

# Note Géotechnique G2 PRO St Pierre Bus

Annexe 11a



## SOMMAIRE |

<b>1.</b>	<b>PRÉSENTATION DE NOTRE MISSION .....</b>	<b>1</b>
1.1.	OBJET DE LA NOTE.....	1
1.2.	DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE .....	1
<b>2.</b>	<b>DESCRIPTION DU SITE ET DU PROJET .....</b>	<b>3</b>
2.1.	LE SITE.....	3
2.2.	LE PROJET .....	4
2.2.1.	CARACTÉRISTIQUES DU PROJET .....	4
2.2.2.	EXIGENCES DU PROJET .....	6
2.2.3.	PRINCIPES DE FONDATIONS ET DE SOUTÈNEMENT RETENUS.....	7
2.2.4.	DESCENTES DE CHARGES .....	8
2.3.	LES AVOISINANTS .....	10
<b>3.</b>	<b>SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE.....</b>	<b>12</b>



CA-RRA

wsp



3.1.	CONTEXTES GÉOLOGIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE .....	12
3.2.	SITUATION DU TERRAIN PAR RAPPORT AUX RISQUES NATURELS .....	14
3.3.	INVESTIGATIONS GÉOTECHNIQUES .....	16
3.3.1.	CAMPAGNE D'INVESTIGATIONS .....	16
3.3.2.	COUCHES LITHOLOGIQUES .....	18
3.3.3.	CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES .....	20
3.3.4.	ESSAIS DE PERMÉABILITÉ .....	21
3.3.5.	AGRESSIVITÉ DU SOL PAR RAPPORT AU BÉTON .....	22
<b>4.</b>	<b>MODELE GÉOTECHNIQUE .....</b>	<b>23</b>
4.1.	HYPOTHÈSES GÉOTECHNIQUES .....	23
4.2.	HYPOTHÈSES HYDROGÉOLOGIQUES .....	24
4.3.	ZONE D'INFLUENCE GÉOTECHNIQUE .....	24
<b>5.</b>	<b>TERRASSEMENTS.....</b>	<b>26</b>
5.1.	MOYENS.....	26
5.2.	TALUTAGE PROVISOIRE .....	26
5.3.	REMBLAIEMENT DES PURGES ET DE LA PLATEFORME DE TRAVAIL .....	26
<b>6.</b>	<b>PAROI PARISIENNE.....</b>	<b>27</b>
6.1.	PRINCIPE .....	27
6.2.	COUPE DE CALCUL.....	27
6.3.	LOGICIEL DE CALCUL.....	28
6.4.	HYPOTHÈSES GÉOTECHNIQUES .....	29
6.5.	NIVEAUX D'EAU .....	30
6.6.	SURCHARGES .....	31
6.7.	CARACTÉRISTIQUES DE LA PAROI .....	31
6.8.	BRACONS ET RISBERME .....	32
6.9.	RAIDEUR DU PLANCHER.....	33
6.10.	CALCULS DE L'ÉCRAN SOUS K-REA .....	34
6.10.1.	PHASAGE .....	34
6.10.2.	RÉSULTATS .....	36
6.10.3.	FERRAILLAGE DES PIEUX.....	38
6.11.	CAPACITÉ PORTANTE .....	38
6.12.	SUJÉTIONS D'EXECUTION ET CONTRÔLES.....	38
6.13.	SYSTÈME DE SURVEILLANCE .....	39
<b>7.</b>	<b>ETUDE DES FONDATIONS DES FONDATIONS PROFONDES (PIEUX TARIÈRE CREUSE SUIVANT           NF P 94-262) .....</b>	<b>42</b>
7.1.	PRINCIPE ET MÉTHODE DE CALCULS .....	42
7.2.	CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DES PIEUX.....	42

7.2.1.	TYPE DE PIEUX .....	42
7.2.2.	FORMATION D'ANCRAGE.....	42
7.2.3.	RÉSISTANCE STRUCTURALE (STR).....	43
7.3.	CAPACITÉ PORTANTE DES PIEUX .....	45
7.3.1.	PARAMÈTRES DE DIMENSIONNEMENT RETENUS .....	45
7.3.2.	COEFFICIENTS DE PONDÉRATION .....	45
7.3.3.	EFFET DE GROUPE.....	46
7.3.4.	CALCULS DE LA CAPACITÉ PORTANTE.....	46
7.4.	ESSAIS DE CONTRÔLE .....	50
7.5.	SUJÉTIONS D'EXÉCUTIONS ET CONTRÔLES .....	50
<b>8.</b>	<b>PRÉDIMENSIONNEMENT DES PIEUX STARSOL® .....</b>	<b>52</b>
8.1.	PRINCIPE ET MÉTHODE DE CALCULS .....	52
8.2.	RÉSISTANCE STRUCTURALE.....	52
8.3.	CAPACITÉ PORTANTE .....	53
8.3.1.	PARAMÈTRES DE DIMENSIONNEMENT RETENUS .....	53
8.3.2.	COEFFICIENTS DE PONDÉRATION .....	53
8.3.3.	EFFET DE GROUPE.....	54
8.3.4.	CALCULS DE LA CAPACITÉ PORTANTE.....	54
<b>9.</b>	<b>DALLAGE .....</b>	<b>58</b>
9.1.	ARASE DE TERRASSEMENT .....	58
9.2.	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES .....	58
9.3.	COUPE GÉOTECHNIQUE DE CALCULS .....	59
<b>10.</b>	<b>FONDATIONS SUPERFICIELLES.....</b>	<b>60</b>
10.1.	PRINCIPE DE FONDATIONS .....	60
10.2.	SOL D'ANCRAGE .....	60
10.3.	PARAMÈTRES DE DIMENSIONNEMENT (GEO) .....	62
10.3.1.	CAPACITÉ PORTANTE ELS ET ELU.....	62
10.3.2.	TASSEMENT À L'ELS.....	63
10.3.3.	VÉRIFICATION AU GLISSEMENT À L'ELU FONDAMENTAL .....	63
10.3.4.	VÉRIFICATION DE L'EXCENTREMENT.....	63
10.4.	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ET SUJÉTIONS D'EXÉCUTION ...	64
<b>11.</b>	<b>MURS DE SOUTÈNEMENT PÉRIPHÉRIQUES.....</b>	<b>66</b>
11.1.	PRINCIPE .....	66
11.2.	SOL D'ANCRAGE .....	66
11.3.	PARAMÈTRES DE DIMENSIONNEMENT (GEO) .....	66
11.3.1.	CAPACITÉ PORTANTE ELS ET ELU FOND.....	67
11.3.2.	POUSSÉE DES TERRES.....	67
11.3.3.	POUSSÉES HYDROSTATIQUES .....	67

11.3.4.	VÉRIFICATION AU GLISSEMENT À L'ELU FONDAMENTAL .....	68
11.3.5.	VÉRIFICATION DE L'EXCENTREMENT .....	68
11.4.	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ET SUJÉTIONS D'EXÉCUTION ...	68
<b>12.</b>	<b>VOIRIES .....</b>	<b>69</b>
12.1.	CLASSES DE TRAFIC.....	69
12.2.	PLATE-FORME SUPPORT DE CHAUSSÉE .....	69
12.3.	COUCHE DE FORME .....	70
12.4.	STRUCTURE DE CHAUSSÉE .....	72
<b>13.</b>	<b>RECOMMANDATIONS .....</b>	<b>73</b>
<b>14.</b>	<b>UTILISATION DU RAPPORT DE L'ÉTUDE .....</b>	<b>74</b>
<b>15.</b>	<b>ANNEXES .....</b>	<b>75</b>

# 1. PRÉSENTATION DE NOTRE MISSION

## 1.1. OBJET DE LA NOTE

Dans le cadre du groupement dont l'entreprise GCC est mandataire, la société d'ingénierie géologique SASU GEOTERRIA, co-traitant de ce groupement, est chargée de l'étude des aspects géotechniques concernant la construction des bâtiments du projet du parking ST PIERRE sur la commune de MARSEILLE (13).

Cette étude correspond à une **mission géotechnique normalisée de type G2 – Phase PRO** (Norme Française NF-P-94 500 de novembre 2013) et concerne **les ouvrages suivants** :

- Construction du bâtiment « principal » correspondant au remisage de type R+3 avec un niveau de sous-sol ;
- Construction des bâtiments « secondaires » comprenant :
  - o une aire de lavage,
  - o un local bus accidenté,
  - o un local gardien ;
- Réalisation de murs ou murets de soutènement périphériques au site en raison de l'abaissement du TN actuel pour la nouvelle voirie ;
- Réalisation des voiries.

Elle se limite à :

- synthétiser les résultats des différentes campagnes d'investigations in-situ et en laboratoire réalisées,
- étudier les ouvrages géotechniques des constructions listés ci-dessus avec :
  - o la définition des hypothèses géotechniques,
  - o l'établissement des prédimensionnements,
  - o la définition des recommandations pour ces ouvrages.

Par ailleurs, dans le cadre de ce projet, une étude hydrogéologique a été établie par APC Ingénierie pour Géoterra (document réf. 7) dans le but de déterminer les niveaux caractéristiques au sens des Eurocodes ainsi que les débits d'exhaure prévisionnels.

## 1.2. DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE

Notre étude a été réalisée sur la base des documents listés ci-dessous relatifs au projet du dépôt de bus St- Pierre.

Réf. 1	Plan de masse du site du cabinet géomètre expert dGEmA du 28/05/2020
Réf. 2	Etude géotechnique G2PRO de GEOTEC, du 24/03/2021 pour la RTM
Réf. 3	Etude géotechnique G2AVP/PRO de GINGER CEBTP, du 05/07/2021 pour la MPM
Réf. 4	Note Géotechnique et Structurelle VOF St Pierre Bus du groupement
Réf. 5	Dossier de plan marché – offre finale du 22/12/2022
Réf. 6	Descentes de charges provisoires sur fondations du 05/07/2023 transmis par BG Ingénieurs Conseils SAS
Réf. 7	Étude hydrogéologique (G5) indice C du 21/02/2024 établie par APC ingénierie pour GEOTERRIA

Notre étude est établie en considérant, entre autres, les normes et règlements suivants :

- Norme :
  - NF P94-500 : Missions d'Ingénierie Géotechnique Types – Révision de novembre 2013,
  - NF EN 1997 : Eurocode 7 - Calcul géotechnique– Partie 1 : Règles générales, l'amendement NF EN 1997-1/A1 et l'annexe nationale NF EN 1997-1/NA,
  - NF P94-261 : Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles et l'amendement NF P 91-261/A1,
  - NF P94-262 : Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes et l'amendement NF P 94-261/A1,
  - NF P94-281 : Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement – Murs,
  - NF P94-282 : Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement – écrans et les amendements NF P 94-282/A1 et NF P 94-282/A2,
  - NF EN 206+A2 – Béton Spécifications, performances, production et conformité,
  - NF DTU 13.3 : Travaux de dallages - Conception, calcul et exécution,
  - NF P11-300 : Exécution des terrassements – Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.
  
- Autres documents de référence :
  - Cahier des charge STARSOL® Edition n°8 du 14/01/2021 de SOLETANCHE BACHY FONDATIONS SPECIALES,
  - Guide GTR2000 du SETRA-LCPC.

## 2. DESCRIPTION DU SITE ET DU PROJET

### 2.1. LE SITE

Le site est localisé boulevard Jean AICARD à MARSEILLE (13005) et s'étend en partie sur les parcelles cadastrales n°59 et 60 de la section OD. Il accueille actuellement le dépôt de bus Saint PIERRE.

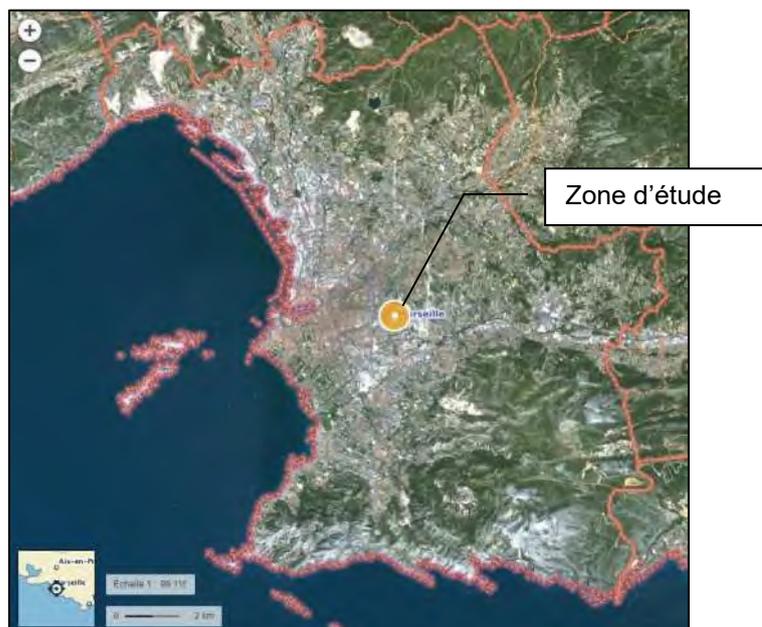


Figure 1 : Localisation du site – Vue aérienne ; source : [www.geoportail.com](http://www.geoportail.com)



Figure 2 : Parcelles cadastrales – Vue aérienne ; source : [www.geoportail.com](http://www.geoportail.com)

La zone d'étude est située en zone urbanisée avec un certain nombre d'avoisinants (bâtiments, voiries, ligne de tramway,...).

Suivant le plan topographique ref 1, le niveau du terrain actuel varie entre 42,0 et 40,1 m NGF du Nord-Est vers le Sud-Ouest.

## 2.2. LE PROJET

### 2.2.1. CARACTÉRISTIQUES DU PROJET

Le projet consiste en la construction :

- d'un remisage de type R+3 avec un niveau de sous-sol,
- d'aire de lavage (couverture avec voiries au sol) ,
- d'un local bus accidenté de type bâtiment industriel avec voirie au sol,
- d'un local gardien de type RDC,
- d'une voirie générale et des murs ou murets de soutènements périphériques.

Un extrait du plan de masse du projet est donné ci-dessous :



Figure 3 : Plan de masse du projet – extrait réf. 5

Les niveaux RDC à R+3 du parking serviront au remisage d'autobus et le niveau sous-sol au stationnement de véhicules légers, 2 roues et mobimetropole. Les cotes altimétriques de référence retenues pour l'étude sont :

- Niveau RDC calé à la cote +40,3 m NGF,
- Niveau fini du sous-sol calé aux cotes
  - De +36,3 à +36,4 m NGF pour une partie,
  - De +37,4 à +37,5 m NGF pour une autre partie.

La structure principale du parking est en béton armé de type poteaux – poutres et dalle béton armé. Une partie de la structure est prévue en charpente métallique notamment au niveau de la toiture et du niveau RDC.

Le niveau sous-sol a une emprise au sol d'environ 8080 m<sup>2</sup> et déborde par rapport à l'emprise des niveaux supérieurs.

La nouvelle voirie périphérique au parking est calée à +40,3 m NGF soit au niveau RDC du parking et approximativement au niveau du Terrain actuel ou en légers déblais (1,7 m maximum par rapport au point le plus haut actuel). Sous les voies de remisage bus extérieures, une ou plusieurs zones d'infiltrations sont prévues avec une surface totale de l'ordre de 900 m<sup>2</sup>.

Des plans du projet de parking sont présentés ci-après :



Figure 4 : Vue façade Nord-Est – extrait ref 5

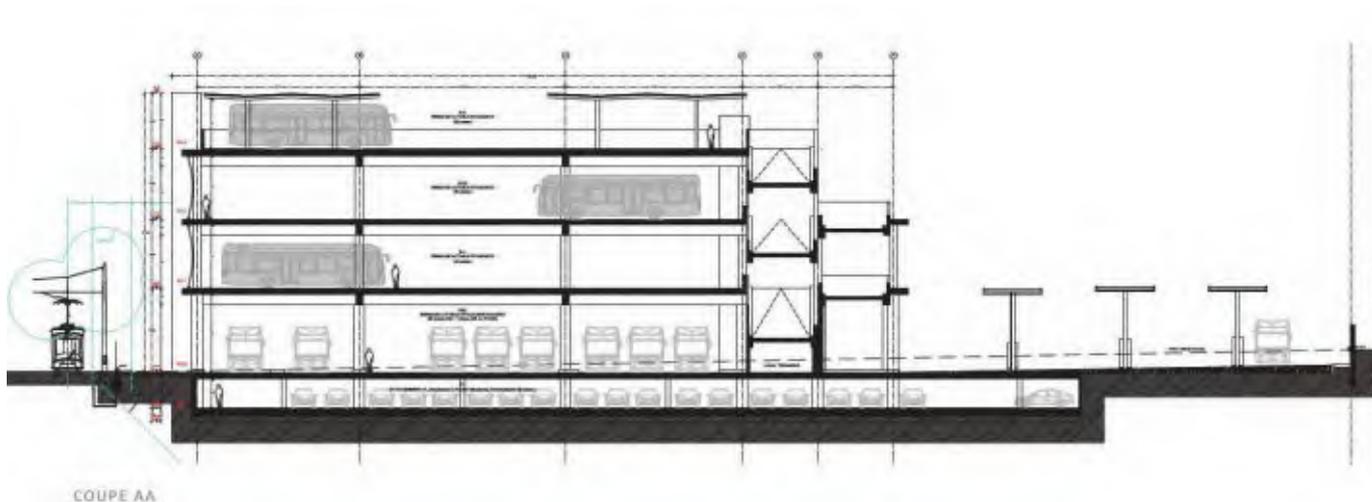


Figure 5 : Coupe AA – extrait ref 5



Figure 6 : Vue en plan du niveau sous-sol – extrait ref 5

### 2.2.2. EXIGENCES DU PROJET

Conformément aux normes NF EN 1990 et NF EN 1997-1/NA, les exigences suivantes, relative à la structure, ont été retenues vis-à-vis du projet d'après les informations du programme :

- Durée d'utilisation :
  - Bâtiments : 50 ans
  - Voiries : 100 ans
- Classe de conséquence : CC2
- Catégorie géotechnique : 2

Conformément au document ref 4, la catégorie d'importance de l'ouvrage vis-à-vis du séisme est II.

### 2.2.3. PRINCIPES DE FONDATIONS ET DE SOUTÈNEMENT RETENUS

Conformément au document ref 4, il est prévu les ouvrages géotechniques suivants :

#### ❖ Bâtiment principal – remisage R+3 avec un niveau de sous-sol

- Un écran de soutènement de type **paroi parisienne ou voiles béton armé suivant développement du projet en phase ultérieure (le cas de la paroi parisienne est retenu pour la suite du présent rapport)**

Cet écran est prévu sur toute la périphérie du bâtiment. **Il sera définitif et reprendra en plus des poussées des terres, les charges provenant de la structure du bâtiment.** Cet écran ne sera pas **dimensionné aux poussées hydrostatiques** car un rabattement de nappe par drainage et pompage est prévu en phases provisoire et définitive.

- Des **fondations profondes de type pieux ou superficielles suivant développement du projet en phase ultérieure (le cas de pieux est retenu pour la suite du présent rapport)**

**Il est envisagé la réalisation de pieux forés à la tarière creuse classe 2 et de catégorie n°6** suivant la norme NF P 94-262 pour reprendre les charges du bâtiment.

A noter : Des pieux hors catégorie suivant la norme NF P 94-262 sont aussi envisagés en alternative ; il s'agit du procédé **STARSOL®**.

- Un dallage drainant : **dallage sur un complexe drainant** pour le niveau bas du sous-sol

Le plancher bas du niveau R-1 est prévu en dallage béton armé de 15 cm d'épaisseur assis sur un complexe drainant. Le dallage sera à désolidariser de la structure.

#### ❖ Bâtiments secondaires (abris aire de lavage, local bus accidenté et local gardien) et murs ou murets périphériques

- Fondations

Pour ces ouvrages, il est envisagé la réalisation de **fondations superficielles**.

- Niveau bas

Au droit des aires de lavage et à l'intérieur du local bus accidenté, une voirie est prévue.

Pour le local gardien, la réalisation d'une dalle portée sur vide technique, ou des dispositions adéquates, sont à prévoir en raison du risque de retrait gonflement des argiles.

#### 2.2.4. DESCENTES DE CHARGES

Les descentes de charges verticales non pondérées nous ont été transmises par BG ingénieurs Conseils SAS (BET Structure et membre du groupement). Elles sont présentées à la page suivante.

Les valeurs sont non pondérées. Elles sont exprimées en T au droit des appuis ponctuels et en T/ml au droit de la paroi.

En jaune sur la figure suivante sont les cas de charges pour lesquels des prédimensionnements des pieux sont demandés par le BET Structure ; soient :

Cas 1P :  $G = 109,2 \text{ T}$  ;  $Q = 40,6 \text{ T}$   
Cas 2P :  $G = 149,6 \text{ T}$  ;  $Q = 62,5 \text{ T}$   
Cas 3P :  $G = 237,0 \text{ T}$  ;  $Q = 85,3 \text{ T}$   
Cas 4P :  $G = 440,2 \text{ T}$  ;  $Q = 164,6 \text{ T}$   
Cas 5P :  $G = 613,5 \text{ T}$  ;  $Q = 263,3 \text{ T}$   
Cas 6P :  $G = 912,1 \text{ T}$  ;  $Q = 315,8 \text{ T}$

Pour la paroi, il sera considéré les deux cas de chargement suivants :

Cas 1S :  $G = 7,5 \text{ T/ml}$  ;  $Q = 2,0 \text{ T/ml}$

Cas 2S :  $G = 15,2 \text{ T/ml}$  ;  $Q = 3,5 \text{ T/ml}$

Nous avons considéré que le poids propre de la paroi au dessus du FF était intégrée à la DDC fournie.

En l'absence d'informations sur les combinaisons et pondérations à adopter, nous avons considéré les hypothèses suivantes concernant les combinaisons d'actions :

- ELS Caractéristiques  $G + Q$
- ELS Quasi-Permanent  $G + \psi_2 * Q$
- ELU Fondamental  $1,35 G + 1,5 Q$

Nous retiendrons  $\psi_2=0,8$  en considérant des charges d'exploitation de **catégorie E (stockage)** (à confirmer par le BET structure).

**Soit pour les efforts verticaux à l'ELU fondamental et aux ELS :**

$$V_{\text{ELS cara}} = G + Q$$

$$V_{\text{ELS QP}} = G + 0,8 * Q$$

$$V_{\text{ELU FOND}} = 1,35 G + 1,5 Q$$

Nous obtenons les efforts verticaux pondérés suivants :

	G	Q	$V_{\text{ELS CARA}}$	$V_{\text{ELS QP}}$	$V_{\text{ELU FOND}}$
	T	T	KN	KN	KN
Cas 1P	109,2	40,6	1498	1417	2083
Cas 2P	149,6	62,5	2121	1996	2957
Cas 3P	237	85,3	3223	3052	4479
Cas 4P	440,2	164,6	6048	5719	8412
Cas 5P	613,5	263,3	8768	8241	12232
Cas 6P	912,1	315,8	12279	11647	17050
	G	Q	$V_{\text{ELS CARA}}$	$V_{\text{ELS QP}}$	$V_{\text{ELU FOND}}$
	T/ml	T/ml	KN/ml	KN/ml	KN/ml
Cas 1S	7,5	2	95	91	131
Cas 2S	15,2	3,5	187	180	258

## 2.3. LES AVOISINANTS

Les avoisinants identifiés sont :

- A l'Ouest et au Sud-Ouest, des lignes de tramway à proximité immédiate du futur parking puis une voirie et des bâtiments de type entrepôts situés sur l'emprise de la parcelle 60 ;
- Au Nord-Ouest, une voirie puis des bâtiments industriels ;
- Au Nord-Est, un quartier pavillonnaire ;
- A l'Est, des voiries et des bâtiments industriels ;
- Au Sud, des voiries et la prolongation des lignes de tramway.

### 3. SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE

#### 3.1. CONTEXTES GÉOLOGIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE

D'après la carte géologique au 1/50 000ème (feuille de Aubagne-Marseille) et les sondages, la géologie locale du sous-sol est représentée par les formations du Stampien (notés g2) constituées d'argiles, de marnes, de conglomérats et de grès, surmontés par des matériaux colluvionnaires et des remblais d'aménagement.

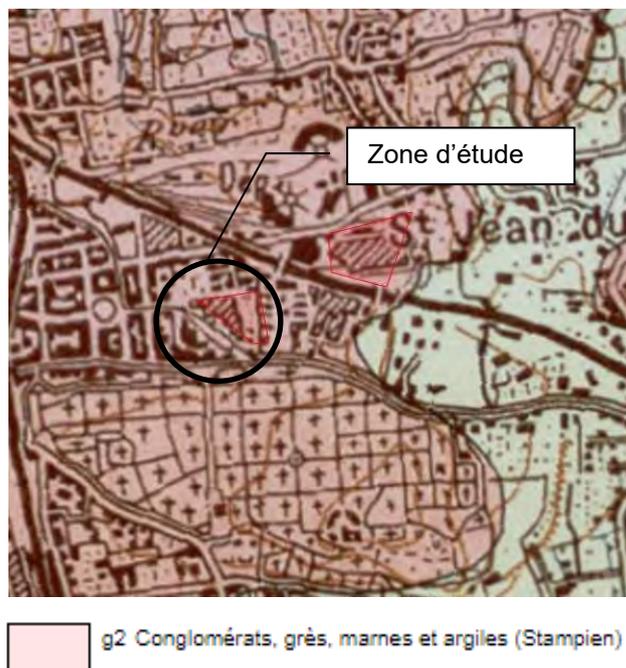


Figure 9 : Extrait de la carte géologique de Aubagne-Marseille au 1/50 000 ; Source : Infoterre BRGM

Dans le cadre du projet, une étude hydrogéologique a été établie par APC Ingénierie pour Géoterra : doument réf. 7 dans le but de déterminer les niveaux caractéristiques au sens des Eurocodes ainsi que les débits d'exhaure prévisionnels.

L'étude hydrogéologique mets en évidence la présence d'une nappe dont les niveaux relevés sont toujours supérieurs à celui du sous-sol projeté (sur la base des relevés piézométriques de GEOTEC et de GEOTERRIA).

Les niveaux d'eau caractéristiques estimées dans le cadre du document réf. 7 sont rappelés ci-après :

Aussi, le tableau suivant résume l'ensemble des niveaux caractéristiques estimés selon les Eurocodes et sur la base des données piézométriques acquises à ce jour. Il est à noter que les niveaux sont présentés pour deux récurrences distinctes (EH<sub>10</sub> correspondant à une période de retour 10 ans et EH<sub>50</sub> à une période de retour 50 ans).

**Tableau 6 : Synthèse des niveaux caractéristiques de la nappe selon les Eurocodes**

	SC2 <sub>2022</sub> +PZ		SD1+PZ		SD2+PZ	
	Cote TN (m NGF)	40,2	Cote TN (m NGF)	40,2	Cote TN (m NGF)	41,5
	m/TN	m NGF	m/TN	m NGF	m/TN	m NGF
EB	2,5	37,7	2,1	38,1	2,8	38,7
EH <sub>10</sub>	0,8	39,4	0,4	39,8	1,2	40,3
EH <sub>50</sub>	0,0	40,2	0,0	40,2	0,4	41,1
EE	0,0	40,2	0,0	40,2	0,1	41,4

*Remarque : ces niveaux d'eaux souterraines, que l'on peut raccorder aux cotes dimensionnantes décrites dans les Eurocodes, restent approximatives. APC INGENIERIE recommande de poursuivre le suivi piézométrique afin de confirmer ces niveaux.*

Figure 10 : Extrait document réf. 7

Par ailleurs, nous précisons que le site est situé hors zonage réglementaire du PPRi de la ville de MARSEILLE ; cf. extrait carte ci-dessous :

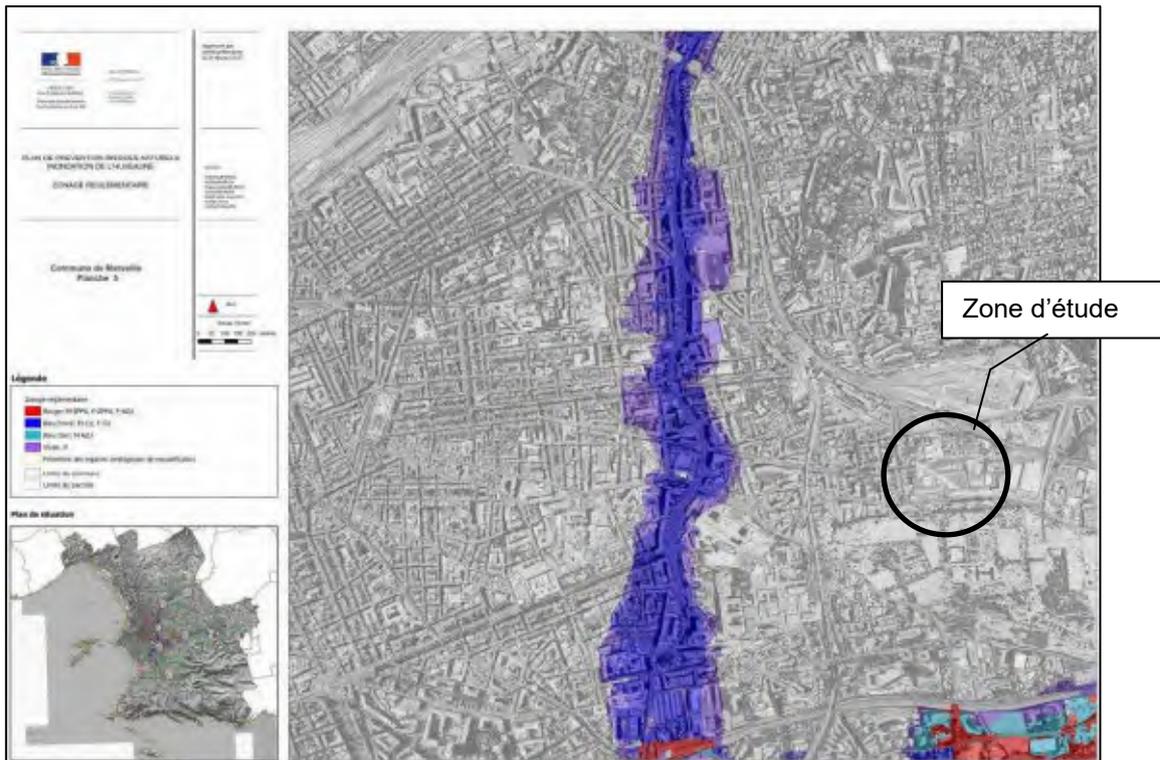


Figure 11 : Carte vis-à-vis du risque inondation du PPRi de MARSEILLE ; Source : [www.bouches-du-rhone.gouv.fr](http://www.bouches-du-rhone.gouv.fr)

### 3.2. SITUATION DU TERRAIN PAR RAPPORT AUX RISQUES NATURELS

D'après les cartes du BRGM, le terrain étudié est :

- Localisé dans une zone d'**aléa fort** vis-à-vis du risque de retrait-gonflement des argiles.

