous-sol en cas de remontée exceptionnelle de la nappe.

Au-dessus de la cote d'arrêt du cuvelage, nous recommandons la mise en œuvre d'un drainage périmétrique soigné raccordé à un exutoire efficace (exemple : bandes d'enkadrain, ...).

A défaut, et si le Maître d'Ouvrage accepte l'apparition de traces d'humidités sur les murs enterrés et si elles ne constituent pas une gêne pour la destination des locaux, on disposera un système de barbacanes et de cunettes périmétriques à chaque niveau et raccordés à un système d'évacuation efficace.

Pour tout local noble, un cuvelage étanche devra être réalisé.

6.2.5. Sols du projet

Le fond de fouille devrait se situer dans les sols en place de bonne compacité. Cependant, la solution à retenir dépendra du choix du Maître d'Ouvrage vis-à-vis de la protection du bâtiment vis-à-vis de l'eau.

Dans le cas où un cuvelage est prévu, on mettra en œuvre un système de plancher porté résistant à la sous-pressure.

Dans le cas où aucun cuvelage n'est prévu, le sol du projet pourra être traité en dallage sur terre-plein³. En cas de surépaisseur éventuelle de remblais hétérogènes, une purge complémentaire sera réalisée avec une substitution par de bons matériaux de type D2/GNT.

Ce dallage reposera sur une couche de forme dont la conception devra être conforme au DTU 13.3. Les matériaux de la couche de forme devront être soigneusement compactés, isolée du sol en place par un géotextile anticontaminant et mise en œuvre après recompactage du fond de forme décaissé.

La couche de forme, d'une épaisseur minimale de 0,2 m, sera soigneusement contrôlée au moyen d'une série d'essais de plaque et on veillera à obtenir, conformément au DTU 13.3, les caractéristiques minimales suivantes :

- $k_{\text{Westergaard}} \geq 50 \text{ MPa/m}$
- $\text{EV2 LCPC} \geq 50 \text{ MPa}$
 - $\text{EV2/EV1} < 2$

6.2.6. Terrassement et soutènement

6.2.6.1. Extraction des déblais

La création des sous-sols conduira à l'exécution d'une fouille pouvant atteindre environ 6 m de profondeur par rapport au terrain 'naturel' lors de notre intervention. Dans le cadre de la réalisation des niveaux enterrés, les déblais pourront être réalisés à la pelle mécanique jusqu'au niveau du fond de fouille. Elle recoupera principalement des remblais, des sables limoneux et des marnes sableuses dont il conviendra d'assurer la stabilité.

La présence éventuelle de blocs et/ou de niveaux indurés dans les remblais (restes de fondations, maçonneries, galeries...) et éventuellement dans les sols en place pourrait constituer une sujétion nécessitant le recours à des engins désagrégateurs.

6.2.6.2. Talutage

Dans les zones de recul suffisant et en l'absence de surcharges en tête, on pourra s'orienter sur le principe d'un talutage avec une pente maximale de talus n'excédant pas 2/3 (hauteur/base) dans les remblais.

Ces talus devront faire l'objet d'une protection par l'intermédiaire d'un polyane.

³ Ceci suppose l'inondabilité du sous-sol si la cote de la nappe atteint la cote 46,9 NGF.

6.2.6.3. Soutènement

Si dans certaines zones où les contraintes du site ne permettent pas la réalisation de talus (présence d'avoisinants), on pourra adopter un soutènement adapté et conforme à la norme NF-P 94 282. De plus, la méthodologie de terrassement dans ces zones devra être adaptée afin d'éviter tout désordre aux éventuelles constructions existantes en phase exécution. Dans le cas présent, aucun avoisinant sensible émergent n'a été observé lors de nos visites de site.

Néanmoins, si le talutage n'est pas envisageable, la stabilité de la fouille pourra être garantie en réalisant des terrassements et voiles par passes alternées avec banquettes inversées et butonnage à l'avancement. On prévoira alors des passes d'ouverture réduite dans les remblais.

Dans le cas où cette solution serait retenue, nous insistons sur l'importance d'une réalisation et d'une justification soignée (méthodologie, note de calcul, vérification de sa stabilité durant toutes les phases du terrassement,...) qui devront recevoir l'agrément préalable du Bureau de Contrôle.

Dans le cas des VPP alternées avec banquettes inversées, il est impératif que la mission G₃ de l'entreprise définisse avec précision :

- la largeur et la hauteur de passe,
- la méthodologie des terrassements, en particulier le phasage,
- le système de butonnage.

D'une façon générale, la rencontre de matériaux hétérogènes (débris de démolition, ...), de niveaux présentant une fraction sableuse significative et/ou de passages de sable franc conduira à adapter et limiter les largeurs et hauteurs de passe en les réduisant au maximum. Les terrains instables feront l'objet d'un blindage en bois provisoire.

Cette technique de soutènement devra bien évidemment être associée à un système de surveillance mis en œuvre dès le démarrage des terrassements.

Nous soulignons l'importance d'une réalisation et d'une justification soignée (méthodologie, note de calcul, vérification de sa stabilité durant toutes les phases du terrassement,...) qui devront recevoir l'agrément préalable du Bureau de Contrôle.

La tenue des parois sera assurée en phase provisoire par des butons et des butons d'angles.

En tout état de cause, il est exclu de réaliser un terrassement ou des fondations sans assurer la stabilité des ouvrages avoisinants (s'ils existent au moment de la réalisation des travaux) par un dispositif adapté pour interdire tout mouvement quelle que soit la phase de mise en œuvre du projet. A cet égard, les terrassements à effectuer sous le niveau d'assise des fondations avoisinantes devront être réalisés au moyen de puits blindés par exemple ou équivalent.

La stabilité du site en phase provisoire devra être justifiée préalablement au début des travaux et soumise à l'agrément du Bureau de Contrôle.

6.2.6.4. Butonnage

Une attention toute particulière sera apportée à la mise en œuvre des butons en phase de terrassement. L'angle d'inclinaison, les dimensions de semelles d'assise, le système de fixation sur les voiles et la transition des butons provisoires vers les butons définitifs devront être précisément justifiés préalablement au début des travaux.

Afin d'augmenter la rigidification du système "voiles - butons", la mise en place des butons d'angle est indispensable dès la première passe.

Pour éviter tout déplacement des voiles en tête, les butons provisoires et définitifs devront être vérifiés régulièrement afin de s'assurer de la liaison voile - bouton (coin de charge bien en place).

Les semelles des butons seront soigneusement réalisées et on s'assurera qu'elles mobilisent effectivement les contraintes verticales et la butée des terrains en place.

6.3. Mitoyens et Avoisinants

L'étude de la stabilité des ouvrages mitoyens/avoisinants nécessite l'examen détaillé des existants et la connaissance du projet définitif. Cette étude spécifique devra être réalisée lorsque le projet aura été arrêté.

Il conviendra en particulier de bien connaître les caractéristiques de tout ouvrage existant avoisinant pour bien définir les méthodologies de terrassements appropriées et les éventuels efforts à reprendre par l'ouvrage.

