



GÉotechnique
sciences de la terre sas

5 Avenue Gustave Eiffel
ZI du Phare
33700 Mérignac

Tél : 0556017226
contact33@geotechnique-sas.com

RAPPORT D'ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION G2 PHASE PRO

Localisation
INSERM U1034
PESSAC (33)

Projet
Hôpital du Haut Lévéque
Extension du bâtiment U1034 - INSERM

Maître d'ouvrage
INSERM DR NOUVELLE ATLANTIQUE

REFERENCE : 2021-01-390-G2 PRO

Ind.	Date	Contenu	Rédacteur	Vérificateur	Observations
A	01/12/2025	25 pages + annexes	Faustin SYMULAK	Anaïs ANTIGNY	Version initiale
B	09/01/2026	33 pages + annexes	Faustin SYMULAK	Anaïs ANTIGNY	Annexe essais d'infiltration
C	20/03/2026	33 pages + annexes	Faustin SYMULAK	Anaïs ANTIGNY	Ajout des analyses d'agressivité

PLAN DU RAPPORT

1. PRESENTATION	3
1.1. Définition de l'opération	3
1.2. Contrat – Mission géotechnique	3
1.3. Cadre réglementaire	4
1.4. Caractéristiques du projet	4
1.5. Documents communiqués	7
1.6. Caractéristiques générales du site	7
1.6.1. Localisation	7
1.6.2. Caractéristiques de la zone d'étude	9
1.6.3. Contextes géologique & hydrogéologique	10
1.6.4. Risques naturels	11
2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES - RAPPELS DE L'AVP	13
2.1. Implantation et nivellement	13
2.2. Investigations réalisées	13
2.2.1. Essais en laboratoire	13
3. SYNTHESE GEOTECHNIQUE - RAPPELS DE L'AVP	15
3.1. Stratigraphie du terrain - caractéristiques mécaniques	15
3.2. Résultats d'essais en laboratoire	16
3.3. Sensibilité au retrait-gonflement des sols argileux	16
3.4. Agressivité des eaux sur le béton	17
3.5. Niveaux des eaux souterraines	17
3.6. Perméabilité des sols	18
3.7. Reconnaissances sur ouvrages existants et avoisinants	18
4. APPLICATIONS GEOTECHNIQUES AU PROJET	20
4.1. Modèle géotechnique retenu	20
4.2. Niveaux caractéristiques des eaux souterraines	20
4.3. La zone d'influence géotechnique (ZIG)	21
4.4. Adaptations du projet aux conditions géotechniques	21
4.5. Adaptations vis-à-vis des avoisinants et mitoyens	21
5. CONCEPTION DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES	23
5.1. Principes généraux de terrassements	23
5.1.1. Travaux préparatoires	23
5.1.2. Aménagement des plateformes	23
5.1.3. Conditions d'utilisation de matériaux d'apport	24
5.2. Conception des niveaux-bas	25
5.3. Etude des fondations superficielles (Norme NF P94-261)	25
5.3.1. Sol d'assise et conditions d'ancrage	25
5.3.2. Contrainte admissible	25

5.3.3. Vérification des capacités portantes aux ELS/ELU	26
5.3.4. Vérification au glissement à l'ELU	27
5.3.5. Evaluation préliminaire des tassements aux ELS.....	28
5.3.6. Conditions et précautions d'exécution des fondations.....	29
5.4. Protection des ouvrages contre l'eau.....	31
5.5. Protection vis-à-vis du risque sismique	32
6. ALEAS RESIDUELS ET RISQUES ASSOCIES	33
7. CONDITIONS GENERALES DE VALIDITE DU RAPPORT	33

Annexe 1 :	Extrait de la norme NF P94-500 de novembre 2013
Annexe 2 :	Conditions de validité de l'étude
Annexe 3 :	Implantation des sondages
Annexe 4 :	Coupes de sondages
Annexe 5 :	Essais en laboratoire
Annexe 6 :	Essais d'infiltration
Annexe 7 :	Essais agressivité des eaux
Annexe 8 :	Photos de la reconnaissance de fondations F1
Annexe 9 :	Photos de la reconnaissance de fondations F2
Annexe 10 :	Notes de calcul des fondations

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

1. PRESENTATION

1.1. Définition de l'opération

Le Maître d'Ouvrage (INSERM DR NOUVELLE ATLANTIQUE) envisage l'extension du bâtiment U1034 sur un terrain situé au sein de l'hôpital du Haut Lévêque à PESSAC.

1.2. Contrat – Mission géotechnique

À la demande de l'**INSERM DR NOUVELLE ATLANTIQUE (Maître d'Ouvrage)**, **GEOTECHNIQUE SAS** a été mandaté afin de réaliser une mission géotechnique.

Notre offre d'étude géotechnique référencée EBC2021-01-390 en date du 12/09/2020 a été acceptée l'OS **G2PRO du 30 octobre 2025**.

Conformément à notre offre et selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013, la présente mission consiste à :

- Synthétiser les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet ;
- Établir les notes techniques donnant les choix constructifs pour les travaux suivants :
 - Fondations du bâtiment,
 - Niveaux bas.
- Établir les notes de calcul de dimensionnement correspondantes ;
- Préciser les conditions de terrassements associées à la réalisation du projet ;
- Donner les dispositions à suivre vis-à-vis de la nappe et des avoisinants,
- Donner un avis sur les valeurs seuils à retenir.

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

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

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

1.3. Cadre réglementaire

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

- Eurocode 7 – Calculs géotechniques
- Norme NF P94-261 – Calcul Géotechnique – Fondations superficielles (juin 2013)
- NF P 11-211 – DTU 13.1 Fondations superficielles
- Guide Technique SETRA-LCPC « réalisation des remblais et des couches de formes » Fascicules I et II
- Normes AFNOR en vigueur concernant les travaux de sondages et essais in-situ ou de laboratoire

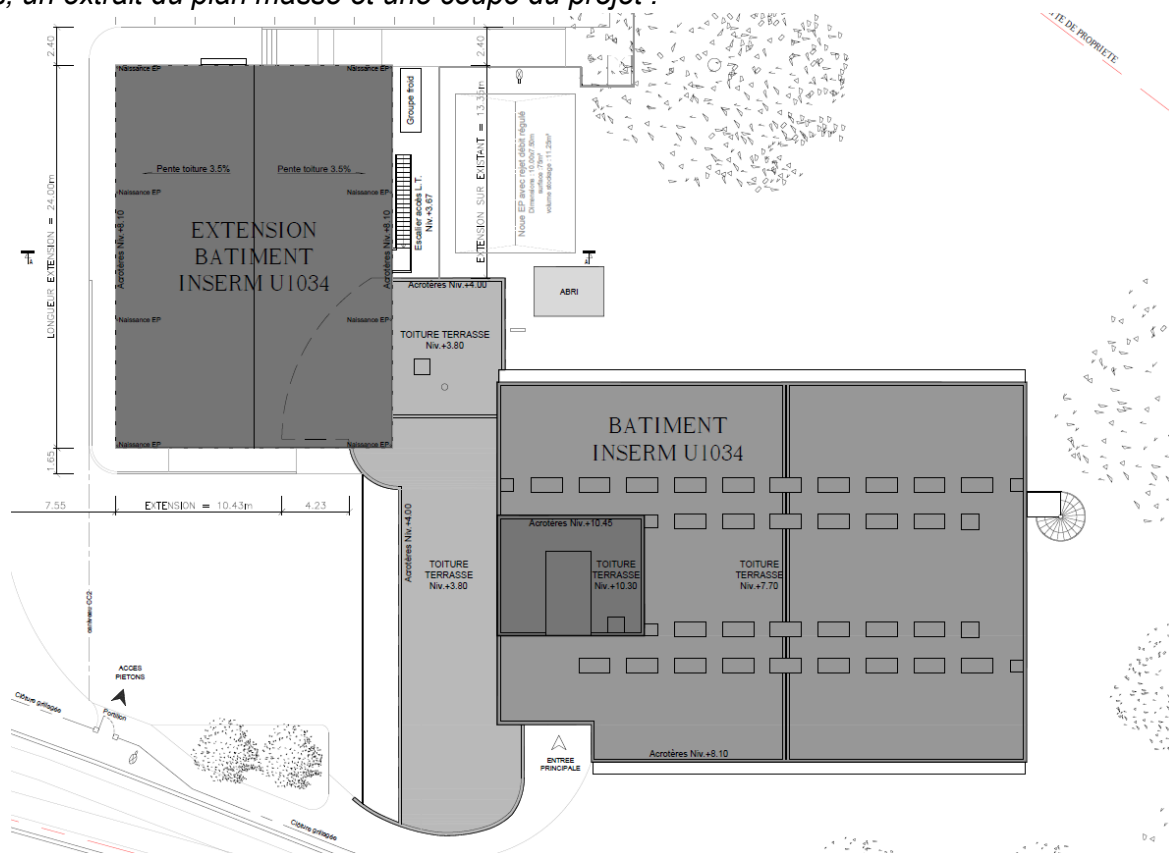
1.4. Caractéristiques du projet

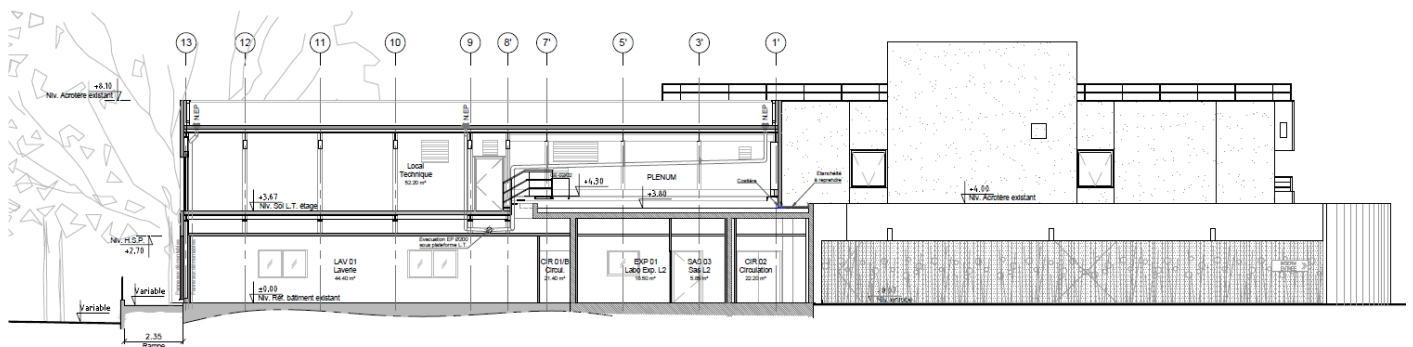
Les caractéristiques principales du projet dont nous disposons sont les suivantes :

- Extension de plain-pied sans niveau de sous-sol,
- Emprise au sol de 350 m² environ,
- Niveau bas identique au bâtiment existant calé à la cote 100 NI.
- Mitoyen d'un bâtiment de plain-pied sans niveau de sous-sol.

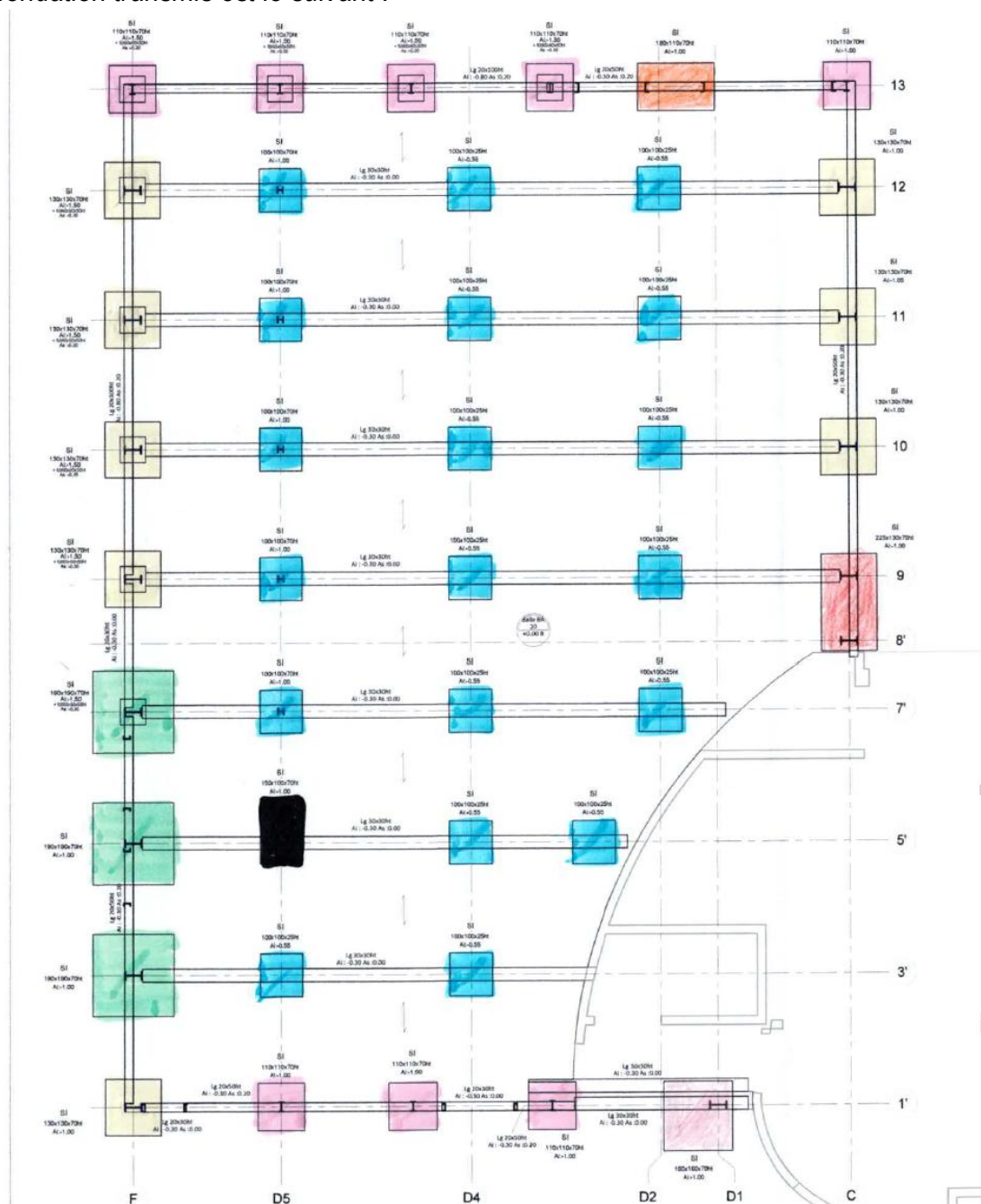
Compte tenu de la topographie du site, les terrassements induits seront faibles, de l'ordre de +/- 0,50 m, et se limiteront essentiellement à l'aménagement des plateformes de chantier et de support d'ouvrages au sol.

