



CONSTRUCTION DE LOGEMENTS

Route de Rognes / Chemin de Saint-Marc
LAMBESC (13)

MARIGNAN

MARIGNAN

L'Atrobale, 79 Boulevard de Dunkerque
CS 8044 – 13235 Marseille Cedex 02

Missions G1 ES, PGC et G2 AVP

Réf Semofi	Date	Phase	Type	Indice	Pièce
C24-20355	31/01/2025	G2 AVP	RPT	B	01

Ind.	Date	Objet de l'édition/révision	Rédacteur	Superviseur	Approuvé par
B	31/01/2025	Rapport définitif – Intégration des résultats des essais en laboratoire	M. J. HAKKAR	M. J. HAKKAR	M. G. CASADO
A	20/12/2024	Rapport provisoire en attente des résultats des essais en laboratoire – Diffusion après contrôle interne	M. J. HAKKAR	M. B. BLONDEAU	M. G. CASADO

GRILLE DE REVISION

PAGE	REVISION	A	B	C	D	PAGE	REVISION	A	B	C	D
	1	X	X			44					
	2	X	X			45					
	3	X	X			46					
	4	X	X			47					
	5	X	X			48					
	6	X	X			49					
	7	X	X			50					
	8	X	X			51					
	9	X	X			52					
	10	X	X			53					
	11	X	X			54					
	12	X	X			55					
	13	X	X			56					
	14	X	X			57					
	15	X	X			58					
	16	X	X			59					
	17	X	X			60					
	18	X	X			61					
	19	X	X			62					
	20	X	X			63					
	21	X	X			64					
	22	X	X			65					
	23	X	X			66					
	24	X	X			67					
	25	X	X			68					
	26	X	X			69					
	27	X	X			70					
	28	X	X			71					
	29	X	X			72					
	30	X	X			73					
	31	X	X			74					
	32		X			75					
	33										
	34					ANNEXE 1	X	X			
	35					ANNEXE 2	X	X			
	36					ANNEXE 3	X	X			
	37					ANNEXE 4	X	X			
	38					ANNEXE 5	X	X			
	39					ANNEXE 6	X	X			
	40					ANNEXE 7	X	X			
	41					ANNEXE 8					
	42					ANNEXE 9					
	43					ANNEXE 10					

RESUME SYNOPTIQUE

Référence Dossier	C24-20355
Référence Devis	P24-39096
Commande	Devis signé en date du 04/11/2024
Maître d'Ouvrage	MARIGNAN
Projet	Construction de logements : 22 pavillons individuels, 4 bâtiments en R+1, 1 maison de ville en RDC et 11 bâtiments collectifs en R+2 sur 1 niveau de sous-sol.
Type de mission	Etude géotechnique de conception G2 AVP
Autres missions associées	Etude sites et sols pollués
Adresse	Route de Rognes/Chemin de Saint-Marc – 13410 LAMBESC
Contexte particulier	Pente
Conditions et risques géotechniques	
Géologie	Remblais, Colluvions, Tortonien Marin.
Aléas géotechniques	Risque de Retrait/gonflement, Remontée de nappe, Zone de sismicité moyenne
Principes de construction	
Fondation	Fondations par semelles ancrées dans la Molasse du Tortonien Marin
Plancher bas	Plancher porté par les fondations avec vide sanitaire
Soutènements	Talutage si l'espace disponible le permet
Recommandations	Suivi piézométrique et étude hydrogéologique (en fonction des résultats du suivi) Etude des fondations aux sollicitations sismique afin de s'assurer que cette solution est viable pour le projet L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique est recommandé et ce, à toutes les étapes successives de conception, puis de réalisation de l'ouvrage. Le Maître d'Ouvrage, ou son mandataire, doit veiller à la synchronisation des missions d'ingénierie géotechnique avec les phases effectives à la Maitrise d'œuvre du projet.
Ce résumé synoptique présente succinctement le contexte géotechnique du projet, les solutions préconisées et les principaux risques associés. Il convient de se référer impérativement au corps du rapport pour la conception du projet, le dimensionnement des ouvrages géotechniques et leur exécution.	

SOMMAIRE

1	GENERALITES	5
1.1	DEFINITION DE L'OPERATION	5
1.2	DOCUMENTS FOURNIS ET UTILISES	5
1.3	DEFINITION DU PROJET	5
1.3.1	<i>Description des ouvrages</i>	<i>5</i>
1.3.2	<i>Catégorie d'ouvrage</i>	<i>7</i>
2	ETUDE DE SITE (G1 ES).....	8
2.1	CONTEXTE DE SITE.....	8
2.2	CONTEXTE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE	9
2.3	ALEAS NATURELS POTENTIELS AU DROIT DU SITE.....	11
2.3.1	<i>Risque de retrait-gonflement des argiles</i>	<i>11</i>
2.3.2	<i>Risque d'inondation par remontée de nappe</i>	<i>12</i>
2.3.3	<i>Risque d'inondation par débordement de cours d'eau</i>	<i>13</i>
3	INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES	14
3.1	PROGRAMME D'INVESTIGATIONS	14
3.1.1	<i>Investigations in-situ</i>	<i>14</i>
3.1.2	<i>Investigations en laboratoire</i>	<i>15</i>
3.2	RESULTATS DES INVESTIGATIONS.....	15
3.2.1	<i>Facies et description lithologique</i>	<i>15</i>
3.2.2	<i>Paramètres géomécaniques</i>	<i>16</i>
3.2.3	<i>Essais en laboratoire</i>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
3.2.4	<i>Hydrogéologie</i>	<i>16</i>
4	PRINCIPES GENERAUX DE CONSTRUCTION (G1 PGC)	18
4.1	ANALYSE DES ALEAS GEOTECHNIQUES ET DE LA ZONE D'INFLUENCE GEOTECHNIQUE (ZIG)	18
4.2	ADAPTATION DU PROJET AU SITE ET AU SOL.....	20
4.2.1	<i>Discussion vis-à-vis du risque sismique.....</i>	<i>20</i>
4.2.2	<i>Problématique de liquéfaction de sol</i>	<i>21</i>
4.2.3	<i>Système de fondation</i>	<i>21</i>
4.2.4	<i>Soutènement</i>	<i>22</i>
4.2.5	<i>Niveau bas.....</i>	<i>22</i>
5	ANALYSE ET RECOMMANDATIONS GEOTECHNIQUES (G2 AVP)	23
5.1	PREAMBULE	23
5.2	NORMES ET REGLEMENTS.....	23
5.3	MODELE GEOTECHNIQUE DE CALCUL	23
5.4	FONDACTIONS SUPERFICIELLES	24
5.4.1	<i>Couche d'ancrage des fondations</i>	<i>24</i>
5.4.2	<i>Ebauche dimensionnelle des fondations</i>	<i>24</i>
5.4.3	<i>Sujétions d'exécution des fondations superficielles.....</i>	<i>26</i>
5.4.4	<i>Règles de construction vis-à-vis des sols sensibles au retrait-gonflement</i>	<i>26</i>
5.5	TERRASSEMENTS EN DEBLAIS / REMBLAIS.....	27
5.5.1	<i>Excavation</i>	<i>27</i>
5.5.2	<i>Traficabilité</i>	<i>27</i>
5.5.3	<i>Talus</i>	<i>28</i>
5.5.4	<i>Mise hors d'eau de la fouille.....</i>	<i>29</i>
5.6	PROTECTION CONTRE L'EAU DES NIVEAUX ENTERRES	30
5.6.1	<i>Niveaux de nappes</i>	<i>30</i>
5.6.2	<i>Protection de l'infrastructure</i>	<i>30</i>
5.7	INCERTITUDES GEOTECHNIQUES RESIDUELLES	31

1 GENERALITES

1.1 Définition de l'opération

Cette mission constitue une étude géotechnique préalable **G1 Phases ES et PGC** et de conception **G2 phase AVP** au sens de la norme NF 94-500 (Missions Géotechniques Type - Révision novembre 2013 présentées en ANNEXE 7).

Nota : Une ébauche dimensionnelle est établie à partir des résultats de la phase AVP d'une étude géotechnique de conception (G2). Elle donne des ordres de grandeur des caractéristiques dimensionnelles envisageables, ainsi qu'un premier aperçu des sujétions géotechniques d'exécution. Elle ne permet pas le dimensionnement d'un projet.

Limite de la mission : Cette mission ne prévoit pas l'étude de la voirie.

1.2 Documents fournis et utilisés

Dans le cadre de l'étude, les documents suivants ont été fournis :

Suivi	Référence	Auteur	Date	Information
[1]	13410_LAMBESC_Moulin Neuf_PLUI 1AU- UDa_MARIGNAN_etude 15a_20240904_L	Agence d'Architecture MARC FARCY	Non daté	Plan de masse du projet

Tableau 1 : Documents fournis dans le cadre de l'étude

En complément, les documents suivants ont été utilisés pour mener à bien cette étude :

Suivi	Référence	Auteur	Information
[a]	Carte géologique de Salon De Provence	BRGM	Informations relatives au contexte géologique au 1/50000

Tableau 2 : Documents utilisés pour l'étude

1.3 Définition du projet

1.3.1 Description des ouvrages

Le projet prévoit la construction de bâtiments à usage de logements sur la commune de Lambesc (13), entre la route de Rognes et le chemin de Saint-Marc. Il est prévu la réalisation de 190 logements, réparties en :

- 22 pavillons individuels de type R+1 sans sous-sol et principalement localisés au Nord-Ouest du projet ;
- 4 bâtiments de type R+1, sans sous-sol (bâtiments N à Q) ;
- 1 maison de ville de plain-pied, sans niveau de sous-sol ;
- 11 bâtiments de logements collectifs de type R+2, sur un niveau de sous-sol (bâtiments A à M).

Dans le cadre de ce projet, il est également prévu :

- La création de parkings aériens et voiries ;
- De locaux techniques ;

- De jardins privés, des potagers et des espaces verts communs ;
- Une aire de jeux pour enfants.

Le projet sera réalisé sur une parcelle d'une superficie de l'ordre de 32 500 m².

A ce stade, les hypothèses retenues pour les niveaux bas du projet sont les suivantes :

- Plancher bas rez-de-chaussée : niveau du terrain naturel actuel,
- Plancher bas du sous-sol : niveau enterré sur 3 m de profondeur par rapport au terrain naturel.



Figure 1 : Extrait du plan de masse du projet

1.3.2 Catégorie d'ouvrage

A défaut d'indication du Maître d'Ouvrage, nous proposons de retenir (en référence à la norme NF EN 1997-1 et son annexe nationale) :

- Une classe de conséquences CC2,
- Un ouvrage de catégorie géotechnique 2,
- Un ouvrage de durée d'utilisation de projet 4 (50 ans, structures courantes de génie civil et de bâtiments).

2 ETUDE DE SITE (G1 ES)

2.1 Contexte de site

Le site d'étude se trouve sur la commune de Lambesc (13), entre la route de Rognes et le Chemin de Saint-Marc, au droit des parcelles cadastrales n°138, 144 et 278 section AE.

Le site se positionne à environ 100 m au Nord du Ruisseau de la Concernade.

La topographie du site est en pente vers le Sud-Ouest ; elle se situe entre les altimétries de 216 et 221 mNGF.

Le site est marqué par la présence de 2 ouvrages enterrés sensibles présent au droit de la parcelle. Il s'agit d'un réseau de la Société du Canal du Provence et un réseau de gaz. Il conviendra de tenir en compte de ces ouvrages dans la conception du projet en respectant notamment les zones de servitudes. Le Maître d'ouvrage devra se rapprocher des concessionnaires concernés afin de mettre en cohérence le projet (implantation des bâtiments, conditions de terrassements, marquage-piquetage, ...).

Le site est actuellement occupé par un champ agricole et un petit cabanon au Sud, qui sera démolit dans le cadre du projet.

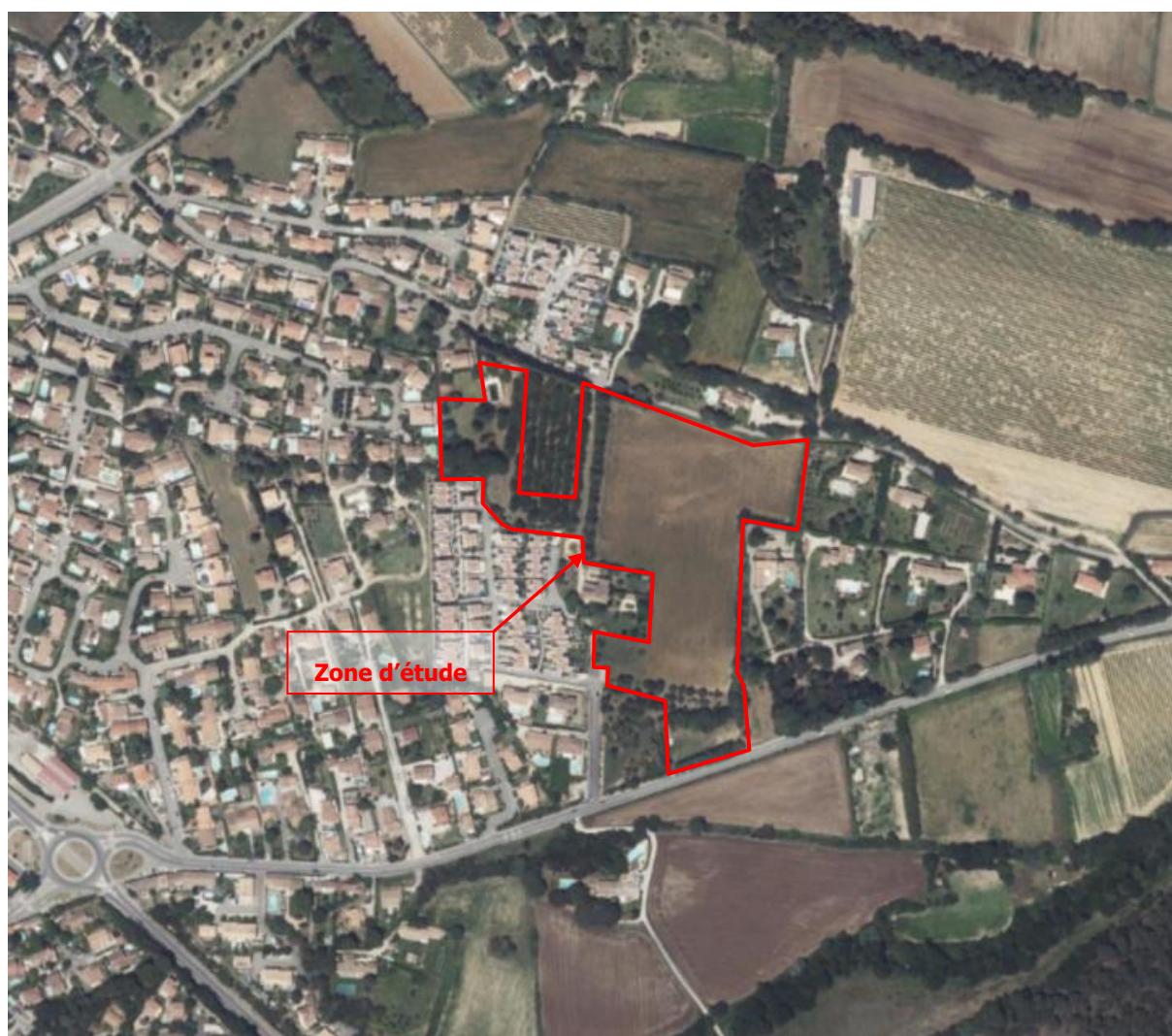


Figure 2 : Photographie aérienne du site

Aucun mitoyen au projet n'est identifié.