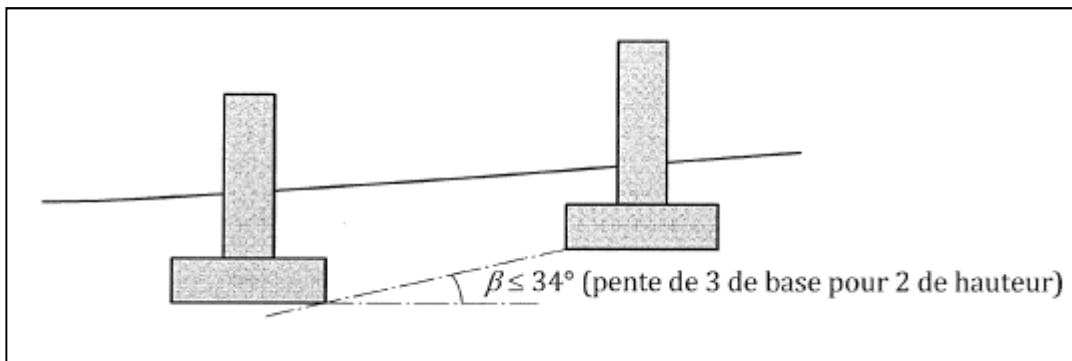
En tout état de cause, il est exclu de réaliser un terrassement sans assurer la stabilité des ouvrages mitoyens et existants par un dispositif adapté, pour interdire tout mouvement, même en phase provisoire.

Notons que toute solution envisagée devra être dûment justifiée et être validée par un contrôleur externe afin de privilégier le mode de soutènements et/ou la solution de terrassement les mieux adaptés.

6.4. Sujétions

Les sujétions suivantes devront être respectées :

- l'homogénéité des fonds de fouille sera soigneusement contrôlée,
- la rencontre de blocs ou niveaux indurés de toute nature au sein des remblais ou des sols en place pourra gêner les terrassements et nécessiter l'utilisation d'outils adaptés,
- les structures enterrées seront réalisées à l'aide d'un béton confectionné en conformité avec la norme NF EN 1992-1-1 d'octobre 2005,
- l'entreprise mettra en œuvre un matériel adapté lui permettant d'atteindre les profondeurs minimales requises. Des niveaux très indurés ou des blocs pourront être rencontrés lors de la traversée des terrains,
- les éventuelles surépaisseurs de terrains remaniés/remblais devront conduire à un approfondissement des fouilles des fondations afin de garantir l'ancrage requis dans les sols en place,
- les travaux de terrassement devront être précédés d'un rabattement fonction des arrivées d'eau,
- on veillera, en particulier, à respecter les recommandations du paragraphe 8 de la norme NF P 94-261 par rapport aux profondeurs d'assise des fondations, en particulier pour la superstructure construite en dehors de l'emprise du sous-sol.



7. ETUDES COMPLEMENTAIRES

Le présent dossier constitue une étude d'avant-projet du site qu'il conviendra de compléter par une mission spécifique de type G_{2-PRO} en phase projet conformément à la norme NF P 94-500 de Novembre 2013.

Par ailleurs, compte-tenu de la présence de la nappe vers 43/44 NGF, nous recommandons la réalisation d'une étude hydrogéologique spécifique pour la détermination des niveaux caractéristiques de la nappe au droit du site comprenant a minima un suivi piézométrique sur une période de 6 mois.

Nous restons à la disposition du Maître de l'Ouvrage et de son équipe de conception et de réalisation pour leur fournir tout renseignement complémentaire qu'ils pourraient juger utile concernant nos résultats de sondages et nos conclusions, ainsi que pour l'étude géotechnique de conception phase Projet (mission de type G₂-PRO) et pour suivre et contrôler éventuellement l'exécution des fondations qui peuvent toujours présenter localement des anomalies nécessitant des adaptations, dans le cadre d'une mission spécifique de suivi géotechnique d'exécution (missions de type G₄ à G₅ de la norme française NF P 94-500 de novembre 2013).

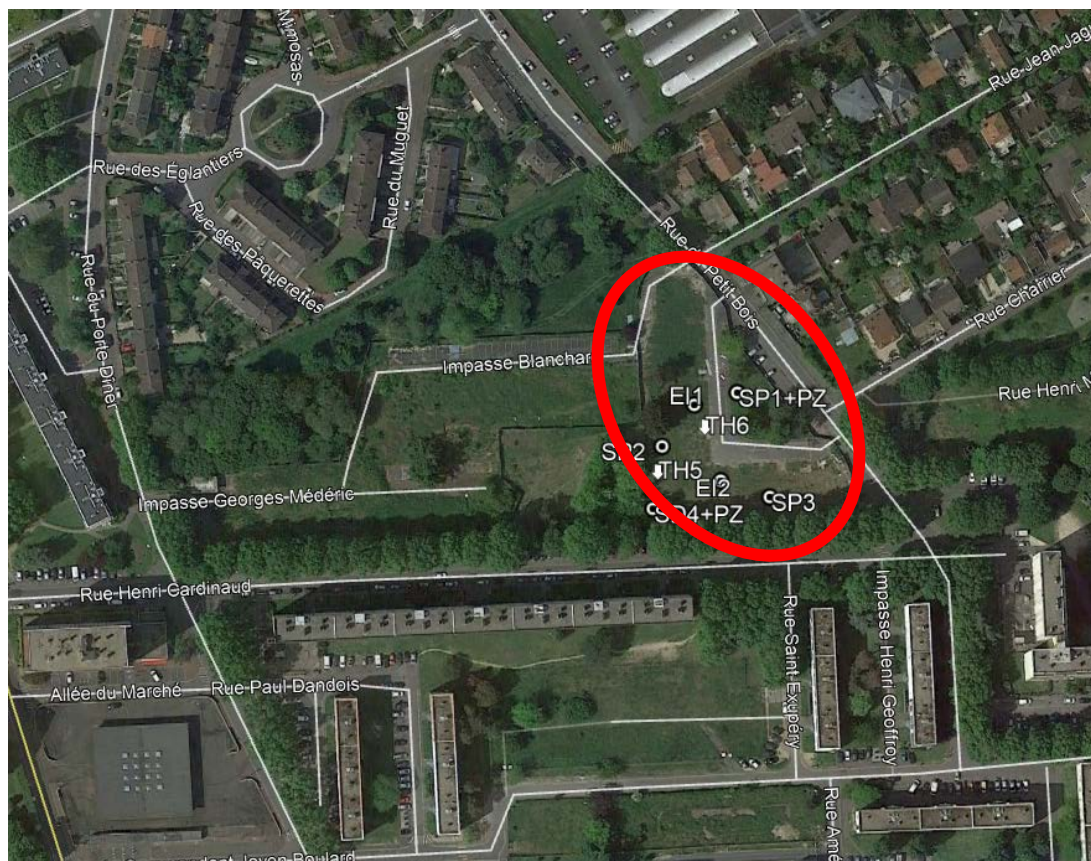
Nous rappelons par ailleurs que le respect de la norme NF P 94 500 impose à l'entreprise de réaliser une mission G₃ d'étude et de suivi d'exécution permettant d'élaborer le dossier géotechnique d'exécution et d'en suivre sa mise en œuvre.

La description des missions normées ainsi que leur enchaînement sont présentés à la fin de ce rapport.

