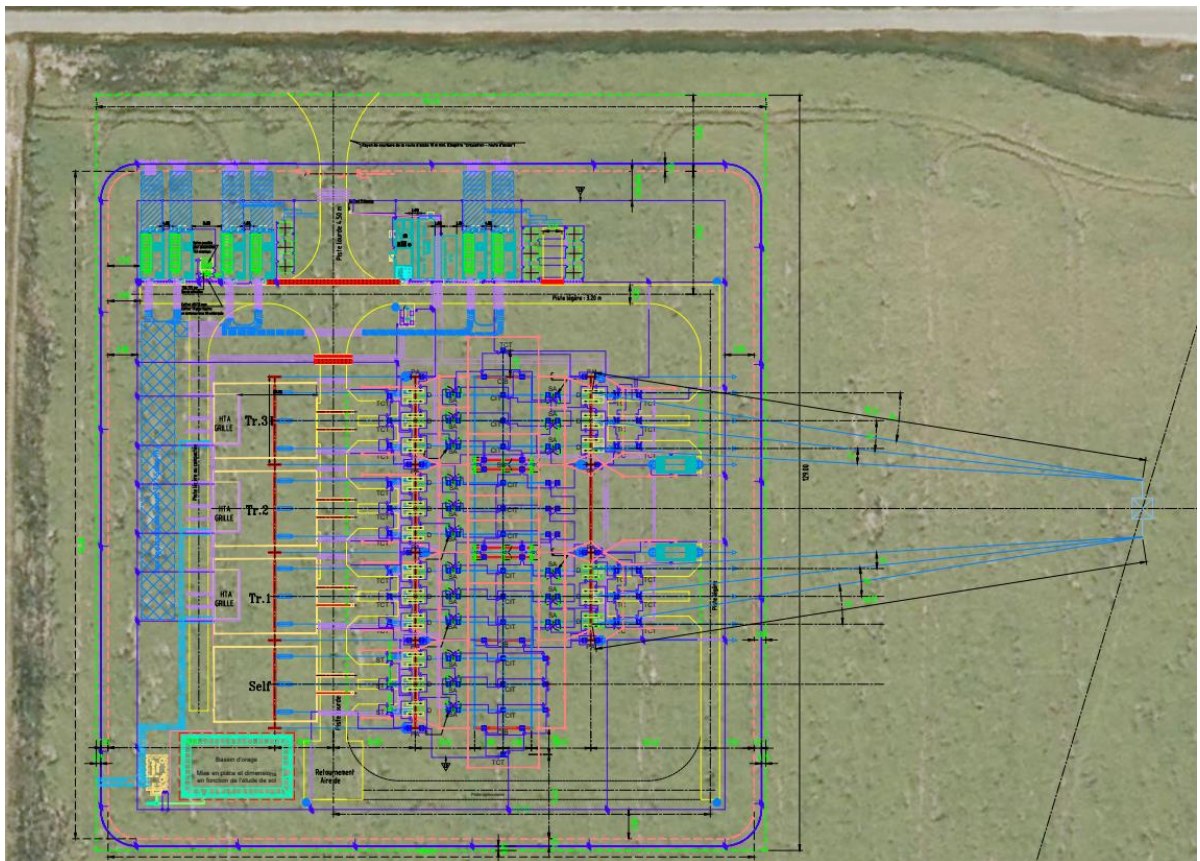


ETUDE GEOTECHNIQUE

Mission G2 AVP

Création d'un Poste Source
Theuville (28)

Affaire ENEDIS n° DA28/052139



Phase	OBJET	DATE	VERSION	REDACTEUR	VERIFICATEUR
ES+PGC	Missions G1 ES+PGC – Rapport initial 3704682	29/05/2024	01	M. GRANGE	C. GILLARDIE
	Ajout des analyses en laboratoire	10/06/2024	02	M. GRANGE	C. GILLARDIE
	Modification commune + décalage projet	08/07/2024	03	M. GRANGE	C. GILLARDIE
AVP	Mission G2 AVP – Rapport initial 3705332	26/02/2025	01	M. GRANGE	C. GILLARDIE
	Ajout des essais de laboratoire	13/03/2025	02	M. GRANGE	C. GILLARDIE



Dossier 3705332-V2 - Février 2025

ENEDIS DR CENTRE VAL DE LOIRE
18 RUE GALILEE
41 260 LA CHAUSSEE SAINT VICTOR

SOMMAIRE

1.	PRÉSENTATION	5
1.1.	CADRE DE L'ETUDE	5
1.2.	LOCALISATION ET DESCRIPTION DU SITE.....	5
1.3.	DESCRIPTION DU PROJET	7
1.4.	CONTEXTE GEOLOGIQUE	9
1.5.	RISQUES NATURELS	10
1.5.1.	Aléa cavités	10
1.5.2.	Aléa retrait-gonflement des argiles	10
1.5.3.	Aléa remontées de nappes	10
1.5.4.	Aléa inondation	11
1.5.5.	Aléa sismique	11
1.6.	DONNEES D'ENTREE.....	12
2.	MISSION ET PROGRAMME DE RECONNAISSANCE	13
2.1.	MISSION.....	13
2.2.	PROGRAMME	13
2.3.	CONSISTANCE DES INVESTIGATIONS	13
2.3.1.	Mission G1 ES+PGC.....	13
2.3.2.	Mission G2 AVP	14
3.	RÉSULTATS DES INVESTIGATIONS	15
3.1.	IMPLANTATION.....	15
3.2.	GEOLOGIE.....	15
3.3.	GEO-MECANIQUE.....	18
3.4.	HYDROGEOLOGIE – DONNEES PIEZOMETRIQUES	19
3.5.	RESULTATS DES ESSAIS DE PERMEABILITE	20
3.6.	RESULTATS DES ANALYSES EN LABORATOIRE	21
3.6.1.	Analyses GTR	21
3.6.2.	Essais Proctor + IPI.....	22
3.6.3.	Agressivités des sols et des eaux vis-à-vis du béton	22
4.	ETUDE DE LA SISMICITE ET DE LA LIQUEFACTION DES SOLS	24
4.1.	CONTEXTE SISMIQUE	24
4.1.1.	Zone de sismicité	24
4.1.2.	Catégories de bâtiments	24
4.1.3.	Coefficients d'importance	25
4.1.4.	Exigences sur les ouvrages neufs	25
4.1.5.	Classes de sols selon l'Eurocode 8	26
4.2.	RISQUE DE LIQUEFACTION.....	27
4.3.	SYNTHESE DES PARAMETRES SISMQUES A PRENDRE EN COMPTE	27
5.	ETUDE DU BATIMENT PAC 2I+P (SONDAGE SP13).....	29
5.1.	RAPPEL	29
5.2.	FONDATIONS	29

5.2.1.	Principe de fondations.....	29
5.2.2.	Profondeur d'ancrage.....	29
5.2.3.	Contraintes de calculs sous charge verticale centrée	30
5.2.4.	Evaluation des tassements	30
5.2.5.	Dispositions constructives.....	31
5.2.6.	Suggestions d'exécution	31
6.	ETUDE DES SIX BATIMENTS RAMES HTA (SONDAGES SP6, SP13 ET T5+P5)	33
6.1.	RAPPEL	33
6.2.	SOLUTION DE FONDATION DE TYPE RADIER	33
6.2.1.	Principe de fondation et niveau d'assise.....	33
6.2.2.	Contraintes de calculs sous charge verticale centrée	33
6.2.3.	Evaluation des tassements	34
6.2.4.	Dispositions constructives.....	34
6.2.5.	Mise en œuvre du fond de forme et de la couche de forme	35
6.2.6.	Essais de contrôle à la plaque	36
6.3.	TRAITEMENT DES PARTIES ENTERREES	36
7.	ETUDE DES DIFFERENTS BATIMENTS (SONDAGE SP6 ET T5+P5)	37
7.1.	RAPPEL	37
7.2.	FONDATIONS	37
7.2.1.	Principe de fondations.....	37
7.2.2.	Profondeur d'ancrage.....	37
7.2.3.	Contraintes de calculs sous charge verticale centrée	38
7.2.4.	Evaluation des tassements	38
7.2.5.	Dispositions constructives.....	39
7.2.6.	Dispositions constructives complémentaires (sols sensibles au phénomène au retrait-gonflement).....	40
7.2.7.	Suggestions d'exécution	41
7.3.	DALLAGE.....	42
8.	ETUDE DES TRAVEES (SONDAGES SP4, SP5, SP7, SP8, SP9, SP10, SP11, SP12, SP15, T2+P2 ET T6+P6).....	43
8.1.	RAPPEL	43
8.2.	FONDATIONS	43
8.2.1.	Principe de fondations.....	43
8.2.2.	Profondeur d'ancrage.....	43
8.2.3.	Contraintes de calculs sous charge verticale centrée	44
8.2.4.	Evaluation des tassements	44
8.2.5.	Dispositions constructives.....	45
8.2.6.	Suggestions d'exécution	46
9.	ETUDE DE LA FOSSE DEPORTEE (SONDAGE SP14).....	47
9.1.	RAPPEL	47
9.2.	SOLUTION DE FONDATION DE TYPE RADIER	47
9.2.1.	Principe de fondation et niveau d'assise.....	47
9.2.2.	Contraintes de calculs sous charge verticale centrée	47
9.2.3.	Evaluation des tassements	48

9.2.4.	Dispositions constructives	48
9.2.5.	Mise en œuvre du fond de forme et de la couche de forme	49
9.2.6.	Essais de contrôle à la plaque	50
9.3.	TRAITEMENT DES PARTIES ENTERREES	50
10.	ETUDE DES VOIRIES	51
10.1.	CLASSE DE TRAFIC Tl.....	51
10.2.	PREPARATION DE LA PLATEFORME.....	51
10.3.	PARTIE SUPERIEURE DE TERRASSEMENT (PST) ET ARASE (AR).....	51
10.4.	COUCHE DE FORME ET PLATEFORME SUPPORT DE CHAUSSEE (PF)	53
10.5.	STRUCTURE DE CHAUSSEE.....	54
10.6.	SUGGESTIONS PARTICULIERES	55
11.	TERRASSEMENTS GENERAUX.....	57
11.1.	MOYENS D'EXTRACTION	57
11.2.	TRAFICABILITE	57
11.3.	STABILITE DES TALUS EN DEBLAIS	57
11.4.	PROTECTION DES TALUS EN PHASE TRAVAUX	58
11.5.	DISPOSITIONS VIS-A-VIS DE L'EAU	59
11.5.1.	Phase provisoire	59
11.5.2.	Phase définitive	60
12.	SUITES A DONNER AU PRESENT RAPPORT DE MISSION G2-AVP	61
13.	CONDITIONS PARTICULIÈRES.....	62

ANNEXES :

Annexe 1 : Extrait de la norme NF P 94-500 (2 pages)

Annexe 2 : Implantation des sondages (1 page)

Annexe 3 : Résultats des investigations in-situ (32 pages)

Annexe 4 : Résultats des analyses en laboratoire – GTR + Proctor (9 pages)

Annexe 5 : Résultats des analyses en laboratoire – Analyses d'agressivités des sols et des eaux vis-à-vis du béton (8 pages)

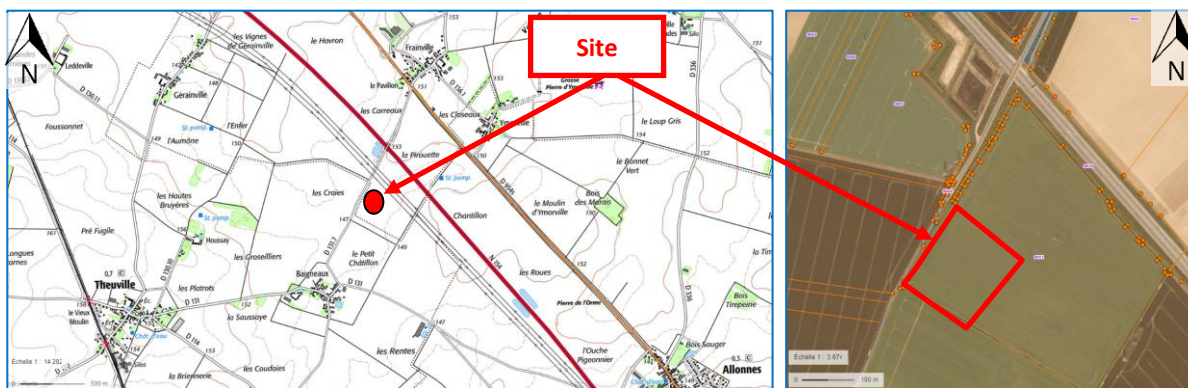
1. PRÉSENTATION

1.1. Cadre de l'étude

A la demande d'**ENEDIS DR CENTRE VAL DE LOIRE** [18 Rue Galilée – 41 260 LA CHAUSSEE SAINT VICTOR], dans le cadre du projet de **construction d'un poste source neuf sur la commune de Theuville (28)**, la société ECR Environnement - Agence de Tours - a réalisé une étude géotechnique du **16 au 24/04/2024 (G1 ES+PGC)** et du **15 au 27/01/2025 (G2 AVP)**.

1.2. Localisation et description du site

Le terrain étudié est situé Rue de Voves, parcelle 11 section XD, sur la commune de Theuville (28) (voir plans ci-dessous).



Plan de situation – source : www.geoportail.gouv.fr

Le site correspond à un champ cultivé (Avril 2024) et semé (Janvier 2025) et est relativement plat (voir photographies ci-après).





Photographies du site en Avril 2024





Photographies du site en janvier 2025

1.3. Description du projet

Le programme de l'opération porte sur la création d'un Poste Source neuf, sur une parcelle de 15 000 m² (voir plan esquisse en page suivante) :

Au Sud-Ouest :

- La création d'un poste PAC 2I+P,
- La création de quatre bâtiments rame HTA (numéroté 1 à 4),
- La création de trois condensateurs,

A l'Ouest :

- La création de bâtiments : commande, salle de relayage et conteneur RTE,
- La création de deux bâtiments rame HTA (numéroté 5 et 6),
- La création de six condensateurs,

Au centre :

- La création de quatre nouvelles travées complètes comprenant :
 - o Travée avec la mise en place de disjoncteurs et de sectionneurs ;
 - o 3 TR (Transformateur) (numéroté 1 à 3) et grilles HTA associées, ainsi que des murs pare-feu.
 - o 1 SELF grilles HTA associées, ainsi que des murs pare-feu,
 - o Des jeux de barres composés de sectionneurs et de disjoncteurs.

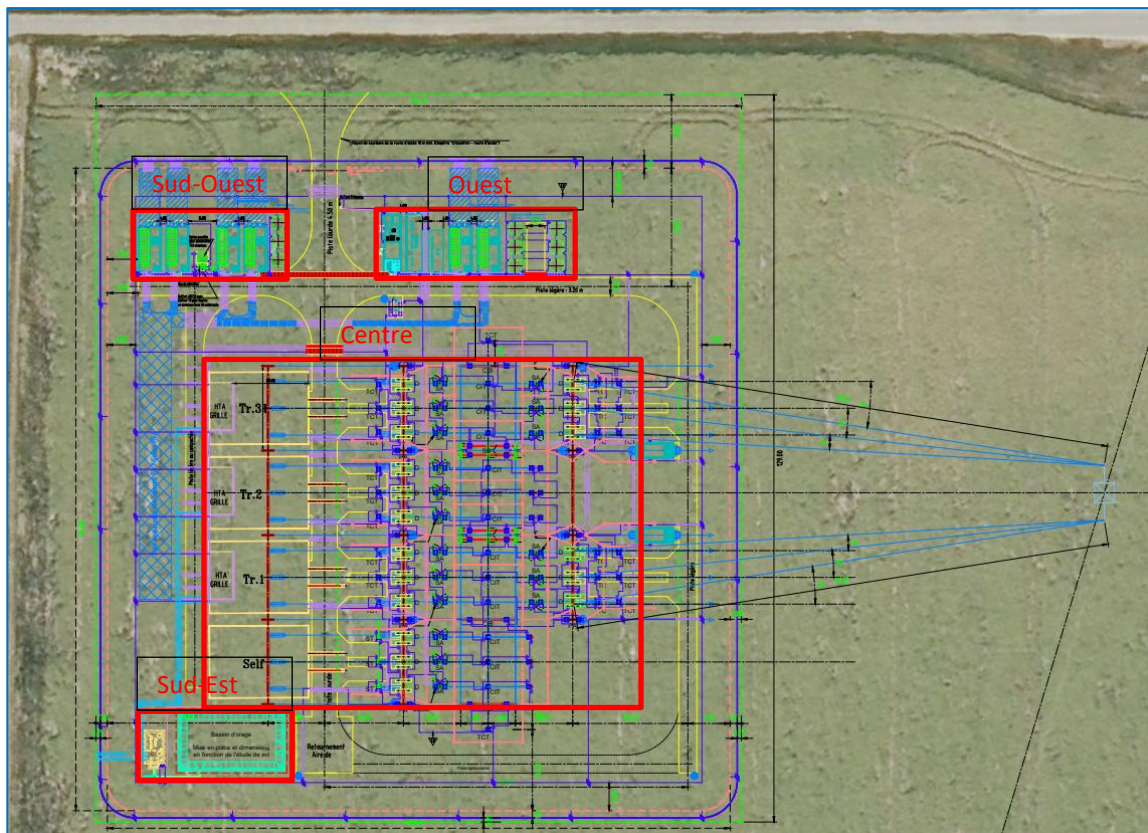
Au Sud-Est :

- La création d'une fosse déportée,
- La création d'un bassin d'orage.

En périphérie :

- Piste légère en périphérie du futur poste,

- Piste lourde au sein des travées.



Plan esquisse du projet – source : ENEDIS

D'après les informations transmises, il sera considéré :

Au Sud-Ouest :

- La création d'un poste PAC 2I+P d'un poids maximal de 40 tonnes,
- La création de quatre bâtiments rame HTA (numéroté 1 à 4) d'une surcharge répartie de 3.2 T/m² enterrés à 1.80 m/TN,

A l'Ouest :

- La création de bâtiments : commande, salle de relayage et conteneur RTE avec les descentes de charges suivantes :
 - o 8 t/ml en charge linéaire pour les fondations,
 - o 10 t en appui isolé,
 - o 0,5 T/m² de charge surfacique pour le niveau bas.
- La création de deux bâtiments rame HTA (numéroté 5 et 6) d'une surcharge répartie de l'ordre de 3.2 T/m² enterrés à 1.80 m/TN,

Au centre :

- Quatre **travées** comprenant :
 - o Des **disjoncteurs et des sectionneurs**, d'un poids d'environ 0.5 tonnes,
 - o 3 **transformateurs et 1 SELF**, d'un poids d'environ 65 tonnes,
 - o Trois **grille HTA associée**, enterrée à -0.8 m/TN, d'un poids d'environ 12 tonnes,
 - o Des **murs pare-feu** avec des descentes de charges de 4 à 5 T/mètre linéaire pour les fondations.

Au Sud-Est :

- Une **fosse déportée** de 4.00 m x 8.00 m enterrée à 3.00 m de profondeur, avec une charge répartie estimée à 3.5 T/m²,
- Un bassin d'orage enterré dont la profondeur n'est pas connue à ce stade. Elle sera supposée inférieure à 3.00 m de profondeur dans le présent rapport.

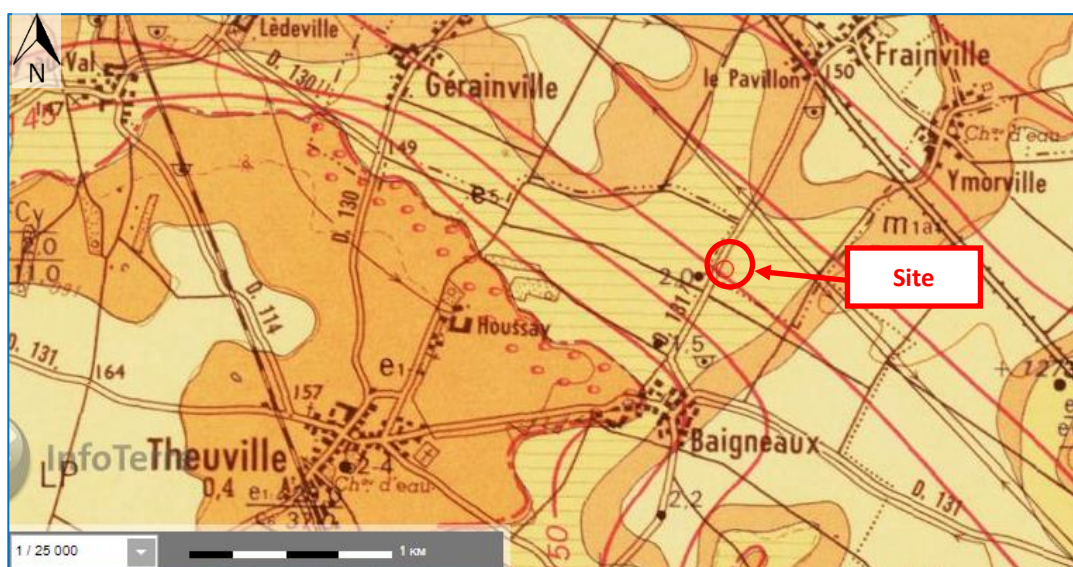
Remarque :

Certains ouvrages sans grosse structure ne sont pas traités dans le présent rapport (condensateurs par exemple).

1.4. Contexte géologique

D'après la carte géologique de VOVES (n°291) au 1/50 000 (source : www.infoterre.brgm.fr) et notre expérience du secteur, la succession géologique attendue au droit du site est la suivante (cf. extrait de la carte géologique ci-après) :

- Remblais non recensés sur la carte géologique ;
- Eventuelle formation de recouvrement non répertoriée,
- e5(2): Calcaire farineux dominant (Marnes de Voise et de Villeau) dans le Lutétien,
- m1a1 : Aquitanien inférieur : Marne de Voise et Calcaire de Berchères.



Contexte géologique – source : www.infoterre.brgm.fr

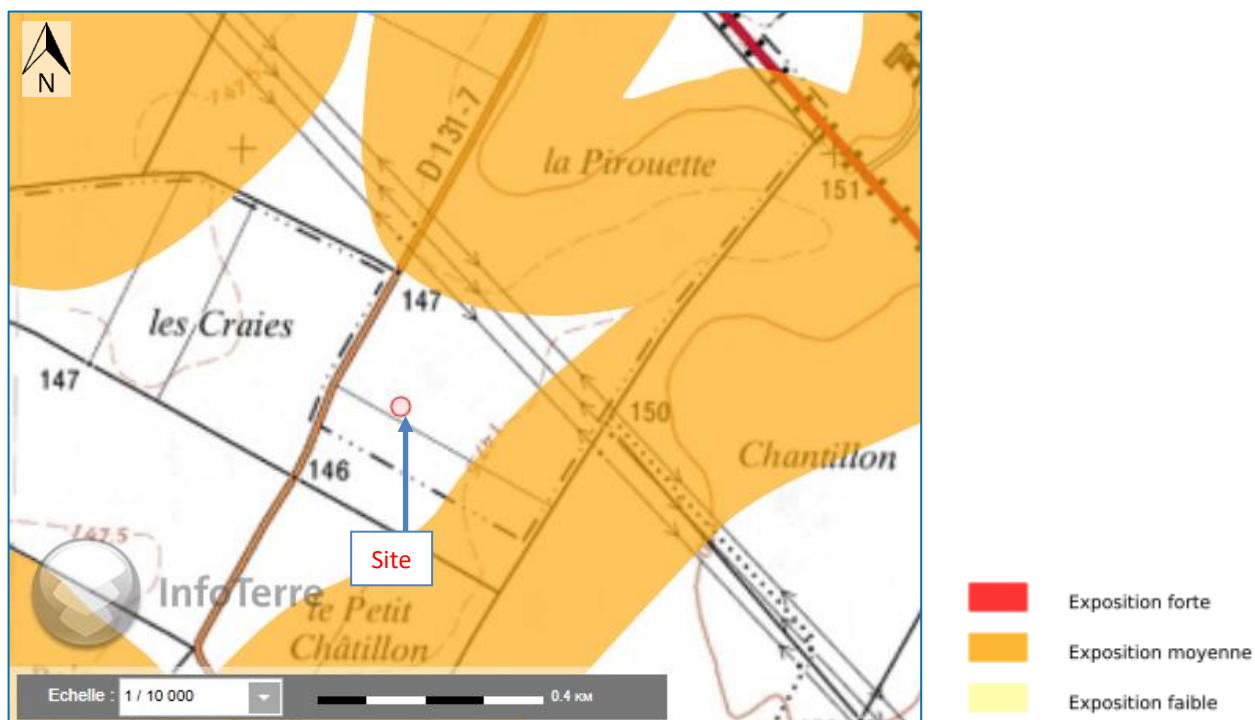
1.5. Risques naturels

1.5.1. Aléa cavités

D'après le site www.georisques.gouv.fr, il n'existe pas de carrières ou de cavités recensées au droit ou à proximité immédiate du site étudié (ceci n'exclut pas la présence de cavités).

1.5.2. Aléa retrait-gonflement des argiles

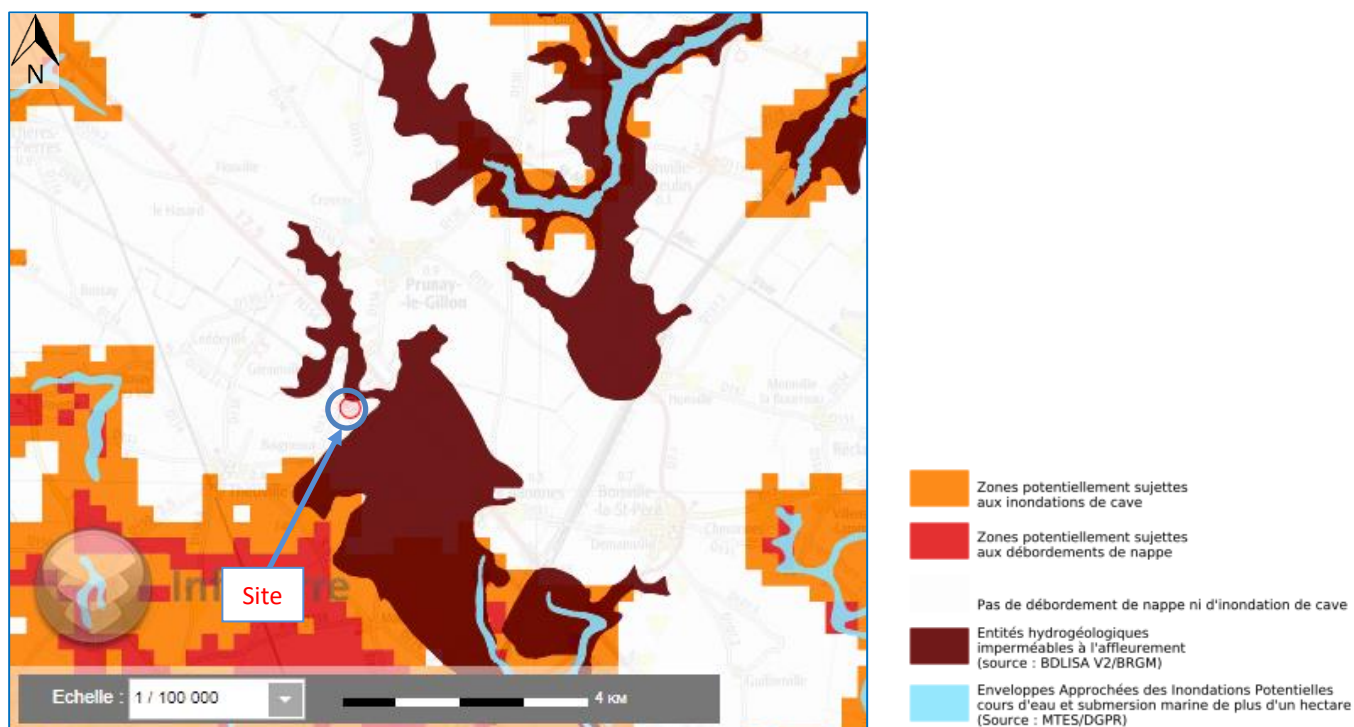
D'après la carte d'aléa retrait-gonflement (source : www.georisques.gouv.fr), le secteur étudié est situé dans une zone d'exposition à priori nulle et à proximité d'une zone d'exposition moyenne (cf. carte ci-après).



Carte d'aléa retrait-gonflement des argiles – source : www.georisques.gouv.fr

1.5.3. Aléa remontées de nappes

D'après la carte des zones sensibles aux remontées de nappes (source : www.georisques.gouv.fr), le terrain étudié est situé en dehors de toute zone potentiellement sujette aux inondations de cave et aux débordements de nappes (cf. carte en page suivante).



Risque de remontées de nappe – source : www.georisques.gouv.fr

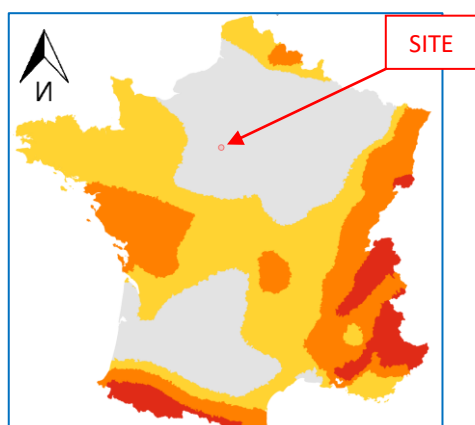
1.5.4. Aléa inondation

La commune de Theuville (28) ne fait pas l'objet d'un plan de prévention des risques d'inondations (PPRI).

1.5.5. Aléa sismique

Le zonage sismique de la France (datant d'octobre 2010 et entré en vigueur le 01/05/2011) classe la commune de Theuville (28) en zone d'aléa sismique 1 (aléa très faible – accélération $a_{gr} = 0.4 \text{ m/s}^2$).

La carte et le tableau ci-après résument ces éléments.



Zone de sismicité et niveau d'aléa	$a_{gr}(\text{m/s}^2)$
1 – Très faible	0,4
2 - Faible	0,7
3 - Modéré	1,1
4 - Moyenne	1,6
5 - Forte	3

Carte du zonage sismique et tableau des accélérations correspondantes

1.6. Données d'entrée

La présente étude a été réalisée à partir du plan de masse et des descentes de charges estimatives.

2. MISSION ET PROGRAMME DE RECONNAISSANCE

2.1. Mission

Cette étude a pour but de définir le type et les caractéristiques de fondations pour le projet, en fonction de la nature, de l'épaisseur et de la compacité des différents terrains rencontrés.