Ci-après, un extrait du plan masse et une coupe du projet :





Le plan de fondation transmis est le suivant :



Les caractéristiques structurales du projet ainsi que les descentes de charges nous ont été communiquées par TPF ingénierie sous la forme d'efforts non pondérés comprenant :

- G (charges permanentes),
- Q (charges transitoires)
- N (neige)
- V+ (vent soulevant)
- V- (pesant).

Le poids des fondations a été ajouté par Géotechnique SAS et sont les suivantes sur la base des dimensions de fondations fournies en légende du plan :

	Largeur (m)	Longueur (m)	Hauteur / TF	Surface m ²	Volume béton m ³	Poids béton kN
M1	1	1	1,6	1,0	1,60	38,4
M2	1,1	1,1	1,6	1,2	1,94	46,5
M3	1,3	1,3	1,6	1,7	2,70	64,9
M4	1,5	1	1,6	1,5	2,40	57,6
M5	1,6	1,6	1,6	2,6	4,10	98,3
M6	1,9	1,9	1,6	3,6	5,78	138,6
M7	1,8	1,1	1,6	2,0	3,17	76,0
M8	2,25	1,3	1,6	2,9	4,68	112,3

Les états limites considérés en phase PRO seront les suivants :

E.L.S. quasi-permanent	$1.0G + \psi_2Q$	G + 0,6Q
E.L.S. caractéristique	$1.0G + 1.0Q$	G + Q
E.L.U. durable et transitoire	$1.35G + 1.5Q + 1.5\psi_0N + 1.5\psi_0V$	1.35G + 1.5Q + 0,75N + 0,9V

Appui	Cas de charge	F _x	F _y	F _z
M1	E.L.S. quasi-permanent	-1,51	0,61	195,33
M1	E.L.S. caractéristique	-1,70	0,74	230,07
M1	E.L.U. durable et transitoire	0,90	11,25	319,18
M1	E.L.U. durable et transitoire	-5,75	-8,17	326,65
M2	E.L.S. quasi-permanent	0,12	0,25	109,39
M2	E.L.S. caractéristique	0,10	0,30	115,36
M2	E.L.U. durable et transitoire	3,49	10,65	156,70
M2	E.L.U. durable et transitoire	-3,17	-8,77	164,32
M3	E.L.S. quasi-permanent	-2,79	0,01	193,72
M3	E.L.S. caractéristique	-3,59	0,01	214,06
M3	E.L.U. durable et transitoire	0,85	10,32	247,53
M3	E.L.U. durable et transitoire	-10,89	-6,51	338,40
M4	E.L.S. quasi-permanent	0,32	0,35	194,15

M4	E.L.S. caractéristique	0,47	0,43	224,75
M4	E.L.U. durable et transitoire	4,00	10,82	310,83
M4	E.L.U. durable et transitoire	-2,66	-8,60	318,45
M5	E.L.S. quasi-permanent	-5,37	0,01	193,75
M5	E.L.S. caractéristique	-6,57	0,01	205,95
M5	E.L.U. durable et transitoire	-6,74	8,00	274,57
M5	E.L.U. durable et transitoire	-13,56	-7,74	299,88
M6	E.L.S. quasi-permanent	-3,15	-0,04	258,68
M6	E.L.S. caractéristique	-3,97	-0,05	278,80
M6	E.L.U. durable et transitoire	-0,14	-0,03	382,02
M6	E.L.U. durable et transitoire	-10,41	-0,11	396,45
M7	E.L.S. quasi-permanent	0,41	2,02	127,12
M7	E.L.S. caractéristique	0,53	2,45	133,53
M7	E.L.U. durable et transitoire	4,08	13,68	178,74
M7	E.L.U. durable et transitoire	-2,58	-5,74	186,36
M8	E.L.S. quasi-permanent	-2,13	2,81	306,09
M8	E.L.S. caractéristique	-3,19	0,00	317,10
M8	E.L.U. durable et transitoire	-1,34	0,14	385,44
M8	E.L.U. durable et transitoire	-12,35	-0,15	519,54

Le BET Structure devra vérifier et calculer les efforts réels dans le cadre des études d'exécution.

Le niveau bas est prévu en plancher porté. Aucun excentrement de charge n'a été communiqué. Il a été pris en compte le cas de vent portant et pesant et seul le cas maximal a été retenu par fondation.

1.5. Documents communiqués

Les documents suivants nous ont été communiqués :

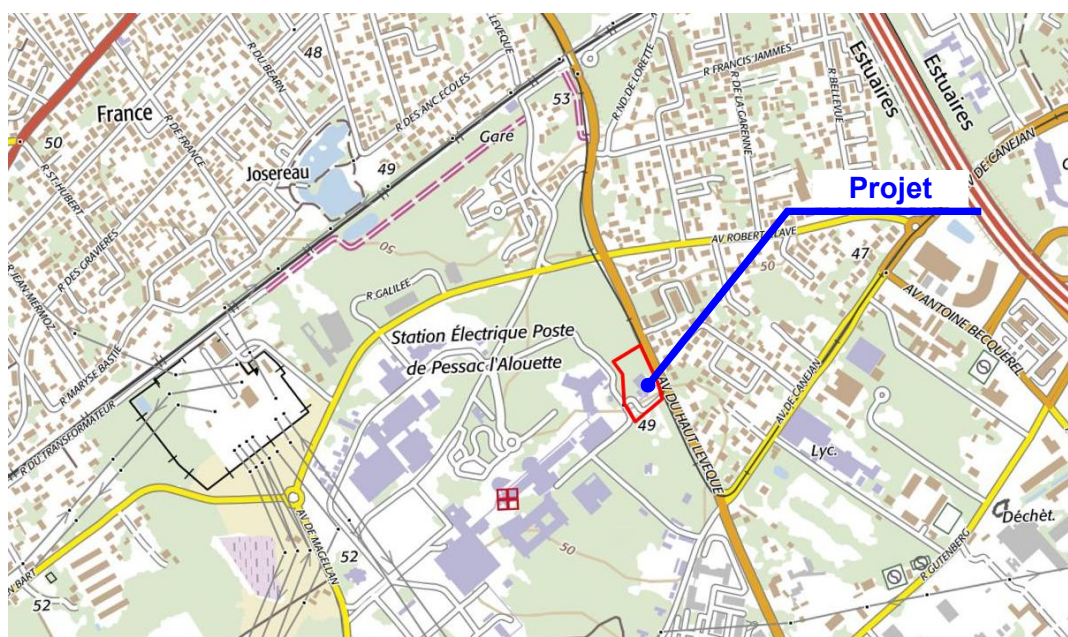
<i>Document</i>	<i>Fourni par</i>	<i>Référence</i>	<i>Format</i>	<i>Date</i>	<i>Mission</i>
Plan de masse Vues en coupe et façades	INSERM	-	PDF	12/06/2018	G2AVP
Plan de fondation et descente de charges V2	TPF ingénierie	-	PDF	24/11/2025	G2PRO

1.6. Caractéristiques générales du site

1.6.1. Localisation

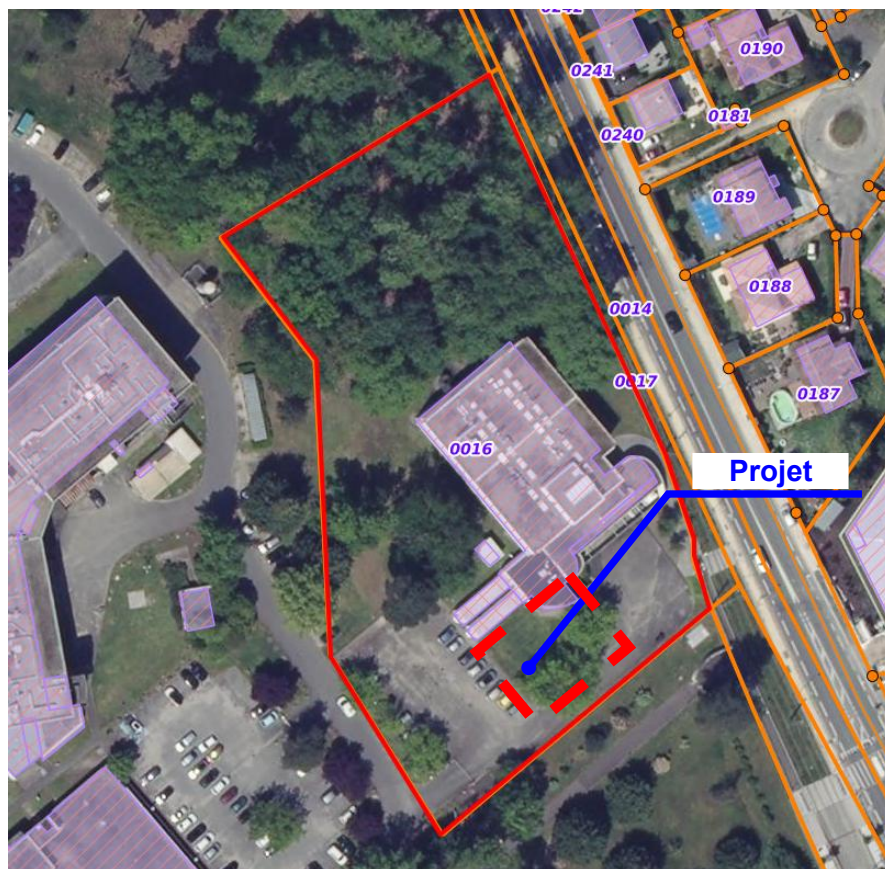
Le terrain concerné par la présente étude se situe dans le campus de l'hôpital Haut Lévêque sur la commune de PESSAC (33).

Ci-après, un plan de localisation de l'opération :



Source : www.géoportail.fr

Ci-après, un extrait du plan cadastral du secteur :



Source : www.geoportail.fr

1.6.2. Caractéristiques de la zone d'étude

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

- Le terrain est occupé par des espaces enherbés,
- L'altimétrie de la parcelle s'établit aux alentours de 49,5 NGF d'après le site Géoportail.
- Des longrines en béton servant d'appuis pour des bâtiments modulaires sont présentes sur l'emplacement du projet.

1.6.3. Contextes géologique & hydrogéologique

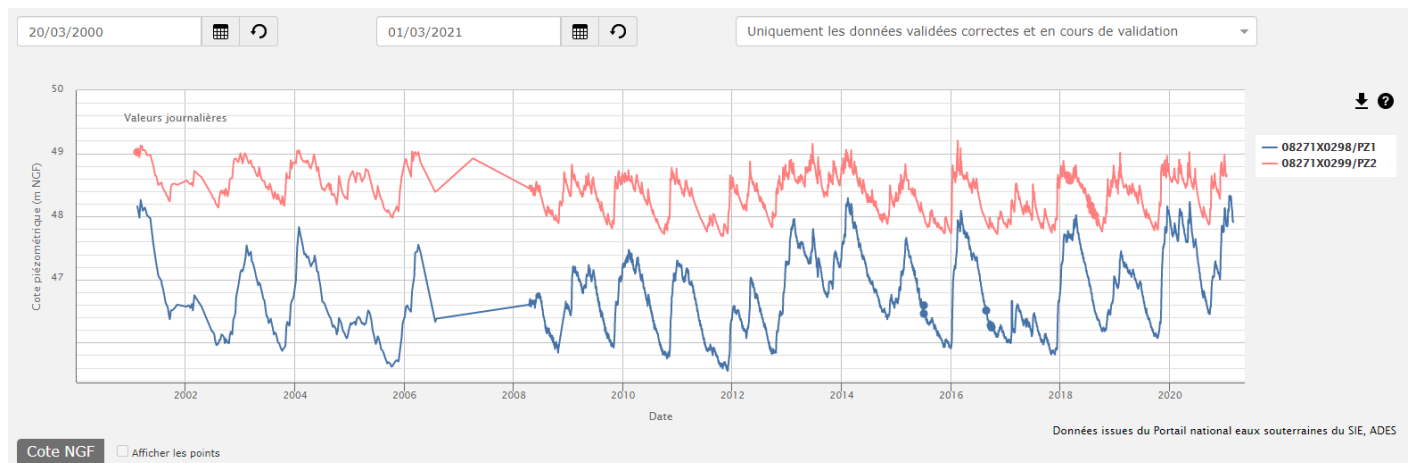
D'après les données de la carte géologique au 1/50000 du secteur (cf. extrait inséré ci-après), la succession lithologique attendue est la suivante :

- De la terre végétale, des remblais d'aménagement et d'éventuels sols remaniés ;
- CFD(1) Formations de versant. Sables argileux à graviers épars colluvionnés : épaisseur supérieure à 1m.
- Fxb Système de la Garonne : sables argileux et graviers.