Les photographies aériennes historiques, datant de 1930, 1970 et 2003, indiquent que le site est en majorité occupé par des parcelles végétalisées/agricoles. Un ouvrage circulaire, peut-être un bassin, est observable à l'Ouest du site sur la photographie de 1930.



Figure 3 : Photographie historiques aériennes du site

Les réponses des concessionnaires (DICT) indiquent l'existence de plusieurs réseaux dans l'environnement proche du site :

- ENEDIS (classe de précision C),
- GRDF (classe de précision A),
- METROPOLE AIX-MARSEILLE-PROVENCE (classe de précision C),
- Orange (classe de précision A),
- Société du Canal de Provence (classe de précision B).

Cette liste non exhaustive a été établie à partir de la D.I.C.T. (Déclaration d'Intervention de Commencement de Travaux) ; elle ne tient pas compte des réseaux privés. Une attention particulière devra être portée sur la présence de l'ensemble des réseaux au droit du site et notamment lors de la réalisation des travaux.

2.2 Contexte géologique et hydrogéologique

Le site d'étude se trouve en contexte général pied de versant, début de plaine alluviale. D'après [a], le contexte géologique est caractérisé par les formations suivantes :

- Remblais anthropiques (X),
- Alluvions modernes (Fz),
- Tortonien marin (m3),
- Calcaires – Hauterivien Supérieur (n3c).

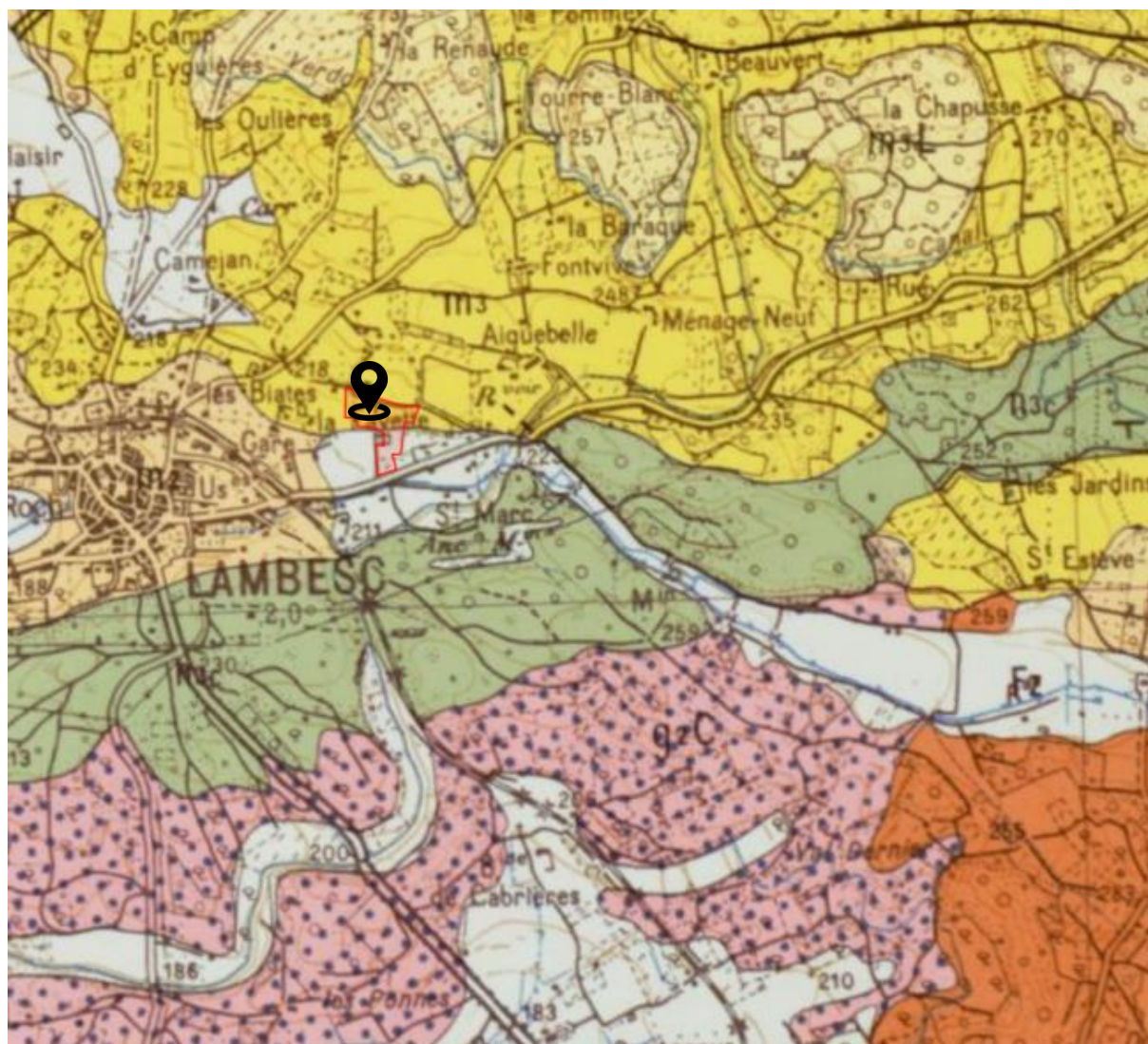


Figure 4 : Extrait de la carte géologique du secteur

Légende	
	Fz : Alluvions Modernes
	m3 : Tortonien marin
	n3c : Calcaires – Hauterivien Supérieur
	m2 : Helvétien
	g2c Conglomérat (Stampien)
	m3L : Calcaire blanc – Tortonien Lacustre
	g3a : Aquitaniens Inférieurs

Le contexte hydrogéologique est caractérisé par les niveaux aquifères suivants :

- Circulations superficielles contenues au sein des remblais,
- Nappe alluviale, en continuité hydraulique avec le ruisseau, contenue dans les formations des Alluvions,
- Nappe au sein de la Molasse de l'Helvétien.

2.3 Aléas naturels potentiels au droit du site

L'ensemble des aléas géotechniques potentiellement présents sur site est présenté dans le Tableau 3 :

Risque	Type d'aléas	Etat	Commentaires
Cavités	Carrières souterraines	Non concerné	Hors zone de carrière
	Carrières à ciel ouvert	Non concerné	
	Cavité naturelle (karst)	Aléa faible	-
Mouvement de terrain	Glissement, chute, éboulement, effondrement, coulée, érosion	Non concerné	10 arrêtés de reconnaissance de cet aléa émis au Journal officiel entre 1982 et 2023
	Retrait-gonflement des argiles	Aléa Modéré	4 arrêtés de reconnaissance de cet aléa émis au Journal officiel entre 2009 et 2024
Aléa sismique	Séisme	Moyenne	Zone de sismicité 4 ($A_{gr} = 1,6m/s^2$)
Inondations	Inondations par remontée de nappe	Concerné	Zone potentiellement sujettes aux débordements de nappe
	Inondations par crue	Le site ne semble pas concerné	-

Tableau 3 : Synthèse des aléas géotechniques

2.3.1 Risque de retrait-gonflement des argiles

Le site se positionne au droit d'une zone **d'aléa modéré** vis-à-vis du phénomène de retrait gonflement compte-tenu de la présence d'une fraction argileuse à faible profondeur.

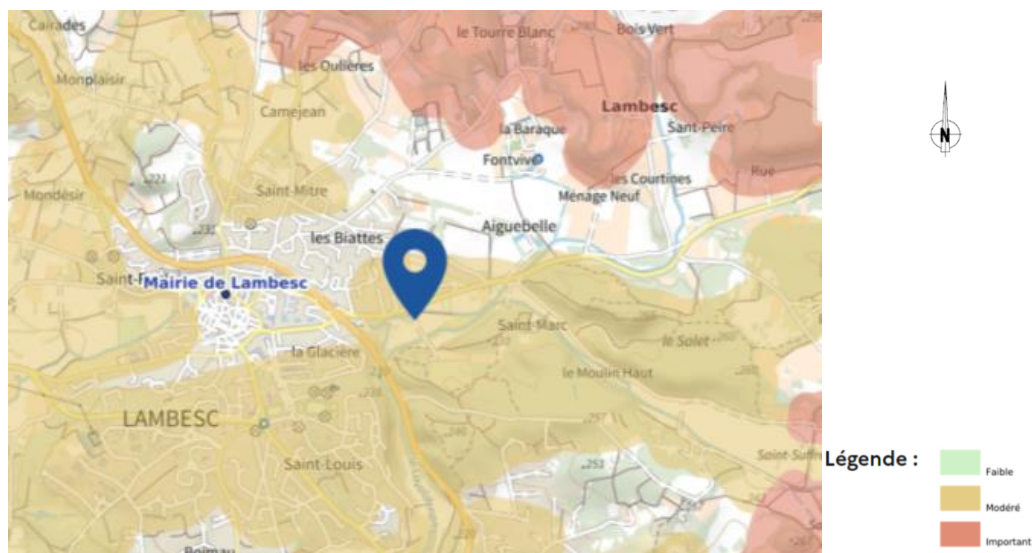


Figure 5 : Carte du risque retrait-gonflement des argiles

2.3.2 Risque d'inondation par remontée de nappe

Le site d'étude se place au droit d'une zone vulnérable à la remontée du niveau de la nappe compte-tenu de sa proximité avec le Ruisseau de la Concernade. Dans le secteur, la nappe générale est attendue à faible profondeur par rapport au TN ; il conviendra ainsi de tenir compte de cet aléa dans la conception du projet.

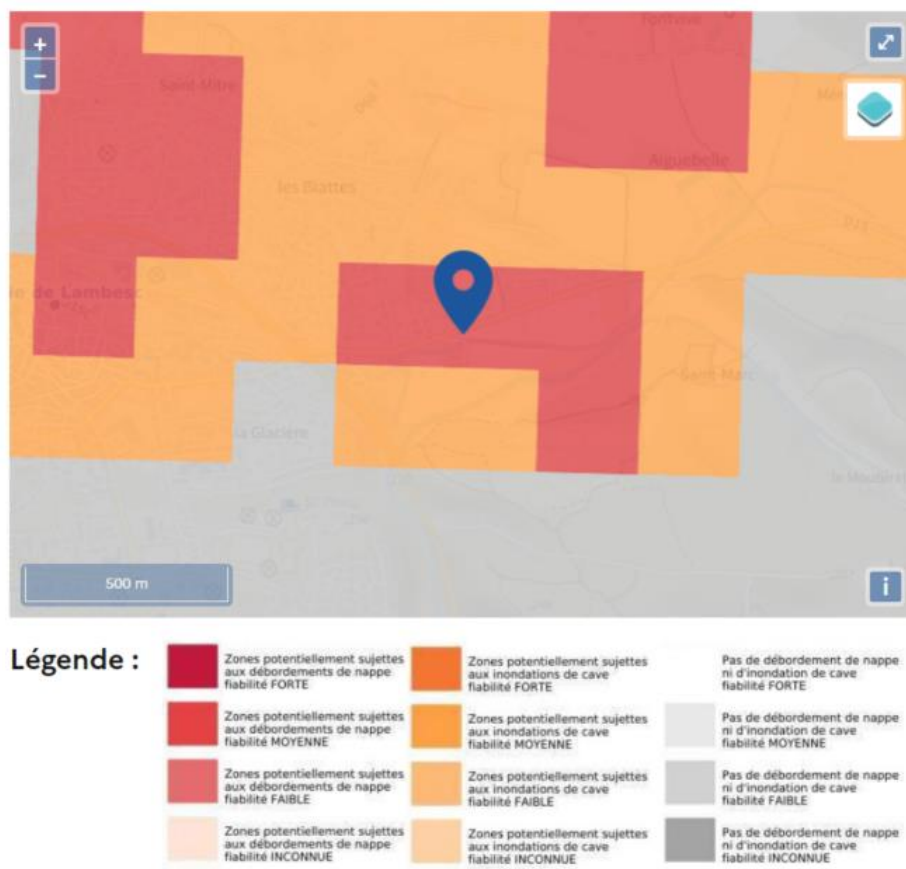


Figure 6 : Carte de l'aléa inondation par remontée de nappe

2.3.3 Risque d'inondation par débordement de cours d'eau

Une partie du site se trouve à proximité immédiate d'une zone inondable. La carte des aléas du PPRI semble indiquer une zone de submersion <1m.