Il s'agit d'une mission de type G2 AVP, suivant la Définition et la Normalisation des Missions du Géotechnicien établies en novembre 2013 (Norme NF P 94-500 présentée en annexe 1).

2.2. Programme

Conformément à la demande du client, cette étude porte sur :

- Le contexte géologique et hydrogéologique du site,
- Les paramètres sismiques à prendre en compte (zone sismique, accélération agr, classe de sol, coefficient de sol S),
- Les caractéristiques mécaniques des sols au droit des ouvrages (module pressiométrique, pression de fluage, pression limite),
- Les suggestions de type de fondations envisageables pour les ouvrages,
- La présentation d'exemples de pré-dimensionnement des fondations envisagées (niveaux d'assise, taux de travail admissible du sol, contraintes de calcul aux ELU et aux ELS, tassements...),
- La faisabilité des dallages et les modalités de mise en œuvre,
- Les caractéristiques intrinsèques des sols (cohésion, angle de frottement, densité, coefficient rhéologique) à prendre en compte pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement et les talutages éventuels,
- L'aptitude des terrains au terrassement (tenue, dureté...),
- Les suggestions liées à la présence d'eau (pompage, rabattement de nappe...),
- Les précautions à prendre en compte lors de la réalisation des travaux (terrassement, avoisinant, drainage, terrains compressibles, substitution...),
- L'identification des risques géotechniques (retrait-gonflement des argiles, remontée de nappe, inondation, sismicité, karst...) et les principes généraux d'adaptation des ouvrages au site.

2.3. Consistance des investigations

2.3.1. Mission G1 ES+PGC

Pour répondre aux objectifs présentés ci-avant, nous avons réalisé les investigations suivantes lors de la mission G1 ES+PGC en Avril 2024 :

- **10 sondages de reconnaissance géologique (nommés SP1 à SP3, T1 à T7)**, réalisés à la tarière Ø 63 mm, descendus à 10.00 m/TN (SP1), 6.00 m/TN (SP2, SP3, T1, T2 et T3) et 3.00 m/TN (T4, T5, T6 et T7) ou au refus préalable. Ces sondages ont permis de déterminer les limites et la nature des couches géologiques, d'observer les venues d'eau éventuelles et de prélever des échantillons de sol.
- **7 sondages au pénétromètre dynamique de type B (nommés P1 à P7)**, descendus à 6.00 m/TN (P1, P2 et P3), 3.00 m/TN (P4, P5, P6 et P7) ou au refus préalable, pour déterminer en continu la résistance dynamique de pointe des terrains. Ces sondages ont permis d'apprécier la compacité des terrains et d'approcher les contraintes admissibles par le sol d'assise des futures fondations. Ils ont été réalisés en parallèle des sondages de reconnaissance géologique T1 à T7.
- **4 essais de perméabilités (nommés K4, K5, K6 et K7)**, afin d'apprécier la perméabilité des terrains.
- **3 séries d'analyse en laboratoire pour identification des sols selon le GTR**, comprenant chacune 1 mesure de la teneur en eau naturelle, 1 analyse granulométrique et 1 détermination des limites d'Atterberg. Ces analyses ont permis de préciser la sensibilité des matériaux au phénomène de retrait-gonflement.
- **1 analyse d'agressivité des sols et des eaux vis-à-vis du béton.**

Remarque importante :

L'implantation du projet a été décalée après notre intervention.

Les sondages T4+P4+K4, T3+T3, T7+P7+K7 et T1+P1 se retrouvent en dehors de la nouvelle implantation prévue.

Les sondages ont été réalisés du 16 au 24 avril 2024 à l'aide d'une sondeuse de marque ECOFORE de type CE 302.

2.3.2. Mission G2 AVP

Pour répondre aux objectifs présentés ci-avant, nous avons réalisé les investigations suivantes lors de la mission G2 AVP en Janvier 2025 :

- **11 sondages de reconnaissance géologique (nommés SP4 à SP15, T8)**, réalisés à la tarière Ø 63 mm, descendus à 6.00 m/TN (SP4 à SP12, et T8), 8.00 m/TN (SP13 et SP14) et 15.00 m/TN (SP15) de profondeur ou au refus préalable. Ces sondages ont permis de déterminer les limites et la nature des couches géologiques, d'observer les venues d'eau éventuelles et de prélever des échantillons de sol.
- **2 essais de perméabilités à niveau variable (nommés K1 et K2)**, afin d'apprécier la perméabilité des terrains.
- **2 séries d'analyse en laboratoire pour identification des sols selon le GTR**, comprenant chacune 1 mesure de la teneur en eau naturelle, 1 analyse granulométrique et 1 détermination des limites d'Atterberg. Ces analyses ont permis de préciser la sensibilité des matériaux au phénomène de retrait-gonflement.
- **2 essais Proctor Normal + IPI.**

Les sondages ont été réalisés du 15 au 27 janvier 2025 à l'aide d'une sondeuse de marque COMACCHIO de type 305.

3. RÉSULTATS DES INVESTIGATIONS

3.1. Implantation

La position des sondages figure sur le plan d'implantation en annexe 2.

L'implantation a été réalisée en fonction des réseaux, au mieux des conditions d'accès et de la précision des plans remis pour la campagne de reconnaissance.

3.2. Géologie

Les profondeurs citées dans le présent rapport ont été mesurées par rapport au Terrain Naturel (TN) tel qu'il était lors de nos interventions (Avril 2024 et Janvier 2025).

Les sondages de reconnaissance ont permis de mettre en évidence les faciès récapitulés dans les tableaux suivants (les coupes détaillées des sondages figurent en annexe 3).

Sondages Faciès	G1 ES+PGC				
	SP1+PZ1 (en m/TN)	SP2 (en m/TN)	SP3 (en m/TN)	T1+P1 (en m/TN)	T2+P2 (en m/TN)
Terre arable	0.00 à 0.20	0.00 à 0.10	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20
Limon (marron)	0.20 à 0.80	0.10 à 0.90	0.20 à 0.50	0.20 à 0.50	0.20 à 0.70
Limon argileux à cailloutis calcaire (marron clair)	0.80 à 1.60	0.90 à 1.50	0.50 à 1.30	0.50 à 1.40	0.70 à 1.20
Marno-calcaire à blocs (blanc-beige-jaune)	1.60 à 3.00	1.50 à 2.80	1.30 à 2.00	1.40 à 2.40	1.20 à 2.40
Calcaire à blocs (beige)	3.00 à ≥ 10.50*	2.80 à ≥ 6.00*	2.00 à ≥ 6.00*	2.40 à ≥ 3.80**	2.40 à ≥ 4.40**

* Arrêt des investigations

** Refus de l'outil

	G1 ES+PGC				
Sondages Faciès	T3+P3 (en m/TN)	T4+P4 (en m/TN)	T5+P5 (en m/TN)	T6+P6 (en m/TN)	T7+P7 (en m/TN)
Terre arable	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20
Limon (marron)	0.20 à 0.90	-	0.20 à 0.60	0.20 à 0.70	0.20 à 0.60
Limon argileux à cailloutis calcaire (marron clair)	0.90 à 1.70	0.20 à 0.80	0.60 à 1.60	0.70 à 1.40	0.60 à 2.20
Marno-calcaire à blocs (blanc-beige-jaune)	1.70 à 2.40	-	0.80 à \geq 3.00*	1.40 à 2.50	2.20 à \geq 3.00*
Calcaire à blocs (beige)	2.40 à \geq 2.80**	0.80 à \geq 2.00**	-	2.50 à \geq 3.00*	-

* Arrêt des investigations

** Refus de l'outil

	G2 AVP				
Sondages Faciès	SP4 (en m/TN)	SP5 (en m/TN)	SP6 (en m/TN)	SP7 (en m/TN)	SP8 (en m/TN)
Terre arable	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20
Limon (marron)	0.20 à 0.40	0.20 à 0.80	0.20 à 0.40	0.20 à 1.50	0.20 à 1.30
Limon argileux à cailloutis calcaire (marron clair)	0.40 à 0.70	0.80 à 1.70	0.40 à 1.80	1.50 à 3.30	1.30 à 1.80
Marno-calcaire à blocs (blanc-beige-jaune)	0.70 à 2.70	1.70 à 4.20	1.80 à 4.50	3.30 à 4.60	1.80 à 4.70
Calcaire à blocs (beige)	2.70 à \geq 6.00*	4.20 à \geq 6.00*	4.50 à \geq 6.00*	4.60 à \geq 6.00*	4.70 à \geq 6.00*

* Arrêt des investigations

	G2 AVP				
Sondages Faciès	SP9 (en m/TN)	SP10 (en m/TN)	SP11 (en m/TN)	SP12 (en m/TN)	SP13 (en m/TN)
Terre arable	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20
Limon (marron)	-	0.20 à 1.40	0.20 à 1.20	0.20 à 1.30	0.20 à 0.50
Limon argileux à cailloutis calcaire (marron clair)	0.20 à 1.40	1.40 à 1.80	1.20 à 1.80	1.30 à 1.80	0.50 à 2.50
Marno-calcaire à blocs (blanc-beige-jaune)	1.40 à 4.20	1.80 à 3.80	1.80 à 4.80	1.80 à 3.50	2.50 à 3.70
Calcaire à blocs (beige)	4.20 à \geq 6.00*	3.80 à \geq 6.00*	4.80 à \geq 6.00*	3.50 à \geq 6.00*	3.70 à \geq 8.00*

* Arrêt des investigations

	G2 AVP		
Sondages Faciès	SP14 (en m/TN)	SP15 (en m/TN)	T8 (en m/TN)
Terre arable	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20	0.00 à 0.20
Limon (marron)	0.20 à 0.40	0.20 à 1.10	0.20 à 1.40
Limon argileux à cailloutis calcaire (marron clair)	0.40 à 1.50	1.10 à 1.80	1.40 à 1.80
Marno-calcaire à blocs (blanc-beige-jaune)	1.50 à 4.50	1.80 à 4.50	1.80 à 2.80
Calcaire à blocs (beige)	4.50 à \geq 8.00*	4.50 à \geq 15.00*	2.80 à \geq 6.00*

* Arrêt des investigations

Remarques : Les profondeurs n'impliquent en rien qu'il ne puisse exister d'anomalie de la stratigraphie entre sondages. En particulier, la position exacte des interfaces entre couches ne saurait se déduire d'une simple extrapolation des relevés de sondages.

Les couches de limons argileux à cailloutis calcaire (marron clair) et des marno-calcaires à blocs (blanc-beige-jaune) peuvent avoir une nature lithologique assez similaire.

3.3. Géo-mécanique

Le tableau suivant présente les caractéristiques mécaniques des différentes formations rencontrées :

Formations	Résistance mécanique de pointe Qd (MPa)	Nombre d'essais pressiométriques	Pressions Limites (Mpa)			Modules pressiométriques (Mpa)		
			Min	Max	Moyenne géométrique	Min	Max	Moyenne harmonique
Limon (marron)	1.8 à 6.0 Moyenne \approx 4.0	5	0.36	0.58	0.46	1.7	6.2	3.45
Limon argileux à cailloutis calcaire (marron clair)	2.5 à 10.0 Moyenne \approx 6.5	11	0.33	1.67	0.56	2.5	18.2	4.61
Marno-calcaire à blocs (blanc-beige-jaune)	4.5 à 20.0 Moyenne \approx 8.0	29	0.93	3.26	2.04	10.4	47.8	20.31
Calcaire à blocs (beige)	11.0 à > 100 (refus) Moyenne \approx 30.0	37	2.26	>4.78	2.79	20.0	288.7	61.26

Les essais pressiométriques et pénétrométriques réalisés ont permis de mettre en évidence :

- des caractéristiques mécaniques faibles à moyennes dans les **limons (marron)**,
- des caractéristiques mécaniques hétérogènes faibles à bonnes dans les **limons argileux à cailloutis calcaire (marron clair)**,
- des caractéristiques mécaniques hétérogènes moyennes à très bonnes dans les **marno-calcaires à blocs (blanc-beige-jaune)**,
- des caractéristiques mécaniques bonnes à très bonnes dans les **calcaires à blocs (beiges)**.

3.4. Hydrogéologie – Données piézométriques

Lors de nos interventions (Avril 2024 et Janvier 2025), une venue d'eau en cours de foration et un niveau d'eau en fin de chantier ont été respectivement rencontrés à 8.30 m et 7.70 m/TN de profondeur au sein du forage SP1.

Un piézomètre (PZ1) a été posé au sein du sondage SP1 :

- Piézomètre de diamètre 34/40 mm ;
- 2.70 m tube lisse et 7.30 m tube crépiné avec tête hors-sol cimenté.



Photographie du piézomètre PZ1

Remarque : en l'absence de chronique piézométrique locale menée sur le long terme, nous ne pouvons pas statuer sur l'amplitude possible du battement de la nappe phréatique et donc, a fortiori, sur son niveau des plus hautes eaux (NPHE). La mise en place du piézomètre PZ devrait néanmoins permettre aux responsables du projet (moyennant un suivi régulier non compris dans nos prestations), de s'assurer de son absence ou de préciser sa profondeur (suite à une éventuelle remontée) avant le commencement des travaux.

Lors de notre relevé en Janvier 2025, le piézomètre PZ1 était sec.

Ce constat ayant un caractère ponctuel et instantané, il ne permet pas de préciser les variations du niveau de la nappe, qui peut remonter fortement en période pluvieuse. Nous rappelons que le terrain étudié est situé en dehors de toute zone potentiellement sujette aux inondations de cave et aux débordements de nappes (cf. chapitre 1.5.3)

Remarque :

Nous précisons que l'intervention ponctuelle du géotechnicien dans le cadre de la réalisation de l'étude confiée ne lui permet pas de fournir des informations hydrogéologiques suffisantes, dans la mesure où les niveaux d'eau mentionnés dans le rapport d'étude correspondent nécessairement à ceux relevés à un moment donné, sans possibilité d'apprécier les variations inéluctables des nappes et circulations d'eau qui dépendent notamment des conditions météorologiques. Pour obtenir des indications plus précises, une étude hydrogéologique pourra être réalisée par ECR Environnement.

3.5. Résultats des essais de perméabilité

Des tests de perméabilité ont été réalisés au droit des sondages T4, T5, T6, T7 (Phase G1ES+PGC) et SP13 et SP14 (Phase G2 AVP) réalisés lors des campagnes.

Les résultats obtenus sont les suivants :

	G1 ES+PGC				G2 AVP	
Sondage/essai	K4	K5	K6	K7	K1	K2
Profondeur de l'essai (m/TN)	0,00 à 1,20	0,00 à 1,00	0,00 à 1,60	0,00 à 2,00	0,00 à 1,50	0,00 à 3,00
Faciès testé	Limon argileux (blanc-marron)	Argile (blanc-marron)	Argile limoneuse (blanc-marron)	Argile limoneuse (blanc-marron)	Argile limoneuse (marron clair)	Argile limoneuse (marron clair)
Type d'essai réalisé	Niveau variable	Niveau variable	Niveau variable	Niveau variable	Niveau variable	Niveau variable
Perméabilité en m/s	$6,0 \cdot 10^{-7}$	$6,1 \cdot 10^{-7}$	$7,6 \cdot 10^{-7}$	$5,6 \cdot 10^{-7}$	$4,7 \cdot 10^{-8}$	$5,3 \cdot 10^{-8}$
Perméabilité en mm/h	2,16	2,20	2,74	2,02	0,16	0,19

Néanmoins, les perméabilités mesurées sont des données ponctuelles et que les hétérogénéités du sol, tant latérale qu'en profondeur, sont susceptibles de faire varier ces données au sein d'un même faciès lithologique.

Il est à noter qu'aucune venue d'eau n'a été observée durant la campagne des essais de perméabilités.

La perméabilité des terrains au droit du site d'étude est faible (de l'ordre de 10^{-7} à 10^{-8} m/s m/s), traduisant une capacité de drainage faible (cf. tableau ci-après).

Plage de perméabilité moyenne mesurée au droit du site

	Coefficient de perméabilité m/s (échelle logarithmique)										
1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
Propriétés relatives au drainage			Bon drainage				Faible drainage		Presque imperméable		
Types de sol	Graviers propres	Sables propres, mélanges de sables et de graviers propres			Sables très fins, silt organiques et inorganiques, mélanges de sables, de silt et d'argile, tills glaciaires dépôts d'argile stratifiés, etc.				Sols « imperméables » comme les argiles homogènes sous la zone d'altération		

Sur la base des résultats obtenus, les possibilités d'infiltration du site sont considérées comme faibles.

3.6. Résultats des analyses en laboratoire

3.6.1. Analyses GTR

Les analyses en laboratoire réalisées sur des échantillons prélevés au droit des sondages T1, T3 et T5, et des mélanges de la couche de limon brun (Sondage 1) et de la couche de limon argileux (Sondage 2) ont donné les principaux résultats suivants (les résultats détaillés figurent en annexe 4 du présent rapport).

Des analyses complémentaires sont actuellement en cours de réalisation et feront l'objet d'une mise à jour du présent rapport.

Chantier	Sondage	Profondeur (m)	Nature	Teneur en eau ω %	Granulométrie						Limites d'Atterberg				GTR
					< 63mm %	< 50mm %	< 5 mm %	< 2 mm %	< 80 μ m %	< 63 μ m %	ω_L %	ω_p %	IP	IC	
3704682 Prunay-Le-Gillon	T1	2.2-3.8	calcaire altérée	10.6	100.0	100.0	92.4	83.5	55.9	54.9	27	12	14	1.1	A2 F2
	T3	0.4-1.6	Argile sableuse	16.5	100.0	100.0	100.0	96.4	81.3	80.6	40	15	24	0.98	A2 F3
	T5	2.2-3.0	Altération argileuse	18.2	100.0	100.0	92.8	81.6	59.1	58.4	52	14	38	0.9	A3 F3

Chantier	Sondage	Profondeur (m)	Nature	Teneur en eau ω %	Granulométrie						Limites d'Atterberg				OPN		IPI	GTR
					< 63mm %	< 50mm %	< 5 mm %	< 2 mm %	< 80 μ m %	< 63 μ m %	ω_L %	ω_p %	IP	IC	w%	pd (t/m ²)		
3705332 Theuville	1	-	Limon brun en tête : couche 1	22.0	100.0	100.0	99.0	97.6	92.5	92.2	42	19	23	0.86	13.0	1.8	2	A2th F3th
	2	-	Argile limoneuse marron claire : couche 2	14.1	100.0	100.0	98.4	96.6	76.1	75.5	31	14	17	0.97	11.2	1.96	2	A2th F2th

D'après le fascicule « Réalisation des Remblais et des Couches de Formes » du SETRA-LCPC, les matériaux rencontrés sont :

- Calcaire à blocs (beige) – Sondage T1 : Classe GTR A2 (nouvellement appelé F2). D'après le diagramme de plasticité en page suivante, les matériaux prélevés sont faiblement argileux, peu plastiques, au gonflement faible et donc faiblement sensibles au phénomène de retrait-gonflement.
- Limons (marron) et limons argileux à cailloutis calcaire (marron clair) – Sondages T3, 1 et 2 : Classe GTR A2 (nouvellement appelé F2 et F3). D'après le diagramme de plasticité en page suivante, les matériaux prélevés sont moyennement argileux à argileux, peu plastiques à plastiques, au gonflement faible à moyen et donc moyennement sensibles au phénomène de retrait-gonflement.
- Marno-calcaire à blocs (blanc-beige-jaune) – Sondage T5 : Classe GTR A3 (nouvellement appelé F3). D'après le diagramme de plasticité en page suivante, les matériaux prélevés sont argileux, très plastiques, au gonflement élevé et donc fortement sensibles au phénomène de retrait-gonflement.

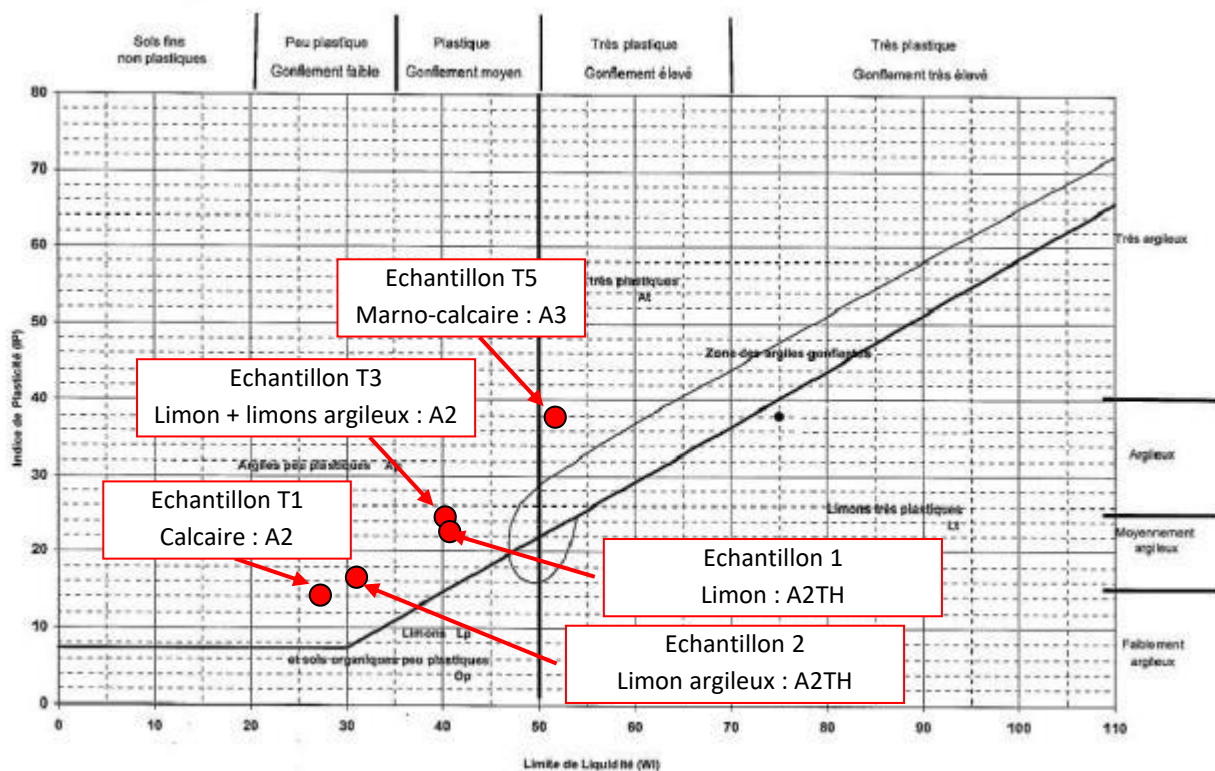


Diagramme de plasticité

3.6.2. Essais Proctor + IPI

D'après les analyses au Proctor + IPI, les résultats sont les suivants :

- Sondage 1 – Limon (brun) : matériau très humide : A2TH (F3TH) ;
- Sondage 2 – Limon argileux (marron clair) : matériau très humide : A2TH (F2TH).

Chantier	Sondage	Profondeur (m)	Nature	Teneur en eau w %	Granulométrie						Limites d'Atterberg				OPN		IPI	GTR
					< 63mm %	< 50mm %	< 5 mm %	< 2 mm %	< 80µm %	< 63µm %	w _L %	w _p %	IP	IC	w ₀ %	pd (t/m ²)		
3705332 Theuville	1	-	Limon brun en tête : couche 1	22.0	100.0	100.0	99.0	97.6	92.5	92.2	42	19	23	0.86	13.0	1.8	2	A2th F3th
	2	-	Argile limoneuse marron claire : couche 2	14.1	100.0	100.0	98.4	96.6	76.1	75.5	31	14	17	0.97	11.2	1.96	2	A2th F2th

3.6.3. Agressivités des sols et des eaux vis-à-vis du béton

Un échantillon de sol et un échantillon d'eau ont été prélevés afin de caractériser l'agressivité des sols et de l'eau pour les bétons.

Les mesures chimiques sur ces prélèvements, en vue de leur caractérisation d'agressivité sur le béton de fondation, ont été faites conformément à la norme française homologuée NF EN 206-1 d'avril 2004, ainsi qu'au document normatif P18-11 de juin 1982, à statut de fascicule de documentation qui :

- Définissent des environnements agressifs les plus courants,
- Donnent diverses recommandations et les mesures préventives vis-à-vis de la durabilité des bétons.

Le document normatif P18-011 est utilisé pour aider au choix des ciments et des additions dans le cas d'environnements chimiquement agressifs, c'est-à-dire aux classes d'exposition « XA » au sens de la norme NF EN 206-1.

Les analyses d'agressivité du milieu vis-à-vis du béton, ont donné les principaux résultats suivants (les résultats détaillés figurent en annexe 4) :

Sondage	T1+T2	SP1
Profondeur (m/TN)	0.40 à 2.40	-
Matériau	Sol	Eau
Classe d'agressivité (NF EN 206)	< XA1	< XA1

D'après les résultats obtenus, l'agressivité vis-à-vis du béton est :

- **< XA1 pour le sol,**
- **< XA1 pour les eaux souterraines.**

➔ **L'environnement du projet n'est donc pas chimiquement agressif**

Tableau 2 — Valeurs limites pour les classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques par les sols et eaux souterraines naturels

Caractéristique chimique	Méthode d'essai de référence	XA1	XA2	XA3
Eaux souterraines				
SO ₄ ²⁻ , en mg/l	EN 196-2	≥ 200 et ≤ 600	> 600 et ≤ 3 000	> 3 000 et ≤ 6 000
pH	ISO 4316	≤ 6,5 et ≥ 5,5	< 5,5 et ≥ 4,5	< 4,5 et ≥ 4,0
CO ₂ agressif, en mg/l	EN 13577	≥ 15 et ≤ 40	> 40 et ≤ 100	> 100 jusqu'à saturation
NH ₄ ⁺ , en mg/l	ISO 7150-2	≥ 15 et ≤ 30	> 30 et ≤ 60	> 60 et ≤ 100
Mg ²⁺ , en mg/l	EN ISO 7980	≥ 300 et ≤ 1 000	> 1 000 et ≤ 3 000	> 3 000 jusqu'à saturation
Sols				
SO ₄ ²⁻ total, en mg/kg ^a	EN 196-2 ^b	≥ 2 000 et ≤ 3 000 ^c	> 3 000 ^c et ≤ 12 000	> 12 000 et ≤ 24 000
Acidité selon Baumann-Gully, en ml/kg	prEN 16502	> 200	N'est pas rencontrée dans la pratique	
^a Les sols argileux dont la perméabilité est inférieure à 10 ⁻⁵ m/s peuvent être affectés à une classe inférieure.				
^b La méthode d'essai prescrit l'extraction du SO ₄ ²⁻ à l'acide chlorhydrique ; il est également possible de procéder à cette extraction à l'eau, si l'on dispose d'une expérience en la matière sur le lieu d'utilisation du béton.				
^c La limite doit être ramenée de 3 000 mg/kg à 2 000 mg/kg en cas de risque d'accumulation d'ions sulfate dans le béton en raison de l'alternance de périodes sèches et de périodes humides ou d'absorption capillaire.				

Extrait de la norme NF EN 206+A1 de novembre 2016

4. ETUDE DE LA SISMICITE ET DE LA LIQUEFACTION DES SOLS

4.1. Contexte sismique

4.1.1. Zone de sismicité

Le terrain étudié est situé en zone d'aléa sismique 1 (aléa très faible).

L'accélération maximale de référence (a_{gr}) à prendre en compte pour cette zone est de 0.4 m/s^2 .

4.1.2. Catégories de bâtiments

Les bâtiments à risque normal sont classés en 4 catégories d'importance croissante, de la catégorie I à faible enjeu, à la catégorie IV qui regroupe les structures stratégiques et indispensables à la gestion de crise.

Le tableau suivant définit les catégories d'importance des bâtiments :

Catégorie d'importance	Description
I 	■ Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée.
II 	■ Habitations individuelles. ■ Établissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5. ■ Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m. ■ Bureaux ou établissements commerciaux non ERP, $h \leq 28 \text{ m}$, max. 300 pers. ■ Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes. ■ Parcs de stationnement ouverts au public.
III 	■ ERP de catégories 1, 2 et 3. ■ Habitations collectives et bureaux, $h > 28 \text{ m}$. ■ Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes. ■ Établissements sanitaires et sociaux. ■ Centres de production collective d'énergie. ■ Établissements scolaires.
IV 	■ Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public. ■ Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage d'eau potable, la distribution publique de l'énergie. ■ Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne. ■ Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise. ■ Centres météorologiques.

Tableau des catégories d'importance des bâtiments – Source : www.developpement-durable.gouv.fr

D'après les éléments transmis lors de l'étude, les ouvrages projetés seront classés en catégorie d'importance IV.

4.1.3. Coefficients d'importance

A chaque catégorie d'importance est associé un coefficient d'importance γ_I , qui vient moduler l'action sismique de référence conformément à l'Eurocode 8.

Le tableau suivant définit le coefficient d'importance γ_I selon la catégorie d'importance des ouvrages :

Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γ_I
I	0,8
II	1
III	1,2
IV	1,4





Tableau des coefficients d'importance – www.developpement-durable.gouv.fr

Dans le cas d'ouvrages de catégorie d'importance IV, le coefficient γ_I à prendre en compte est de 1.4.

4.1.4. Exigences sur les ouvrages neufs

Les exigences sur les ouvrages neufs dépendent de la catégorie d'importance de l'ouvrage et de la zone de sismicité.

Le tableau suivant récapitule les exigences à prendre en compte en fonction de la catégorie des ouvrages :

	I	II	III	IV
				
Zone 1	aucune exigence			
Zone 2				Eurocode 8 ³ $a_{gr}=0,7 \text{ m/s}^2$
Zone 3	PS-MI ¹			Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,1 \text{ m/s}^2$
Zone 4				Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,6 \text{ m/s}^2$
Zone 5				Eurocode 8 ³ $a_{gr}=3 \text{ m/s}^2$
		CP-MI ²	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=3 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=3 \text{ m/s}^2$

¹ Application possible (en dispense de l'Eurocode 8) des PS-MI sous réserve du respect des conditions de la norme PS-MI

² Application possible du guide CP-MI sous réserve du respect des conditions du guide

³ Application obligatoire des règles Eurocode 8

Exigences sur le bâti neuf – www.developpement-durable.gouv.fr

Dans le cas d'ouvrages de catégorie d'importance IV situés en zone de sismicité 1, l'application des prescriptions parasismiques particulières de l'Eurocode 8 n'est donc pas obligatoire.

4.1.5. Classes de sols selon l'Eurocode 8

La nature locale du sol influence fortement la sollicitation ressentie au niveau des ouvrages. L'Eurocode 8 distingue 7 catégories principales de sols (de la classe A à la classe S2) pour lesquelles est défini un coefficient de sol S. Le paramètre S permet de traduire l'amplification de la sollicitation sismique exercée par certains sols.