Extrait de la carte géologique au 1/50000 :



Les données piézométriques disponibles sur le site ADES indiquent des fluctuations de la nappe entre les cotes NGF 49,20 à 45,55 sur un ouvrage référencé 08271X0298, situé à proximité de la zone d'étude et dans le même contexte géologique. La chronique piézométrique est insérée ci-après :



1.6.4. Risques naturels

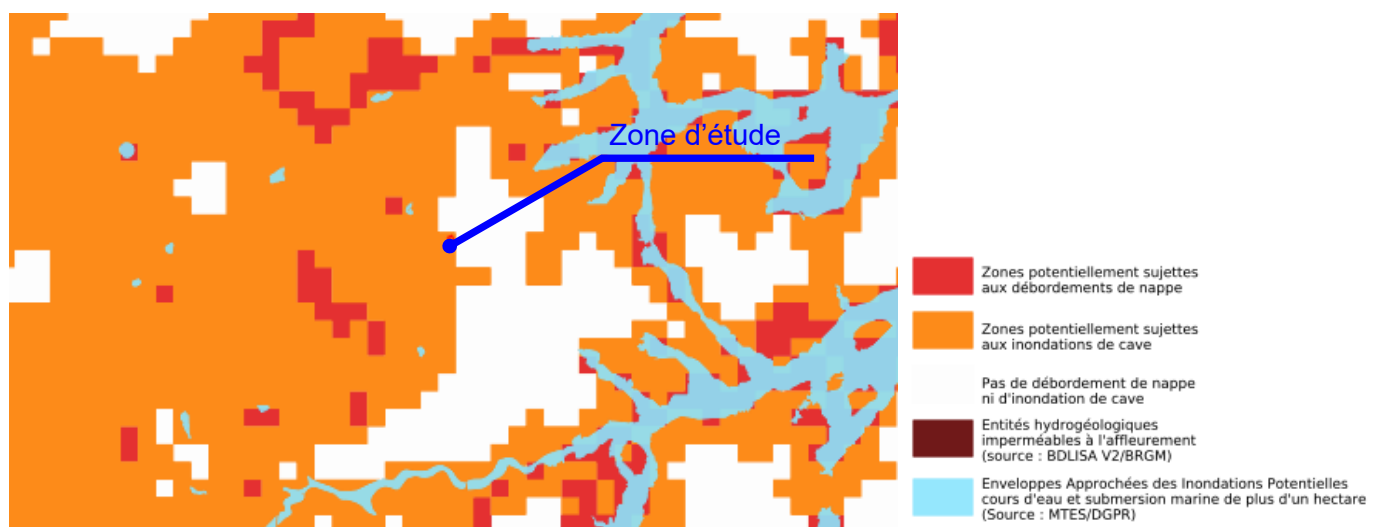
1.6.4.1. *Risque d'inondation*

D'après les indications recueillies dans le PPRi local le site est en dehors des zones d'inondation.

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

1.6.4.2. *Risque de remontée de nappe*

D'après les données issues du BRGM, le site est classé en zone potentiellement sujette aux inondations de cave (cf. extrait ci-après).

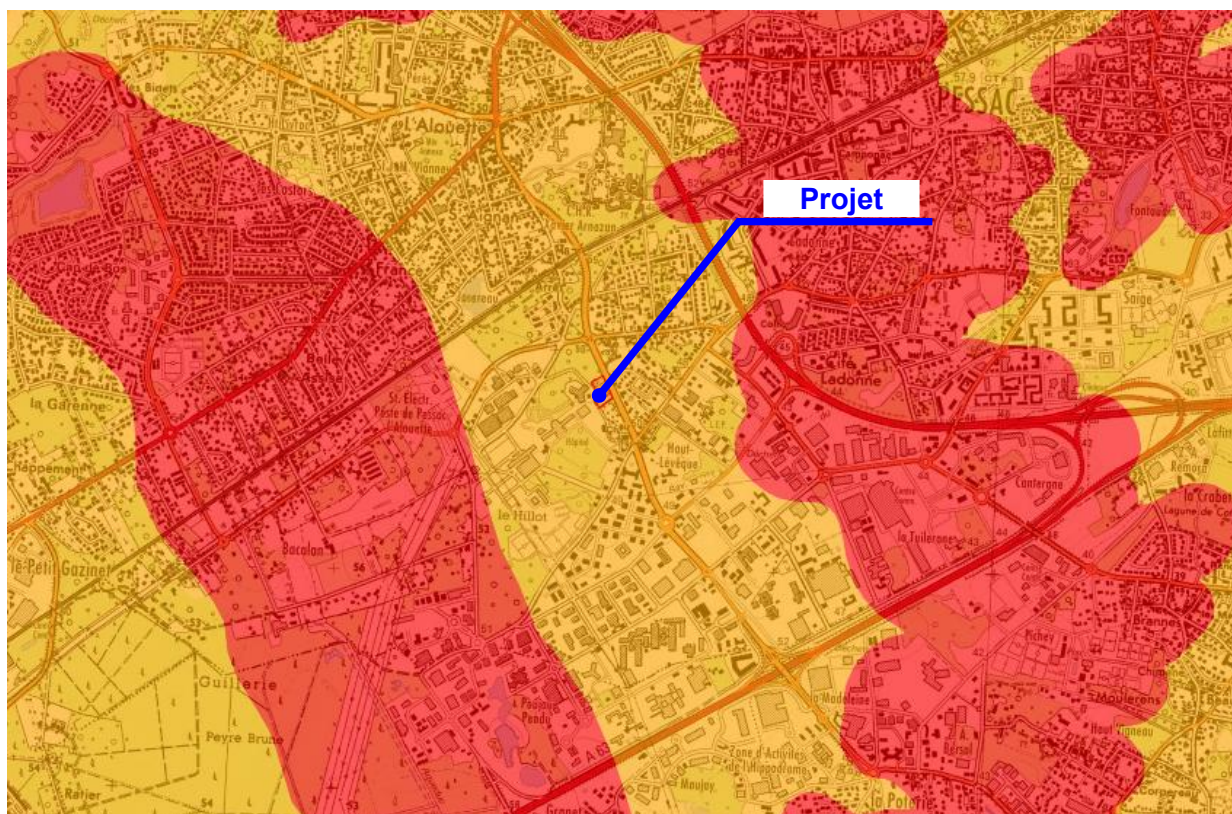


Extrait de la carte de « Remontées de nappe » du BRGM (source Infoterre)

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

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

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



1.6.4.4. **Présence de cavités**

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

1.6.4.5. **Mouvements des terrains**

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

1.6.4.6. **Risque sismique**

Selon la réglementation parasismique applicable depuis le 1^{er} mai 2011, le projet se trouve sur une commune classée en zone de sismicité 2.

Pour cette zone d'aléa et un bâtiment de catégorie 2 (à confirmer par le maître d'ouvrage), le décret n°2010-1255 n'impose pas d'exigences de construction parasismique.

2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES - RAPPELS DE L'AVP

2.1. Implantation et nivellement

Les têtes de sondages ont été nivelées en prenant comme référence le trottoir périphérique du bâtiment existant, auquel nous avons attribué la cote arbitraire 100.00 N.I. (nivellement indépendant). L'emplacement est indiqué sur le plan d'implantation des sondages.

Pour la suite du rapport, les cotes altimétriques indiquées dans le texte correspondront donc au référentiel N.I.

Remarque : Il conviendra de faire réaliser le rattachement en cotes N.G.F. à partir du référentiel que nous avons considéré.

2.2. Investigations réalisées

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

Type de sondage	Référence	Cote NI	Prof. / TN (m)
Sondages pressiométriques Norme NF P 94-110 Méthode de forage : tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	SP1 SP2	99,75 99,77	6,0
Fouilles de reconnaissance de fondations	F1 F2	99,56 99,58	1,0
Sondages semi-destructifs Méthode de forage : tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	S1	99,87	6,0
Essais au pénétromètre dynamique lourd Norme NF EN ISO 22476-2 Méthode : APAFOR	PD1	99,87	6,0

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

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

2.2.1. Essais en laboratoire

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

Type d'essai	Quantité
Teneur en eau naturelle - NF P94-050	1
Analyse granulométrique par tamisage - NF P94-056	1
Valeur au bleu du sol (VBS) - NF P94-068	1
Classification des sols (GTR) - NF P11-300	1

Les résultats détaillés des essais sont insérés en annexe 5.

2.2.1. Tests de perméabilité des sols

<i>Type d'essai de perméabilité in situ</i>	<i>Référence</i>	<i>Prof. / TN</i>
Essai Porchet	E1	50,0
	E2	50,1
	E3	50,2

Les résultats détaillés des essais sont insérés en annexe 6.

3. SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE - RAPPELS DE L'AVP

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

- les échantillons remaniés prélevés à la tarière hélicoïdale ;
- les diagrammes de résistance dynamique de pointe qui permettent d'apprécier la compacité des sols meubles jusqu'au refus éventuel avec une mesure tous les 20 cm ;
- les valeurs pressiométriques qui permettent de définir la compacité des sols ;
- les essais en laboratoire, notamment la valeur au bleu qui permettent d'appréhender le degré d'argilosité des sols ;
- les analyses granulométriques des sols.

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

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

3.1. Stratigraphie du terrain - caractéristiques mécaniques

➤ **R : Remblais sablo-graveleux**

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

- Aspect visuel : de teinte marron noir,
- Épaisseur : 1,2 à 1,4 m.
- Caractéristiques mécaniques :
 - Pression limite : $0,47 \leq p_l^* \leq 0,81$ MPa,
 - Module pressiométrique (E_M) : $5,2 \leq E_M \leq 5,4$ MPa,
- Résistance dynamique de pointe : $0,8 \leq q_d \leq 9,0$ MPa.

Des variations d'épaisseur, parfois importantes, de la couche de **remblais** (R) sont à attendre dans l'emprise du projet.

➤ **Sa : Sable grossier argileux**

- Aspect visuel : de teinte grise,
- Profondeur de la base : 1,8 à 2,0 m / TN,
- Caractéristiques mécaniques :
 - Pression limite : $p_l^* = 0,87$ MPa,
 - Module pressiométrique (E_M) : $8,4 \leq E_M \leq 9,3$ MPa,
- Résistance dynamique de pointe : $1,5 \leq q_d \leq 9,0$ MPa.

➤ **Sg : Sable grossier graveleux**

- Aspect visuel : de teinte grise,
- Profondeur de la base : 6,0 m / TN,
- Caractéristiques mécaniques :
 - Pression limite : $0,80 \leq p_i^* \leq 2,04$ MPa,
 - Module pressiométrique (E_M) : $7,0 \leq E_M \leq 20,0$ MPa,
 - Résistance dynamique de pointe : $3,5 \leq q_d \leq 7,0$ MPa.

3.2. Résultats d'essais en laboratoire

Le tableau suivant présente les résultats des essais en laboratoire :

Sondage	SP1
Id. formation	Sa
Nature de sol	Sable argileux marron
Profondeur (m)	1,5
Teneur en eau naturelle W_{nat} (%)	14,2
Valeur au bleu du sol VBS	0,80
Passant 80 μ m	28,7
Classe GTR 92	B5

3.3. Sensibilité au retrait-gonflement des sols argileux

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

Passant à 80 μm (%)	Valeur au bleu VBS	Activité des argiles A_{CB}	Sensibilité du sol à la variation de volume
> 80	> 4	> 10	Forte
> 40	1.5 à 4	4 à 10	Moyenne
< 40	< 1.5	< 4	Faible

Le tableau ci-dessous rappelle les caractéristiques obtenues :

<i>Sol</i>	<i>Passant à 80 µm (%)</i>	<i>Valeur au bleu VBS</i>	<i>Sensibilité du sol à la variation de volume</i>
SP1	28,7	0,80	Faible

Il résulte que les sols en place sont faiblement sensibles au phénomène du retrait-gonflement.

3.4. Agressivité des eaux sur le béton

Les analyses chimiques effectuées sur les sols et l'eau de la nappe donnent les résultats suivants :

	Seuils				PZ1
	« XA0 »	XA1	XA2	XA3	
Critères sur eau					
pH	> 6.5	5.5 à 6.5	4.5 à < 5.5	4.0 à < 4.5	5,3
SO ₄ ²⁻ (mg/L)	< 200	200 à 600	> 600 à 3000	> 3000 à 6000	19
NH ₄ ⁺ (mg/L)	< 15	15 à 30	31 à 60	61 à 100	1,4
Mg ²⁺ (mg/L)	< 300	300 à 1000	> 1000 à 3000	> 3000	10000
CO ₂ agr. (mg/L)	< 15	15 à 40	> 40 à 100	> 100	140

Il résulte que l'ensemble du site présente un caractère fortement agressif vis-à-vis du béton. La classe correspondante à retenir est XA3.

Cette classification est à compléter par rapport à d'autres critères qui ne relèvent pas de la géotechnique.

3.5. Niveaux des eaux souterraines

Lors de notre intervention sur site en Février 2021, des niveaux d'eau non stabilisés ont été mesurés au droit des sondages, entre 1,5 et 1,9 m de profondeur, soit entre les cotes 98,37 à 97,85 NI. Ces profondeurs correspondent sensiblement aux niveaux de nappe des chroniques piézométriques du point 08271X0298.

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

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

3.6. Perméabilité des sols

Il est rappelé que les essais de perméabilité sont réalisés sur des surfaces très limitées et en nombre limité. Dans le cas où des pompages ou rabattements de nappe seraient nécessaires en phase chantier ou en phase d'exploitation, seuls des essais de pompage en quantité suffisante et représentative au regard du contexte stratigraphique du site permettraient d'obtenir une estimation réaliste des débits d'exhaure.

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

<i>Formation</i>	<i>Nature du sol</i>	<i>Type d'essai</i>	<i>Profondeur (m)</i>	<i>Coefficient de perméabilité</i>	
				<i>K (m/s)</i>	<i>K (mm/h)</i>
01	Sable +/- argileux	Porchet	0,6	2,08 ^{E-05}	75
01	Sable +/- argileux	Porchet	0,5	1,46 ^{E-05}	52
01	Sable +/- argileux	Porchet	0,5	1,59 ^{E-05}	57

Ci-dessous, une indication du degré de perméabilité en fonction de la perméabilité mesurée :

Ordre de grandeur de la perméabilité k	Degré de perméabilité correspondant
10 ⁻¹ à 10 ⁻³ m/s	Elevée
10 ⁻³ à 10 ⁻⁵ m/s	Modérée
10 ⁻⁵ à 10 ⁻⁷ m/s	Faible
10 ⁻⁷ à 10 ⁻⁹ m/s	Très faible
10 ⁻⁹ à 10 ⁻¹² m/s	Quasi-nulle

Nous attirons toutefois l'attention sur le fait que les essais caractérisent les terrains très localement (c'est-à-dire au droit des sondages et à la profondeur de l'essai) du fait des dimensions limitées des cavités d'essais. Les valeurs de perméabilité peuvent varier dans de larges limites à l'échelle du projet, notamment selon les variations de la granularité des terrains.

De plus, ces valeurs ponctuelles peuvent s'écarter de la valeur de la perméabilité à grande échelle. Nous conseillons donc à l'équipe de conception de tenir compte des risques d'hétérogénéité et de retenir des valeurs prudentes par type de sol, dans un souci de sécurité vis-à-vis du dimensionnement des ouvrages.

3.7. Reconnaissances sur ouvrages existants et avoisinants

Étant donné la présence d'ouvrages mitoyens ou avoisinants au projet, deux fouilles de reconnaissance des fondations a été réalisée.