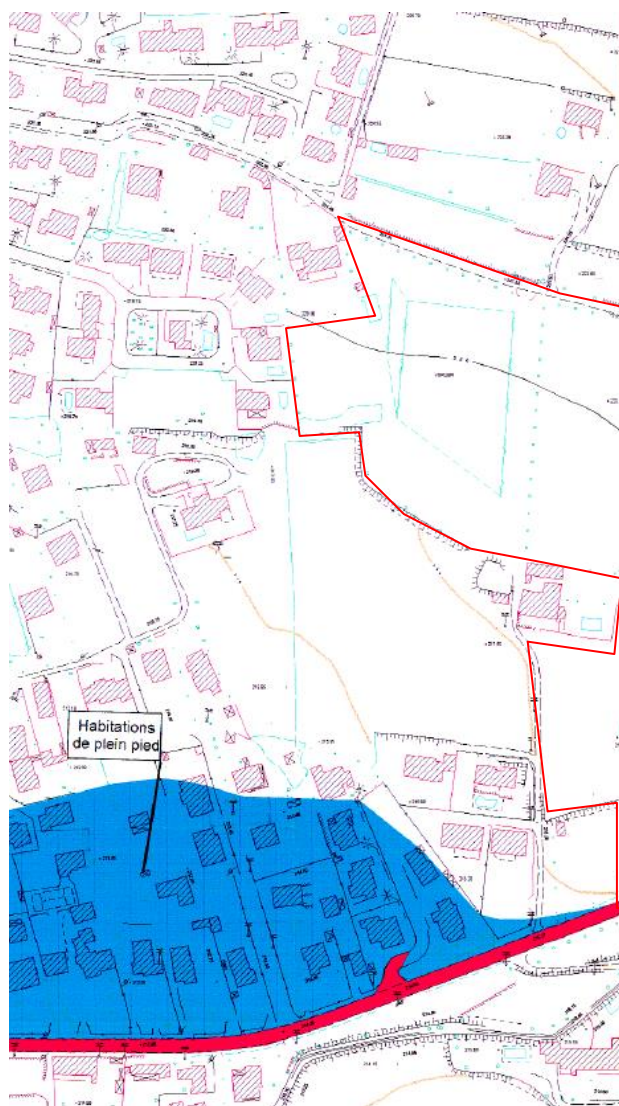


Figure 7 : Extrait du PPRI du secteur - Carte des aléas

3 INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

3.1 Programme d'investigations

3.1.1 Investigations in-situ

Les investigations géotechniques se sont déroulées du 2 au 5 décembre 2024. Elles ont été effectuées conformément au programme de notre offre commerciale :

Sondage	Type	Prof. (m/TN)	Nb. Essais	Equipement / prélèvement
SP1	Sondage pressiométrique	10,0	7 EP	-
SP2	Sondage pressiométrique	15,0	10 EP	-
SP3	Sondage pressiométrique	15,0	10 EP	-
SP4	Sondage pressiométrique	15,0	10 EP	-
TA1	Sondage à la tarière hélicoïdale	4,0	-	Prélèvement tous les changements de faciès
TA2	Sondage à la tarière hélicoïdale	4,0	-	Prélèvement tous les changements de faciès
Pz1	Sondage piézométrique	6,0		Crépine de 1 à 5 m
Pz2	Sondage piézométrique	6,0		Crépine de 1 à 5 m
M1	Essai à la fosse de type Matsuo	2,0	Essai type Matsuo	-
M2	Essai à la fosse de type Matsuo	2,0	Essai type Matsuo	-
M3	Essai à la fosse de type Matsuo	2,0	Essai type Matsuo	-

Tableau 4 : Programme d'investigations géotechniques

Les sondages ont été réalisés depuis le niveau du terrain naturel au moment de nos investigations, les profondeurs sont données par rapport à ce référentiel (en m/TN). Un schéma d'implantation des sondages est fourni en ANNEXE 2.

3.1.2 Investigations en laboratoire

Les essais en laboratoire sont effectués sur des échantillons de sol prélevés au droit des investigations in-situ ; le programme est présenté dans le Tableau 5 :

Sondage	Analyse GTR	Agressivité sol / béton
TA1	1	1
TA2	1	1
Pz2	-	1

Tableau 5 : Programme des essais en laboratoire

3.2 Résultats des investigations

Préambule : Les paragraphes ci-dessous ont pour but d'établir une synthèse de l'ensemble des résultats des investigations. Les valeurs géomécaniques déduites ne constituent pas les valeurs caractéristiques à retenir dans le cadre de l'ébauche dimensionnelle des ouvrages géotechniques.

3.2.1 Facies et description lithologique

Les investigations géotechniques réalisées dans le cadre du projet ont permis de caractériser les formations géologiques, dont la succession lithologique, de haut en bas, est la suivante :

- **Remblais** constitués de terre végétale et contenant des matériaux d'origine anthropique divers (briques, bétons, etc.). Les remblais peuvent présenter des variations importantes d'épaisseur et de nature de par leur origine.
- **Colluvions** constituées d'argile limoneuse marron et pouvant présenter des variations d'épaisseur compte tenu de leur mode de dépôt.
- **Tortonien Marin** constituées de molasse grisâtre. Cet horizon peut présenter des variations importantes d'épaisseur de par leur mode de dépôt.

Nota : la description des terrains traversés et la position des interfaces comportent des imprécisions inhérentes à la méthode de forage destructif. Seul le mode de forage par carottage permet une reconnaissance précise des interfaces.

Le Tableau 6 récapitule les profondeurs de la base des formations rencontrées au droit des sondages réalisés dans le cadre de cette campagne.

Couche	SP1	SP2	SP3	SP4	Pz1	Pz2	TA1	TA2
	m/TN	m/TN	m/TN	m/TN	m/TN	m/TN	m/TN	m/TN
TN	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Remblais	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	-	-
Colluvion	0,7	0,8	1,2	1,0	1,4	2,0	1,0	1,0
Tortonien Marin	>10,0	>15,0	>15,0	>15,0	>6,0	>6,0	>4,0	>4,0

Tableau 6 : Profondeurs des sols de formations rencontrées

Remarque : Des variations latérales d'horizon restent possibles entre les points de sondages compte-tenu de leur caractère ponctuel.

Nota : Les coupes de sondages sont présentées en ANNEXE 3.

3.2.2 Paramètres géomécaniques

Les sondages pressiométriques réalisés permettent de caractériser mécaniquement les formations identifiées précédemment.

Horizon	Nb d'essai	Pression fluage Pf* (MPa)			Pression limite Pl* (MPa)			Module pressiométrique E _M (MPa)		
		Min	Max	Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy
Remblais/Colluvions	0	Aucun essai réalisé au sein de cette formation								
Tortonien marin	33	2,70	2,91	2,75	2,70	2,91	2,75	31,00	192,10	63,71

Tableau 7 : Résultats des sondages pressiométriques

Nota : les valeurs moyennes des Pf* et Pl* correspondent à des moyennes géométriques et celles des E_M à des moyennes harmoniques.

Ces valeurs caractérisent des terrains :

- Très peu consistants pour les remblais,
- Relativement compact pour la Molasse du Tortonien Marin.

3.2.3 Essais en laboratoire

3.2.3.1 Identification des sols en laboratoire

Les essais d'identification des sols en laboratoires ont été effectués au sein d'échantillons prélevés au droit des sondages ; les résultats sont présentés dans le Tableau 8 :

Sondage	Prof. (m/TN)	Formation	Teneur en eau W _N (%)	Granulométrie			VBS	Limite d'Atterberg				Classe GTR 2000	Classe GTR 2023
				D _{MAX} (mm)	2 mm	63 µm		W _p (%)	W _L (%)	I _p	I _c		
ST6	0,2-1,4	Colluvions	18,4	100	97	47	-	17	22	5	0,73	A ₁	
ST7	0,2-1,8	Colluvions	19,5	100	94	68	-	22	33	11	1,23	A ₁	

Tableau 8 : Classification GTR des Sols

La plasticité des sols analysés est définie au moyen du diagramme de Casagrande (Figure 8).

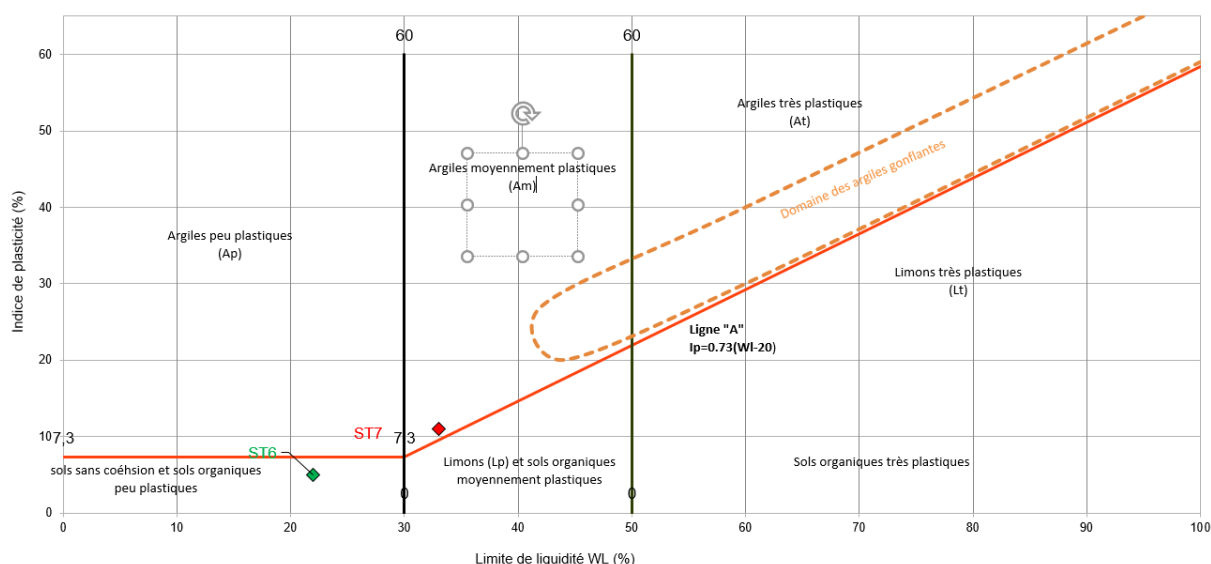


Figure 8 : Diagramme de Casagrande

Nota : les procès-verbaux des essais en laboratoire sont présentés en ANNEXE 5.

3.2.3.2 Agressivité des sols et de la nappe vis-à-vis du béton

Les essais ont été réalisés sur des prélèvements effectués au sein de nos sondages ; les résultats sont présentés dans le Tableau 9 et le **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** :

Agents agressif		ST6 (0,2-1,4m)	ST7 (0,2 – 1,8m)
		Colluvions	Colluvions
Sulfates (SO4)	mg/kg MS	730	<450
Degré d'acidité	mg/kg MS	29	29
Classe d'agressivité (FDP18-011)		<XA1	<XA1

Tableau 9 : Agressivité des sols sur béton

Les sols sont à considérer comme un environnement d'agressivité chimique faible **XA1** vis-à-vis du béton.

Par conséquent, la classe de résistance minimale des bétons sera **C25/30**, conformément à la norme NF EN 206-1.

Les ciments devront être conformes à la norme NF P 15-319 (ES).

Nota : les procès-verbaux des essais en laboratoire sont présentés en ANNEXE 6.

3.2.4 Hydrogéologie

3.2.4.1 Niveau d'eau

Préambule : Cette étude ne constitue pas une étude hydrogéologique approfondie. Nous nous limiterons aux données de base concernant la mesure ponctuelle du niveau d'eau dans le sol.

Les niveaux d'eau stabilisés mesurés sont présentés dans le Tableau 10 :

Piézomètre	Date de mesure	Fond du piézomètre	Niveau d'eau	Nappe recherchée
		(m/TN)	(m/TN)	
Pz1	05/12/2024	6,0	Sec	Nappe alluviale
Pz2	05/12/2024	6,0	Sec	Nappe alluviale

Tableau 10 : Niveaux d'eau

Les piézomètres ont été retrouvés secs en fin de chantier. Toutefois, des circulations plus ou moins pérennes, et alimentées par les sous-écoulements de versants et de précipitations. Des circulations d'eau sont possibles au sein des passages les plus perméables ; comme des passages sableux ou altérés.

La nappe est en relation avec la pluviométrie. Son niveau peut donc fluctuer selon les battements saisonniers liés à l'alimentation directe de la nappe par les eaux météoriques.

De plus, le site d'étude se place au droit d'une zone vulnérable à la remontée du niveau de la nappe.

Nous recommandons la réalisation d'un suivi piézométrique afin d'appréhender le contexte hydrogéologique.

Remarque : ces niveaux de nappes se basent uniquement sur une intervention ponctuelle et ne permet qu'une approche du niveau d'eau à un moment donné. Afin d'apprécier les variations des nappes et des circulations qui dépendent des conditions météorologiques et des périodes de crues et d'étiage des cours d'eau, un suivi piézométrique et une étude hydrogéologique spécifique pourront être réalisés à la demande de la Maitrise d'Ouvrage.

3.2.4.2 Perméabilité

Les résultats des essais de perméabilité sont présentés dans le Tableau 11 :

Sondage	Type d'essai	Chambre d'essai	Formation testée	Perméabilité K (m/s)
M1	Matsuo	0,5 – 1,1 m	Colluvions	$9,9 \times 10^{-6}$
M2	Matsuo	0,5 – 1,1 m	Colluvions	$1,1 \times 10^{-5}$
M3	Matsuo	0,5 – 1,3 m	Colluvions/Molasse	$3,2 \times 10^{-5}$

Tableau 11 : Coefficients de perméabilité des sols

Nota : les procès-verbaux des essais de perméabilité sont présentés en ANNEXE 4.

Remarque : nous rappelons qu'il s'agit d'essais ponctuels mesurant la perméabilité en petit (au sein du sondage). La perméabilité en grand du massif de sol peut être très différente. Elle peut être mesurée au moyen d'un essai de pompage.