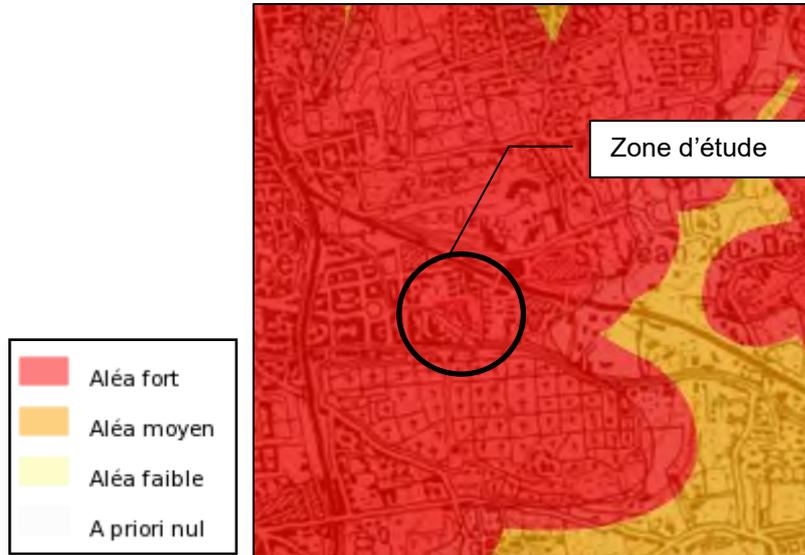


Figure 12 : Extrait de la carte du BRGM vis-à-vis du retrait-gonflement des argiles ; Source : Infoterre BRGM

- Situé en **zone sismique 2 (aléa faible)**, d'après le zonage sismique (décret N°2010-1255 du 22 Octobre 2010).

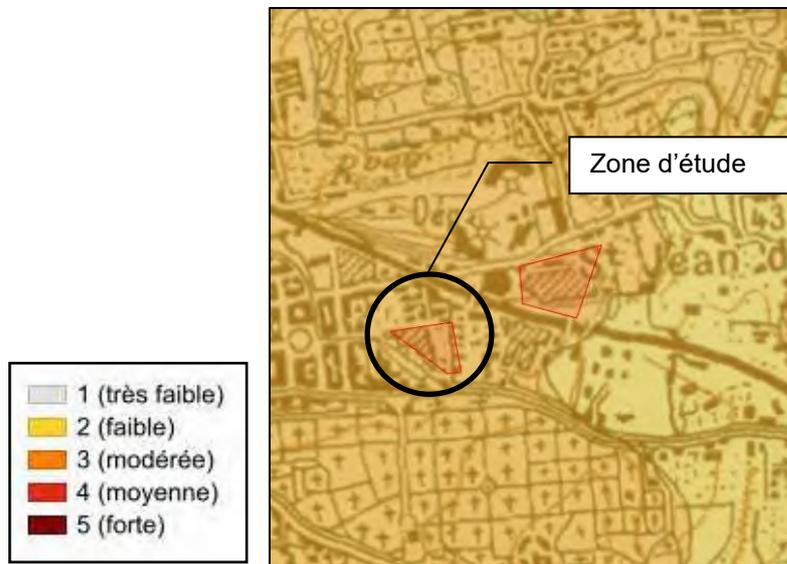


Figure 13 : Extrait de la carte vis-à-vis du risque sismique ; Source : www.georisque.gouv.fr

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

Type de risque	Fort	Moyen	Faible	Très faible
Risque débordement de nappe et inondation de cave	Zone sujette suivant cartes (cf. réf. 7)			
PPRi de la ville de MARSEILLE	Hors zonage réglementaire			
Risque sismique			X	
Risque lié au retrait gonflement des argiles	X			

Pour un ouvrage à risque « normal » de catégorie d'importance II vis-à-vis du risque sismique situé en zone sismique 2, la réglementation n'impose pas la prise en compte du séisme dans le dimensionnement de l'ouvrage. Ainsi, le risque sismique ne sera pas abordé dans la suite de l'étude.

Concernant le risque de retrait gonflement des argiles, la commune de MARSEILLE fait l'objet d'un plan de prévention des risques naturels prévisibles – retrait gonflement des argiles prescrit le 05/07/2005 et approuvé le 26/06/2012. Le site d'études est localisé en zone B2 correspondante à une zone faiblement à moyennement exposée avec enjeux (B2).

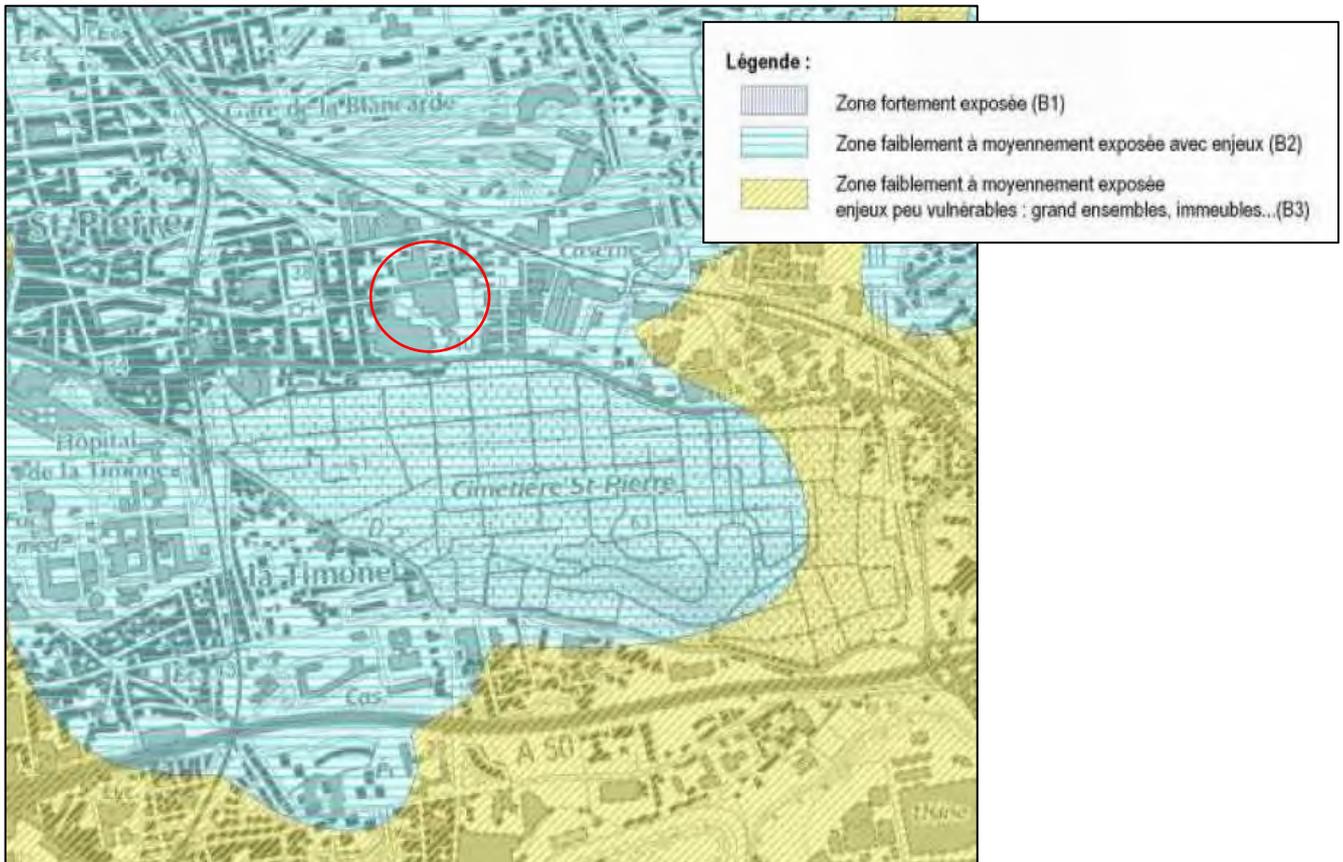


Figure 14 : Extrait Planche 4 – Zone réglementaire du PPRn retrait gonflement des argiles ; Source : [www.georisque.gouv.fr](http://www.georisque.gouv.fr)

Dans le cadre du projet (bâtiments construits autre que maisons individuelles), le règlement du PPR impose la réalisation d'études géotechniques intégrant entre autres l'impact d'éventuelles zones d'infiltrations sur les avoisinants.

### 3.3. INVESTIGATIONS GÉOTECHNIQUES

#### 3.3.1. CAMPAGNE D'INVESTIGATIONS

Nous avons synthétisé ci-dessous l'ensemble des investigations géotechniques réalisées au droit de la zone d'étude.

➤ Campagne d'investigations précédentes (GEOTEC)

❖ Campagne d'investigations réalisée en mars et mai 2020

- **4 sondages pressiométriques (SP1 à SP4)** de 10 à 15m de profondeur ont été réalisés en diamètre 66mm en rotation (forage à l'eau). Ces sondages ont permis la réalisation d'essais pressiométriques et de mesurer les caractéristiques mécaniques des terrains.
- **6 sondages carottés (SC1 à SC6)** de 3 à 5 m de profondeur ont été réalisés au carottier battu 114LS jusqu'au refus puis au carottier rotatif 116 (SC4). Ces sondages ont permis de visualiser la nature des terrains et de prélever des échantillons pour analyse en laboratoire.
- **1 piézomètre** de 10ml de diamètre 52/60 mm a été installé dans le sondage SC5 qui a été poursuivi en destructif. Il est équipé d'une bouche à clef ras le sol. Cet ouvrage a fait l'objet d'un suivi mensuel sur 1 an (jusqu'en mai 2021), réalisé par GEOTEC.
- **7 essais au pénétromètre dynamique (P1 à P7)** ont été réalisés. Ils ont obtenu le refus entre 1,40 à 6,20 m / TA et ont permis de mesurer en continue les résistances mécaniques des terrains.
- **Des analyses de laboratoire** ont été réalisées sur des échantillons intacts prélevés en SC1 entre 0,30 et 0,80 m / TA et en SC6 entre 2,50 et 4,00 m / TA. Elles ont consisté en :
  - 2 analyses GTR.

Figure 15 : Extrait rapport réf. 2

❖ Campagne d'investigations réalisée en juillet 2022

- **3 sondages pressiométriques (SP1<sub>2022</sub> à SP3<sub>2022</sub>)** de 15m de profondeur ont été réalisés en diamètre 66mm en rotation (forage à l'eau). Ces sondages ont permis la réalisation d'essais pressiométriques et de mesurer les caractéristiques mécaniques des terrains.
- **2 sondages carottés (SC1<sub>2022</sub> et SC2<sub>2022</sub>)** de 8 m de profondeur ont été réalisés au carottier battu 114LS jusqu'au refus puis au carottier rotatif 116 (SC4). Ces sondages ont permis de visualiser la nature des terrains et de prélever des échantillons pour analyse en laboratoire, et de mettre en œuvre deux piézomètres.
- **2 piézomètres** de 8ml de diamètre 52/60 mm a été installé dans les sondages SC1<sub>2022</sub> et SC2<sub>2022</sub>. Ils sont équipés d'une bouche à clef ras le sol..
- **2 essais de perméabilité** en forage de type LEFRANC, réalisés au sein des sondages SC1<sub>2022</sub> et SC2<sub>2022</sub> à une profondeur comprise entre 1,40 et 2,50 mm/TA. Ces essais ont permis de mesurer la perméabilité des terrains en place.
- **Des analyses de laboratoire** ont été réalisées sur des échantillons intacts prélevés en SC1<sub>2022</sub> et SC2<sub>2022</sub>. Elles ont consisté en :
  - 2 analyses GTR.
  - 1 essai Proctor

Figure 16 : Extrait rapport réf. 2

De plus, il a été réalisé sur un échantillon prélevé entre -1,4 et -2,0 m/TN au droit de SC1-2022, les mesures suivantes : degré d'acidité Baumann-Gully et teneur en sulfates vis-à-vis de l'agressivité par au béton.

➤ Campagne d'investigations complémentaires (GEOTERRIA)

Dans le cadre de la mission G2 PRO, nous avons réalisé **deux sondages destructifs SD1 et SD2 descendus jusqu'à 10,0 m de profondeur** par rapport au terrain naturel avec **enregistrements des paramètres de forage**.

Ces deux sondages ont été réalisés au moyen d'une foreuse EMCI E 4.50 :

- à la tarière hélicoïdale diamètre 63 mm jusqu'à -0,8 m/TN au droit de SD1 et jusqu'à -1,5 m/TN au droit de SD2,
- puis au tricône diamètre 64 mm.

Nous avons mis en place au sein de chacun de ces sondages un équipement piézométrique diamètre 52/60 mm crépiné à partir de :

- de -0,8 m/TN jusqu'à -10,0 m/TN au droit de SD1,
- de -0,75 m/TN jusqu'à -10,0 m/TN au droit de SD2.

De plus, nous avons réalisé les essais de perméabilité suivants :

- 2 essais de perméabilité de type Nasberg, effectués entre 1,5 et 3,0 m de profondeur dans les sondages SD1 et SD2,
- 2 essais de perméabilité par pompage dans les piézomètres SD1 et SD2 avec suivi de la remontée,
- 2 essais de perméabilité de type Porchet, effectués en PO1 et PO2.

### 3.3.2. COUCHES LITHOLOGIQUES

Les sondages ont mis en évidence les couches suivantes :

- Couche C1 - Remblais

Sous une couche d'enrobé, des remblais constituant l'assise de la voirie existante ont été identifiés. Ils sont constitués de matériaux de nature hétérogène : cailloux et blocs à matrice limono sableuse, sables à cailloux et cailloutis, sables grossiers à graviers, sables argileux à cailloux avec ± des blocs, limons sableux à graviers et/ou à blocs, limons argileux à blocs. Et ils peuvent contenir des débris anthropiques (brique, béton, ...).

Un échantillon prélevé entre -0,3 et -0,8 m/TN au droit de SC1 2020 dans cette couche a fait l'objet d'essais d'identification en laboratoire. Ces essais ont permis de classer l'échantillon en classe B5 suivant la norme NF P 11-300, soit un sol sensible aux variations hydriques et peu plastique. Sa consistance change brutalement pour des faibles variations de teneurs en eau.

- Couche C2 – Argiles ±limono-sableuses

Il s'agit :

- d'argiles ±limono-sableuses voire ponctuellement graveleuses ou marneuses,
- localement de sables ±limoneux à graveleux.

Ces sols sont principalement de couleur jaune à beige voire marron.

Cette couche peut correspondre en partie à l'altération du substratum Stampien.

Trois échantillons prélevés au sein de cette couche a fait l'objet d'essais d'identifications en laboratoire. La classification suivant la norme NF P 11-300 qui en est déduite est :

- Pour l'échantillon prélevé entre -2,5 et -4,0 m/TN au droit de SC6-2020 : classe B5/A1
- Pour l'échantillon prélevé entre -1,4 et -2,0 m/TN au droit de SC1-2022 : classe A1,
- Pour l'échantillon prélevé entre -3,75 et -3,95 m/TN au droit de SC1-2022 : classe A2h.

Les sols de ces classes sont des sols sensibles aux variations hydriques et peu à moyennement plastiques. Leur consistance change brutalement pour des faibles variations de teneurs en eau.

- Couche C3 – Marnes ±argileuses

Il s'agit d'une formation décrite comme marneuse ±argileuse de couleur grisâtre qui est vraisemblablement à rattacher au substratum Stampien. Cette nature de sol et/ou de roche (à déterminer suivant sa compacité) est sensible aux variations hydriques. Sa consistance est variable suivant sa teneur en eau.

Le tableau donné à la page suivante synthétise les profondeurs et niveaux altimétriques (en m NGF) des bases de chaque couche au droit des sondages. Nous avons déterminé et/ou précisé la transition entre les couches C2 et C3 en fonction de la couleur décrite dans les coupes et des caractéristiques pressiométriques. Ainsi :

- Pour le sondage SC2-2022, nous avons classé le sol décrit entre -5,7 et -10,0 m/TN comme « argile limoneuse grisâtre » dans la couche C3 en cohérence avec les résultats des sondages SD1-2023 et SP2-2020.
- Pour le sondage SP1-2022, nous avons remonté l'interface C2/C3 à -3,5 m/TN par rapport aux caractéristiques pressiométriques mesurées.

### 3.3.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES

Les caractéristiques mécaniques des couches de sol ont été appréhendées au moyen des essais pressiométriques. Les résultats des essais ont fait l'objet d'une analyse statistique par couche dont les résultats sont présentés ci-après. La compacité des sols est définie d'après l'Annexe A de la norme NF P 94-261.

Les essais réalisés à moins de 0,20 m de l'interface de deux couches ont été exclues de l'analyse statistique.

- Couche C1 – Remblais

Nous avons retenu un seul essai dans cette couche à -1,0 m/TN au droit de SP3-2022 avec  $E_M = 10,1$  MPa et  $pl^* = 1,1$  MPa. Les autres essais sont situés trop proche de l'interface C1/C2 et n'ont pas été pris en compte.

- Couche C2 – Argiles ±limono-sableuses

	$E_M$ (MPa)	$Pf^*$ (MPa)	$PI^*$ (MPa)
Nb de valeurs	13	13	13
Moyenne arithmétique	10,8	0,93	1,41
Moyenne géométrique	8,3	<b>0,73</b>	<b>1,16</b>
Moyenne harmonique	<b>6,1</b>	0,57	0,92
Minimum	1,8	0,22	0,33
Maximum	34,2	2,46	3,21
Ecart-type	8,31	0,69	0,87

⇒ Il s'agit d'argiles et de limons globalement moyennement raides avec des passages localement mous ou très raides.

- Couche C3 – Marnes ±argileuses

	$E_M$ (MPa)	$Pf^*$ (MPa)	$PI^*$ (MPa)
Nb de valeurs	53	53	53
Moyenne arithmétique	98,1	4,49	5,33
Moyenne géométrique	88,4	<b>4,44</b>	<b>5,28</b>
Moyenne harmonique	<b>80,9</b>	4,39	5,23
Minimum	47,6	2,39	3,77
Maximum	238	4,95	6,59
Ecart-type	48,48	0,57	0,73

⇒ Il s'agit d'une formation raide à très raide.

Il est à souligner que les essais pressiométriques réalisés par FONDASOL au droit du site remisage Nord situés à 200 m au Nord du projet ont donné des valeurs de module pressiométrique ( $E_M$ ) beaucoup plus élevées dans la formation marneuse. Les valeurs sont comprises principalement entre 200 à 900 MPa ; cf. document réf. 3. Ces valeurs traduisent la présence d'une formation type roche marneuse.

Les valeurs  $E_M$  données par GEOTEC reflète d'avantages une formation de transition entre un sol et une roche et plus particulièrement au droit des sondages suivants :

- SP1-2020 :  $E_M$  entre 59 et 61 MPa de -3,5 à -10,5 m/TN (base sondage),
- SP2-2020 :  $E_M$  entre 58 et 61 MPa de -4,0 à 10,0 m/TN (base sondage),
- SP1-2022 :
  - $E_M$  entre 55 et 100 MPa entre -5,0 et -10,0 m/TN,
  - $E_M$  entre 135 et 238 MPa entre -10,0 et -15,0 m/TN (passage induré).

Des valeurs de  $E_M$  plus importantes sont données au droit des sondages SP2-2022 et SP3-2022 de GEOTEC :

- SP2-2022 :  $E_M$  égal à 65 MPa en tête puis entre 103 et 178 MPa de -6,0 à -14,0 m/TN (base sondage),
- SP3-2022 :  $E_M$  entre 94 et 168 MPa de -5,0 à 15,0 m/TN (base sondage) avec ponctuellement une valeur plus faible à 77 MPa à -11,0 m/TN.

Comparativement, les valeurs de  $pl^*$  données par GEOTEC et FONDASOL dans la formation marneuse restent du même ordre de grandeur.

Par retour d'expérience, les valeurs  $E_M$  de GEOTEC semblent relativement basses par rapport aux valeurs de  $pl^*$  ; néanmoins ce couple de valeurs reste plausible. **Nous alertons sur le fait qu'une sous-estimation des valeurs de  $E_M$  peut conduire à une problématique de faisabilité d'ancrage des pieux dans la couche marneuse. Ainsi, il serait souhaitable de pouvoir récupérer les courbes de dépouillement des essais pressiométriques réalisés par GEOTEC pour vérification.**

### 3.3.4. ESSAIS DE PERMÉABILITÉ

Nous avons réalisé les essais de perméabilité suivants :

- 2 essais de perméabilité de type Nasberg, effectués entre 1,5 et 3,0 m de profondeur dans les sondages SD1 et SD2,
- 2 essais de perméabilité par pompage dans les piézomètres SD1 et SD2 avec suivi de la remontée,
- 2 essais de perméabilité de type Porchet, effectués en PO1 et PO2.

Les PV de ces essais sont joints en annexe.

Nous rappelons ci-dessous les résultats présentés dans le document réf. 7.

Sondage	Profondeur d'essai (m/TN)	Formation géologique	K obtenue (m/s)
SC1	1,4 - 2,5	Argile sableuse à sable limoneux	$4,0.10^{-7}$
SC2	1,4 - 2,5	Sable limoneux	$4,0.10^{-7}$
SD1	1,5 - 3,0	Argile sablo-graveleuse	$9,0.10^{-7}$
SD2	1,5 - 3,0	Argile marneuse à marne argileuse	$6,0.10^{-5}$
SD1	4,48 - 6,68	Argile marneuse à marne argileuse	$5,2.10^{-6}$
SD2	2,78 - 5,08	Argile marneuse à marne argileuse	$5,6.10^{-6}$
PO1	0,7	Sable graveleux sur calcaire	$4,0.10^{-7}$
PO2	0,75	Sable graveleux	$6,0.10^{-6}$

Figure 17 : Résultats des essais de perméabilité– Extrait document réf. 7

Les résultats de ces essais sont exploités dans le document réf. 7.

### 3.3.5. AGRESSIVITÉ DU SOL PAR RAPPORT AU BÉTON

Dans le cadre de la campagne de GEOTEC, l'analyse physique réalisée sur l'échantillon de sol prélevée entre -1,4 et -2,0 m/TN au droit de SC1-2022 donnent les valeurs suivantes :

<b>Analyse physique</b>			
<b>Matières sèches - NF ISO 11465 - Réalisé par WESSLING Lyon (France)</b>			
Matière sèche	% masse MB	88,3 (A)	
<b>Paramètres globaux / Indices</b>			
<b>Degré d'acidité Baumann-Gully - DIN EN 16502 - Réalisé par WESSLING Lyon (France)</b>			
Degré d'acidité	m/kg MS	11 (A)	
<b>Préparation d'échantillon</b>			
<b>Minéralisation à l'acide chlorhydrique (agressivité vis-à-vis des bétons) - DIN 4030-2 - Réalisé par WESSLING Lyon (France)</b>			
Minéralisé à l'acide chlorhydrique		04/10/2022 (A)	
<b>Cations, anions et éléments non métalliques</b>			
<b>Sulfates (SO4) - Méthode Interne : SO4-IC-Agressivité béton - Réalisé par WESSLING Lyon (France)</b>			
Sulfates (SO4)	mg/kg MS	1600 (A)	
MS : Matières sèches MB : Matières brutes			

Figure 18 : Résultats de l'analyse physique – Extrait document réf. 2

Suivant la norme NF EN 206+A2 – Béton Spécifications, performances, production et conformité, la classe d'exposition découlant de ces résultats est inférieure à XA1 ( $SO_4^{2-} < 2000$  mg/kg et acidité suivant Bauman-Gully  $< 200$  ml/kg).

Dans le cadre de notre campagne d'investigations géotechniques, nous avons réalisé en complément :

- Une analyse d'agressivité sur un échantillon de sol prélevé entre 0,75 et 1,5 m/TN au droit de SD1-2023,
- Des analyses d'agressivité sur deux échantillons d'eau prélevés au droit de SD1-2023 et SD2-2023.

Les PV d'essais sont joints en annexe.

L'échantillon de sol testé présente une classe d'agressivité inférieure à XA1.

Les deux échantillons d'eau testés présentent une agressivité de classe XA1.

## 4. MODELE GÉOTECHNIQUE

### 4.1. HYPOTHÈSES GÉOTECHNIQUES

Sur la base des sondages et essais pressiométriques réalisés par GEOTEC et complétés par nos deux sondages destructifs, nous proposons de retenir les hypothèses géotechniques générales suivantes pour l'étude des pieux, de la paroi parisienne et du sol d'assise du dallage :

Couches	Base de la couche (m/TN)	$\gamma_h$ ; $\gamma_{sat}$ ; $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	C' (kPa)	$\phi'$ (°)	P <sub>l</sub> * (MPa)	E <sub>M</sub> (MPa)	$\alpha$
<b>C1 – Remblais</b> <sup>(1)</sup>	-0,8 à -2,1	18 ; 19 ; 9	0	28	0,5	5	1/3
<b>C2 - Argiles ±limono-sableuse</b>	-3,5 à -6,0	19 ; 20 ; 10	12	27	1,1	10	2/3
<b>C3 – Marnes ±argileuses</b>	>15,0	21 ; 22 ; 12	25	32	5,3	80 <sup>(2)</sup>	2/3

Avec :

$\gamma_h$  : poids volumique humide  
 $\gamma_{sat}$  : poids volumique saturé  
 $\gamma'$  : poids volumique déjaugé  
C' : cohésion effective  
 $\phi'$  : angle de frottement effectif  
P<sub>l</sub>\* : pression limite nette  
E<sub>M</sub> : module pressiométrique  
 $\alpha$  : coefficient rhéologique

- (1) Dans les remblais, nous avons retenu des valeurs abstraites déterminées sur la base de notre retour d'expérience car le seul essai réalisé dans cette couche ne peut pas être considéré comme représentatif.
- (2) Nous rappelons qu'il s'agit d'une valeur caractéristique retenue pour les calculs. Cette valeur, comme indiqué au paragraphe précédent peut être bien plus élevée (élément à considérer pour la catégorie de pieu à retenir par les entreprises et la faisabilité associée, en particulier pour la réalisation de l'ancrage). A ce titre nous attirons l'attention de l'Entreprise sur de possibles réductions de rendements en lien avec la compacité/radeur de l'horizon d'ancrage.

A noter :

- Les valeurs retenues pour les paramètres ci-dessus sont appliqués à l'ensemble de chacune des couches définies dans le cadre du prédimensionnement des ouvrages géotechniques. Il s'agit d'une simplification calculatoire.
- Des hypothèses géotechniques plus spécifiques à chaque ouvrage géotechnique sont définies dans la suite du rapport.

## 4.2. HYPOTHÈSES HYDROGÉOLOGIQUES

Nous retenons les niveaux déterminés dans le document réf. 7 (étude hydrogéologique établie par APC pour GEOTERRIA) :

	SC2 <sub>2022</sub> +PZ		SD1+PZ		SD2+PZ	
	Cote TN (m NGF)	40,2	Cote TN (m NGF)	40,2	Cote TN (m NGF)	41,5
	m/TN	m NGF	m/TN	m NGF	m/TN	m NGF
EB	2,5	37,7	2,1	38,1	2,8	38,7
EF	0,9	39,3	0,5	39,7	1,3	40,2
EH <sub>10</sub>	0,8	39,4	0,4	39,8	1,2	40,3
EH <sub>50</sub>	0,0	40,2	0,0	40,2	0,4	41,1
EE	0,0	40,2	0,0	40,2	0,1	41,4

*Remarque : ces niveaux d'eaux souterraines, que l'on peut raccorder aux cotes dimensionnantes décrites dans les Eurocodes, restent approximatives. APC INGENIERIE recommande de poursuivre le suivi piézométrique afin de confirmer ces niveaux.*

Figure 19 : Extrait document réf. 7

Des relevés piézométriques complémentaires sont prévus à raison d'un relevé par mois pendant 6 mois.

## 4.3. ZONE D'INFLUENCE GÉOTECHNIQUE

La ZIG est le volume de terrain au sein duquel il y a interaction entre :

- d'une part, l'ouvrage ou l'aménagement du terrain (du fait de sa réalisation et de son exploitation) et,
- d'autre part, l'environnement (sols, ouvrages, aménagements de terrains ou biens environnants).

La forme et l'extension de cette zone d'influence géotechnique sont spécifiques à chaque site et à chaque ouvrage ou aménagement de terrain.

Dans le cadre de la construction du remisage R+3 avec un niveau de sous-sol, comprenant la réalisation d'ouvrages de soutènement nécessitant la réalisation de terrassements en déblais, on propose de retenir la zone définie sur la photographie aérienne ci-après correspondant à une zone dont l'étendue autour de l'ouvrage projeté correspond à une distance horizontale de l'ordre de 2 à 3 fois la hauteur des terrassements en déblais (en fonction de la sensibilité des ouvrages et des travaux projetés).