Le tableau inséré ci-après présente les principaux résultats :

<i>Excavation</i>	<i>F1</i>	<i>F2</i>
<i>Ouvrage concerné</i>	<i>Mur</i>	<i>Angle du Mur N-O de l'existant</i>
Type de fondation	Longrine	Semelles isolées

Cote du terrain actuel (NI)	99,56	99,58
Débord extérieur (m)	-	0,35
Épaisseur de semelle (m)	-	0,20
Hauteur du soubassement (m)	0,30	0,30
Longueur de la semelle B (m)	-	0,80
Profondeur d'assise (m)	0,30	0,50
Cote d'assise (NI)	99,26	99,08
Sol d'assise correspondant	Sa	Sa

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

Nous n'avons pas trouvé de fondations en F1, seulement la longrine du mur existant.

Compte tenu des caractéristiques de la structure supportée par la fondation examinée, celle-ci est supposée symétrique, D'après nos relevés géométriques du mur supporté, on déduit une largeur approximative de la fondation de 0,80 à 1,00 m. C'est une première approche étant entendu que seule une reconnaissance exhaustive permettra de relever la dimension précise de la fondation.

4. APPLICATIONS GEOTECHNIQUES AU PROJET

4.1. Modèle géotechnique retenu

Le modèle géotechnique a pour but de fixer la coupe de sols et les propriétés mécaniques caractéristiques que nous avons retenues pour chaque faciès, en vue de réaliser les calculs de prédimensionnement des ouvrages géotechniques.

Les paramètres indiqués dans le modèle sont les plus représentatifs au regard des résultats des essais, des hétérogénéités observées dans chaque sol et du nombre d'essais.

Les caractéristiques retenues sont données dans le tableau ci-après :

Id.	Description	Prof.de base (m/TN)	Prof.de base (NI)	Résistance de pointe q_d (MPa)	Valeurs pressiométriques		α
					p_i^* (MPa)	E_M (MPa)	
R	Remblais sablo-graveleux	1,4	98,4	2,0	0,64	5,3	1/3
Sa	Sable grossier argileux	2,0	97,8	7,0	0,87	8,9	1/3
Sg	Sable grossier graveleux	6,0	93,8	5,0	1,37	14,2	1/3

p_i : pression limite nette / E_M : Module pressiométrique / α : Coefficient rhéologique du sol
 q_d : résistance dynamique de pointe

Note importante : la profondeur et la cote altimétrique des différentes limites de couches étant variables, elles seront considérées au cas par cas en fonction du type de structure considéré et du modèle de calcul le plus pertinent (type « modèle de terrain » ou sondage spécifique).

4.2. Niveaux caractéristiques des eaux souterraines

D'après les résultats des investigations effectuées, aucun niveau d'eau n'est retenu.

En cas de venues d'eau en phase chantier, l'entreprise devra alerter immédiatement son géotechnicien dans le cadre d'une mission de suivi géotechnique d'exécution. Il définira des dispositions spécifiques adaptées à mettre en œuvre le plus rapidement possible (captage, drainage, drains horizontaux...).

Le géotechnicien associé à la maîtrise d'œuvre devra également être sollicité dans le cadre d'une mission de supervision géotechnique d'exécution pour validation.

4.3. La zone d'influence géotechnique (ZIG)

Compte tenu de la topographie sensiblement plane du secteur du projet et des caractéristiques des ouvrages à réaliser sans locaux enterrés, l'impact du projet en phase travaux et en phase d'exploitation est théoriquement limité au tènement du projet. Il inclue donc le bâtiment existant conservé et mitoyen au projet.

4.4. Adaptations du projet aux conditions géotechniques

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

- La construction en limite de bâtiments dont les fondations sont débordantes.
- La présence possible de vestiges de fondations et/ou d'ouvrages enterrés dans l'emprise de l'ouvrage.
- La présence de remblais hétérogènes sur de fortes épaisseurs.
- La sensibilité des terrains à l'eau.

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

- La mise en œuvre d'un drainage des sols pour assainissement de la plateforme de travail,
- Si nécessaire, la mise en œuvre d'un pompage pour abaisser préalablement le niveau de la nappe selon la période de travaux,
- La réalisation d'un mode de fondations superficielles,
- La réalisation d'un niveau-bas de type plancher porté.

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

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

Nous rappelons que la construction existante côté Nord du projet sera directement mitoyenne au projet. Il s'agit d'une construction de plain-pied sans sous-sol dont le niveau fini est situé à la cote 100 NI.

La fouille de reconnaissance F1 effectuée au droit du bâtiment mitoyen a permis de visualiser une semelle isolée assise à 0,50 m de profondeur, soit à la cote 99,08 m NI.

Par ailleurs, l'entreprise est invitée à procéder à des investigations complémentaires, au démarrage des travaux, qui permettront de confirmer et d'affiner l'encastrement des fondations existantes pour adapter ses techniques de travaux.

Toutes les précautions devront être prises par l'entreprise pour éviter tout dommage aux existants tant en phase travaux que définitive.

Compte tenu du débord de la fondation observée il conviendra de privilégier la mise en place d'un plancher en console.

Les nouvelles fondations mitoyennes devront être encastrees au-delà des fondations existantes.

Dans tous les cas, les règles suivantes devront être respectées :

- **Mitoyenneté directe : compte tenu de la profondeur d'encastrement entre 0.3 et 0.5 m des fondations existante, il conviendra de prévoir de reprendre en sous œuvre l'ouvrage existant.**
- **Fondations avoisinantes : il conviendra de respecter la règle des 3/2 entre les arrêtes des fondations les plus proches.**
- **Dans la mesure où le principe de fondation sera mixte, l'extension devra être désolidarisée du bâtiment existant par la présence d'un joint de construction permettant le tassement différentiel.**

5. CONCEPTION DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

5.1. Principes généraux de terrassements

5.1.1. Travaux préparatoires

5.1.1.1. *Décapage de surface*

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

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

5.1.1.2. *Travaux de démolitions*

Les démolitions prévues devront comprendre l'extraction complète des soubassements et ouvrages enterrés avec comblement des cavités induites à l'aide de matériaux d'apport correctement compactés.

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

La présence de blocs, maçonneries, ouvrages ou obstacles enterrés pourra engendrer des difficultés de terrassements, mais devront être purgés obligatoirement afin d'éviter tout phénomène de "point dur".

Aucune nouvelle fondation ne prendra appui dans ces zones purgées ou substituées.

En fonction des éléments obtenus ci-avant, des adaptations des ouvrages géotechniques du projet pourront être nécessaires (purges, substitution, choix des techniques...).

5.1.2. Aménagement des plateformes

5.1.2.1. *Drainage du terrain*

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

Nous rappelons que les niveaux d'eaux souterraines ont été relevés lors de la réalisation des sondages entre 1,5 et 1,9 m de profondeur (cotes 98,37 à 97,87 NI). Le niveau des eaux souterraines étant susceptible de remonter, on pourra s'attendre à la présence d'eau sous le fond de forme.

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

Pour éviter toute stagnation d'eau et faciliter l'écoulement des eaux vers les drains, les plateformes devront être réglées en conservant des pentes latérales suffisantes ($\geq 1.5\%$).

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

5.1.2.2. **Réalisation des déblais**

Les terrassements en déblai pourront être réalisés à l'aide d'engins classiques de moyenne puissance. Pour éviter d'altérer les sols en place, il sera préférable d'avancer le déblaiement « en rétro ».

Compte tenu des altitudes fixées pour le niveau bas du projet, des épaisseurs de structures au sol et de la couche de forme, estimées globalement à 0,70 m, le fond de forme devrait se situer dans les remblais sablo-graveleux qui est de bonne compacité.

5.1.2.3. **Fond de forme**

En cas de portance locale insuffisante du fond de forme après décapage et drainage du terrain, on pourra envisager son renforcement par une des techniques suivantes :

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

Ces aménagements devront conduire à l'obtention d'une portance minimale EV2 de 20 à 30 MPa.

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

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

5.1.3. **Conditions d'utilisation de matériaux d'apport**

La mise en œuvre de matériaux d'apport de carrière, dont la qualité sera maîtrisée, est conseillée pour la réalisation de la couche de forme.

Les apports devront être granulaires, insensibles à l'eau et de granulométrie continue. Il peut s'agir de matériaux de type D_2 / D_3 ou R_{21} / R_{61} .

La granulométrie des matériaux employés en couche de forme doit être comprise entre 0/40 et 0/80. La couche de réglage doit être de granulométrie 0/31.5.

5.2. Conception des niveaux-bas

A ce stade du projet, il est prévu la réalisation d'un plancher porté par les fondations.

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

D'après le plan de fondation transmis il est prévu la réalisation de massifs de fondation.

5.3.1. Sol d'assise et conditions d'ancrage

Les fondations seront ancrées dans la couche de sable grossier argileux gris.

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

- Au-delà de tous remblais (la mise hors-gel sera respecté avec 0,6 m / TF),
- Assurer un ancrage d'au moins 0,2 m dans la couche d'assise désignée ci-dessus et au-delà de tout remblai éventuel et/ou terrains remaniés par les travaux ou les intempéries,

La profondeur d'assise des fondations sera calculée à l'aide des coupes de sondages et sera fonction du calage altimétrique du projet et notamment du niveau inférieur. Au droit de nos sondages la profondeur d'assise devrait être de 1,60 m de profondeur.

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

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

5.3.2. Contrainte admissible

Les contraintes admissibles ont été évaluées par la méthode pressiométrique.

Compte tenu de la nature des sols d'assise des fondations et des résultats des essais effectués, les contraintes à retenir au stade du projet, sont :

ELS caractéristiques	ELU fondamentaux
300 kPa x $i\delta$ x $i\beta$	490 kPa x $i\delta$ x $i\beta$

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

5.3.3. Vérification des capacités portantes aux ELS/ELU

Il faut vérifier que :

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

Avec : V_d = charge transmise par la fondation superficielle au terrain, y compris poids propre de la semelle

R_0 = charge due au poids de sol excavé pour la réalisation des fondations

$$R_0 = A \cdot q_0 \quad \text{avec} \quad A = \text{surface de la fondation}$$

q_0 = contrainte verticale effective dans le sol au niveau de la base de la fondation

$R_{v;d}$ = résistance nette du terrain sous la fondation superficielle :

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

Avec : $R_{v;k}$ = résistance caractéristique nette du terrain sous la fondation superficielle
 $\gamma_{R;v}$ = facteur partiel, égal à 1,4 aux Etats Limites Ultimes et à 2,3 aux Etats Limites de Service
 $\gamma_{R;d;v}$ = coefficient de modèle, égal à 1,2 pour la méthode pressiométrique
 q_{net} = contrainte de rupture du sol nette

$$q_{net} = k_p \cdot P_{le}^* \cdot i\delta \cdot i\beta$$

Avec : k_p = facteur de portance pressiométrique, fonction de la hauteur d'encastrement relative D_e , de la géométrie de la semelle et du facteur de portance k_{p0}

P_{le}^* = pression limite nette équivalente

$i\delta$ = coefficient de réduction lié à l'inclinaison du chargement, pris égal à 1 pour une charge verticale

$i\beta$ = coefficient de réduction lié à la proximité d'un talus, pris égal à 1 pour un terrain plat

Elles ont été vérifiées sur la base des descentes de charges et du plan de fondation transmis et sont les suivantes :

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	q _{ref} (kPa)	Note de calculs
M1	ELS quasi-permanent	195	1.0*1.0	1.6	195	1
	ELS caractéristiques	230			230	

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	q _{ref} (kPa)	Note de calculs
M2	ELS quasi-permanent	109	1.1*1.1	1.6	90	2
	ELS caractéristiques	115			95	

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	q _{ref} (kPa)	Note de calculs
M3	ELS quasi-permanent	194	1.3*1.3	1.6	115	3
	ELS caractéristiques	214			127	

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	q _{ref} (kPa)	Note de calculs
M4	ELS quasi-permanent	194	1.5*1.1	1.6	129	4
	ELS caractéristiques	224.0			150	

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	q _{ref} (kPa)	Note de calculs
M5	ELS quasi-permanent	194	1.6*1.6	1.6	76	5
	ELS caractéristiques	206			80	

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	q _{ref} (kPa)	Note de calculs
M6	ELS quasi-permanent	259	1.9*1.9	1.6	72	6
	ELS caractéristiques	279			77	

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	q _{ref} (kPa)	Note de calculs
M7	ELS quasi-permanent	127	1.0*1.0	1.6	71	7
	ELS caractéristiques	133			74	

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	q _{ref} (kPa)	Note de calculs
M8	ELS quasi-permanent	306	1.0*1.0	1.6	105	8
	ELS caractéristiques	317			108	

Les contraintes sont vérifiées au droit du projet. La contrainte étant de 300 kPa nous invitons le bureau d'étude structure optimiser les dimensions des fondations.

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

5.3.4. Vérification au glissement à l'ELU

Fondation	Etat limite	H _d (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	R _h ; d (kN)	Note de calculs
M1	ELU V+	11.29	1.0*1.0	1.6	#152	1
	ELU V-	10.0			#156	

Fondation	Etat limite	H _d (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	R _h ; d (kN)	Note de calculs
M2	ELU V+	11.2	1.1*1.1	1.6	#75	2
	ELU V-	9.3			#78	

Fondation	Etat limite	H _d (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	R _h ; d (kN)	Note de calculs
M3	ELU V+	10.3	1.3*1.3	1.6	#118	3
	ELU V-	12.7			#161	

Fondation	Etat limite	H _d (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	R _h ; d (kN)	Note de calculs
M4	ELU V+	11.5	1.0*1.5	1.6	#148	4
	ELU V-	9.0			#152	

Fondation	Etat limite	Hd (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	Rh; d (kN)	Note de calculs
M5	ELU V+	10.5	1.6*1.6	1.6	#131	5
	ELU V-	15.6			#143	

Fondation	Etat limite	Hd (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	Rh; d (kN)	Note de calculs
M6	ELU V+	0.1	1.9*1.9	1.6	#182	6
	ELU V-	10.4			#189	

Fondation	Etat limite	Hd (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	Rh; d (kN)	Note de calculs
M7	ELU V+	14.3	1.0*1.8	1.6	#85	7
	ELU V-	6.3			#89	

Fondation	Etat limite	Hd (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	Rh; d (kN)	Note de calculs
M8	ELU V+	1.3	1.3*2.25	1.6	#184	8
	ELU V-	12.3			#248	

En conclusion les effort horizontaux sont repris par les fondations pour les paramètre de sols et les charges verticales définis.