4 PRINCIPES GENERAUX DE CONSTRUCTION (G1 PGC)

4.1 Analyse des aléas géotechniques et de la Zone d'Influence Géotechnique (ZIG)

L'étude de site ainsi que les investigations géotechniques ont permis d'identifier un certain nombre de contraintes déterminantes dans le choix des méthodes d'exécution :

- La présence de terrains sous-consolidés et faiblement compacts (Remblais et Colluvions) sur des épaisseurs pouvant atteindre 1,5-2,0 m,
- La présence de blocs et de niveaux indurés au sein de la Formation du Tortonien Marin, pouvant générer des hors profils lors des travaux de terrassement et des refus lors du forage des fondations spéciales,
- La présence de terrains sensibles au phénomène de retrait-gonflement des argiles supposant de considérer certaines dispositions constructives particulières,
- La présence d'un réseau d'eau du Canal de Provence et d'une conduite GRT Gaz, passant au milieu de la zone d'étude. Il conviendra de tenir en compte de ces ouvrages dans la conception du projet en respectant notamment les zones de servitudes. Le Maître d'ouvrage devra se rapprocher des concessionnaires concernés afin de mettre en cohérence le projet (implantation des bâtiments, conditions de terrassements, marquage-piquetage, calepinage des fondations ...),
- La présence de réseaux enterrés au droit et en limite de la parcelle qui devront être pris en compte dans la conception de l'ouvrage (profondeur, implantation et calepinage des fondations, etc.).

L'analyse ci-dessus permet d'établir un plan de la Zone d'Influence Géotechnique (Figure 9).



Figure 9 : Plan de ZIG

4.2 Adaptation du projet au site et au sol

4.2.1 Discussion vis-à-vis du risque sismique

▪ Paramètres de dimensionnement

Le site étudié se trouve en zone de sismicité 4 (sismicité moyenne).

Les paramètres de calculs pouvant être retenus dans le cadre d'un dimensionnement parasismique sont les suivants :

Zone de sismique	4 (sismicité moyenne)
------------------	-----------------------

Classe de sol au sens de l'Eurocode 8	B (Dépôts raides de sables, de gravier ou d'argile sur-consolidées, d'au moins plusieurs dizaine de mètres d'épaisseur, caractérisé par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur)
Magnitude conventionnelle	6,0
Catégorie et coefficient d'importance*	II, $\gamma_i = 1,0$
Coefficient de sol	$S = 1,35$
Accélération maximale de référence au rocher	$a_{gr} = 1,60 \text{ m/s}^2$
Accélération de calcul	$a_g = a_{gr} \times \gamma_i = 1,60 \text{ m/s}^2$
Rapport d'accélération du sol	$\alpha \times S = a_g / g \times S = 0,22$
Accélération maximale en surface du site	$a_{max} = a_{gr} \times \gamma_i \times S = 2,16 \text{ m/s}^2$

Tableau 12 : Hypothèses sismiques

4.2.2 Problématique de liquéfaction de sol

La liquéfaction de sol est un phénomène durant lequel un sol saturé en eau perd toute résistance lorsqu'il est soumis à une sollicitation sismique. Ce phénomène intéresse généralement les sables lâches, avec ou sans fines, situés sous le niveau de la nappe.

L'étude de ce phénomène nécessite la réalisation d'essais en laboratoire et/ou d'investigations in situ spécifiques, non compris dans le cadre de notre mission.

Néanmoins, compte tenu de la nature des matériaux rencontrés, nous estimons que la sensibilité à la liquéfaction est :

- Faible : au sein des Remblais et Colluvions
- Faible : au sein du Tortonien Marin

D'après l'Eurocode 8 partie 5, le risque de liquéfaction peut être négligé lorsque :

$$\alpha \cdot S < 0,15$$

Avec,

α : le rapport de la valeur de calcul de l'accélération du sol (a_g) sur l'accélération de pesanteur (g)

S : le coefficient de sol

Au droit du site étudié, le rapport d'accélération du sol est :

$$\alpha \cdot S = 0,22$$

L'étude de ce phénomène nécessite la réalisation d'essais en laboratoire et/ou d'investigations in situ spécifiques, non compris dans le cadre de notre mission.

4.2.3 Système de fondation

A ce stade, les hypothèses retenues pour les niveaux bas du projet sont les suivantes :

- Plancher bas rez-de-chaussée : niveau du terrain naturel actuel,
- Plancher bas du sous-sol : niveau enterré sur 3 m de profondeur par rapport au terrain naturel.

- **Bâtiments avec un niveau de sous-sol :**

Le niveau bas du projet se situera au sein de l'horizon de la Molasse du Tortonien Marin. Dans ces conditions, un système de fondation superficielle de type **semelles isolées et/ou filantes** est envisageable.

- **Bâtiments sans niveau de sous-sol**

Le niveau bas du projet se situera au sein de l'horizon des Remblais et/ou Colluvions de faible résistance. Par ailleurs, le toit de la Molasse se trouve entre 0,7 et 2 m sous le niveau bas du projet. Le système de fondation pourra alors être constitué de **puits** ou de **semelles reposant sur un rattrapage en gros béton** descendues dans la formation d'ancrage résistante.

Note importante : La projet est situé en zone de sismicité moyenne. Les fondations superficielles devront être justifiées vis-à-vis de cet aléa, au stade de la mission géotechnique de conception G2 Phase PRO. En fonction des sollicitations sismiques, la solution de fondations superficielles de type semelles pourrait ne plus être adaptée pour le projet. Par conséquent un système de fondation profondes de type pieux pourrait alors être préconisé pour le projet.

4.2.4 Soutènement

Dans les zones où l'espace disponible le permet (recul suffisant), les terrassements pourront être réalisés par **talutage**. Les voiles pourront ainsi être coulés au moyen de banches de coffrage.

Ainsi en considérant un fond de fouille vers 3m de profondeur, un recul d'au minimum 4m devra être disponible.

Dans le cas où cet espace ne serait pas disponible, les terrassements seront réalisés à l'abri d'un soutènement de type **paroi berlinoise** par exemple.

Les terrassements seront alors effectués par passes et associés à la mise en œuvre d'éléments de blindages intermédiaires en béton armé (projeté, banché ou préfabriqué), ou en bois, ou en acier (type palfeuille).

Cette paroi de soutènement pourra être provisoire et aura alors un rôle de coffrage perdu.

4.2.5 Niveau bas

- **Bâtiment sans niveau de sous-sol :**

L'assise du projet étant au sein des Colluvions, une solution de **dalle portée** sur un réseau de longrines reliées aux fondations sera donc retenue.

- **Bâtiment avec un niveau de sous-sol**

L'assise du projet se situera au sein de la formation des Tortonien Marin résistantes, une solution de **dallage** sur terre-plein pourra être retenue dans le cadre du projet, à condition de s'assurer que la nappe ne risque pas d'intercepter le niveau bas du projet.

Dans le cas où les essais en laboratoire indiqueraient la présence de sols sensibles au retrait-gonflements des argiles, il est recommandé de laisser un vide sous la dalle portée à l'aide d'un coffrage dégradable de type Biocoffra® ou équivalent. L'espace ainsi libéré est propice à la libre déformation du sol.

5 ANALYSE ET RECOMMANDATIONS GEOTECHNIQUES (G2 AVP)

5.1 Préambule

A ce stade du projet, ce rapport présente une ébauche dimensionnelle des fondations établie sur la base :

- Des vues en plan et élévations du dossier de permis de construire,
- D'hypothèses sur les descentes de charges,
- De tolérances usuelles de déformation.

Les éléments fournis ci-après (hypothèses géotechniques, ébauche dimensionnelle, estimation des tassements, ...) permettent une première validation des solutions proposées.

Le BET du projet pourra utiliser ces premiers éléments pour vérifier la faisabilité des solutions de fondation proposées lorsque les descentes de charges seront disponibles.

La justification des ouvrages géotechniques devra être menée dans le cadre d'une mission G2 PRO qui nécessitera la fourniture préalable des plans de structures et des descentes de charge.

5.2 Normes et règlements

Pour la réalisation de cette étude, les règlements et normes suivants ont été utilisés :

- NF EN 1997-1, Eurocode 7 - Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales,
- NF EN 1997-1/NA, Eurocode 7 - Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales – Annexe Nationale,
- NF EN 1998-1 : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance au séisme ; Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, avec son annexe nationale NF EN 1998-1/NA,
- NF EN 1998-5 : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance au séisme ; Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques, avec son annexe nationale NF EN 1998-5/NA,
- NF P 94-261 : Justifications des ouvrages géotechniques – fondations superficielles,
- DTU 13.1 : Travaux de bâtiment - Fondations superficielles – Cahier des clauses techniques types.

5.3 Modèle géotechnique de calcul

A ce stade de l'étude, le modèle géotechnique suivant sera retenu :

Formation	Classe de Sol	Base	P _{fk} * (MPa)	P _{lk} * (MPa)	E _{Mk} (MPa)	α	γ (kN/m³)	φ' (°)	c' (kPa)
		(m/TN)							
Remblais	Sols intermédiaires	0,3	Aucun essai dans ces formations			0,67	19	25,0	0,0
Colluvions	Argile	1,5				0,67	19	25,0	0,0
Tortonien Marin	Marnes Calcaires	>15,0	2,7	2,7	63,0	0,50	20	25,0	10,0

Tableau 13 : Modèle géotechnique de calcul

Nota : Ces paramètres pourront éventuellement faire l'objet d'adaptations dans le cas d'investigations complémentaires qui pourraient survenir aux différentes phases des études géotechniques.

5.4 Fondations superficielles

5.4.1 Couche d'ancrage des fondations

Au vu du contexte géotechnique du site, une solution de fondations superficielles par semelles isolées et/ou filantes est envisageable. Ces fondations seront ancrées de 0,3 m au sein de la Molasse du Tortonien Marin, soit une assise minimale vers 1,5m/TN.

En fonction de la cote du fond de fouille attendue, des fondations de l'ordre de 1 à 2 m de profondeur seront nécessaires pour assurer l'ancrage minimal.

En effet, les Colluvions ont été reconnus sur des épaisseurs variables. Non sondages étant ponctuels, des surépaisseurs non mises en évidences sont susceptibles d'être retrouvées au droit du site, pouvant impliquer des surcreusements de fondation et des rattrapages en gros béton plus conséquent.

Dans tous les cas, La profondeur d'ancrage des fondations devra tenir compte de la capacité de retrait du sol. Il est recommandé d'atteindre au minimum 0,8 m en zone d'aléa faible à moyen.

5.4.2 Ebauche dimensionnelle des fondations

Au stade avant-projet de l'étude, les descentes de charges ne nous ont pas été communiquées, cette étude conservera un caractère général et sera développée dans le cadre d'une Mission G2 phase PRO.

5.4.2.1 Capacité portante du sol de fondation

La capacité portante du sol de fondation est déterminée suivant la méthode pressiométrique de la norme NF P 94-261.

Sol d'ancrage	Classe de sol	k_p	P_{le}^* (MPa)	i_δ	i_β	q_{net} (MPa)
Tortonien Marin	Calcaire marneux	0,8	Limité à 2,1	1,0	1,0	1,68

Tableau 14 : Définition de la capacité portante du sol

La capacité portante du sol d'assise des fondations est de :

- $Q_{ELS} = 0,6 \text{ MPa}$ (60,0 t/m²),
- $Q_{ELU} = 1,0 \text{ MPa}$ (100,0 t/m²).

5.4.2.2 Exemple de géométrie de semelles

En fonction de la capacité portante du sol, des exemples de géométries de fondations sont présentées dans le Tableau 15 :

Type de fondation	Largeur B (m)	Longueur L (m)	Charges reprises (kN)	
			ELS	ELU
Semelles isolées	1,5	1,5	1350	2250
	2,0	2,0	2400	4000
	2,5	2,5	3750	6250
	3,0	3,0	5400	9000
Semelles filantes	0,5	1,0	300	500
	0,7	1,0	420	700

Tableau 15 : Exemple de dimensions de semelles

5.4.2.3 Estimation des tassements sous fondations

L'estimation des tassements est menée selon la méthode pressiométrique de Ménard de la norme NF P 94-261, article H. Le tassement final d'une fondation est la somme du tassement sphérique s_c (dû aux déformations volumétriques) et du tassement déviatorique s_d (dû aux déformations de cisaillement).

L'estimation des tassements est effectuée à l'ELS, en considérant des semelles entièrement comprimées et travaillant à la capacité portante du sol :

Type de fondation	Géométrie des semelles		Estimation des tassements (mm)			
	B (m)	L (m)	SP1	SP2	SP3	SP4
Semelles isolées	1,5	1,5	<5mm	<5mm	<5mm	<5mm
	2,0	2,0	<5mm	<5mm	<5mm	5
	2,5	2,5	<5mm	7	<5mm	<5mm
	3,0	3,0	5	6	<5mm	5
Semelles filantes	0,5	1,0	<5mm	<5mm	<5mm	<5mm
	0,7	1,0	<5mm	<5mm	<5mm	<5mm

Tableau 16 : Estimation des tassements sous fondations

Pour les dimensions de fondations considérées, les tassements absolus seront compris entre 2 et 6 mm. La compatibilité des tassements avec les tolérances de déformations de la structure sera confirmée par la Maitrise d'Ouvrage.

Une rotation relative maximale de 1/500 (2,0 mm/m) est en général acceptable pour la majorité des structures.

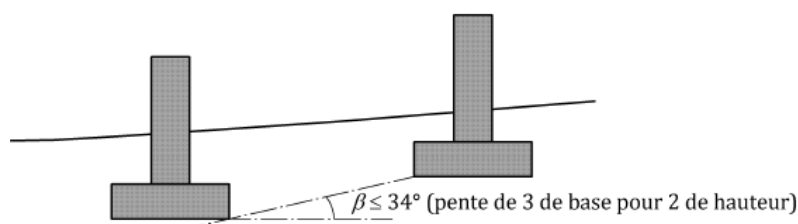
En première approche, en considérant un maillage des fondations compris entre 5,0 m et 7,5 m, le tassement différentiel à ne pas dépasser entre deux appuis sera de 1,0 cm pour des appuis espacés tous les 5,0 m et 1,5 cm pour des appuis espacés tous les 7,5 m.

Nota : ces estimations de tassements ne sont valables que pour des fondations coulées pleine fouille, avec une assise homogène et propre. Dans le cas contraire, des tassements supplémentaires pourraient s'opérer.