Le tableau suivant récapitule les différentes classes de sol en fonction du profil stratigraphique :

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres						
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30 cm)	c_u (kPa)	Type de sol	Pressiomètre		CPT
						p_l (MPa)	E_M (MPa)	q_c (Mpa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant.	>800				> 5	> 100	
B	Dépôts raides de sables, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des caractéristiques mécaniques avec la profondeur	360-800	>50	>250	sols granulaires	> 2	> 20	> 15
					sols cohérents	> 2	> 25	> 3,5
C	Dépôts profonds de sables de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines de mètres à plusieurs centaines de mètres.	180-360	15-50	70-250	sols granulaires	> 1	> 8	> 5
					sols cohérents	> 0,5	> 5	> 1,5
D	Dépôts de sols sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant en majorité des sols cohérents mous à fermes.	< 180	< 15	<70	sols granulaires	< 1	< 8 MPa	< 5
					sols cohérents	< 0,5	< 5 Mpa	< 1,5
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s.							
S_1	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($IP>40$) et une teneur en eau importante.	< 100						
S_2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes 1 à E ou S_1 .							

Classes de sol – Extrait de l'Eurocode 8

Suivant la nature du sol, les paramètres S (coefficient de sol), TB (limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectre constante), TC (limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectre constante) et TD (valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant) à prendre en compte sont données dans le tableau suivant :

Classe de sol	S	TB (s)	TC (s)	TD (s)
A	1	0.03	0.2	2.5
B	1.35	0.05	0.25	2.5
C	1.5	0.06	0.4	2
D	1.6	0.1	0.6	1.5
E	1.8	0.08	0.45	1.25

Spectre de réponse élastique de type 2 (zones 1 à 4)

Concernant la présente étude, les sols rencontrés appartiennent à la classe A. Les paramètres à considérer pour le projet sont les suivants : S = 1.0, TB = 0.03 s, TC = 0.20 s, TD = 2.5 s.

4.2. Risque de liquéfaction

On appelle liquéfaction d'un sol un processus conduisant à la perte totale de résistance au cisaillement du sol par augmentation de la pression interstitielle. Elle est accompagnée de déformations dont l'amplitude peut être limitée ou quasi illimitée.

D'après l'Eurocode 8, un sol n'est pas considéré comme liquéfiable lorsqu'une des conditions suivantes au moins est remplie :

- les sables contiennent de l'argile en proportion supérieure à 20 %, avec un indice de plasticité $IP > 10$;
- les sables contiennent des silts en proportion supérieure à 35 % et, simultanément le nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie, $N1(60) > 20$;
- les sables sont propres, avec la valeur du nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie $N1(60) > 30$.

et lorsque, en même temps :

$$\frac{\gamma_i \cdot a_{gr} \cdot s}{g} < 0,15$$

Avec :

- γ_i : coefficient dépendant de la catégorie d'importance de l'ouvrage ; ici $\gamma_i = 1.4$ pour une catégorie d'importance IV.
- a_{gr} : accélération maximale de référence dépendant de la zone de sismicité (zone de sismicité 1 – aléa très faible) ; ici $a_{gr} = 0.4 \text{ m/s}^2$.
- S : paramètre de sol dépendant de la classe de sol ; ici $S = 1.0$.
- g : constante de gravité terrestre ; $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

Dans le cas présent, $\frac{\gamma_i \cdot a_{gr} \cdot s}{g} = 0.06$

Compte tenu du résultat ci-avant et de la nature argileuse des sols, nous pouvons considérer que les terrains rencontrés au droit du site ne sont pas sensibles au risque de liquéfaction.

4.3. Synthèse des paramètres sismiques à prendre en compte

D'après les éléments transmis lors de l'étude et les résultats de la campagne de reconnaissance, les paramètres sismiques à prendre en compte selon l'Eurocode 8 sont les suivants :

- zone de sismicité : zone 1 – aléa très faible,
- accélération a_{gr} : 0.4 m/s^2 ,
- catégorie d'importance de l'ouvrage : IV,
- coefficient d'importance γ_i : 1.4,

- classe de sol : A,
- coefficient de sol S : 1.0,
- risque de liquéfaction : sols non sensibles.

5. ETUDE DU BATIMENT PAC 2I+P (SONDAGE SP13)

5.1. Rappel

D'après les informations transmises, il sera considéré un bâtiment PAC **2I+P**, d'un poids maximal de 40 tonnes.

Ces valeurs étant estimées sous toute réserve, il revient au comité de pilotage de l'opération de nous signaler toutes différences importantes afin que nous puissions reconsidérer, si nécessaire, tout ou partie de nos conclusions. Il en est de même si le projet venait à changer.

5.2. Fondations

5.2.1. Principe de fondations

Le mode de fondations du projet devra faire état de l'importance et de la géométrie des charges apportées ainsi que de la nécessité de mobiliser un horizon portant, homogène et de bonne qualité.

Compte-tenu des terrains rencontrés et en fonction du niveau fini, il est proposé une solution de fondations superficielles (semelles filantes et/ou isolées, massifs, plots) ancrées dans les limons argileux à cailloux calcaire (marron clair).

Dans tous les cas, le sol d'assise des fondations devra être homogène sous un même ouvrage.

Remarque : selon la hauteur d'encastrement (D) et la largeur de la base (B) de la fondation, on peut définir les fondations comme étant :

- superficielles si $D < 1,5 \times B$
- semi-profondes si $1,5 \times B < D < 5 \times B$
- profondes si $D > 5 \times B$

5.2.2. Profondeur d'ancrage

L'assise des fondations respectera le plus restrictif des critères suivants :

- ancrage de 0.30 m minimum dans les limons argileux à cailloux calcaire (marron clair) identifiées à partir de 0.50 m/TN au droit du sondage SP13,
- encastrement minimum de 0.30 m par rapport à l'arase terrassement,
- profondeur minimale de 1.20 m par rapport au sol extérieur fini, afin d'assurer la mise hors gel et hors dessiccation des fondations (cf. schéma ci-après).

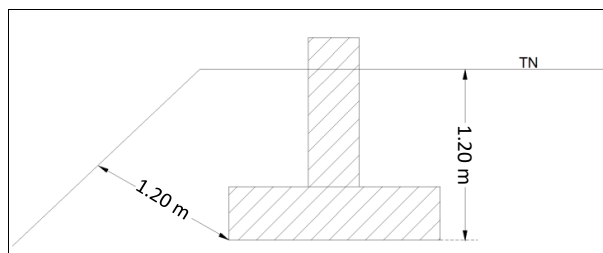


Schéma de mise hors dessiccation des fondations

Les profondeurs d'encastresments devront être ajustées à l'ouverture des fouilles. Celles-ci sont données au droit des sondages réalisés. Des sur-profondeurs de l'horizon d'ancrage ne sont pas exclues, ce qui pourra nécessiter des approfondissements locaux de l'assise des fondations.

5.2.3. Contraintes de calculs sous charge verticale centrée

Conformément à l'Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-261, sous réserve du respect du principe de fondation précitée, les contraintes centrées de calculs à prendre en compte pour les justifications vis-à-vis des Etats Limites Ultimes (q'_{ELU}) et de Services (q'_{ELS}) seront limitées à :

q'_{ELS} quasi-permanent et caractéristique ≤ 0.15 MPa
 q'_{ELU} fondamental et sismique ≤ 0.25 MPa
 q'_{ELU} accidentel ≤ 0.29 MPa

5.2.4. Evaluation des tassements

Conformément à l'Eurocode 7, dans le cas du respect des préconisations décrites ci-avant et la réalisation de l'ouvrage dans les règles de l'art, pour la valeur de contrainte de service donnée ci-dessus, les tassements théoriques absolus et différentiels prévisibles au droit de nos sondages seront **inférieurs à 1 cm.**

Ces tassements sont donnés pour des géométries de fondations de type :

- semelles isolées/massifs/plots de 0.70 m x 0.70 m,
- semelles isolées/massifs/plots de 1.00 m x 1.00 m,
- semelles filantes de 0.50 m de largeur.

Les tassements théoriques calculés s'entendent pour une mise en œuvre des fondations selon les règles de l'art en accord avec les prescriptions de l'Eurocode 7 et de sa norme d'application NF P 94-261.

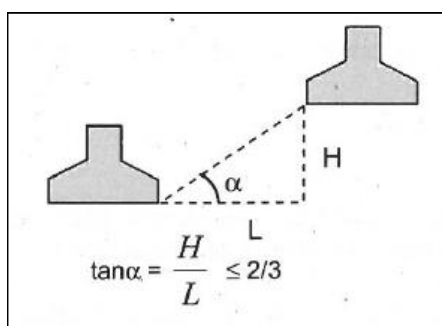
Les valeurs définitives de tassements seront à vérifier dès que les descentes de charges réelles du projet seront connues (mission G2-PRO).

Nota : l'attention est attirée sur le fait que ces calculs n'ont de validité qu'au droit des sondages. Ailleurs des hétérogénéités naturelles de stratigraphie et de caractéristiques mécaniques des sols peuvent induire des tassements absolus et différentiels supérieurs ou inférieurs à ceux ici estimés.

5.2.5. Dispositions constructives

Les dispositions constructives suivantes devront être respectées :

- largeur minimale des fondations de 0.50 m pour les semelles filantes et de 0.70 m pour les semelles isolées/massifs/plots, afin d'assurer un bon contact sol/fondation ;
- assise des fondations horizontale ;
- sol d'assise des fondations homogène ;
- mise en place d'un béton de propreté immédiatement après l'ouverture des fouilles de fondation sur une épaisseur minimum de 5 cm ;
- prévoir des joints de construction entre les parties différemment chargées des ouvrages ;
- respect des règles de l'Eurocode 7 et de sa norme d'application NF P 94-261 concernant les fondations à niveaux d'assise décalés (cf. schéma ci-après).



Remarque :

Le plan de fondation sera conçu de manière à éviter les affouillements sous les existants et les tassements par influence.

Le plan de fondation et le mode d'exécution des terrassements seront adaptés en conséquence (semelles isolées déportées, recentrage des charges par longrines de redressement et semelles filantes perpendiculaires, blindage, soutènement, reprise en sous-œuvre des fondations existantes...).

5.2.6. Suggestions d'exécution

Les fonds de fouille seront finis manuellement ou au godet de curage.

Le béton de propreté ou le gros béton devra être coulé aussitôt après les terrassements afin d'éviter toute altération et décompression du sol d'assise. Le béton des fondations sera ensuite coulé pleine fouille sur toute la hauteur.

Lors de la mise en œuvre du fond de fouille, toutes poches ou lentilles plus compressibles que le terrain environnant, ainsi que tous vestiges pouvant provoquer des désordres sur les fondations devront être purgés et remplacés par un gros béton coulé pleine fouille, afin d'obtenir un sol d'assise de compacité et d'homogénéité satisfaisante.

Dans le cas de sols impropres, remaniés ou déconsolidés, rencontrés lors de l'ouverture des fouilles, leur purge devra être impérativement assurée avant coulage du béton de propreté.

Il est impératif de vérifier soigneusement les matériaux extraits des fouilles pour s'assurer du bon ancrage dans les terrains requis.

Les fouilles de fondations devront être maintenues parfaitement stables pendant leur exécution. Un blindage/tubage pourra s'avérer nécessaire. Ce matériel devra être présent sur site en phase travaux.

Tous les travaux devront être réalisés selon les règles de l'art.

6. ETUDE DES SIX BATIMENTS RAMES HTA (SONDAGES SP6, SP13 et T5+P5)

6.1. Rappel

D'après les informations transmises, il sera considéré la création de six bâtiments rame HTA (numéroté 1 à 6) d'une surcharge répartie de 3.2 T/m² enterrés à 1.80 m/TN.

Ces valeurs étant estimées sous toute réserve, il revient au comité de pilotage de l'opération de nous signaler toutes différences importantes afin que nous puissions reconsidérer, si nécessaire, tout ou partie de nos conclusions. Il en est de même si le projet venait à changer.

6.2. Solution de fondation de type radier

6.2.1. Principe de fondation et niveau d'assise

La structure devra permettre une bonne répartition des charges.

Dans ce cas, la fondation de l'ouvrage sera constituée par un radier porteur rigide, sollicitant les limons argileux à cailloux calcaire (marron clair) et/ou les marno-calcaires à blocs (blanc-beige-jaune) à partir de 0.40 à 0.60 m/TN au droit des sondages SP6, SP13 et T5+P5, par l'intermédiaire d'une éventuelle couche de forme de 0.30 m d'épaisseur minimum.

Si la couche de forme est mise en œuvre, il conviendra de respecter les paragraphes 6.2.5 et 6.2.6.

6.2.2. Contraintes de calculs sous charge verticale centrée

Conformément à l'Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-261, sous réserve du respect du principe de fondation précitée, les contraintes centrées de calculs à prendre en compte pour les justifications vis-à-vis des Etats Limites Ultimes (q'_{ELU}) et de Services (q'_{ELS}) seront limitées à :

$$\begin{aligned} q'_{ELS} \text{ quasi-permanent et caractéristique} &\leq 0.20 \text{ MPa} \\ q'_{ELU} \text{ fondamental et sismique} &\leq 0.33 \text{ MPa} \\ q'_{ELU} \text{ accidentel} &\leq 0.38 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Les descentes de charges au niveau du radier ne nous ont pas été transmises. Dans la suite du rapport, nous prendrons comme hypothèse des descentes de charges uniformément réparties de 3.2 tonnes/m². Ces charges devront être calculées avec précision par le bureau d'étude structure ou l'entreprise, et transmises à ECR Environnement si elles diffèrent de celles prises par hypothèses.

En considérant cette hypothèse, la contrainte développée par le radier (3.2 tonnes/m²) correspond à un coefficient de sécurité (F) vis-à-vis de la rupture de :

F > 3

Lors des études de projet, il conviendra de s'assurer que les concentrations des contraintes (refends, appuis isolés...) conduisent à des déformations admissibles pour la structure.

6.2.3. Evaluation des tassements

Les descentes de charges transmises par le radier ne nous ayant pas été transmise, le calcul des tassements absolus a été réalisé en considérant une descente de charge uniformément répartie de 3.2 tonnes/m².

Conformément à l'Eurocode 7, dans le cas du respect des préconisations décrites ci-avant et la réalisation de l'ouvrage dans les règles de l'art, pour la valeur de contrainte de 3.2 tonnes/m², les tassements théoriques absolus prévisibles au droit des sondages SP6, SP13 et T5+P5 seront **inférieurs à 1 cm**.

Les tassements théoriques calculés s'entendent pour une mise en œuvre des fondations selon les règles de l'art en accord avec les prescriptions de l'Eurocode 7 et de sa norme d'application NF P 94-261.

Les valeurs définitives de tassements seront à vérifier dès que les descentes de charges réelles du projet seront connues (mission G2-PRO).

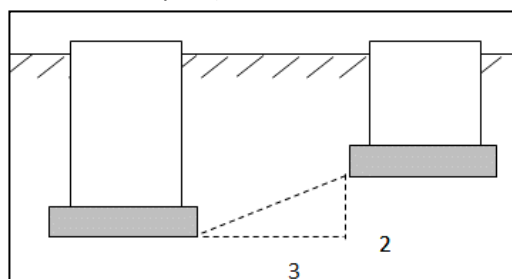
Nota : l'attention est attirée sur le fait que ces calculs n'ont de validité qu'au droit des sondages pressiométriques réalisés. Ailleurs des hétérogénéités naturelles de stratigraphie et de caractéristiques mécaniques des sols peuvent induire des tassements absolus et différentiels supérieurs ou inférieurs à ceux ici estimés.

6.2.4. Dispositions constructives

Les dispositions constructives suivantes devront être respectées :

- Dans la mesure où l'ouvrage sera enterré à plus de 1.20 m/sol extérieur fini (comme c'est le cas ici), la garde au gel et la mise hors dessiccation de la fondation seront assurées. Dans le cas contraire, il conviendra de prévoir une bêche périphérique descendue à 1.20 m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries.
- Le plan de fondation sera conçu de manière à éviter les affouillements sous les existants et les tassements par influence.
- L'assise des fondations devra être horizontale.
- Les descentes de charges devront être uniformément réparties sur le radier.
- Un lestage du radier devra être mis en œuvre afin de compenser la poussée hydrostatique dans le cas où le radier sera situé en dessous du niveau des plus hautes eaux connues (pas d'eau observé lors de nos interventions). Ce lestage peut être conçu soit en augmentant l'épaisseur du radier, soit en réalisant des tirants d'ancrage/micropieux.
- Le sol d'assise des fondations devra être de compacité homogène sous la fondation.
- Les réseaux sensibles devront être équipés de raccords souples.

- Une couche de forme de 0.30 m d'épaisseur minimum pourra être mise en œuvre à la base du radier afin de s'affranchir des phénomènes de point dur (cf. chapitre 6.2.5).
- Les fondations du projet et les fondations avoisinantes arrêtées à des niveaux différents seront établies en redents selon une pente de 3H/2V (3 Horizontalement pour 2 Verticalement) (cf. schéma ci-après).



6.2.5. Mise en œuvre du fond de forme et de la couche de forme

Après purge complète de la terre arable puis décapage des terrains jusqu'à la base du projet (jusqu'à environ -2.00 m/TN), le fond de forme obtenu sera constitué d'argile limoneuse à cailloux calcaire (marron clair) et/ou de marno-calcaires à blocs (blanc-beige-jaune).

Les poches de sols médiocres, remaniés et détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie seront purgées. Tout vestige sera également purgé.

Après mise à niveau du fond de forme, ce dernier devra être compacté à 95 % de l'Optimum Proctor Normal. Son compactage devra être adapté aux conditions climatiques au moment des travaux.

Le fond de forme sera protégé des intempéries.

Une couche de forme propre et bien graduée sera ensuite mise en œuvre sur 0.20 m d'épaisseur minimum.

Les matériaux d'apport de la couche de forme seront de type :

- D2 ou D3 selon le GTR,
- granulaires : 0/31.5 mm,
- propres et insensibles à l'eau : VBS < 0.1 et passant à 80 µm < 5 %,
- durs et non gélifs : Los Angeles / MDE < 45,
- drainants : D10 > 1 mm.
- bien gradués selon le fuseau de TALBOT-FULLER d'équation :

$$P/100 = (d/D)^n$$

Avec :

- P = passant au tamis de diamètre d,
- D = diamètre des plus gros éléments,
- n = coefficient compris entre 0.35 et 0.5 à ajuster sur D.

La couche de forme devra être soigneusement compactée (95% de l'OPM), permettant d'obtenir les valeurs suivantes (conformément au DTU 13-3) :

- Module d'élasticité $EV2 > 50 \text{ MPa}$
- Rapport de compactage $EV2/EV1 < 2.2$

Les matériaux seront mis en œuvre par couche de 0.30 m soigneusement compactées (notamment en cas de rattrapage de hors profil).

6.2.6. Essais de contrôle à la plaque

La plate-forme finie sera réceptionnée par une série d'essais à la plaque (mode opératoire LCPC) afin de s'assurer que les valeurs cibles ont bien été atteintes.

Au moins un essai pour 500 m^2 (et pour 50 cm d'épaisseur de la couche de forme) sera réalisé, avec un minimum de 3.

NOTA : dans le cas où la plateforme ne serait pas accessible pour réaliser les essais à la plaque, il conviendra de réaliser des essais au pénétromètre dynamique afin de s'assurer que l'objectif de densification q_4 a bien été atteint sur la hauteur de la couche de forme.

6.3. Traitement des parties enterrées

Le dimensionnement du radier devra prendre en compte la poussée des terres ainsi que les éventuelles sous-pressions hydrostatiques dans le cas le plus défavorable (NPHE).

Remarque : après mise en place, le pourtour de fouille sera soigneusement comblé par couches successives compactées de matériaux adaptés (de bonne qualité et à bonne teneur en eau naturelle) destinés à faciliter l'étanchement périphérique.

7. ETUDE DES DIFFERENTS BATIMENTS (SONDAGE SP6 ET T5+P5)

7.1. Rappel

D'après les informations transmises, il sera considéré la création de bâtiments : commande, salle de relayage et conteneur RTE avec les descentes de charges suivantes :

- 8 t/ml en charge linéaire pour les fondations,
- 10 t en appui isolé,
- 0,5 T/m² de charge surfacique pour le niveau bas.

Ces valeurs étant estimées sous toute réserve, il revient au comité de pilotage de l'opération de nous signaler toutes différences importantes afin que nous puissions reconsidérer, si nécessaire, tout ou partie de nos conclusions. Il en est de même si le projet venait à changer.

7.2. Fondations

7.2.1. Principe de fondations

Le mode de fondations du projet devra faire état de l'importance et de la géométrie des charges apportées ainsi que de la nécessité de mobiliser un horizon portant, homogène et de bonne qualité.

Compte-tenu des terrains rencontrés et en fonction du niveau fini, il est proposé une solution de fondations superficielles (semelles filantes et/ou isolées, massifs, plots) ancrées dans les limons argileux à cailloux calcaire (marron clair).

Dans tous les cas, le sol d'assise des fondations devra être homogène sous un même ouvrage.

Remarque : selon la hauteur d'encastrement (D) et la largeur de la base (B) de la fondation, on peut définir les fondations comme étant :

- superficielles si $D < 1,5 \times B$
- semi-profondes si $1,5 \times B < D < 5 \times B$
- profondes si $D > 5 \times B$

7.2.2. Profondeur d'ancrage

L'assise des fondations respectera le plus restrictif des critères suivants :

- ancrage de 0.30 m minimum dans les limons argileux à cailloux calcaire (marron clair) identifiées à partir de 0.40 à 0.60 m/TN au droit des sondages SP6 et T5+P5,
- encastrement minimum de 0.30 m par rapport à l'arase terrassement,

- profondeur minimale de 1.20 m par rapport au sol extérieur fini, afin d'assurer la mise hors gel et hors dessiccation des fondations (cf. schéma ci-après).

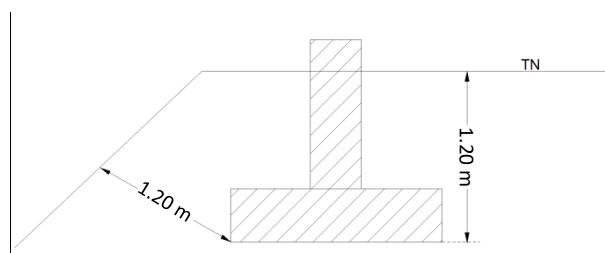


Schéma de mise hors dessiccation des fondations

Les profondeurs d'encastresments devront être ajustées à l'ouverture des fouilles. Celles-ci sont données au droit des sondages réalisés. Des sur-profondeurs de l'horizon d'ancrage ne sont pas exclues, ce qui pourra nécessiter des approfondissements locaux de l'assise des fondations.

7.2.3. Contraintes de calculs sous charge verticale centrée

Conformément à l'Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-261, sous réserve du respect du principe de fondation précitée, les contraintes centrées de calculs à prendre en compte pour les justifications vis-à-vis des Etats Limites Ultimes (q'_{ELU}) et de Services (q'_{ELS}) seront limitées à :

q'_{ELS} quasi-permanent et caractéristique ≤ 0.15 MPa
 q'_{ELU} fondamental et sismique ≤ 0.25 MPa
 q'_{ELU} accidentel ≤ 0.29 MPa

7.2.4. Evaluation des tassements

Conformément à l'Eurocode 7, dans le cas du respect des préconisations décrites ci-avant et la réalisation de l'ouvrage dans les règles de l'art, pour la valeur de contrainte de service donnée ci-dessus, les tassements théoriques absolus et différentiels prévisibles au droit de nos sondages seront **inférieurs à 1 cm.**

Ces tassements sont donnés pour des géométries de fondations de type :

- semelles isolées/massifs/plots de 0.70 m x 0.70 m,
- semelles isolées/massifs/plots de 1.00 m x 1.00 m,
- semelles filantes de 0.50 m de largeur.

Les tassements théoriques calculés s'entendent pour une mise en œuvre des fondations selon les règles de l'art en accord avec les prescriptions de l'Eurocode 7 et de sa norme d'application NF P 94-261.

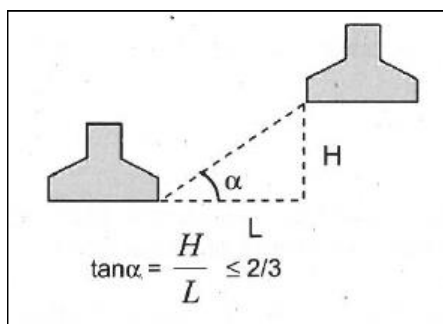
Les valeurs définitives de tassements seront à vérifier dès que les descentes de charges réelles du projet seront connues (mission G2-PRO).

Nota : l'attention est attirée sur le fait que ces calculs n'ont de validité qu'au droit des sondages. Ailleurs des hétérogénéités naturelles de stratigraphie et de caractéristiques mécaniques des sols peuvent induire des tassements absolus et différentiels supérieurs ou inférieurs à ceux ici estimés.

7.2.5. Dispositions constructives

Les dispositions constructives suivantes devront être respectées :

- largeur minimale des fondations de 0.50 m pour les semelles filantes et de 0.70 m pour les semelles isolées/massifs/plots, afin d'assurer un bon contact sol/fondation ;
- assise des fondations horizontale ;
- sol d'assise des fondations homogène ;
- mise en place d'un béton de propreté immédiatement après l'ouverture des fouilles de fondation sur une épaisseur minimum de 5 cm ;
- prévoir des joints de construction entre les parties différemment chargées des ouvrages ;
- respect des règles de l'Eurocode 7 et de sa norme d'application NF P 94-261 concernant les fondations à niveaux d'assise décalés (cf. schéma ci-après).



Remarque :

Le plan de fondation sera conçu de manière à éviter les affouillements sous les existants et les tassements par influence.

Le plan de fondation et le mode d'exécution des terrassements seront adaptés en conséquence (semelles isolées déportées, recentrage des charges par longrines de redressement et semelles filantes perpendiculaires, blindage, soutènement, reprise en sous-œuvre des fondations existantes...).

7.2.6. Dispositions constructives complémentaires (sols sensibles au phénomène au retrait-gonflement)

Afin de limiter les effets des variations volumétriques des sols lors des déséquilibres hydriques (les matériaux argileux sont potentiellement gonflants et le site se place en zone d'aléa « à priori nulle mais à proximité d'une zone moyenne » vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement des argiles – chapitre 1.5.2), il convient de prévoir les dispositions constructives complémentaires suivantes :

- Les fondations doivent être **ancrées** de manière **homogène** sur tout le pourtour du bâtiment (ceci vaut notamment pour les terrains en pente où l'ancrage aval doit être au moins aussi important que l'ancrage amont) ou à sous-sol hétérogène. En particulier, les sous-sols partiels qui induisent des hétérogénéités d'ancrage sont à éviter ;
- La **structure** du bâtiment et des fondations doit être suffisamment **rigides** (*chaînages verticaux et horizontaux, semelles filantes entrecroisées, appuis isolés liaisonnés par des longrines ...*) pour résister à des mouvements différentiels et reprendre la pression de gonflement des argiles ;
- La réalisation des fondations doit mobiliser le plus possible la totalité de la contrainte admissible aux ELS ;
- Deux éléments de construction accolés, fondés de manière différente ou exerçant des charges variables, doivent être désolidarisés et munis de **joints de rupture** sur toute leur hauteur pour permettre des mouvements différentiels ;
- En cas de **source de chaleur** en sous-sol (chaudière notamment), les **échanges thermiques** à travers les parois doivent être **limités** par une isolation adaptée pour éviter d'aggraver la dessiccation du terrain en périphérie. Il peut être préférable de positionner de cette source de chaleur le long des murs intérieurs ;
- Il convient de prévoir toute **plantation d'arbre à une distance supérieure à la hauteur adulte H** dudit arbre s'il s'agit d'un arbre isolé, ou $1.5 H$ s'il s'agit d'une haie (sauf si un écran anti-racine est mis en œuvre sur une profondeur minimale de 2.00 m) afin d'éviter la dessiccation des argiles liée à la succion par le système racinaire ;
- Un dispositif anti-racine doit être mis en place en cas de présence d'arbres à proximité du bâtiment ;
- Les canalisations enterrées d'eau doivent pouvoir subir des mouvements différentiels sans risque de rompre, ce qui suppose notamment des raccords non fragiles (systèmes d'assouplissement) au niveau des points durs ;
- Tout pompage dans la nappe à moins de 10.00 m de l'ouvrage projeté doit être proscrit (afin de limiter le retrait des argiles par dessiccation) ;

- Il convient de récupérer les eaux de toiture au moyen de gouttières et de les diriger vers un réseau d'eau pluviale étanche (une infiltration des eaux de toiture au niveau des fondations entrainerait une hydratation des argiles et un gonflement de celles-ci) ;
- Sous la construction, le sol est à l'équilibre hydrique alors que tout autour il est soumis à évaporation saisonnière, ce qui tend à induire des différences de teneur en eau au droit des fondations. Pour l'éviter, il convient, autant que faire se peut, d'entourer la construction d'un dispositif, le plus large possible, sous forme de **trottoir périphérique/plateforme en enrobé** ou de **géomembrane enterrée**, qui protège sa périphérie immédiate de l'évaporation ;
- Si la configuration le permet, on envisagera le **captage des écoulements superficiels** (mise en œuvre de drains conformément au DTU 20.1) avec une distance minimum de 2.00 m à respecter entre la construction et le drain (ne pas mettre de drain agricole ; il faut prévoir un drain crépiné uniquement sur son demi-périmètre supérieur avec une forme étanche sur son demi-périmètre inférieur).