5.3.5. Evaluation préliminaire des tassements aux ELS

Les calculs des tassements ont été réalisés sur la base de la méthode pressiométrique selon le modèle géotechnique mis en avant précédemment et en fonction des dimensions et cas de charges transmis :

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	Tassements s (cm)	Note de calculs
M1	ELS quasi-permanent	195	1.0*1.0	1.6	#0.3	1
	ELS caractéristiques	230			#0.4	

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	Tassements s (cm)	Note de calculs
M2	ELS quasi-permanent	109	1.1*1.1	1.6	#0.2	2
	ELS caractéristiques	115			#0.2	

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	Tassements s (cm)	Note de calculs
M3	ELS quasi-permanent	194	1.3*1.3	1.6	#0.2	3
	ELS caractéristiques	214			#0.2	

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	Tassements s (cm)	Note de calculs
M4	ELS quasi-permanent	194	1.5*1.1	1.6	#0.2	4
	ELS caractéristiques	224.0			#0.3	

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	Tassements s (cm)	Note de calculs
M5	ELS quasi-permanent	194	1.6*1.6	1.6	#0.2	5
	ELS caractéristiques	206			#0.2	

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	Tassements s (cm)	Note de calculs
M6	ELS quasi-permanent	259	1.9*1.9	1.6	#0.2	6
	ELS caractéristiques	279			#0.2	

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	Tassements s (cm)	Note de calculs
M7	ELS quasi-permanent	127	1.0*1.8	1.6	#0.1	7
	ELS caractéristiques	133			#0.1	

Fondation	Etat limite	Charge (kN)	Dimensions de la fondation (m)	Profondeur / terrain fini (m)	Tassements s (cm)	Note de calculs
M8	ELS quasi-permanent	306	1.3*2.25	1.6	#0.2	8
	ELS caractéristiques	317			#0.2	

5.3.6. Conditions et précautions d'exécution des fondations

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

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

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

- Pour des raisons de bonne exécution, la largeur des fondations doit être supérieure à 0.45 m pour des semelles filantes et à 0.7 m pour des semelles isolées (cela permet d'assurer un enrobage correct des armatures standards).
- En cas d'attente forcée entre la fin de l'excavation et le bétonnage, un béton de propreté sera immédiatement coulé après terrassement afin d'éviter l'altération du sol de fondation.
- Le long des mitoyens, les cotes d'assise des nouvelles fondations devront être définies dans le cadre des adaptations retenues prenant en compte les caractéristiques des fondations existantes. Dans le cas d'un massif contre un appui filant ou encore d'une semelle filante perpendiculaire à une autre, une sur-profondeur peut être tolérée à condition, le cas échéant, de prévoir les blindages adéquats.

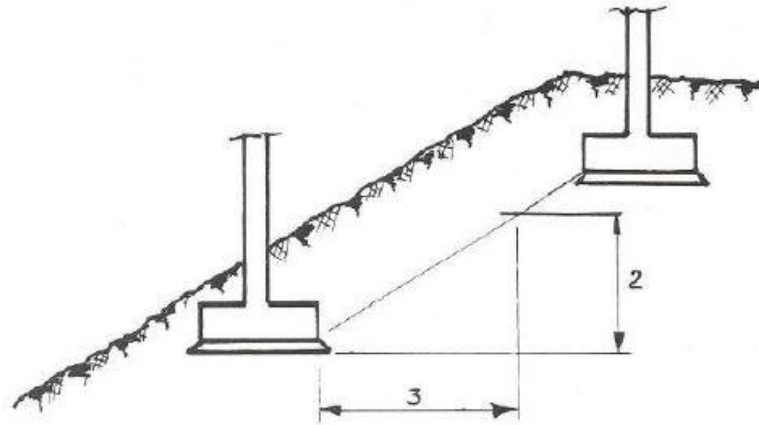
Par ailleurs, les adaptations structurelles suivantes doivent être prises en compte :

- En vue de limiter l'effet des tassements différentiels prévisibles, le soubassement de la construction devra être rigidifié.

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

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

Dans les zones non soumises à la réglementation sismique, des fondations établies à des niveaux différents et à proximité de talus doivent respecter la règle des 3 de base pour 2 de hauteur entre arêtes de fondations et/ou pied de talus.



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

5.4. Protection des ouvrages contre l'eau

À long terme, des dispositions techniques seront à prévoir vis à vis de la nappe et des venues d'eau. Elles sont évoquées ci-après.

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

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

Une protection des murs enterrés contre l'humidité doit donc être prévue selon les règles de l'art (cf. DTU 20.1).

L'évacuation des eaux récupérées se fera soit gravitairement si les pentes et les exutoires le permettent, soit à l'aide de fosses de récupération associées à des pompes de relevage. Les eaux de ruissellement des plateformes au pourtour du bâtiment ne devront préférentiellement pas être dirigées vers le bâtiment.

Les drainages provisoires de chantier devront être raccordés à un exutoire adapté par gravitation ou par l'intermédiaire de pompes de relevage.

Le rejet des eaux de drainage dans les réseaux sera soumis à l'autorisation des services compétents concernés.

Un entretien régulier des ouvrages de drainage devra être assuré par le maître d'ouvrage afin de garantir la pérennité de son fonctionnement.

5.5. Protection vis-à-vis du risque sismique

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

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

6. ALEAS RESIDUELS ET RISQUES ASSOCIES

A l'issue de la présente étude, les aléas et incertitudes géologiques subsistants concernent principalement :

- Les variations d'épaisseur des couches identifiées. Au stade de l'exécution, la supervision géotechnique doit intervenir pour vérifier la présence des sols conformes aux résultats des études, ou, à défaut, pour définir en coordination avec la Maîtrise d'œuvre, les adaptations à envisager.
- La présence de vestiges enterrés non identifiés. En cas de rencontre il faudra évaluer l'importance des vestiges en vue de déterminer les mesures à prendre.
- Les éventuels remaniements du terrain ultérieurs à notre intervention.

7. CONDITIONS GENERALES DE VALIDITE DU RAPPORT

Le présent rapport a été établi en fonction des données transmises. Il conclut la mission G2 phase PRO qui nous a été confiée par INSERM DR NOUVELLE ATLANTIQUE.

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

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

Rédacteur
F.SYMULAK
Chargé d'affaire

Vérificateur
A.ANTIGNY
Ingénieure conception

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

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

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases :

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.
- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases :

Phase Avant-projet (AVP)

Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.

- Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).
- Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

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

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

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

Phase Étude

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

Phase Suivi

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

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

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

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

Annexe 2 : Conditions de validité de l'étude

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

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

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

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

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

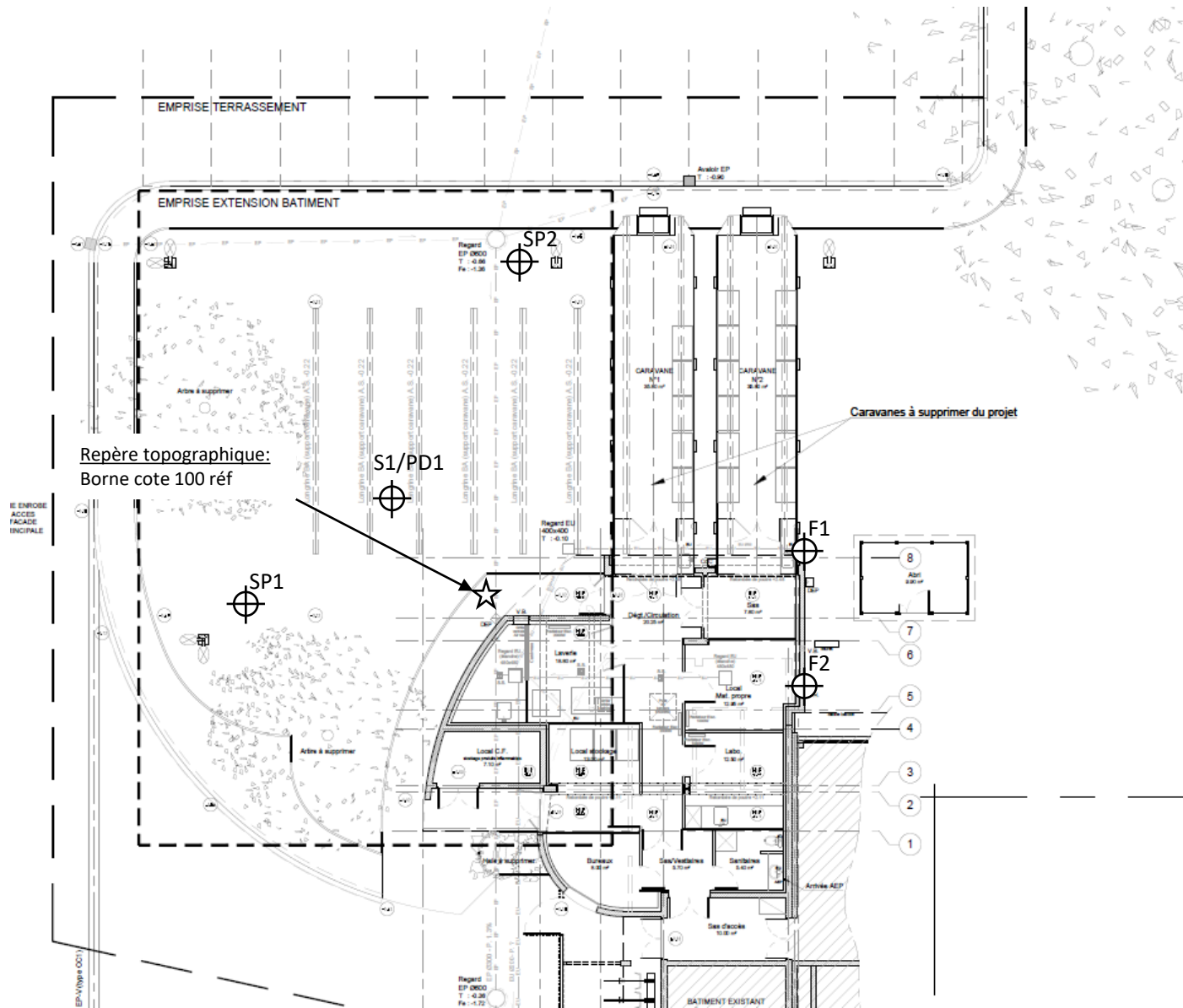
6 - Nous recommandons que toutes les opérations de construction en relation avec les terrassements et les fondations soient inspectées par un ingénieur géotechnicien afin d'assurer que les dispositions constructives soient totalement accomplies pendant les travaux.



Annexe 3 : **Implantation des sondages**

Légende:

- S1  Sondage géologique
- PD1  Essai pénétrométrique
- SP1  Sondage pressiométrique
- F1  Reconnaissance de fondations



PLAN D'IMPLANTATION DES SONDRAGES

EBc2021-01-390

PESSAC (33)

Février 2020



Légende:

E



Essai d'infiltration



GÉotechnique
sciences de la terre sas

PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES

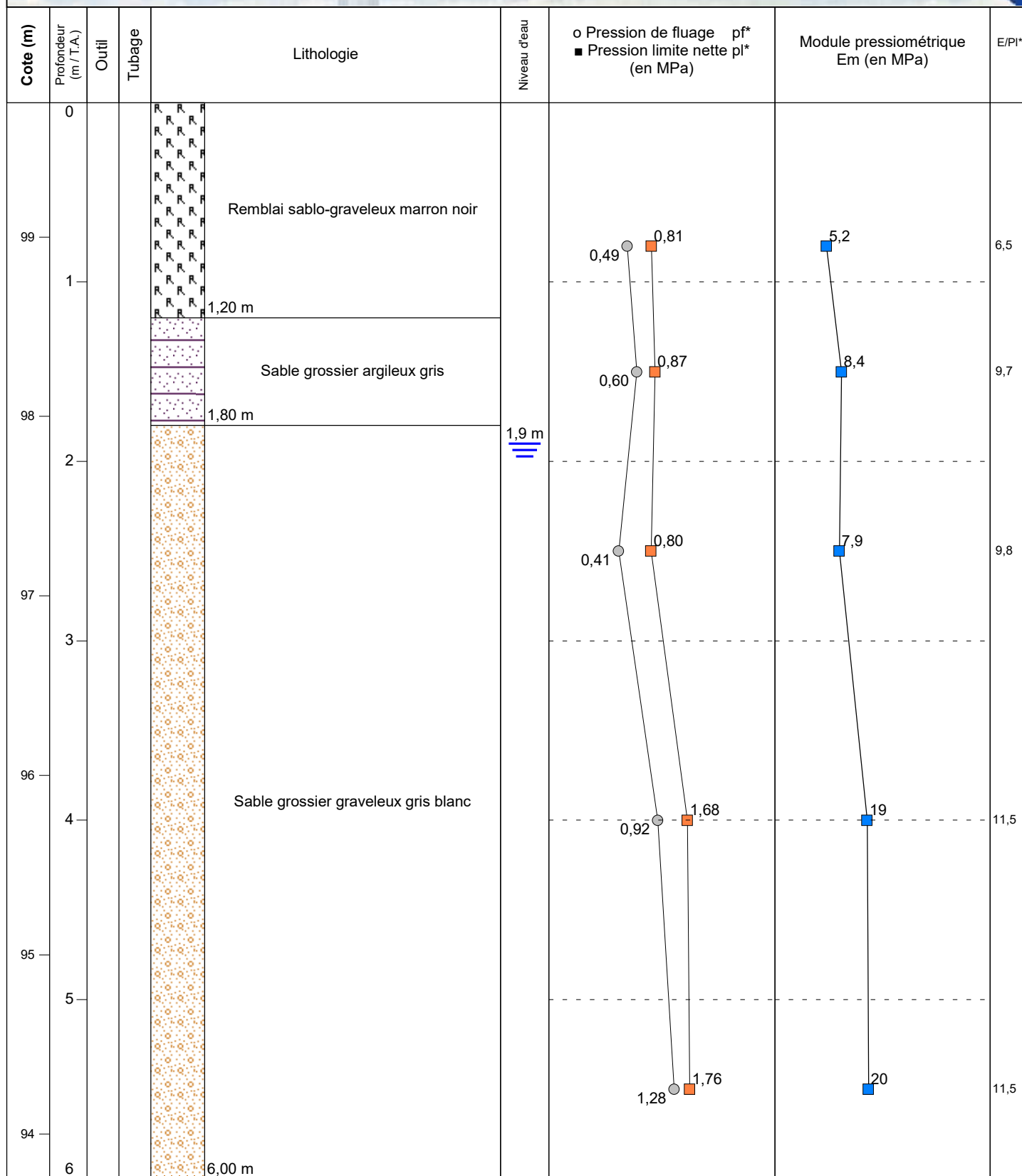
PESSAC (33)