5.4.3 Sujétions d'exécution des fondations superficielles

L'exécution des fondations superficielles sera conforme à la norme NF P 94-261 et tiendra compte notamment des sujétions suivantes :

- L'homogénéité des fonds de fouille sera soigneusement contrôlée, les terrains remaniés par des engins de chantier seront purgés et remplacés par du gros béton,
- En cas de surépaisseur de Remblais et de Colluvions, ces terrains seront purgés et substitués par un gros béton,
- Des éléments indurés (vestiges anthropiques, blocs de calcaires, etc.) sont susceptibles d'être rencontrés lors des terrassements. Ces éléments pourront nécessiter l'emploi d'outil adapté (BRH) et seront évacués puis comblés par un gros béton,
- Les fondations seront coulées sur un fond de fouille sec et homogène. En cas d'interception de la nappe ou de circulations superficielles, ces eaux seront évacuées au moyen d'un système d'épuisement adapté,
- Le coulage du béton sera réalisé immédiatement après l'ouverture des fouilles afin d'éviter toute altération des parois et de l'assise,
- La profondeur des fondations devra respecter les conditions de mise hors gel de la région, soit 0,5 m. Toutefois, en raison de l'aléa moyen de retrait-gonflement, il est recommandé d'atteindre au **minimum 0,8 m en zone d'aléa faible à moyen**,
- Le béton des fondations devra être confectionné avec un ciment résistant aux environnements agressifs faibles (<XA1),
- Les fondations voisines devront respecter une pente maximale de 3 Horizontal / 2 Vertical, afin d'éviter toute transmission d'efforts parasites. Dans le cas où l'environnement ne permet pas le respect de cette règle, les fondations seront descendues à la même altimétrie,



5.4.4 Règles de construction vis-à-vis des sols sensibles au retrait-gonflement

La réalisation de fondations superficielles dont l'ancrage se situe au sein de terrain sensible au retrait-gonflement des argiles peut entraîner, à terme, l'apparition de désordre sur les structures. Afin de réduire l'ampleur de ce phénomène et des potentielles conséquences sur l'ouvrage, les dispositions suivantes seront respectées :

- La profondeur d'ancrage des fondations devra tenir compte de la capacité de retrait du sol. Il est recommandé d'atteindre au **minimum 0,8 m en zone d'aléa faible à moyen** et 1,2 m en zone d'aléa fort,
- L'ancrage des fondations doit être homogène sur tout le pourtour de l'ouvrage, notamment pour les sites en pente où l'ancrage aval doit être au moins aussi

important que l'ancrage amont. En particulier, les sous-sols partiels qui induisent des hétérogénéités d'ancrage sont à proscrire,

- Les éléments de structure différents (parties de l'ouvrage fondées différemment ou charges variables) seront désolidarisés par la mise en œuvre d'un joint de rupture (élastomère) sur toute la hauteur du bâtiment y compris les fondations,
- Les fondations seront bétonnées et armées sur toute leur hauteur,
- La structure du bâtiment sera rigidifiée par la mise en œuvre de chainages horizontaux (haut et bas) et verticaux (poteaux d'angle),
- Réalisation d'une ceinture étanche (trottoir périmétrique en béton, géomembrane enterrée, etc.) autour du bâtiment,
- Réalisation d'un dispositif de drainage (réseau de drains ou tranchées drainantes) ceinturant la construction. Le dispositif sera descendu à une profondeur supérieure à celle des fondations et à une distance minimale de 2,0 m du bâtiment,
- Eloignement de la végétation du projet afin d'éviter les variations importantes de teneur en eau au niveau du sol de fondation. Il est recommandé de respecter une distance supérieure à une fois la hauteur de l'arbre à maturité entre le bâti et toute végétation. Dans le cas où cette disposition n'est pas réalisable (limite de propriété, etc.), la mise en place d'un écran anti-racine sera mise en œuvre. Cet écran se situera le long des façades et aura une profondeur supérieure au système racinaire des arbres (avec un minimum de 2,0 m),
- Raccordement des réseaux d'eaux au réseau collectif, l'assainissement autonome est à proscrire (où il convient de respecter une distance de 15 m entre le bâtiment et les points de rejet),
- Etanchéification des canalisations enterrées (EP, EU) par la mise en œuvre de canalisations flexibles et de joints souples,
- Limitation des échanges thermiques en sous-sol (chaudière) par la mise en place d'un dispositif spécifique d'isolation thermique des voiles enterrés.

5.5 Terrassements en déblais / remblais

5.5.1 Excavation

Les travaux de terrassements atteindront des hauteurs comprises entre 1 m et 3 m. Ils intéresseront les horizons des Remblais hétérogènes, des Colluvions et le Tortonien Marin composé de molasse à calcaire gréseux avec des blocs et/ou bancs indurés.

L'extraction des déblais pourra généralement être réalisée à l'aide d'engin de moyenne puissance. Cependant, l'utilisation de matériel spécifique (BRH) pourra s'avérer nécessaire en cas de présence de blocs ou de vestiges anthropiques au sein des remblais et de bancs et/ou blocs de calcaires au sein de la Molasse.

5.5.2 Traficabilité

Le fond de fouille sera composé de sols sensibles aux variations de teneur en eau et donc aux circulations d'eau et aux intempéries.

Il est recommandé de prévoir un dispositif adapté pour limiter les phénomènes de matelassage et d'assurer une bonne praticabilité en fond de fouille :

- Réaliser une protection immédiate du fond de fouille pour éviter le remaniement des terres,
- Réaliser un modelage aux abords de la fouille pour éloigner les eaux de ruissellement,
- Evacuer des éventuelles venues d'eau par un système de drainage adapté en évitant le remaniement des sols.

5.5.3 Talus

Dans les zones où l'emprise le permet, les terrassements pourront être réalisés par talutage. Les talus provisoires respecteront les pentes suivantes :

- Colluvions : 2V/3H (34°),
- Formation Tortonien : 1V/1H (45°).

Ces pentes de talus sont valables sans surcharge en tête (circulations et stockage interdit). De même, les talus seront réalisés en dehors de tout avoisinant dont la stabilité n'est pas assurée.

Il n'est pas impossible que des instabilités de surface de talus apparaissent, notamment en cas d'intempérie (glissement de peau). Il est recommandé de protéger les parements des talus par un polyane cloué en tête et en pied.

Les voiles pourront ainsi être coulés au moyen de banches de coffrage.

Les talus seront remblayés avec des matériaux drainants insensibles à l'eau (ne comportant pas plus de 15% de fines) et mis en place par couches successives compactées à l'Optimum Proctor. Ils feront l'objet de contrôle au pénétromètre dynamique.

La réutilisation des sols excavés en remblaiement des talus nécessite la réalisation d'une étude spécifique associée à la réalisation d'essais en laboratoire.

Dans le cas où cet espace ne serait pas disponible, les terrassements seront réalisés à l'abri d'un soutènement de type **paroi berlinoise** par exemple.

Les terrassements seront alors effectués par passes et associés à la mise en œuvre d'éléments de blindages intermédiaires en béton armé (projeté, banché ou préfabriqué), ou en bois, ou en acier (type palfeuille).

Cette paroi de soutènement pourra être provisoire et aura alors un rôle de coffrage perdu.

Cette incertitude devra être étudiée en échange des plans précis d'implantation des futurs bâtiments, en définissant si l'espace disponible permet un terrassement en talutage, notamment pour les façades ci-dessous :



Figure 10 : Incertitudes sur l'espace disponible

5.5.4 Mise hors d'eau de la fouille

A ce jour, les piézomètres ont été mesurés secs en fin de chantier. Par conséquent les travaux de terrassement ne devraient pas intercepter la nappe en période normale ; aucun système de rabattement de nappe n'est donc à prévoir.

Toutefois, des circulations d'eau sont possibles au sein des terrains superficiels, notamment durant les périodes de fortes pluviométries. Le cas échéant, nous recommandons de réaliser un drainage adapté du fond de fouille.

Il est à noter également que le site d'étude se place au droit d'une zone vulnérable à la remontée du niveau de la nappe.

Nous recommandons la réalisation d'un suivi piézométrique afin d'appréhender le contexte hydrogéologique.

Remarque : Dans l'hypothèse où le projet prévoit des approfondissements par rapport aux données retenues dans cette étude, notamment dans le cas de fosses techniques, bassin de rétention, etc. ou dans le cas d'une modification de l'altimétrie du niveau bas, il conviendra de s'assurer qu'ils n'interceptent pas la nappe. Le cas échéant, un rabattement de nappe pourrait être nécessaire.

5.6 Protection contre l'eau des niveaux enterrés

5.6.1 Niveaux de nappes

Les piézomètres ont été retrouvés secs en fin de chantier. Toutefois, des circulations plus ou moins pérennes, et alimentées par les sous-écoulements de versants et les précipitations sont possibles, notamment au sein des passages les plus perméables ; comme des passages sableux ou altérés.

De plus, le site d'étude se place au droit d'une zone vulnérable à la remontée du niveau de la nappe. Nous recommandons la réalisation d'un suivi piézométrique afin d'appréhender le contexte hydrogéologique.

En fonction des 1ères mesures de ce suivi, une étude hydrogéologique pourra être nécessaire pour la définition du niveau EE.

5.6.2 Protection de l'infrastructure

5.6.2.1 Drainage vertical

A ce stade du projet, et en raison de l'absence d'un niveau d'eau au droit des piézomètres, nous préconisons les mesures ci-dessous pour assurer la protection des niveaux enterrés contre l'eau. **Toutefois, nous recommandons un suivi piézométrique pour confirmer cela.** Au-vu de la nature argileuse des terrains situés à l'arrière des voiles enterrés, ceux-ci devront être protégés des circulations d'eau aléatoires et superficielles au moyen d'un drainage périmétrique mis en œuvre à l'arrière des voiles. Le drainage sera réalisé au moyen de :

- Nappes drainantes composées d'un géocomposite drainant (type Enkadrain®),
- Un réseau de barbacanes connecté à la nappe drainante et traversant le voile,
- Un réseau de cunettes au niveau du plancher récupérant les écoulements des barbacanes et les eaux d'infiltrations.

Ce système sera associé à un collecteur positionné en pied de voile, et un dispositif d'évacuation (gravitaire ou avec pompe de relevage) doit être prévu dans la conception du projet.

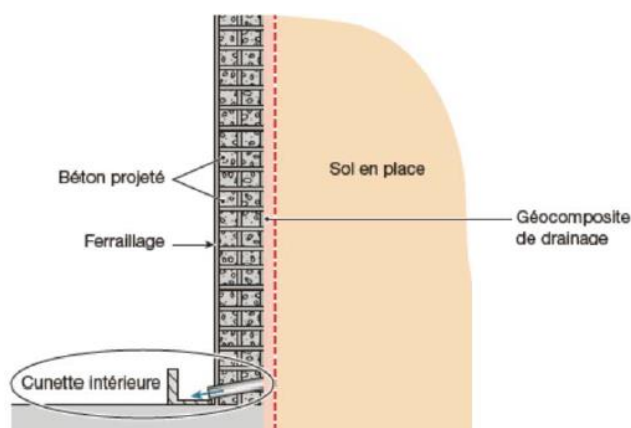


Figure 11 : Principe du drainage vertical

Nota : Afin de garantir le bon écoulement de l'eau et limiter les phénomènes de colmatage, les barbacanes et les cunettes devront être entretenues périodiquement (fréquence d'entretien annuelle recommandée).

Les eaux collectées seront évacuées soit au réseau public soit au niveau de la parcelle au moyen de noues d'infiltration, de bassin d'arrosage, etc.

Remarque : Dans le cas d'un rejet au réseau, une demande d'autorisation devra être établie auprès du gestionnaire du réseau concerné et des autorités compétentes.

5.6.2.2 Locaux nobles

Les locaux nobles sont des locaux dont la destination ou l'usage n'accepte aucune trace d'humidité sur les faces intérieures de la structure résistante et des retours liés à celle-ci.

Par conséquent, le cuvelage de ces locaux à la mise en place d'un revêtement d'étanchéité extrados. En effet, un cuvelage intrados avec revêtement d'imperméabilisation permet de bloquer seulement la phase aqueuse (eau liquide) mais pas la phase gazeuse (vapeur d'eau).

Nota : tout autre procédé permettant de garantir une étanchéité à l'eau liquide et à la vapeur d'eau devra être validé au moyen d'avis techniques délivrés par le CSTB.

Pour les locaux nobles, l'arase d'étanchéité doit être supérieure ou égale au niveau EE sans être inférieure à +0,15 m du niveau fini des terres.

5.7 Incertitudes géotechniques résiduelles

A ce stade de l'étude, il existe encore des incertitudes géotechniques :

- La démolition des bâtiments existants pourra générer des surépaisseurs importantes de remblais. Des investigations complémentaires pourront être réalisées après les travaux de démolition, afin de circonscrire l'épaisseur de ces remblais,
- L'identification de la présence d'une nappe, de l'estimation de son battement et la définition des niveaux caractéristiques de la nappe. La réalisation d'un suivi piézométrique associé à une étude hydrogéologique permettrait de lever cette incertitude,
- L'espace disponible pour les terrassements en talutage. Dans le cas où l'espace disponible ne serait pas suffisant, la réalisation d'une paroi de soutènement pourrait s'avérer nécessaire,
- La réalisation de fondations superficielles vis-à-vis de l'aléa sismique. En fonction des sollicitations sismiques à reprendre, une solution de fondations superficielles pourrait

ne plus être adaptée. Une solution de fondations profondes devra alors être préconisée,

- Les descentes de charges, l'interaction entre fondations et l'admissibilité des tassements différentiels par la structure du projet seront à lever au stade PRO.

Ces incertitudes peuvent avoir une incidence importante sur le coût final des ouvrages géotechniques. Il conviendra d'en tenir compte lors de la mise au point du projet et la rédaction du DCE.

L'Entreprise prévoira, au titre de sa mission G3, toutes les investigations qu'elle estime nécessaire pour la bonne exécution de ses travaux.

Ce rapport conclut la Mission G2 AVP qui nous a été confiée pour cette affaire. Il conviendra d'en tenir compte dans la suite des études.

La description des missions d'ingénierie géotechnique selon la norme NF P94-500 ainsi que leur enchainement sont présentés en ANNEXE 7 de ce rapport. SEMOFI se tient à la disposition de tous les intervenants pour réaliser toutes ou parties de ces missions.