Le schéma présenté ci-dessous résume ces dispositions constructives :

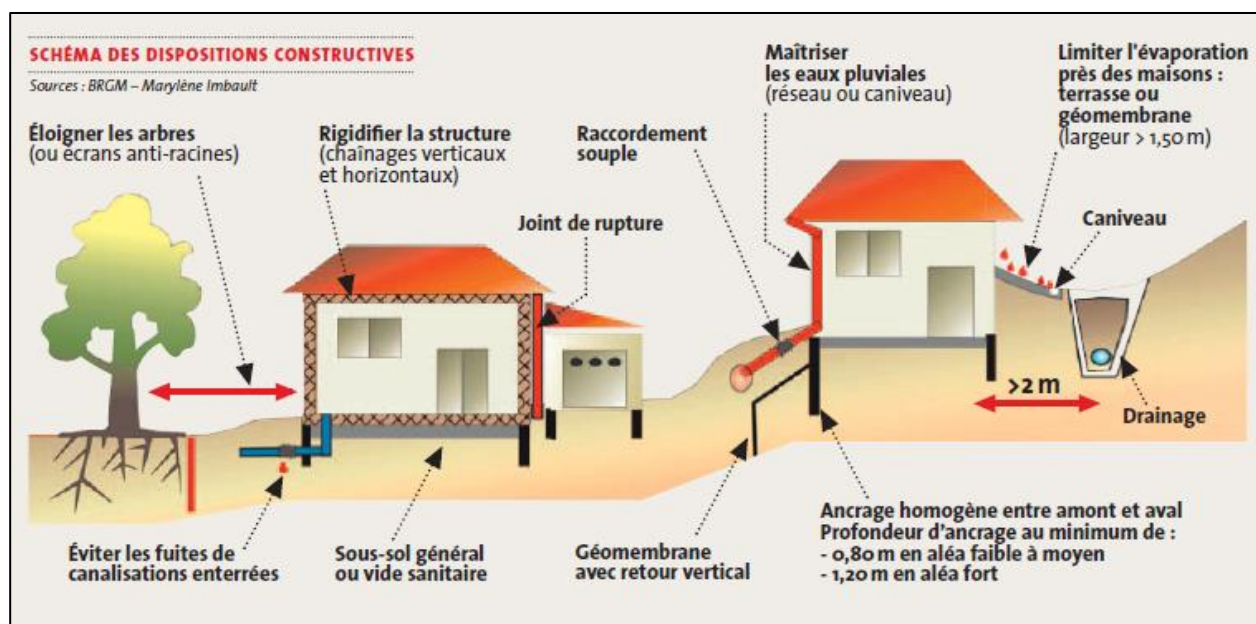


Schéma synthétique des dispositions constructives – Extrait du site du BRGM

7.2.7. Suggestions d'exécution

Les fonds de fouille seront finis manuellement ou au godet de curage.

Le béton de propreté ou le gros béton devra être coulé aussitôt après les terrassements afin d'éviter toute altération et décompression du sol d'assise. Le béton des fondations sera ensuite coulé pleine fouille sur toute la hauteur.

Lors de la mise en œuvre du fond de fouille, toutes poches ou lentilles plus compressibles que le terrain environnant, ainsi que tous vestiges pouvant provoquer des désordres sur les fondations devront être purgés et remplacés par un gros béton coulé pleine fouille, afin d'obtenir un sol d'assise de compacité et d'homogénéité satisfaisante.

Dans le cas de sols impropres, remaniés ou déconsolidés, rencontrés lors de l'ouverture des fouilles, leur purge devra être impérativement assurée avant coulage du béton de propreté.

Il est impératif de vérifier soigneusement les matériaux extraits des fouilles pour s'assurer du bon ancrage dans les terrains requis.

Les fouilles de fondations devront être maintenues parfaitement stables pendant leur exécution. Un blindage/tubage pourra s'avérer nécessaire. Ce matériel devra être présent sur site en phase travaux.

Tous les travaux devront être réalisés selon les règles de l'art.

7.3. Dallage

Compte tenu des caractéristiques mécaniques faibles des limons et limons argileux à cailloux calcaire (marron clair) sur le premier mètre et de leur sensibilité au phénomène de retrait-gonflement (cf. chapitre 1.5.1), on s'orientera vers une solution de planchers bas portés par les fondations.

8. ETUDE DES TRAVEES (SONDAGES SP4, SP5, SP7, SP8, SP9, SP10, SP11, SP12, SP15, T2+P2 et T6+P6)

8.1. Rappel

D'après les informations transmises, il sera considéré la création de bâtiments : la création de quatre **travées complètes** comprenant :

- Des **disjoncteurs et des sectionneurs**, d'un poids d'environ 0.5 tonnes,
- 3 **transformateurs et 1 SELF**, d'un poids d'environ 65 tonnes,
- Trois **grille HTA associée**, enterrée à -0.8 m/TN, d'un poids d'environ 12 tonnes,
- Des **murs pare-feu** avec des descentes de charges de 4 à 5 T/mètre linéaire pour les fondations.

Ces valeurs étant estimées sous toute réserve, il revient au comité de pilotage de l'opération de nous signaler toutes différences importantes afin que nous puissions reconsidérer, si nécessaire, tout ou partie de nos conclusions. Il en est de même si le projet venait à changer.

8.2. Fondations

8.2.1. Principe de fondations

Le mode de fondations du projet devra faire état de l'importance et de la géométrie des charges apportées ainsi que de la nécessité de mobiliser un horizon portant, homogène et de bonne qualité.

Compte-tenu des terrains rencontrés et en fonction du niveau fini, il est proposé une solution de fondations superficielles (semelles filantes et/ou isolées, massifs, plots) ancrées dans les limons argileux à cailloux calcaire (marron clair) et/ou les marno-calcaires à blocs (beige-blanc-jaune).

Dans tous les cas, le sol d'assise des fondations devra être homogène sous un même ouvrage.

Remarque : selon la hauteur d'encastrement (D) et la largeur de la base (B) de la fondation, on peut définir les fondations comme étant :

- superficielles si $D < 1,5 \times B$
- semi-profondes si $1,5 \times B < D < 5 \times B$
- profondes si $D > 5 \times B$

8.2.2. Profondeur d'ancrage

L'assise des fondations respectera le plus restrictif des critères suivants :

- ancrage de 0.30 m minimum dans les limons argileux à cailloux calcaire (marron clair) identifiées à partir de 0.20 m/TN à 1.50 m/TN au droit des sondages SP4, SP5, SP7, SP8, SP9, SP10, SP11, SP12, SP15, T2+P2 et T6+P6),
- encastrement minimum de 0.30 m par rapport à l'arase terrassement,
- profondeur minimale de 1.20 m par rapport au sol extérieur fini, afin d'assurer la mise hors gel et hors dessiccation des fondations (cf. schéma ci-après).

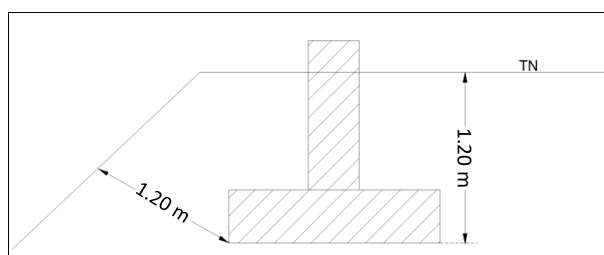


Schéma de mise hors dessiccation des fondations

Les profondeurs d'encastresments devront être ajustées à l'ouverture des fouilles. Celles-ci sont données au droit des sondages réalisés. Des sur-profondeurs de l'horizon d'ancrage ne sont pas exclues, ce qui pourra nécessiter des approfondissements locaux de l'assise des fondations.

8.2.3. Contraintes de calculs sous charge verticale centrée

Conformément à l'Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-261, sous réserve du respect du principe de fondation précitée, les contraintes centrées de calculs à prendre en compte pour les justifications vis-à-vis des Etats Limites Ultimes (q'_{ELU}) et de Services (q'_{ELS}) seront limitées à :

q'_{ELS} quasi-permanent et caractéristique ≤ 0.15 MPa

q'_{ELU} fondamental et sismique ≤ 0.25 MPa

q'_{ELU} accidentel ≤ 0.29 MPa

8.2.4. Evaluation des tassements

Conformément à l'Eurocode 7, dans le cas du respect des préconisations décrites ci-avant et la réalisation de l'ouvrage dans les règles de l'art, pour la valeur de contrainte de service donnée ci-dessus, les tassements théoriques absolus et différentiels prévisibles au droit de nos sondages seront **inférieurs à 1 cm.**

Ces tassements sont donnés pour des géométries de fondations de type :

- semelles isolées/massifs/plots de 0.70 m x 0.70 m,
- semelles isolées/massifs/plots de 1.00 m x 1.00 m,
- semelles filantes de 0.50 m de largeur.

Les tassements théoriques calculés s'entendent pour une mise en œuvre des fondations selon les règles de l'art en accord avec les prescriptions de l'Eurocode 7 et de sa norme d'application NF P 94-261.

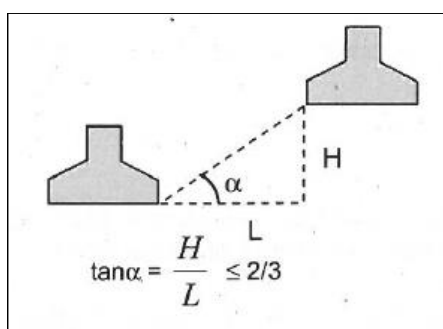
Les valeurs définitives de tassements seront à vérifier dès que les descentes de charges réelles du projet seront connues (mission G2-PRO).

Nota : l'attention est attirée sur le fait que ces calculs n'ont de validité qu'au droit des sondages. Ailleurs des hétérogénéités naturelles de stratigraphie et de caractéristiques mécaniques des sols peuvent induire des tassements absolus et différentiels supérieurs ou inférieurs à ceux ici estimés.

8.2.5. Dispositions constructives

Les dispositions constructives suivantes devront être respectées :

- largeur minimale des fondations de 0.50 m pour les semelles filantes et de 0.70 m pour les semelles isolées/massifs/plots, afin d'assurer un bon contact sol/fondation ;
- assise des fondations horizontale ;
- sol d'assise des fondations homogène ;
- mise en place d'un béton de propreté immédiatement après l'ouverture des fouilles de fondation sur une épaisseur minimum de 5 cm ;
- prévoir des joints de construction entre les parties différemment chargées des ouvrages ;
- respect des règles de l'Eurocode 7 et de sa norme d'application NF P 94-261 concernant les fondations à niveaux d'assise décalés (cf. schéma ci-après).



Remarque :

Le plan de fondation sera conçu de manière à éviter les affouillements sous les existants et les tassements par influence.

Le plan de fondation et le mode d'exécution des terrassements seront adaptés en conséquence (semelles isolées déportées, recentrage des charges par longrines de redressement et semelles filantes perpendiculaires, blindage, soutènement, reprise en sous-œuvre des fondations existantes...).

8.2.6. Suggestions d'exécution

Les fonds de fouille seront finis manuellement ou au godet de curage.

Le béton de propreté ou le gros béton devra être coulé aussitôt après les terrassements afin d'éviter toute altération et décompression du sol d'assise. Le béton des fondations sera ensuite coulé pleine fouille sur toute la hauteur.

Lors de la mise en œuvre du fond de fouille, toutes poches ou lentilles plus compressibles que le terrain environnant, ainsi que tous vestiges pouvant provoquer des désordres sur les fondations devront être purgés et remplacés par un gros béton coulé pleine fouille, afin d'obtenir un sol d'assise de compacité et d'homogénéité satisfaisante.

Dans le cas de sols impropres, remaniés ou déconsolidés, rencontrés lors de l'ouverture des fouilles, leur purge devra être impérativement assurée avant coulage du béton de propreté.

Il est impératif de vérifier soigneusement les matériaux extraits des fouilles pour s'assurer du bon ancrage dans les terrains requis.

Les fouilles de fondations devront être maintenues parfaitement stables pendant leur exécution. Un blindage/tubage pourra s'avérer nécessaire. Ce matériel devra être présent sur site en phase travaux.

Tous les travaux devront être réalisés selon les règles de l'art.

9. ETUDE DE LA FOSSE DEPORTEE (SONDAGE SP14)

9.1. Rappel

D'après les informations transmises, il sera considéré la création d'une **fosse déportée** de 4.00 m x 8.00 m enterrée à 3.00 m de profondeur, avec une charge répartie estimée à 3.5 T/m²,

Ces valeurs étant estimées sous toute réserve, il revient au comité de pilotage de l'opération de nous signaler toutes différences importantes afin que nous puissions reconsidérer, si nécessaire, tout ou partie de nos conclusions. Il en est de même si le projet venait à changer.

9.2. Solution de fondation de type radier

9.2.1. Principe de fondation et niveau d'assise

La structure devra permettre une bonne répartition des charges.

Dans ce cas, la fondation de l'ouvrage sera constituée par un radier porteur rigide, sollicitant les marno-calcaires à blocs (blanc-beige-jaune) à partir de 1.50 m/TN au droit du sondage SP14, par l'intermédiaire d'une éventuelle couche de forme de 0.30 m d'épaisseur minimum.

Si la couche de forme est mise en œuvre, il conviendra de respecter les paragraphes 9.2.5 et 9.2.6.

9.2.2. Contraintes de calculs sous charge verticale centrée

Conformément à l'Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-261, sous réserve du respect du principe de fondation précitée, les contraintes centrées de calculs à prendre en compte pour les justifications vis-à-vis des Etats Limites Ultimes (q'_{ELU}) et de Services (q'_{ELS}) seront limitées à :

$$\begin{aligned} q'_{ELS} \text{ quasi-permanent et caractéristique} &\leq 0.30 \text{ MPa} \\ q'_{ELU} \text{ fondamental et sismique} &\leq 0.49 \text{ MPa} \\ q'_{ELU} \text{ accidentel} &\leq 0.57 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Les descentes de charges au niveau du radier ne nous ont pas été transmises. Dans la suite du rapport, nous prendrons comme hypothèse des descentes de charges uniformément réparties de 3.5 tonnes/m². Ces charges devront être calculées avec précision par le bureau d'étude structure ou l'entreprise, et transmises à ECR Environnement si elles diffèrent de celles prises par hypothèses.

En considérant cette hypothèse, la contrainte développée par le radier (3.5 tonnes/m²) correspond à un coefficient de sécurité (F) vis-à-vis de la rupture de :

$$F > 3$$

Lors des études de projet, il conviendra de s'assurer que les concentrations des contraintes (refends, appuis isolés...) conduisent à des déformations admissibles pour la structure.

9.2.3. Evaluation des tassements

Les descentes de charges transmises par le radier ne nous ayant pas été transmise, le calcul des tassements absolus a été réalisé en considérant une descente de charge uniformément répartie de 3.5 tonnes/m².

Conformément à l'Eurocode 7, dans le cas du respect des préconisations décrites ci-avant et la réalisation de l'ouvrage dans les règles de l'art, pour la valeur de contrainte de 3.5 tonnes/m², les tassements théoriques absolus prévisibles au droit du sondage SP14 seront **inférieurs à 1 cm**.

Les tassements théoriques calculés s'entendent pour une mise en œuvre des fondations selon les règles de l'art en accord avec les prescriptions de l'Eurocode 7 et de sa norme d'application NF P 94-261.

Les valeurs définitives de tassements seront à vérifier dès que les descentes de charges réelles du projet seront connues (mission G2-PRO).

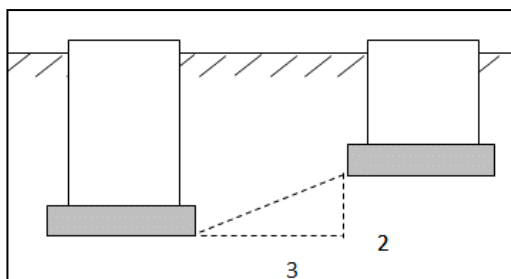
Nota : l'attention est attirée sur le fait que ces calculs n'ont de validité qu'au droit des sondages pressiométriques réalisés. Ailleurs des hétérogénéités naturelles de stratigraphie et de caractéristiques mécaniques des sols peuvent induire des tassements absolus et différentiels supérieurs ou inférieurs à ceux ici estimés.

9.2.4. Dispositions constructives

Les dispositions constructives suivantes devront être respectées :

- Dans la mesure où l'ouvrage sera enterré à plus de 1.20 m/sol extérieur fini (comme c'est le cas ici), la garde au gel et la mise hors dessiccation de la fondation seront assurées. Dans le cas contraire, il conviendra de prévoir une bêche périphérique descendue à 1.20 m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries.
- Le plan de fondation sera conçu de manière à éviter les affouillements sous les existants et les tassements par influence.
- L'assise des fondations devra être horizontale.
- Les descentes de charges devront être uniformément réparties sur le radier.
- Un lestage du radier devra être mis en œuvre afin de compenser la poussée hydrostatique dans le cas où le radier sera situé en dessous du niveau des plus hautes eaux connues (pas d'eau observé lors de nos interventions). Ce lestage peut être conçu soit en augmentant l'épaisseur du radier, soit en réalisant des tirants d'ancrage/micropieux.
- Le sol d'assise des fondations devra être de compacité homogène sous la fondation.
- Les réseaux sensibles devront être équipés de raccords souples.
- Une couche de forme de 0.30 m d'épaisseur minimum pourra être mise en œuvre à la base du radier afin de s'affranchir des phénomènes de point dur (cf. chapitre 6.2.5).

- Les fondations du projet et les fondations avoisinantes arrêtées à des niveaux différents seront établies en redents selon une pente de 3H/2V (3 Horizontalement pour 2 Verticalement) (cf. schéma ci-après).



9.2.5. Mise en œuvre du fond de forme et de la couche de forme

Après purge complète de la terre arable puis décapage des terrains jusqu'à la base du projet (jusqu'à environ -3.00 m/TN), le fond de forme obtenu sera constitué de marno-calcaires à blocs (blanc-beige-jaune).

Les poches de sols médiocres, remaniés et détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie seront purgées. Tout vestige sera également purgé.

Après mise à niveau du fond de forme, ce dernier devra être compacté à 95 % de l'Optimum Proctor Normal. Son compactage devra être adapté aux conditions climatiques au moment des travaux.

Le fond de forme sera protégé des intempéries.

Une couche de forme propre et bien graduée sera ensuite mise en œuvre sur 0.20 m d'épaisseur minimum.

Les matériaux d'apport de la couche de forme seront de type :

- D2 ou D3 selon le GTR,
- granulaires : 0/31.5 mm,
- propres et insensibles à l'eau : VBS < 0.1 et passant à 80 µm < 5 %,
- durs et non gélifs : Los Angeles / MDE < 45,
- drainants : D10 > 1 mm.
- bien gradués selon le fuseau de TALBOT-FULLER d'équation :

$$P/100 = (d/D)^n$$

Avec :

- P = passant au tamis de diamètre d,
- D = diamètre des plus gros éléments,
- n = coefficient compris entre 0.35 et 0.5 à ajuster sur D.

La couche de forme devra être soigneusement compactée (95% de l'OPM), permettant d'obtenir les valeurs suivantes (conformément au DTU 13-3) :

- Module d'élasticité EV2 > 50 MPa
- Rapport de compactage EV2/EV1 < 2.2

Les matériaux seront mis en œuvre par couche de 0.30 m soigneusement compactées (notamment en cas de rattrapage de hors profil).

9.2.6. Essais de contrôle à la plaque

La plate-forme finie sera réceptionnée par une série d'essais à la plaque (mode opératoire LCPC) afin de s'assurer que les valeurs cibles ont bien été atteintes.

Au moins un essai pour 500 m² (et pour 50 cm d'épaisseur de la couche de forme) sera réalisé, avec un minimum de 3.

NOTA : dans le cas où la plateforme ne serait pas accessible pour réaliser les essais à la plaque, il conviendra de réaliser des essais au pénétromètre dynamique afin de s'assurer que l'objectif de densification q₄ a bien été atteint sur la hauteur de la couche de forme.

9.3. Traitement des parties enterrées

Le dimensionnement du radier devra prendre en compte la poussée des terres ainsi que les éventuelles sous-pressions hydrostatiques dans le cas le plus défavorable (NPHE et ouvrage vide).

Remarque : après mise en place, le pourtour de fouille sera soigneusement comblé par couches successives compactées de matériaux adaptés (de bonne qualité et à bonne teneur en eau naturelle) destinés à faciliter l'étanchement périphérique.

10. Etude des voiries

10.1. Classe de trafic Ti

Le prédimensionnement de la couche de forme et de la structure de voirie ci-après, a été réalisée à partir du « Guide pour la construction des chaussées à faible trafic – 2002 », établi par le Groupe Régional d'échange d'informations et de réflexions Ouest.

En l'absence d'élément précis, nous avons pris en compte une classe de portance à long terme de la plateforme support de chaussée correspondant à une PF2- (critère de réception EV2 compris entre 50 MPa et 80 MPa).

Remarque : la classe de trafic à prendre en compte pour le dimensionnement des voiries ne nous a pas été fournie. Il conviendra donc de s'assurer que dispositions constructives retenues soient en accord avec les caractéristiques et les caractéristiques réelles du projet.

10.2. Préparation de la plateforme

Après décapage complet de la terre végétale et la mise en œuvre des remblais conformément au chapitre 8.5, le fond de forme sera constitué de limons (marron) et de limons à cailloux calcaires (marron clair).

Toute poche décomprimée, de matériau évolutif (tourbe) ou de moindre consistance rencontrée en fond de forme sera purgée. Pour le rattrapage des éventuels hors profils après purge, on prévoira la réalisation d'une couche de forme en classe D2 selon le GTR, comportant moins de 5 % de fines.

Après mise à niveau du fond de forme, ce dernier sera compacté. Son compactage sera adapté aux conditions climatiques au moment des travaux.

Un géotextile sera mis en œuvre à l'interface entre le fond de forme compacté et la couche de forme afin d'assurer une fonction anticontaminant et antipoinçonnement.

NOTA : si les travaux ont lieu en période défavorable ou si le fond de forme présentait une teneur en eau trop importante, le cloutage du fond de forme pourra s'avérer nécessaire.

10.3. Partie supérieure de terrassement (PST) et arase (AR)

Pour un sol de classe GTR **A2** en fonction des niveaux finis des voiries à créer et selon les conditions météorologiques lors des travaux, les PST et AR obtenues (après décapage de la terre arable et des matériaux impropres) pourront être les suivantes :

- **PST0-ARO :** matériaux à l'état hydrique très humide (th), de portance quasi nulle. Dans ce cas, la solution de franchissement de ces zones doit être recherchée par une opération de

terrassement (purge, substitution) et/ou de drainage (fossés profonds, rabattement de la nappe...) de manière à pouvoir reclasser le nouveau support obtenu au moins en classe AR1.

- **PST1-AR1** : matériaux à l'état hydrique humide (h), sensibles, de mauvaise portance. Dans ce cas de PST il conviendra soit de procéder à une amélioration du matériau jusqu'à 0.50 m d'épaisseur par un traitement à la chaux vive ou au liant hydraulique et selon une technique de remblai pour être ramené au cas PST2, soit d'exécuter une couche de forme en matériaux granulaires insensibles à l'eau de forte épaisseur.
- **PST2-AR1** : matériaux à l'état hydrique moyen (m), sensibles à l'eau, de bonne portance pouvant chuter sous l'action des infiltrations d'eau et des remontées de nappe.

Lors de nos interventions (avril 2024 et janvier 2025) et après décapage des terrains superficiels, le couple PST-AR obtenu était dans le cas d'un fond de forme constitué de limons (marron) ou des limons à cailloux calcaire (marron clair) : PST2-AR1, correspondant à des sols peu déformables, portants mais sensibles à l'eau (cf. encadré rouge dans le tableau ci-après).

Tableau 7 - Appréciation de la portance de la P.S.T. prévisible au moment du chantier à partir des sondages et des essais de laboratoire		
Nature - Etat des matériaux	Indicateurs de comportement	Qualification de la portance de la PST
Sols sensibles à l'eau, humides à très humides : <ul style="list-style-type: none"> - sols fins : argiles, limons, schistes décomposés, - sols sableux et graveleux (argileux), - schistes très altérés friables, - grès décomposés avec blocs. 	Indice de portance en laboratoire IPI < 10 Circulation impossible ou difficile (ornières) Compactage impossible Portance sur chantier à la plaque (EV2) ou dynaplaque (E) < 30 MPa. Pénétrömètre dynamique ⁵ q _d < 2,5 MPa	Sols déformables à très déformables.
Sols sensibles à l'eau, d'humidité faible à moyenne : <ul style="list-style-type: none"> - sols fins, - sols sableux et graveleux, - schistes altérés friables, - matériaux blocailleux avec fines. 	Indice de portance en laboratoire IPI ≥ 10 Circulation facile Compactage possible sans « matelassage » ni remontée d'humidité Portance sur chantier à la plaque ou dynaplaque (30 MPa ≤ EV2 ou E dyn < 50 MPa) Pénétrömètre dynamique q _d ≥ 2,5 MPa	Sols peu déformables portants mais sensibles à l'eau.
Matériaux blocailleux ou rocheux insensibles à l'eau : <ul style="list-style-type: none"> - matériaux graveleux propres, - matériaux blocailleux charpentés, - matériaux rocheux peu altérés à sains. 	Matériaux très peu déformables en toutes situations météo (pas de trace visible). Peuvent poser des problèmes de traficabilité et de réglage. Portance sur chantier (plaque ou dynaplaque) ≥ 50 MPa.	Sols très peu déformables insensibles à l'eau.

Appréciation de la portance de la PST – Extrait du « Guide pour la construction des chaussées à faible trafic »

Remarques :

Des essais de plaque devront être réalisés au niveau du fond de forme compacté, afin d'apprécier sa portance au moment des travaux (qui dépendra notamment de sa teneur en eau).

Les travaux devront être réalisés en période sèche afin de conserver une PST2-AR1.

Dans le cas où le terrain présenterait des teneurs en eau élevées (liées à l'infiltration des eaux météoriques par exemple), préalablement à tous travaux, il conviendra d'assainir le site au moyen de tranchées drainantes ou de fossés par exemple.

10.4. Couche de forme et plateforme support de chaussée (PF)

Dans le cas d'un PST2-AR1, les géométries des couches de forme seront les suivantes (cf. encadré rouge ci-après) pour l'obtention d'une plate-forme support chaussée de type **PF2-** ($50 < EV2 < 80$ MPa) :

Tableau 8 - Epaisseurs des couches de forme en matériaux granulaires			
Qualification de la Portance de la P.S.T.	Contexte de réalisation (*)	Epaisseur de C. de F. pour une classe de plate-forme PF2-	Epaisseur de C. de F. pour une classe de plate-forme PF2+
Sols déformables à très déformables	Déblai sans drainage	0,75 m (0,20 m de 0/63 + 0,55 m de 0/150) ou 0,60 m (0,20 m de 0/63 + 0,40 m de 0/150) sur géotextile.	1,00 m (0,20 m de 0/63 + 0,80 m de 0/150) ou 0,85 m (0,20 m de 0/63 + 0,65 m de 0/150) sur géotextile.
	Déblai avec drainage profond	0,60 m (0,20 m de 0/63 + 0,40 m de 0/150) ou 0,50 m de 0/63 sur géotextile.	0,80 m (0,20 m de 0/63 + 0,60 m de 0/150)
Sols peu déformables mais sensibles à l'eau	Déblai sans drainage	0,45 m de 0/63	0,60 m (0,20 m de 0/63 + 0,40 m de 0/150)
	Remblai ou déblai avec drainage	0,30 m de 0/63	0,45 m de 0/63
Sols très peu déformables insensibles à l'eau	Remblai ou déblai.	Couche de réglage de 10 cm d'épaisseur de 0/31,5 ou 0/20.	Couche de réglage de 20 cm d'épaisseur de 0/31,5 ou 0/20. Si $EV2 > 120$ MPa obtention de PF3

Epaisseurs des couches de forme – Source : Guide pour la protection des chaussées à faible trafic – 2002

Dans tous les cas, à l'ouverture du chantier, il conviendra de réaliser des mesures de teneur en eau naturelle afin d'adapter l'épaisseur de la couche de forme en conséquence.

Dans le cas où les travaux seraient réalisés en période pluvieuse et que le fond de forme présenterait une teneur en eau élevée, on sera dans le cas d'une PST1-AR1. Dans ce cas, l'obtention d'une PF2- nécessite la mise en œuvre d'une couche de forme aux géométries suivantes :

Tableau 8 - Epaisseurs des couches de forme en matériaux granulaires			
Qualification de la Portance de la P.S.T.	Contexte de réalisation (*)	Epaisseur de C. de F. pour une classe de plateforme PF2-	Epaisseur de C. de F. pour une classe de plateforme PF2+
Sols déformables à très déformables	Déblai sans drainage	0,75 m (0,20 m de 0/63 + 0,55 m de 0/150) ou 0,60 m (0,20 m de 0/63 + 0,40 m de 0/150) sur géotextile.	1,00 m (0,20 m de 0/63 + 0,80 m de 0/150) ou 0,85 m (0,20 m de 0/63 + 0,65 m de 0/150) sur géotextile.
	Déblai avec drainage profond	0,60 m (0,20 m de 0/63 + 0,40 m de 0/150) ou 0,50 m de 0/63 sur géotextile.	0,80 m (0,20 m de 0/63 + 0,60 m de 0/150)
Sols peu déformables mais sensibles à l'eau	Déblai sans drainage	0,45 m de 0/63	0,60 m (0,20 m de 0/63 + 0,40 m de 0/150)
	Remblai ou déblai avec drainage	0,30 m de 0/63	0,45 m de 0/63
Sols très peu déformables insensibles à l'eau	Remblai ou déblai.	Couche de réglage de 10 cm d'épaisseur de 0/31,5 ou 0/20.	Couche de réglage de 20 cm d'épaisseur de 0/31,5 ou 0/20. Si EV2 > 120 MPa obtention de PF3

Epaisseurs des couches de forme – Source : Guide pour la protection des chaussées à faible trafic – 2002

Le matériau de couche de forme sera de type :

- granulaire 0/63 mm ou équivalent,
- bien gradué selon le fuseau de TALBOT-FULLER,
- dur et non gélif (Los Angeles / MDE < 45),
- propre et insensible à l'eau (VBS < 0.1 et passant à 80 µm < 5%),
- drainant (D10 > 2mm).

10.5. Structure de chaussée

Deux exemples de pré-dimensionnement de chaussée, avec les hypothèses d'un trafic de classe T5 et T4, sur une plateforme de type PF2-, sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Cas d'une couche de base/fondation en GNT :

Hypothèse	Classe de trafic T5 (de 0 à 25 PL par jour)	Classe de trafic T4 (de 25 à 50 PL par jour)
Epaisseur BBS	6 cm	6 cm
Epaisseur GNT	16 cm	30 cm

➤ **Cas d'une couche de base/fondation en GB4 :**

Hypothèse	Classe de trafic T5 (de 0 à 25 PL par jour)	Classe de trafic T4 (de 25 à 50 PL par jour)
Epaisseur BBS	6 cm	6 cm
Epaisseur GB4	11 cm	14 cm

Remarque : le dimensionnement définitif de la structure de chaussée dépendra du trafic, de la durée de vie et des conditions de gel. D'autres structures sont envisageables et pourront être proposées en variante par les entreprises. Notamment, la mise en œuvre d'une couche de forme traitée pourra être envisagée sous réserve que les terrains soient aptes aux traitements (dans ce cas, il conviendra de prévoir des essais d'aptitude au traitement).