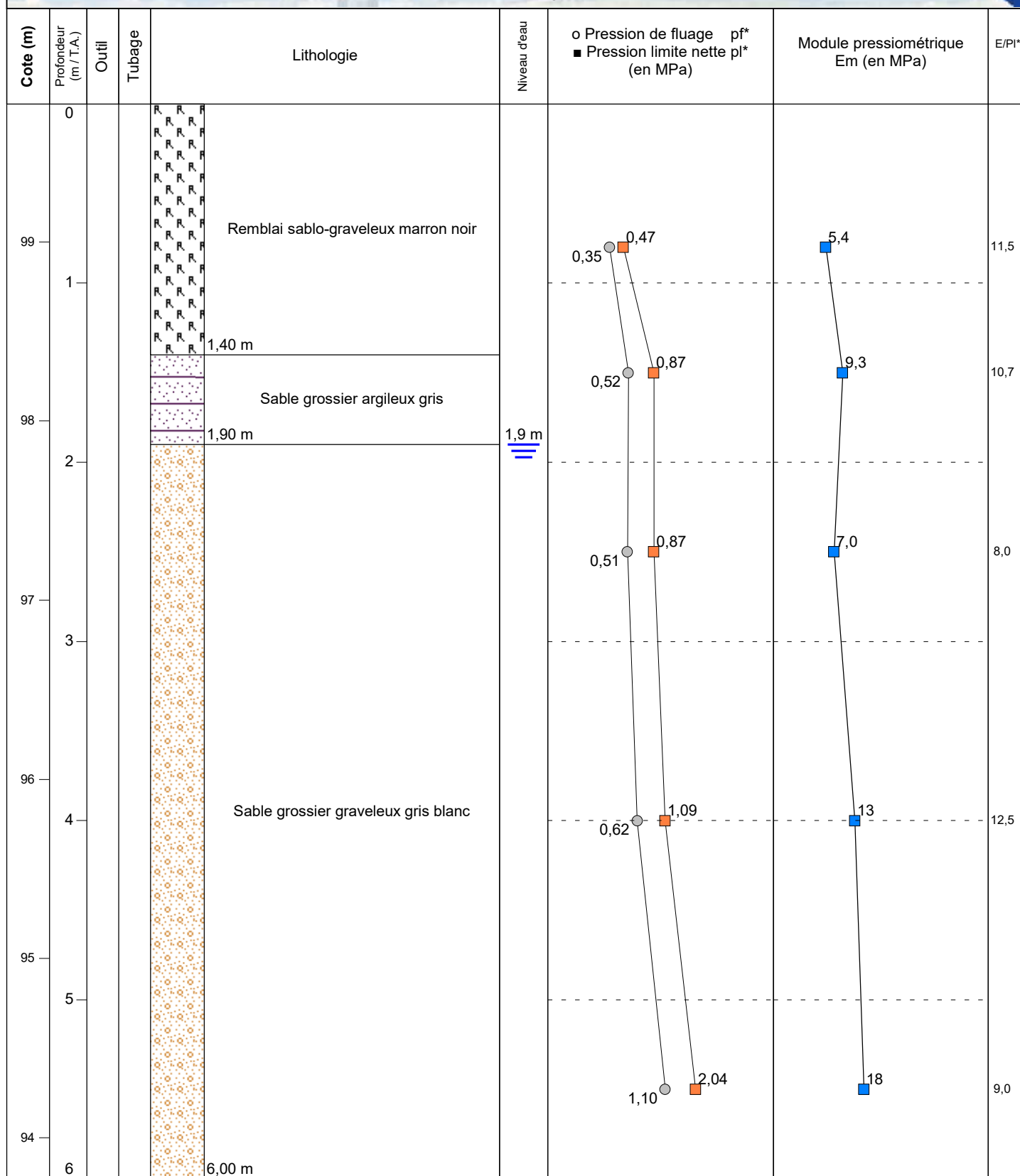
2021-01-390

Décembre 2025



Annexe 4 : **Coupes de sondages**





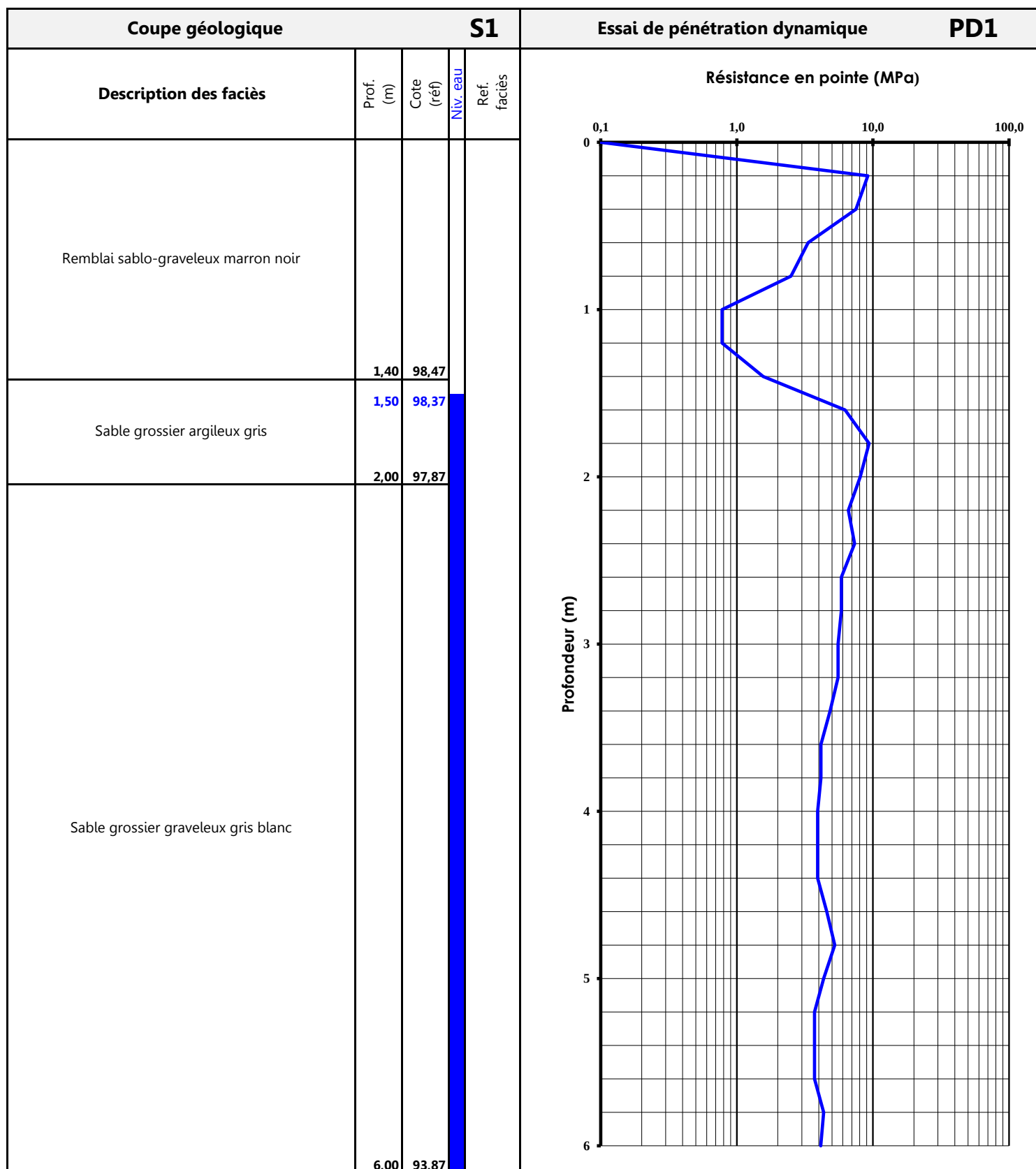
SONDAGE GEOLOGIQUE ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE



Affaire: **PESSAC - 33**
 INSERM U1034
 Dossier: **EBc2021-01-390**
 Date: 17/02/2021
 Cote (réf) : 99,87

S1

PD1



Observations:	Prof. (m)
Arrêt volontaire du sondage	6,00
Niveau d'eau en fin de sondage	1,50
Arrêt volontaire de l'essai de pénétration dynamique	6,00

Caractéristiques		Soco 35
Poids du mouton	(kg)	63,5
hauteur de chute	(m)	0,75
poids mort	(kg)	21
hauteur initiale	(m)	1
poids d'une tige	(kg)	6,2

Annexe 5 : **Essais en laboratoire**



TABLEAU DE RESULTATS DES ANALYSES EN LABORATOIRE

AFFAIRE : PESSAC (33)

Dossier : EBc2021-01-390

Date: 02/03/2021

N°sondage	Profondeur (m)	Nature	Wnat (%)	VB sur 0/5mm	VBS sur 0/50mm	Granulométrie			Classification GTR
						Dmax (mm)	<2mm (%)	<0,08mm (%)	
SP1	1,50	Sable argileux marron	14,2	0,80	0,80	2	99,3	28,7	B5

IDENTIFICATION GEOTECHNIQUE D'UN ECHANTILLON DE SOL
Selon Guide Technique SETRA/LCPC
"Réalisation des remblais et des couches de forme
Fascicules I et II -Juillet 2000"

INFORMATIONS GENERALES

Affaire :	PESSAC (33)	N°dossier :	EBc2021-01-390
N°sondage :	SP1	Nature :	Sable argileux marron
Profondeur (m) :	1,50	Date :	02/03/2021

DETERMINATION DE LA TENEUR EN EAU PONDERALE
Méthode par étuvage
NF P 94-050

Température d'étuvage	°C	105,5
Masse de la tare	g	12,5
Masse humide	g	341,4
Masse sèche	g	300,6
Résultats		
Teneur en eau - W%	%	14,2

DETERMINATION DE LA VALEUR DE BLEU DE METHYLENE
NF P 94-068

Masse sèche	g	25,1
Bleu de méthylène à 10g/l injecté	mL	20,0
Résultats		
VB sur 0/5mm		0,80
Valeur de bleu de méthylène du sol (en g de bleu pour 100g de sol sec)		0,80

ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Méthode par tamisage par voie humide
NF P 94-056





TABLEAU DE RESULTATS DES ANALYSES EN LABORATOIRE

AFFAIRE : PESSAC (33)

Dossier : EBc2021-01-390

Date: 02/03/2021

N°sondage	Profondeur (m)	Nature	Wnat (%)	VB sur 0/5mm	VBS sur 0/50mm	Granulométrie			Classification GTR
						Dmax (mm)	<2mm (%)	<0,08mm (%)	
SP1	1,50	Sable argileux marron	14,2	0,80	0,80	2	99,3	28,7	B5



Annexe 7 : **Essais agressivité des eaux**

Rapport d'analyse

GEOTECHNIQUE SAS - MERIGNAC

Alice Jouhannet

5 Avenue Gustave Eiffel

Zone Industrielle du Phare

F-33700 MERIGNAC

Page 1 sur 3

Votre nom de Projet : PESSAC (33)
Votre référence de Projet : EBc2021-01-390
Référence du rapport SGS : 14466474, version: 1.

Rotterdam, 20-03-2026

Cher(e) Madame/ Monsieur,

Ce rapport contient les résultats des analyses effectuées pour votre projet EBc2021-01-390.

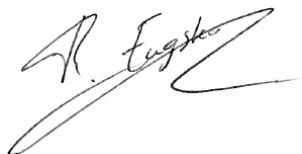
Les analyses ont été réalisées en accord avec votre commande. Les résultats ne se rapportent qu' aux échantillons analysés et tels qu' ils ont été reçus par SGS. Le rapport reprend les descriptions des échantillons, la date de prélèvement (si fournie), le nom de projet et les analyses que vous avez indiqués sur le bon de commande. SGS n'est pas responsable des données fournies par le client.

Ce rapport est constitué de 3 pages dont chromatogrammes si prévus, références normatives, informations sur les échantillons. Dans le cas d'une version 2 ou plus élevée, toute version antérieure n'est pas valable. Toutes les pages font partie intégrante de ce rapport, et seule une reproduction de l'ensemble du rapport est autorisée.

En cas de questions et/ou remarques concernant ce rapport, nous vous prions de contacter notre Service Client.

Toutes les analyses sont réalisées par SGS Environmental Analytics, Steenhouwerstraat 15, Rotterdam, Pays Bas. Les analyses sous-traitées sont indiquées sur le rapport.

Veuillez recevoir, Madame/ Monsieur, l'expression de nos cordiales salutations.



René Eugster
Business Unit Manager

Rapport d'analyse

GEOTECHNIQUE SAS - MERIGNAC

Alice Jouhannet

Projet PESSAC (33)

Référence du projet EBc2021-01-390

Réf. du rapport 14466474 - 1

Date de commande 10-03-2026

Date de début 16-03-2026

Rapport du 20-03-2026

Code	Matrice	Réf. échantillon	
001	Eau souterraine	PZ1	
Analyse	Unité	Q	001
pH		Q	5.3
température pour mes. pH	°C		20.2
METAUX			
magnésium	µg/l	Q	10000
COMPOSES INORGANIQUES			
ammonium	mg/l	Q	1.4
ammonium	mgN/l	Q	1.1
CO2 agressif	mg CO2/l		140
Alcalinité (CaCO3)	mmol/l		6.6
Titre alcalimétrique complet	mmol/l	Q	<0.4
AUTRES ANALYSES CHIMIQUES			
sulfate	mg/l	Q	19
DEGRE D'AGRESSIVITE			
Degré d'agressivité		XA3: Fortement agressif vis-à-vis des bétons	

Les analyses notées Q sont accréditées par le RvA.