En plus de la zone concernée par le projet, nous y trouverons plusieurs avoisinants ; à savoir :

- Au Nord : voirie, arbres, murs de séparation et/ou de soutènement et bâtiments (*interaction entre terrassements et réseaux et éventuelles fondations des ouvrages existants à ne pas déstabiliser*),
- À l'Est : parking du CRS n°54, arbres, murs de séparation et/ou de soutènement (*interaction entre terrassements et réseaux et éventuelles fondations des ouvrages existants à ne pas déstabiliser*),
- Au Sud-Ouest : ligne de tramway (*interaction entre terrassements et réseaux*).



Figure 20 : Présentation schématique de la ZIG par rapport au niveau sous-sol du parking - vue aérienne

Cette limite rouge de la ZIG ne prend pas en compte les déblais à réaliser pour la nouvelle voirie périphérique au parking. Nous rappelons que la nouvelle voirie est calée à +40,3 m NGF soit approximativement au niveau du Terrain actuel ou en légers déblais (1,7 m maximum par rapport au point le plus haut actuel).

- ⇒ Dans les zones en déblais en limite de propriété, il sera à considérer au moins une emprise horizontale égale à 2 fois la hauteur excavée à partir de la limite de propriété (soit une emprise maximale de 3,4 m pour une hauteur de déblais 1,7 m).

La limite la plus contraignante devra être pris en compte entre celle définie en considérant le sous-sol du remisage R+3 et celle définie par rapport à l'altimétrie de la nouvelle voirie.

De plus, la zone d'influence géotechnique devra être revue en considérant les tranchées d'infiltration par rapport à leurs implantations et caractéristiques (profondeur d'infiltration, ...). L'impact sur les avoisinants devra être analysé.

## 5. TERRASSEMENTS

### 5.1. MOYENS

Les terrassements pourront s'effectuer avec des engins classiques à lame ou à godet pour les sols de couverture (C1 et C2). Des pelles plus puissantes pourront être nécessaires pour les marnes (toit de la couche C3).

Des moyens plus puissants (BRH par exemple) seront nécessaires pour les ouvrages à démolir (dalles, vestiges d'anciennes fondations et ouvrages enterrés). Ces derniers devront être évacués.

**Les terrassements seront conduits de manière à éviter tout désordre sur les ouvrages existants situés dans la zone d'influence géotechnique. Ainsi, l'usage éventuel du brise-roche, sera validé au préalable avec les précautions suffisantes en regard de l'environnement et du contexte général du projet (maîtrise des vibrations).**

**Dans ce cas, il y aurait lieu d'effectuer des mesures de vibration sur les structures existantes avoisinantes et de vérifier le respect des seuils de tolérance fixés par la circulaire ministérielle de juillet 1986.**

### 5.2. TALUTAGE PROVISOIRE

Les talus provisoires devront respecter les pentes maximales suivantes hors nappe :

- Couche C1 - Remblais : pente de 3H/2V
- Couche C2 - Argiles ±limono-sableuse Sol 2 : pente de 1H/1V
- Couche C3 - Marnes ±argileuses : pente de 2H/1V.

Ces pentes de talus sont valables :

- En l'absence de circulations d'eau,
- En l'absence de surcharges à l'amont des talus,
- Pour des hauteurs de talus de 3 m maximum. Dans le cas de hauteur de talus plus importante, il conviendra de réaliser des calculs de stabilité pour vérifier les coefficients de sécurité.

Ces pentes pourront être adaptées à l'ouverture des fouilles en fonction de la tenue des terrains. Les adaptations éventuelles devront être validées par un géotechnicien dans le cadre de la mission G3. Les parois des talus devront être **obligatoirement** protégées des intempéries par des bâches de protection bien amarrées. Un fossé et/ou bourrelet voire une contre-pente devra être réalisée en crête de talus et au niveau de chaque banquette en pied de talus, afin d'évacuer les eaux de ruissellement et les arrivées d'eau dans les talus.

D'autre part, l'accès en tête de talus devra être balisé et toute surcharge sera évitée sur une largeur d'au minimum 3 m.

Pendant l'excavation, la nature et la tenue des talus seront observées afin de détecter tout aléa éventuel ; à cet effet, les terrassements seront effectués par passes verticales de l'ordre de 1,5 à 2,0 m maximum de hauteur.

### 5.3. REMBLAIEMENT DES PURGES ET DE LA PLATEFORME DE TRAVAIL

Les purges devront être remblayées avec des matériaux compatibles avec la réalisation des pieux et seront soigneusement compactés par couches successives, conformément au guide SETRA-LCPC.

Les engins de fondations spéciales (paroi parisienne et pieux de fondations) nécessitent une plateforme avec un critère de compacité minimal caractérisé par  $EV2 \geq 35 \text{ MPa}$  (Essai à la plaque - processus LCPC).

## 6. PAROI PARISIENNE

### 6.1. PRINCIPE

La paroi parisienne est une paroi de soutènement définitive dont les pieux les constituant sont des éléments porteurs. Elles sont composées de pieux armés régulièrement espacés et reprenant des charges de l'ouvrage. Entre les pieux, un voile en béton armé projeté est réalisé. Les appuis en phase provisoire peuvent être des butons ou des bracons, des clous ou des tirants.

Cet écran de type paroi parisienne est prévu sur toute la périphérie du bâtiment.

Cet écran ne sera pas dimensionné aux poussées hydrostatiques car un rabattement de nappe par drainage et pompage est prévu en phases provisoire et définitive.

Le dallage étant désolidarisé de la structure, il ne participera pas à la stabilisation de l'écran.

La vérification de la stabilité de l'écran de soutènement a été réalisée selon l'EUROCODE 7 et la norme NF P 94-282. L'approche de calcul 2 est appliquée pour vérifier les ELU STR et GEO.

Les déplacements maximums de la paroi ont été limités, dans le cadre de la présente étude, à 20 mm en tête et 40mm en ventre. **Cette valeur sera à confirmer par la MOA en fonction notamment de la sensibilité ouvrages soutenus (voies tramway, bâtiments avoisinants, réseaux enterrés, voiries...).**

### 6.2. COUPE DE CALCUL

Compte tenu de la topographie du site et la conception architecturale et environnementale, les calculs seront réalisés selon les trois coupes AA, BB et CC localisées sur le plan ci-dessous.

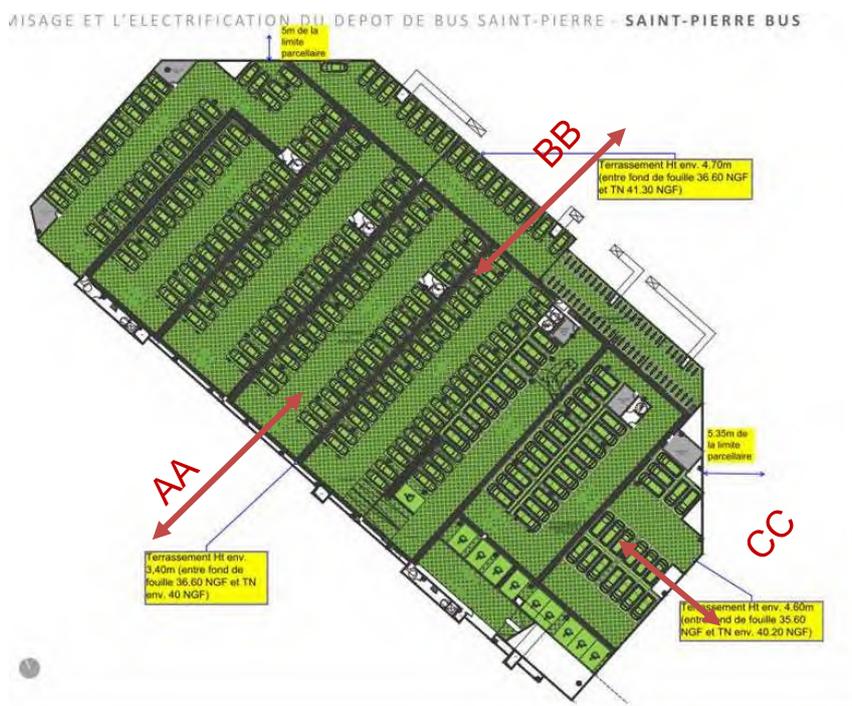


Figure 21 : Localisation des coupes de calculs

Pour ces trois coupes, les niveaux caractéristiques sont les suivants :

Coupes	Coupe AA	Coupe BB	Coupe CC
Niveau TN (m NGF)	40,0	41,3	40,2
Niveau fini plancher sous-sol (dallage) (m NGF)	37,5	37,5	36,4
Niveau fond-fouille (m NGF) <sup>(1)</sup>	36,6	36,6	35,6
Hauteur de poussée phase provisoire (m)	3,4	3,4 avec pré-terrassement à +40,0 m NGF sur 5 m min. à l'arrière de la paroi	4,4 avec pré-terrassement à +40,0 m NGF sur 5 m min. à l'arrière de la paroi

(1) A préciser en fonction de l'épaisseur du complexe drainant retenu sous dallage.

### 6.3. LOGICIEL DE CALCUL

Le prédimensionnement de la paroi a été réalisé avec le logiciel K-REA qui calcule les équilibres élasto-plastiques d'un rideau (méthode aux coefficients de réaction).

Les coefficients partiels appliqué pour les calculs aux ELU sont les suivants ; extrait calculs K-REA :

Figure 22 : Coefficients partiels – Entrées K-Réa

## 6.4. HYPOTHÈSES GÉOTECHNIQUES

Les caractéristiques géomécaniques retenues sont celles présentées au §4. du présent rapport.  
Les coupes lithologiques retenues sont les suivantes :

<u>Couches</u>	<u>Profondeur de la base de la couche (NGF)</u>		
	Coupe AA (SP2-2020)	Coupe BB (SP3-2020)	Coupe CC (SC2-2022)
<b>C1 – Remblais</b>	+38,1	+40,1	+38,4
<b>C2 - Argiles <math>\pm</math>limono-sableuse</b>	+35,7	+36,4	+34,4
<b>C3 – Marnes <math>\pm</math>argileuses</b>	<+25,2		

Les hypothèses complémentaires suivantes sont définies pour le matelas drainant :

Couches	$\gamma_h$ ; $\gamma_{sat}$ ; $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	C' (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_M$ (MPa)	$\alpha$
<b>C0 – Matelas drainant</b>	20 ; 22 ; 12	0	30	15	1/3

Avec :

- $\gamma_h$  : poids volumique humide
- $\gamma_{sat}$  : poids volumique saturé
- $\gamma'$  : poids volumique déjaugé
- C' : cohésion effective
- $\phi'$  : angle de frottement effectif
- EM : module pressiométrique
- $\alpha$  : coefficient rhéologique

Ces paramètres seront à préciser en phase EXE en fonction du matériau retenu pour la constitution du matelas drainant.

Les caractéristiques de poussée et de butée des sols ( $\delta_a/\delta_p$ ) ont été déterminées à partir des abaques de KERISEL-ABSI et CAQUOT.

Les inclinaisons de poussée et de butée considérées sont les suivantes :

Couches	$\delta_a/\phi$	$\delta_p/\phi$
<b>C0 – Matelas drainant</b>	+1/3	-2/3
<b>C1 – Remblais</b>	0	-1/3
<b>C2 - Argiles <math>\pm</math>limono-sableuse</b>	0	-1/3
<b>C3 – Marnes <math>\pm</math>argileuses</b>	+1/3	-2/3

Les coefficients de réaction horizontale ont été déterminés par la formule de Schmitt (Annexe F3. NF P94-282).

## 6.5. NIVEAUX D'EAU

Cet écran ne sera pas dimensionné aux poussées hydrostatiques car un rabattement de nappe par drainage et pompage est prévu en phase provisoire et définitive. Le dispositif prévu devra permettre de rabattre la nappe avant l'écran de soutènement en phase chantier et en phase définitive :

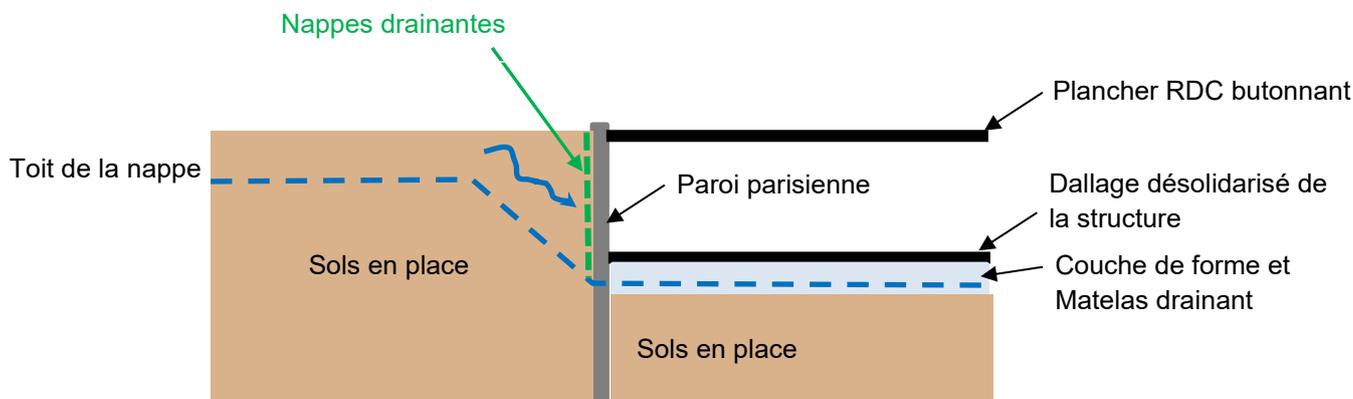


Figure 23 : Schéma de principe rabattement de nappe en phase définitive

Malgré le rabattement de nappe, des circulations d'eau superficielles sporadiques sans relation avec la nappe pourront également se produire. Il devra donc être prévu la mise en place de nappes drainantes sur 50% de la paroi reliées au système de drainage (mise en place de barbacanes en pied de paroi).

Nous rappelons la nécessité de prévoir une fosse de pompage et un exutoire.

Dans le cas de venues d'eau importantes repérées en phase terrassements, des dispositifs complémentaires seront éventuellement à mettre en œuvre (drains subhorizontaux par exemple).

Les niveaux d'eau pris en compte dans les calculs se situent sous le niveau plancher sous-sol et sont les suivants d'après les niveaux définis dans le document réf. 7 :

### Niveaux d'eau avant rabattement

Configuration	Niveaux d'eau (m NGF)		
	Coupe AA	Coupe BB	Coupe CC
Niveau d'eau calé à -2 m/TN <sub>actuel</sub> pour la phase initiale de KREA	38,0	39,3	38,2

### Niveaux d'eau avec rabattement provisoire et définitif

Configurations	Niveaux d'eau (m NGF)		
	Coupe AA	Coupe BB	Coupe CC
Niveau d'eau phase chantier (m NGF) - Rabattement : -0,5 m/FF	36,1	36,1	35,1
Niveau d'eau en phase définitive (EH50) – Rabattement : -0,3 m/Niveau fini dalle SS	37,3	37,3	36,3

**Ces niveaux d'eau seront à préciser en fonction du dimensionnement définitif du système de drainage.**

## 6.6. SURCHARGES

Le long des mitoyens, nous avons retenu les hypothèses de calcul suivantes :

- Coupe AA : voies tramway et voiries modélisées avec une surcharge de Graux variable de 10 à 20 kPa à partir de 5,6 m de la paroi sur une distance de 18 m.
- Coupe BB et CC : Surcharge chantier modélisée avec une surcharge de Graux variable de 10 à 20 kPa à partir de 2 m de la paroi sur une distance de 15 m.

**Ces valeurs devront être validées par l'équipe de conception avant la consultation des entreprises et vérifiées et/ou précisées lors des études d'exécution.** L'entreprise devra prévoir un éventuel renforcement ou des dispositions constructives spécifiques suivant les conditions de travaux qu'elle envisage.

## 6.7. CARACTÉRISTIQUES DE LA PAROI

Les caractéristiques mécaniques et géométriques supposées sont les suivantes :

Caractéristiques	Coupe AA	Coupe BB	Coupe CC
Cote en tête de la paroi (NGF)	40,0	40,0	40,0
Cote du fond fouille (NGF)	36,6	36,6	35,6
<b><u>Hauteur libre de la paroi (m)</u></b>	<b><u>3,4</u></b>	<b><u>3,4</u></b>	<b><u>4,4</u></b>
Base des pieux (NGF) (1,5 m d'ancrage dans la couche C3)	34,0	34,5	32,9
Hauteur théorique des pieux (m)	6,0	5,5	7,1
Hauteur d'ancrage des pieux sous le fond de fouille	2,6	2,1	2,7
Hauteur d'ancrage théorique dans la couche C3	1,7	1,9	1,5
<b><u>Espacement des pieux (m) (*)</u></b>	<b><u>1,5</u></b>	<b><u>2,0</u></b>	<b><u>1,5</u></b>
Diamètre de forage des pieux (m)	0,52	0,52	0,52
Épaisseur du mur/parement béton (m) (*)	0,2	0,2	0,2
Buton et/ou bracon	Non, à confirmer en phase EXE en fonction des terrains rencontrés réellement suivant les zones et du résultat du suivi de surveillance		Oui, bracons
Module de Young à court terme du béton (MPa)	20 000		
Module de Young à long terme du béton (MPa)	10 000		

(\*) hypothèse à confirmer par l'étude STR.

Les produits d'inertie considérés pour la paroi sont les suivants :

		Phase provisoire kN/m <sup>2</sup> /ml	Phase définitive kN/m <sup>2</sup> /ml
EI <sub>pieu</sub>	Espacement pieux entraxe de 1,5 m	47 854	23 927
	Espacement pieux entraxe de 2,0 m	35 891	17 945
EI <sub>parement</sub>	Epaisseur 0,20 m	-	6 667
EI <sub>micropieu</sub> + EI <sub>parement 0.2 m</sub>	Espacement pieux entraxe de 1,5 m	-	30 594
	Espacement pieux entraxe de 2,0 m	-	24 612

Le parement est mis en œuvre au fur et à mesure des phases d'excavation. Toutefois, nous le prenons en compte uniquement en phase définitive dans le cadre de cette étude.

Nota : Dans le cadre de l'étude définitive cet entraxe pourra être supérieur à justifier par l'entreprise.

## 6.8. BRACONS ET RISBERME

Des bracons sur massifs provisoires sont envisagés (coupe CC). Ils devront faire l'objet d'un dimensionnement par un BET structure (hors cadre géotechnique).

Pour la coupe CC, les calculs ont été effectués avec les hypothèses suivantes :

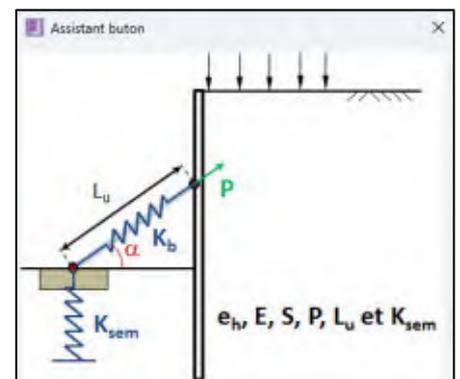


Figure 24 : Hypothèses relatives aux bracons Coupe CC – Entrées KREA

**Définition d'une excavation**

**Coté d'une excavation**  
 Gauche  Droite

**Géométrie de l'excavation**  
 zh :  m  
 Définir un talus ou une risberme

**Géométrie talus / risberme**  
 Talus  Risberme  
 zt :  m  
 a :  m  
 b :  m  
 oe :   
 β :  °

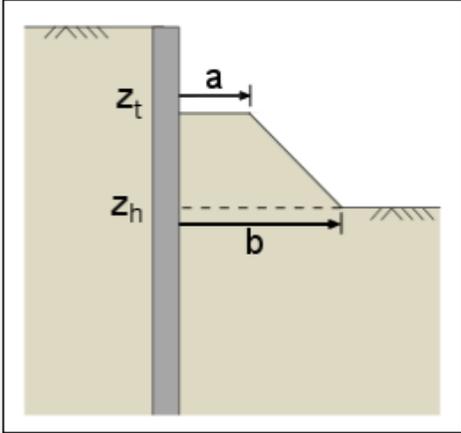


Figure 25 : Hypothèses relatives à la risberme Coupe CC – Entrées KREA

Il a été considéré des massifs ancrés dans la couche C3.

La raideur du système sera à recalculer en phase exécution en fonction du système de butonnage retenu (bracons, semelles, ...).

Le dispositif de liaisonnement bracon/paroi est à préciser en G3.

Le système de butonnage provisoire sera retiré après réalisation d'au moins une partie du plancher RDC (partie suffisante pour reprendre la poussée et assurer la stabilité de la paroi).

## 6.9. RAIDEUR DU PLANCHER

Le plancher RDC est modélisé comme un buton avec la raideur suivante :

$$K_s = E \times e / L$$

Avec :

L = Demi-longueur butonnante.

E = module d'Young du béton en phase définitive = 10 000 MPa

E = épaisseur du plancher, considéré égale à 0,2 m ; à confirmer par le BET Structure.

D'où :

**Coupes AA et BB :  $K_s = 60\,606$  kN/ml/m avec  $L=33$  m**

**Coupes CC :  $K_s = 86\,957$  kN/ml/m avec  $L=23$  m**

Pour la coupe CC, nous considérons une longueur butonnante de 46,0 m en considérant un effet diaphragme dans l'angle du plancher RDC soit une demi-longueur butonnante de 23,0 m.

## 6.10. CALCULS DE L'ÉCRAN SOUS K-REA

### 6.10.1. PHASAGE

Le phasage retenu dans K-Réa est le suivant :

Coupes AA et BB :

- Phase 0 - Provisoire :
  - Pré-terrassement à +40,0 m NGF pour la coupe BB
  - Réalisation des pieux (EI pieux) et de la poutre de couronnement.
  
- Phase 1 - Provisoire :
  - Application des surcharges de Graux.
  - Rabattement de nappe à +36,1 m NGF
  - 1ère excavation jusqu'à +39,0 NGF.
  
- Phase 2 - Provisoire :
  - Mise en place du parement (pose de blindage) sans prise en compte de la rigidité du parement sur la 1<sup>ère</sup> passe d'excavation.
  - Puis 2ème excavation jusqu'à +38,0 NGF.
  
- Phase 3 - Provisoire :
  - Mise en place du parement (pose de blindage) sans prise en compte de la rigidité du parement sur la 2<sup>ème</sup> passe d'excavation.
  - Puis 3ème excavation jusqu'à +36,6 NGF (niveau FF).
  
- Phase 4 - Provisoire :
  - Mise en place du parement (pose de blindage) sans prise en compte de la rigidité du parement sur la 3<sup>ème</sup> passe d'excavation.
  
- Phase 5 - Définitive :
  - Mise en place du parement de 0,2 m d'épaisseur toute hauteur avec changement du produit d'inertie de la paroi ((EI micropieux + EI parement).
  - Remblaiement couche drainante,
  - Réhausse de la paroi avec réalisation d'un mur de 0,20 m d'épaisseur jusqu'au niveau RDC (épaisseur à confirmer par le BET Structure),
  - Modélisation plancher RDC comme buton,
  - Remontée de la nappe à +37,3 m NGF.

Coupe CC :

- Phase 0 - Provisoire :
  - Pré-terrassement à +40,0 m NGF pour la coupe BB
  - Réalisation des pieux (EI pieux) et de la poutre de couronnement.
  
- Phase 1 - Provisoire :
  - Application des surcharges de Graux.
  - Rabattement de nappe à +35,1 m NGF
  - 1ère excavation jusqu'à +38,8 NGF.
  
- Phase 2 - Provisoire :
  - Mise en place du parement (pose de blindage) sans prise en compte de la rigidité du parement sur la 1<sup>ère</sup> passe d'excavation.
  - Puis 2ème excavation jusqu'à +37,2 NGF.
  
- Phase 3 - Provisoire :
  - Mise en place du parement (pose de blindage) sans prise en compte de la rigidité du parement sur la 2<sup>ème</sup> passe d'excavation,
  - Puis 3ème excavation jusqu'à +35,6 NGF avec une risberme devant la paroi,
  - Puis mise en place des bracons à +37,7 m NGF niveau paroi sur massif provisoires en FF.
  
- Phase 4 - Provisoire :
  - Retrait de la risberme.
  
- Phase 5 - Provisoire :
  - Mise en place du parement (pose de blindage) sans prise en compte de la rigidité du parement sur la 3<sup>ème</sup> passe d'excavation.
  
- Phase 6 - Définitive :
  - Mise en place du parement de 0,2 m d'épaisseur toute hauteur avec changement du produit d'inertie de la paroi ((EI micropieux + EI parement).
  - Remblaiement couche drainante,
  - Réhausse de la paroi avec réalisation d'un mur de 0,20 m d'épaisseur jusqu'au niveau RDC (épaisseur à confirmer par le BET Structure),
  - Modélisation plancher RDC comme buton,
  - Remontée de la nappe à +36,3 m NGF.

## 6.10.2. RÉSULTATS

Les résultats obtenus sont présentés ci-après :

- ELS  
 ELU

N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	M,k max écran [kNm/m]	N,k max écran [kN/m]	V,k max écran [kN/m]	Rapport butées	F,k buton n°1 [kN/m]
1	0,85	0,85	3,99	-6,93	5,21	10,144	-
2	2,99	2,99	13,02	-11,20	12,79	9,155	-
3	9,47	9,47	44,81	-36,74	-49,81	5,347	-
4	9,47	9,47	44,81	-36,74	-49,81	5,347	-
5	10,23	10,23	26,17	-28,27	-28,21	6,403	2,74
Extrema	10,23	10,23	44,81	-36,74	-49,81	5,347	2,74

Figure 26 : Coupe AA – Résultats ELS – Sorties K-Réa

- ELS  
 ELU

N° PHASE	Type	M,d max écran [kNm/m]	N,d max écran [kN/m]	V,d maxi écran [kN/m]	F,d buton n°1 [kN/m]	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert	Vérif. Kranz
1	MEL	4,12	-2,17	5,46	-	OK	0,10	OK
2	MEL	15,18	-4,54	17,26	-	OK	0,07	OK
3	MEL	51,93	-25,40	-59,87	-	OK	0,20	OK
4	MEL	51,93	-25,40	-59,87	-	OK	0,20	OK
5	MISS	35,33	-38,07	-38,07	3,69	OK	-38,07	OK
Extrema		51,93	-38,07	-59,87	3,69			

Figure 27 : Coupe AA – Résultats ELU – Sorties K-Réa

- ELS  
 ELU

N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	M,k max écran [kNm/m]	N,k max écran [kN/m]	V,k max écran [kN/m]	Rapport butées	F,k buton n°1 [kN/m]
1	0,49	0,49	3,99	-7,47	9,36	8,368	-
2	1,94	1,94	10,44	-11,78	-12,20	7,109	-
3	4,67	4,67	24,48	-25,71	-29,63	4,359	-
4	5,19	5,19	27,12	-29,25	-32,90	4,044	-
5	5,62	5,62	18,88	-23,44	-22,78	4,725	1,40
Extrema	5,62	5,62	27,12	-29,25	-32,90	4,044	1,40

Figure 28 : Coupe BB – Résultats ELS – Sorties K-Réa

ELS et ELU  
 ELS  
 ELU

N° PHASE	Type	M,d max écran [kNm/m]	N,d max écran [kN/m]	V,d maxi écran [kN/m]	F,d buton n°1 [kN/m]	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert	Vérif. Kranz
1	MEL	0,36	-0,64	1,05	-	OK	0,01	OK
2	MEL	3,43	-1,41	4,51	-	OK	0,11	OK
3	MEL	26,40	-23,51	-38,27	-	OK	-7,50	OK
4	MEL	30,95	-28,50	-45,99	-	OK	-9,56	OK
5	MISS	26,13	-32,58	-31,52	1,95	OK	-32,58	OK
Extrema		30,95	-32,58	-45,99	1,95			

Figure 29 : Coupe BB – Résultats ELU – Sorties K-Réa

ELS  
 ELU

N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	M,k max écran [kNm/m]	N,k max écran [kN/m]	V,k max écran [kN/m]	Rapport butées	F,k buton n°1 [kN/m]	F,k buton n°2 [kN/m]
1	1,01	1,01	5,35	-11,24	10,86	8,263	-	-
2	6,44	6,44	20,97	-17,63	-15,51	6,623	-	-
3	6,84	6,84	21,23	-24,21	-17,55	4,651	2,83	-
4	9,17	9,17	30,23	-38,47	-35,10	4,641	23,95	-
5	9,40	9,40	32,00	-41,13	-37,18	4,475	26,25	-
6	10,04	10,04	28,10	-28,37	-31,77	4,912	-	10,95
Extrema	10,04	10,04	32,00	-41,13	-37,18	4,475	26,25	10,95

Figure 30 : Coupe CC – Résultats ELS – Sorties K-Réa

ELS  
 ELU

N° PHASE	Type	M,d max écran [kNm/m]	N,d max écran [kN/m]	V,d maxi écran [kN/m]	F,d buton n°1 [kN/m]	F,d buton n°2 [kN/m]	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert	Vérif. Kranz
1	MEL	5,08	-2,02	6,13	-	-	OK	0,62	OK
2	MEL	28,82	-7,82	19,84	-	-	OK	0,32	OK
3	MISS	29,01	-33,43	-24,33	4,01	-	OK	-33,43	OK
4	MISS	41,84	-53,24	-48,57	33,18	-	OK	-53,24	OK
5	MISS	44,35	-57,03	-51,52	36,44	-	OK	-57,03	OK
6	MISS	39,24	-39,63	-44,35	-	15,23	OK	-39,63	OK
Extrema		44,35	-57,03	-51,52	36,44	15,23			

Figure 31 : Coupe CC – Résultats ELU – Sorties K-Réa

Les déplacements calculés sont inférieurs ou égaux à 1 cm.

Nous rappelons qu'il s'agit de valeurs de déplacements basés sur un modèle géotechnique simplifié et des approches de calculs théoriques.

Ainsi, le déplacement de la paroi devra être suivi par la méthode observationnelle à partir d'un relevé régulier des déplacements de la paroi.