ANNEXE 1 :

PLAN DE SITUATION

PLAN DE SITUATION



ANNEXE 2 :

SCHEMA D'IMPLANTATION DES SONDAGES



DOSSIER : G190601
PLANCHE : 02
Adresse : CRETEIL (94)
Croisement rue du petit Bois et rue Henri Cardinaud

SCHEMA D'IMPLANTATION DES SONDAGES





ANNEXE 3 :
COUPES ET DIAGRAPHIES DES SONDAGES

Date début: 04/09/2019

Date fin : 04/09/2019

Profondeur: 0,00 - 13,20 m

SP1

Cote NGF: 52,1

X : 660932,5

Y : 6853733,5

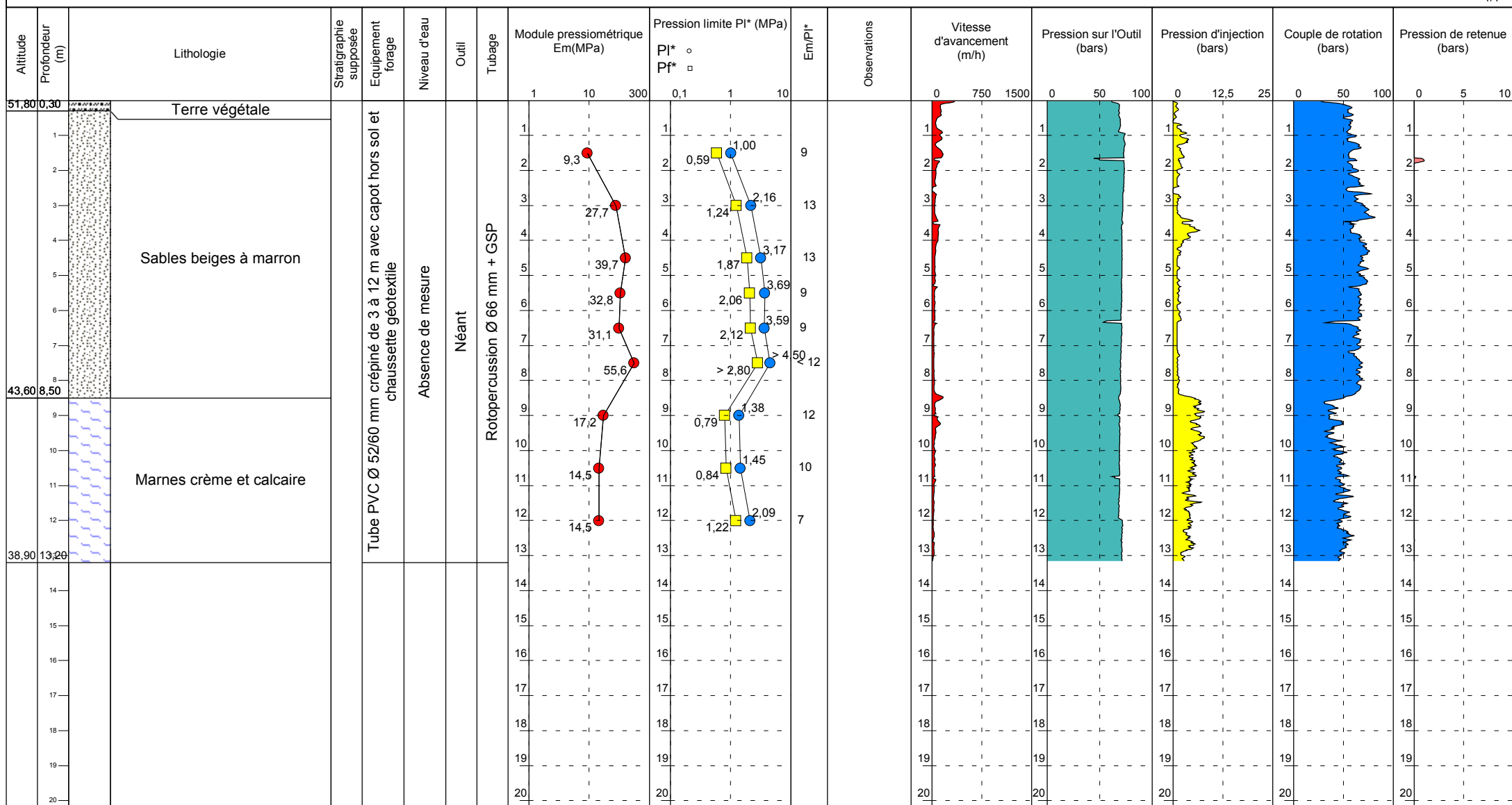
Inclinaison: 0°

Machine: Socomafor 35

Client : CARRERE

1/150

1/1



Observations:

EXGTE 3.22

Date début: 02/09/2019

Date fin : 03/09/2019

Profondeur: 0,00 - 21,10 m

SP2

Cote NGF: 52,5

X : 660904,6

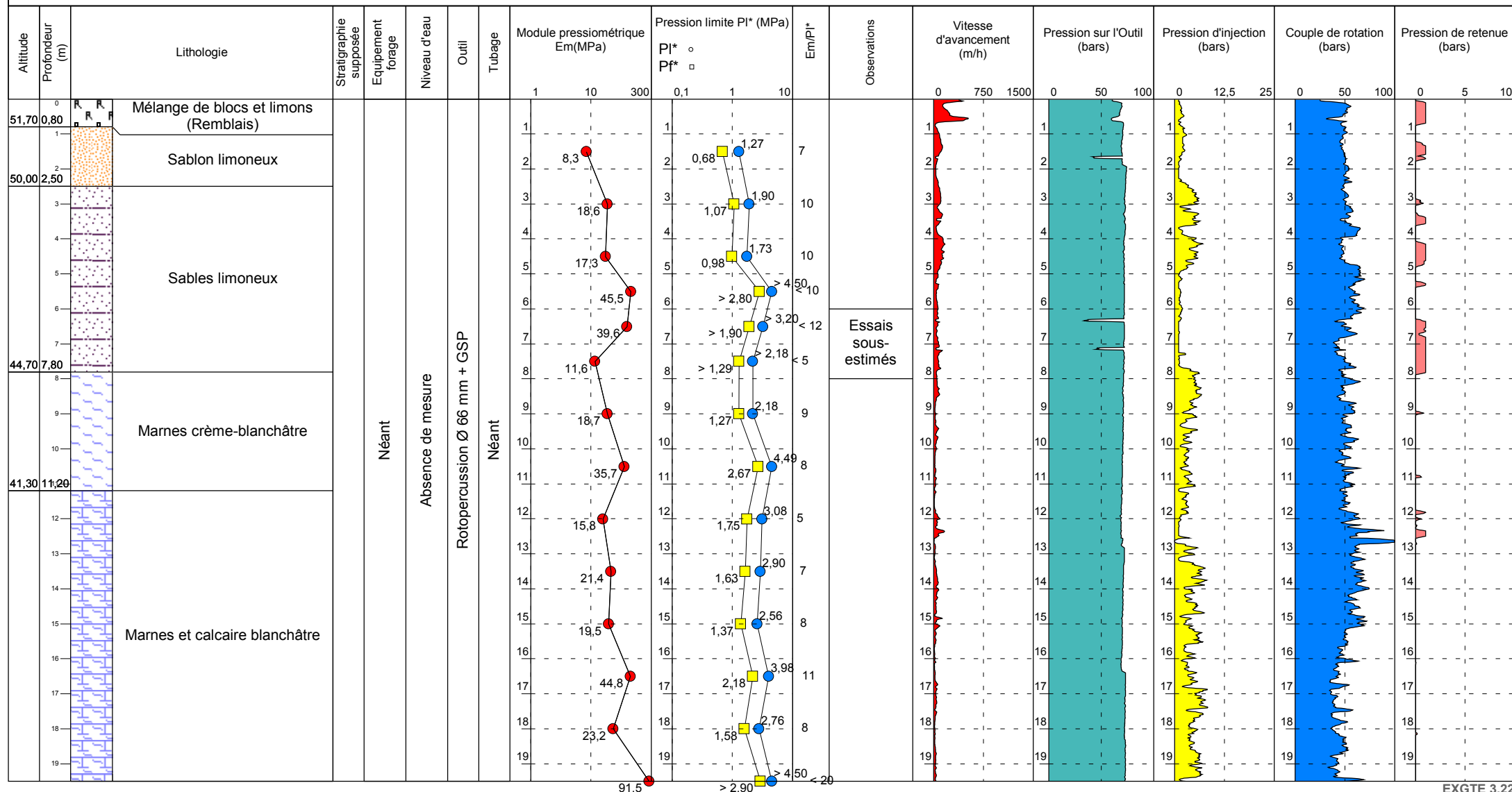
Y : 6853717,4

Inclinaison: 0°

Machine: Socomafor 35

Client : CARRERE

1/150
1/2



Observations:

Date début: 02/09/2019
Date fin : 03/09/2019
Profondeur: 0,00 - 21,10 m

SP2

Cote NGF: 52,5
X : 660904,6
Y : 6853717,4
Inclinaison: 0°

Machine: Socomafor 35

Client : CARRERE

1/150
2/2

Altitude	Profondeur (m)	Lithologie	Stratigraphie supposée	Equipement forage	Niveau d'eau	Outil	Tubage	Module pressiométrique Em(MPa)	Pression limite Pl* (MPa)	Em/Pl*	Observations	Vitesse d'avancement (m/h)	Pression sur l'Outil (bars)	Pression d'injection (bars)	Couple de rotation (bars)	Pression de retenue (bars)
								1 10 300	Pl* ° Pf* □	0,1 1 10		0 750 1500	0 50 100	0 12,5 25	0 50 100	0 5 10
31,40	21,10	Marnes et calcaire blanchâtre		Néant	Absence de mesure	Rotopercussion	Néant	91,5	> 2,90	> 4		20	20	20	20	20
	22							22				22	22	22	22	22
	23							23				23	23	23	23	23
	24							24				24	24	24	24	24
	25							25				25	25	25	25	25
	26							26				26	26	26	26	26
	27							27				27	27	27	27	27
	28							28				28	28	28	28	28
	29							29				29	29	29	29	29
	30							30				30	30	30	30	30
	31							31				31	31	31	31	31
	32							32				32	32	32	32	32
	33							33				33	33	33	33	33
	34							34				34	34	34	34	34
	35							35				35	35	35	35	35
	36							36				36	36	36	36	36
	37							37				37	37	37	37	37
	38							38				38	38	38	38	38
	39							39				39	39	39	39	39

Observations:

Date début: 03/09/2019
Date fin : 03/09/2019
Profondeur: 0,00 - 13,20 m

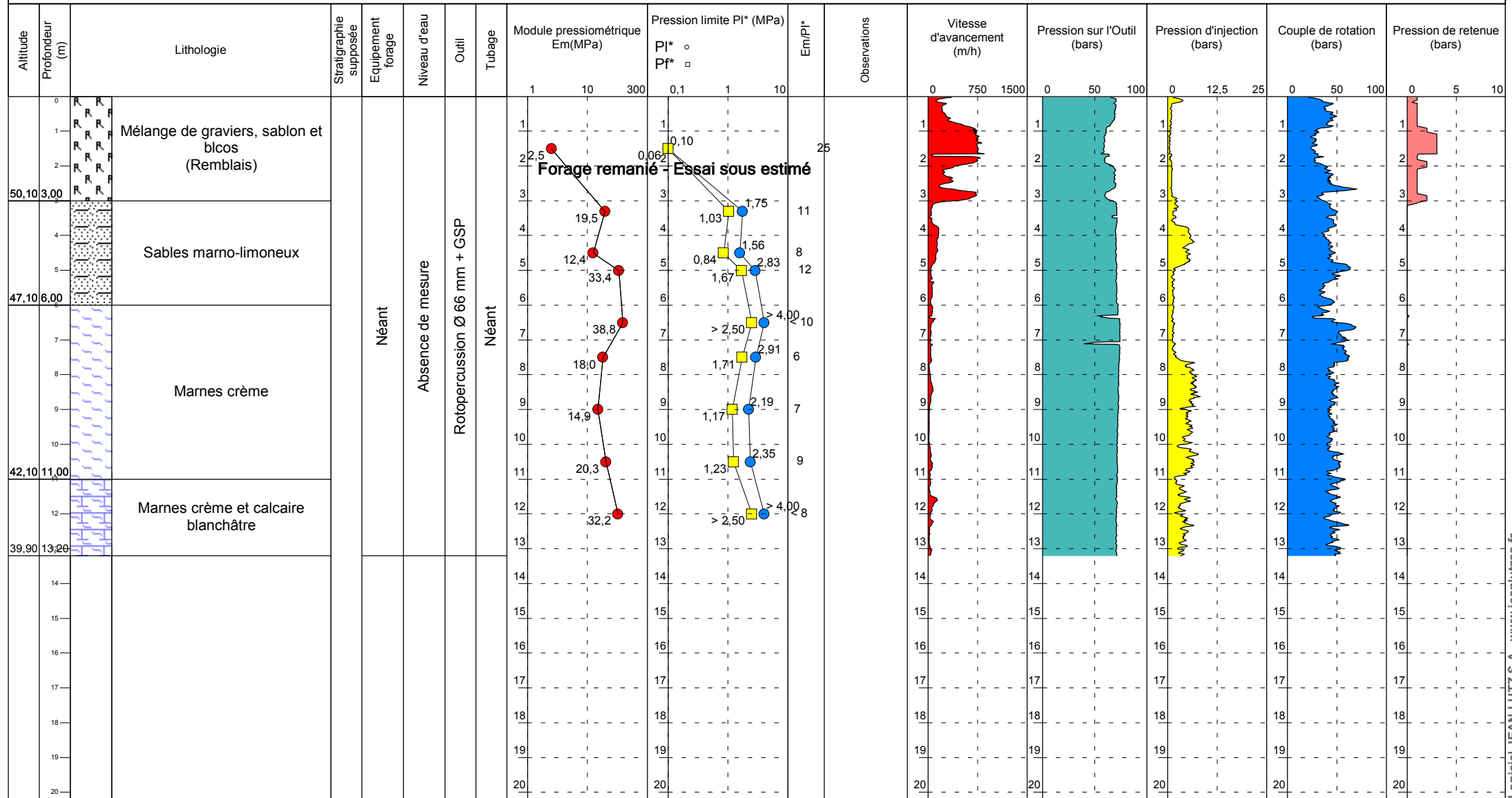
SP3

Cote NGF: 53,1
X : 660948,4
Y : 6853696,4
Inclinaison: 0°

Machine: Socomafor 35

Client : CARRERE

1/150
1/1



Observations:

EXGTE 3.22

Date début: 04/09/2019
Date fin : 04/09/2019
Profondeur: 0,00 - 8,90 m

SD4

Cote NGF: 52,6
X : 660903,7
Y : 6853697,1
Inclinaison : 0°

Machine: Socomafor 35

Client : **CARRERE**

1/150
1/1

Altitude	Profondeur (m)	Lithologie	Stratigraphie supposée	Equipement forage	Niveau d'eau	Outil	Tubage	Remarque	Vitesse d'avancement (m/h)	Pression sur l'Outil (bars)	Pression d'injection (bars)	Couple de rotation (bars)	Pression de Retenue (bars)
52,20	0,40	Mélange de limons, sables et blocs (Remblais)							0 750 1500	0 50 100	0 12,5 25	0 50 100	0 5 10
52	1								1	1	1	1	1
51	2	Sables limoneux							2	2	2	2	2
50	3								3	3	3	3	3
49	4								4	4	4	4	4
48,60	4,00	Sables marneux beiges							5	5	5	5	5
48	5								6	6	6	6	6
47	6	Sables graveleux limoneux marron foncé							7	7	7	7	7
46,60	6,00								8	8	8	8	8
46	7	Sables graveleux marneux							9	9	9	9	9
45,80	7,80								10	10	10	10	10
44,70	8,90								11	11	11	11	11
44	8,90								12	12	12	12	12
43	10								13	13	13	13	13
42	11								14	14	14	14	14
41	12								15	15	15	15	15
40	13								16	16	16	16	16
39	14								17	17	17	17	17
38	15								18	18	18	18	18
37	16								19	19	19	19	19
36	17												
35	18												
34	19												