Paraphe :



Rapport d'analyse

GEOTECHNIQUE SAS - MERIGNAC

Alice Jouhannet

Projet PESSAC (33)

Référence du projet EBc2021-01-390

Réf. du rapport 14466474 - 1

Date de commande 10-03-2026

Date de début 16-03-2026

Rapport du 20-03-2026

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

Code	Code barres	Date de réception	Date prélèvement	Flaconnage
001	B6486934	16-03-2026	06-03-2026	ALC207
001	T0372715	16-03-2026	06-03-2026	SGS244
001	H0779428	16-03-2026	06-03-2026	ALC208
001	T0372722	16-03-2026	06-03-2026	SGS244
001	R5016935	16-03-2026	06-03-2026	ALC289
001	H0779434	16-03-2026	06-03-2026	ALC208
001	R5016795	16-03-2026	06-03-2026	ALC289
001	B2286140	16-03-2026	06-03-2026	SGS204
001	B6486933	16-03-2026	06-03-2026	ALC207

Paraphe : 

Annexe 8 : Photos de la reconnaissance de fondations F1

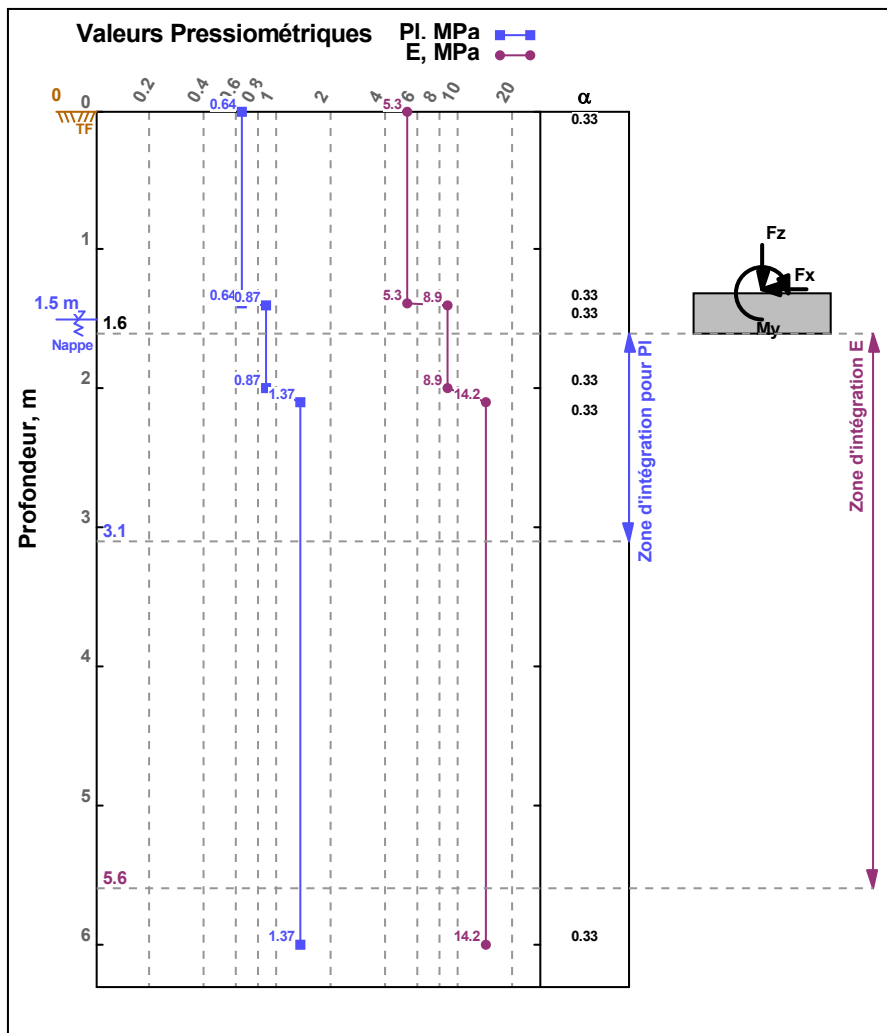


Annexe 9 : Photos de la reconnaissance de fondations F2





Annexe 10 : **Notes de calcul des fondations**



Fondation : Semelle carrée

Côté : 1 m

Aire : 1 m²

Encastrement : 1.6 m

Base de la fondation : 1.6 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Sables et graves

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 0 kN/m³

avant travaux = 0 kN/m³

Contrainte verticale finale $q'0$: -1 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale $\sigma'v0$: -1 kPa (calculée)

$\alpha = 0.332$ (calculé)

Cohésion sous la fondation : 2 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 30 °

Module de Young sous la fondation : 27 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.33

Profondeur de la nappe : 1.5 m/TN

Fichier : M1



GEOFOND® V1.4.4 du 15/01/2025 développé par GEOS

site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : + 33 (0)1 49 04 68 10

Données :

N°	Etat-limite	P _Z (kN)	P _X (kN)	P _Y (kN)	M _X (kN.m)	M _Y (kN.m)	V _d (kN)	H _d (kN)	δ(°)	δ _X (°)	δ _Y (°)	e _B (m)	e _L (m)	σ _{V;d} (kPa)
1	ELS Q.P.	195.3	-1.51	0.61	0	0	195.3	1.629	0.478	-0.443	0.179	-0	0	195.3
2	ELS cara.	230.1	-1.7	0.74	0	0	230.1	1.854	0.462	-0.423	0.184	-0	0	230.1
3	ELU dur. trans.	319.2	0.9	11.25	0	0	319.2	11.29	2.025	0.162	2.019	-0	0	319.2
4	ELU dur. trans.	326.6	-5.75	-8.17	0	0	326.6	9.991	1.752	-1.008	-1.433	-0	0	326.6

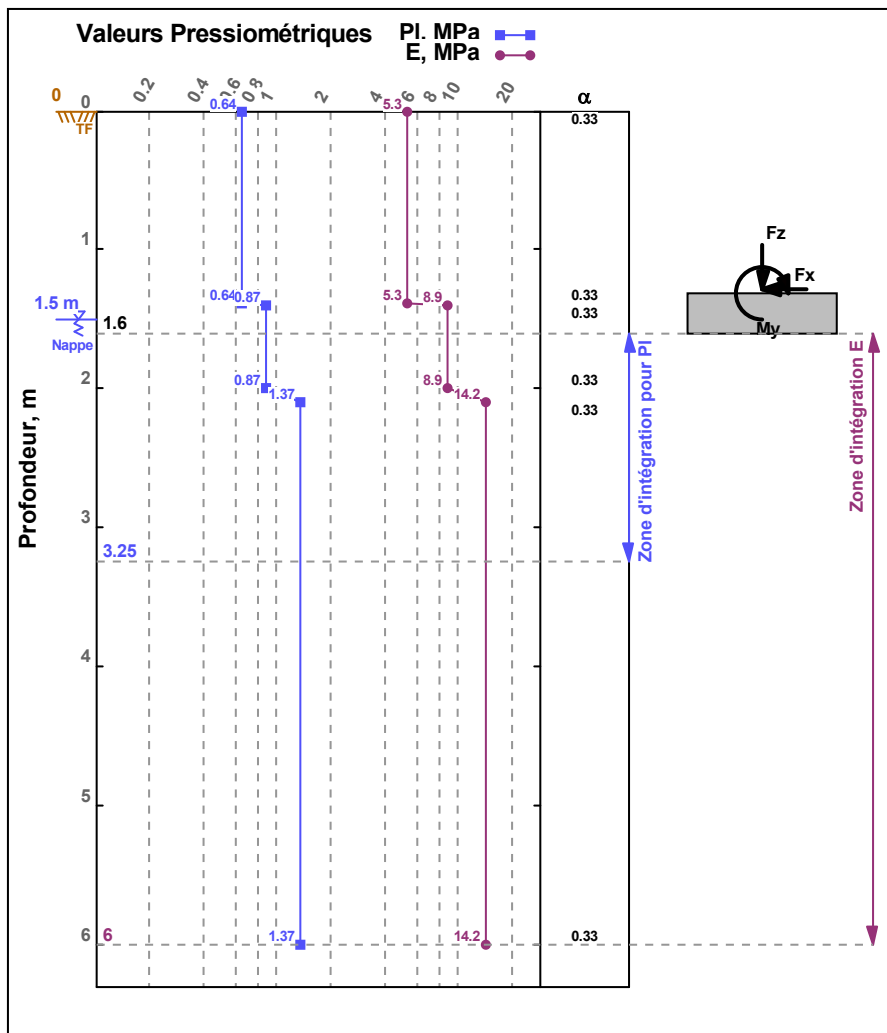
Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h _r (m)	D _e (m)	k _p	p _{le} (MPa)	i _δ	i _{δβ}	q _{net} (kPa)	A'(m ²)	γ' _{r,v}	R _{v;d} (kN)	Excentricité	R _{h;d} (kN)
1	1.5	0.896	1.38	1.2	0.989	0.989	1629	1	2.3	589 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
2	1.5	0.896	1.38	1.2	0.99	0.99	1629	1	2.3	589 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
3	1.5	0.896	1.38	1.2	0.956	0.956	1573	1	1.4	935 vérifié	vérifié	152.3 vérifié
4	1.5	0.896	1.38	1.2	0.961	0.961	1583	1	1.4	941 vérifié	vérifié	155.9 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	q _{ref} (kPa)	E _c (MPa)	E _d (MPa)	λ _c	λ _d	S _c (cm)	S _d (cm)	S _f (cm)
1	195	9.25	12.5	1.1	1.12	0.0857	0.257	0.343
2	230	9.25	12.5	1.1	1.12	0.101	0.303	0.404
3	319	9.25	12.5	1.1	1.12	0.14	0.419	0.559
4	327	9.25	12.5	1.1	1.12	0.143	0.429	0.572

2021-01-390	28/11/2025 14:29	Massif M1	FIGURE 1



Fondation : Semelle carrée

Côté : 1.1 m

Aire : 1.21 m²

Encastrement : 1.6 m

Base de la fondation : 1.6 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Sables et graves

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 0 kN/m³

avant travaux = 0 kN/m³

Contrainte verticale finale $q'0$: -1 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale $\sigma'v0$: -1 kPa (calculée)

$\alpha = 0.332$ (calculé)

Cohésion sous la fondation : 2 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 30 °

Module de Young sous la fondation : 27 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.33

Profondeur de la nappe : 1.5 m/TN

Fichier : M2



GEOFOND® V1.4.4 du 15/01/2025 développé par GEOS

site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : + 33 (0)1 49 04 68 10

Données :

N°	Etat-limite	P_z (kN)	P_x (kN)	P_y (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_d (kN)	H_d (kN)	δ (°)	δ_x (°)	δ_y (°)	e_B (m)	e_L (m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELS Q.P.	109.4	0.12	0.25	0	0	109.4	0.2773	0.145	0.063	0.131	-0	0	90.4
2	ELS cara.	115.4	0.1	0.3	0	0	115.4	0.3162	0.157	0.05	0.149	-0	0	95.34
3	ELU dur. trans.	156.7	3.49	10.65	0	0	156.7	11.21	4.091	1.276	3.888	-0	0	129.5
4	ELU dur. trans.	164.3	-3.17	-8.77	0	0	164.3	9.325	3.248	-1.105	-3.055	-0	0	135.8

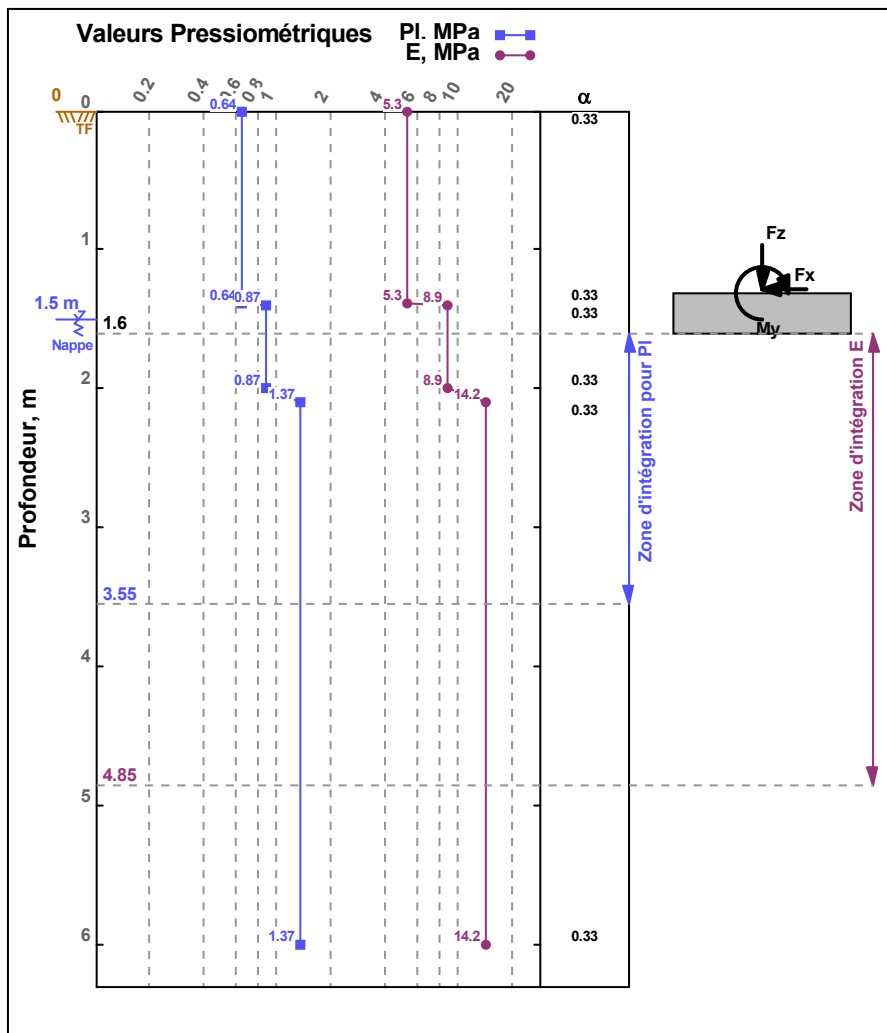
Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h_r (m)	D_e (m)	k_p	p_{le} (MPa)	i_δ	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{v;d}$ (kN)	Excentricité	$R_{h;d}$ (kN)
1	1.65	0.885	1.36	1.21	0.997	0.997	1639	1.21	2.3	717 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
2	1.65	0.885	1.36	1.21	0.997	0.997	1638	1.21	2.3	717 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
3	1.65	0.885	1.36	1.21	0.911	0.911	1498	1.21	1.4	1078 vérifié	vérifié	74.77 vérifié
4	1.65	0.885	1.36	1.21	0.929	0.929	1528	1.21	1.4	1099 vérifié	vérifié	78.41 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	90.4	9.55	12.7	1.1	1.12	0.0425	0.122	0.165
2	95.3	9.55	12.7	1.1	1.12	0.0448	0.129	0.174
3	130	9.55	12.7	1.1	1.12	0.0606	0.175	0.235
4	136	9.55	12.7	1.1	1.12	0.0636	0.183	0.247