Tout excès de déplacement imposera un arrêt du chantier et un recalage du modèle pour adapter le soutènement, ou la mise en œuvre d'actions correctives de type mise en place de butons et/ou bracons complémentaires ou de réalisation de banquettes provisoires.

Il est de la responsabilité du contrôleur technique dans le cadre d'une mission Av relative à la stabilité des avoisinants (décret 99-443 du 28 Mai 1999) de vérifier la cohérence entre les déplacements attendus et la nature de la structure des mitoyens.

### 6.10.3. FERRAILLAGE DES PIEUX

Un calcul béton armé des pieux devra être mené pour définir le ferrailage à mettre en place et sa compatibilité en fonction du diamètre de pieux (le taux de ferrailage est généralement limité à environ 2% de la section du pieu afin de garantir une bonne mise en place de la cage).

Ainsi, les diamètres de pieux retenus ci-dessus devront être éventuellement augmentés en fonction des résultats des calculs de Béton Armé.

Les déplacements en tête des pieux devront rester compatibles avec les déformations admissibles par la structure du bâtiment (à valider par le bureau d'études structure et le bureau de contrôle).

## 6.11. CAPACITÉ PORTANTE

Cf. §7. Et §8.

Le frottement positif devra être pris en compte à partir du point d'annulation de l'effort tranchant sous le fond de fouille.

## 6.12. SUJÉTIONS D'EXECUTION ET CONTRÔLES

La technique d'exécution retenue par l'Entreprise de pieux devra permettre d'atteindre les fiches et niveaux d'assises demandés en tenant compte de la compacité de l'horizon d'ancrage et ce en fonction des descentes de charges.

Les longueurs des pieux peuvent varier en fonction de la profondeur de rencontre du toit de la couche C3 qui pourra présenter une remontée ou un sur-approfondissement de son toit, ce qui pourrait provoquer une modification de la longueur des pieux. La profondeur des pieux devra être adaptée au cours des travaux afin d'assurer l'ancrage nécessaire dans le substratum marneux.

Au démarrage des travaux de forages, il conviendra de valider le modèle de sol retenu (épaisseur des différentes couches de sol).

La profondeur des horizons porteurs peut varier significativement et devra être suivie et validée par le bureau d'études en charge de la mission G3 pour les travaux de fondations profondes.

Nous alertons sur le fait que l'entreprise en charge des travaux est seule responsable d'assurer le bon ancrage des pieux dans l'horizon prévu. Cet ancrage doit être nettement identifiable sur l'écran de la foreuse avec une augmentation du couple de rotation et une diminution de la vitesse d'avancement.

La présence de vestiges anthropiques et de blocs au sein des terrains en place est avérée avec des risques de déviation et/ou de refus de l'exécution des pieux. L'attention de l'Entreprise est attirée sur la nécessité de prévoir des dispositions spécifiques le cas échéant (purge, préforage, sciage....).

La réalisation des pieux devra être contrôlée (par le contrôleur technique et / ou le géotechnicien en charge de la supervision géotechnique d'exécution) afin de constater d'une part, le bon respect des longueurs d'ancrage dans le substratum et d'autre part, les éventuelles modifications de technique de réalisation.

Des essais d'informations devront être réalisés au droit des sondages pour confirmer que l'ancrage est possible. Dans le cas contraire la technique de forage et/ou l'outil d'attaque devront être adaptés à la compacité du substratum.

Le forage constituera une reconnaissance de sol de détail à l'avancement dont les résultats, seront consignés sur des fiches de forage et complétés par les enregistrements numériques des paramètres de forage et d'injection. Ces éléments devront être analysés en temps réel et transmis aux géotechniciens en charge des missions G3 et G4.

Si des différences par rapport aux hypothèses retenues (stratigraphie horizontale, épaisseur des formations, toit du sol d'ancrage) sont mises en évidence, des adaptations du mode de fondation devront être prévues (mission G3 – phase suivi).

Nous alertons sur le fait que les zones de transition peuvent être présentes entre les différents horizons traversés et notamment avant d'atteindre l'horizon d'ancrage. Il reste de la responsabilité de l'entreprise en charge des travaux de paroi de garantir le bon ancrage dans l'horizon d'ancrage et ceci en fonction des caractéristiques retenues dans leur note de calcul.

Les pieux seront mis en œuvre jusqu'à ce que leurs pointes atteignent la cote déterminée avec l'ancrage minimal correspondant en vérifiant que le refus ne soit pas atteint prématurément et que la capacité portante reste justifiée en cas de variation lithologique.

Les volumes et niveaux d'injection devront être rigoureusement contrôlés (enregistrement numérique) afin d'éviter toute perte de béton préjudiciable.

Les pieux devront être armés conformément aux réglementations en vigueur. Il correspondra à l'entreprise en charge des fondations profondes de calculer les ferrailages en fonction des différents efforts appliqués.

Dans tous les cas l'exécution des pieux devra respecter la norme NF EN 1536.

## 6.13. SYSTÈME DE SURVEILLANCE

La réalisation de la paroi parisienne devra bien évidemment être associée à une méthode observationnelle mise en œuvre dès le démarrage des terrassements, en appliquant les recommandations de l'Eurocode 7.

Le déplacement des ouvrages de soutènement devra être suivi à partir d'un relevé régulier des déplacements de ces ouvrages.

**Un système de surveillance topographique est à prévoir sur les écrans de soutènement. Un relevé hebdomadaire sera réalisé pendant toute la période de terrassements, avec un relevé « 0 » avant le démarrage des travaux de terrassement.**

Tout excès de déplacement imposera un arrêt du chantier et un recalage du modèle pour adapter le soutènement, ou la mise en œuvre d'actions correctives de type arrêt des travaux, mise en place de butons, augmentation de la fréquence des mesures.

Des relevés ponctuels seront réalisés lors des phases sensibles des terrassements.

Il conviendra de prévoir, avant le démarrage du déblaiement, la mise en place d'un contrôle continu sur les mitoyens et avoisinants.

Les terrassements et soutènements préconisés dans le présent rapport devront impérativement être associés à une méthode observationnelle (système de surveillance). Il conviendra de mettre en œuvre :

- Des dispositifs de contrôle des déformations des avoisinants situés dans la ZIG avec la mise en place de cibles relevées en X, Y et Z (relevés effectués à minima de façon hebdomadaire).
- Des dispositions palliatives permettant de définir des seuils de vigilance et d'alerte en cas de déformations excessives.

### **Définition des seuils :**

Les valeurs des seuils de vigilance et d'alerte seront fixées en fonction des déformations limites des ouvrages (à définir conjointement avec le bureau d'études structure, le bureau de contrôle et la MOE).

Voici à titre indicatif les valeurs des seuils :

Niveau de seuil	Mesures	Action préventive
Vigilance	70 % de la valeur de calcul	Les différentes parties devront être averties. Augmentation de fréquence du suivi.
Alerte	100 % de la valeur de calcul	Les différentes parties devront être averties. Mise en place de renforcement Structurel de façon immédiate et suivi quasi journalier jusqu'à stabilisation

Les seuils définis ci-dessus devront être validés préalablement au démarrage des travaux par l'ensemble des parties (Maitre d'Ouvrage, Maitre d'Œuvre, l'ingénieur structure en charge du diagnostic structurel des avoisinants et par le bureau de contrôle dans le cadre de sa mission Av (avoisinants)).

- 1. Seuil de vigilance :** en deçà duquel les mesures sont jugées normales et au-delà duquel la vigilance doit être renforcée avec une cadence de mesures plus resserrée afin de suivre au plus près l'évolution des différents paramètres. La méthodologie des travaux pourra être adaptée.
- 2. Seuil d'alerte :** au-delà duquel des dispositifs conservatoires sont mis en œuvre.

### **Périodicité du suivi :**

En deçà du seuil de vigilance, un suivi hebdomadaire sera mis en place et suivi par un géomètre expert.

Au-delà du seuil de vigilance :

- Les différentes parties devront être averties.
- La périodicité des mesures sera journalière jusqu'à stabilisation ou action.

Au-delà du seuil d'alerte, il conviendra de mettre en place une des solutions palliatives suivantes jusqu'à stabilisation :

- Les différentes parties devront être averties.
- Une densification du butonnage (doublement du nombre de buton ou ajout dans les zones sans buton initialement) et/ou un remblaiement devront être mis en œuvre jusqu'à stabilisation.
- Les ouvertures de passes devront être diminuées lors de la reprise des travaux de terrassements.
- La périodicité des mesures est journalière jusqu'à stabilisation.

Le suivi et la surveillance des ouvrages géotechniques effectués devront être pris en compte par l'Entreprise pour toutes les phases du projet et les relevés devront être transmis au Maître d'œuvre. En fonction des résultats de ces relevés, le cas échéant l'Entreprise pourra en tirer les conséquences pour développer les mesures nécessaires permettant d'assurer la stabilité du site.

Un référé préventif devra être fourni par la maîtrise d'ouvrage avant le démarrage des travaux. A défaut, il conviendra de faire réaliser un constat d'huissier des mitoyens.

## 7. ETUDE DES FONDATIONS DES FONDATIONS PROFONDES (PIeux TARIÈRE CREUSE SUIVANT NF P 94-262)

### 7.1. PRINCIPE ET MÉTHODE DE CALCULS

L'étude des fondations profondes se fera conformément à l'EUROCODE 7 et à la norme d'application nationale NF P 94-262.

Pour l'ensemble des calculs menés au moyen du logiciel FOXTA V4, les données et résultats principaux des calculs sont joints en annexe.

### 7.2. CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DES PIEUX

#### 7.2.1. TYPE DE PIEUX

Dans le cadre de cette étude, nous étudions des pieux réalisés à la tarière creuse : **classe 2 catégorie 6 selon norme NF P 94-262.**

Les fondations profondes seront dimensionnées à partir des règlements en vigueur et plus spécifiquement suivant la norme NF P 94-262.

#### 7.2.2. FORMATION D'ANCRAGE

Les pieux seront ancrés dans la formation marneuse ±argileuse (C3) avec un ancrage au minimum de 3 diamètres ou de 1,50 m pour des fondations de diamètres supérieurs à 0,50 m.

**De plus, nous avons considéré un ancrage maximal de 5,0 m en raison de la compacité de la couche C3 et sur l'hypothèse d'utilisation de machine de forage en tarière creuse très puissante. Dans tous les cas, l'entreprise devra prévoir le dimensionnement EXE des pieux adaptés à son matériel de forage (diamètre de pieux plus important avec un ancrage moins important par exemple).**

La longueur des pieux est calculée par rapport à une plateforme de travail supposée être calée à +37,6 m NGF (niveau fini du sous-sol).

Il conviendra de prévoir éventuellement la purge préalable (ou préforage, sciage...) de tous les ouvrages enterrés afin de limiter les risques de refus prématurés (vestiges d'anciennes fondations, longrines, dallage, ouvrages enterrés...).

### 7.2.3. RÉSISTANCE STRUCTURALE (STR)

- **Béton**

La valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton d'une fondation profonde ( $f_{ck}^*$ ), doit être déterminée à partir de la formule suivante :

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

Avec :	$f_{ck}$	résistance caractéristique à la compression à 28 jours.
	$C_{max}$	tient compte des sujétions de mise en œuvre du béton, coulis ou mortier frais suivant la technologie utilisée (tableau 6.4.1.1 de la norme NF P 94-262).
	$K_1$ et $K_2$	fonction de la méthode de forage et de l'élançement (§ 6.4.1 et tableau 6.4.1.1 de la norme NF P 94-262).

La valeur de calcul de la résistance à la compression simple du béton d'une fondation profonde  $f_{cd}$ , doit être déterminée à partir de la formule suivante :

$$f_{cd} = \min\left(\alpha_{cc} k_3 \frac{f_{ck}^*}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{C_{max}}{\gamma_c}\right)$$

Avec :	$\alpha_{cc}$	= 1,0 sur la hauteur où le pieu est armé. = 0,8 sur la hauteur où le pieu n'est pas armé.
	$K_3$	= 1,2 dans le cas d'un contrôle renforcé de la qualité et de la continuité du fût (tableau 6.4.1.2 de la norme NF P 94-262).
	$\gamma_c$	= 1,5 pour les situations transitoires (travaux) et durables (ELU) = 1,2 pour les situations de projet accidentelles (ELU acc)

Les valeurs moyenne ( $\sigma_{cmoy}$ ) et maximale ( $\sigma_{cmax}$ ) des contraintes de compression du béton à l'état limite de service (ELS) caractéristique ne doivent pas dépasser, quelle que soit la classe d'exposition, les valeurs suivantes :

$$\sigma_{cmoy} = 0,3 k_3 f_{ck}^* \quad \text{et} \quad \sigma_{cmax} = \min(0,6 k_3 f_{c;k}^*; 0,6 f_{c;k})$$

Dans le cadre de l'étude, nous retenons comme hypothèse un béton **C30/37**. Les contraintes et forces admissibles sont présentées dans le tableau suivant pour 3 diamètres de pieux forés tarière creuse :

Classe de pieu	Pieu foré tarière creuse		
Diamètre de pieu	0,520 m	0,720 m	0,920 m
Contrôle renforcé	Oui		
fck (MPa)	30		
K1	1,35		
K2 <sup>(1)</sup>	1,09	1,05	1,05
K3	1,2		
$\alpha_{cc}$	0,8		
Cmax (MPa)	30,0		
f*ck (MPa)	20,387	21,164	21,164
fcd (MPa) à ELU fond	13,048	13,545	13,545
fcd (MPa) à ELU sismique/acc	16,310	16,931	16,931
$\sigma_{moy,ELS}$ (MPa)	7,339	7,619	7,619
<b>R<sub>cd</sub> (kN) à l'ELU fond</b>	<b>2771</b>	<b>5515</b>	<b>9004</b>
R <sub>cd</sub> (kN) à l'ELU acc	3464	6894	11255
<b>R<sub>c ; cr ; d</sub> (kN) aux ELS</b>	<b>1559</b>	<b>3102</b>	<b>5065</b>

(1) Valeur pour le cas le plus défavorable (le coefficient  $K_2$  varie en fonction de la longueur du pieu considéré).

- **Acier**

Le ferrailage des pieux devra être réalisé conformément aux dispositions constructives des Eurocodes 2.

Les aciers pourront être de type Haute Adhérence en nuance Fe500. L'enrobage minimal et l'espacement entre les barres HA devront être assurés conformément aux EC2 et 3.

Le module d'Young des aciers est de 210 GPa.

## 7.3. CAPACITÉ PORTANTE DES PIEUX

### 7.3.1. PARAMÈTRES DE DIMENSIONNEMENT RETENUS

A partir des modèles géotechniques définis au §4., nous avons retenu les caractéristiques géotechniques suivantes pour le dimensionnement des pieux niveau PRO (selon la norme NF P 94-262) :

Formation		Classe de sol retenue	Base de la formation	Terme de frottement			Terme de pointe	
			m NGF	ple* (MPa)	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	qs (kPa)	pl* max retenu	kp max
C2	C2 - Argiles ±limono-sableuse	Argiles et limons	+34,1 à +37,8	Non pris en compte				
C3	C3 – Marnes ±argileuses	Marne	<+25,2	5,3	1,5	195	5,3	1,6

Avec :

$P_{le}$  : pression limite équivalente maximale (§ F4.2 de la norme NFP 94-262);

$\alpha_{\text{pieu-sol}}$  : paramètre adimensionnel dépendant du type du sol et du forage (§ F5.2 de la norme NF P 94-262);

$q_{s ; j ; k}$  : frottement latéral unitaire considéré

$k_{pmax}$  : facteur de portance maximal

Le frottement sur la hauteur de la couche C2 n'a pas été pris en compte car la base de cette formation se situe au-dessus des fonds de fouille du projet au droit de certains sondages.

### 7.3.2. COEFFICIENTS DE PONDÉRATION

Pour le calcul de la capacité portante, les coefficients de pondération (facteurs partiels et coefficients de modèle) retenus sur les combinaisons sont présentés ci-après (suivant norme NF P 94-262) :

- EN COMPRESSION

- Facteurs partiels :

	Coefficient	Valeur
	$\beta_s$ ELS	0,70
	$\beta_p$ ELS	0,50
	$\gamma_{cr}$ ELS <sub>qp</sub>	1,10
	$\gamma_{cr}$ ELS <sub>cara</sub>	0,90
ELS / pondérations combinées sur $Q_{s,k} = \beta_s / \gamma_{cr}$	$\gamma_t$ ELU <sub>fond</sub>	1,10
ELU / pondérations combinées sur $Q_{s,k} = 1 / \gamma_t$	$\gamma_t$ ELU <sub>acc</sub>	1,00
ELS / pondérations combinées sur $Q_{p,k} = \beta_p / \gamma_{cr}$		
ELU / pondérations combinées sur $Q_{p,k} = 1 / \gamma_t$		

Figure 32 : Extrait tableau de données FOND PROF

- Coefficients de modèle pour la méthode pressiométrique :  $\gamma_{Rd} ; 1 \times \gamma_{Rd} ; 2 = 1,265$

- EN TRACTION

- Facteurs partiels :

	Coefficient	Valeur
$\beta_s$ ELS		0,70
$\beta_p$ ELS		0,50
ELS / pondérations combinées sur $Q_{s,k} = \beta_s / \gamma_{s,cr}$		
ELU / pondérations combinées sur $Q_{s,k} = 1 / \gamma_{s,t}$		
$\gamma_{s,cr}$ ELS <sub>qp</sub>		1,50
$\gamma_{s,cr}$ ELS <sub>cara</sub>		1,10
$\gamma_{s,t}$ ELU <sub>fond</sub>		1,15
$\gamma_{s,t}$ ELU <sub>acc</sub>		1,05
ELS / pondérations combinées sur $Q_{p,k} = 0$		
ELU / pondérations combinées sur $Q_{p,k} = 0$		

Figure 33 : Extrait tableau de données FOND PROF

- Coefficients de modèle pour la méthode pressiométrique :  $\gamma_{Rd;1} \times \gamma_{Rd;2} = 1,540$

### 7.3.3. EFFET DE GROUPE

Il a été considéré une distance entre pieux d'au minimum de trois diamètres. Nous n'avons donc pas considéré d'effet de groupe. Dans le cas contraire, un coefficient limitateur de portance est à considérer.

### 7.3.4. CALCULS DE LA CAPACITÉ PORTANTE

La capacité portante des pieux aux différents états limites a été calculé au moyen du module FOND PROF du logiciel FOXTA V4.

Il a été considéré les 3 diamètres de pieux suivants : 0,520 m, 0,720 m et 0,920 m.

Les résultats présentés ci-après sont donnés en considérant :

- un toit de la couche C3 calée à +34,1 m NGF (SD1),
- une plateforme de travail calée à +37,6 m NGF,
- des pieux en compression.

De plus, les résultats de la capacité portante sont limités par la résistance structurale du béton.

**La longueur des pieux devra être limitée par l'entreprise en fonction de la faisabilité de l'ancrage par l'atelier de forage retenu par l'entreprise.**

Nous rappelons que pour être considéré comme une fondation profonde au sens de la norme NF P 94-262, les pieux doivent avoir une longueur supérieure à 5 fois le diamètre du pieu, soit :

- Longueur minimale pieu diamètre 0,520 m > 2,6 m
- Longueur minimale pieu diamètre 0,720 m > 3,6 m
- Longueur minimale pieu diamètre 0,920 m > 4,6 m

De plus, suivant le §F.4.2 de la norme NF P 94-261, l'encastrement effectif minimal dans la couche C3 à respecter est de 3 diamètres ou de 1,5 m pour les pieux de diamètres supérieurs à 0,5 m.

l'encastrement effectif minimal dans la couche C3 (3 diamètres ou 1,5 m pour les pieux de diamètres supérieurs à 0,5 m).

En fonction de la longueur des pieux déterminée par l'étude d'EXE par rapport à la base des sondages, il conviendra que l'entreprise prévoit si nécessaire la réalisation de sondages géotechniques plus profonds afin de satisfaire à la réglementation en vigueur (reconnaissance d'au moins 7 diamètres sous la base des pieux avec un minimum de 5 m).

## 7.4. ESSAIS DE CONTRÔLE

Les essais de contrôle devront effectués suivant la norme NF P 94-262 et les normes d'exécution en vigueur.

Dans le cas d'un contrôle renforcé, afin de bénéficier de l'augmentation de 20% des contraintes de calcul du fût du pieu, l'entreprise réalisera à minima les essais définis dans la norme NF P94-262 (Tableau 6.4.1.2) :

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

Figure 37 : Nombre minimal de pieux ou de barrettes à ausculter pour des contrôles renforcés d'intégrité.

## 7.5. SUJÉTIONS D'EXÉCUTIONS ET CONTRÔLES

La technique d'exécution retenue par l'Entreprise de pieux devra permettre d'atteindre les fiches et niveaux d'assises demandés en tenant compte de la compacité de l'horizon d'ancrage et ce en fonction des descentes de charges.

Les longueurs des pieux peuvent varier en fonction de la profondeur de rencontre du toit de la couche C3 qui pourra présenter une remontée ou un sur-approfondissement de son toit, ce qui pourrait provoquer une modification de la longueur des pieux. La profondeur des pieux devra être adaptée au cours des travaux afin d'assurer l'ancrage nécessaire dans le substratum marneux.

Au démarrage des travaux de forages, il conviendra de valider le modèle de sol retenu (épaisseur des différentes couches de sol).

La profondeur des horizons porteurs peut varier significativement et devra être suivie et validée par le bureau d'études en charge de la mission G3 pour les travaux de fondations profondes.

Nous alertons sur le fait que l'entreprise en charge des travaux est seule responsable d'assurer le bon ancrage des pieux dans l'horizon prévu. Cet ancrage doit être nettement identifiable sur l'écran de la foreuse avec une augmentation du couple de rotation et une diminution de la vitesse d'avancement.

La présence de vestiges anthropiques et de blocs au sein des terrains en place est avérée avec des risques de déviation et/ou de refus de l'exécution des pieux. L'attention de l'Entreprise est attirée sur la nécessité de prévoir des dispositions spécifiques le cas échéant (purge, préforage, sciage....).

La réalisation des pieux devra être contrôlée (par le contrôleur technique et / ou le géotechnicien en charge de la supervision géotechnique d'exécution) afin de constater d'une part, le bon respect des longueurs d'ancrage dans le substratum et d'autre part, les éventuelles modifications de technique de réalisation.

Des essais d'informations devront être réalisés au droit des sondages pour confirmer que l'ancrage est possible. Dans le cas contraire la technique de forage et/ou l'outil d'attaque devront être adaptés à la compacité du substratum.

Le forage constituera une reconnaissance de sol de détail à l'avancement dont les résultats, seront consignés sur des fiches de forage et complétés par les enregistrements numériques des paramètres de forage et d'injection. Ces éléments devront être analysés en temps réel et transmis aux géotechniciens en charge des missions G3 et G4.

Si des différences par rapport aux hypothèses retenues (stratigraphie horizontale, épaisseur des formations, toit du sol d'ancrage) sont mises en évidence, des adaptations du mode de fondation devront être prévues (mission G3 – phase suivi).

Nous alertons sur le fait que les zones de transition peuvent être présentes entre les différents horizons traversés et notamment avant d'atteindre l'horizon d'ancrage. Il reste de la responsabilité de l'entreprise en charge des travaux de paroi de garantir le bon ancrage dans l'horizon d'ancrage et ceci en fonction des caractéristiques retenues dans leur note de calcul.

Les pieux seront mis en œuvre jusqu'à ce que leurs pointes atteignent la cote déterminée avec l'ancrage minimal correspondant en vérifiant que le refus ne soit pas atteint prématurément et que la capacité portante reste justifiée en cas de variation lithologique.

Les volumes et niveaux d'injection devront être rigoureusement contrôlés (enregistrement numérique) afin d'éviter toute perte de béton préjudiciable.

Les pieux devront être armés conformément aux réglementations en vigueur. Il correspondra à l'entreprise en charge des fondations profondes de calculer les ferrailages en fonction des différents efforts appliqués.

Dans tous les cas l'exécution des pieux devra respecter la norme NF EN 1536.

## 8. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PIEUX STARSOL®

### 8.1. PRINCIPE ET MÉTHODE DE CALCULS

Suivant les études du groupement à ce stade, nous présentons ci-après un prédimensionnement des pieux STARSOL® de SOLETANCHE BACHY (pieux hors catégorie suivant la norme NF P 94-262).

### 8.2. RÉSISTANCE STRUCTURALE

Nous avons recalculé la résistance structurale du béton pour des pieux STARSOL® suivant le cahier des charges fournis ; soit :

Classe de pieu	Pieu STARSOL®		
Diamètre de pieu	0,520 m	0,720 m	0,920 m
Contrôle renforcé	Oui		
f <sub>ck</sub> (MPa)	30		
K1	1,05		
K2 <sup>(1)</sup>	1,0	1,0	1,0
K3	1,2		
α <sub>cc</sub>	0,8		
C <sub>max</sub> (MPa)	40,0		
f* <sub>ck</sub> (MPa)	28,571	28,571	28,571
f <sub>cd</sub> (MPa) à ELU fond	18,286	18,286	18,286
f <sub>cd</sub> (MPa) à ELU sismique/acc	22,857	22,857	22,857
σ <sub>moy,ELS</sub> (MPa)	10,286	10,286	10,286
<b>R<sub>cd</sub> (kN) à l'ELU fond</b>	3883	7445	12156
R <sub>cd</sub> (kN) à l'ELU acc	4854	9306	15195
<b>R<sub>c ; cr ; d</sub> (kN) aux ELS</b>	2184	4188	6838

Valeurs modifiées par rapport au pieux forés tarière creuse.

## 8.3. CAPACITÉ PORTANTE

Nous avons recalculé la capacité portante des pieux STARSOL® suivant le cahier des charges fournis. Les valeurs modifiées par rapport aux pieux forés à la tarière creuse sont **surlignées en vert**.

### 8.3.1. PARAMÈTRES DE DIMENSIONNEMENT RETENUS

A partir des modèles géotechniques définis au §4., nous avons retenu les paramètres géotechniques suivants pour le dimensionnement des pieux STARSOL® suivant le cahier des charges de ce procédé :

Formation		Classe de sol retenue	Base de la formation	Terme de frottement			Terme de pointe	
			m NGF	ple* (MPa)	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	qs (kPa)	pl* max retenu	kp max
C2	C2 - Argiles ±limono-sableuse	Argiles et limons	+34,1 à +37,8	Non pris en compte				
C3	C3 – Marnes ±argileuses	Marne	<+25,2	5,3	2,0	244	5,3	2,1

Avec :

$P_{le}$  : pression limite équivalente maximale (§ F4.2 de la norme NFP 94-262);

$\alpha_{\text{pieu-sol}}$  : paramètre adimensionnel dépendant du type du sol et du forage (§ F5.2 de la norme NF P 94-262);

$q_s$  : frottement latéral unitaire considéré

(courbe Q4' ;  $f_{\text{sol}} = 122 \text{ kPa}$ ;  $q_s \text{ max} = 300 \text{ kPa}$  ;  $q_s = \min(2,0 \times 122 ; 300) = 244 \text{ kPa}$ )

$k_{p \text{ max}}$  : facteur de portance maximal (dans les marnes pour des pieux STARSOL® :  $k_p = 2,10$  pour  $E_M < 80 \text{ MPa}$  et  $k_p = 3,5$  pour  $E_M \geq 80 \text{ MPa}$ ).

Le frottement sur la hauteur de la couche C2 n'a pas été pris en compte car la base de cette formation se situe au-dessus des fonds de fouille du projet au droit de certains sondages.

### 8.3.2. COEFFICIENTS DE PONDÉRATION

Pour le calcul de la capacité portante, les coefficients de pondération (facteurs partiels et coefficients de modèle) retenus sur les combinaisons sont présentés ci-après (suivant norme NF P 94-262) :

• **EN COMPRESSION**

- Facteurs partiels :

	Coefficient	Valeur
ELS / pondérations combinées sur $Q_{s,k} = \beta_s / \gamma_{cr}$	$\beta_s$ ELS	0,70
ELU / pondérations combinées sur $Q_{s,k} = 1 / \gamma_t$	$\beta_p$ ELS	0,50
	$\gamma_{cr}$ ELS <sub>qp</sub>	1,10
	$\gamma_{cr}$ ELS <sub>cara</sub>	0,90
	$\gamma_t$ ELU <sub>fond</sub>	1,10
	$\gamma_t$ ELU <sub>acc</sub>	1,00
ELS / pondérations combinées sur $Q_{p,k} = \beta_p / \gamma_{cr}$		
ELU / pondérations combinées sur $Q_{p,k} = 1 / \gamma_t$		

Figure 38 : Extrait tableau de données FOND PROF

Coefficients de modèle :  $\gamma_{Rd;1} \times \gamma_{Rd;2} = 1,15 \times 1,10 = 1,265$

• **EN TRACTION**

- Facteurs partiels :

	Coefficient	Valeur
ELS / pondérations combinées sur $Q_{s,k} = \beta_s / \gamma_{s;cr}$	$\beta_s$ ELS	0,70
ELU / pondérations combinées sur $Q_{s,k} = 1 / \gamma_{s;t}$	$\beta_p$ ELS	0,50
	$\gamma_{s;cr}$ ELS <sub>qp</sub>	1,50
	$\gamma_{s;cr}$ ELS <sub>cara</sub>	1,10
	$\gamma_{s;t}$ ELU <sub>fond</sub>	1,15
	$\gamma_{s;t}$ ELU <sub>acc</sub>	1,05
ELS / pondérations combinées sur $Q_{p,k} = 0$		
ELU / pondérations combinées sur $Q_{p,k} = 0$		

Figure 39 : Extrait tableau de données FOND PROF

- Coefficients de modèle :

$\gamma_{Rd;1} \times \gamma_{Rd;2} = 1,20 \times 1,10 = 1,320$

8.3.3. **EFFET DE GROUPE**

Il a été considéré une distance entre pieux d'au minimum de trois diamètres. Nous n'avons donc pas considéré d'effet de groupe. Dans le cas contraire, un coefficient limitateur de portance est à considérer.