L'Ingénieur chargé de l'étude

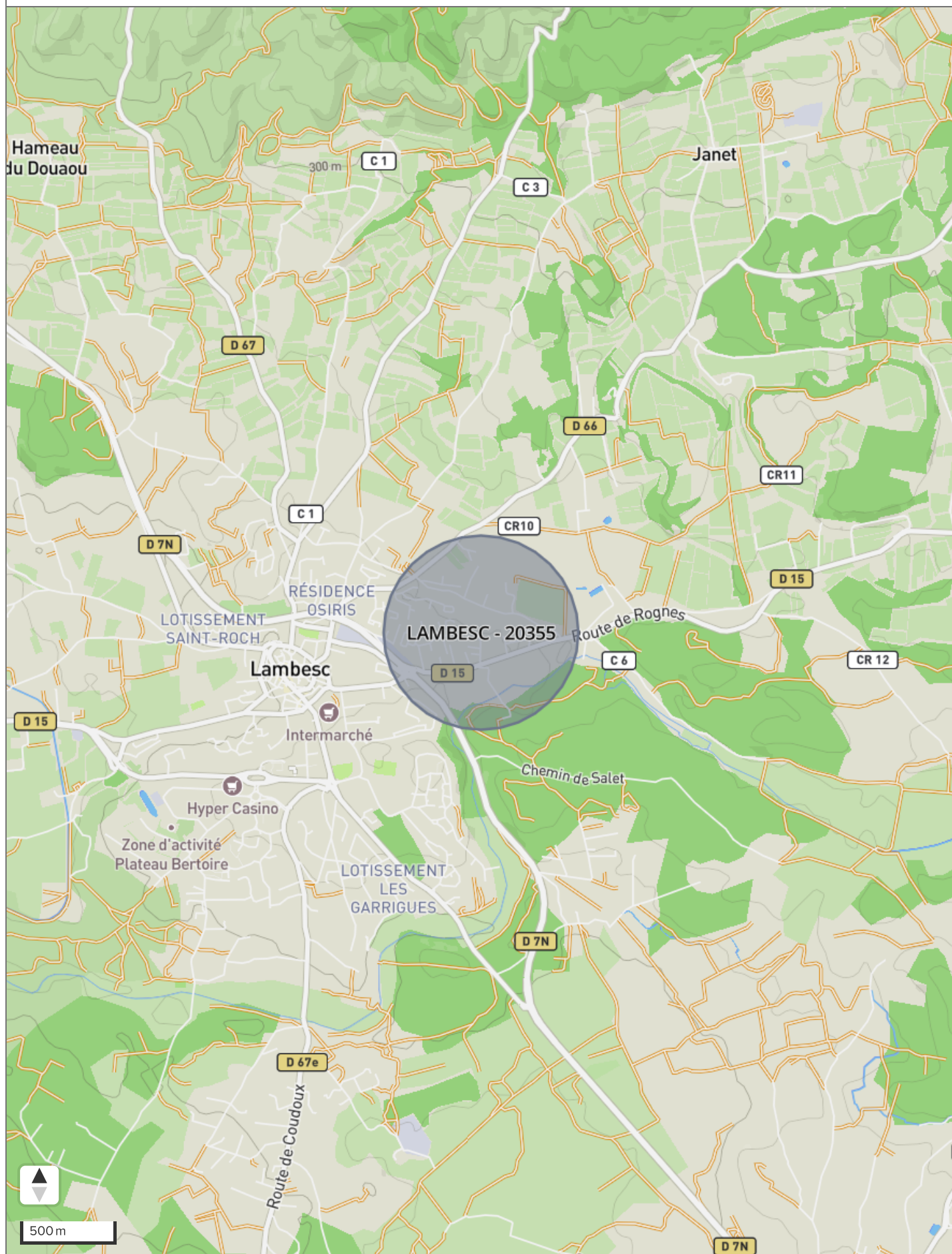
Jérémy HAKKAR

ANNEXES

- ANNEXE 1** PLAN DE LOCALISATION
- ANNEXE 2** PLAN D'IMPLANTATION DES INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES
- ANNEXE 3** COUPES ET ENREGISTREMENTS DES SONDAGES GEOTECHNIQUES
- ANNEXE 4** RESULTATS DES ESSAIS DE PERMEABILITE
- ANNEXE 5** RESULTATS DES ESSAIS D'IDENTIFICATION DES SOLS EN LABORATOIRE
- ANNEXE 6** RESULTATS DES TESTS D'AGRESSIVITE VIS-A-VIS DES BETONS
- ANNEXE 7** CLASSIFICATION DES MISSIONS GEOTECHNIQUES TYPES

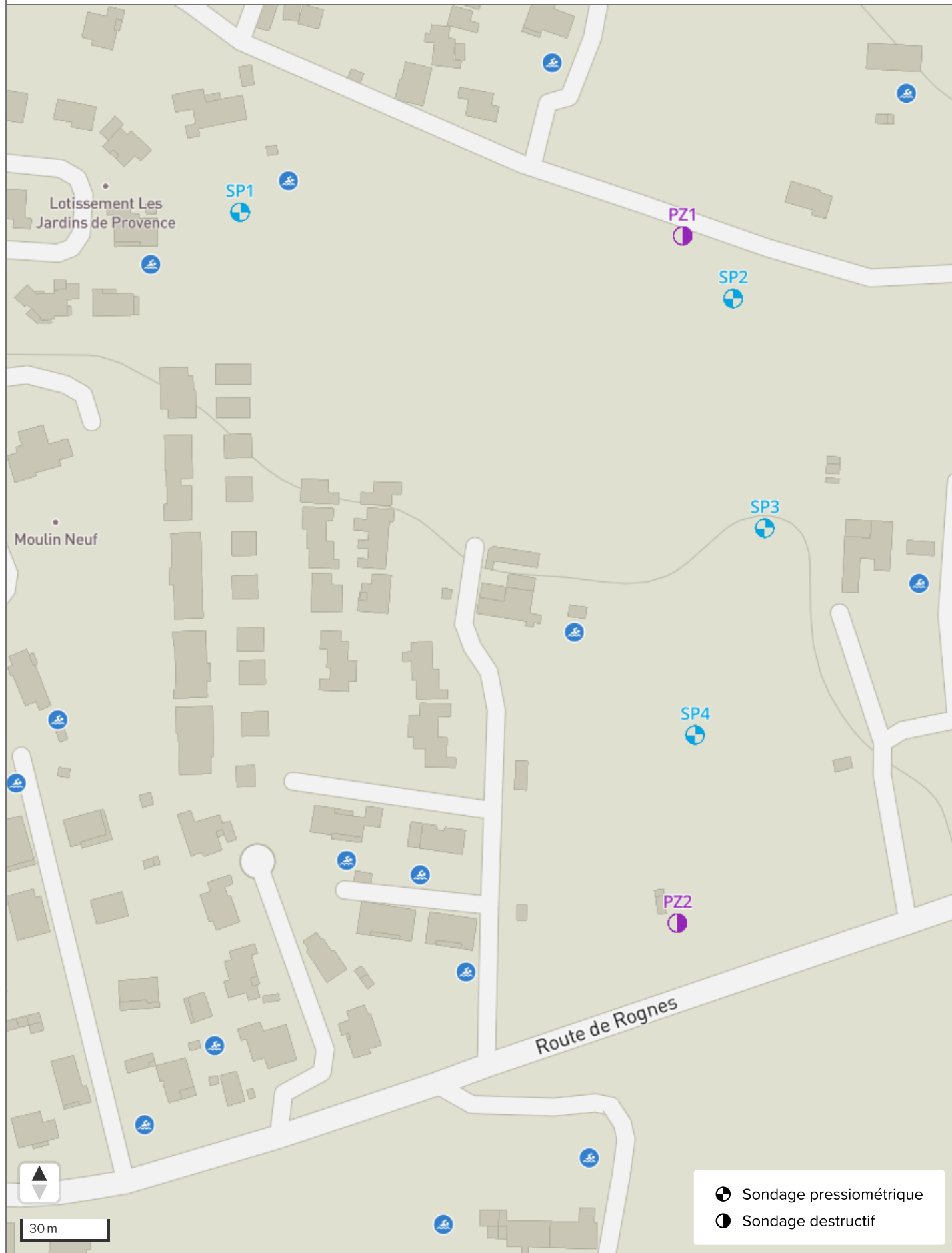
ANNEXE 1 Plan de localisation

PLAN DE LOCALISATION



ANNEXE 2 **Plan d'implantation des investigations géotechniques**

PLAN D'IMPLANTATION



ANNEXE 3 Coupes et enregistrements des sondages géotechniques

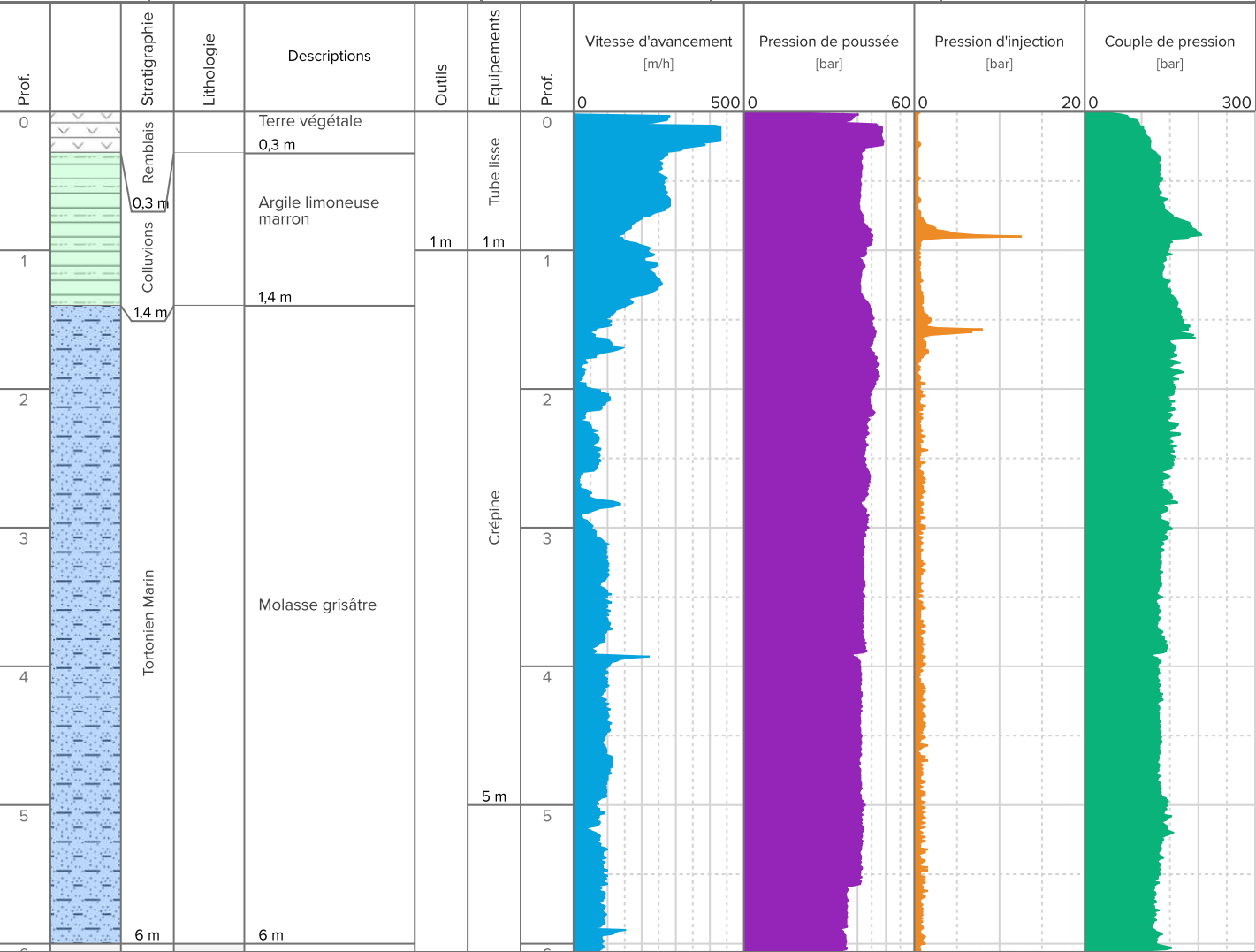
PLAN D'IMPLANTATION

Précision des relevés (X / Y)	Relevé par géomètre
Non renseigné	Non
Système de coordonnées du projet	Nivellement
WGS 84	Non renseigné

	WGS 84		
Nom	Longitude	Latitude	Élévation [m]
PZ1	5,275024483	43,65688629	Non renseigné
PZ2	5,275002453	43,654811936	Non renseigné
SP1	5,273185436	43,656957594	Non renseigné
SP2	5,27523458	43,656697029	Non renseigné
SP3	5,275366009	43,65600425	Non renseigné
SP4	5,27507633	43,655379384	Non renseigné

PZ1	Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Niveau d'eau		
	5,275024483	43,656886290	WGS 84			☐ Néant ☐ Non mesuré ☐ En cours de forage		
	Élévation	Nivellement	Angle	Azimut	Prof. atteinte	☐ Stabilisé ☐ Non stabilisé ☐ Sec		
	Non renseigné	Non renseigné	0,0°	-	Non renseigné			