10.6. Suggestions particulières

La réalisation des travaux de voirie en période sèche est vivement recommandée.

Au démarrage du chantier, des planches d'essai seront réalisées de manière à fixer les paramètres de compactage (épaisseur des couches, nombre de passes, ... en fonction du compacteur utilisé).

Les couches de chaussée seront mises en œuvre, compactées et contrôlées suivant les spécifications en vigueur ($EV2 > 50 \text{ MPa}$).

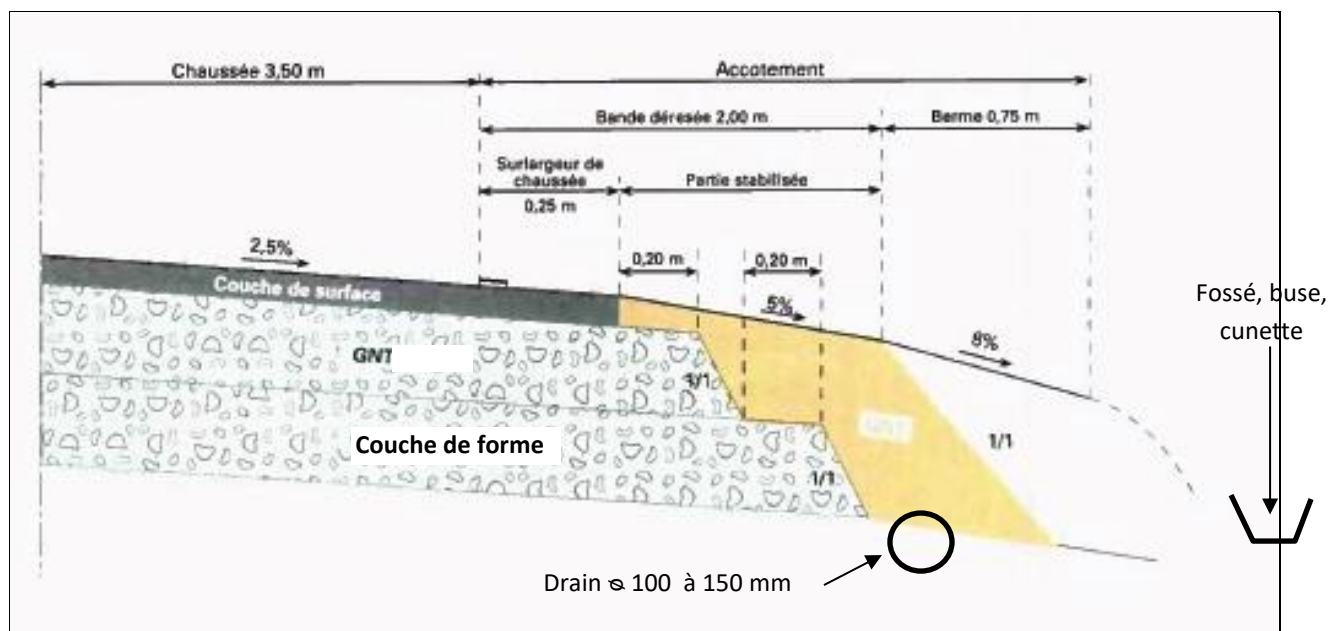
Des essais de contrôle à la plaque devront être prévus avant la mise en place de la couche de forme pour déterminer la classe d'arase (AR) et avant la mise en place de la structure de chaussée pour déterminer la classe de plateforme (PF).

On veillera à limiter les infiltrations d'eau au niveau des sols supports de chaussée (création de fossés, buses, cunettes...).

Un système de drainage sera mis en œuvre à la base de la couche de forme (niveau arase de terrassement). Il s'agira de drains de diamètre 100 mm dans le cas d'une double pente au niveau de la chaussée (avec un drain de part et d'autre de la voirie), ou 150 mm dans le cas d'une mono-pente au niveau de la chaussée. Ces drains seront crépinés uniquement sur leur demi-périmètre supérieur ; la mise en œuvre de drain agricole est à proscrire.

Il conviendra de respecter une mono-pente ou double pente au niveau de la chaussée de l'ordre de 2.5 % afin de permettre l'écoulement des eaux météoriques vers le système de drainage.

Un exemple de coupe transversale pour la structure de voirie proposée est présenté ci-après :



Exemple de coupe transversale

Les ouvrages de drainage (drains, cunettes, fossés, buses) tiendront compte de la topographie du site et seront raccordés à un exutoire dimensionné de manière suffisante et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.

Dans le cas de l'impossibilité de raccordement au réseau communal (fossé, réseau séparatif d'assainissement), une station de puisage ou de fosse avec pompe de relevage sera à mettre en œuvre.

11. TERRASSEMENTS GENERAUX

11.1. Moyens d'extraction

La réalisation des fondations et du niveau enterré nécessitera des terrassements en déblais au sein des couches de terre arable, de limons (marron), des limons argileux à cailloux calcaire (marron clair), des marno-calcaires (blanc-beige-jaune) et des calcaires à blocs (beiges) en cas de remontée.

Les terrassements en déblais au sein dans les couches de terre arable, des limons (marron) et des limons argileux à cailloux calcaires (marron clair) nécessiteront l'emploi d'engins classiques de moyenne puissance.

En cas de blocs et/ou de passages indurés dans ces couches, dans les couches de marno-calcaires (blanc-beige) et dans les calcaires à blocs (beiges), les terrassements nécessiteront l'emploi d'engins de forte puissance (de type pelle hydraulique puissante, BRH, dent de déroctage,...). Ce matériel devra être présent sur site lors des travaux.

Dans tous les cas, la méthodologie mise en œuvre devra tenir compte des avoisinants au projet (attention aux vibrations et affouillements sous les existants).

11.2. Traficabilité

Les sols présents sur le site renferment une importante proportion de matériaux fins sensibles à l'eau. En période pluvieuses, des difficultés de circulation des engins de chantier pourront être rencontrées. La réalisation des travaux de terrassement en période sèche est vivement recommandée. Dans le cas contraire, la mise en œuvre d'une plateforme de travail / piste d'accès s'avérera nécessaire.

11.3. Stabilité des talus en déblais

Le mode d'exécution des terrassements dépend étroitement du niveau d'assise des avoisinants : ouvrages mitoyens, voiries, réseaux...

En première approche, les talus en déblais auront une hauteur maximum de 3.00 m maximum (pour la fosse déporte) et auront une pente maximum de :

- 2H/3V (Horizontal/Vertical) dans les limons (marron) et dans les limons argileux à cailloux calcaire (marron clair),
- 1H/1V dans les marno-calcaires (blanc-beige-jaune),
- 1H/2V dans les calcaires à blocs (beiges).

Si ces recommandations ne peuvent pas être respectées ou si des ouvrages se situent dans la zone d'influence du talus, on prévoira un ouvrage de soutènement de type paroi berlinoise par exemple (à adapter en fonction des venues d'eau et de l'étanchéité attendue).

En l'absence d'ouvrage de soutènement, aucune surcharge ne devra circuler ou être implantée en tête de talus.

En phase définitive, les murs adossés au terrain seront calculés en soutènement.

En l'absence d'essais de cisaillement, pour les calculs des poussées/butées des ouvrages de soutènement, les valeurs présentées dans le tableau ci-après pourront être prises en compte en première approche :

Couche	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	C' (KPa)	φ' (°)
Limon (marron)	18	5	20
Limon argileux à cailloutis calcaire (marron clair)	19	10	20
Marno-calcaire à blocs (blanc-beige-jaune)	20	25	25
Calcaire à blocs (beige)	21	30	30

Des essais de cisaillement triaxial ou à la boîte pourront être réalisés lors des missions suivantes (G2-PRO, G3, G4) afin de préciser et modifier si besoin, les paramètres donnés ci-avant.

En phase définitive, le plancher haut et le plancher bas enterré devront reprendre les efforts de poussées amenés par les voiles contre terre. Ils devront être conçus et dimensionnés en tant que planchers butonnants.

En phase définitive, les murs enterrés seront calculés en soutènement.

La nature des remblais et la façon de les mettre en œuvre le long des voiles enterrés sont décrites dans le DTU 12. Ils sont constitués d'une ou plusieurs couches de sols homogènes mises en œuvre en couches horizontales successives d'épaisseur maximale 0,20 m avant compactage. Le respect de ces dispositions est important notamment dans le cas où les parois de l'ouvrage reçoivent un revêtement par feuille d'étanchéité ou de protection. Il peut être dangereux de remblayer une fouille ouverte dans un terrain de fondation peu perméable, avec des matériaux très perméables, si aucun drainage n'a été prévu.

11.4. Protection des talus en phase travaux

Les règles de l'art seront respectées et il conviendra de prévoir une protection des talus en phase provisoire avec notamment :

- la mise en œuvre de fossés en tête et en pied de talus,
- la mise en œuvre d'un polyane,
- en cas de venues d'eau, la mise en œuvre de tranchées drainantes et/ou des masques drainants et/ou des éperons drainants et/ou des drains subhorizontaux.

11.5. Dispositions vis-à-vis de l'eau

11.5.1. Phase provisoire

Nos enquêtes de voisinage et bibliographique supposent l'absence de nappe phréatique à moins de 15.00 m de profondeur (à confirmer par un suivi du piézomètre installé au droit du site) et la présence d'écoulements non négligeables dans les terrains superficiels.

On privilégiera la réalisation des travaux de terrassement en déblais en période sèche/de basses eaux.

En fonction de la date de réalisation des travaux et des conditions météorologiques lors des terrassements (ruissellement, infiltration des eaux pluviales, remontée de nappe...), un pompage provisoire pourra s'avérer nécessaire afin d'épuiser les venues d'eau éventuelles et d'assécher les fouilles des terrassements généraux.

En phase chantier, il conviendra :

- de récupérer le ruissellement et les eaux infiltrées sur des formes terrassées en forme de pente,
- de mettre en œuvre des drains au droit des fils d'eau,
- de prévoir la décantation éventuelle des eaux récupérées, avant envoi dans un exutoire existant ou à créer (dimensionné de manière suffisante et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants),
- de pomper les venues d'eau éventuelles en fonds de fouilles et d'assurer leur évacuation (après décantation éventuelle) dans un exutoire existant ou à créer et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.

On envisagera de modeler les fonds de fouilles des terrassements généraux en toit avec une pente d'au moins

2 % pour permettre l'évacuation des eaux de surface vers des fossés périphériques et le rejet des eaux vers un exutoire gravitaire ou par pompage.

En cas de présence d'eau à faible profondeur, un drainage préalable du terrain sera réalisé afin d'assainir le site. Il pourra s'agir soit de tranchées drainantes soit de fossés. La pente sera au minimum de 5 mm/m. Ces ouvrages tiendront compte de la topographie du site et seront raccordés à un exutoire dimensionné de manière suffisante et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.

Remarque : dans tous les cas, l'incidence hydraulique du projet devra être prise en compte vis-à-vis des avoisinants (attention aux départs de fines, affouillements et tassements hydrauliques sous les existants).

11.5.2. Phase définitive

Toute infiltration d'eau au niveau des fondations est à proscrire. Les eaux de ruissellement et de toiture seront collectées (gouttières, contre-pente, avaloires) et évacuées vers un exutoire suffisamment dimensionné et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.

Un cuvelage des ouvrages enterrés devra être mis en œuvre dans le cas où les radiers seront situés en dessous du niveau des plus hautes eaux connues (pas d'eau observé lors de nos interventions).

12. SUITES A DONNER AU PRESENT RAPPORT DE MISSION G2-AVP

Il convient de rappeler que notre étude s'inscrit dans le cadre d'une mission de type G1 & G2-AVP [Etude de site & Etude géotechnique en phase avant-projet] au sens de la norme NFP 94-500 actualisée en Novembre 2013. Les recommandations données ci-après ne constituent donc qu'une première orientation ayant pour objectif :

- De permettre au comité de pilotage en charge de l'opération de préciser son projet en appréhendant au mieux le contexte géotechnique du site et les difficultés / contraintes d'exécution qui en résultent (et auxquelles les entreprises seront confrontées) ;
- De fournir les hypothèses géotechniques à prendre en compte ainsi que des principes généraux de construction.

Nous soulignons également qu'à la date de rédaction de ce rapport, aucune donnée concernant la cote altimétrique du niveau fini de la plateforme d'accueil du futur poste ne nous a été communiquée. Toutes les profondeurs d'assises mentionnées ultérieurement seront donc fixées par rapport au terrain naturel actuel.

Suite à la définition exacte du projet (calage altimétrique des ouvrages, descentes de charges précises ...) et aux travaux nécessaires pour la préparation du site (création de la plateforme, ...), conformément à l'enchaînement défini par la norme susmentionnée, il sera de rigueur de compléter la présente étude par des missions géotechniques :

- de type G2 - Phase Projet ;
- puis G3 / G4 en phases de réalisation / exécution.

Des sondages et essais complémentaires (*in situ* ou en laboratoire) pourront alors être nécessaires. Une étude hydrogéologique / hydraulique approfondie permettrait également de mieux appréhender le comportement de la nappe et d'optimiser la gestion des eaux.

*
* *

La mise en œuvre de l'ensemble des missions géotechniques (G2 PRO, G3 et G4) devra suivre la présente étude (mission G2 AVP). Le schéma d'enchaînement et la classification des missions types d'ingénierie géotechnique, extraits de la norme NF P 94-500, figurent en annexe 1 du présent rapport.

Nous restons à l'entière disposition des Responsables du Projet pour tout renseignement, ainsi que pour toutes missions complémentaires nécessaires.

Les conclusions de ce présent rapport sont données sous réserve des conditions particulières jointes.

13. CONDITIONS PARTICULIÈRES

Le présent rapport ou Procès-Verbal ainsi que toutes annexes, constituent un ensemble indissociable.

La Société E.C.R. ENVIRONNEMENT serait dégagée de toute responsabilité dans le cas d'une mauvaise utilisation de toute communication ou reproduction partielle de ce document, sans accord écrit préalable. En particulier, il ne s'applique qu'aux ouvrages décrits et uniquement à ces derniers.

Si en l'absence de plans précis des ouvrages projetés, nous avons été amenés dans le présent rapport à faire une ou des hypothèses sur le projet, il appartient à notre client ou à son maître d'œuvre de communiquer par écrit à la société ECR ENVIRONNEMENT ses observations éventuelles sans quoi, il ne pourrait en aucun cas et pour aucune raison nous être reproché d'avoir établi notre étude pour le projet que nous avons décrit.

Cette étude est basée sur des reconnaissances dont le caractère ponctuel ne permet pas de s'affranchir des aléas des milieux naturels, et ne peut prétendre traduire le comportement du sol dans son intégralité.

Ainsi, tout élément nouveau mis en évidence lors de l'exécution des fondations ou de leurs travaux préparatoires et n'ayant pu être détecté lors de la reconnaissance des sols (ex. : remblais anciens ou nouveaux, cavités, hétérogénéités localisées, venue d'eau, etc.) doit être signalé à E.C.R. ENVIRONNEMENT qui pourra reconsidérer tout ou une partie du Rapport. Pour ces raisons, et sauf stipulation contraire explicite de notre part, l'utilisation de nos résultats pour chiffrer à forfait le coût de tout ou une partie des ouvrages d'infrastructure ne saurait en aucun cas engager notre responsabilité.

De même, des changements concernant l'implantation, la conception ou l'importance des ouvrages par rapport aux hypothèses de base de cette étude, peuvent conduire à modifier les conclusions et prescriptions du Rapport et doivent être portés à la connaissance d'E.C.R. ENVIRONNEMENT.

La Société E.C.R. ENVIRONNEMENT ne saurait être rendue responsable des modifications apportées à son étude que dans le cas où elle aurait donné son accord écrit sur lesdites modifications.

Les altitudes indiquées pour chaque sondage (qu'il s'agisse de cote de références rattachées à un repère arbitraire ou de cotes NGF) ne sont données qu'à titre indicatif. Seules font foi les profondeurs mesurées depuis le sommet des sondages et comptées à partir du niveau du sol au moment de la réalisation des essais. Pour que ces altitudes soient garanties, il convient qu'elles soient relevées par un Géomètre-Expert. Il en va de même pour l'implantation des sondages sur le terrain.

.....

ANNEXE 1 :

Extrait de la norme

NF P 94-500

EXTRAIT DE LA NORME NF P 94-500 – 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'avoisnants 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 avoisnants), 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 avoisnants), 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.

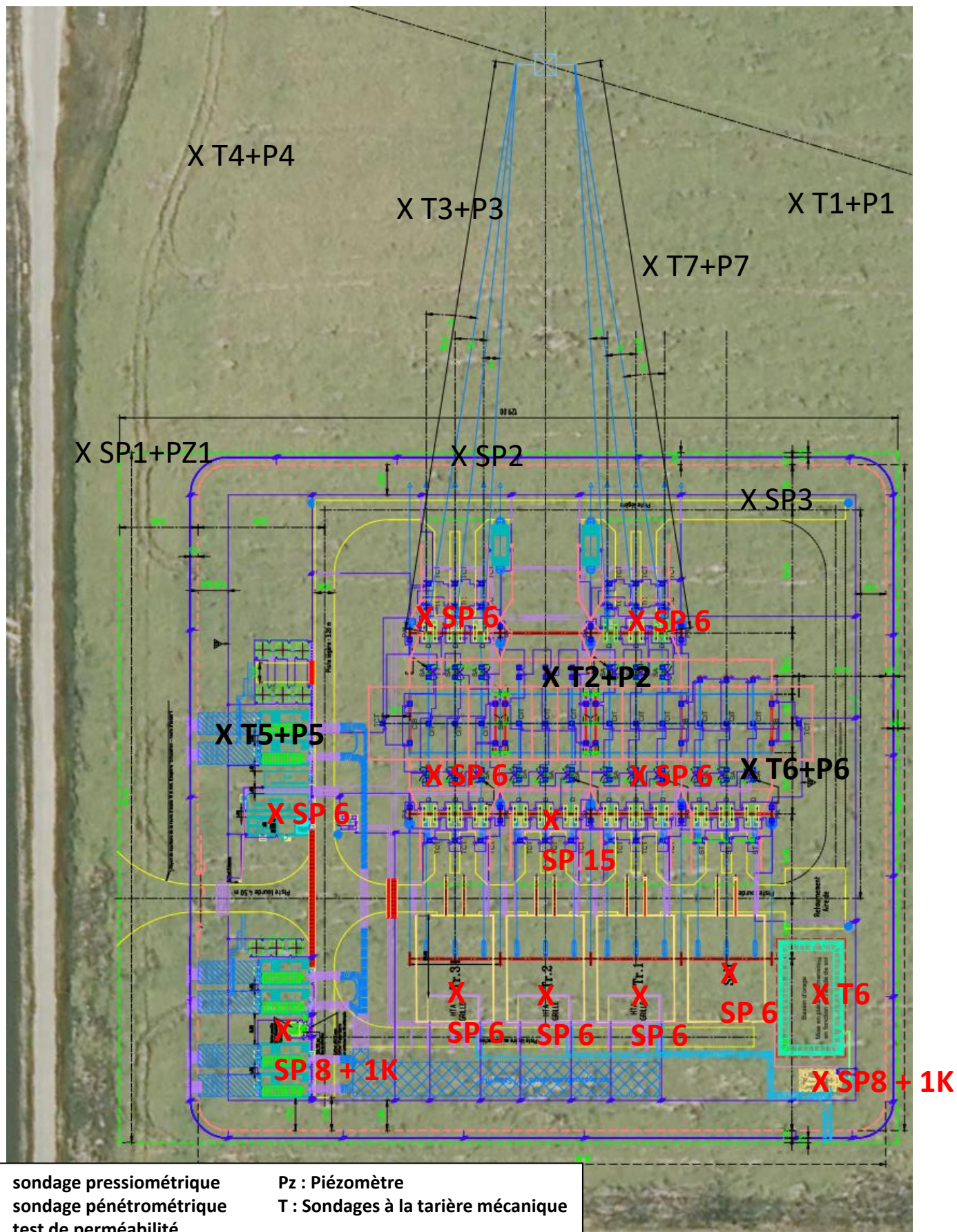
Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.

- 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'état de l'état général de l'ouvrage existant.
- Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechnique seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

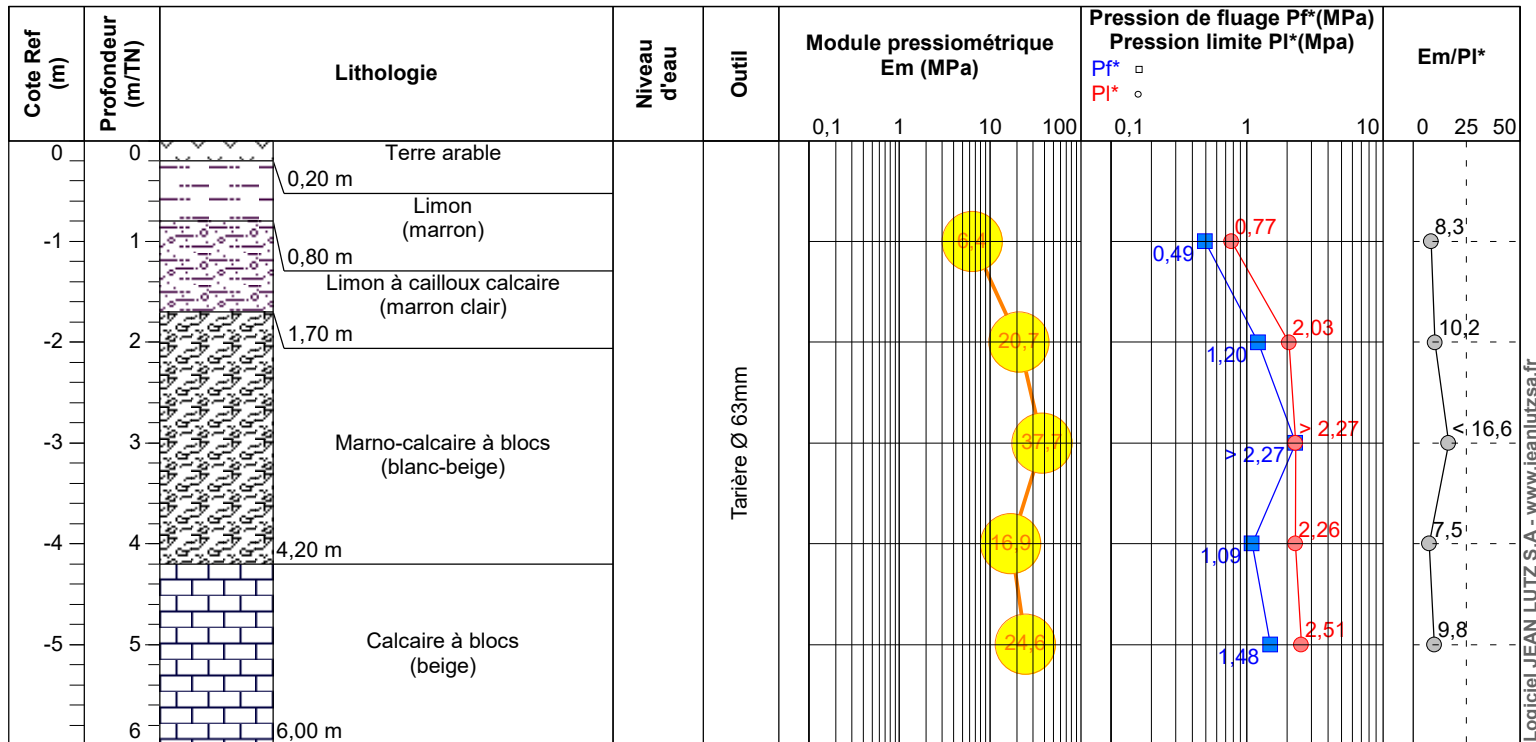
ANNEXE 2 :
Implantation des sondages

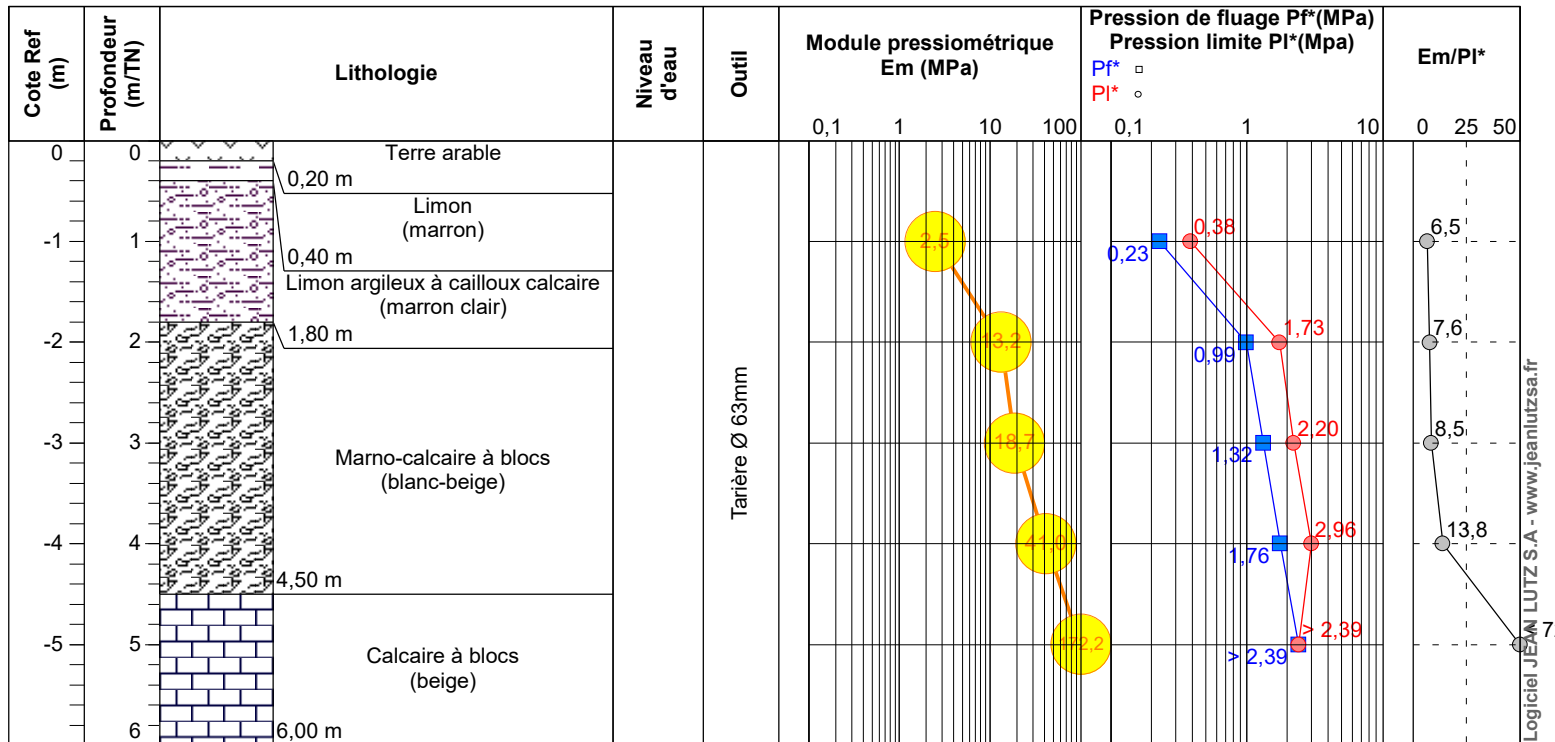
Mission : Nouveau PS
Commune : Theuville (28)
Client : ENEDIS