8.3.4. **CALCULS DE LA CAPACITÉ PORTANTE**

La capacité portante des pieux aux différents états limites a été calculé au moyen du module FOND PROF du logiciel FOXTA V4 en appliquant les paramètres définis ci-dessus pour le procédé STARSOL®.

Il a été considéré les 3 diamètres de pieux suivants : 0,520 m, 0,720 m et 0,920 m.

Les résultats présentés ci-après sont donnés en considérant :

- un toit de la couche C3 calée à +34,1 mNGF (SD1).
- une plateforme de travail calée à +37,6 m NGF.
- des pieux en compression.

L'ancrage calculé est à considérer de la manière suivante :

- Dans le cas où la couche C3 est présente entre 0 et -1 m/fond de fouille (FF), l'ancrage est à considérer à partir de -1 m/FF (neutralisation du frottement sur le 1er mètre à partir du FF),
- Dans le cas où le toit de la couche C3 se situe au-delà de 1 m de profondeur/FF, la hauteur d'ancrage est à considérer à partir du toit du substratum.

**Le nombre de pieux par appui, le diamètre et la longueur des pieux devront être déterminés par l'entreprise afin de reprendre les DDC (cf.§2.2.4). Nous rappelons que la longueur des pieux devra être limitée par l'entreprise en fonction de la faisabilité de l'ancrage par l'atelier de forage retenu par l'entreprise.** Pour rappels, il conviendra aussi de respecter les longueurs minimales pour des fondations profondes (une longueur supérieure à 5 fois le diamètre du pieu) et l'encastrement effectif minimal dans la couche C3 (3 diamètres ou 1,5 m pour les pieux de diamètres supérieurs à 0,5 m).

En fonction de la longueur des pieux déterminée par l'étude d'EXE par rapport à la base des sondages, il conviendra que l'entreprise prévoit si nécessaire la réalisation de sondages géotechniques plus profonds afin de satisfaire à la réglementation en vigueur (reconnaissance d'au moins 7 diamètres sous la base des pieux avec un minimum de 5 m).

## 9. DALLAGE

### 9.1. ARASE DE TERRASSEMENT

D'après les résultats des sondages (cf. §3.3.2) et en considérant un fond de fouille entre +35,6 et +36,6 m NGF (à confirmer en fonction de l'épaisseur retenue du complexe drainant), l'arase de terrassement sera mixte, constituée de la couche C2 (argiles limoneuses ±sableuses) et de la couche C3 (marnes ±argileuses).

### 9.2. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Dans le cadre de la réalisation du **dallage sur complexe drainant**, les conditions suivantes sont à respecter :

- Maintien de la plateforme hors d'eau par la mise en place :
  - d'un système de drainage provisoire et définitif,
  - d'un système d'évacuation provisoire des eaux pluviales et d'infiltration jusqu'à réalisation du dallage.
- Mise en place d'un filtre géotextile anticontaminant certifié ASQUAL de classe 4 minimum,
- Mise en œuvre d'une couche de forme en matériaux granulaires non évolutifs et insensibles à l'eau (par exemple grave non traitée GNT de classe D21 ou D31 avec  $D_{max} \leq 80$  mm ou concassé de roche dure de classe R21, R41 ou R61, avec passant à  $80 \mu m \leq 12$  %, VBS  $\leq 0,1$  et  $D_{max} \leq 80$  mm), convenablement compactés par couches minces successives.

Remarques :

- L'épaisseur de la couche de forme pourra être intégrée dans l'épaisseur du matelas drainant en fonction de ces caractéristiques
  - A titre indicatif, en l'absence de complexe drainant, la couche de forme devrait avoir une épaisseur de 0,4 minimum avec mise en place d'un géotextile anti-contaminant en considérant par équivalence une arase de terrassement PST N°2-AR1 suivant le GTR2000. Dans le cas d'une PST N°1-AR1, l'épaisseur minimale est augmentée à 0,6 m avec géotextile.
- Réalisation d'essais de plaque permettant de vérifier les critères de réception suivants (DTU 13.3) :

- |   |
|---|
| <ul style="list-style-type: none"><li>— <math>E_{v2} \geq 50</math> MPa pour les charges d'exploitation avec des charges réparties <math>\leq 20</math> kN/m<sup>2</sup>, ou des charges concentrées fixes <math>\leq 20</math> kN, ou des charges concentrées mobiles <math>\leq 20</math> kN/roue ;</li><li>— <math>E_{v2} \geq 70</math> MPa pour les charges d'exploitation avec des charges réparties <math>&gt; 20</math> kN/m<sup>2</sup>, ou des charges concentrées fixes <math>&gt; 20</math> kN, ou des charges concentrées mobiles <math>&gt; 20</math> kN/roue ;</li><li>— indice de compactage : <math>E_{v2}/E_{v1} \leq 2,2</math>.</li></ul> |
|---|

Le dallage devra être désolidarisé en périphérie, des points d'appui et recoupé par des joints de fractionnement selon un maillage adapté.

### 9.3. COUPE GÉOTECHNIQUE DE CALCULS

Pour le dimensionnement des dallages, on pourra retenir les modules de déformation du sol suivants :

Couches	Épaisseur de la couche (m)	$E_M$ (MPa)	$\alpha$	$E_s$ (MPa)
<b>C0 – Couche de forme / Matelas drainant</b>	A préciser selon la couche drainante retenue	-	-	50 (1)
<b>C2 - Argiles ±limono-sableuse</b>	0,0 à 2,5	10	2/3	15
<b>C3 – Marnes ±argileuses</b>	-	80	2/3	120

(1) en fonction des critères de réception et des charges d'exploitation.

Le bureau d'études structure devra procéder à une vérification au poinçonnement du dallage au droit de la surface d'application des roues ou des ensembles de roues. L'épaisseur du dallage et du ferrailage est donc à adapter en fonction des charges d'exploitation attendues.

## 10. FONDATIONS SUPERFICIELLES

### 10.1. PRINCIPE DE FONDATIONS

A ce stade du projet, il est envisagé des fondations superficielles pour les bâtiments et ouvrages suivants :

- Les abris de l'aire de lavage (couverture avec voiries au sol),
- Le local bus accidenté de type bâtiment industriel avec voirie au sol,
- Le local gardien de type RDC.

Nous rappelons les points suivants :

- ces ouvrages ne comportent pas de niveaux enterrés,
- la plateforme voirie est calée à 40,3 m NGF.

D'après les informations communiquées par BG, les descentes de charges verticales sur fondations devraient être :

- pour le local bus accidenté : de l'ordre de 60 kN/ml à l'ELS au droit de semelles filantes,
- pour le local gardien : de l'ordre de 40 kN/ml à l'ELS au droit de semelles filantes.

Pour les abris des aires de lavage, il est prévu des semelles isolées. Pour ces dernières, la vérification dimensionnante attendue par BG est le non-renversement en raison des moments importants à reprendre. Les descentes de charges verticales seront à préciser ultérieurement.

### 10.2. SOL D'ANCRAGE

La base des fondations devra être descendue, au-delà des remblais, dans les argiles ±limono-sableuse (couche C2). En fonction de la profondeur de cette couche, un rattrapage gros béton pourra être nécessaire.

Il conviendra de respecter :

- **Un ancrage minimum de 0,4 m dans l'argile sableuse à cailloutis (fondations et/ou gros béton de rattrapage) ; à respecter par rapport à l'arase de terrassement réalisée pour la voirie.**
- **La profondeur de garde à la sécheresse, à savoir un ancrage minimum de -0,8 m de profondeur par rapport au niveau fini du terrain après travaux (zone faiblement à moyennement exposée avec enjeux (B2) suivant le plan de prévention des risques naturels prévisibles – retrait gonflement des argiles).**

A titre d'exemple, les niveaux altimétriques de la base des fondations (ou GB) sont synthétisés dans le tableau suivant au droit des sondages réalisés à proximité des ouvrages étudiés :

N° Sondage			SC2-2020	SC5-2020	SC6-2020	SP3-2020	SP4-2020	SP1-2022	SD2-2023							
Cote NGF considérée au droit du sondage			41,1	41,4	40,7	40,9	41,6	41,3	40,5							
Couches	Classification	Tableau A.2.1 NF P 94-261	Base formation		Base formation		Base formation		Base formation		Base formation		Base formation			
			m/TN	NGF	m/TN	NGF	m/TN	NGF	m/TN	NGF	m/TN	NGF	m/TN	NGF		
C1	Remblais	-	1,1	40,0	0,85	40,5	1,0	39,7	0,8	40,1	1,0	40,6	1,2	40,1	0,8	39,8
C2	Argiles limoneuses à sableuses voire graveleuse / Sables ± limoneux à graveleux	fermes à très raides	>3,0	<40,0	>5,0	<36,4	>4,0	<36,7	4,5	36,4	5,0	36,6	3,5	37,8	5,0	35,5
C3	Marnes argileuses à argiles marneuses	très raides	-	-	-	-	-	-	>10,0	<25,8	>15,0	<26,6	>15,0	<26,3	>10,0	<30,5
Détermination du niveau de la base des fondations (ou GB) pour une plateforme voirie finie à +40,3 m NGF (PFT fini)																
N° Sondage			SC2-2020	SC5-2020	SC6-2020	SP3-2020	SP4-2020	SP1-2022	SD2-2023							
Cote NGF considérée au droit du sondage			41,1	41,4	40,7	40,9	41,6	41,3	40,5							
			NGF	NGF	NGF	NGF	NGF	NGF	NGF							
- Respect condition d'ancrage de 0,40 dans C2 par rapport au sondage			39,6	40,1	39,3	39,7	40,2	39,7	39,4							
- Respect condition d'ancrage de 0,40 dans C2 par rapport à l'arase de terrassement à 39,3 m NGF			38,9	38,9	38,9	38,9	38,9	38,9	38,9							
- Respect condition d'ancrage de 0,80 m/PFT fini			39,5	39,5	39,5	39,5	39,5	39,5	39,5							
=> Niveau de la base de fondation (ou GB) retenu			≤38,9	≤38,9	≤38,9	≤38,9	≤38,9	≤38,9	≤38,9							
Remarques :																
- Couche de béton de 10 cm d'épaisseur identifiée au droit de SC4 à l'interface C1/C2.																
- En l'absence de nivellement de certains sondages, leurs cotes altimétriques ont été extrapolées à partir du plan de masse (ref 1).																
Zone aire de lavage et garage bus accidenté																

Ces valeurs sont données à titre indicatif, à partir de la coupe relevée lors de la reconnaissance. Des variations d'épaisseurs ou de faciès restent possibles et peuvent nécessiter une adaptation du projet en fonction de l'hétérogénéité éventuelle des sols.

**Dans le cas de fondations superficielles dans une zone d'influence d'un bassin d'infiltration, il conviendra de descendre la base des fondations hors zone de perturbations hydriques. A ce stade du projet, les caractéristiques des bassins d'infiltration ne sont pas définies précisément (emprise exacte, base du bassin, ...). Ainsi, en 1<sup>ère</sup> approche, nous proposons donc de retenir une base de fondations calée 50 cm en dessous du niveau EB définie dans le rapport G5 ; à savoir :**

	SC2-2022+PZ		SD1+PZ		SD2+PZ	
Cote TN (m NGF)	40,2		Cote TN (m NGF)	40,2	Cote TN (m NGF)	41,5
m/TN	m NGF		m/TN	m NGF	m/TN	m NGF
EB	2,5	37,7	2,1	38,1	2,8	38,7

Soit une base de fondations (ou GB) calée en dessous de +37,9 m NGF pour les fondations du garage et des abris d'aire de lavage soit à une profondeur de 2,4 m/ PFT finie (en considérant une interpolation entre SD2-PZ et SD1-PZ).

A noter : Il n'est pas prévu de zone d'infiltration dans la zone du local gardien.

Une solution alternative pourrait être la réalisation de pieux ancrés dans la couche C3.

## 10.3. PARAMÈTRES DE DIMENSIONNEMENT (GEO)

Les fondations sont à dimensionner suivant la NF P 94-261.

### 10.3.1. CAPACITÉ PORTANTE ELS ET ELU

Pour les fondations superficielles et suivant les spécifications du §10.2, nous avons retenu les hypothèses et contraintes admissibles (ELS et ELU) suivantes :

Sous fondations superficielles suivant la norme NF P 94-261	
Pl*e	0,45 MPa
$q_{net} = Pl^*e \times k_p \times i_\beta \times i_\delta$ (MPa)	0,36 MPa $\times i_\beta \times i_\delta$
q'o (MPa)	négligé
$q'ELS = q'o + (q_{net} / (2,3 \times 1,2))$	<b>0,13 MPa</b> $\times i_\beta \times i_\delta$
$q'ELU \text{ fond ; sismique} = q'o + (q_{net} / (1,4 \times 1,2))$	<b>0,21 MPa</b> $\times i_\beta \times i_\delta$
$q'ELU \text{ accidentelle} = q'o + (q_{net} / (1,2 \times 1,2))$	<b>0,25 MPa</b> $\times i_\beta \times i_\delta$

Avec :

Pl\*e : pression limite nette équivalente sous la base de la fondation.

*La valeur retenue correspond aux résultats de l'essai pressiométrique SP4-2020 à 4 m de profondeur/TN.*

Il est à noter que la valeur de pl\* égal à 0,33 MPa à -2 m/TN au droit de SP2-2022 a été exclue car le sondage ne situe pas dans la zone des ouvrages étudiés. De plus, nous considérons que les fondations ne peuvent pas être ancrées dans une argile considérée molle suivant le classement de la norme NF P 94-261.

Tableau A.2.1 — Classement des sols selon différents critères

Classes de sol		lc	pl* (MPa)	qc (MPa)	(N1,60)	cu (kPa)
<i>Argiles et limons</i>	Très mous à mous	0,0 – 0,50	< 0,4	< 1,0		< 75
	Fermes	0,50 – 0,75	0,4 à 1,2	1,0 à 2,5		75 à 150
	Raides	0,75 – 1,00	1,2 à 2	2,5 à 4,0		150 à 300
	Très raides	> 1,00	≥ 2	≥ 4,0		≥ 300

Figure 43 : Extrait Annexe Norme NF P 94-261 Fondations superficielles

qnet : Valeur de la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation

iδ : coefficient de minoration dépendant de l'inclinaison de la résultante des efforts sur la fondation (=1 pour une charge verticale centrée sur fondation) ; à calculer suivant l'annexe D de la norme NF P 94-261 pour un sol à la fois frottant et cohérent.

iβ : coefficient de minoration dans le cas d'une fondation avec un talus aval à proximité (=1 en absence d'un talus aval en interaction avec la fondation).

Sur la base des contraintes admissibles données ci-dessus, il est présenté ci-après les dimensions prévisionnelles des fondations pour un chargement vertical centré :

Ouvrage	Semelles filantes Largeur	Charge verticale centrée maximale (kN/ml)	
		ELS	ELU fond
Local bus accidenté 60 kN/ml à l'ELS	0,5	65	105
Local gardien 40 kN/ml à l'ELS			

### 10.3.2. TASSEMENT À L'ELS

Les calculs de tassements ont été menés au moyen du module FOND SUP du logiciel FOXTA V4. Les entrées et sorties des calculs sont joints en annexe.

Les calculs ont été effectués suivant le sondage SP4-2020 présentant les plus faibles caractéristiques mécaniques de la couche C2 sous la base théorique des fondations à -0,8 m/PFT finie.

Le tassement obtenu est récapitulé dans le tableau ci-dessous. Une charge verticale centrée a été considérée.

Semelles	Tassement suivant SP4-2020
SF 0,6 m (78 kN/ml ELS)	≤0,5 cm

### 10.3.3. VÉRIFICATION AU GLISSEMENT À L'ELU FONDAMENTAL

Conformément au § 10.1 de la norme NF P 94-261, il convient de vérifier aux ELU Fondamentales le non-glissement de la fondation.

La valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain à considérer pour des fondations coulées en place est  $\delta_{a,k} = \varphi' = 27^\circ$  suivant l'approche 2.

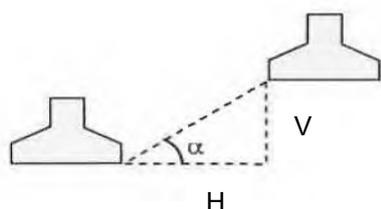
### 10.3.4. VÉRIFICATION DE L'EXCENTREMENT

Pour des charges non centrées, il conviendra notamment de vérifier, suivant les combinaisons d'actions, et la valeur de l'excentrement, les relations définies dans la norme NF P94-261.

## 10.4. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ET SUJÉTIONS D'EXÉCUTION

Un certain nombre de recommandations doit être pris en compte lors de la conception et de l'exécution des fondations :

- Les fouilles de fondations devront faire l'objet d'un terrassement soigné visant à limiter le remaniement des sols présents en fonds de fouilles. Une finalisation de l'excavation avec un godet de curage ou par moyens manuels, pour former un fond de fouille horizontale et non remanié, sera éventuellement nécessaire.
- Compte tenu de la présence de remblais sans cohésion et peu compacte sur des épaisseurs localement assez importantes pouvant être instable, la mise en place d'un blindage ou d'un busage perdu pourra s'avérer nécessaire afin de garantir la stabilité des parois de fouilles de fondations.
- Il conviendra de prévoir une réception attentive des fouilles lors de leur ouverture, afin de vérifier la conformité et l'homogénéité des terrains rencontrés lors de la réalisation des sondages. Ainsi, les cotes d'assises réelles des fondations pourront varier en plus ou en moins en fonction des variations lithologiques voir des aléas géologiques non décelés lors des campagnes d'investigations géotechniques ponctuelles.
- Toute zone douteuse (remblais hétérogènes, argile molle, sol décomprimé, altéré, vestiges d'anciennes constructions...) présente en fond de fouille sera purgée et remplacée par du gros béton.
- Compte tenu du contexte, la possibilité de rencontrer des vestiges enterrés n'est pas à exclure, dans ce cas des dispositions de purge, démolition, voir sciage sont à prévoir. Ces dispositions seront adaptées pour ne pas déstabiliser les existants et respecter la circulaire de 1986 dans le cas de l'utilisation du BRH ou d'autres moyens générant des vibrations. Des hors profils et la nécessité de rattrapage en gros béton n'est pas à exclure.
- Il conviendra de bétonner les fondations immédiatement après ouverture des fouilles.
- En cas d'arrivées d'eau intempestives (infiltrations, ruissellements, etc.) et si la fouille n'a pas été protégée par un béton de propreté, il est impératif de purger et de curer les fonds de fouilles des matériaux remaniés ou saturés d'eau.
- Les fondations seront coulées à pleine fouille afin d'assurer un bon contact sol en place/béton et de limiter le risque d'infiltration d'eau à ce niveau.
- Dans le cas d'un niveau d'assise variable il conviendra de prévoir la réalisation de redans. Les redans doivent être établis de manière à respecter un angle de  $33^\circ$  par rapport l'horizontale ( $<3H/2V$ ) : les niveaux de fondations successives doivent être tels qu'une pente maximale de 3 de base pour 2 de hauteur relie les arêtes des semelles les plus voisines.



$\alpha \leq 33^\circ$  par rapport à l'horizontale

$$\tan \alpha = V/H \leq 2/3$$

Cette règle devra être respectée :

- **entre fondations projetées,**
- **entre fondations projetées et fondations mitoyennes/avoisnantes,**
- **entre fondations projetées et pieds de talus mitoyens amont et aval éventuels.**

- Dispositions constructives spécifiques par rapport aux risques de retrait gonflement :
  - **Dans le cas des ouvrages implantés en dehors d'une zone d'infiltration ou de sa zone d'influence :**

A ce jour, les dispositions constructives spécifiques visant à protéger les fondations du risque de retrait gonflement sont les suivantes :

    - fondations descendues à au moins 0,8 m de profondeur par rapport à la plateforme finies (cf. §10.2 pour les autres conditions d'ancrage à respecter),
    - voirie étanche autour des fondations,
    - absence de plantation sur le site.
  - **Dans le cas des ouvrages implantés dans une zone d'infiltration :**

On respectera les approfondissements d'ancrage spécifiques définies au §10.2.
- Local gardien : Les sondages réalisés étant éloignés de ce local, il est conseillé de réaliser au plus tard en phase étude EXE a minima deux essais au pénétromètre dynamique léger au droit du local.

## 11. MURS DE SOUTÈNEMENT PÉRIPHÉRIQUES

### 11.1. PRINCIPE

L'abaissement de la plateforme à +40,3 m NGF nécessite la réalisation de murs ou murets de soutènements sur une partie de la périphérie du projet suivant le niveau du TN à l'extérieure de l'emprise du projet.

D'après le plan topographique à notre disposition (ref. 1), le niveau du TN en périphérie du projet est au maximum de +42,0 m NGF. La hauteur vue finale du soutènement sera de l'ordre de 1,7 m.

A ce stade du projet, il est envisagé la réalisation de murs de soutènement en béton armé en L inversé :



A noter : Il conviendra de vérifier le niveau du TN en dehors de l'emprise du projet (relevé topographique ne figurant pas sur le document ref. 1).

### 11.2. SOL D'ANCRAGE

On respectera les mêmes préconisations que celles énoncées dans le §10.2. du chapitre 10. FONDATIONS SUPERFICIELLES.

### 11.3. PARAMÈTRES DE DIMENSIONNEMENT (GEO)

Ces murs de soutènements sont à dimensionner suivant la NF P 94-281.

Pour tout mur de soutènement intégré à la structure d'un ouvrage porteur (bâtiment par exemple), il conviendra de respecter la norme NF P 94-261 pour le dimensionnement des fondations.

### 11.3.1. CAPACITÉ PORTANTE ELS ET ELU FOND

Pour les fondations superficielles et suivant les spécifications du §11.2, nous avons retenu les hypothèses et contraintes admissibles (ELS et ELU) suivantes :

Sous fondations superficielles de mur de soutènement relevant de la norme NF P 94-281	
$Pl^*e$	0,45 MPa
$q_{net} = Pl^*e \times k_p \times i_\beta \times i_\delta$ (MPa)	$0,36 \text{ MPa} \times i_\beta \times i_\delta$
$q'o$ (MPa)	négligé
$q'ELS = q'o + (q_{net} / (2,3 \times 1,0))$	<b>0,15 MPa</b> $\times i_\beta \times i_\delta$
$q'ELU \text{ fond} = q'o + (q_{net} / (1,4 \times 1,0))$	<b>0,25 MPa</b> $\times i_\beta \times i_\delta$
$q'ELU \text{ Acc} = q'o + (q_{net} / (1,2 \times 1,0))$	<b>0,30 MPa</b> $\times i_\beta \times i_\delta$

Avec :

$Pl^*e$  : pression limite nette équivalent sous la base de la fondation.

Valeur retenue cf. §10.2.

$q_{net}$  : Valeur de la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation

Suivant la norme NF P 94-281, il est à appliquer la méthode de calcul approprié décrite dans la norme NF P 94-261.

$i_\delta$  : coefficient de minoration dépendant de l'inclinaison de la résultante des efforts sur la fondation (=1 pour une charge verticale centrée sur fondation) ; à calculer suivant l'annexe D de la norme NF P 94-261 pour un sol à la fois frottant et cohérent.

$i_\beta$  : coefficient de minoration dans le cas d'une fondation avec un talus aval à proximité (=1 en absence d'un talus aval en interaction avec la fondation).

### 11.3.2. POUSSÉE DES TERRES

Pour le calcul de la poussée des terres, il pourra être considéré les caractéristiques de la couche C1 – Remblais définies au §4.1. Hypothèses géotechniques du chapitre 4. MODELE GEOTECHNIQUE.

Dans le cas de travaux de déblais/remblais pour la réalisation des murs, il conviendra alors de prendre en compte les paramètres géotechniques des matériaux remblayés en fonction de leur nature et de leur compacité.

Le calcul de la poussée des terres devra prendre en compte les éventuelles surcharges à l'amont des murs (fondations d'ouvrages existantes, surcharges de circulations, ...).

### 11.3.3. POUSSÉES HYDROSTATIQUES

Afin de ne pas prendre en compte de poussées hydrostatique à l'arrière des murs de soutènements périphériques, un dispositif de drainage efficace devra être mis en place :

- nappe et/ou matériaux drainants reliés à un drain de pied et à exutoire et
- Barbacanes avec récupération des eaux dans une cunette reliée à un exutoire.

De plus, on évitera l'infiltration des eaux

#### 11.3.4. VÉRIFICATION AU GLISSEMENT À L'ELU FONDAMENTAL

Conformément au § 10.1 de la norme NF P 94-261, il convient de vérifier aux ELU Fondamentales le non-glissement de la fondation.

La valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain à considérer est suivant l'approche 2 :

- $\delta_{a,k} = \varphi' = 27^\circ$  pour des fondations coulées en place,
- $\delta_{a,k} = (2/3) \times \varphi' = 18^\circ$  pour des fondations préfabriquées.

#### 11.3.5. VÉRIFICATION DE L'EXCENTREMENT

Pour des charges non centrées, il conviendra notamment de vérifier, suivant les combinaisons d'actions, et la valeur de l'excentrement, les relations définies dans la norme NF P94-281.

### 11.4. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ET SUJÉTIONS D'EXÉCUTION

On respectera les mêmes préconisations que celles énoncées dans le §10.4. du chapitre 10. FONDATIONS SUPERFICIELLES.

De plus, nous rappelons la nécessité de la mise en place d'un drainage efficace ; cf. §11.3.3.

Pour la réalisation des terrassements en phase provisoire :

- Dans les zones où un talutage provisoire est possible, les préconisations énoncées au chapitre 5. Terrassements seront à respecter.
- Dans les zones où un talutage provisoire ne pourra pas être réalisé, il pourra être envisagé en l'absence d'ouvrages avoisinants sensibles au déplacement (fondations d'existants, réseaux, ...), la réalisation des terrassements par passes alternées de hauteurs limitées et de faibles largeurs.
- Dans les autres zones (pas d'emprise pour le talutage et présence d'ouvrages sensibles au déplacement), il conviendra de réorienter l'ouvrage de soutènement vers la réalisation d'un écran de soutènement (par exemple microberlinoise).

## 12. VOIRIES

### 12.1. CLASSES DE TRAFIC

Les hypothèses proposées par le groupement sont précisées ci-après.

Le trafic est décomposé en classes déterminées à partir du trafic Poids Lourds (PL) par jour et par sens, exprimé en moyenne journalière annuelle (MJA). Dans notre cas, le trafic est lié aux bus avec 9T maxi par essieu

Pour le dimensionnement de la structure de chaussée, les hypothèses de trafic dans la zone la plus sollicitée sont les suivantes :

150 ABS x 2M + 50 ABA x 2M + PL service x 10M = 400 bus +10 PL/jour (les VL ne sont pas dimensionnant)

avec M = mouvement/jour,

La durée de vie de la chaussée (ici 100 ans) doit être différenciée de la durée de dimensionnement, comme le précise la norme NF P98-086 Annexe B.3.2, notamment car elle dépend de variations de nombreux paramètres tels que la variation du trafic, les séquences d'entretien, les conditions météorologiques...

Une durée de dimensionnement maximale de 30 ans est donc retenue.

Selon la norme NF P98-086, le nombre de mouvement de bus calculé correspond à un trafic T1-, soit un trafic cumulé pour une durée de dimensionnement de 30 ans TC = 4 489 500 PL (TC4 selon le catalogue des structures types de chaussées neuves).

En complément :

- Le taux d'accroissement annuel est de 0% ;
- Le coefficient de sécurité retenu est de 10%.

### 12.2. PLATE-FORME SUPPORT DE CHAUSSÉE

La plate-forme support de chaussée est la surface supérieure de la couche de forme qui présente les qualités requises (portance, nivellement...) pour permettre l'exécution des assises de chaussée, et assurer le bon fonctionnement de la chaussée en service.

La plate-forme support de chaussée est généralement constituée de bas en haut par :

- la Partie Supérieure des Terrassements (P.S.T.), représentée par les sols en place (déblai) ou les matériaux rapportés (remblai) sur une épaisseur d'environ 1,0 m. La surface de la P.S.T. est l'arase terrassement (AR),
- une couche de forme.

Le rôle de la couche de forme est d'atteindre les exigences de qualité à prendre en compte :

- à court terme pour la réalisation des couches de chaussée (traficabilité, portance, nivellement),
- à long terme pour le dimensionnement de la chaussée (homogénéisation de la portance et pérennité, drainage, non gélivité).

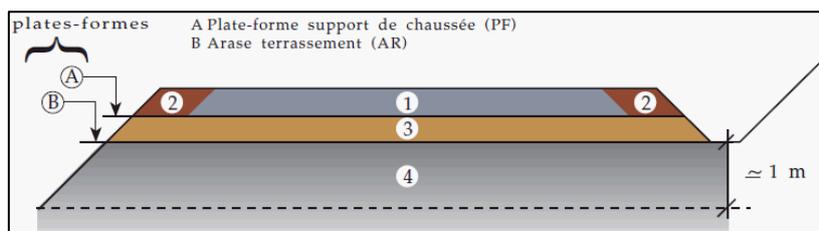


Figure 44 : Coupe type d'une de chaussée neuve ; source : GTR 2000

- (1) Chaussée (couche d'assise et couche de roulement).
- (2) Accotements.
- (3) Couche de forme.
- (4) Partie Supérieure des Terrassements (P.S.T.).

La classe de la plate-forme se détermine à partir de l'appréciation du comportement à long terme de la Partie Supérieure des Terrassements, de la nature et de l'épaisseur de la couche de forme retenue.

Dans le cadre du projet, sous les futures voiries, il conviendra d'édifier pour les voiries lourdes (PL) des plates-formes de type PF2+ dont la portance minimale sera caractérisée par un module de déformation EV2 supérieur ou égal à 80MPa.

Les modules de déformation EV2 seront mesurés par essais à la plaque conformément à la norme NF P94 117-1.

Les plates-formes support des terrassements seront constituées potentiellement suivant les zones :

- de la couche C1 - Remblais,
- de la couche C2 - Argiles ±limono-sableuses principalement.