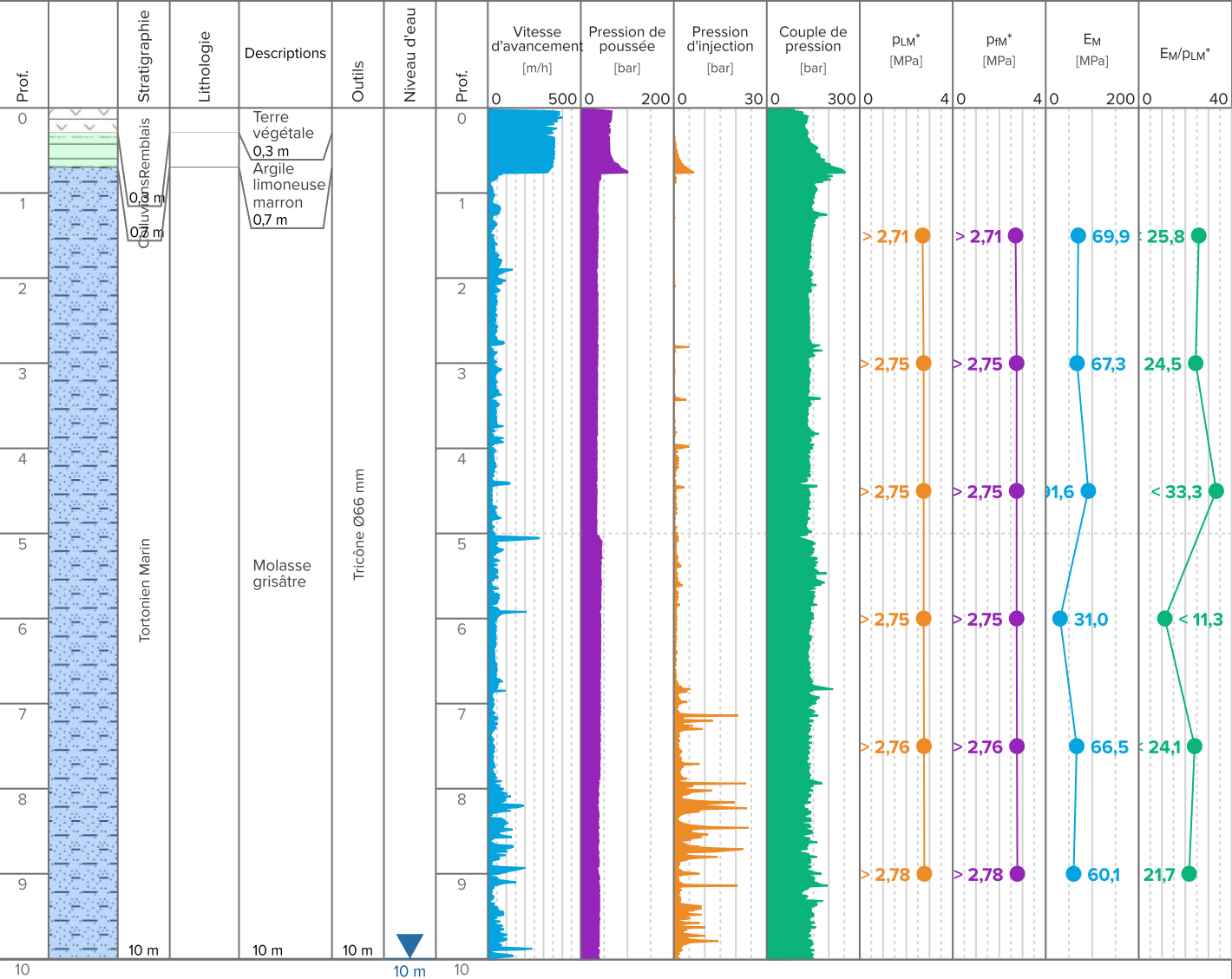
Données	Type	Début	Fin	Machine	Opérateur
DPR-PZ1	Paramètres destructifs	Non renseigné	Non renseigné	-	-



PZ2	Longitude		Latitude		Système de coordonnées			Niveau d'eau			
	5,275002453		43,654811936		WGS 84			☐ Néant ☐ Non mesuré ☐ En cours de forage			
	Élévation		Nivellement		Angle	Azimut	Prof. atteinte	☐ Stabilisé ☐ Non stabilisé ☐ Sec			
	Non renseigné		Non renseigné		0,0°	-	6,0 m				
Données		Type			Début			Fin		Machine	Opérateur
DPR-PZ2		Paramètres destructifs			Non renseigné			Non renseigné		-	-
Prof.		Stratigraphie	Lithologie	Descriptions	Equipements	Prof.	Vitesse d'avancement [m/h]	Pression de poussée [bar]	Pression d'injection [bar]	Couple de pression [bar]	
0		Remblais		Terre végétale 0,3 m	Tube lisse	0					
1		Colluvions		Argile limoneuse marron	1 m	1					
2		2 m		2 m	Crépine	2					
3		Tortonien Marin		Molasse grisâtre		3					
4						4					
5						5 m	5				
6		6 m		6 m		6					
Edité par Semofi				LAMBESC - 20355							
Jeremy Hakkar jeremy.hakkar@semofi.fr				soilcloud.tech							

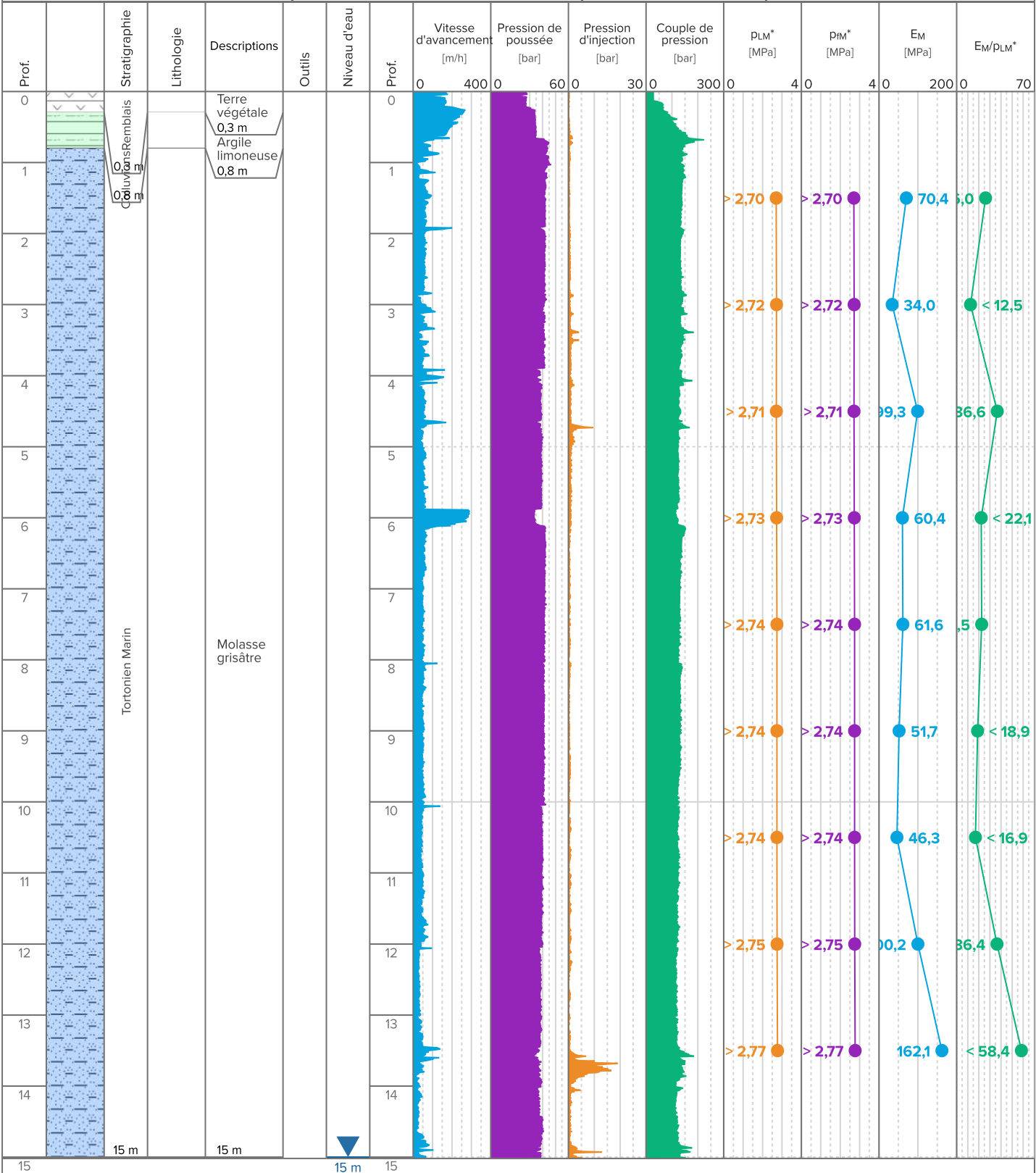
SP1	Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Niveau d'eau			
	5,273185436	43,656957594	WGS 84			☐ Néant ☐ Non mesuré ☐ En cours de forage			
	Élévation	Nivellement	Angle	Azimut	Prof. atteinte	☐ Stabilisé ☐ Non stabilisé ☐ Sec			
	Non renseigné	Non renseigné	0,0°	-	10,0 m				

Début			Fin			Machine			Opérateur	
Non renseigné			Non renseigné			Steve			Steve Herault	



SP2	Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Niveau d'eau			
	5,275234580	43,656697029	WGS 84			☐ Néant ☐ Non mesuré ☐ En cours de forage ☐ Stabilisé ☐ Non stabilisé ☐ Sec			
	Élévation	Nivellement	Angle	Azimut	Prof. atteinte				
	Non renseigné	Non renseigné	0,0°	-	15,0 m				

Début			Fin			Machine			Opérateur		
Non renseigné			Non renseigné			Steve			Steve Herault		



SP3

Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Niveau d'eau		
5,275366009	43,656004250	WGS 84			☐ Néant	☐ Non mesuré	☐ En cours de forage
Élévation	Nivellement	Angle	Azimut	Prof. atteinte	☐ Stabilisé	☐ Non stabilisé	☐ Sec
Non renseigné	Non renseigné	0,0°	-	15,0 m			

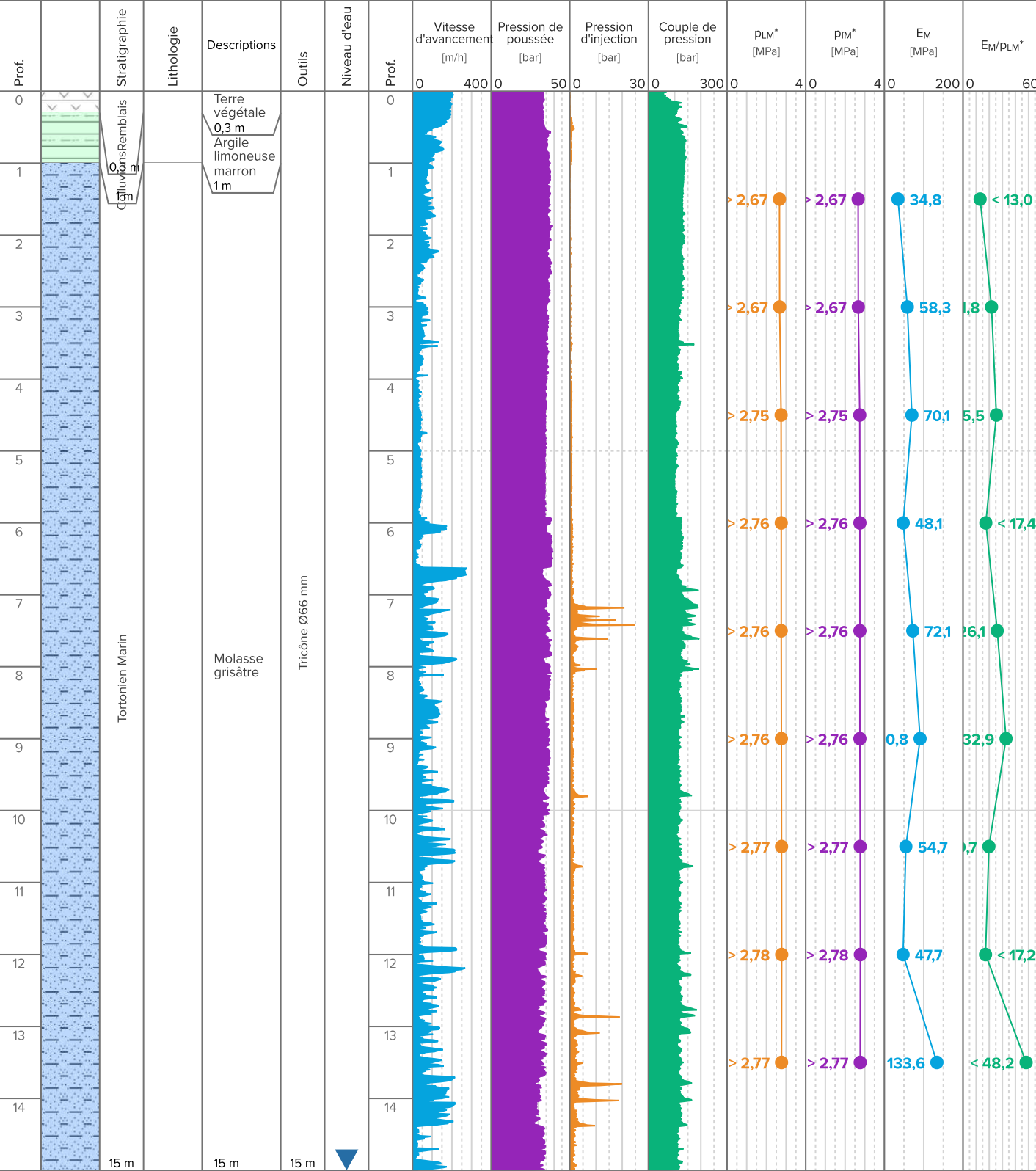
Début			Fin			Machine			Opérateur		
Non renseigné			Non renseigné			Steve			Steve Herault		

Prof.	Stratigraphie	Lithologie	Descriptions	Outils	Niveau d'eau	Prof.	Vitesse d'avancement [m/h]	Pression de poussée [bar]	Pression d'injection [bar]	Couple de pression [bar]	PLM* [MPa]	pIM* [MPa]	EM [MPa]	EM/PLM*
							0 400	0 60	0 30	0 300	0 4	0 4	0 300	0 80
0			Terre végétale 0,3 m			0								
1	Os Remblais 1,2 m		Argile limoneuse 1,2 m			1					> 2,91	> 2,91	50,8	< 17,5
2						2								
3						3					> 2,78	> 2,78	3,2	47,9
4						4					> 2,78	> 2,78	85,5	0,7
5						5								
6						6					> 2,70	> 2,70	192,1	< 71,1
7						7					> 2,73	> 2,73	65,4	9
8						8					> 2,74	> 2,74	63,9	3
9						9								
10						10					> 2,74	> 2,74	95,1	4,7
11						11								
12						12					> 2,74	> 2,74	65,9	< 24,1
13						13					> 2,76	> 2,76	58,5	< 21,2
14						14								
15						15								