Observations:

EXGTE 3.22



INGENIERIE
DES SOLS ET FONDATIONS

G190601 CRETEIL (94)
Rue Cardinaud

Date début: 05/09/2019

Date fin : 05/09/2019

Profondeur: 0,00 - 4,00 m

TH5

Cote NGF: 52,7

X : 660904,9

Y : 6853706,0

Inclinaison: 0°

Machine: Socomafor 35

Client : CARRERE

1/100

1/1

Cote NGF	Profondeur (m)	Echantillons	Lithologie	Niveau d'eau	Outil	Equipement forage
51,40 m	0		Mélange de limons, sables, graviers et blocs (Remblais)	Absence de mesure	Tarière Ø 110 mm	Néant
	1		1,30 m			
	2					
	3		Limons argileux et sableux marron			
48,70 m	4		4,00 m			
	5					
	6					
	7					
	8					
	9					
	10					
	11					
	12					
	13					
	14					
	15					
	16					
	17					
	18					
	19					
	20					

Observations:

EXGTE 3.22

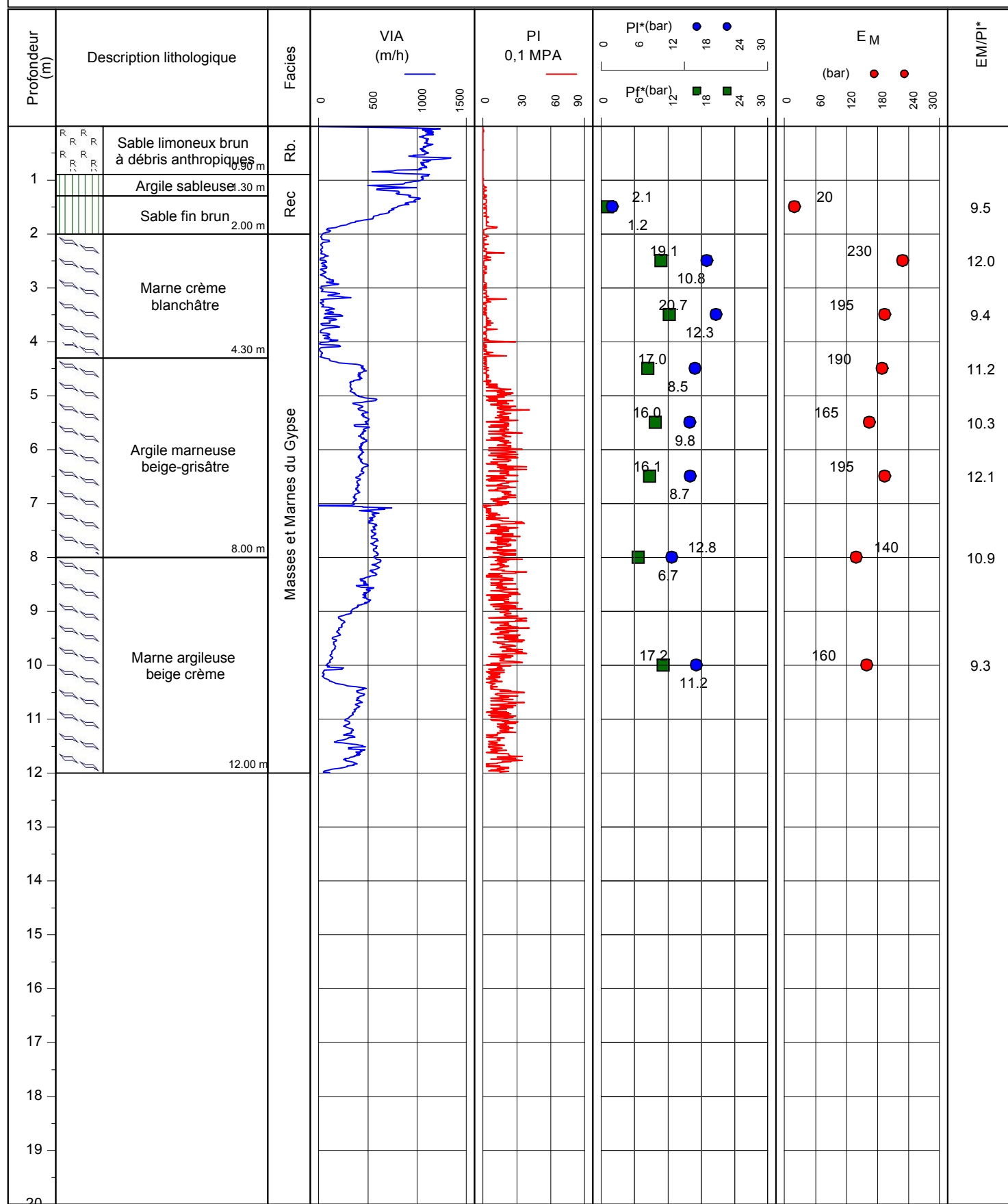
Client: CRETEIL HABITAT SEMIC

SONDAGE S2

X: 0.000

Y: 0.000

Sondage pressiométrique



Obs:

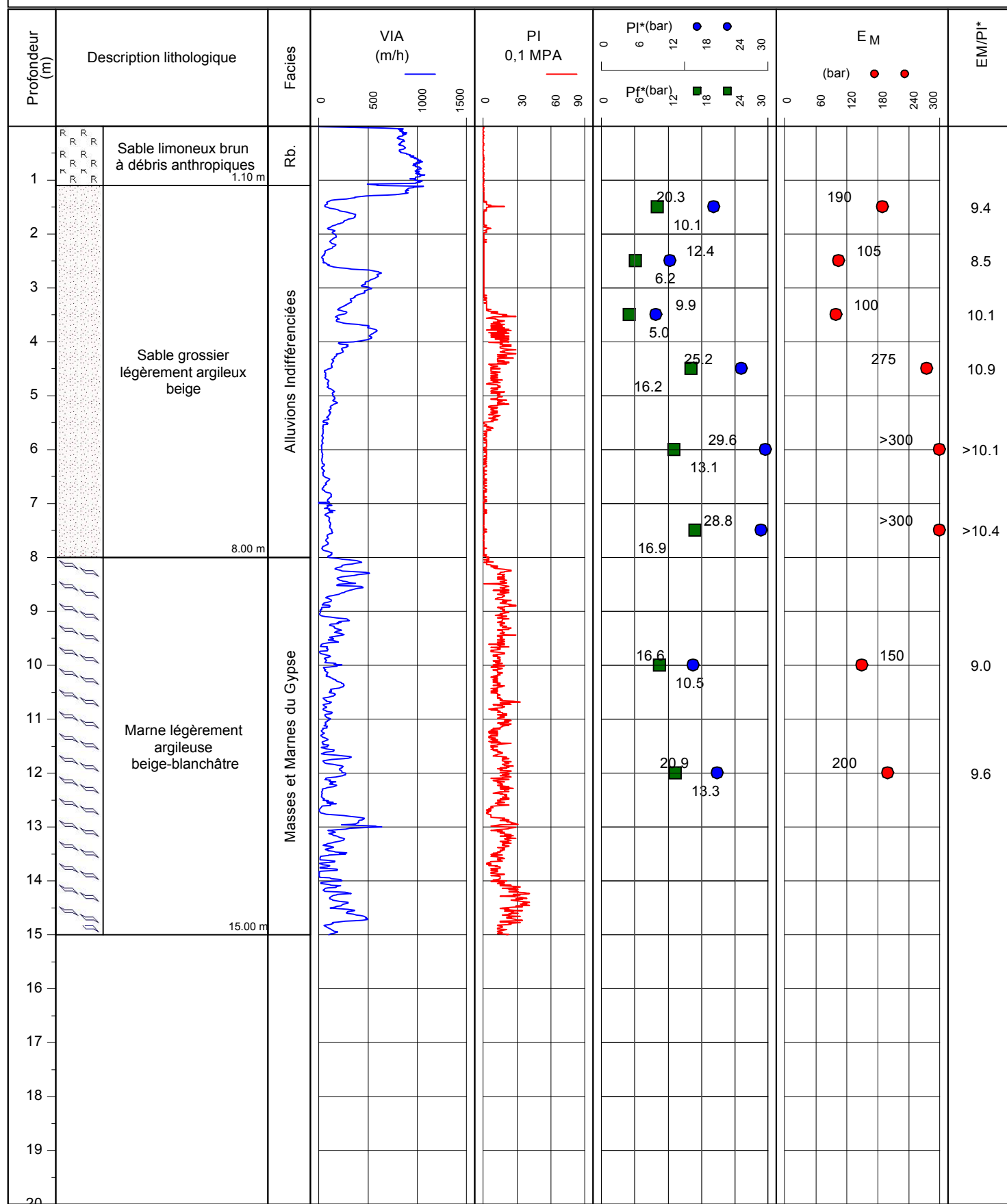
Client: CRETEIL HABITAT SEMIC

SONDAGE S4

X: 0.000

Y: 0.000

Sondage pressiométrique



Obs:

ANNEXE 4 :

RESULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE ET ESSAIS D'EAU

WESSLING France S.A.R.L., 3 Avenue de Norvège, ZA de Courtaboeuf, 91140 Villebon-Sur-Yvette

GEOLIA
Monsieur Stephane DEMEULEMEESTER
119/131 Avenue René Morin
91410 MORANGIS

Rapport d'essai n° :	UPA19-032699-1
Commande n° :	UPA-09898-19
Interlocuteur :	D. Cardon
Téléphone :	+33 164 471 475
eMail :	David.Cardon@wessling.fr
Date :	18.09.2019

Rapport d'essai

G190601 CRETEIL

Résultats d'analyses sous réserve du flaconnage reçu (hors flaconnage Wessling) et du respect des conditions de conservation des échantillons jusqu'au laboratoire d'analyses.

Les méthodes développées par les laboratoires WESSLING d'Allemagne sont accréditées par le DAR n°DAP-PL-1237.90, reconnu par le COFRAC.

Les méthodes développées au laboratoire WESSLING de Lyon sont accréditées par le COFRAC section essais n°1-1364.

Portées d'accréditation DAR et COFRAC communiquées sur demande.

Les méthodes couvertes par l'accréditation EN ISO 17025 sont marquées d'un A dans le tableau récapitulatif en fin de rapport au niveau des normes.

Les résultats ne se rapportent qu'aux échantillons soumis à l'essai.

Ce rapport d'essai ne peut être reproduit que sous son intégralité et avec l'autorisation des laboratoires WESSLING (EN ISO 17025).

WESSLING France S.A.R.L.
3 Avenue de Norvège · ZI de Courtaboeuf
91140 Villebon-sur-Yvette
Tél. +33 (0)1 64 47 65-38 · Fax +33 (0)9 72 53 90 48
labo.paris@wessling.fr · www.wessling.fr

Villebon-Sur-Yvette, le 18.09.2019

N° d'échantillon		19-151193-01	19-151193-02	19-151193-03	19-151193-04
Désignation d'échantillon	Unité	TH5 1.5-2m	TH5 3.5-4m	TH6 3.5-4m	TH6 1.5-2m

Extrait à l'acide chlorhydrique		16.09.19	16.09.19	16.09.19	16.09.19
---------------------------------	--	----------	----------	----------	----------

Analyse physique

Matière sèche	% mass MB	94,2	86,9	91,5	94,3
---------------	-----------	------	------	------	------

Paramètres globaux / Indices

Degré d'acidité	ml/kg MS-A	<2,0	<2,0	<2,0	<2,0
Sulfates (SO4) calc.	mg/kg MS-A	13000	5400	190	290
Soufre (S)	mg/kg MS-A	4300	1800	65	96

Préparation d'échantillon

Mouture		oui	oui	oui	oui
---------	--	-----	-----	-----	-----

Villebon-Sur-Yvette, le 18.09.2019

Informations sur les échantillons

N° d'échantillon :	19-151193-01	19-151193-02	19-151193-03	19-151193-04
Date de réception :	13.09.2019	13.09.2019	13.09.2019	13.09.2019
Désignation :	TH5 1.5-2m	TH5 3.5-4m	TH6 3.5-4m	TH6 1.5-2m
Type d'échantillon :	Sol	Sol	Sol	Sol
Date de prélèvement :	13.09.2019	13.09.2019	13.09.2019	13.09.2019
Récipient :	1 VB	1 VB	1 VB	1 VB
Température à réception (C°) :	24°C	24°C	24°C	24°C
Début des analyses :	13.09.2019	13.09.2019	13.09.2019	13.09.2019
Fin des analyses :	18.09.2019	18.09.2019	18.09.2019	18.09.2019

WESSLING France S.A.R.L.
3 Avenue de Norvège · ZI de Courtaboeuf
91140 Villebon-sur-Yvette
Tél. +33 (0)1 64 47 65-38 · Fax +33 (0)9 72 53 90 48
labo.paris@wessling.fr · www.wessling.fr

Villebon-Sur-Yvette, le 18.09.2019

Informations sur les méthodes d'analyses

Paramètre	Norme	Laboratoire
Sulfates, HCl extr. B (agress. sur béton et acier)	DIN 4030-2 mod. (2008-06)(A)	Wessling Oppin (D)
Matières sèches	DIN ISO 11465 (1996-12)(A)	Wessling Oppin (D)
Degré d'acidité Baumann-Gully	DIN 4030-2 (2008-06)(A)	Wessling Oppin (D)
Extraction à l'acide chlorhydrique (agressivité vis-à-vis des bétons)	DIN 4030-2 (2008-06)(A)	Wessling Oppin (D)
Broyage de solides	DIN ISO 11464 (2006-12)(A)	Wessling Oppin (D)

Commentaires :

Les seuils de quantification fournis n'ont pas été recalculés d'après la matière sèche de l'échantillon.
Les seuils sont susceptibles d'être augmentés en fonction de la nature chimique de la matrice.