2021-01-390	28/11/2025 14:38	Massif M2	FIGURE 2



Fondation : Semelle carrée

Côté : 1.3 m

Aire : 1.69 m²

Encastrement : 1.6 m

Base de la fondation : 1.6 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Sables et graves

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 0 kN/m³

avant travaux = 0 kN/m³

Contrainte verticale finale q'_0 : -1 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale σ'_{v0} : -1 kPa (calculée)

$\alpha = 0.332$ (calculé)

Cohésion sous la fondation : 2 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 30 °

Module de Young sous la fondation : 27 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.33

Profondeur de la nappe : 1.5 m/TN

Fichier : M3



GEOFOND® V1.4.4 du 15/01/2025 développé par GEOS

site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : + 33 (0)1 49 04 68 10

Données :

N°	Etat-limite	P_z (kN)	P_x (kN)	P_y (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_d (kN)	H_d (kN)	δ (°)	δ_x (°)	δ_y (°)	e_B (m)	e_L (m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELS Q.P.	193.7	-2.79	0.01	0	0	193.7	2.79	0.825	-0.825	0.003	-0	0	114.6
2	ELS cara.	214.1	-3.59	0.01	0	0	214.1	3.59	0.961	-0.961	0.003	-0	0	126.7
3	ELU dur. trans.	247.5	0.85	10.32	0	0	247.5	10.35	2.395	0.197	2.387	-0	0	146.5
4	ELU dur. trans.	338.4	-10.89	-6.51	0	0	338.4	12.69	2.147	-1.843	-1.102	-0	0	200.2

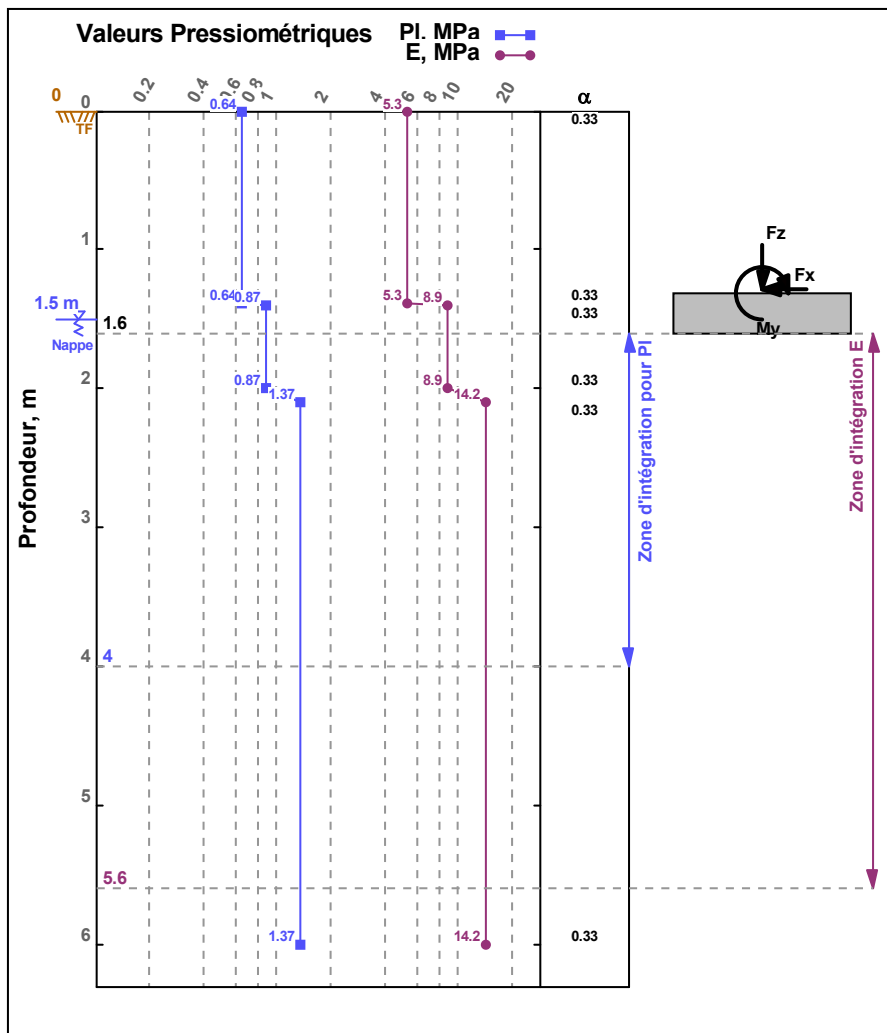
Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h_r (m)	D_e (m)	k_p	p_{le} (MPa)	i_δ	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{v;d}$ (kN)	Excentricité	$R_{h;d}$ (kN)
1	1.95	0.868	1.33	1.23	0.982	0.982	1609	1.69	2.3	983 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
2	1.95	0.868	1.33	1.23	0.979	0.979	1604	1.69	2.3	980 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
3	1.95	0.868	1.33	1.23	0.947	0.947	1552	1.69	1.4	1560 vérifié	vérifié	118.1 vérifié
4	1.95	0.868	1.33	1.23	0.953	0.953	1561	1.69	1.4	1569 vérifié	vérifié	161.5 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	115	10.1	12.9	1.1	1.12	0.0603	0.161	0.221
2	127	10.1	12.9	1.1	1.12	0.0666	0.178	0.244
3	146	10.1	12.9	1.1	1.12	0.0769	0.205	0.282
4	200	10.1	12.9	1.1	1.12	0.105	0.28	0.385

2021-01-390	28/11/2025 14:48	Massif M3	FIGURE 3



Fondation : Semelle carrée

Côté : 1.6 m

Aire : 2.56 m²

Encastrement : 1.6 m

Base de la fondation : 1.6 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Sables et graves

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 0 kN/m³

avant travaux = 0 kN/m³

Contrainte verticale finale $q'0$: -1 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale $\sigma'v0$: -1 kPa (calculée)

$\alpha = 0.332$ (calculé)

Cohésion sous la fondation : 2 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 30 °

Module de Young sous la fondation : 27 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.33

Profondeur de la nappe : 1.5 m/TN

Fichier : M5



GEOFOND® V1.4.4 du 15/01/2025 développé par GEOS

site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : + 33 (0)1 49 04 68 10

Données :

N°	Etat-limite	P _Z (kN)	P _X (kN)	P _Y (kN)	M _X (kN.m)	M _Y (kN.m)	V _d (kN)	H _d (kN)	δ(°)	δ _x (°)	δ _y (°)	e _B (m)	e _L (m)	σ _{V;d} (kPa)
1	ELS Q.P.	193.8	-5.37	0.01	0	0	193.8	5.37	1.588	-1.588	0.003	-0	0	75.68
2	ELS cara.	205.9	-6.57	0.01	0	0	205.9	6.57	1.827	-1.827	0.003	-0	0	80.45
3	ELU dur. trans.	274.6	-6.74	8	0	0	274.6	10.46	2.182	-1.406	1.669	-0	0	107.3
4	ELU dur. trans.	299.9	-13.56	-7.74	0	0	299.9	15.61	2.98	-2.589	-1.478	-0	0	117.1

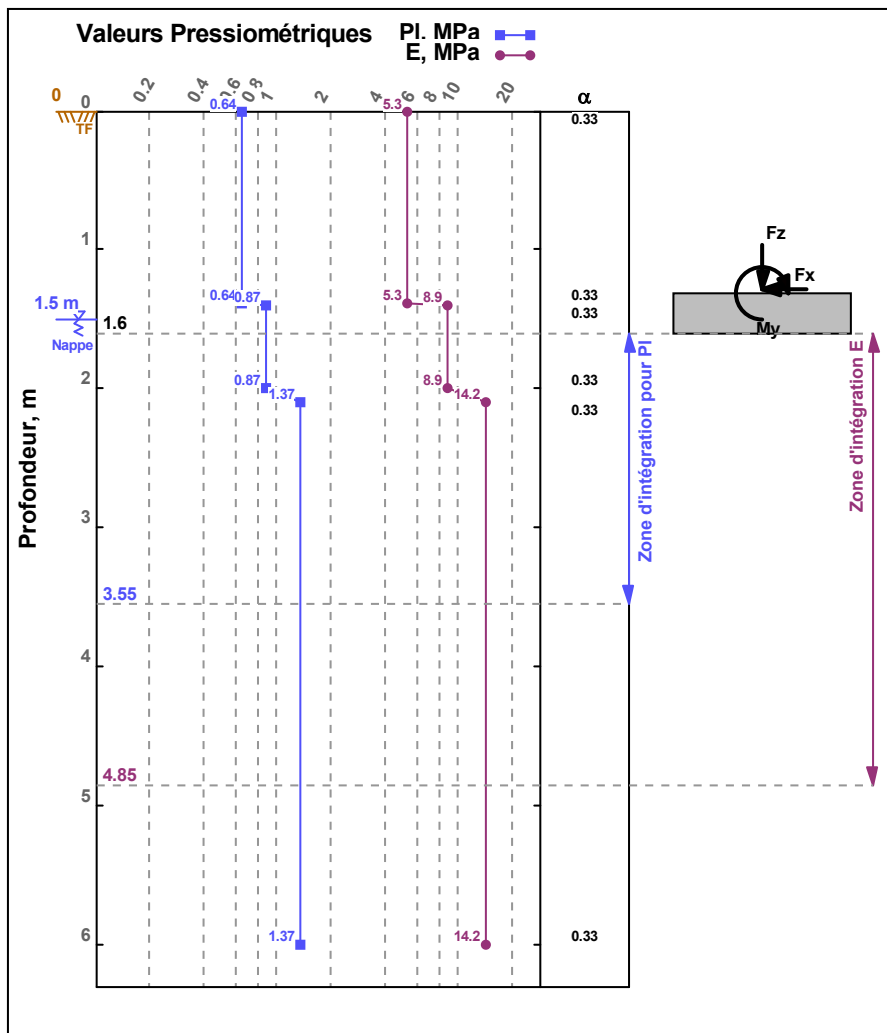
Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h _r (m)	D _e (m)	k _p	p _{le} (MPa)	i _δ	i _{δβ}	q _{net} (kPa)	A'(m ²)	γ' _{r,v}	R _{v;d} (kN)	Excentricité	R _{h;d} (kN)
1	2.4	0.851	1.29	1.26	0.965	0.965	1571	2.56	2.3	1454 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
2	2.4	0.851	1.29	1.26	0.96	0.96	1562	2.56	2.3	1447 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
3	2.4	0.851	1.29	1.26	0.952	0.952	1550	2.56	1.4	2359 vérifié	vérifié	131 vérifié
4	2.4	0.851	1.29	1.26	0.935	0.935	1522	2.56	1.4	2316 vérifié	vérifié	143.1 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	q _{ref} (kPa)	E _c (MPa)	E _d (MPa)	λ _c	λ _d	S _c (cm)	S _d (cm)	S _f (cm)
1	75.7	10.6	13.1	1.1	1.12	0.0465	0.112	0.159
2	80.4	10.6	13.1	1.1	1.12	0.0494	0.119	0.169
3	107	10.6	13.1	1.1	1.12	0.0657	0.158	0.224
4	117	10.6	13.1	1.1	1.12	0.0717	0.173	0.245

2021-01-390	28/11/2025 15:02	Massif M5	FIGURE 5



Fondation : Semelle rectangulaire
 Largeur : 1.3 m, Longueur : 2.25 m
 Aire : 2.93 m²
 Encastrement : 1.6 m
 Base de la fondation : 1.6 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Sables et graves

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 0 kN/m³

avant travaux = 0 kN/m³

Contrainte verticale finale q'_0 : -1 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale σ'_{v0} : -1 kPa (calculée)

$\alpha = 0.332$ (calculé)

Cohésion sous la fondation : 2 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 30 °

Module de Young sous la fondation : 27 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.33

Profondeur de la nappe : 1.5 m/TN

Fichier : M8

Données :

N°	Etat-limite	P_z (kN)	P_x (kN)	P_y (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_d (kN)	H_d (kN)	δ (°)	δ_x (°)	δ_y (°)	e_B (m)	e_L (m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELS Q.P.	306.1	-2.13	2.81	0	0	306.1	3.526	0.66	-0.399	0.526	-0	0	104.6
2	ELS cara.	317.1	-3.19	0	0	0	317.1	3.19	0.576	-0.576	0	-0	0	108.4
3	ELU dur. trans.	385.4	-1.34	0.14	0	0	385.4	1.347	0.2	-0.199	0.021	-0	0	131.8
4	ELU dur. trans.	519.5	-12.35	-0.15	0	0	519.5	12.35	1.362	-1.362	-0.017	-0	0	177.6

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h_r (m)	D_e (m)	k_p	p_{le} (MPa)	i_δ	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{v;d}$ (kN)	Excentricité	$R_{h;d}$ (kN)
1	1.95	0.868	1.29	1.23	0.985	0.985	1572	2.93	2.3	1663 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
2	1.95	0.868	1.29	1.23	0.987	0.987	1575	2.93	2.3	1666 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
3	1.95	0.868	1.29	1.23	0.996	0.996	1589	2.93	1.4	2763 vérifié	vérifié	183.9 vérifié
4	1.95	0.868	1.29	1.23	0.97	0.97	1548	2.93	1.4	2692 vérifié	vérifié	247.9 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	105	10.1	12.9	1.17	1.42	0.0588	0.159	0.218
2	108	10.1	12.9	1.17	1.42	0.0608	0.165	0.225
3	132	10.1	12.9	1.17	1.42	0.0738	0.2	0.274
4	178	10.1	12.9	1.17	1.42	0.0993	0.269	0.368

NOTRE SIÈGE SOCIAL

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

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

0 805 690 989



GÉOtechnique
sciences de la terre sas