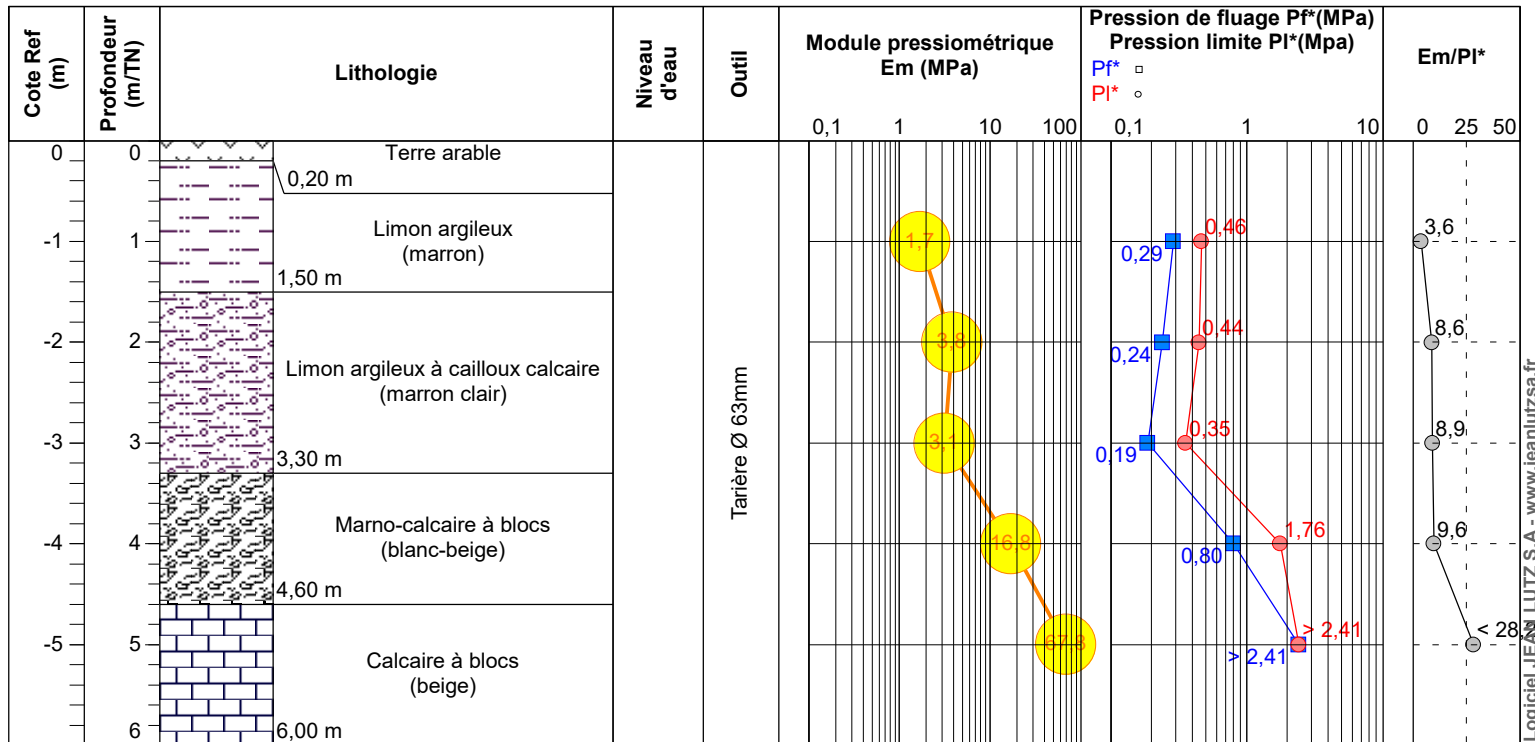
Affaire n°3704682

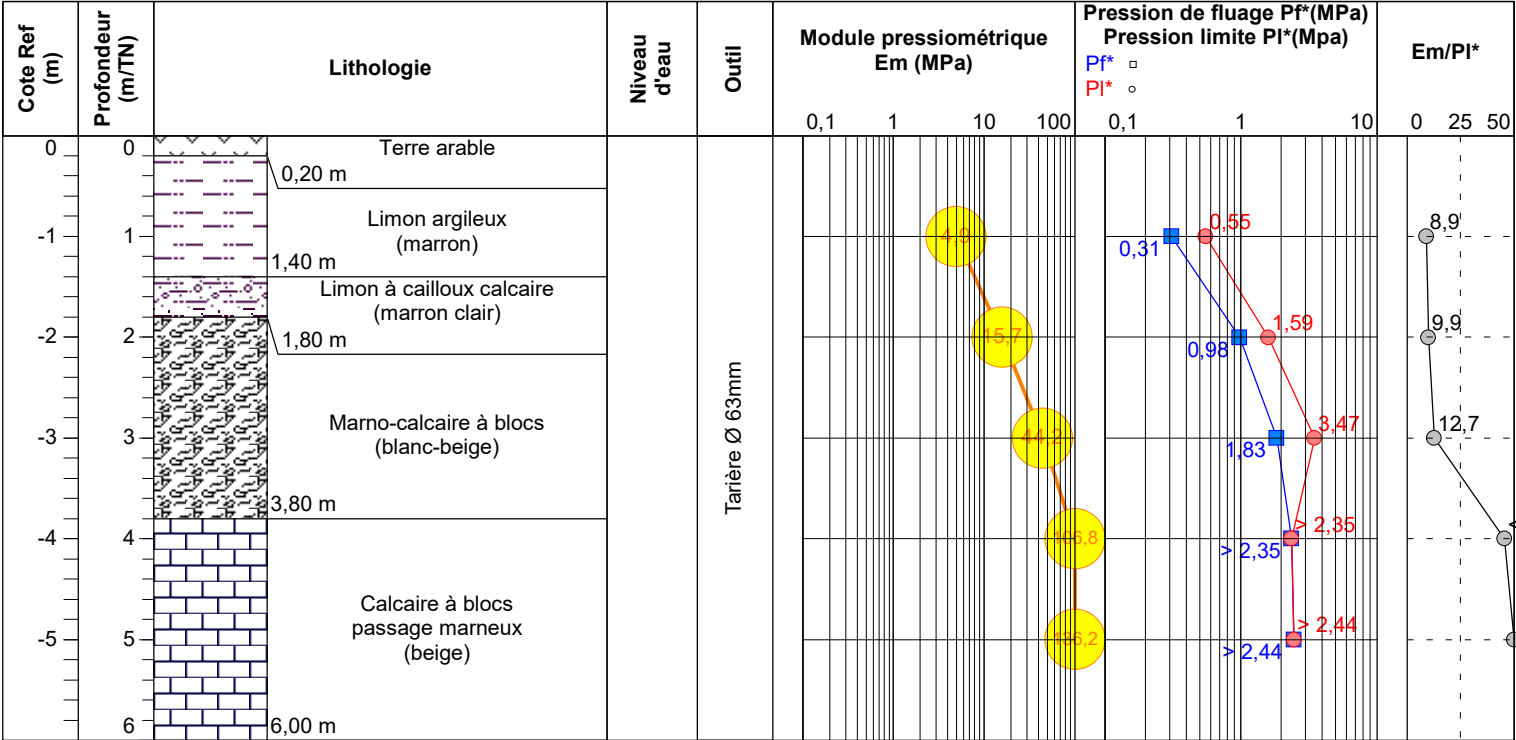


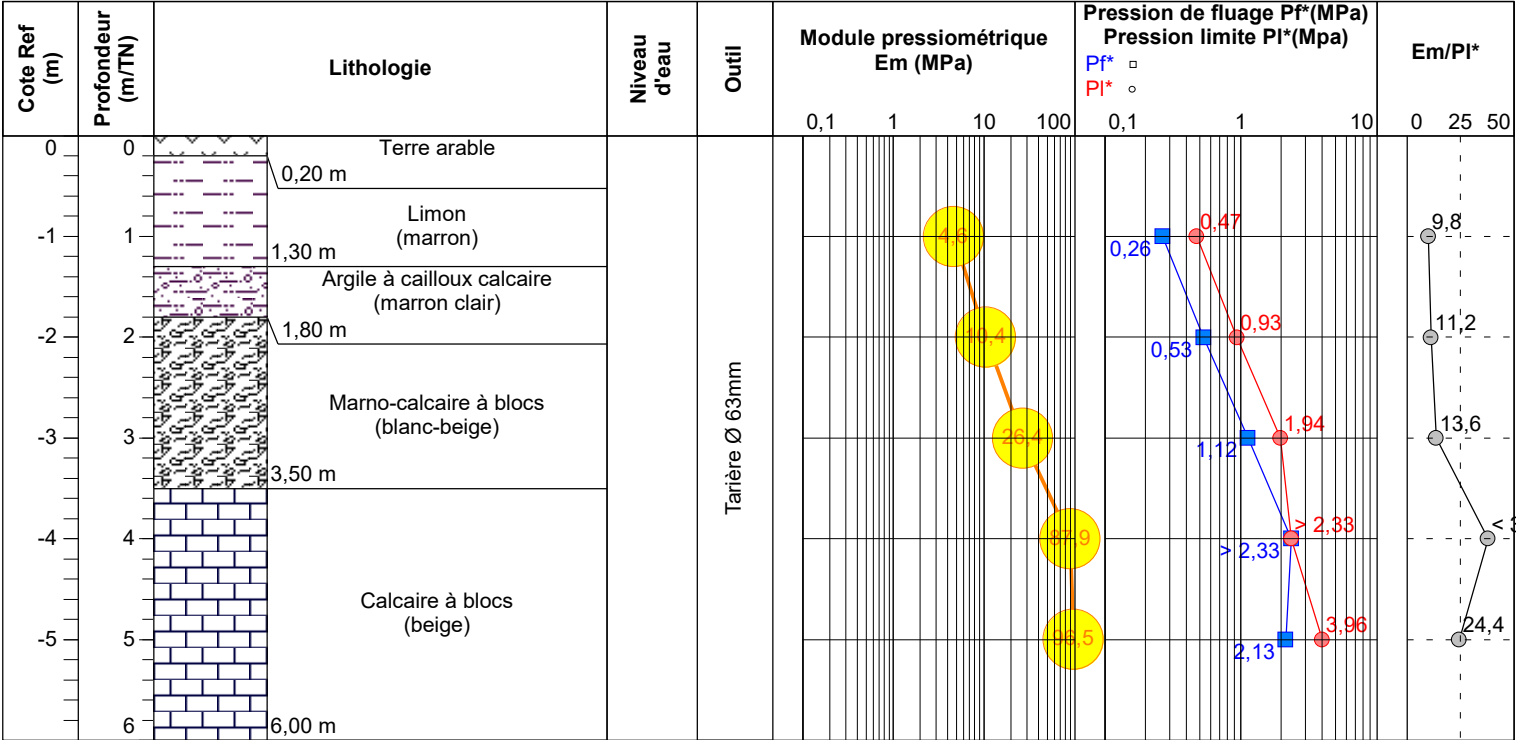
ANNEXE 3 :
Résultats des investigations in-situ

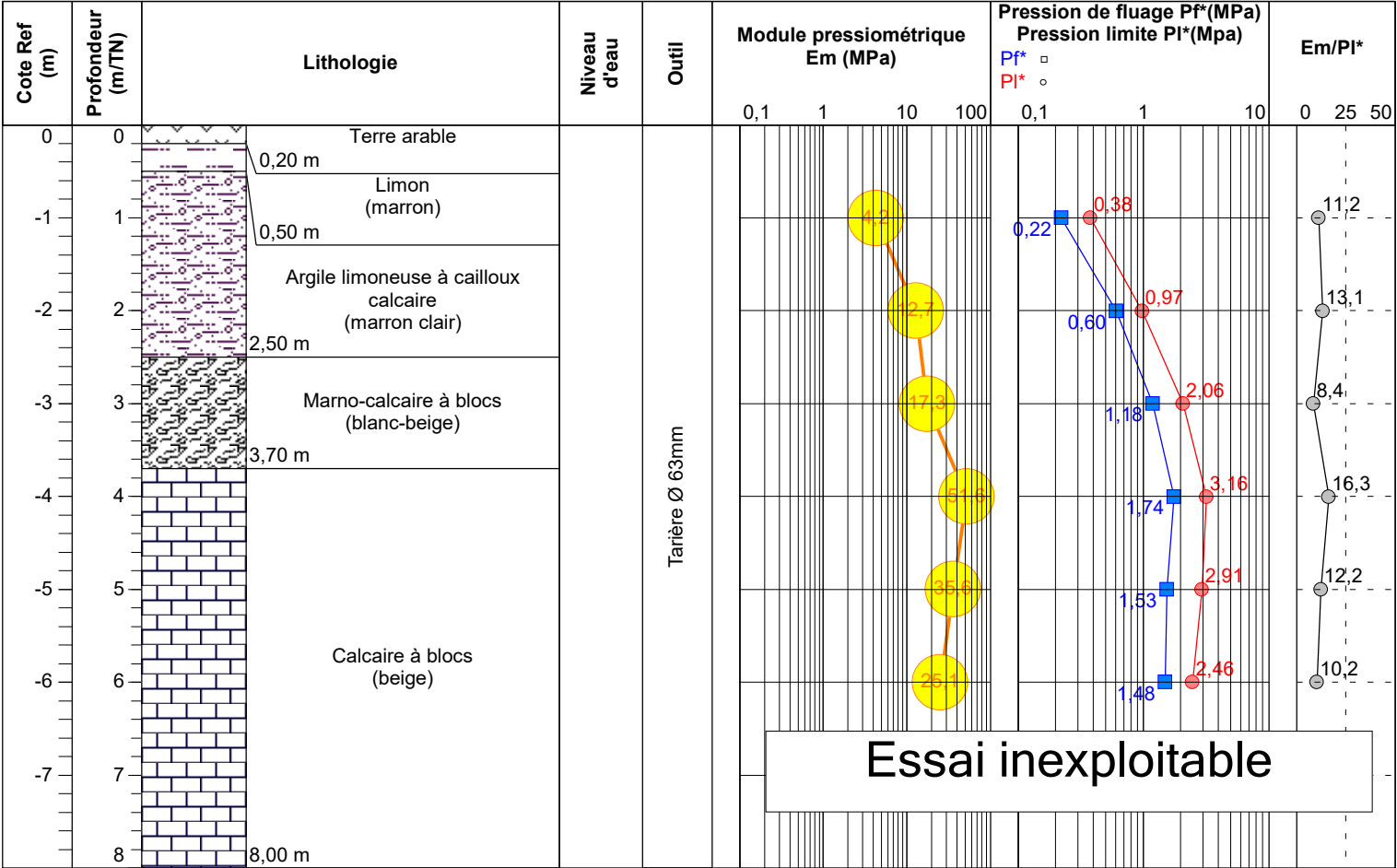


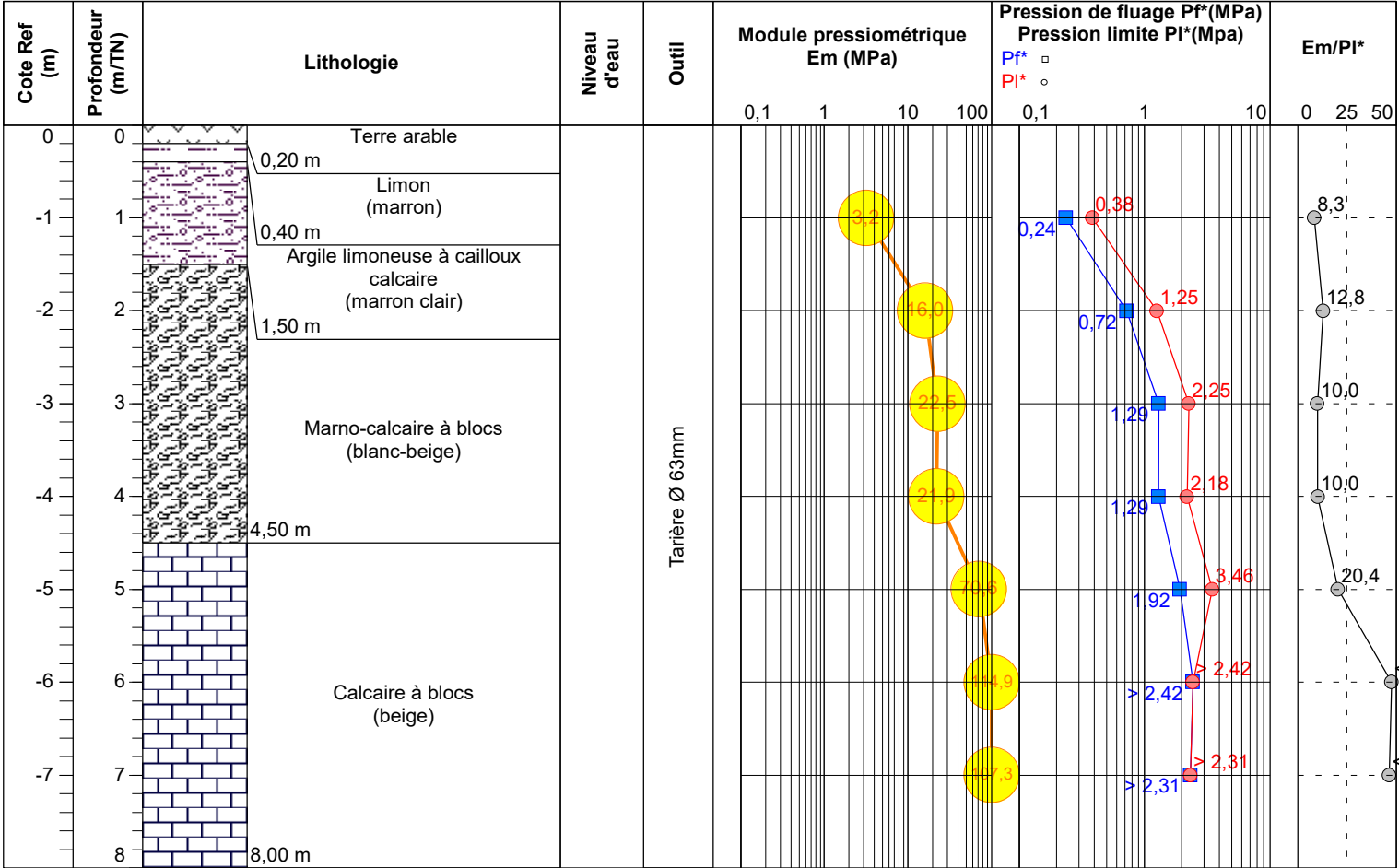


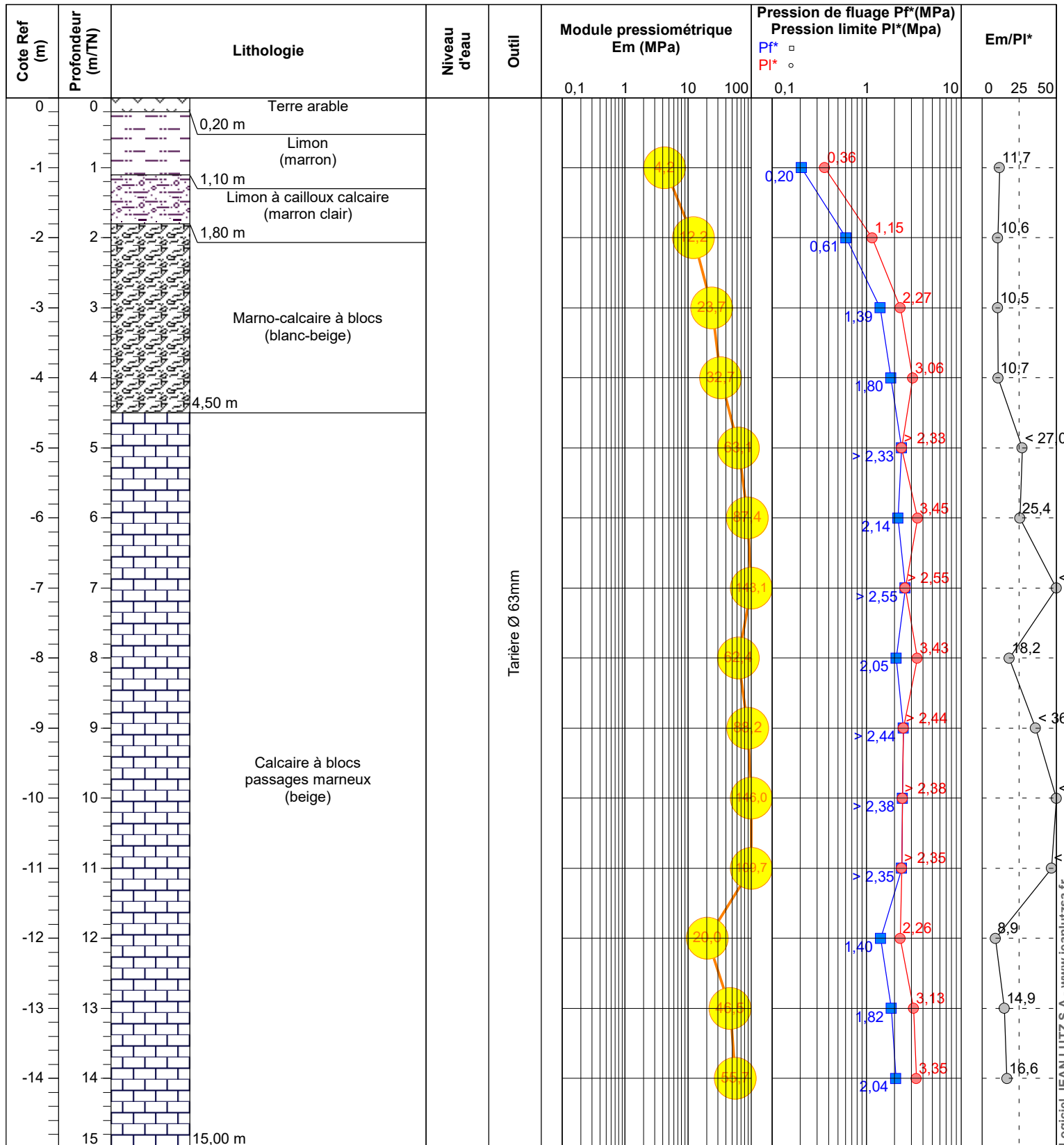


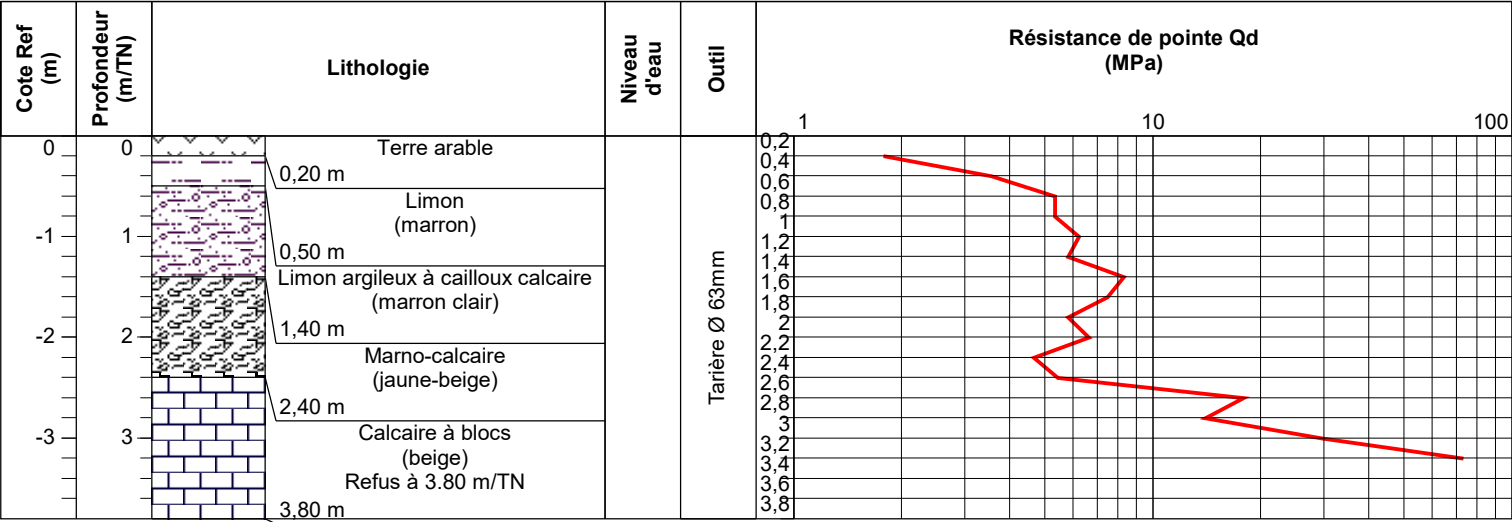


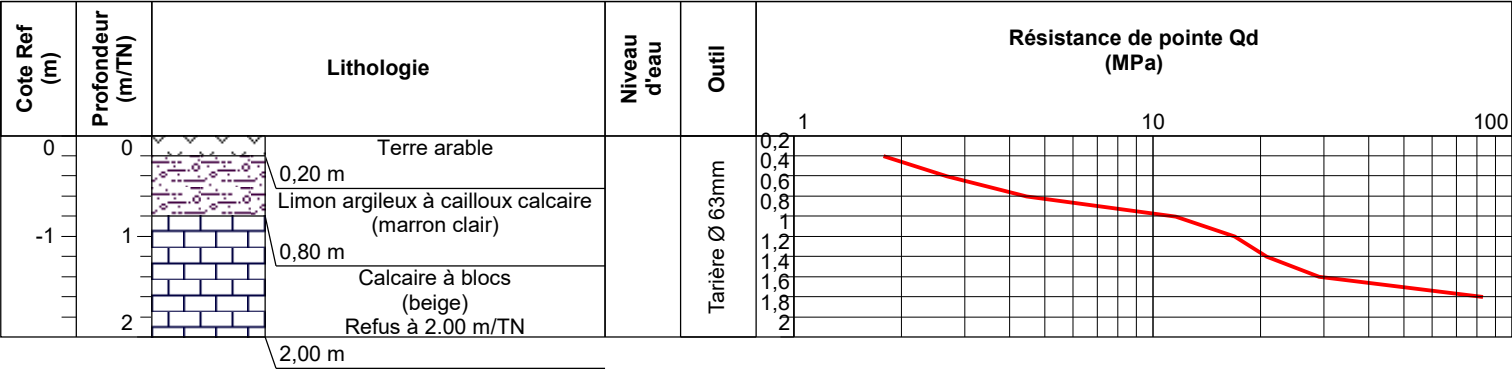












Cote Ref (m)	Profondeur (m/TN)	Lithologie	Niveau d'eau	Outil	Résistance de pointe Qd (MPa)														
					110100														
0	0	Terre arable		Tarière Ø 63mm	0,2														
		0,20 m			0,4														
		Limon (marron)			0,6														
-1	1	0,60 m			0,8														
		Limon argileux à cailloux calcaire (marron clair)		Tarière Ø 63mm	1														
		1,60 m			1,2														
					1,4														
-2	2				1,6														
		Marno-calcaire (jaune)		Tarière Ø 63mm	1,8														
					2														
					2,2														
	3	3,00 m			2,4														
					2,6														
					2,8														
					3														

ANNEXE 4 :
Résultats des analyses en laboratoire –
GTR + Proctor

PROCES-VERBAL D'ESSAI

A la demande de : M. BAGHRI

Mail : ibaghri@ecr-environnement.com

Entreprise : ECR Environnement
5 rue de la Briaudière
37510 BALLAN-MIRE

Chantier : 3704682 Prunay-Le-Gillon (28)

Lieu des essais : Laboratoire NEXTROAD – Agence Centre Ouest

Matériau : Sol remanié

Quantité : 3 sacs

Prélevé par : le client

Date de prélèvement : 14/04/24

Livré à notre laboratoire :

Date des essais : 02/05/24

Essais réalisés :


GTR (w%+AG+IP)

3u

Résultats des essais :

Voir Procès Verbaux

Observations :

					
0	24/05/2024	J. BOULET Opérateur	P.SEON Responsable d'agence	1+8	1 ^{ère} diffusion
Indice	Date	Etabli par	Vérifié par	Nb pages	Modifications - Observations

Note : la reproduction intégrale de ce procès-verbal sans modification d'aucune sorte est seule autorisée ; les essais faisant l'objet du présent procès-verbal portent sur un échantillon prélevé dans certaines conditions ; leur représentativité est liée à celle de l'échantillon et ne peut être étendue à une population dont est issu l'échantillon que si l'homogénéité de cette population peut être vérifiée ; en conséquence, le présent procès-verbal n'a en aucun cas valeur de certificat de qualification de l'ensemble de la fabrication et ne doit pas être présenté comme tel.

RECAPITULATIF DES ESSAIS EN LABORATOIRE
CLASSIFICATION TYPE GTR - NF P11-300 (Novembre 1992)

Client : **ECR**
 Chantier : **3704682 Prunay-Le-Gillon**

N° Affaire : **Q-18.2962**
 Fiche programme : **F24.5015**

Chantier	Sondage	Profondeur (m)	Nature	Teneur en eau ω %	Granulométrie						Limites d'Atterberg				GTR
					< 63mm %	< 50mm %	< 5 mm %	< 2 mm %	< 80μm %	< 63μm %	ω _L %	ω _p %	IP	IC	
3704682 Prunay-Le-Gillon	T1	2.2-3.8	calcaire altérée	10.6	100.0	100.0	92.4	83.5	55.9	54.9	27	12	14	1.1	A2 F2
	T3	0.4-1.6	Argile sableuse	16.5	100.0	100.0	100.0	96.4	81.3	80.6	40	15	24	0.98	A2 F3
	T5	2.2-3.0	Altération argileuse	18.2	100.0	100.0	92.8	81.6	59.1	58.4	52	14	38	0.9	A3 F3

Observation :
 les classifications indiquées en rouge correspondent aux futures classifications du guide GTR 2023 et sont données à titre informatif.