SP4

Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Niveau d'eau		
5,275076330	43,655379384	WGS 84			☐ Néant	☐ Non mesuré	☐ En cours de forage
Élévation	Nivellement	Angle	Azimut	Prof. atteinte	☐ Stabilisé	☐ Non stabilisé	☐ Sec
Non renseigné	Non renseigné	0,0°	-	15,0 m			

Début			Fin			Machine			Opérateur		
Non renseigné			Non renseigné			Steve			Steve Herault		



15						15								
----	--	--	--	--	--	----	--	--	--	--	--	--	--	--

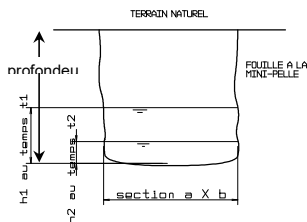
ANNEXE 4 Résultats des essais de perméabilité

ESSAI MATSUO A NIVEAU VARIABLE

Chantier : LAMBESC
N° dossier : C24-20355
Sondage : M1

Date : 29/11/2024
Temps : ensoleillé
Temps de saturation : 70 min
 (pour 0.5 m de hauteur d'eau)

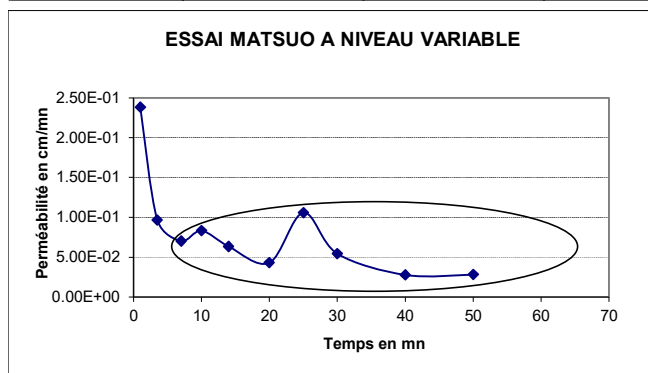
Profondeur fouille (m) :	1.1
Largeur fouille (cm) :	50
Longueur fouille (cm) :	81

[illegible]

Profondeur (m)	Lithologie
0 - 0.3	Terre végétale limoneuse +
0.3 - 1.1	Limons secs et compacts



* par rapport au fond de fouille



PERMEABILITE SEMOFI	
$k \text{ (mm/h)} =$	36
$k \text{ (m/s)} =$	9.9E-06

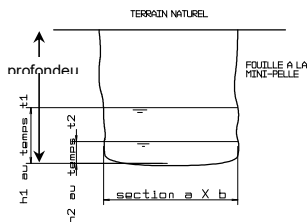
(moyenne des valeurs de 7 à 50 mn)

ESSAI MATSUO A NIVEAU VARIABLE

Chantier : LAMBESC
N° dossier : C24-20355
Sondage : M2

Date : 29/11/2024
Temps : ensoleillé
Temps de saturation : 60 min
 (pour 0.5 m de hauteur d'eau)

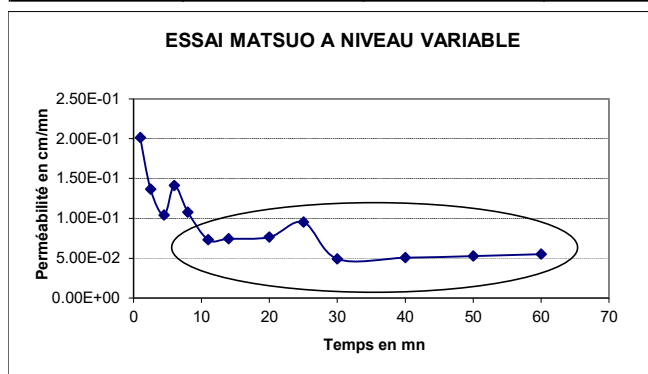
Profondeur fouille (m) :	1.1
Largeur fouille (cm) :	35
Longueur fouille (cm) :	87

[illegible]

Profondeur (m)	Lithologie
0 - 0.3	Terre végétale limoneuse +
0.3 - 1.1	Limons secs et compacts



* par rapport au fond de fouille



PERMEABILITE SEMOFI	
k (mm/h) =	39
k (m/s) =	1.1E-05

(moyenne des valeurs de 11 à 60 mn)

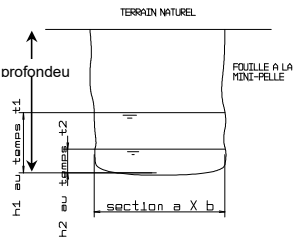
ESSAI MATSUO A NIVEAU VARIABLE

Chantier : LAMBESC
N° dossier : C24-20355
Sondage : M3

Date : 29/11/2024
Temps : ensoleillé
Temps de saturation : 50 min
(pour 0.5 m de hauteur d'eau)

Profondeur fouille (m) : 1.3
Largeur fouille (cm) : 37
Longueur fouille (cm) : 90

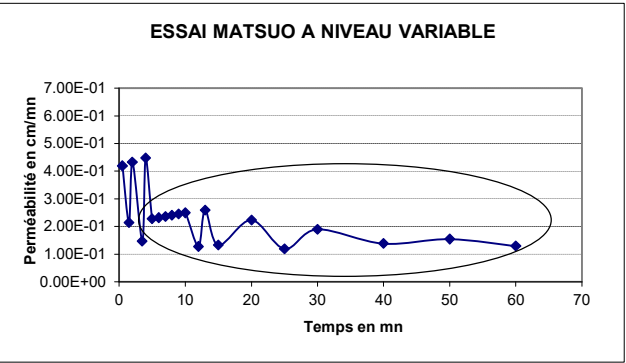
Temps (mn)	Profondeur eau (cm) par rapport au TN	Hauteur de lecture (*) en cm	Perméabilité Semofi (cm/mn)
0	80	50	
0.5	81	49	4.19E-01
1.5	82	48	2.13E-01
2	83	47	4.33E-01
3.5	84	46	1.47E-01
4	85	45	4.47E-01
5	86	44	2.28E-01
6	87	43	2.32E-01
7	88	42	2.36E-01
8	89	41	2.40E-01
9	90	40	2.45E-01
10	91	39	2.49E-01
12	92	38	1.27E-01
13	93	37	2.59E-01
15	94	36	1.32E-01
20	98	32	2.23E-01
25	100	30	1.19E-01
30	103	27	1.89E-01
40	107	23	1.38E-01
50	111	19	1.54E-01
60	114	16	1.29E-01



Profondeur (m)	Lithologie
0 - 0.3	Terre végétale limoneuse +
0.3 - 0.5	Limons
0.5 - 1.3	Roche mère altérée sèche + ou - silteux



* par rapport au fond de fouille



PERMEABILITE SEMOFI	
k (mm/h) =	116
k (m/s) =	3.2E-05
(moyenne des valeurs de 5 à 60 mn)	

ANNEXE 5 Résultats des essais d'identification des sols en laboratoire

Site de prélèvement Lambesc

N° de Sondage

ST6

Profondeur (m)

0,2 - 1,4

Date du prélèvement

05/12/2025

Prélèvement effectué par

Qualidrill

Condition de conservation

Sac

Société

SEMOFI

Vos références dossier

C24-20355

Nos références dossier

S24-12328

Date de réception du dossier

02/01/2025

Date de réalisation de l'essai

21/01/2025

Opérateur:

AGJ

Description visuelle de l'échantillon :

Limon très sableux marron plastique, réagit au HCl

Classe GTR déterminée : **A1****Température d'étuvage de la prise d'essai en °C:****105**

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

$$W_N = 18,4\%$$

La limite de liquidité et la limite de plasticité d'Atterberg s'appliquent aux éléments passants au travers d'un tamis de dimension nominale d'ouverture 0,400 mm.

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.

Limite de Plasticité W_P	17%
Limite de Liquidité W_L	22%
Indice de Plasticité IP	5
Indice de Consistance I_c	0,73

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.

L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre du Tamis en mm	50	20	5	2	0,08	0,063
% Tamisats Cumulés	100%	100%	99%	97%	49%	47%

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente.

Procès verbal établi à Villeneuve le Roi le :

29-janv.-25

Agathe JAKOVljevicResponsable des essais
de Classification des Sols

Site de prélèvement Lambesc

Société

SEMOFI

N° de Sondage

ST7

Vos références dossier

C24-20355

Profondeur (m)

0,2 - 1,8

Nos références dossier

S24-12328

Date du prélèvement

05/12/2025

Date de réception du dossier

02/01/2025

Prélèvement effectué par

Qualidrill

Date de réalisation de l'essai

21/01/2025

Condition de conservation

Sac

Opérateur:

AGJ

Description visuelle de l'échantillon :

Mélange de limon brun et de marne grise, ferme, réagit au HCl

Classe GTR déterminée : A1

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C:

105

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

 $W_N = 19,5\%$

La limite de liquidité et la limite de plasticité d'Atterberg s'appliquent aux éléments passants au travers d'un tamis de dimension nominale d'ouverture 0,400 mm.

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.

Limite de Plasticité W_P	22%
Limite de Liquidité W_L	33%
Indice de Plasticité IP	11
Indice de Consistance I_c	1,23

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.

L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre du Tamis en mm	50	20	5	2	0,08	0,063
% Tamisats Cumulés	100%	100%	96%	94%	70%	68%

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente.

Procès verbal établi à Villeneuve le Roi le :

29-janv.-25

Agathe JAKOVljevic

Responsable des essais
de Classification des Sols

ANNEXE 6 Résultats des tests d'agressivité vis-à-vis des bétons

WESSLING France, 40 rue du Ruisseau, 38070 Saint-Quentin-Fallavier Cedex

SEMOFI

Madame Adeline Martin

565, rue des Voeux Saint Georges

94290 VILLENEUVE LE ROI

N° rapport d'essai	ULY25-003149-1
N° commande	ULY-02404-25
Interlocuteur (interne)	D. Cardon
Téléphone	+33 164 471 475
Courrier électronique	David.Cardon@wessling.fr
Date	31.01.2025

Rapport d'essai

13 GEOT-C24-20355-02 LAMBESC JEH



Les résultats ne se rapportent qu'aux échantillons soumis à l'essai et tels qu'ils ont été reçus (dans le cas où le laboratoire n'a pas prélevé les échantillons).

Les résultats des paramètres couverts par l'accréditation EN ISO/CEI 17025 sont marqués d'un (A).

La portée d'accréditation COFRAC n°1-1364 essais du laboratoire WESSLING de Lyon (St Quentin Fallavier) est disponible sur le site www.cofrac.fr pour les résultats accrédités par ce laboratoire.

Le COFRAC est signataire des accords de reconnaissance mutuels de l'ILAC et de l'EA pour les activités d'essai.

Les organismes d'accréditation signataires de ces accords pour les activités d'essai reconnaissent comme dignes de confiance les rapports couverts par l'accréditation des autres organismes d'accréditation signataires des accords des activités d'essai.

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

Les laboratoires WESSLING autorisent leurs clients à extraire tout ou partie des résultats d'essai envoyés à titre indicatif sous format excel uniquement à des fins de retraitement, de suivi et d'interprétation de données sans faire allusion à l'accréditation des résultats d'essai.

Les données fournies par le client sont sous sa responsabilité et identifiées en italique.

Le 31.01.2025

N° d'échantillon		25-010679-01	25-010679-02
Désignation d'échantillon	Unité	ST6 (0.2-1.4m)	ST7 (0.2-1.8m)

Analyse physique

Matières sèches - NF ISO 11465 - Réalisé par WESSLING Lyon (France)

Matière sèche	% masse MB	84,6 (A)	83,9 (A)		
---------------	------------	----------	----------	--	--

Paramètres globaux / Indices

Degré d'acidité Baumann-Gully - DIN EN 16502 - Réalisé par WESSLING Lyon (France)

Degré d'acidité	ml/kg MS	29 (A)	29 (A)		
-----------------	----------	--------	--------	--	--

Préparation d'échantillon

Minéralisation à l'acide chlorhydrique (agressivité vis-à-vis des bétons) - DIN 4030-2 - Réalisé par WESSLING Lyon (France)

Minéralisé à l'acide chlorhydrique		29/01/2025 (A)	29/01/2025 (A)		
------------------------------------	--	----------------	----------------	--	--

Cations, anions et éléments non métalliques

Sulfates (SO4) - Méthode interne : SO4-IC-Agressivité béton - Réalisé par WESSLING Lyon (France)

Sulfates (SO4)	mg/kg MS	730 (A)	<450 (A)		
----------------	----------	---------	----------	--	--

MS : Matières sèches

MB : Matières brutes

< : résultat inférieur à la limite de quantification

Informations sur les échantillons

Date de réception :	24.01.2025	24.01.2025		
Type d'échantillon :	Sol / terre	Sol / terre		
Date de prélèvement :	21.01.2025	21.01.2025		
Heure de prélèvement :	14:25	14:30		
Récipient :	250ml VBrun WES002	250ml VBrun WES002		
Température à réception (C°) :	11,3	11,3		
Début des analyses :	24.01.2025	24.01.2025		
Fin des analyses :	31.01.2025	31.01.2025		
Préleveur :	AGJ	AGJ		

Le 31.01.2025

Informations sur vos résultats d'analyses :

Les seuils de quantification fournis n'ont pas été recalculés d'après la matière sèche de l'échantillon.

Les seuils sont susceptibles d'être augmentés en fonction de la nature chimique de la matrice.

Seuls les résultats quantifiés (résultats égaux ou supérieurs à la LQ) sont pris en compte dans le calcul des sommes. Dans le cas contraire la somme est rendue "-/-".

Approuvé par :
Jean-Francois CAMPENS
Président

ANNEXE 7 Classification des missions géotechniques types

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