Signataire Technique

David HARDY

Directeur de site





INGENIERIE
DES SOLS ET FONDATIONS

G190601 CRETEIL (94)
Rue Cardinaud

Date début: 05/09/2019

Date fin : 05/09/2019

Profondeur: 0,00 - 2,50 m

EI1

Cote NGF: 52,5

X : 660914,6

Y : 6853728,9


Inclinaison: 0°

Machine: Socomafor 35

Client : CARRERE

1/100

1/1

Cote NGF	Profondeur (m)	Echantillons	Lithologie	Niveau d'eau	Outil	Equipement forage
51,20 m	0		 Mélange de limons, sables et blocs (Remblais)	Absence de mesure	Tubage Ø 98/114 mm	
	1		1,30 m			
50,00 m	2		Limons argileux et sableux marron		Tricône Ø 90 mm	Essai d'infiltration
	2		2,50 m			
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					
	9					
	10					
	11					
	12					
	13					
	14					
	15					
	16					
	17					
	18					
	19					
	20					

Observations:

EXGTE 3.22



INGENIERIE
DES SOLS ET FONDATIONS

G190601 CRETEIL (94)
Rue Cardinaud

Date début: 04/09/2019

Date fin : 05/09/2019

Profondeur: 0,00 - 3,80 m

EI2

Cote NGF: 52,8

X : 660927,0

Y : 6853701,2

Inclinaison: 0°

Machine: Socomafor 35

Client : CARRERE

1/100

1/1

Cote NGF	Profondeur (m)	Echantillons	Lithologie	Niveau d'eau	Outil	Equipement forage
	0					
	1					
	2		Mélange de blocs, sables, plâtre et limons (Remblais)		Tubage Ø 98/114 mm	
50,30 m						Essai d'infiltration
	3		Marnes sableuses beige-crème		Tricône Ø 90 mm	
49,00 m						Essai d'infiltration
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					
	9					
	10					
	11					
	12					
	13					
	14					
	15					
	16					
	17					
	18					
	19					
	20					

Observations:

EXGTE 3.22

Sondage : EI 11

Passé d'essai : 1,50 à 2,50 m

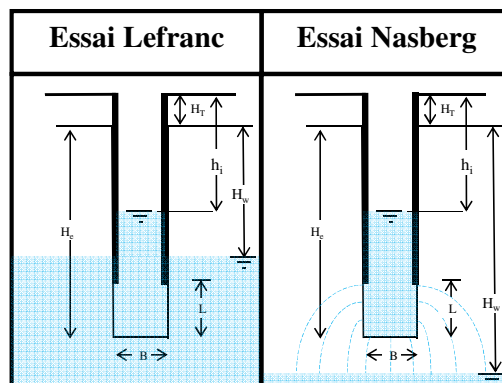
Date : 05/09/2019

H_T (m)=	0,1
H_c (m)=	2,5
H_w (m)=	
L (m)=	1
B (m)=	0,09
B_{tube} =	0,098
MATERIAUX TESTÉ	
limons argilo-sableux	

$S = 0,008 \text{ m}^2$

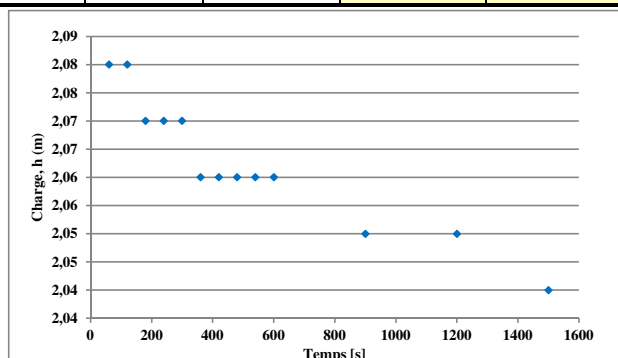
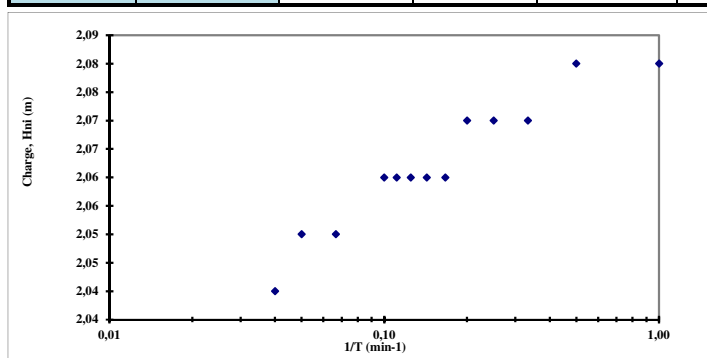
H_{ca} =	2,50
c =	11,11
m_0 =	22,51
m =	22,51
m^*B =	2,03

m_0	
$c > 10$	22,51
$1.2 < c < 10$	22,50
$0 < c < 1.2$	52,00



Descente

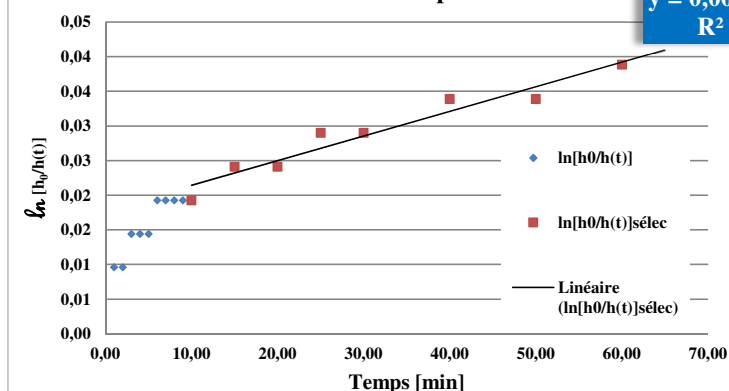
h_i (m)	T (sec)	Δh_i (m)	$1/\Delta T$ (1/sec)	H_{moy} (m)	Q (m³/sec)	K m/sec	K_{moyen} (m/sec)	$1/T$ (1/min)	H_{ni} (m)
0	0	0							0,00
0,02	60	0,02	0,02	2,080	2,12E-06	5,03E-07	#NOMBRE!	1,00	2,08
0,02	120	0	0,02	2,080	0,00E+00	0,00E+00		0,50	2,08
0,030	180	0,01	0,02	2,070	1,06E-06	2,53E-07		0,33	2,07
0,030	240	0	0,02	2,070	0,00E+00	0,00E+00		0,25	2,07
0,030	300	0	0,02	2,070	0,00E+00	0,00E+00		0,20	2,07
0,040	360	0,01	0,02	2,060	1,06E-06	2,54E-07		0,17	2,06
0,040	420	0	0,02	2,060	0,00E+00	0,00E+00		0,14	2,06
0,040	480	0	0,02	2,060	0,00E+00	0,00E+00		0,13	2,06
0,040	540	0	0,02	2,060	0,00E+00	0,00E+00		0,11	2,06
0,040	600	0	0,02	2,060	0,00E+00	0,00E+00		0,10	2,06
0,050	900	0,01	0,00	2,050	2,12E-07	5,11E-08		0,07	2,05
0,050	1200	0	0,00	2,050	0,00E+00	0,00E+00		0,05	2,05
0,060	1500	0,01	0,00	2,040	2,12E-07	5,13E-08		0,04	2,04
0,060	1800	0	0,00	2,040	0,00E+00	0,00E+00		0,03	2,04
0,070	2400	0,01	0,00	2,030	1,06E-07	2,58E-08		0,03	2,03
0,070	3000	0	0,00	2,030	0,00E+00	0,00E+00		0,02	2,03
0,08	3600	0,01	0,00	2,020	1,06E-07	2,59E-08		0,02	2,02



Variation de la charge brute (logarithme népérien), en fonction du temps écoulé

$$y = 0,0004x + 0,0179$$

$$R^2 = 0,9375$$



$S = 0,008 \text{ m}^2$

$F = 2,0261$

$\alpha = 0,0004 / \text{min}$

$$K = \frac{\alpha \cdot S}{F}$$

avec :