Teneur en eau W(%) NFP 94-050 Septembre 1995

N° dossier/ N° Affaire : **Q-18.2962/F24.5015**
 Date de prélèvement : **17/04/2024**
 Date de l'essai : **02/05/2024**

Nom du chantier : **3704682 Prunay-Le-Gillon**
 Mode de prélèvement : **T**
 Opérateur : **JB**

Client : **ECR**
 Conservation : **Sac hermétique**
 T°C d'étuvage: **105°C**

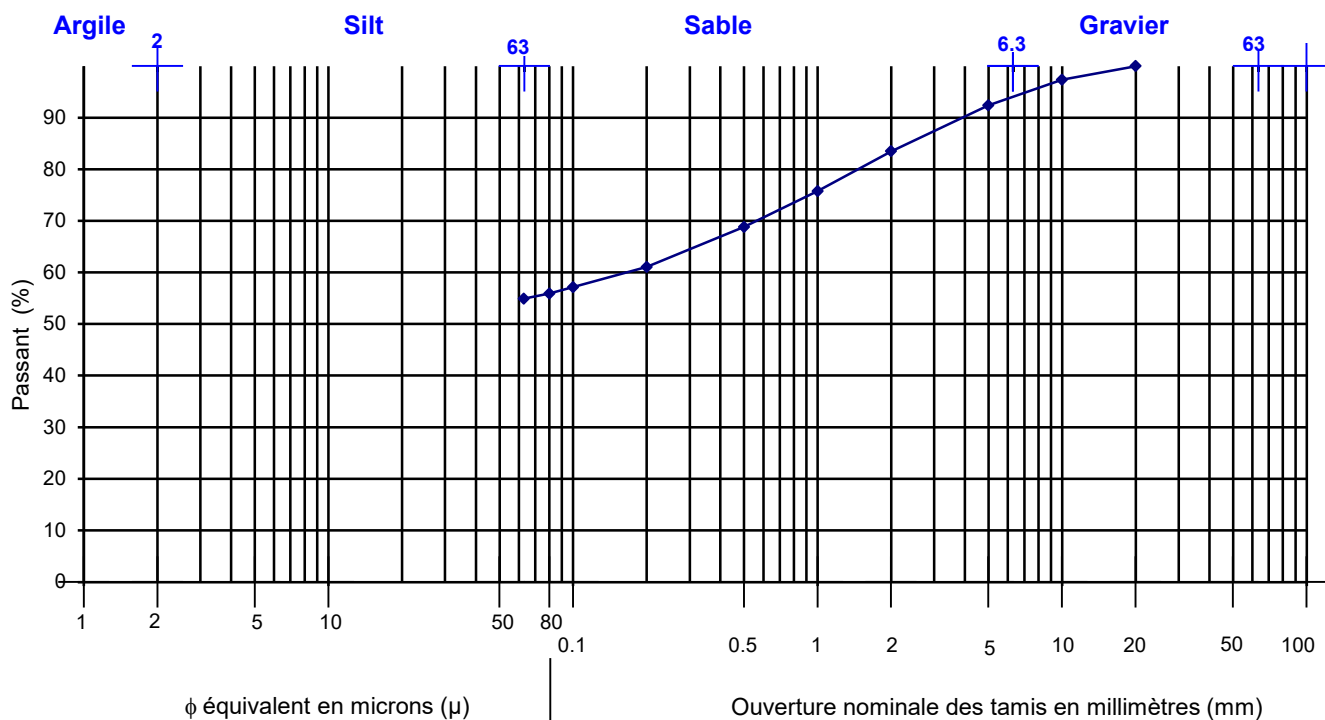
Chantier	Sondage	Profondeur (m)	Nature	Poids total humide (g)	Poids total sec (g)	Poids de la tare (g)	Poids net de l'eau (g)	Poids net matériau sec (g)	Teneur en eau (%)
3704682 Prunay-Le-Gillon	T1	2.2-3.8	calcaire altérée	201.1	189.7	82.2	11.4	107.5	10.6
	T3	0.4-1.6	Argile sableuse	133.5	125.8	79.2	7.7	46.6	16.5
	T7	2.2-3.0	Altération argileuse	167.6	155.8	90.8	11.8	65.0	18.2

PROCES-VERBAL D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE Ex NF P94-056

N° du dossier : **Q-18.2962**
 Nom du chantier : **3704682 Prunay-Le-Gillon**
 N° Sondage : **T1**
 Date d'essai : **06/05/2024**

N° Affaire : **F24.5015**
 Client : **ECR Tours**
 Profondeur (m) : **2.2-3.8m**
 Opérateur : **JB**
 dm : **20mm**



φ des tamis (mm)	100	80	63	50	40	31.5	20	10	5	2	1	0.5	0.2	0.1
Passant (%)							100.0	97.3	92.4	83.5	75.7	68.8	61.1	57.1
φ équivalent (μ)	80.0	63.0												
Passant (%)	55.9	54.9												

COMMENTAIRES:

PROCES-VERBAL D'ESSAI

LIMITE DE LIQUIDITE PAR LA METHODE DE CASAGRANDE LIMITE DE PLASTICITE NF EN ISO 17892-12 (juillet 2018)

N° du dossier : **Q-18.2962**

N° d'Affaire : **F24.5015**

Client : **ECR Environnement Tours**

Nom du chantier : **3704682 Prunay-Le-Gillon**

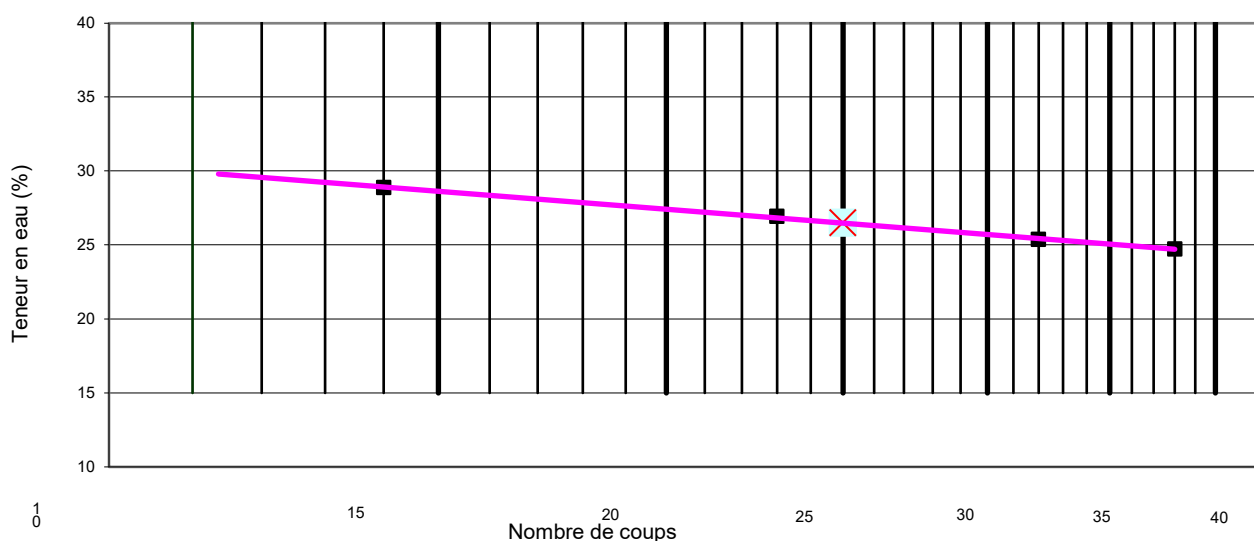
Date d'essai : **06/05/2024**

N° Sondage : **T1**

Profondeur (m) : **2.2-3.8m**

Opérateur : **JB**

	LIQUIDITE				PLASTICITE		
Nombre de coups	14	23	32	38			
N° de la tare	A	B	C	D		1	2
Poids total humide	15.54	16.29	14.54	16.51		12.94	11.88
Poids total sec	12.16	12.93	11.69	13.33		12.45	11.38
Poids de la tare	0.46	0.46	0.46	0.47		8.40	7.21
Poids net de l'eau	3.38	3.36	2.85	3.18		0.49	0.50
Poids net matériau sec	11.70	12.47	11.23	12.86		4.05	4.17
Teneur en eau (%)	28.9	26.9	25.4	24.7		12.1	12.0



LIMITE DE LIQUIDITE

WL = 27 %

LIMITE DE PLASTICITE

WP = 12 %

Teneur en eau Naturelle Wnat =

10.6

Indice de plasticité Ip : 14

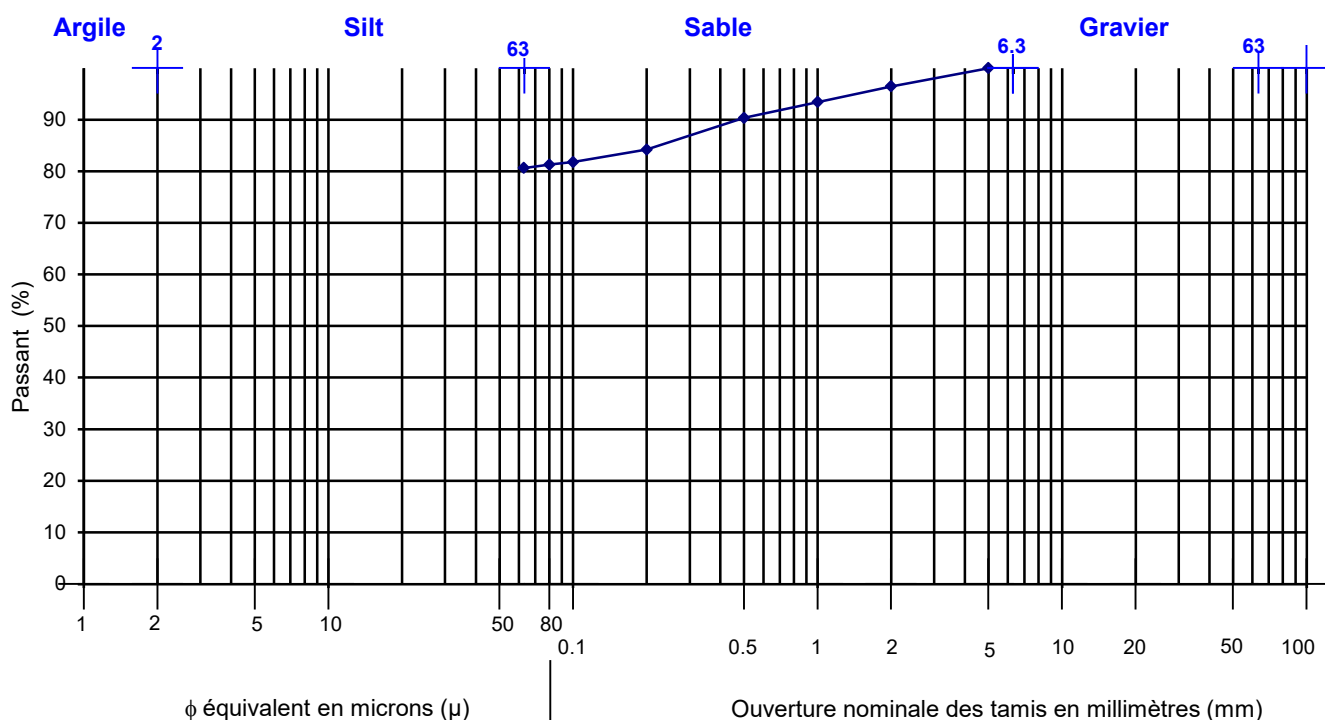
Indice de consistance Ic : 1.10

PROCES-VERBAL D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE Ex NF P94-056

N° du dossier : **Q-18.2962**
 Nom du chantier : **3704682 Prunay-Le-Gillon**
 N° Sondage : **T3**
 Date d'essai : **06/05/2024**

N° Affaire : **F24.5015**
 Client : **ECR Tours**
 Profondeur (m) : **0.4-1.6m**
 Opérateur : **JB**
 dm : **5mm**



φ des tamis (mm)	100	80	63	50	40	31.5	20	10	5	2	1	0.5	0.2	0.1
Passant (%)									100.0	96.4	93.4	90.3	84.2	81.8
φ équivalent (μ)	80.0	63.0												
Passant (%)	81.3	80.6												

COMMENTAIRES:

PROCES-VERBAL D'ESSAI

LIMITE DE LIQUIDITE PAR LA METHODE DE CASAGRANDE LIMITE DE PLASTICITE NF EN ISO 17892-12 (juillet 2018)

N° du dossier : **Q-18.2962**

N° d'Affaire : **F24.5015**

Client : **ECR Environnement Tours**

Nom du chantier : **3704682 Prunay-Le-Gillon**

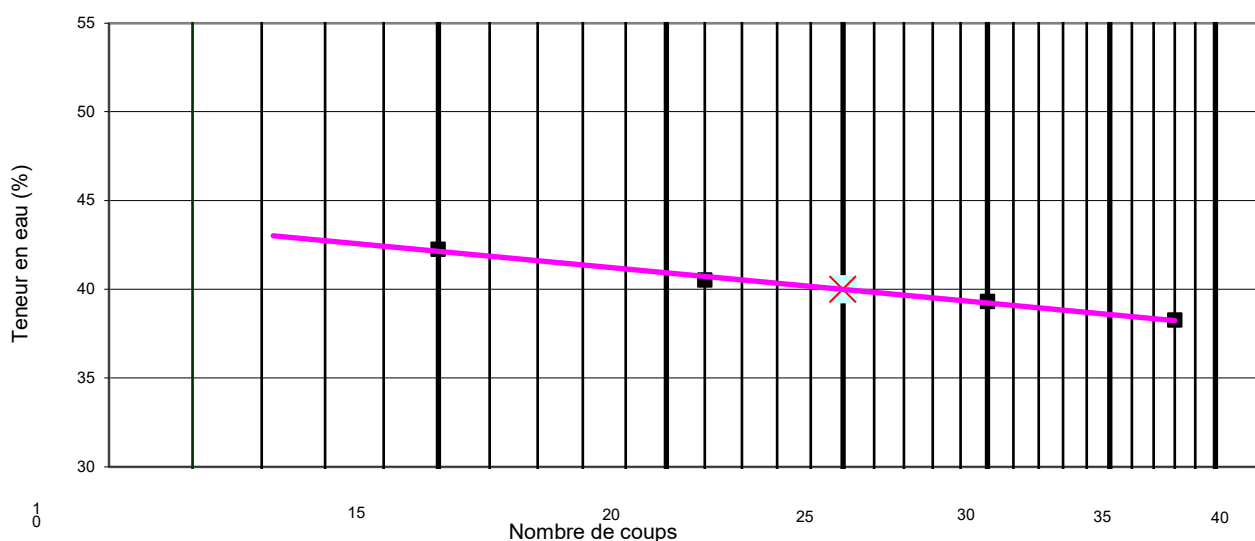
Date d'essai : **06/05/2024**

N° Sondage : **T3**

Profondeur (m) : **0.4-1.6m**

Opérateur : **JB**

	LIQUIDITE				PLASTICITE		
Nombre de coups	15	21	30	38			
N° de la tare	A	B	C	D		1	2
Poids total humide	14.13	15.92	14.12	14.56		13.31	13.13
Poids total sec	10.06	11.45	10.26	10.68		12.79	12.63
Poids de la tare	0.43	0.42	0.44	0.54		9.59	9.46
Poids net de l'eau	4.07	4.47	3.86	3.88		0.52	0.50
Poids net matériau sec	9.63	11.03	9.82	10.14		3.20	3.17
Teneur en eau (%)	42.3	40.5	39.3	38.3		16.3	15.8



LIMITE DE LIQUIDITE

WL = 40 %

LIMITE DE PLASTICITE

WP = 16 %

Teneur en eau Naturelle Wnat =

16.5

Indice de plasticité Ip : 24

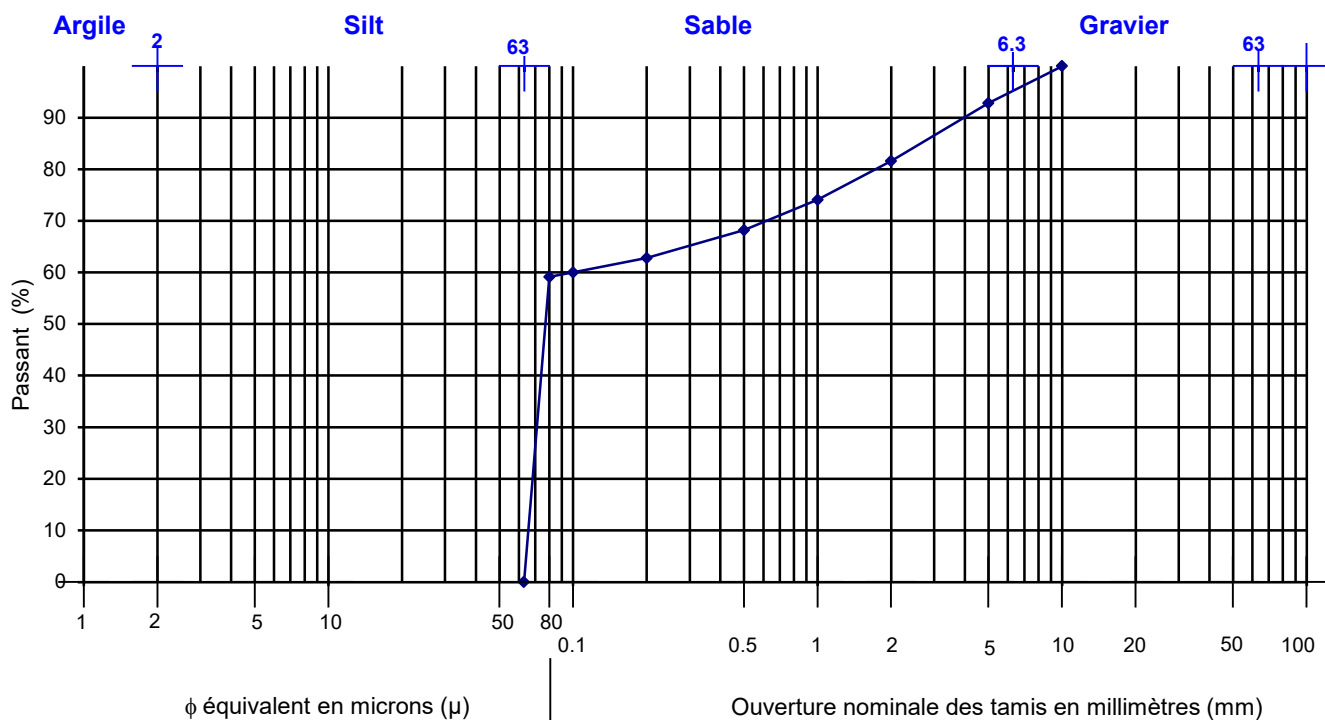
Indice de consistance Ic : 0.98

PROCES-VERBAL D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE Ex NF P94-056

N° du dossier : **Q-18.2962**
 Nom du chantier : **3704682 Prunay-Le-Gillon**
 N° Sondage : **T3**
 Date d'essai : **06/05/2024**

N° Affaire : **F24.5015**
 Client : **ECR Tours**
 Profondeur (m) : **0.4-1.6m**
 Opérateur : **JB**
 dm : **5mm**



φ des tamis (mm)	100	80	63	50	40	31.5	20	10	5	2	1	0.5	0.2	0.1
Passant (%)								100.0	92.8	81.6	74.1	68.2	62.8	60.0
φ équivalent (μ)	80.0	63.0												
Passant (%)	59.1	0.0												

COMMENTAIRES:

PROCES-VERBAL D'ESSAI

LIMITE DE LIQUIDITE PAR LA METHODE DE CASAGRANDE LIMITE DE PLASTICITE NF EN ISO 17892-12 (juillet 2018)

N° du dossier : **Q-18.2962**

N° d'Affaire : **F24.5015**

Client : **ECR Environnement Tours**

Nom du chantier : **3704682 Prunay-Le-Gillon**

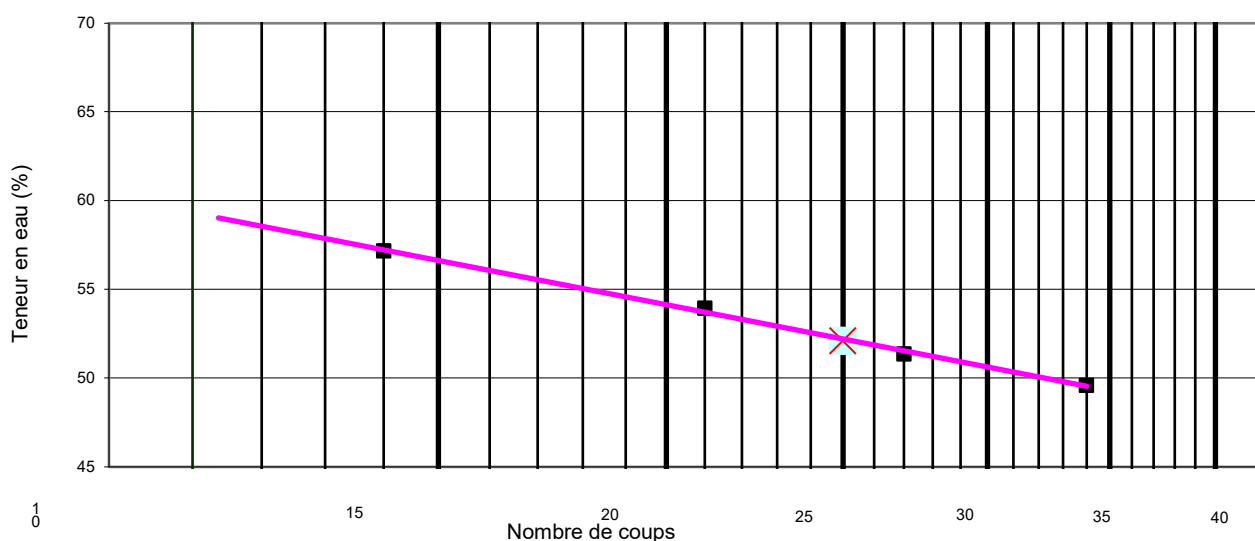
Date d'essai : **06/05/2024**

N° Sondage : **T7**

Profondeur (m) : **2.2-3m**

Opérateur : **JB**

	LIQUIDITE				PLASTICITE		
Nombre de coups	14	21	27	34			
N° de la tare	A	B	C	D		1	2
Poids total humide	14.60	14.09	15.54	16.68		12.75	11.55
Poids total sec	9.45	9.30	10.42	11.29		12.22	11.01
Poids de la tare	0.44	0.42	0.45	0.42		8.51	7.25
Poids net de l'eau	5.15	4.79	5.12	5.39		0.53	0.54
Poids net matériau sec	9.01	8.88	9.97	10.87		3.71	3.76
Teneur en eau (%)	57.2	53.9	51.4	49.6		14.3	14.4



LIMITE DE LIQUIDITE

WL = 52 %

LIMITE DE PLASTICITE

WP = 14 %

Teneur en eau Naturelle Wnat =

18.2

Indice de plasticité Ip : 38

Indice de consistance Ic : 0.90

PROCES-VERBAL D'ESSAI

Entreprise : ECR Environnement
5 rue de la Briaudière
37510 BALLAN-MIRE

Chantier : 3705332 Theuville

Lieu des essais : Laboratoire NEXTROAD – Agence Centre Ouest

Matériau : Sol remanié

Quantité : 2 sacs

Prélevé par : le client

Date de prélèvement : -

Livré à notre laboratoire :

Date des essais : 12/02/25

Essais réalisés :



GTR (w%+AG+IP)
OPN
IPI

2u
2u
2u

Résultats des essais :

Voir Procès Verbaux.

Observations :

					
0	11/03/2025	J. BOULET Responsable Labo	J. BOULET Responsable Labo	1+9	1 ^{ère} diffusion
Indice	Date	Etabli par	Vérifié par	Nb pages	Modifications - Observations

Note : la reproduction intégrale de ce procès-verbal sans modification d'aucune sorte est seule autorisée ; les essais faisant l'objet du présent procès-verbal portent sur un échantillon prélevé dans certaines conditions ; leur représentativité est liée à celle de l'échantillon et ne peut être étendue à une population dont est issu l'échantillon que si l'homogénéité de cette population peut être vérifiée ; en conséquence, le présent procès-verbal n'a en aucun cas valeur de certificat de qualification de l'ensemble de la fabrication et ne doit pas être présenté comme tel.

RECAPITULATIF DES ESSAIS EN LABORATOIRE
CLASSIFICATION TYPE GTR - NF P11-300 (Novembre 1992)

Client : **ECR**
 Chantier : **3705332 Theuville**

N° Affaire : **Q-18.2962**
 Fiche programme : **F25.5533**

Chantier	Sondage	Profondeur (m)	Nature	Teneur en eau ω %	Granulométrie						Limites d'Atterberg				OPN		IPI	GTR
					< 63mm %	< 50mm %	< 5 mm %	< 2 mm %	< 80μm %	< 63μm %	ω _L %	ω _P %	IP	IC	w% %	ρ _d (t/m³)		
3705332 Theuville	1	-	Limon brun en tête : couche 1	22.0	100.0	100.0	99.0	97.6	92.5	92.2	42	19	23	0.86	13.0	1.8	2	A2th F3th
	2	-	Argile limoneuse marron claire : couche 2	14.1	100.0	100.0	98.4	96.6	76.1	75.5	31	14	17	0.97	11.2	1.96	2	A2th F2th

Observation :
 les classifications indiquées en rouge correspondent aux futures classifications du guide GTR 2023 et sont données à titre informatif.

Teneur en eau W(%) NFP 94-050 Septembre 1995

N° dossier/ N° Affaire : **Q-18.2962/F25.5533**

Nom du chantier : **3705332 Theuville**

Client : **ECR**

Date de prélèvement : **NC**

Mode de prélèvement : **T**

Conservation : **Sac hermétique**

Date de l'essai : **12/02/2025**

Opérateur : **JB**

T°C d'étuvage: **105°C**

Chantier	Sondage	Profondeur (m)	Nature	Poids total humide (g)	Poids total sec (g)	Poids de la tare (g)	Poids net de l'eau (g)	Poids net matériau sec (g)	Teneur en eau (%)
3705332 Theuville	1	-	Limon brun en tête : couche 1	799.4	692.0	202.9	107.4	489.1	22.0
	2	-	Argile limoneuse marron claire : couche 2	815.5	733.9	156.8	81.6	577.0	14.1

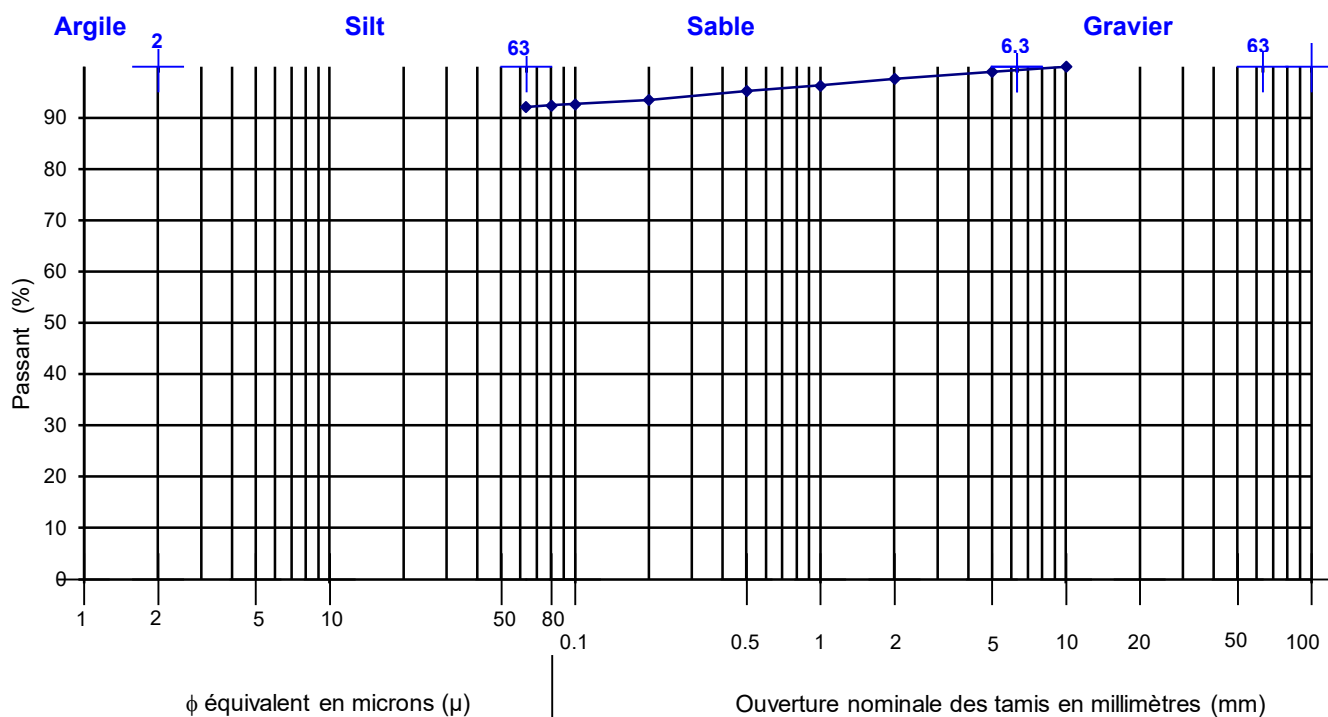
PROCES-VERBAL D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE

Ex NF P94-056

N° du dossier : **Q-18.2962**
 Nom du chantier : **3705332 Theuville**
 N° Sondage : **1**
 Date d'essai : **14/02/2025**

N° Affaire : **F25.5533**
 Client : **ECR**
 Profondeur (m) : **-**
 Opérateur : **JB**
 dm : **10mm**



φ des tamis (mm)	100	80	63	50	40	31.5	20	10	5	2	1	0.5	0.2	0.1
Passant (%)								100.0	99.0	97.6	96.4	95.3	93.5	92.7
φ équivalent (μ)	80.0	63.0												
Passant (%)	92.5	92.2												

COMMENTAIRES:

PROCES-VERBAL D'ESSAI

LIMITE DE LIQUIDITE PAR LA METHODE DE CASAGRANDE LIMITE DE PLASTICITE NF EN ISO 17892-12 (juillet 2018)

N° du dossier : **Q-18.2962**

N° d'Affaire : **F25.5533**

Client : **ECR Environnement Tours**

Nom du chantier : **3705332 Theuville**

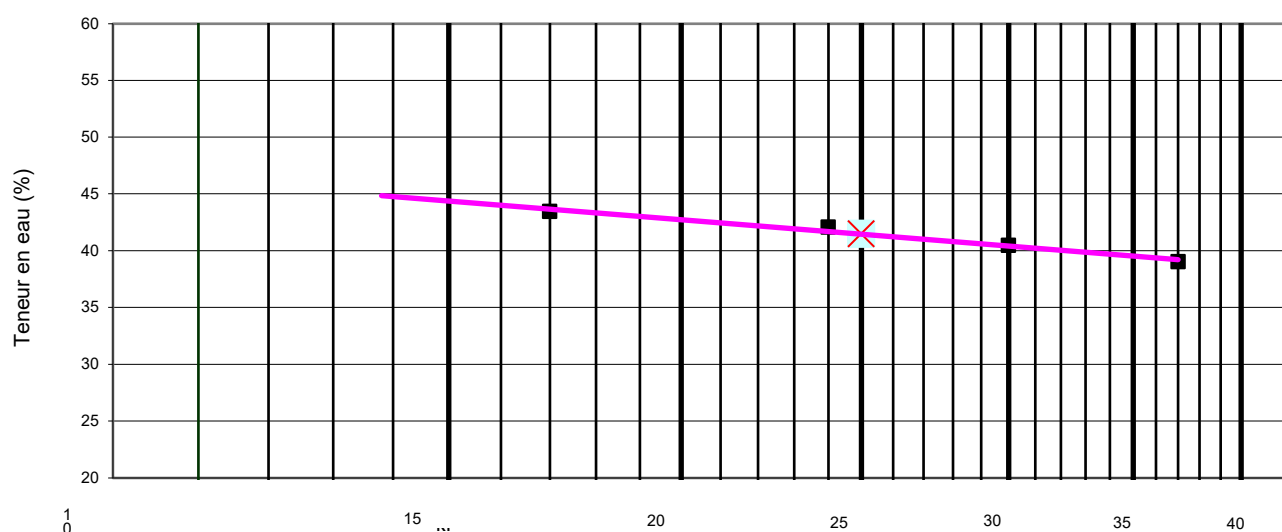
Date d'essai : **17/02/2025**

N° Sondage : **1**

Profondeur (m) : **-**

Opérateur : **JB**

	LIQUIDITE				PLASTICITE		
Nombre de coups	17	24	30	37			
N° de la tare	A	B	C	D		1	2
Poids total humide	14.29	16.45	16.21	19.70		14.04	13.44
Poids total sec	10.14	11.75	11.70	14.33		13.06	12.46
Poids de la tare	0.59	0.58	0.56	0.57		7.89	7.19
Poids net de l'eau	4.15	4.70	4.51	5.37		0.98	0.98
Poids net matériau sec	9.55	11.17	11.14	13.76		5.17	5.27
Teneur en eau (%)	43.5	42.1	40.5	39.0		19.0	18.6



LIMITE DE LIQUIDITE

WL = 42 %

LIMITE DE PLASTICITE

WP = 19 %

Teneur en eau Naturelle Wnat =

22.0

Indice de plasticité Ip : 23

Indice de consistance Ic : 0.86

PROCES-VERBAL D' ESSAI

ESSAI PROCTOR NORMAL

NF P94-093 Octobre 2014

N° dossier/ Affaire : **Q-18.2962/F25.5533**

Date d'essai : **03/03/2025**

Client : **ECR**

Nom du chantier : **3705335 Theuville**

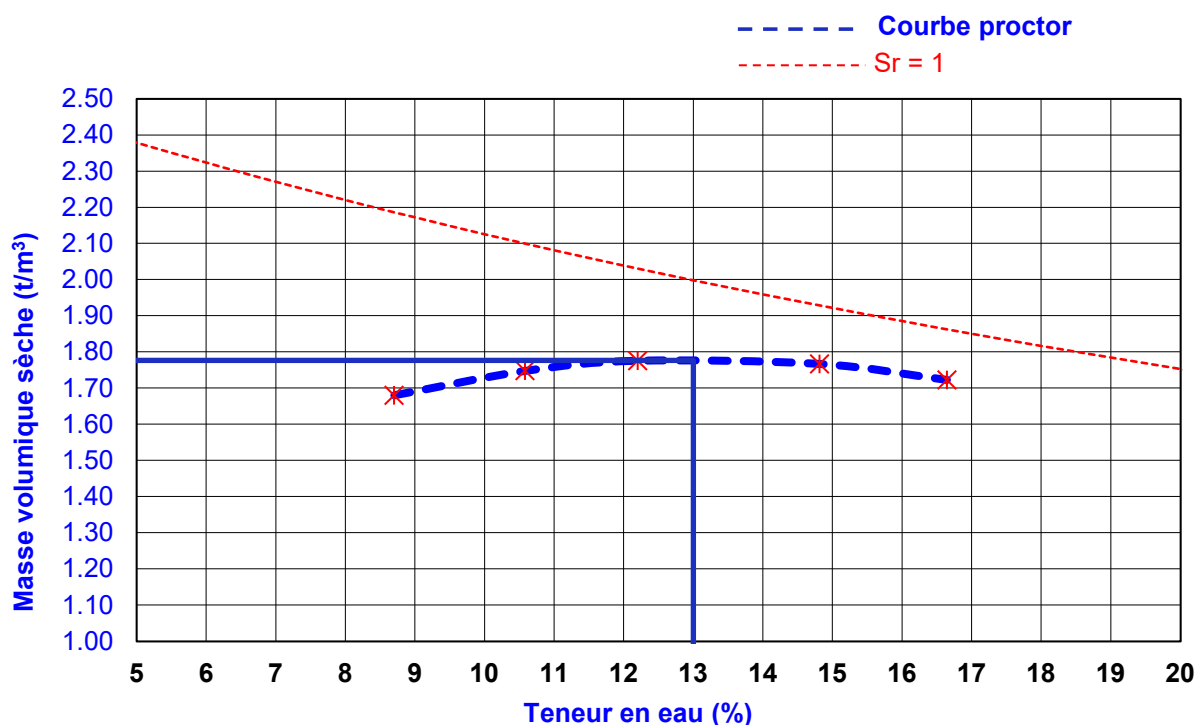
N° Sondage : **1**

Profondeur (m) : **-**

Malaxage : **Manuel**

Opérateur : **JB**

RESULTATS DES ESSAIS



Masse volumique sèche OPN = 1.78 t/m³ Fraction 0/5

Teneur en eau OPN = 13.0 %

Teneur en eau naturelle = 20.5 %

VALEURS CORRIGÉES Fraction 0/D

Masse volumique sèche OPN = 1.78 t/m³

% Refus à 20 mm = 0.0

Teneur en eau OPN = 13.0 %

Repère N°	N°1	N°2	N°3	N°4	N°5
W f après compactage (%)	8.7	10.6	12.2	14.8	16.6
MASSE VOLUMIQUE SECHE ρ_d (t/m³)	1.68	1.75	1.78	1.77	1.72

Observations :

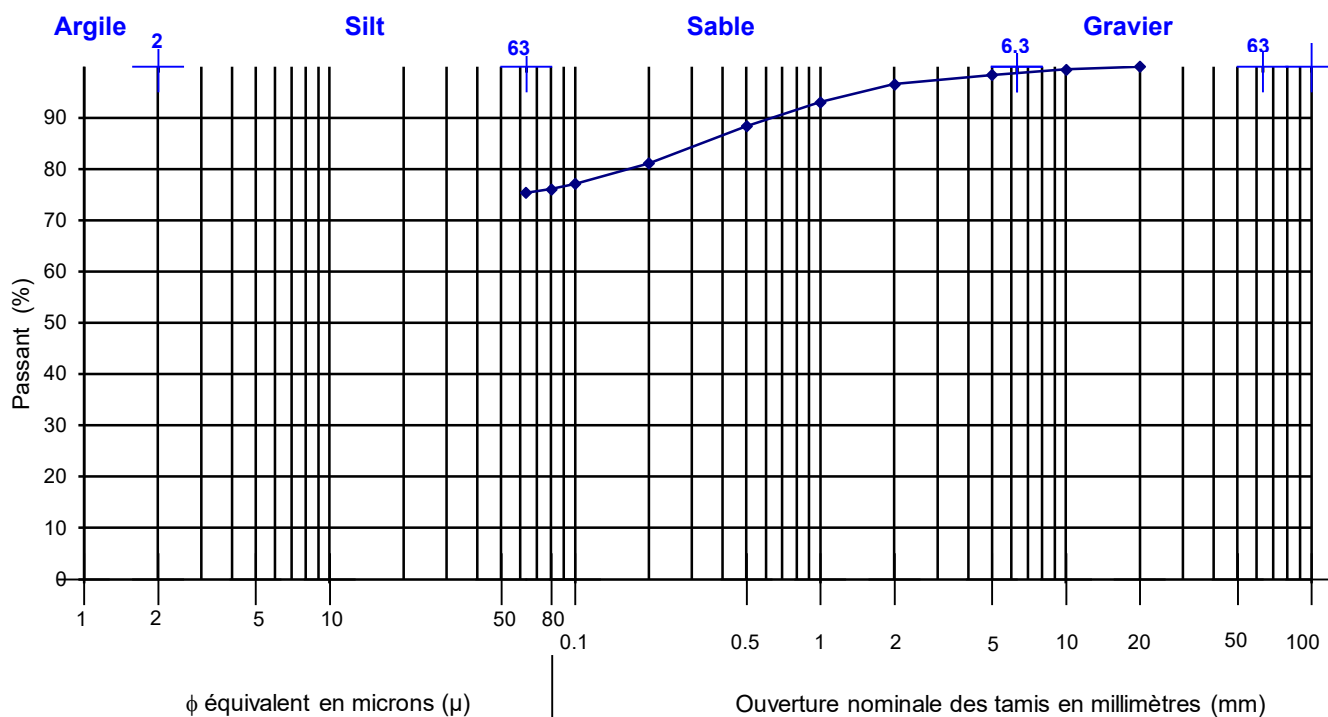
PROCES-VERBAL D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE

Ex NF P94-056

N° du dossier : **Q-18.2962**
 Nom du chantier : **3705332 Theuville**
 N° Sondage : **1**
 Date d'essai : **14/02/2025**

N° Affaire : **F25.5533**
 Client : **ECR**
 Profondeur (m) : **-**
 Opérateur : **JB**
 dm : **20mm**



φ des tamis (mm)	100	80	63	50	40	31.5	20	10	5	2	1	0.5	0.2	0.1
Passant (%)							100.0	99.4	98.4	96.6	93.1	88.4	81.2	77.2
φ équivalent (μ)	80.0	63.0												
Passant (%)	76.1	75.5												

COMMENTAIRES:

PROCES-VERBAL D'ESSAI

LIMITE DE LIQUIDITE PAR LA METHODE DE CASAGRANDE LIMITE DE PLASTICITE NF EN ISO 17892-12 (juillet 2018)

N° du dossier : **Q-18.2962**

N° d'Affaire : **F25.5533**

Client : **ECR Environnement Tours**

Nom du chantier : **3705332 Theuville**

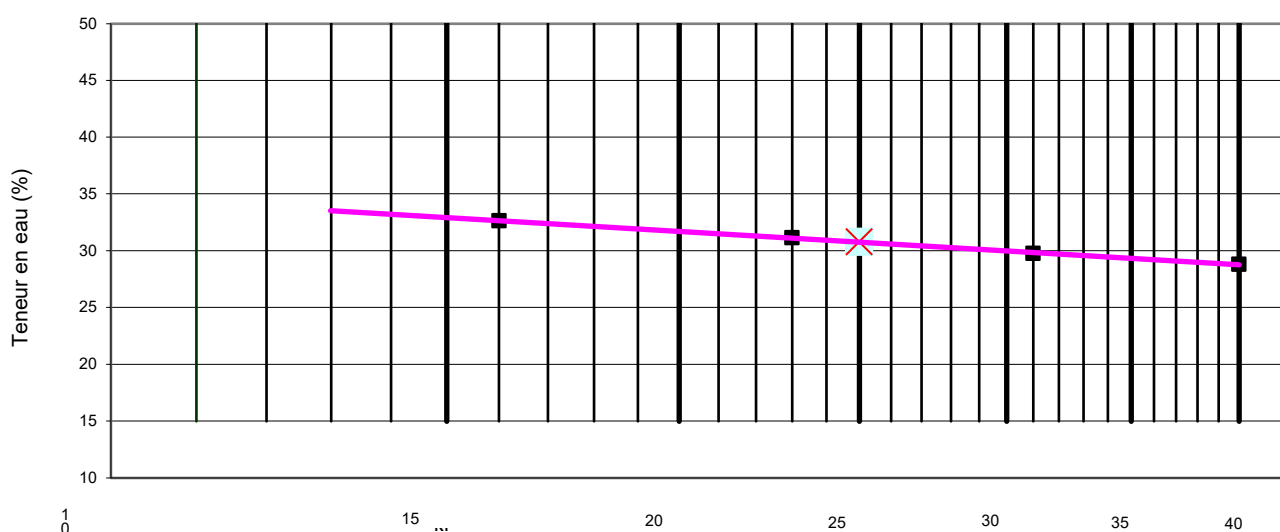
Date d'essai : **17/02/2025**

N° Sondage : **2**

Profondeur (m) : **-**

Opérateur : **JB**

	LIQUIDITE				PLASTICITE		
Nombre de coups	16	23	31	40			
N° de la tare	A	B	C	D		1	2
Poids total humide	17.08	16.66	17.56	18.93		14.35	15.15
Poids total sec	13.02	12.83	13.66	14.82		13.50	14.27
Poids de la tare	0.58	0.54	0.56	0.56		7.28	7.79
Poids net de l'eau	4.06	3.83	3.90	4.11		0.85	0.88
Poids net matériau sec	12.44	12.29	13.10	14.26		6.22	6.48
Teneur en eau (%)	32.6	31.2	29.8	28.8		13.7	13.6



LIMITE DE LIQUIDITE

WL = 31 %

LIMITE DE PLASTICITE

WP = 14 %

Teneur en eau Naturelle Wnat = 14.1

Indice de plasticité Ip : 17

Indice de consistance Ic : 0.97

PROCES-VERBAL D' ESSAI

ESSAI PROCTOR NORMAL

NF P94-093 Octobre 2014

N° dossier/ Affaire : **Q-18.2962/F25.5533**

Date d'essai : **03/03/2025**

Client : **ECR**

Nom du chantier : **3705335 Theuville**

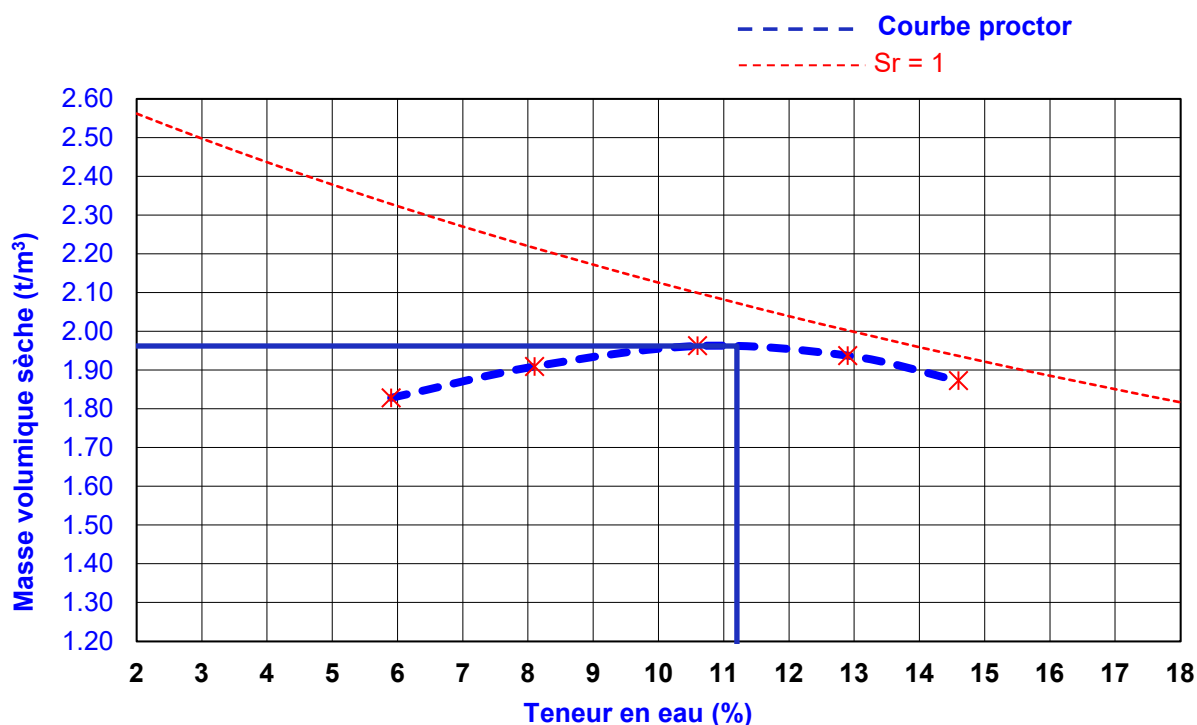
N° Sondage : **2**

Profondeur (m) : **-**

Malaxage : **Manuel**

Opérateur : **JB**

RESULTATS DES ESSAIS



Masse volumique sèche OPN = 1.96 t/m³ Fraction 0/5

Teneur en eau OPN = 11.2 %

Teneur en eau naturelle = 14.0 %

VALEURS CORRIGÉES Fraction 0/D

Masse volumique sèche OPN = **1.96** t/m³

% Refus à 20 mm = **0.0**

Teneur en eau OPN = **11.2** %

Repère N°	N°1	N°2	N°3	N°4	N°5
W f après compactage (%)	5.9	8.1	10.6	12.9	14.6
MASSE VOLUMIQUE SECHE ρ_d (t/m³)	1.83	1.91	1.96	1.94	1.87

Observations :

PROCES-VERBAL D' ESSAI

INDICE PORTANT IMMEDIAT NF P 94-078 Mai 1997

N° du dossier : **Q-18.2962**

N° d'Affaire : **F25.5533**

Client : **ECR**

Nom du chantier : **3705335 Theuville**

Dates d'essai : **03/03/2025**

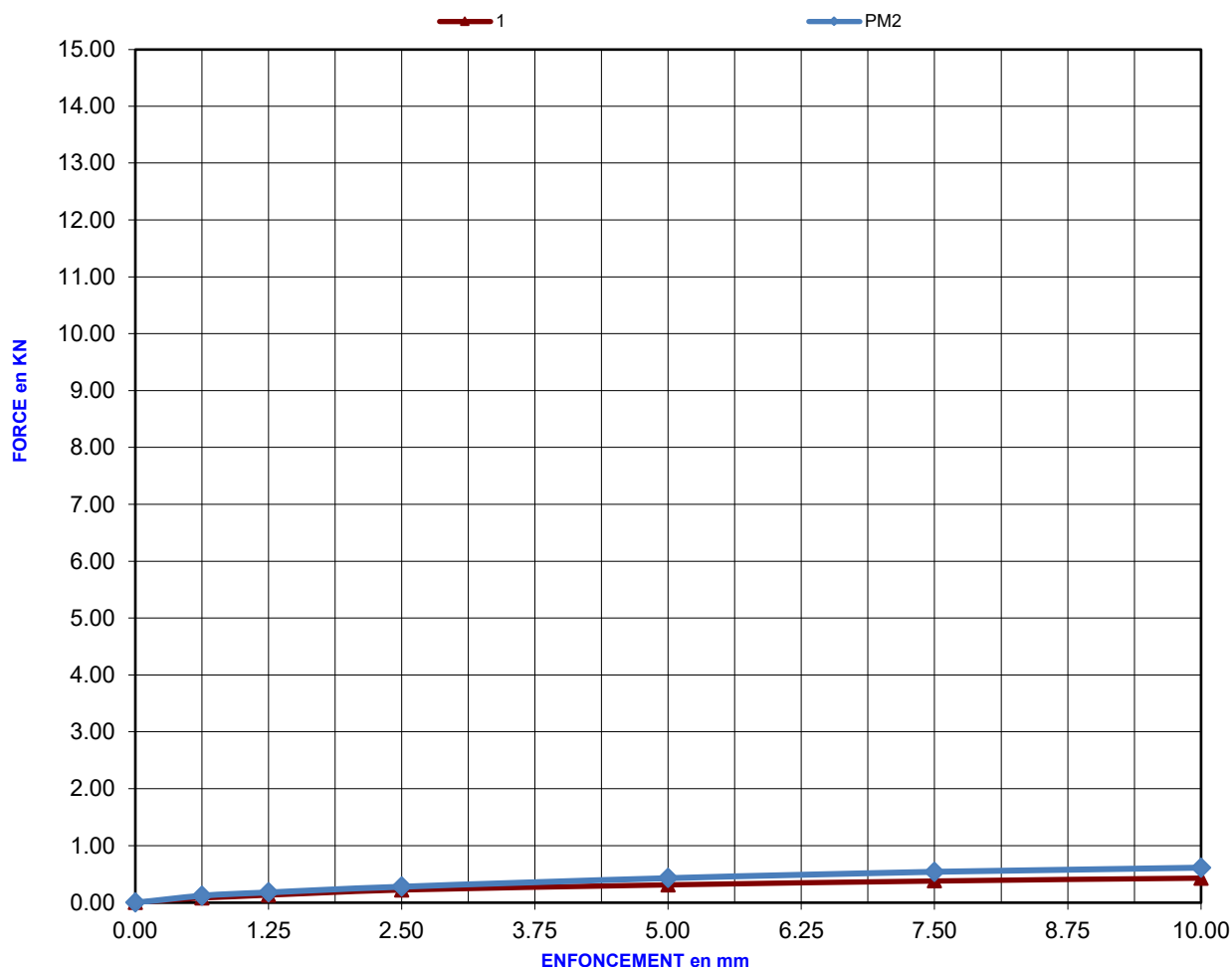
Opérateur : **JB**

Teneurs en eau : **Etuve à 105°C**

Date de prélèvement: -

RESULTATS DES ESSAIS

N° Sondage	1	2		
Profondeur (m)	-	-		
W après compactage (%)	20.8	14.0		
MASSE VOLUMIQUE SECHE ρ_d (t/m ³)	1.68	1.90		
INDICE PORTANT IMMEDIAT	à 2.5 mm = $\frac{F \text{ en KN} \times 100}{13.35}$	2	2	
	à 5 mm = $\frac{F \text{ en KN} \times 100}{19.93}$	2	2	
IPI	2	2		



ANNEXE 5 :
Résultats des analyses en laboratoire –
Analyses d'agressivités des sols et des
eaux vis-à-vis du béton

ECR ENVIRONNEMENT CENTRE OUEST

Ibrahim-Atif BAGHRI

5 Rue de la Briaudière

37510 BALLAN MIRE

RAPPORT D'ANALYSE

Dossier N° : 24E079857

Version du : 29/05/2024

N° de rapport d'analyse : AR-24-LK-109991-01

Date de réception technique : 30/04/2024

Première date de réception physique : 30/04/2024

Référence Dossier : N° Projet : 3704682

Nom Projet : Prunay-le-Gillon

Nom Commande : 3704682 Prunay-le-Gillon

Référence Commande : 3706453

Coordinateur de Projets Clients : Marion Baumgarten / MarionBaumgarten@eurofins.com / +33 3 88 91 19 11

N° Ech	Matrice		Référence échantillon
001	Sol	(SOL)	T1+T2 0.4-24m
002	Eau souterraine	(ESO)	SP1

RAPPORT D'ANALYSE

Dossier N° : 24E079857

Version du : 29/05/2024

N° de rapport d'analyse : AR-24-LK-109991-01

Date de réception technique : 30/04/2024

Première date de réception physique : 30/04/2024

Référence Dossier : N° Projet : 3704682

Nom Projet : Prunay-le-Gillon

Nom Commande : 3704682 Prunay-le-Gillon

Référence Commande : 3706453

N° Echantillon

Référence client :

Matrice :

Date de prélèvement :

Date de début d'analyse :

Température de l'air de l'enceinte :

001
T1+T2
0.4-24m
SOL

 29/04/2024
 02/05/2024
 7.2°C

002
SP1
ESO
 29/04/2024
 30/04/2024
 7.2°C

Préparation Physico-Chimique

 LS025 : **Filtration 0.45 µm**

Effectuée

Analyses immédiates

 LS001 : **Mesure du pH**

pH

Température

°C

* 7.2

21.0

 LS020 : **Titre Alcalimétrique**

°F

▲ # 33.6

Complet (TAC)

 JI020 : **Titre Alcalimétrique**

° f

* 26.7

Complet (TAC)

 LS028 : **Anhydride carbonique**

mg/l

0.00

(CO2) agressif

Indices de pollution

 LS02L : **Azote Nitrique / Nitrates (NO3)**

Nitrates

mg NO3/l

* 8.46

Azote nitrique

mg N-NO3/l

* 1.91

 LS02I : **Chlorures (Cl)**

mg/l

* 62.3

 LS02R : **Ammonium**

mg NH4/l

* 0.09

 LS02Z : **Sulfates (SO4)**

mg/l

* 38.5

 LSRDB : **Classe d'agressivité**
selon NF EN 206

<XA1

Métaux

 LS206 : **Magnésium (Mg)**

mg/l

* 5.05

dissous

 LS204 : **Calcium (Ca) dissous**

mg/l

* 149

 LS207 : **Potassium (K) dissous**

mg/l

* 1.74

 LS208 : **Sodium (Na) dissous**

mg/l

* 43.6

RAPPORT D'ANALYSE

Dossier N° : 24E079857

Version du : 29/05/2024

N° de rapport d'analyse : AR-24-LK-109991-01

Date de réception technique : 30/04/2024

Première date de réception physique : 30/04/2024

Référence Dossier : N° Projet : 3704682

Nom Projet : Prunay-le-Gillon

Nom Commande : 3704682 Prunay-le-Gillon

Référence Commande : 3706453

N° Echantillon

Référence client :

Matrice :

Date de prélèvement :

Date de début d'analyse :

Température de l'air de l'enceinte :

001**T1+T2****0.4-24m****SOL**

29/04/2024

02/05/2024

7.2°C

002**SP1****ESO**

29/04/2024

30/04/2024

7.2°C

Sous-traitance

EM00B : **Sulfates solubles dans l'acide (SO4) -****Agressivité sur béton**

Sulfate dans l'acide (SO4) Agressivité mg/kg

Béton

Classe d'agressivité selon NF EN 206

1310

< XA1

Observations	N° d'échantillon	Référence client
L'accréditation a été retirée pour l'analyse identifiée par le symbole ▲. Par conséquent, celle-ci n'est ni présumée conforme au référentiel d'accréditation ni couverte par les accords de reconnaissance internationaux.	(002)	SP1
Les délais de mise en analyse sont supérieurs à ceux indiqués dans notre dernière étude de stabilité ou aux délais normatifs pour les paramètres identifiés par '#' et donnent lieu à des réserves sur les résultats, avec retrait de l'accréditation. L'échantillon a néanmoins été conservé dans les meilleures conditions de stockage.	(002)	SP1
Spectrophotométrie visible automatisée : l'analyse a été réalisée sur l'échantillon filtré à 0.45µm.	(002)	SP1

RAPPORT D'ANALYSE

Dossier N° : 24E079857

Version du : 29/05/2024

N° de rapport d'analyse : AR-24-LK-109991-01

Date de réception technique : 30/04/2024

Première date de réception physique : 30/04/2024

Référence Dossier : N° Projet : 3704682

Nom Projet : Prunay-le-Gillon

Nom Commande : 3704682 Prunay-le-Gillon

Référence Commande : 3706453

**Aurélie Schaeffer**

Coordinatrice Projets Clients

La reproduction de ce document n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 6 page(s). Le présent rapport ne concerne que les objets soumis à l'essai. Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire. Seules certaines prestations rapportées dans ce document sont couvertes par l'accréditation. Elles sont identifiées par le symbole *.

Les résultats précédés du signe < correspondent aux limites de quantification, elles sont la responsabilité du laboratoire et fonction de la matrice.

Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec $k = 2$) sont disponibles sur demande.

Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

Laboratoire agréé par le gouvernement du Grand-Duché de Luxembourg pour l'accomplissement de tâches techniques d'étude et de vérification dans le domaine de l'environnement – Détail disponible sur demande

Annexe technique

Dossier N° :24E079857

N° de rapport d'analyse : AR-24-LK-109991-01

Emetteur : Monsieur Ibrahim-Atif BAGHRI

Commande EOL : 006-10514-1144667

Nom projet : N° Projet : 3704682

Référence commande : 3706453

Prunay-le-Gillon

Nom Commande : 3704682 Prunay-le-Gillon

Eau souterraine

Code	Analyse	Principe et référence de la méthode	LQI	Incertitude à la LQ	Unité	Prestation réalisée sur le site de :
JI020	Titre Alcalimétrique Complet (TAC)	Spectrophotométrie (UV/VIS) - Méthode interne - Méthode interne - Méthode interne	0.5	30%	° f	Eurofins Analyses pour l'Environnement France
LS001	Mesure du pH pH Température	Potentiométrie - NF EN ISO 10523			°C	
LS020	Titre Alcalimétrique Complet (TAC)	Volumétrie - NF EN ISO 9963-1	2	30%	°F	
LS025	Filtration 0.45 µm	Filtration - Méthode interne				
LS028	Anhydride carbonique (CO2) agressif	Calcul - Calcul			mg/l	
LS02I	Chlorures (Cl)	Spectrophotométrie (UV/VIS) [Spectrophotométrie visible automatisée] - NF ISO 15923-1	1	30%	mg/l	
LS02L	Azote Nitrique / Nitrates (NO3)	Spectrophotométrie (UV/VIS) [Spectrophotométrie visible automatisée] - NF ISO 15923-1				
	Nitrates		1	35%	mg NO3/l	
	Azote nitrique		0.2	35%	mg N-NO3/l	
LS02R	Ammonium	Spectrophotométrie (UV/VIS) - NF ISO 15923-1	0.05	22%	mg NH4/l	
LS02Z	Sulfates (SO4)	Spectrophotométrie (UV/VIS) [Spectrophotométrie visible automatisée] - NF ISO 15923-1	5	20%	mg/l	
LS204	Calcium (Ca) dissous	ICP/AES - NF EN ISO 11885	1	30%	mg/l	
LS206	Magnésium (Mg) dissous		0.01	30%	mg/l	
LS207	Potassium (K) dissous		0.1	40%	mg/l	
LS208	Sodium (Na) dissous		0.05	35%	mg/l	
LSRDB	Classe d'agressivité selon NF EN 206	Calcul - Calcul				

Sol

Code	Analyse	Principe et référence de la méthode	LQI	Incertitude à la LQ	Unité	Prestation réalisée sur le site de :
EM00B	Sulfates solubles dans l'acide (SO4) - Agressivité sur béton Sulfate dans l'acide (SO4) Agressivité Béton Classe d'agressivité selon NF EN 206	Gravimétrie - NF EN 196-2 - NF EN 206	100		mg/kg	Prestation soustraite à Eurofins Analyses Des Matériaux Et Combustibles Fr

Annexe de traçabilité des échantillons

Cette traçabilité recense les flacons des échantillons scannés dans EOL sur le terrain avant envoi au laboratoire

Dossier N° : 24E079857

N° de rapport d'analyse : AR-24-LK-109991-01

Emetteur :

Commande EOL : 006-10514-1144667

Nom projet : N° Projet : 3704682

Référence commande : 3706453

Prunay-le-Gillon

Nom Commande : 3704682 Prunay-le-Gillon

Eau souterraine

N° Ech	Référence Client	Date & Heure Prélèvement	Date de Réception Physique ⁽¹⁾	Date de Réception Technique ⁽²⁾	Code-Barre	Nom Flacon
002	SP1	29/04/2024 09:19:00	30/04/2024	30/04/2024		

Sol

N° Ech	Référence Client	Date & Heure Prélèvement	Date de Réception Physique ⁽¹⁾	Date de Réception Technique ⁽²⁾	Code-Barre	Nom Flacon
001	T1+T2 0.4-24m	29/04/2024 09:18:00	30/04/2024	30/04/2024		

(1) : Date à laquelle l'échantillon a été réceptionné au laboratoire.

Lorsque l'information n'a pas pu être récupérée, cela est signalé par la mention N/A (non applicable).

(2) : Date à laquelle le laboratoire disposait de toutes les informations nécessaires pour finaliser l'enregistrement de l'échantillon.

**EUROFINS ANALYSES POUR
L'ENVIRONNEMENT FRANCE SAS**
Département Environnement

5 rue d'Otterswiller
67700 SAVERNE

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-008395-01 Version du : 29/05/2024

Page 1/2

Dossier N° : 24Q003887

Date de réception : 06/05/2024

Référence Dossier :

Référence Commande : EUFRSA200143499

N° Ech	Matrice	Référence échantillon	Préleveur
001	Sols	24E079857-001	Client

Conservation de vos échantillons

Les échantillons seront conservés pendant 1 mois après la date d'édition du rapport. Sans avis contraire, ils seront détruits après cette période sans aucune communication de notre part.

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS

3 rue d'Otterswiller

67700 Saverne

SAS au capital de 115 750 €

APE 7120B RCS SAVERNE 529294100

TVA FR72529294100

Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531

Mail : Materiaux@Eurofins.com

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-24-EM-008395-01 Version du : 29/05/2024 Page 2/2
 Dossier N° : 24Q003887 Date de réception : 06/05/2024
 Référence Dossier :
 Référence Commande : EUFRSA200143499

N° Echantillon **24Q003887-001** Référence : 24E079857-001
 Date de prélèvement : 29/04/2024
 Début d'analyse : 29/05/2024
 Description échantillon : T1+T2 0.4-24m -

Essais Chimiques

	Résultat	Unité	Limite
EM00B : Sulfates solubles dans l'acide (SO4) - Agressivité sur béton Prestation réalisée sur le site de Saverne (Non accrédité) Gravimétrie - NF EN 196-2 - NF EN 206			
Sulfate dans l'acide (SO4) Agressivité Béton	1310	mg/kg	
Classe d'agressivité selon NF EN 206	< XA1		

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable de la représentativité des échantillons. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire.

Les résultats non conformes aux limites ou références de qualité sont signalés par un rond noir ● .

Lors de l'émission d'une nouvelle version de rapport, toute modification est identifiée par une mise en forme gras, italique et souligné ou notifiée en observation.

Les résultats précédés du signe "<" correspondent à des limites de quantification. Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec k = 2) sont disponibles sur demande. Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

MS : Matières Sèches
 P.B. : Produit Brut



Thomas Kauffmann
 Chef de groupe