Suivant les essais d'identification effectués sur ces sols (couches C1 et C2), il s'agit de sols sensibles aux variations hydriques et peu à moyennement plastiques. Leur consistance change brutalement pour des faibles variations de teneurs en eau.

Suivant le GTR2000, nous pouvons considérer la classe PST/AR suivante : PST n°1/AR1 à PST N°2/AR1.

A noter dans le cas de la classe PST n°1/AR1 (PST en matériaux sensibles à l'eau de mauvaise portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme et sans possibilité d'amélioration à long terme), il conviendra de prévoir des dispositions spécifiques afin d'obtenir une classe PST n°2/AR1 au minimum. Suivant le GTR, il est proposé par exemple une amélioration du matériau jusqu'à 0,5 m d'épaisseur par un traitement principalement à la chaux vive et selon un technique remblai. Suivant la problématique de mauvaise portance, il pourra aussi être envisagé d'autres dispositions comme un drainage ou une aération du sol dans le cas d'une problématique de circulations d'eau et/ou de teneur en eau trop élevée. Sans ces dispositions, une surépaisseur de couche de forme est à prévoir.

### 12.3. COUCHE DE FORME

La couche de forme pourra être réalisée en matériaux granulaires insensibles à l'eau et compactés par couches minces conformément aux règles de l'art (Guide GTR) ; par exemple GNT (de type D21 ou D31) ou concassé de roche dure (de type R21, R41 ou R61), avec  $D_{max} < 80$  mm, passant à  $80 \mu m < 12\%$  et  $VBS < 0,1$ .

Un matériau de recyclage pourrait être retenu si ce dernier n'est pas évolutif et insensible à l'eau (absence de gonflement), par exemple et assimilable au matériau décrit ci-dessus.

L'épaisseur de la couche de forme sera à adapter en fonction de la nature et de l'état hydrique des sols support au démarrage des travaux, et devra être suffisante pour garantir la tenue au gel des voiries.

La couche de forme devra permettre d'atteindre une classe de plateforme de type PF2+ ( $EV2 \geq 80$  MPa). Dans le cas d'une PST N°2/AR1, il est attendu la mise en place d'une épaisseur de couche de forme de 80 cm environ suivant le GTR2000. La réalisation de planches d'essais devra être prévue. Dans le cas de zones d'infiltration au droit des voiries, il conviendra de faire les planches d'essais avec ces zones en fonctionnement (l'épaisseur moyenne de la couche de forme pourra être revue à la hausse; ce point est à vérifier).

Du fait de la sensibilité à l'eau des matériaux en présence, il sera nécessaire de privilégier la réalisation des voiries lors de conditions climatiques favorables afin de limiter les sujétions d'exécution, telle que des purges supplémentaires.

L'entreprise devra adapter les modes de mise en œuvre et de compactage aux caractéristiques du site (notamment l'état hydrique du sol support au moment des travaux), au matériau retenu et au matériel dont elle dispose, afin d'obtenir les critères de réception demandés.

Il conviendra de prévoir les travaux suivants :

- Décapage de la terre végétale et la frange supérieure des remblais en place ;
- Purge de toute poche de sol mou, lâche ou douteux qui subsisterait au niveau du fond de forme théorique retenu ;
- Réalisation d'un assainissement des plateformes permettant d'assurer la pérennité de la portance de plate-forme ;
- Fermeture soignée du fond de forme par un compactage léger ;
- Mise en place d'un géotextile de séparation et filtration en fond de forme si ce dernier a été pris en compte dans l'évaluation de l'épaisseur de la couche de forme (géotextile de classe 4 minimum et avec certification ASQUAL).

Il faudra contrôler la portance de la couche de forme par des essais à la plaque (NF P94-117-1). Les critères à vérifier en tête de couche de forme sont :

$$\begin{aligned} & \text{PF2+ :} \\ & EV2 \geq 80 \text{ Mpa} \\ & K = EV2/EV1 \leq 2,2 \end{aligned}$$

Si l'on cherche à obtenir des valeurs de réception de plate-forme plus élevées que ci-dessus, ou si l'état hydrique du support le nécessite, il faudra augmenter l'épaisseur de la couche de forme. En fonction de la structure de chaussée retenue, la plateforme pourra être revue en portance PF2.

Il conviendra de respecter les recommandations particulières suivantes :

- On interdira toute circulation d'engin sur l'arase afin d'éviter son matelassage et son orniérage.
- L'épaisseur de décaissement est à adapter au niveau fini et à la structure envisagée
- Des approfondissements locaux avec substitution en GNT sont à prévoir en cas de rencontre au niveau d'assise de zones remaniées ou molles ou d'éléments évolutifs, avec reprise des approfondissements en pente douce.
- On prendra toutes les précautions nécessaires à la protection des ouvrages et réseaux existants concernés.
- On vérifiera que la protection du sol d'assise vis-à-vis du gel est assurée par les structures prévues en fonction de leur épaisseur définitive.

## 12.4. STRUCTURE DE CHAUSSÉE

À partir de la couche de forme de type PF2+, on s'orientera vers une structure de chaussée souple pouvant être constituée comme suit :

- Couche d'assise : couche de base et de fondation en matériaux bitumineux type Grave Bitume
- Couche de surface : privilégier un béton bitumineux à module élevé (BBME) compte tenu du type de trafic (charge lourde à faible vitesse = sollicitation très forte de la couche de surface)

## **13. RECOMMANDATIONS**

Suivant le tableau 2 “Classification des missions types d'ingénierie géotechnique” de la norme NF P94-500 joint en annexe, cette étude doit être complétée par la mission G2 DCE visant notamment à vérifier avant l'envoi du DCE aux entreprises, que les préconisations de l'étude G2 sont bien prises en compte dans les éléments techniques du DCE relatifs aux ouvrages géotechniques ; puis par la mission G2 ACT visant à vérifier la conformité des solutions des offres techniques des Entreprises avec la conception des ouvrages géotechniques.

Il est très vivement conseillé, d'adjoindre une mission de type G3 (étude et suivi géotechniques d'exécution) a la charge de l'Entreprise et une mission G4 (supervision géotechnique d'exécution) a la charge de la Maitrise d'Ouvrage afin notamment d'adapter les dispositions préconisées dans la présente étude G2 PRO compte tenu des éventuels aléas géotechniques résiduels.

GEOTERRIA reste a la disposition des intervenants pour tout complément d'information relatif aux conclusions de la présente étude, dans le respect des conditions d'utilisation du rapport d'étude.

## 14. UTILISATION DU RAPPORT DE L'ÉTUDE

1. Le présent rapport et ses annexes constituent un ensemble indissociable ; la mauvaise utilisation qui pourrait en être faite lors d'une communication ou à l'issue d'une reproduction partielle sans l'accord écrit de la SASU GEOTERRIA ne saurait en aucun cas engager la responsabilité de celle-ci.
2. Les modifications de conception et d'implantation par rapport aux données de la présente étude seront susceptibles de conduire à modifier les conclusions et prescriptions du rapport et doivent être portées à la connaissance de la SASU GEOTERRIA.
3. Des éléments nouveaux mis en évidence lors de l'exécution des fondations et n'ayant pu être détectés au cours des opérations de reconnaissance (par exemple : venues d'eaux importantes, vides de grande taille, hétérogénéité localisée, etc.) peuvent rendre caduques tout ou partie des conclusions du rapport.
4. Ces éléments nouveaux ainsi que tout incident important survenant en cours des travaux (éboulement de fouille, glissement de talus, dégâts occasionnés aux constructions périphériques, etc.) doivent être signalés à la SASU GEOTERRIA pour lui permettre éventuellement de reconsidérer et d'adapter les solutions initialement préconisées.
5. La SASU GEOTERRIA ne saurait être rendue responsable des modifications apportées à son étude que dans la mesure où elle aurait donné, par écrit, son accord sur lesdites modifications. Nous précisons que cette étude géotechnique bénéficie d'une responsabilité civile et d'une responsabilité décennale par notre police souscrite auprès de la SMA BTP, sous réserve de l'application des recommandations faites et en fonction des plans qui nous ont été transmis et annexés au présent rapport.

## Annexe 11b

# Etude hydrogéologique G5 St Pierre Bus

<b>D</b>	07/05/2024	33	Prise en compte observations GEOTEC
<b>C</b>	21/02/2024	33	MISE A JOUR DES DEBITS
<b>B</b>	04/12/2023	30	MISE A JOUR DES DEBITS
<b>A</b>	31/10/2023	28	PREMIERE DIFFUSION
INDICE	DATE	Nb de pages	MODIFICATIONS- OBSERVATIONS
<b>REDACTEUR</b>		<b>RELECTEUR</b>	
J. LAGREE		S. TURLE	



**GEOTERRIA**  
**320 rue Topaze**  
**13510 EGUILLES**

**Dossier n°A23.1290**

*Le présent rapport comporte 33 pages. Sauf autorisation écrite préalable, sa reproduction n'est autorisée que dans son intégralité. Toute modification ou utilisation frauduleuse sera passible de poursuites.*

# SOMMAIRE

<b>I</b>	<b>CONTEXTE DE L'ETUDE</b>	<b>3</b>
I1.	CARACTERISTIQUES DU PROJET	3
I2.	DEFINITION DE LA MISSION	4
I3.	DOCUMENTS REMIS POUR L'ETUDE	4
<b>II</b>	<b>PRESENTATION DU SITE</b>	<b>5</b>
<b>III</b>	<b>CONTEXTE HYDROGRAPHIQUE</b>	<b>6</b>
<b>IV</b>	<b>CONTEXTE GEOLOGIQUE</b>	<b>7</b>
IV1.	GEOLOGIE REGIONALE	7
IV2.	GEOLOGIE AU DROIT DU SITE	7
<b>V</b>	<b>CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE</b>	<b>8</b>
V1.	L'AQUIFERE EN PRESENCE	8
V2.	USAGES DE LA NAPPE DANS LE SECTEUR	9
V3.	COTE DE LA NAPPE	11
V4.	PIEZOMETRE D'ARCHIVE	13
V5.	PERMEABILITE DES TERRAINS	14
<b>VI</b>	<b>EVALUATION DES NIVEAUX DE PLUS HAUTES EAUX (NPHE)</b>	<b>16</b>
VI1.	CADRE NORMATIF	16
VI2.	DEFINITION DE L'APPROCHE DE CALCUL DU BATTEMENT INTERANNUEL	17
VI3.	ESTIMATIONS DES BATTEMENTS INTERANNUELS DE LA NAPPE AU DROIT DU SITE	18
VI4.	TRANSMISSION D'UNE ONDE DE CRUE DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE (A)	19
VI5.	INFLUENCE DES POMPAGES DU SECTEUR (R)	19
VI6.	EFFET BARRAGE DES INFRASTRUCTURES (BA)	19
VI7.	ESTIMATION DES NIVEAUX CARACTERISTIQUES DE LA NAPPE AU DROIT DU PROJET	19
<b>VII</b>	<b>ESTIMATION DU DEBIT RESIDUEL DE POINTE</b>	<b>21</b>
VII1.	RABATTEMENTS A ATTEINDRE	21
VII2.	PARAMETRES RETENUS POUR LES CALCULS	21
VII3.	METHODE DE CALCUL	21
VII4.	DEBITS DE POMPAGES RETENUS	22
<b>VIII</b>	<b>GESTION DES EAUX DE DRAINAGE</b>	<b>25</b>
<b>IX</b>	<b>CONCLUSIONS</b>	<b>27</b>
	ANNEXES	28
	✓ CONDITIONS GENERALES	
	✓ MISSIONS GEOTECHNIQUES	



## **I2. DEFINITION DE LA MISSION**

La mission confiée de type G5 selon la norme NFP 94-500 porte sur les points suivants :

- Une synthèse hydrogéologique du site ;
- La détermination du Niveau des Plus Hautes Eaux (NPHE) des eaux souterraines selon les récurrences définies dans les Eurocodes afin d'optimiser les principes de construction des ouvrages enterrés ;
- L'estimation des débits d'exhaure en phase provisoire et en phase définitive.

Les textes réglementaires sur lesquels repose notre étude sont les suivants :

- NF P 94-500, 30 novembre 2013 - Missions d'ingénierie géotechnique - Classification et spécifications ;
- 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.

## **I3. DOCUMENTS REMIS POUR L'ETUDE**

Les documents portés à notre connaissance pour cette prestation d'étude hydrogéologique sont :

- Rapport GEOTEC de type G2AVP n°2020/02057/MARSE – Indice B du 14/11/2022 ;
- Des mesures piézométriques et essais de perméabilité effectués par GEOTERRIA ;
- Plans du projet.

## II PRESENTATION DU SITE

Le projet est situé Boulevard Jean Aicard, dans le 5<sup>ème</sup> arrondissement de MARSEILLE (13).

L'emprise au sol du projet est d'environ 8500 m<sup>2</sup> et correspond à une partie des parcelles cadastrales n°59 et 60 de la section OD. La zone d'étude est située dans un secteur principalement urbain et qui est actuellement occupé par le dépôt de bus SAINT PIERRE.

De nombreux mitoyens sont présents aux abords du site d'étude : bâtiments, voiries, ligne de tramway, etc.



**Figure 3 : Localisation du projet (source : Géoportail)**

Le site présente une légère pente vers le Sud, son altitude variant des cotes 42,0 m NGF à 40,1 m NGF environ au droit du projet.



## IV CONTEXTE GEOLOGIQUE

### IV1. GEOLOGIE REGIONALE

D'après la carte géologique au 1/50 000<sup>ème</sup> (Feuille n°1044 de AUBAGNE-MARSEILLE), la géologie locale du sous-sol est représentée, sous de potentiels remblais, par des terrains datant du Stampien composés de conglomérats, grès, marnes et argiles.

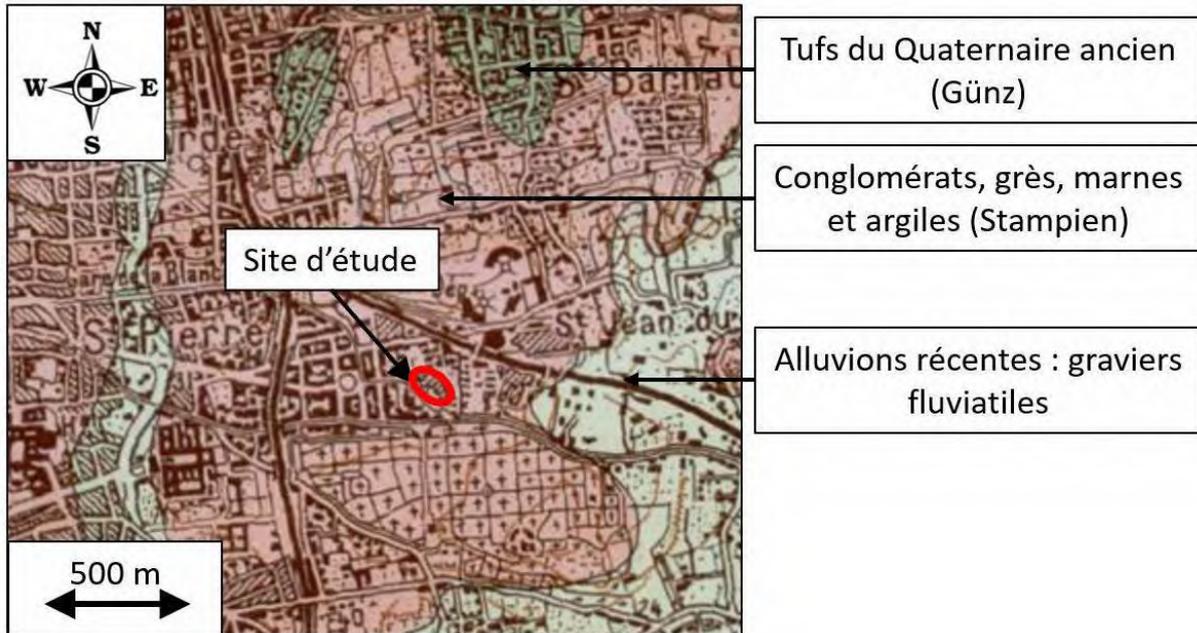


Figure 5 : Extrait de la carte géologique du site (Source : Infoterre)

### IV2. GEOLOGIE AU DROIT DU SITE

Les travaux de forage, menés par GEOTEC et complétés par GEOTERRIA dans le cadre des études géotechniques, permettent d'établir une coupe des terrains se trouvant au droit du site, depuis la surface vers la profondeur :

- Des remblais jusqu'à 0,8 à 1,6 m de profondeur ;
- Des argiles sablo-graveleuses jusqu'à 3,4 à 5,8 m de profondeur ;
- Des marnes grisâtres au-delà, et jusqu'à la base des sondages (15 m).

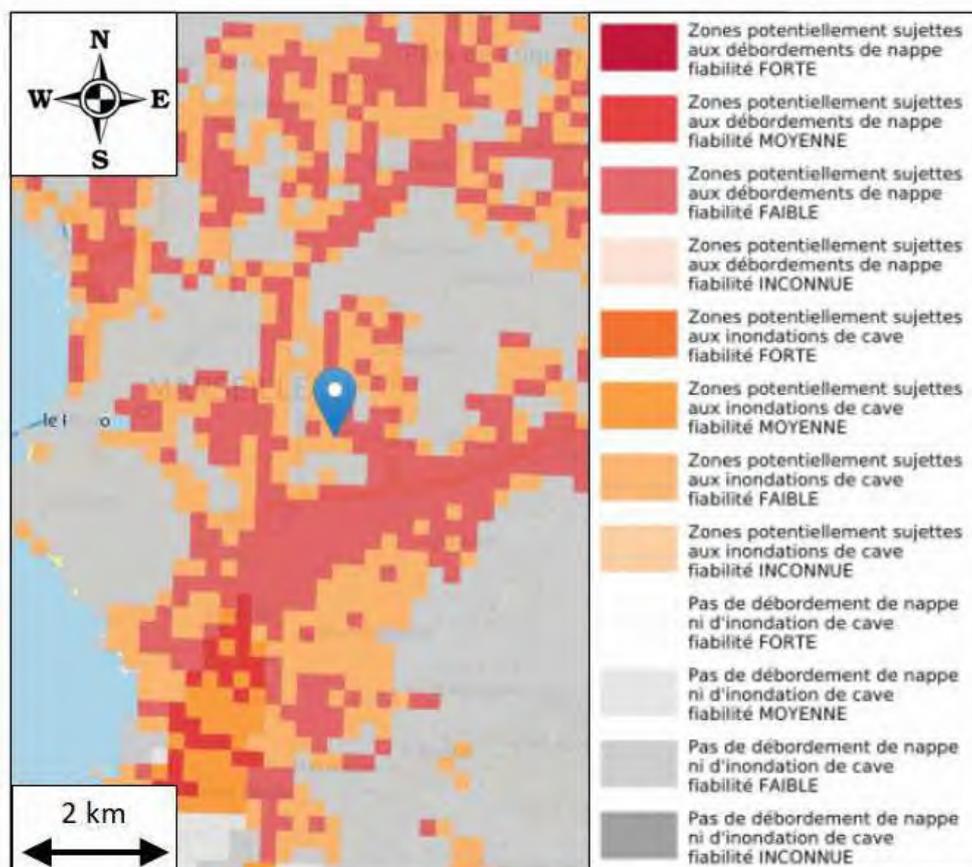
*Remarque : les profondeurs des différentes couches n'impliquent en rien qu'il ne puisse exister d'anomalie de la stratigraphie entre les sondages.*

## V CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE

### V1. L'AQUIFERE EN PRESENCE

Au vu du contexte géologique, il est possible de rencontrer des circulations d'eaux souterraines hétérogènes au sein des passées les plus perméables (passages plus sableux) des formations hétérogènes du Stampien, constituées de calcaires, conglomérats, grès, poudingues, marnes et argiles. Ces formations sont par nature peu perméables et ne recèlent pas un véritable aquifère. On suppose que ces circulations d'eau s'écoulent globalement suivant la topographie locale (orientée vers le Sud).

Les cartes de Géorisques indiquent que le terrain étudié est localisé au droit d'une zone non sujette aux inondations de cave et remontée de nappe (fiabilité faible), mais à proximité directe d'une zone potentiellement sujette aux inondations de cave (fiabilité faible).



**Figure 6 : Extrait de la cartographie des remontées de nappe sur le secteur d'étude (Géorisques)**

Il est également à noter qu'une enquête de voisinage a été réalisée par la société GEOTEC et a permis de conclure :

« *Aucun problème d'inondation ni de remonté de nappe n'a été observé, ni signalé. Des niveaux enterrés à environ 2 m/TA ont été identifiés au sein desquels aucune problématique de remontée de nappe n'a été constatée.*

*Enfin, d'après les informations recueillies auprès des riverains, les parcelles riveraines du projet, situées dans le même contexte géologique que le site d'étude, disposent ou disposaient d'un puits.*

*Ces informations recueillies semblent confirmer la présence, au droit de la zone d'étude, de circulations d'eau continues au sein des formations superficielles du Stampien. »*

## V2. USAGES DE LA NAPPE DANS LE SECTEUR

La base de données Infoterre du BRGM, renseigne les ouvrages localisés dans la prochaine figure. Leurs principales caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant.

**Tableau 1 : Caractéristiques principales des ouvrages recensés dans le secteur d'étude**

Identifiant figure	Identifiant BSS	Usage	Altimétrie TN (m NGF)	Prof de l'ouvrage (m/TN)	Prof de la nappe (m/TN)	Date de la mesure
1	BSS002KVJF	Individuel	61	13	5	08/05/1973
2	BSS002KVJN	AEP	31	45,5	2,9	28/10/1970
3	BSS002KVJP	Sondage de reconnaissance	42	10,3	3,2	20/11/1973
4	BSS002KVKN	Sondage de reconnaissance	49	12,3	4,1	23/10/1983
5	BSS002KVKP	Sondage de reconnaissance	50,5	5	4,3	23/10/1983
6	BSS002KVKQ	Sondage de reconnaissance	30,8	27	3,2	01/10/1971
7	BSS002KVKR	Inconnu (puits)	34	16,3		
8	BSS002KVKS	Inconnu (forage)	31	40,5	5,1	14/09/1971
9	BSS002KVKT	Inconnu (forage)	31	35,4	8	05/10/1971
10	BSS002KVKU	Sondage de reconnaissance	30,38	20	5,5	01/05/1964
11	BSS002KVKV	Sondage de reconnaissance	33,62	19	6,6	01/05/1964
12	BSS002KVKX	Sondage de reconnaissance	33,3	18	2,2	01/05/1964
13	BSS002KVKY	Sondage de reconnaissance	33,39	18,5	3,5	01/05/1964
14	BSS002KVLB	Sondage de reconnaissance	39	19	2,1	01/06/1964
15	BSS002KVLK	Sondage de reconnaissance	33,7	19	1,3	01/06/1964
16	BSS002KVLN	Sondage de reconnaissance	34,1	18,3	2,7	01/06/1964
17	BSS002KVLN	Sondage de reconnaissance	33,48	16,5	4,4	01/07/1964
18	BSS002KVLH	Sondage de reconnaissance	30	15,6	3,1	01/07/1964
19	BSS002KVMJ	Piézomètre	47,64	17,4		
20	BSS002KVMM	Sondage de reconnaissance	35	1,5	6	01/04/1969
21	BSS002KVNQ	Inconnu (puits)	47	19		
22	BSS002KVTY	Piézomètre	40,14	22		
23	BSS002KWFG	Piézomètre	30,3	23,2		
24	BSS002KWFG	Piézomètre	31,92	22,6		
25	BSS002KWFM	Piézomètre	49,72	24,53		
26	BSS002KWFM	Piézomètre	70,14	27		
27	BSS002KWGF	Piézomètre	78,68	29		
28	BSS002KWGW	Piézomètre	49,72	28,44		
29	BSS002KWGZ	Piézomètre	54,4	34,4		
30	BSS002KWHE	Piézomètre	30	21,8		
31	BSS002KWHF	Piézomètre	30	25		
32	BSS002KWHG	Piézomètre	30	25		
33	BSS002KWHJ	Piézomètre	30	22		
34	BSS002KWHK	Piézomètre	39,9	30		
35	BSS002KWHL	Piézomètre	45,7	25,4		
36	BSS002KWHM	Piézomètre	49,4	26,5	26,5	26/03/1999
37	BSS002KWHN	Piézomètre	30,95	27		
38	BSS002KWHP	Piézomètre	49,2	36,5		
39	BSS002KWHQ	Piézomètre	46,85	27		
40	BSS002KWHR	Piézomètre	49,75	27		
41	BSS002KWHH	Piézomètre	56,2	36		
42	BSS002KWHH	Piézomètre	56,2	36		
43	BSS002KWHU	Piézomètre	51,45	25		

Identifiant figure	Identifiant BSS	Usage	Altimétrie TN (m NGF)	Prof de l'ouvrage (m/TN)	Prof de la nappe (m/TN)	Date de la mesure
44	BSS002KWHV	Piézomètre	68,2	42		
45	BSS002KWHW	Piézomètre	68	28,15		
46	BSS002KWHZ	Piézomètre	53,74	33		
47	BSS002KWJA	Piézomètre	55	23		
48	BSS002KWJB	Piézomètre	72,15	22,15		
49	BSS002KWJC	Piézomètre	71,04	27,6		
50	BSS002KWJD	Piézomètre	74,08	24,7		
51	BSS002KWJE	Piézomètre	78,49	26		
52	BSS002KWJF	Piézomètre	84,19	27		
53	BSS002KWJG	Piézomètre	84,67	30		
54	BSS002KWJH	Piézomètre	82,26	30		
55	BSS002KWJJ	Piézomètre	82,94	27		
56	BSS002KWJR	Piézomètre	49,12	26,5		
57	BSS002KWJS	Piézomètre	61,15	30,2		
58	BSS002KWKD	Piézomètre	61,85	10,5		
59	BSS002KWKE	Piézomètre	57,25	10		
60	BSS002KWKH	Piézomètre	67,9	15		
61	BSS002KWKJ	Piézomètre	64,8	15		
62	BSS002KWMJ	Piézomètre	40,4	15,8		
63	BSS002KWML	Piézomètre	58,58	15		
64	BSS002KWPX	Piézomètre	25,14	12,4		
65	BSS002KWPY	Piézomètre	35,5	11		
66	BSS002KWVS	Sondage de reconnaissance	42,54	15,5	10,7	13/04/1989
67	BSS002KWXX	Inconnu (forage)	29	12	6	31/08/2012
68	BSS002KWXY	Inconnu (forage)	29	12	6	04/09/2012
69	BSS002KYCS	Sondage de reconnaissance	28	20,4	4,3	08/10/1974
70	BSS002KYCW	Sondage de reconnaissance	21	14,1	4	24/10/1973
71	BSS002KYDA	Individuel	23	28,5	5,1	18/07/1973
72	BSS002KYEH	Sondage de reconnaissance	27,8	30	1,2	16/02/1976
73	BSS002KYTP	Inconnu (puits)	27,42	27,4	5	01/10/1989
74	BSS002KYWL	Piézomètre	25,29	14		
75	BSS002KYXB	Piézomètre	22,28	10,5		
76	BSS002KYXC	Piézomètre	24,73	8,5		
77	BSS002KYXE	Piézomètre	27,61	10		
78	BSS002KYXF	Inconnu (forage)	24,75	11		
79	BSS002KYXG	Inconnu (forage)	23,53	9		
80	BSS002KYXJ	Inconnu (forage)	25,3	9,5		
81	BSS002KYXR	Piézomètre	30,62	12		
82	BSS004HPSF	Sonde géothermique	41,21	117		

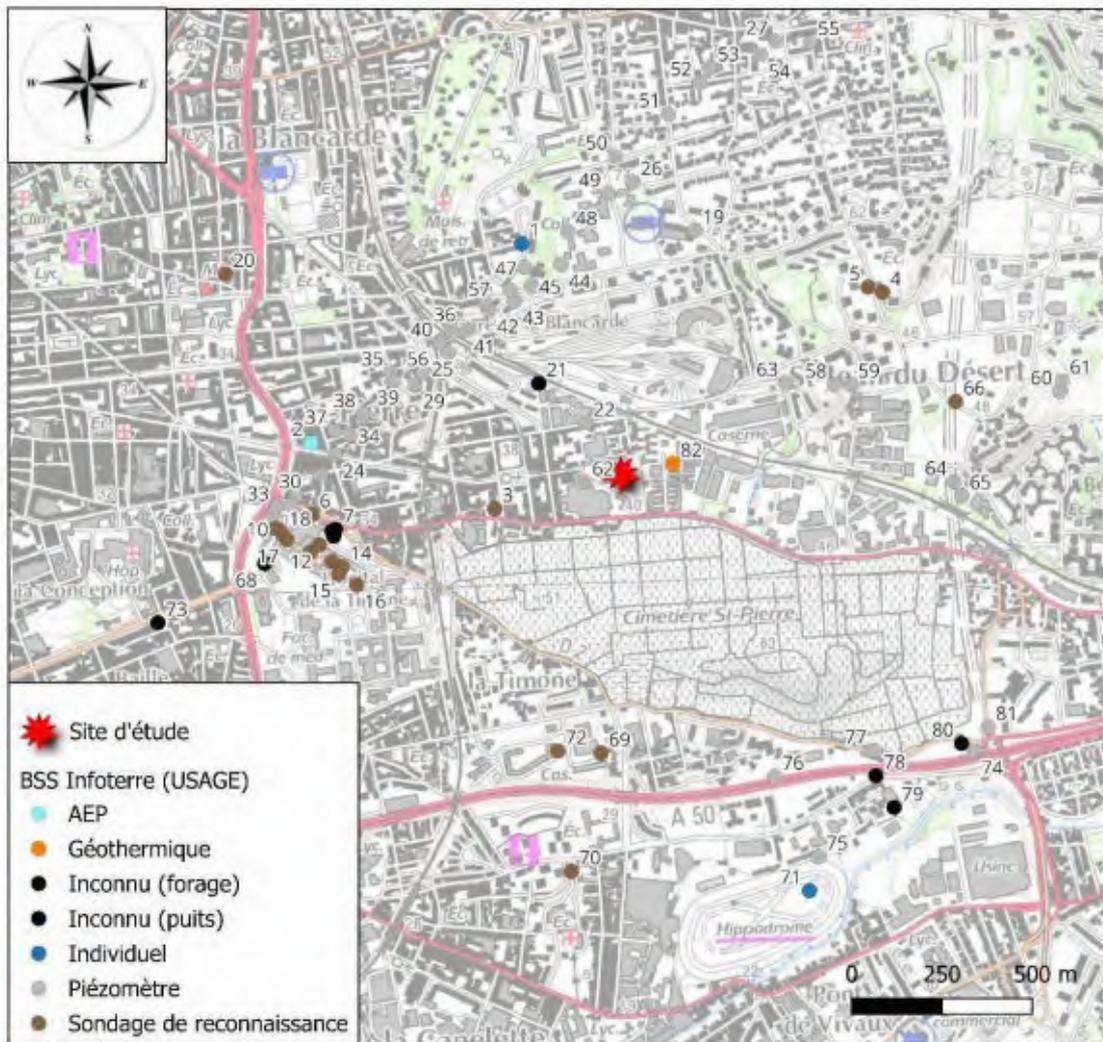


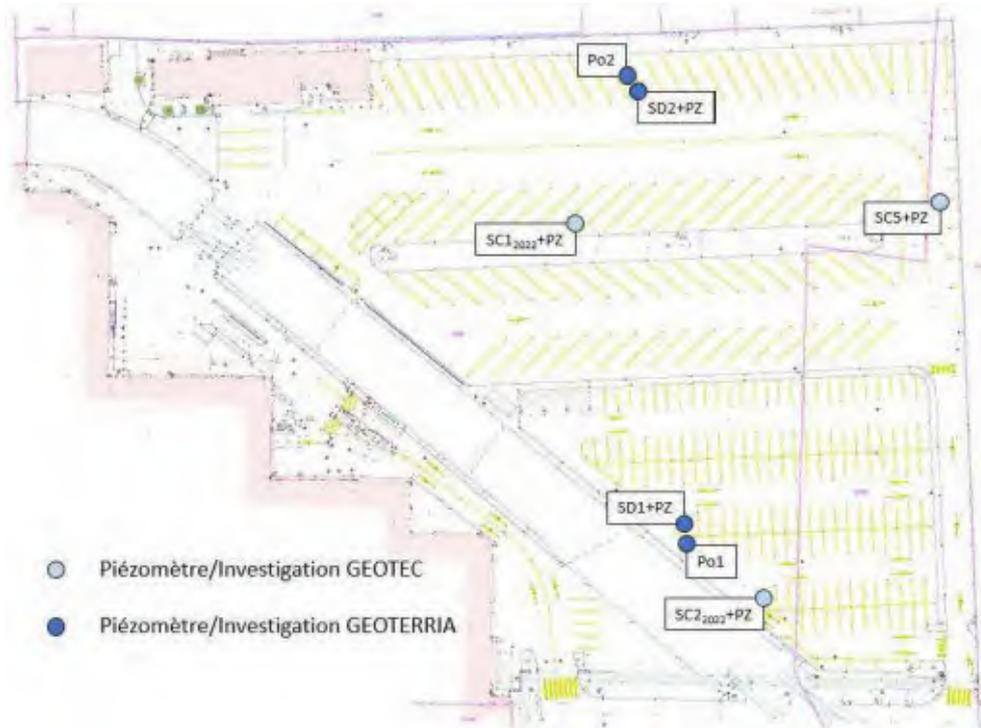
Figure 7 : Localisation des ouvrages recensés à proximité

### V3. COTE DE LA NAPPE

Plusieurs ouvrages piézométriques ont été mis en place lors des différentes études géotechniques :

- Par GEOTEC : piézomètre SC5 (10 m de profondeur), SC1<sub>2022</sub> et SC2<sub>2022</sub> (8 m de profondeur) ;
- Par GEOTERRIA : piézomètres SD1 et SD2, crépinés de 1 à 10 m de profondeur.

Ils sont localisés sur la figure suivante.

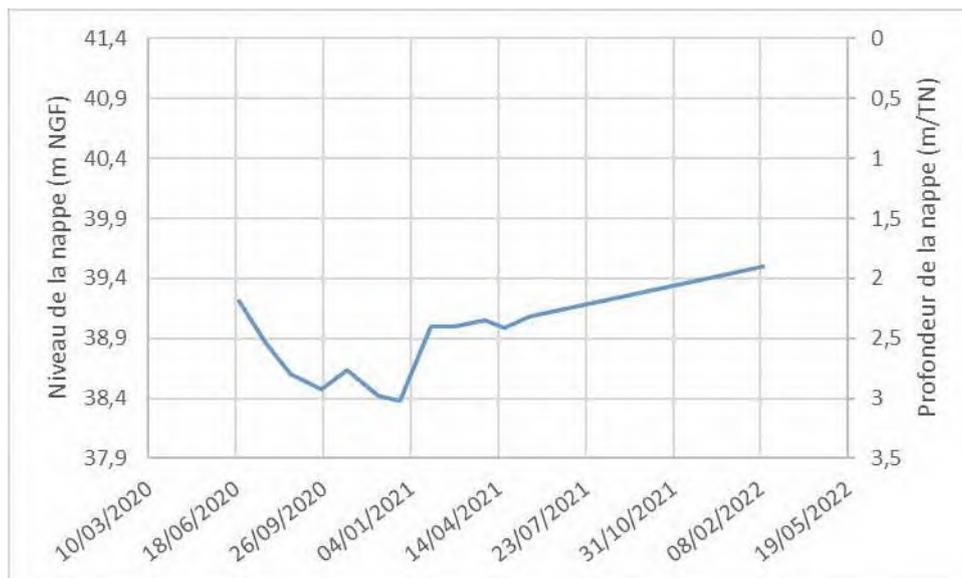


**Figure 8 : Localisation des piézomètres et essais de perméabilité**

Des mesures du niveau de la nappe ont été effectuées dans certains de ces ouvrages :

- Par GEOTEC : un suivi mensuel, non continu, dans l'ouvrage SC5+PZ, entre juin 2020 et février 2022 ;
- Par GEOTERRIA : une campagne ponctuelle dans les ouvrages accessibles le 10/10/2023.

Les résultats du suivi en SC5+PZ sont présentés dans le graphique suivant.



**Figure 9 : Suivi piézométrique au droit de SC5+PZ (source : GEOTEC)**

Les résultats de la campagne ponctuelle de GEOTERRIA sont résumés dans le tableau suivant.

**Tableau 2 : Mesures réalisées par GEOTERRIA**

Date des mesures	SC2 <sub>2022</sub> +PZ		SD1+PZ		SD2+PZ	
	Cote TN (m NGF)	40,2	Cote TN (m NGF)	40,2	Cote TN (m NGF)	41,5
	m/TN	m NGF	m/TN	m NGF	m/TN	m NGF
10/10/2023	2,58	37,62	2,23	37,97	2,97	38,53

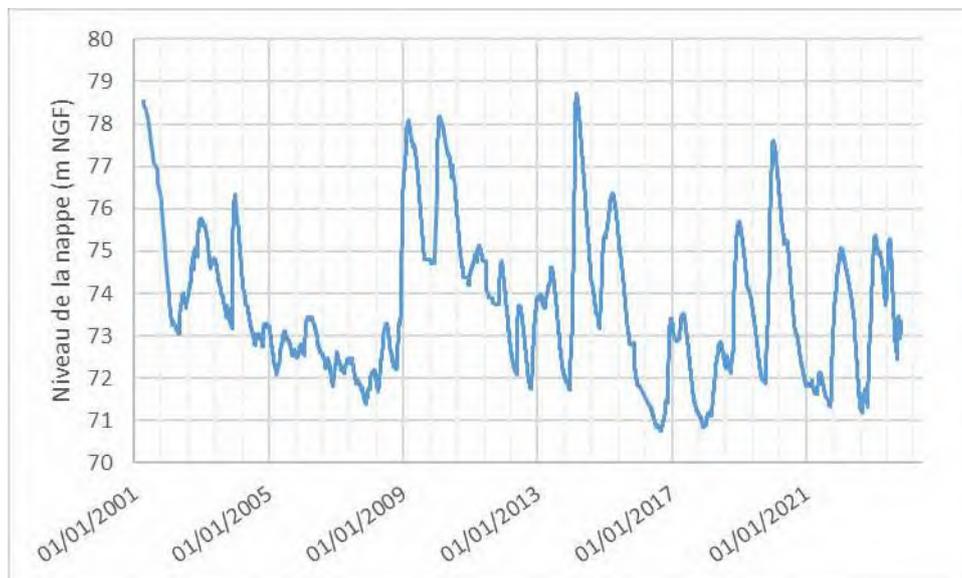
Ces résultats semblent mettre en évidence un écoulement globalement orienté vers le Sud ou vers le Sud-Est, selon un gradient de l'ordre de 1 %. Ces valeurs devront néanmoins être confirmées par l'acquisition de nouvelles mesures piézométriques. Les résultats du suivi piézométrique de 6 mois, confié à GEOTEC (cf. rapport de mission G2 AVP du 14/11/2022 indice B de GEOTEC) sont à nous transmettre.

On observe également que le niveau de la nappe a toujours été mesuré à une cote supérieure à celle du sous-sol projeté.

#### **V4. PIEZOMETRE D'ARCHIVE**

Aucun ouvrage ADES interceptant les terrains du Stampien n'est renseigné dans cette base de données. Néanmoins, afin d'apprécier les fluctuations saisonnières et interannuelles de la nappe, et compte-tenu des similitudes climatiques avec le site d'étude, nous allons utiliser le suivi piézométrique effectué sur l'ouvrage BSS002KZMC situé à 9 km environ à l'Est du site. Cet ouvrage, de 15 m de profondeur, intercepte les terrains alluvionnaires et permet donc de voir l'influence des précipitations sur un aquifère de subsurface.

La chronique piézométrique de cet ouvrage est présentée en Figure 10.



**Figure 10 : Chronique piézométrique des ouvrage BSS002KZMC (2001-2023) (source : ADES)**

On observe sur la chronique piézométrique enregistrée au droit de ces ouvrage de référence :

- Un niveau maximal de la nappe à 78,72 m NGF (mars 2014) ;
- Un niveau minimal de la nappe à 70,76 m NGF (septembre 2016) ;
- Un niveau moyen de 73,62 m NGF et un niveau médian de 73,32 m NGF ;
- Un battement maximal de 7,96 m ;
- Un niveau atteint pendant 1 % de la durée du suivi (22,5 ans) de 78,53 m NGF.

Ces ouvrages, bien qu'étant séparés de plusieurs kilomètres, présentent des battements relativement synchrones mais d'amplitude néanmoins différentes (d'un facteur 2 à 3), en raison de l'épaisseur plus importante de l'aquifère au droit de BSS002KZMC.

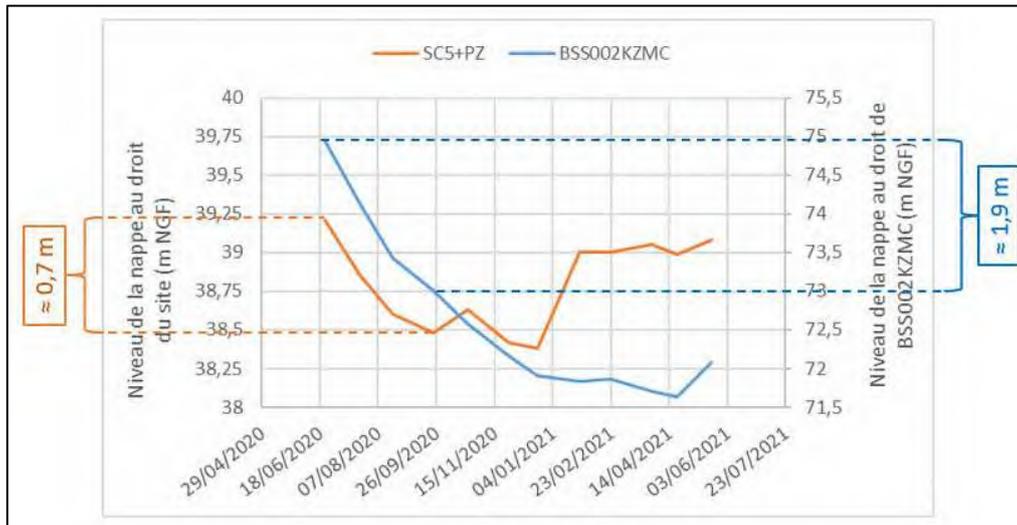


Figure 11 : Comparaison des chroniques piézométriques

## V5. PERMEABILITE DES TERRAINS

Afin de caractériser la perméabilité des terrains du site, plusieurs essais ont été réalisés :

- Par GEOTEC : 2 essais de perméabilité de type Lefranc, effectués entre 1,4 et 2,5 m de profondeur, dans les sondages SC1 et SC2 ;
- Par GEOTERRIA :
  - 2 essais de perméabilité de type Nasberg, effectués entre 1,5 et 3 m de profondeur, dans les sondages SD1 et SD2 ;
  - 2 essais de perméabilité par pompage dans les piézomètres SD1 et SD2 avec suivi de la remontée ;
  - 2 essais de perméabilité de type Porchet, effectués en Po1 et Po2.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3 : Résultats des essais de perméabilité**

Sondage (cote sondage <sup>(1)</sup> )	Profondeur d'essai (m/TN)	Cotes d'essai <sup>(1)</sup> (m NGF)	Couches G2 PRO <sup>(2)</sup>	Formation géologique	K obtenue (m/s)
SC1 (40,9 m NGF)	1,4 - 2,5	+39,5 / +38,4	C2	Argile sableuse à sable limoneux	$4,0 \cdot 10^{-7}$
SC2 (41,1 m NGF)	1,4 - 2,5	+39,7 / +38,7	C2	Sable limoneux	$4,0 \cdot 10^{-7}$
SD1 (40,1 m NGF)	1,5 - 3,0	+38,6 / +37,1	C2	Argile sablo-graveleuse	$9,0 \cdot 10^{-7}$
SD2 (40,5 m NGF)	1,5 - 3,0	+39,0 / +37,5	C2	Argile marneuse à marne argileuse	$6,0 \cdot 10^{-5}$
SD1 (40,1 m NGF)	4,48 - 6,68	+35,6 / +33,4	C2/C3	Argile marneuse à marne argileuse	$5,2 \cdot 10^{-6}$
SD2 (40,5 m NGF)	2,78 - 5,08	+37,7 / +35,4	C2 et toit C3	Argile marneuse à marne argileuse	$5,6 \cdot 10^{-6}$
PO1 (40,1 m NGF)	0,7	+39,4	C1	Sable graveleux sur calcaire	$4,0 \cdot 10^{-7}$
PO2 (40,5 m NGF)	0,75	+39,75	C1	Sable graveleux	$6,0 \cdot 10^{-6}$

<sup>(1)</sup> Pour les sondages non cotés, cotes approximatives définies par extrapolation d'un plan topographique.

<sup>(2)</sup> D'après rapport d'études G2 PRO établi par Géoterra concernant le projet St PIERRE BUS.

Nous rappelons que d'après l'étude G2 PRO établie par Géoterra, le fond de fouille devrait être constitué majoritairement de la couche C2 non loin de l'interface C2/C3, voire ponctuellement de la couche C3.

Nous rappelons que ces essais restent des données de perméabilités ponctuelles et ne se substituent pas à des essais de pompages en grand et/ou à des essais LEFRANC/NASBERG en grand nombre. Des augmentations importantes de perméabilités localisées sont toujours possibles notamment au sein du Stampien particulièrement en cas de bancs gréseux ou à la faveur de la fracturation/altération des marnes.

Pour la suite de l'étude, nous prendrons en compte une perméabilité :

- Moyenne de  **$1,6 \cdot 10^{-6}$  m/s pour les sols hors nappe** ;
- Sécuritaire de  **$1,0 \cdot 10^{-5}$  m/s pour les sols sous nappe**.

A Noter : Pour les sols sous nappe, la prise en compte d'une perméabilité plus faible attendue dans la couche C3 (marne argileuse) pour le calcul de débit d'exhaure ne serait pertinente que dans le cas de la réalisation d'un écran étanche en périphérie du projet avec une fiche descendu au sein de la couche C3. Il est à préciser que cette solution nécessiterait de tenir compte de la pression hydrostatique sur l'écran de soutènement.

## VI EVALUATION DES NIVEAUX DE PLUS HAUTES EAUX (NPHE)

### VI1. CADRE NORMATIF

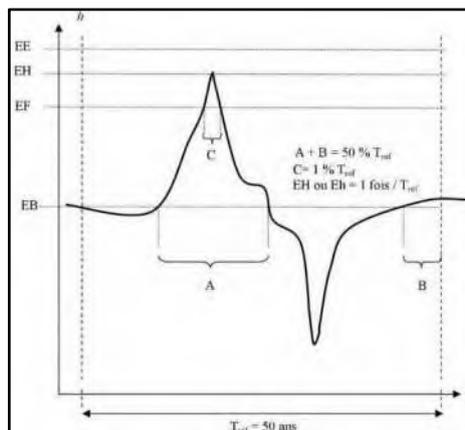
La nappe identifiée au droit du site est peu connue dans l'environnement proche du site d'étude. Les fluctuations précises de la nappe au droit du projet ne pourront être approchées qu'à l'issue d'un suivi piézométrique durant plusieurs années complètes.

La présente estimation des niveaux EB, EF, EH et EE s'effectue donc sur la base des mesures effectuées à la suite de la pose des piézomètres et de données bibliographiques.

Ainsi, à partir des données bibliographiques ainsi que du relevé piézométrique effectué sur un piézomètre de référence voisin, nous proposons de retenir, comme estimation de niveaux de référence selon les Eurocodes, les paramètres suivants :

- EB : le niveau susceptible d'être dépassé 50% du temps de référence (50 ans) ;
- EF : le niveau atteint pendant 1 % du temps de référence (50 ans) ;
- EH : le niveau qui présente, en principe, une période de retour de 50 ans ;
- EE : le niveau exceptionnel qui correspond au niveau maximal susceptible d'être atteint pendant la durée de vie de l'ouvrage (50 ans).

Ces niveaux peuvent être traduits avec les occurrences de durées suivantes et sont représentés dans la figure ci-dessous.



**Figure 12 : Représentation schématique des niveaux caractéristiques - Extrait du courrier du CNJOG (Commission de Normalisation Justification des Ouvrages Géotechniques datant du 24/02/2014)**

L'estimation des niveaux de plus hautes eaux est réalisée à partir de la quantification des phénomènes saisonniers, exceptionnels, naturels ou anthropiques susceptibles d'exercer une influence sur le niveau de la nappe souterraine. En effet, le niveau de la nappe peut varier en raison de divers phénomènes :

- Les variations saisonnières et interannuelles de la nappe liées à la pluviométrie ;
- Les variations liées à des événements pluviométriques exceptionnels dans le cas des aquifères superficiels ;
- Les crues des éventuels cours d'eau ou de submersion érosion marine à proximité du site entraînant une onde de crue amortie dans le terrain aquifère, selon la distance à la berge ;
- L'incidence des avoisinants notamment les pompages existants dans les environs du site (industriels, agricoles, dispositif de drainage, épuisement de fouilles dans le cadre de travaux de génie civil etc.) qui peuvent engendrer un rabattement artificiel de la nappe. De même en cas d'arrêt durable de ces prélèvements, un relèvement du niveau piézométrique se produirait ;
- L'effet barrage généré par le futur sous-sol en lui-même, qui se traduit par un relèvement du niveau de la nappe en amont et par un rabattement en aval.

## **VI2. DEFINITION DE L'APPROCHE DE CALCUL DU BATTEMENT INTERANNUEL**

Les cotes de nappe haute mesurées dans l'ouvrage de référence présenté dans la chronique en Figure 10 (23 valeurs au total pour BSS002KZMC) ont ensuite été ajustées par la méthode de GUMBEL

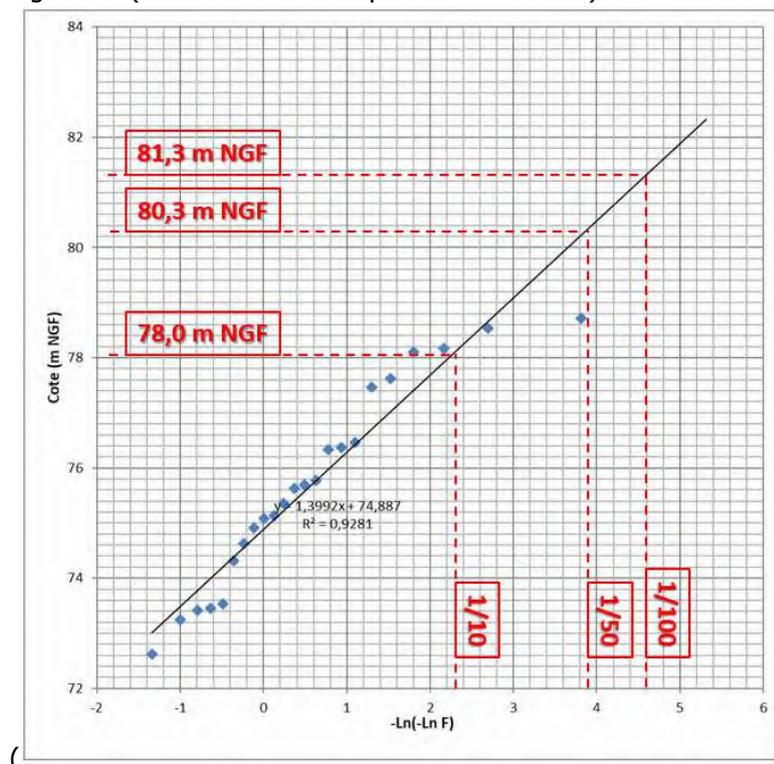


Figure 13). La méthode de GUMBEL permet d'estimer les niveaux hauts de la nappe correspondants à un certain temps de retour, c'est-à-dire à une certaine probabilité d'apparition donnée. L'analyse fréquentielle d'une longue série de mesures de niveaux hauts permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière.

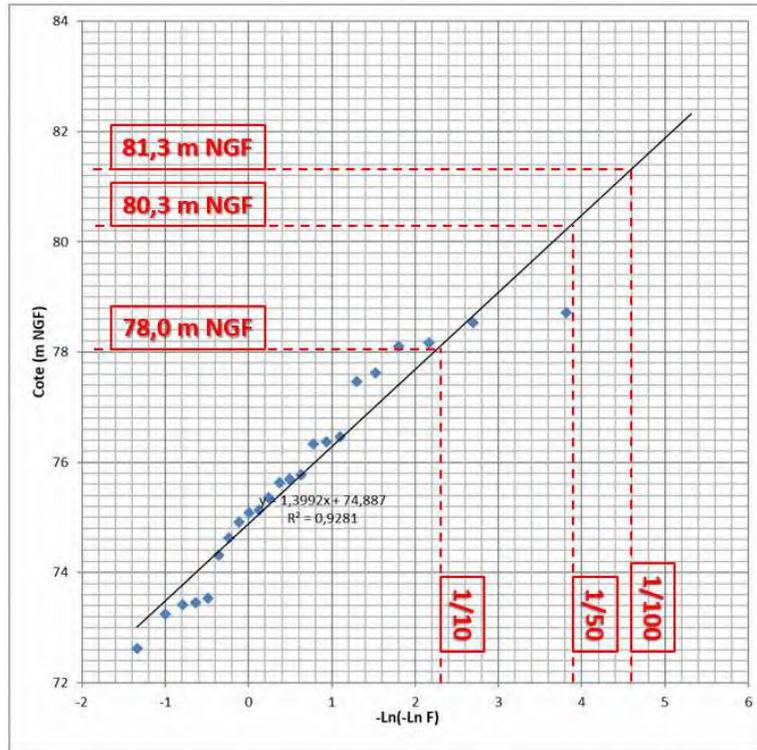


Figure 13 : Ajustement des niveaux maximaux annuels de l’ouvrage BSS002KZMC par la loi de Gumbel

### **VI3. ESTIMATIONS DES BATTEMENTS INTERANNUELS DE LA NAPPE AU DROIT DU SITE**

Le tableau suivant reprend les profondeurs obtenues au droit de l’ouvrage en cas de pluviométrie de récurrences décennale, cinquantennale et centennale. Les battements de nappe ont été estimés par rapport au niveau de la nappe mesuré sur le piézomètre de référence le 10/10/2023 (correspondant à la date de la dernière campagne réalisée au droit du site).

Tableau 4 : Battements estimés au droit de l’ouvrage BSS002KZMC par la loi de GUMBEL pour les ouvrages du site

	Niveau mesuré 10/10/2023	Décennale	Cinquantennale	Centennale
Cote (m NGF)	73,2	78	80,3	81,3
<b>Battement estimé pour BSS002KZMC (m)</b>		<b>4,8</b>	<b>7,1</b>	<b>8,1</b>
<b>Battement déduit pour les ouvrages du site (m)</b>		<b>1,6</b>	<b>2,4</b>	<b>2,7</b>

Il convient de rappeler que cette approche reste approximative à défaut de disposer de mesures et de chroniques piézométriques de longue durée au droit du site. Néanmoins, celle-ci permet de traduire l’influence de la pluie utile sur la nappe présente au droit du site.

#### **VI4. TRANSMISSION D'UNE ONDE DE CRUE DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE (A)**

D'après les données bibliographiques présentées auparavant, le terrain étudié n'est pas concerné par l'aléa inondation et est situé « à près d'un kilomètre des zones inondables. Aussi, nous considérerons pour la suite de l'étude une influence nulle d'une crue sur la nappe au droit du site, soit **A = 0 m**.

#### **VI5. INFLUENCE DES POMPAGES DU SECTEUR (R)**

Comme présenté au paragraphe V2, les ouvrages recensés au plus proches du site d'étude sont des piézomètres ou une sonde géothermique.

En conséquence, en première approche, nous allons retenir une influence de l'arrêt des pompages voisins comme nulle, soit **R = 0 m**.

#### **VI6. EFFET BARRAGE DES INFRASTRUCTURES (BA)**

Lorsqu'un projet occulte toute la hauteur d'un aquifère (ou du moins une partie significative d'un aquifère), il se produit un effet barrage qui se traduit par un relèvement du niveau de la nappe en amont et par un rabattement en aval. Ce phénomène s'observe le plus souvent sur des aquifères peu épais et peu perméables. L'effet barrage est d'autant plus fort que le bâtiment est orienté perpendiculairement aux sens d'écoulement et que le gradient de nappe est élevé.

Il est toujours difficile d'estimer avec précision cet effet, qui plus est sans connaître précisément le gradient hydraulique de la nappe. Néanmoins, au vu de l'emprise du sous-sol et du gradient hydraulique estimé pour le moment à 1 % environ, on peut l'estimer à environ 0,2 m, soit **BA = 0,2 m**.

#### **VI7. ESTIMATION DES NIVEAUX CARACTERISTIQUES DE LA NAPPE AU DROIT DU PROJET**

Pour permettre d'obtenir le niveau EB, nous utiliserons le niveau médian de l'ouvrage de référence (BSS002KZMC). Nous considérons pour l'ouvrage de référence que le niveau EB est équivalent au niveau médian, soit un niveau de la nappe de 73,32 m NGF. En considérant les niveaux mesurés le 10/10/2023, nous obtenons les niveaux EB suivants :

- EB<sub>SC2-2022+PZ</sub> ≈ 37,7 m NGF ;
- EB<sub>SD1+PZ</sub> ≈ 38,1 m NGF ;
- EB<sub>SD2+PZ</sub> ≈ 38,7 m NGF.

Pour ce qui est du niveau EF, nous utiliserons le niveau atteint pendant 1 % du temps de suivi sur l'ouvrage de référence, soit 78,53 m NGF. En considérant les niveaux mesurés le 10/10/2023, nous obtenons les niveaux EF suivants :

- EF<sub>SC2-2022+PZ</sub> ≈ 39,3 m NGF ;
- EF<sub>SD1+PZ</sub> ≈ 39,7 m NGF ;
- EF<sub>SD2+PZ</sub> ≈ 40,2 m NGF.

Concernant le niveau maximum de la nappe prévisible à terme peut s'exprimer par la formule suivante :

$$EH \text{ ou } EE = N_{actuel} + B_{interannuel} + A + R + BA$$

Les niveaux EH et EE sont récapitulés dans le tableau suivant.

**Tableau 5 : Estimation des niveaux EH et EE au droit des piézomètres du site**

	SC2 <sub>2022</sub> +PZ		SD1+PZ		SD2+PZ	
	Cote TN (m NGF)	40,2	Cote TN (m NGF)	40,2	Cote TN (m NGF)	41,5
	m/TN	m NGF	m/TN	m NGF	m/TN	m NGF
Niveau de la nappe le 10/10/2023	2,58	37,62	2,23	37,97	2,97	38,53
Battement interannuel (B) décennal (m)	1,6					
Battement interannuel (B) cinquantennal (m)	2,4					
Battement interannuel (B) centennal (m)	2,7					
Influence de crue (A) (m)	0					
Influence de pompage (R) (m)	0					
Effet barrage (BA)	0,2					
<b>EH<sub>10</sub></b>	<b>0,8</b>	<b>39,4</b>	<b>0,4</b>	<b>39,8</b>	<b>1,2</b>	<b>40,3</b>
<b>EH<sub>50</sub></b>	<b>0,0</b>	<b>40,2</b>	<b>0,0</b>	<b>40,2</b>	<b>0,4</b>	<b>41,1</b>
<b>EE</b>	<b>0,0</b>	<b>40,2</b>	<b>0,0</b>	<b>40,2</b>	<b>0,1</b>	<b>41,4</b>

Aussi, le tableau suivant résume l'ensemble des niveaux caractéristiques estimés selon les Eurocodes et sur la base des données piézométriques acquises à ce jour. Il est à noter que les niveaux sont présentés pour deux récurrences distinctes (EH<sub>10</sub> correspondant à une période de retour 10 ans et EH<sub>50</sub> à une période de retour 50 ans).

**Tableau 6 : Synthèse des niveaux caractéristiques de la nappe selon les Eurocodes**

	SC2 <sub>2022</sub> +PZ		SD1+PZ		SD2+PZ	
	Cote TN (m NGF)	40,2	Cote TN (m NGF)	40,2	Cote TN (m NGF)	41,5
	m/TN	m NGF	m/TN	m NGF	m/TN	m NGF
<b>EB</b>	2,5	<b>37,7</b>	2,1	<b>38,1</b>	2,8	<b>38,7</b>
<b>EF</b>	0,9	<b>39,3</b>	0,5	<b>39,7</b>	1,3	<b>40,2</b>
<b>EH<sub>10</sub></b>	0,8	<b>39,4</b>	0,4	<b>39,8</b>	1,2	<b>40,3</b>
<b>EH<sub>50</sub></b>	0,0	<b>40,2</b>	0,0	<b>40,2</b>	0,4	<b>41,1</b>
<b>EE</b>	0,0	<b>40,2</b>	0,0	<b>40,2</b>	0,1	<b>41,4</b>

*Remarque : ces niveaux d'eaux souterraines, que l'on peut raccorder aux cotes dimensionnantes décrites dans les Eurocodes, restent approximatives. APC INGENIERIE recommande de poursuivre le suivi piézométrique afin de confirmer ces niveaux.*

## VII ESTIMATION DU DEBIT RESIDUEL DE POINTE

### **VIII1. RABATTEMENTS A ATTEINDRE**

D'après les plans transmis, le niveau fini du sous-sol s'établit entre les cotes 36,27 à 37,37 m NGF. Aussi, au vu des niveaux mesurés et niveaux caractéristiques estimés auparavant, le sous-sol interceptera la nappe.

**Pour la phase travaux**, pour mettre hors d'eau le fond de fouille, nous avons retenu, comme hypothèse, une profondeur de rabattement de 0,3 m sous le niveau du fond de fouille prévisionnel en considérant la zone la plus profonde.

Ainsi selon le niveau EB maximal (estimé à une cote de 38,7 m NGF environ au droit de SD2+PZ) du site énoncé auparavant, il conviendra, **en phase travaux**, de rabattre la nappe concernée par le projet sur une hauteur de l'ordre de 3,7 m.

**Pour la phase définitive**, il a été envisagé par le groupement la mise en place sous dallage d'une **couche drainante de 40 cm d'épaisseur associée à des épis drainants** pour éviter les sous-pressions engendrées par la présence d'eaux souterraines. Une solution alternative est aussi projetée par le groupement avec une augmentation du matelas drainant à 0,8 m afin de permettre un stockage temporaire des eaux dans ce dernier si nécessaire (fonction de la capacité de ré-infiltration sur site, des solutions de stockage dans des cuves pour lavage des bus et/ou rejet). **Afin d'estimer le débit dans le cas le plus défavorable, nous avons retenu, comme hypothèse, une profondeur de rabattement de l'ordre de 0,8 m sous la cote du niveau le plus bas, soit 35,5 m NGF.**

Ainsi, il conviendra, **en phase définitive**, de rabattre la nappe concernée par le projet sur une hauteur comprise entre 3,2 m (période EB) et 5,9 m (période EE). Une estimation des débits sera également réalisée en considérant les niveaux EF et EH.

### **VIII2. PARAMETRES RETENUS POUR LES CALCULS**

L'ensemble des paramètres retenus est présenté dans le tableau suivant.

**Tableau 7 : Paramètres retenus pour le calcul des débits résiduels**

Paramètres	Phase travaux	Phase définitive			
		EB	EF	EH <sub>10</sub>	EE
Période considérée	EB	EB	EF	EH <sub>10</sub>	EE
Rabattement à atteindre H (m)	3,7	3,2	4,7	4,8	5,9
Perméabilité moyenne K (m/s)	1.10 <sup>-5</sup>				
Surface approximative du fond de fouille (m <sup>2</sup> )	8 500				

### **VIII3. METHODE DE CALCUL**

Différentes méthodes sont applicables pour estimer les débits de rabattement d'une nappe.

En considérant que l'essentiel du débit qui sera pompé pour rabattre la nappe libre au droit du projet proviendra latéralement des terrains aquifères superficiels, la formule applicable pour le calcul du débit résiduel est celle de SCHNEEBELI :

$$Q \approx 2,5. K. H. \sqrt{\text{Surface}}$$

- Q : débit en m<sup>3</sup>/s ;
- K : perméabilité moyenne de l'aquifère (m/s) ;
- H : hauteur entre l'altitude de la nappe et le fond de fouille (m) ;
- Surface : surface mouillée de la fouille (variable selon le rabattement) (m<sup>2</sup>).

Toutefois, au vu de la perméabilité mesurée, nous avons également appliqué la formule de Dupuit. Celle-ci considère que l'aquifère est isotrope et que l'essentiel du débit qui sera pompé pour rabattre la nappe libre au droit du projet proviendra latéralement des terrains aquifères superficiels :

$$Q = \frac{2. \pi. T. s}{\text{Ln} \frac{R}{r}}$$

Avec :

- T : transmissivité (m<sup>2</sup>/s) ;
- s : rabattement (m) ;
- R : rayon d'action (m) ;
- r : rayon équivalent de fond de fouille (m) qui est égal à :  $r = \sqrt{\frac{\text{surface}}{\pi}}$

Remarque :

*Les essais de perméabilité réalisés sont des essais ponctuels, ne permettant pas d'apprécier la perméabilité globale des terrains du site. Il est, dès lors, possible que la perméabilité soit supérieure à celle estimée par interprétation des essais de perméabilité et donc que les débits résiduels estimés soient également supérieurs.*

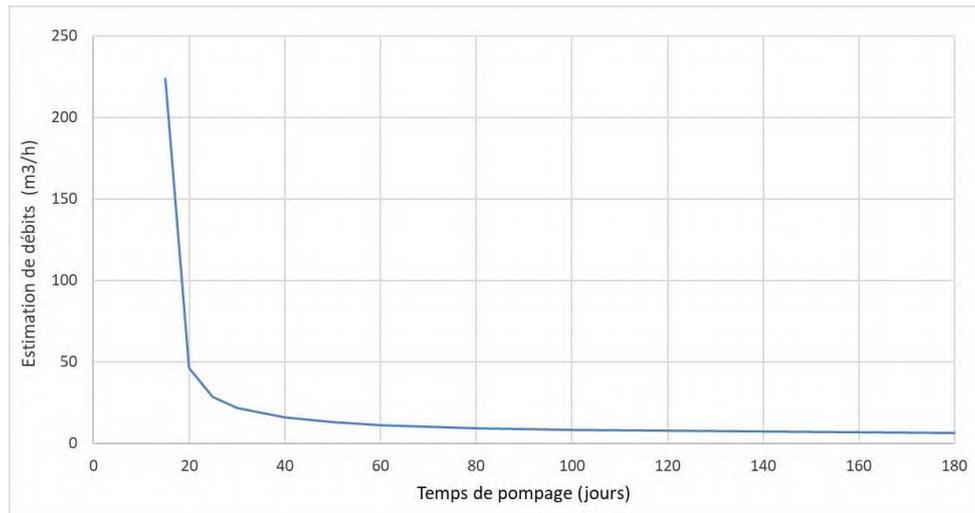
#### **VII4. DEBITS DE POMPAGES RETENUS**

Les estimations des débits d'exhaure avec l'approche de Schneebeli sont présentées dans le tableau suivant.

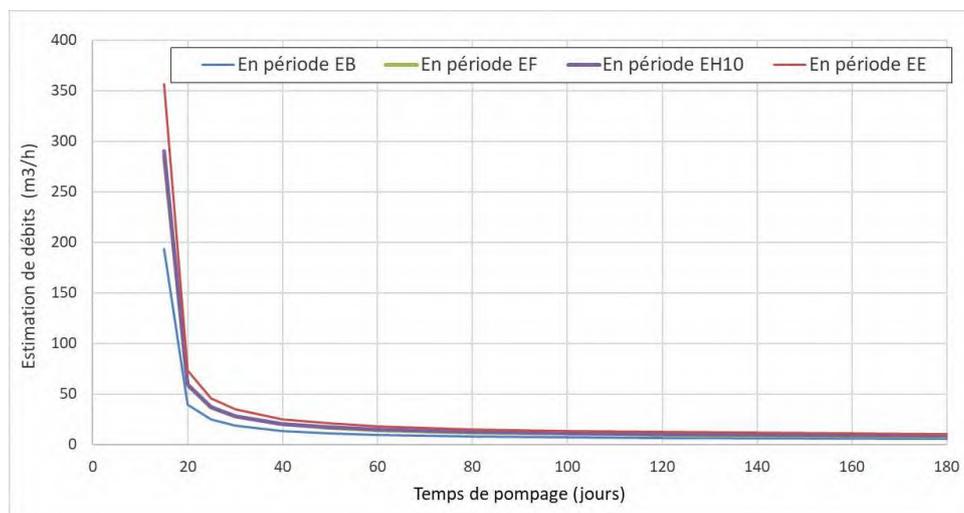
**Tableau 8 : Débits estimés avec Schneebeli**

Paramètres	Phase travaux	Phase définitive			
		EB	EF	EH <sub>10</sub>	EE
Période considérée	EB	EB	EF	EH <sub>10</sub>	EE
Débits estimés (m <sup>3</sup> /h)	33	28	43	44	55

Il est toutefois à noter que cette formule a tendance à majorer les débits car elle considère un aquifère infini à l'extérieur de la fouille et non influencé par le pompage au droit de la fouille. C'est pourquoi, nous avons affiné nos estimations par la formule de Dupuit, qui permet d'apprécier le débit en fonction du temps (cf. figures suivantes).



**Figure 14 : Débits en phase travaux estimés avec Dupuit**



**Figure 15 : Débits en phase définitive estimés avec Dupuit**

En phase travaux, les débits d'eau souterraine théoriques calculés en période de moyennes eaux (en période EB) au droit du fond de fouille sont de l'ordre de 33 m³/h d'après la formule de Schneebeli. Néanmoins, l'approche de Dupuit nous permet de constater qu'il s'agit du débit atteint au bout de 30 jours de pompage et que celui-ci devrait se stabiliser autour de 10 m³/h au bout de 2 mois de pompage. Aussi, APC INGENIERIE recommande de prévoir un dispositif de rabattement de nappe **pour la phase travaux permettant d'atteindre un débit de 30 m³/h** sur la base des données de terrain acquises à ce jour et qui doivent être mises à jour (mais pouvant être réduit au besoin sans risque pour le dispositif de pompage).

**En phase définitive**, le débit d'eau souterraine théorique calculé avec Schneebeli est estimé entre 28 m³/h (période EB) et 55 m³/h (en période EE). Néanmoins, comme énoncé auparavant, l'approche de Dupuit nous permet de constater qu'il s'agit du débit atteint au bout de 20 jours de pompage et que ceux-ci devraient se stabiliser sous la barre des 10 m³/h (période EB) et 20 m³/h (période EE) au bout de 2 mois de pompage. Aussi, APC INGENIERIE recommande, s'il est envisagé de mettre en place **des dispositifs de drainage** sous ces ouvrages, de les **prédimensionner pour un débit de 20 m³/h**

et de confirmer la perméabilité prise en compte dans cette étude par la réalisation d'autres essais de perméabilité.

Nous recommandons notamment :

- La réalisation de deux ou trois essais de pompage par paliers et de longue durée afin de tester l'homogénéité de la couche C2 ;
- La réalisation d'essais de perméabilité localisés dans la couche C3 (marne argileuse) afin de confirmer la perméabilité plus faible attendue dans cette couche.

## VIII GESTION DES EAUX DE DRAINAGE

Considérant que le rejet des eaux de drainage est interdit au réseau en phase définitive, il conviendrait dès lors de les gérer par infiltration au droit du site ou de les réutiliser directement pour le nettoyage des bus par exemple. A ce stade du projet, il est à souligner que le groupement va solliciter une dérogation pour rejet au réseau, total ou partiel.

Considérant le niveau médian de la nappe (période EB), qui sera atteint la moitié du temps de référence (ou la moitié de l'année par projection hypothétique), APC INGENIERIE recommande de **prédimensionner l'ouvrage d'infiltration pour un débit d'au moins 5 m<sup>3</sup>/h** (correspondant au débit de drainage en phase EB atteint au bout de 6 mois de pompage, sur la base les données de terrain acquises à ce jour et qui doivent être mises à jour). Au vu de la faible perméabilité des terrains superficiels ( $1,6 \cdot 10^{-6}$  m/s), celui-ci devra alors posséder une surface d'infiltration de plus de **900 m<sup>2</sup>**. Il est toutefois à noter que les débits drainés pourraient atteindre un débit maximal de plus de 10 m<sup>3</sup>/h (débit stabilisé en période EE après 6 mois de pompage). Un tel débit de drainage nécessiterait alors un ouvrage présentant une surface d'infiltration de plus de 2 000 m<sup>2</sup>, soit 1100 m<sup>2</sup> supplémentaires ou d'obtenir l'autorisation de rejet ponctuelle au réseau à la suite de la demande de dérogation du groupement. Au vu du plan de masse du projet, en effet, un tel dispositif ne semble pas possible à mettre en œuvre au droit du site. C'est pourquoi APC INGENIERIE recommande de prévoir une réutilisation directe de ces eaux pour le nettoyage des bus.

**Une autre solution envisagée par le groupement consiste à réinfiltrer les eaux uniquement en période EB et à tamponner les eaux excédentaires dans le massif drainant sous dallage, dans l'attente d'un retour aux niveaux EB.**

En retenant l'hypothèse d'un massif drainant composé de matériaux en 20/40 mm sur une épaisseur de 80 cm, et en considérant une surface drainée de 8 500 m<sup>2</sup> et une porosité de ce massif de 30 %, nous obtenons un volume utile de l'ouvrage de 2 000 m<sup>3</sup> environ. Considérant un débit de drainage d'environ 10 m<sup>3</sup>/h, il peut être estimé que le massif drainant permettrait de tamponner les eaux excédentaires sur une dizaine de jours.

Pour la vidange du massif drainant après retour aux niveaux EB, cette solution nécessite de pouvoir augmenter temporairement le débit de pompage au-delà de 5 m<sup>3</sup>/h. Par exemple, pour un débit augmenté ponctuellement à 10 m<sup>3</sup>/h, le temps de vidange est estimé à approximativement 17 jours.

**APC INGENIERIE indique toutefois que ces valeurs sont purement hypothétiques et qu'il est très probable que ce type de gestion impliquerait certainement une remontée des eaux de nappe dans le sous-sol. En effet, la durée des phénomènes de remontée du niveau de la nappe en période EH/EE est difficilement appréhendable.**

Aussi, s'il s'avérait impossible de mettre en place un dispositif de réutilisation directe de ces eaux, ou un rejet au réseau (demande de dérogation du groupement), APC INGENIERIE rappelle qu'il sera nécessaire de dimensionner les ouvrages enterrés pour prendre en compte les niveaux caractéristiques de la nappe annoncés dans le Tableau 6.

## IX CONCLUSIONS

Dans le cadre de la construction d'un remisage sur un niveau de sous-sol sur la commune de MARSEILLE, APC INGENIERIE a été mandatée pour réaliser une étude hydrogéologique dans le but de déterminer les niveaux caractéristiques au sens des Eurocodes ainsi que les débits d'exhaure prévisionnels.

Compte tenu du contexte géologique et hydrogéologique, et des caractéristiques du projet, les profondeurs de la nappe à retenir, selon les Eurocodes, sont les suivants :

	SC2 <sub>2022</sub> +PZ		SD1+PZ		SD2+PZ	
	m/TN	m NGF	m/TN	m NGF	m/TN	m NGF
<b>EB</b>	2,5	<b>37,7</b>	2,1	<b>38,1</b>	2,8	<b>38,7</b>
<b>EF</b>	0,9	<b>39,3</b>	0,5	<b>39,7</b>	1,3	<b>40,2</b>
<b>EH<sub>10</sub></b>	0,8	<b>39,4</b>	0,4	<b>39,8</b>	1,2	<b>40,3</b>
<b>EH<sub>50</sub></b>	0,0	<b>40,2</b>	0,0	<b>40,2</b>	0,4	<b>41,1</b>
<b>EE</b>	0,0	<b>40,2</b>	0,0	<b>40,2</b>	0,1	<b>41,4</b>

APC INGENIERIE recommande toutefois de poursuivre le suivi piézométrique au maximum afin de confirmer les hypothèses prises en compte dans ces estimations.

Au vu de ces niveaux, le sous-sol interceptera la nappe contenue dans les terrains stampiens.

En phase travaux, APC INGENIERIE recommande de prévoir un dispositif de rabattement de nappe permettant d'atteindre un débit de 30 m<sup>3</sup>/h (mais pouvant être réduit au besoin au cours des travaux sans risque pour le dispositif de pompage).

En phase définitive, APC recommande, s'il est envisagé de mettre en place des dispositifs de drainage sous les ouvrages enterrés, de les pré-dimensionner pour un débit de 20 m<sup>3</sup>/h et de confirmer la perméabilité pris en compte dans cette étude par la réalisation d'autres essais de perméabilité.

Il reste toutefois à noter que ce débit ne sera atteint que très ponctuellement. En effet, la majorité du temps, le débit de drainage sera plutôt de l'ordre de 10 m<sup>3</sup>/h. Il conviendra de réutiliser les eaux de drainage directement sur site (nettoyage des bus, des voiries, ...) ou de les réinfiltrer au droit d'un dispositif présentant une surface de 900 m<sup>2</sup> (phase EB) à près de 2 000 m<sup>2</sup> (phase EE), ou de coupler le dispositif de réinfiltration avec une autorisation de rejet au réseau, total ou partiel suivant la réponse à la demande de dérogation du groupement.

Dans le cas où un tel dispositif de réutilisation ou réinfiltration ne pourrait être réalisé, il conviendra de dimensionner les ouvrages enterrés pour reprendre les sous-pressions liées à la nappe jusqu'aux cotes EE indiquées dans le tableau précédent.

APC INGENIERIE reste à la disposition des intervenants pour tout complément d'information relatif aux conclusions de la présente étude, dans le respect des critères mentionnés dans les conditions générales jointes en annexes.

A Vigneux-de-Bretagne, le 29 avril 2024

Le chargé d'affaire :

J. LAGREE

**APC INGENIERIE**  
P.A. de la Biliais Deniaud - 3, Rue Albert de Dion  
**44360 VIGNEUX DE BRETAGNE**  
Tél. : 02.40.86.80.01  
Fax : 02.40.86.29.77

S. TURLE



# Notice hydraulique St Pierre Bus

Annexe 11c

## SOMMAIRE |

---

1.	OBJET DE LA NOTICE.....	1
2.	SITUATION DU PROJET .....	1
3.	GESTION DES EAUX PLUVIALES .....	1
4.	GESTION DES EAUX HYDROCARBURÉES .....	2
5.	GESTION DES EAUX USÉES - EAUX VANNES .....	2
6.	GESTION DES EAUX SOUTERRAINES .....	3
	6.1. RAPPEL DES NIVEAUX CARACTÉRISTIQUES DE NAPPE.....	3
	6.2. PHASE PROVISOIRE .....	3
	6.3. PHASE DÉFINITIVE .....	3

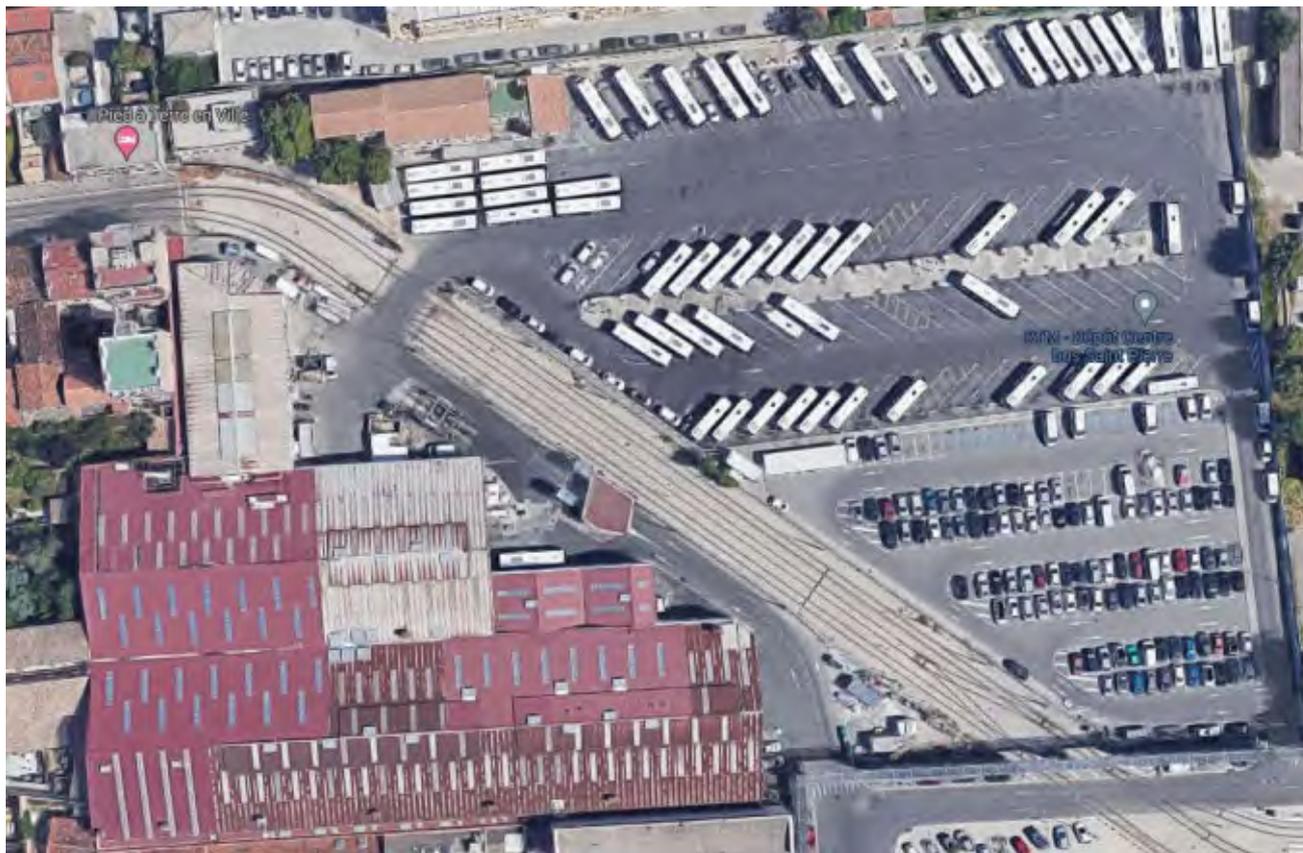
h

## 1. OBJET DE LA NOTICE

L'objet de cette notice est de présenter les principes retenus concernant la gestion des eaux pluviales, des eaux hydrocarburées, des eaux usées et des eaux souterraines pour le projet d'augmentation de la capacité de remisage et l'électrification du dépôt de bus Saint-Pierre à Marseille.

## 2. SITUATION DU PROJET

Le projet sera réalisé aux 435 et 471 rue Saint-Pierre dans le 5<sup>ème</sup> arrondissement de Marseille, qui est aujourd'hui un terrain totalement occupé par le dépôt de bus Saint-Pierre.



## 3. GESTION DES EAUX PLUVIALES

Pour le principe, les eaux pluviales seront collectées depuis les toitures et les voiries vers une rétention en sous-sol du futur bâtiment.

Du fait des débits importants au niveau des exutoires des collecteurs pluviaux en amont de l'ouvrage de rétention, nous avons fait le choix de positionner le séparateur à hydrocarbures en aval du bassin, de manière à traiter le débit limité conformément au PLUi.

Les eaux pluviales du bassin seront donc évacuées à débit régulé, via des pompes de relevage, vers un séparateur hydrocarbure, puis raccordées au collecteur pluvial existant qui passe sous les voies de tramway.

Le volume est calculé suivant la réglementation du PLUi de la métropole, le projet étant situé en zone Ueb2, et zone 2 suivant le zonage pluvial.

Sur cette base, le bassin de rétention devra posséder un volume utile de rétention de  $500\text{m}^3/\text{ha}$ , et un débit de fuite d'au moins  $10\text{ L/s/ha}$ .

La surface aménagée dans le cadre du projet fait environ  $13400\text{m}^2$ , le bassin de rétention aura donc un volume d'au moins  $500 \times 1,34 = 670\text{m}^3$ , et un débit de fuite de  $10 \times 1,34 = 13,4\text{ L/s}$ .

## 4. GESTION DES EAUX HYDROCARBURÉES

Dans le cadre du projet, les zones de collecte d'eaux identifiées comme étant potentiellement chargées en hydrocarbures sont les suivantes :

- Eaux pluviales issues du bassin de rétention,
- Eaux usées issues de l'aire de dépotage et des postes de charge en carburants,
- Eaux usées issues de l'aire de grand lavage,
- Eaux usées issues des aires de lavage automatique,
- Eaux usées issues de la fosse du banc de frein.

Pour traiter ces pollutions, 3 nouveaux séparateurs hydrocarbures seront mis en œuvre. Ils seront de classe 1, sans by-pass, avec alarme de niveau.

### 1. Séparateur EP du bassin de rétention :

Le premier séparateur sera mis en œuvre au niveau de l'exutoire du bassin de rétention EP, avant raccordement au collecteur pluvial existant. Il aura un débit de traitement au moins égal au débit de fuite du bassin de rétention, soit  $13,4\text{ L/s}$ .

### 2. Séparateur EU de l'aire de dépotage, des postes de charge carburant et du grand lavage :

Le second séparateur sera mis en œuvre sur le réseau EU de l'aire de dépotage et des postes de charge en carburant. Du fait de son implantation, l'aire de grand lavage sera également raccordée à ce séparateur hydrocarbure.

### 3. Séparateur EU des aires de lavage automatique :

Le troisième séparateur sera dédié aux eaux usées issues des aires de lavage automatique, et du circuit de recyclage et traitement des eaux associé. Ce séparateur sera dimensionné sur la base des débits des stations de lavage.

### 4. EU de la fosse du banc de frein :

Pour les eaux usées issues de la fosse du banc de frein, il est prévu une récupération des fluides en fond de fosse. En fonctionnement normal, elle ne reprendra pratiquement aucun ruissellement, mais permettra de traiter toute fuite accidentelle.

## 5. GESTION DES EAUX USÉES - EAUX VANNES

Les eaux usées non hydrocarbures seront collectées et dirigées vers l'exutoire EU existant sur le site, au niveau de l'entrée véhicules de Saint-Pierre 1, lui-même étant ensuite raccordé au réseau

public. Pour la traversée des voies de tramway, un nouveau réseau EU sera créé par fonçage sous les voies.

## 6. GESTION DES EAUX SOUTERRAINES

Les principes de gestion des eaux décrits dans le présent document sont issus de l'analyse faite par APC, hydrogéologue prestataire de GEOTERRIA au droit du site au travers d'une étude hydrogéologique G5.

### 6.1. RAPPEL DES NIVEAUX CARACTÉRISTIQUES DE NAPPE

Le tableau suivant résume l'ensemble des niveaux caractéristiques estimés selon les Eurocodes et sur la base des données piézométriques acquises à ce jour. Il est à noter que les niveaux sont présentés pour deux récurrences distinctes (EH10 correspondant à une période de retour 10 ans et EH50 à une période de retour 50 ans).

	SC2 <sub>2022</sub> +PZ		SD1+PZ		SD2+PZ	
	Cote TN (m NGF)	40,2	Cote TN (m NGF)	40,2	Cote TN (m NGF)	41,5
	m/TN	m NGF	m/TN	m NGF	m/TN	m NGF
EB	2,5	37,7	2,1	38,1	2,8	38,7
EF	0,9	39,3	0,5	39,7	1,3	40,2
EH <sub>10</sub>	0,8	39,4	0,4	39,8	1,2	40,3
EH <sub>50</sub>	0,0	40,2	0,0	40,2	0,4	41,1
EE	0,0	40,2	0,0	40,2	0,1	41,4

Au vu de ces niveaux, le sous-sol interceptera la nappe contenue dans les terrains stampiens.

### 6.2. PHASE PROVISOIRE

En phase provisoire (travaux), le principe de gestion des eaux envisagé est le suivant : rabattement de nappe (pompage) et rejet au réseau public.

Pour cette phase, pour mettre hors d'eau le fond de fouille, nous avons retenu, comme hypothèse, une profondeur de rabattement de 0,3 m sous le niveau du fond de fouille prévisionnel en considérant la zone la plus profonde, conformément aux indications de l'étude hydrogéologique G5.

### 6.3. PHASE DÉFINITIVE

En phase définitive, le principe de gestion des eaux envisagé est le suivant :

- Drainage à l'arrière des élévations périphériques enterrées,
- Rabattement jusqu'en sous face du tapis drainant généralisé sous le plancher bas du projet (pompage), en considérant la zone la plus profonde, conformément aux indications de l'étude hydrogéologique G5.

- Ré infiltration via des tranchées drainantes réalisées dans la zone Nord-Est, sur une surface de 900m<sup>2</sup>, en considérant les débits et surfaces indiqués dans l'étude hydrogéologique G5 pour les périodes où la nappe est au niveau EB.
- Rejet au réseau public, dans le cadre d'une demande de dérogation au PLUi que le groupement sollicite auprès des services instructeurs, pour les seules périodes, ponctuelles, où le niveau de la nappe serait au niveau EH ou EE, pour un débit de l'ordre de 5 m<sup>3</sup>/h conformément aux indications de l'étude hydrogéologique G5.

Ainsi, dans le cas des épisodes d'Eaux Exceptionnelles ou Hautes, le Groupement propose un rejet ponctuel, d'un débit de l'ordre de 5m<sup>3</sup>/h, à durée limitée, au réseau d'assainissement et sollicite pour ce faire une autorisation auprès du gestionnaire du réseau d'assainissement pour autoriser ponctuellement ce rejet des eaux d'exhaure au réseau pluvial.