K : perméabilité recherchée

S : section droite du tube à travers lequel est réalisé l'essai

F : facteur de forme déterminé d'après l'Annexe B de la NF ISO 22282-1 du 18 janvier 2014

$$K(\alpha) = 2,48E-08 \text{ m/s}$$

Sondage : EI 12

Passé d'essai : 2,80 à 3,80 m

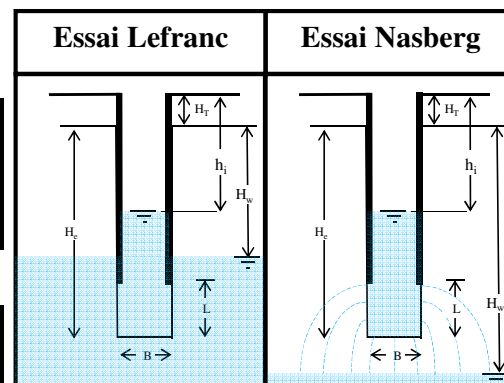
Date : 05/09/2019

H_T (m)=	0,2
H_c (m)=	3,8
H_w (m)=	
L (m)=	1
B (m)=	0,09
B_{tube} =	0,098
MATERIAUX TESTÉ	
marne sableuse	

$S = 0,008 \text{ m}^2$

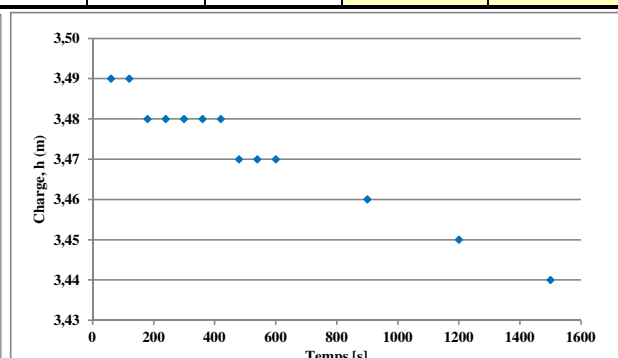
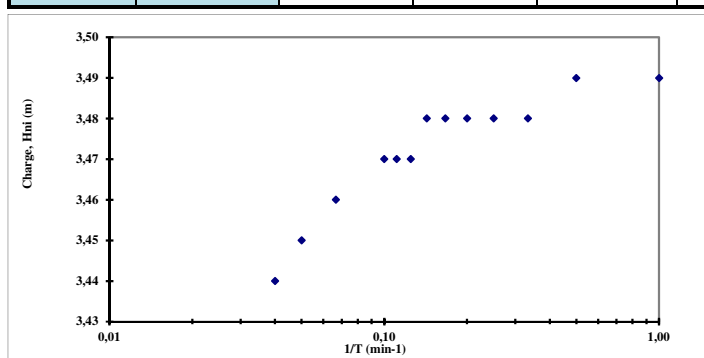
H_{ca} =	3,80
c =	11,11
m_0 =	22,51
m =	22,51
m^*B =	2,03

m_0	
$c > 10$	22,51
$1.2 < c < 10$	22,50
$0 < c < 1.2$	52,00



Descente

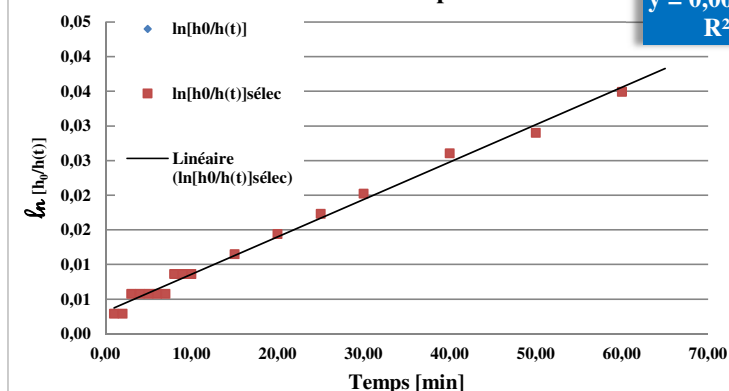
h_i (m)	T (sec)	Δh_i (m)	$1/\Delta T$ (1/sec)	H_{moy} (m)	Q (m³/sec)	K m/sec	K_{moyen} (m/sec)	1/T (1/min)	Hni (m)
0	0	0							0,00
0,01	60	0,01	0,02	3,490	1,06E-06	1,50E-07	#NOMBRE!	1,00	3,49
0,01	120	0	0,02	3,490	0,00E+00	0,00E+00		0,50	3,49
0,020	180	0,01	0,02	3,480	1,06E-06	1,50E-07		0,33	3,48
0,020	240	0	0,02	3,480	0,00E+00	0,00E+00		0,25	3,48
0,020	300	0	0,02	3,480	0,00E+00	0,00E+00		0,20	3,48
0,020	360	0	0,02	3,480	0,00E+00	0,00E+00		0,17	3,48
0,020	420	0	0,02	3,480	0,00E+00	0,00E+00		0,14	3,48
0,030	480	0,01	0,02	3,470	1,06E-06	1,51E-07		0,13	3,47
0,030	540	0	0,02	3,470	0,00E+00	0,00E+00		0,11	3,47
0,030	600	0	0,02	3,470	0,00E+00	0,00E+00		0,10	3,47
0,040	900	0,01	0,00	3,460	2,12E-07	3,02E-08		0,07	3,46
0,050	1200	0,01	0,00	3,450	2,12E-07	3,03E-08		0,05	3,45
0,060	1500	0,01	0,00	3,440	2,12E-07	3,04E-08		0,04	3,44
0,070	1800	0,01	0,00	3,430	2,12E-07	3,05E-08		0,03	3,43
0,090	2400	0,02	0,00	3,410	2,12E-07	3,07E-08		0,03	3,41
0,100	3000	0,01	0,00	3,400	1,06E-07	1,54E-08		0,02	3,40
0,12	3600	0,02	0,00	3,380	2,12E-07	3,10E-08		0,02	3,38



Variation de la charge brute (logarithme népérien), en fonction du temps écoulé

$$y = 0,0005x + 0,0032$$

$$R^2 = 0,992$$



$S = 0,008 \text{ m}^2$

$F = 2,0261$

$\alpha = 0,0005 / \text{min}$

$$K = \frac{\alpha \cdot S}{F}$$

avec :

K : perméabilité recherchée

S : section droite du tube à travers lequel est réalisé l'essai

F : facteur de forme déterminé d'après l'Annexe B de la NF ISO 22282-1 du 18 janvier 2014

$K(\alpha) = 3,10E-08 \text{ m/s}$

ANNEXE 5 :

CLASSIFICATION DES MISSIONS GEOTECHNIQUES TYPES

(NF P 94-500 DE NOVEMBRE 2013)

ANNEXE 2 – Classification des missions d'ingénierie géotechnique

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.

ANNEXE 2 (suite) – Classification des missions d'ingénierie géotechnique

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'état 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 6 :

SCHEMA D'ENCHAINEMENT DES MISSIONS GEOTECHNIQUES

ANNEXE 1 – Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape 1 : Étude géotechnique préalable (G1)		Étude géotechnique préalable (G1) Phase Étude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Étude préliminaire, esquisse, APS	Étude géotechnique préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Avant-projet (AVP)		Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	PRO	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet	risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	DCE/ACT	Étude géotechnique de conception (G2) Phase DCE / ACT		Consultation sur le projet de base / Choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux		
Étape 3 : Études géotechniques de réalisation (G3/G4)		À la charge de l'entreprise	À la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Étude (en interaction avec la phase Suivi)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision du suivi)	Étude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec maîtrise de la qualité, du délai et du coût	Identification des risques résiduels, mesures correctives, contrôle du management des risques résiduels (réalité des actions, vigilance, mémorisation, capitalisation des retours d'expérience)	Fonction des méthodes de construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent
	DET/AOR	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase Étude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision de l'étude)	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage		Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux
À toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)		Influence d'un élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié