



RAPPORT D'ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION G2 PHASE PRO

Localisation

LIMAY PORCHEVILLE (78)

Projet

Construction d'un bâtiment logistique à usage de Centre de distribution client (CDC)

Maître d'ouvrage

IKEA DEVELOPPEMENT SAS



REFERENCE : 2021.04.171-G2 PRO

Ind.	Date	Contenu	Rédacteur	Vérificateur	Observations
A	02/12/2022	72 pages + annexes	B.MONTANO P. CHEVALIER	G.FOULLAND- BERGEAT	Première diffusion
B	05/06/2023	72 pages + annexes	B.MONTANO P. CHEVALIER	G.FOULLAND- BERGEAT	Modification bassins de rétention
C	19/06/2023	72 pages + annexes	B.MONTANO	G.FOULLAND- BERGEAT	Remarques DREIAT
D	12/12/2023	73 pages + annexes	B.MONTANO	G.FOULLAND- BERGEAT	Prise en compte des résultats des études hydrogéologiques

PLAN DU RAPPORT

1. PRESENTATION	4
1.1. Définition de l'opération	4
1.2. Contrat – Mission géotechnique	4
1.3. Cadre réglementaire	5
1.4. Caractéristiques du projet	5
1.4.1. Cellules B et C	7
1.4.2. Cellules D, E et F	8
1.4.3. Poteaux de charpente	9
1.4.4. Descentes de charges	10
1.4.5. Voiries	13
1.4.6. Bassins	13
1.5. Exigences sur le dallage	18
1.5.1. Cellules B et C	18
1.5.2. Cellules D, E et F	18
1.6. Documents communiqués	19
1.7. Caractéristiques générales du site	22
1.7.1. Localisation	22
1.7.2. Caractéristiques de la zone d'étude	24
1.7.3. Contextes géologique & hydrogéologique	24
1.7.4. Histoire de l'aménagement du site	25
1.7.5. Etude géotechnique précédente	25
1.7.6. Etude de site et sol pollué	25
1.7.7. Risques naturels	25
2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES	26
2.1. Implantation et nivellement	26
2.2. Investigations réalisées	26
2.2.1. Equipements piézométriques	28
2.2.2. Tests de perméabilité des sols	28
2.2.3. Essais en laboratoire	29
3. SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE	30
3.1. Stratigraphie du terrain - caractéristiques mécaniques	31
3.2. Résultats d'essais en laboratoire	35
3.3. Sensibilité au retrait-gonflement des sols argileux	36
3.4. Agressivité de l'eau sur le béton	37
3.5. Niveaux des eaux souterraines	37
3.6. Perméabilité des sols	38
3.7. Conditions sismiques	40
3.7.1. Données réglementaires – classe de sol	40
3.7.2. Risque de liquéfaction des sols	40
4. APPLICATIONS GEOTECHNIQUES AU STADE PROJET	41
4.1. Modèle géotechnique retenu	41
4.2. Avis sur la synthèse géotechnique	41
4.3. Niveaux caractéristiques des eaux souterraines	42
4.4. La zone d'influence géotechnique (ZIG)	42

4.5. Adaptations du projet aux conditions géotechniques	43
4.6. Principes généraux de terrassements	45
4.6.1. Travaux préparatoires	45
4.6.2. Aménagement des plateformes	45
4.6.3. Conditions de réemploi des matériaux du site	49
4.6.4. Faisabilité du traitement in-situ des matériaux en place	50
4.6.5. Conditions d'utilisation de matériaux d'apport	51
4.6.6. Conditions de talutage	51
4.6.7. Rabattement de nappe	52
4.7. Quais de déchargement	54
4.8. Tassements théoriques sous dallage et cuves sans renforcement	55
4.9. Renforcement de sols par inclusions rigides	56
4.9.1. Principe général	56
4.9.2. Paramètres géotechniques spécifiques	57
4.9.3. Synthèse des résultats de calcul	57
4.9.4. Caractéristiques intrinsèques des inclusions	58
4.9.5. Efforts induits sur les inclusions et les dallages / radiers	58
4.10. Conception des niveaux-bas	59
4.10.1. Assise du dallage, couche de forme	59
4.10.2. Critères de réception	60
4.10.3. Tassements prévisibles	60
4.10.4. Précautions concernant les réseaux enterrés	60
4.11. Conception des voiries et parkings	61
4.11.1. Assise de la structure de voirie (P.S.T.)	61
4.11.2. Couche de forme sous voirie	61
4.11.3. Critères de réception	62
4.12. Etude des fondations profondes (norme NF P94-262)	63
4.12.1. Type de fondation profonde	63
4.12.2. Méthode et paramètres de calculs	63
4.12.3. Ebauche dimensionnelle	64
4.12.4. Conditions et précautions de réalisation des pieux	70
4.12.5. Massifs à encuvement	70
4.13. Protection contre les eaux en phase définitive de l'ouvrage	71
4.14. Conception des bassins	72
4.15. Noue d'infiltration	73
5. ALEAS RESIDUELS ET RISQUES ASSOCIES	74
6. CONDITIONS GENERALES DE VALIDITE DU RAPPORT	74

- Annexe 1 : Extrait de la norme NF P94-500 de novembre 2013
- Annexe 2 : Conditions de validité de l'étude
- Annexe 3 : Implantation des sondages n°1 – Etat existant
- Annexe 4 : Implantation des sondages n°2 – Etat projeté
- Annexe 5 : Implantation des sondages n°3 – Vue aérienne 1971
- Annexe 6 : Implantation des sondages n°4 – Vue aérienne 1973
- Annexe 7 : Coupes de sondages – Sondages au pénétromètre dynamique (SPD) – Sondages à la pelle mécanique (PM) - Sondages pressiométriques (SP) – Sondages destructifs et piézomètres (SD+PZ) – diagramme des essais au pénétromètre statique (CPT).
- Annexe 8 : Résultats des mesures d'agressivité sur échantillon d'eau
- Annexe 9 : Résultats des mesures de teneur en sulfates et matière organique
- Annexe 10 : Résultats des essais géotechniques en laboratoire
- Annexe 11 : Calculs de tassements sous dallage (Foxta – tasplaq) sans renforcement de sols – cellules B / C et cellules D / E / F
- Annexe 12 : Calculs de tassements sous dallage (Foxta – tasplaq) sans renforcement de sols – cellules B à F – Charges équivalentes
- Annexe 13 : Calculs de tassements sous dallage (Foxta – tasplaq) sans renforcement de sols – Sprinkler
- Annexe 14 : Note de calcul inclusion rigide (Foxta-taspie) - Cellules B et C - Zone racks HDP
- Annexe 15 : Note de calcul inclusion rigide (Foxta-taspie) - Cellules D, E et F - Zone racks traditionnels
- Annexe 16 : Note de calcul inclusion rigide (Foxta-taspie) – Sprinkler
- Annexe 17 : Note de calcul pieu (GEOS- Geofond)

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

1. PRESENTATION

1.1. Définition de l'opération

Le Maître d'Ouvrage IKEA DEVELOPPEMENT SAS envisage la construction d'un bâtiment logistique à usage de centre de distribution client (CDC) sur un terrain situé à LIMAY PORCHEVILLE (78).

Les principaux intervenants du projet sont :

- Maître d'ouvrage : IKEA DEVELOPPEMENT SAS
- Assistant maître d'ouvrage : CBRE puis la société ETYO
- Maître d'œuvre : EDEIS - site de Nantes.
- Architecte : A26

1.2. Contrat – Mission géotechnique

À la demande de la société **IKEA DEVELOPPEMENT SAS (Maître d'Ouvrage)**, notre société, **GEOTECHNIQUE SAS**, a été mandatée afin de réaliser une mission géotechnique.

Notre offre d'étude géotechnique référencée AMe 2021-04-171/1 ind B en date du 19/05/2021 a été acceptée le 27/05/2021.

Conformément à notre offre et selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013, il s'agit d'une **mission géotechnique de conception** comprenant la **phase Projet** (G2 PRO). Une mission G1PGC a été réalisée et a fait l'objet d'un rapport d'étude géotechnique daté du 15/07/2021 (document référencé Ame2021-04-171-G1PGC). Une mission géotechnique G2AVP a été réalisée en Janvier 2022 (rapport n°Ame2021-04-171-G2AVP du 30/01/2022).

La présente mission consistera en la rédaction et la fourniture d'un rapport d'étude géotechnique de conception contenant :

- Une synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet,
- Les notes techniques correspondant aux principes constructifs suivants :
 - Inclusions rigides sous dallage et cuves sprinkler,
 - Fondations par pieux,
- Les notes de calculs correspondantes si nécessaire,
- Les conditions de terrassements associées à la réalisation du projet,
- Les dispositions à prendre en compte vis-à-vis de la nappe.

Une mission de mesures de perméabilités des sols et la définition d'un avis sur la faisabilité concernant la gestion des eaux pluviales a été fournie dans le rapport d'étude hydrogéologique spécifique, fourni en Annexe n°9 du rapport de mission G1PGC.

Une mission d'étude site et sol pollué INFOS +DIAG a été réalisée par nos partenaires de la société BS Consultant. Une mission de diagnostic de pollution de l'air ambiant (A240) et des gaz du sol (A230) avec interprétation des résultats a également été réalisée (datée du 28/10/2021). Ensuite, une étude EQRS (Evaluation quantitative des risques sanitaires) et A320 a également été réalisée. Ces missions ont fait l'objet de documents distincts.

Enfin, une étude hydrogéologique avec détermination des cotes des plus hautes eaux a été établie par S2e (rapport n°2022-04-178/8 Rapport NPHE du 05/06/2023).

1.3. Cadre réglementaire

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

- Eurocode 7 – Calculs géotechniques
- Norme NF P94-262 – Calcul Géotechnique – Fondations profondes (juillet 2018)
- NF P 11-212 – DTU 13.2 Fondations profondes
- NF P 11-213 – DTU 13.3 partie 3 – Dallages
- Guide technique ASIRI sur la conception et la réalisation d'inclusions rigides
- Guide SETRA-LCPC « réalisation des remblais et des couches de formes » Fascicules I et II
- Normes AFNOR en vigueur concernant les travaux de sondages et essais in-situ ou de laboratoire
- Recommandations ASIRI pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés (2012).

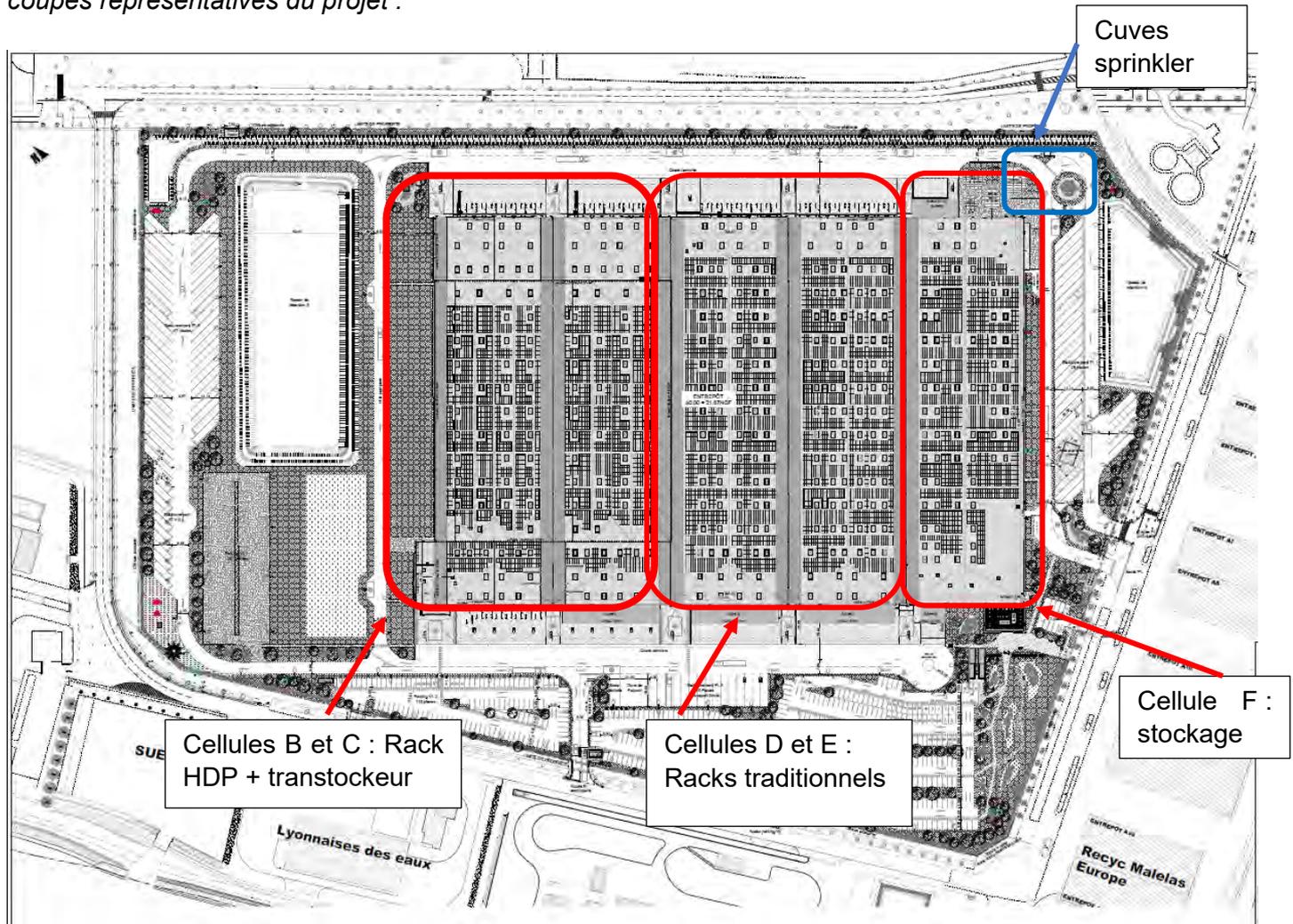
1.4. Caractéristiques du projet

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

- Construction d'un bâtiment de plain-pied sans niveau de sous-sol enterré à usage logistique avec des zones de stockage statique (racks traditionnels) et des zones de stockage dynamique (transtockeurs – rack HDP), ainsi que des bureaux, locaux d'exploitation et sociaux ; Il est également prévu la création de mezzanine à l'intérieur des bâtiments,
- Emprise au sol du bâtiment s'inscrivant dans un rectangle de 298 m × 197 m avec 5 cellules notées B à F. Les surfaces des cellules sont de l'ordre de 11 740 m².
- Voiries de type VL et PL périphériques au bâtiment ;
- Niveau bas calé à la cote altimétrique de 21.87 m NGF.
- 4 Cuves sprinkler à l'Est de la parcelle, dont deux de 10.14 m de diamètre générant une surcharge répartie de 110 kPa, une cuve de 13.23 m générant une surcharge de 120 kPa et une de 7.02 m avec une surcharge de 110 kPa ;
- 2 bassins de rétention dont les caractéristiques sont définis notamment dans la notice assainissement ainsi qu'une noue d'infiltration.

Le bâtiment logistique comportera deux hauteurs principales, une hauteur à l'acrotère de 15 m pour les zones de racks traditionnels (fond orange) avec quais de réception / expédition (fond jaune sur le plan masse inséré en annexe) et une hauteur de 20 m pour la zone de stockage HDP équipée de transtockeurs (fond rouge). Il sera constitué d'une ossature principale en béton (poteaux, poutres en portiques) de trame 20 m (sens Est-Ouest) × 12 m (sens Nord Sud) y compris planchers intermédiaires (planchers de longue portée en dalles alvéolaires) formant mezzanine à l'intérieur des cellules. Il est prévu un dallage en béton sur l'intégralité du Rdc.

Ci-après, un extrait du plan de masse et plan DCE Note d'hypothèses de charge du 10/11/2022 et quelques coupes représentatives du projet :



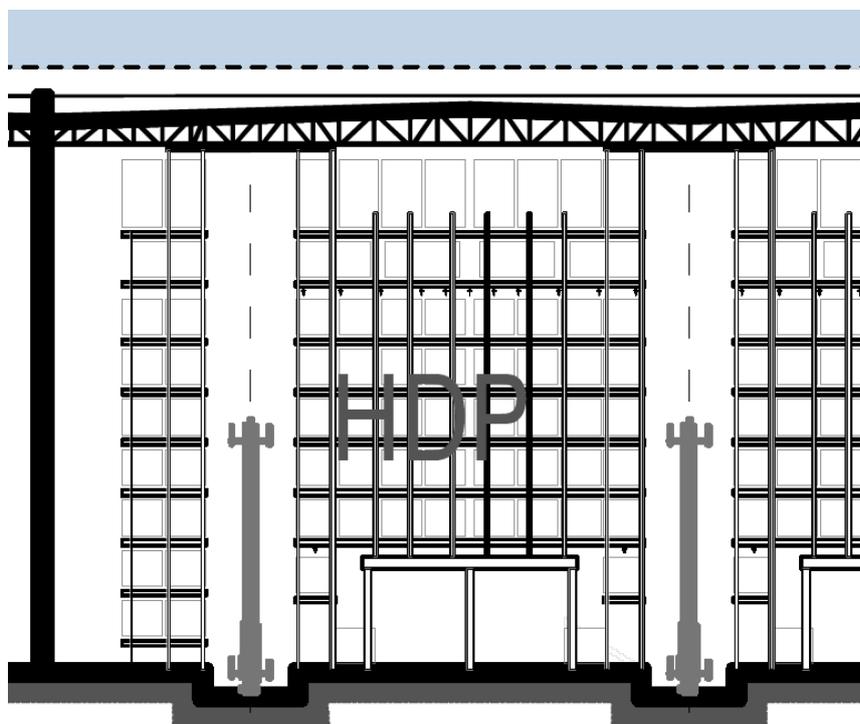
Extrait des coupes longitudinales et coupes transversales du plan indice A établi par EDEIS daté du 22/09/2023:



1.4.1. Cellules B et C

Les cellules B et C recevront les transtockeurs et racks HDP. Les automates (grues) nécessiteront des allées de guidage en décaissé du Rdc courant à environ -0.95 m soit +20.92 m fini.

Coupe longitudinale de principe (non actualisée au regard de la dernière note d'hypothèse de charges DCE) :



Les surcharges d'exploitation sur dallages dans les zones de quai situées au Nord et au Sud des zones racks HDP et transtockeurs sont prévues à 20 kN/m^2 ($=2\text{T/m}^2$) au niveau des cellules B et C. Ces quais recevront des process de transport automatiques de palettes.

Les surcharges d'exploitation sur dallages des zones de transtockeurs et zones de racks HDP et crane (autrement appelé « chemin de guidage ») sont fournis avec détail dans la note dénommée « Structure note d'hypothèse de charge DCE » datée du 10/11/2022.

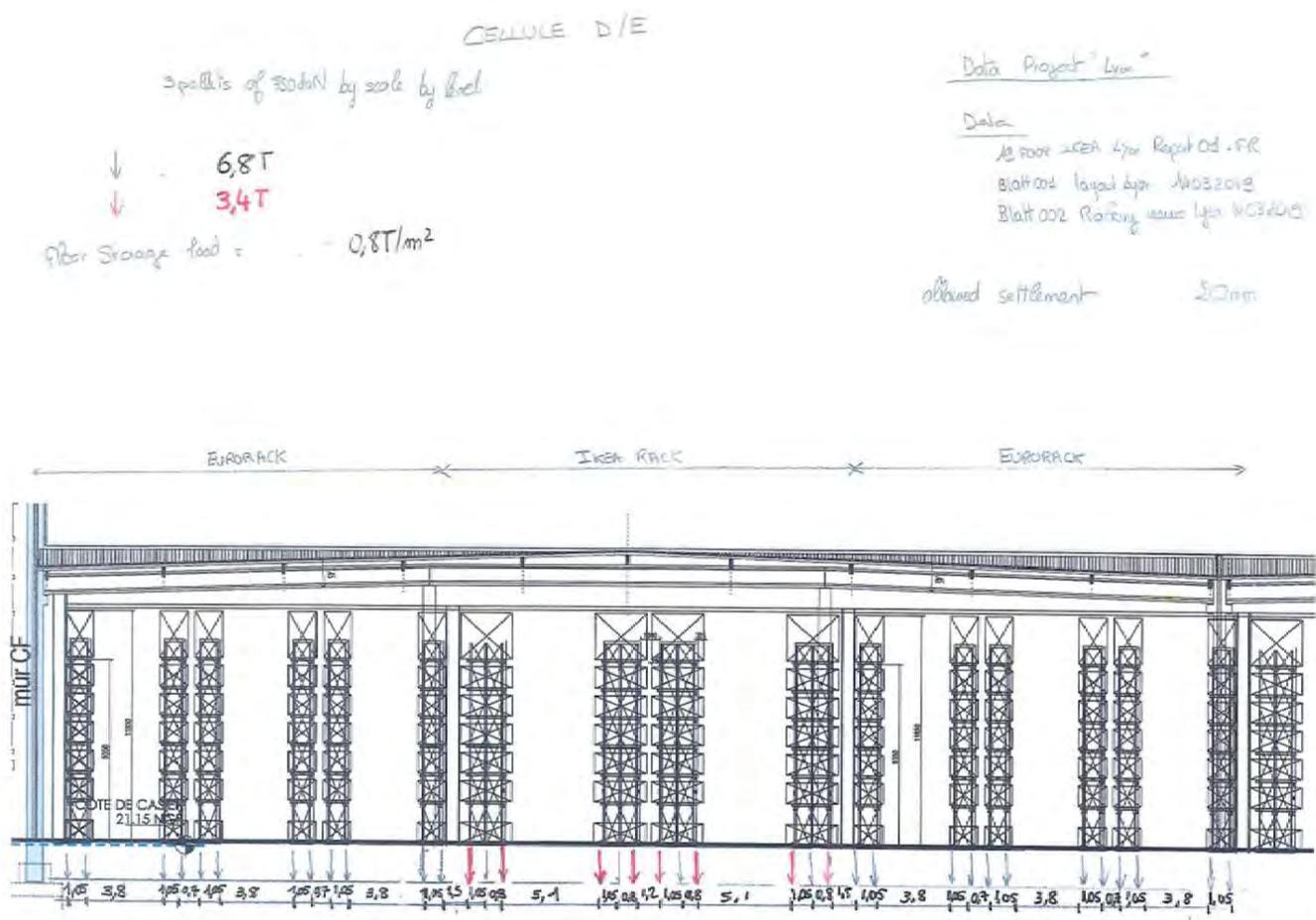
Racks HDP et transtockeurs :

- 4.35 tonnes(t) à l'ELS caractéristique par pied de rack (CP+S),
- 2 t/m^2 supplémentaire sur dallage (chargement au sol),
- 1.82 t/m^2 au droit des « Crane ». Cette valeur de surcharge surfacique a été calculée en prenant en compte les efforts R1 et R2 statique et dynamique appliqués sur un rail de guidage qui se diffuse ensuite dans la dalle en béton et le matelas de répartition des inclusions (largeur de 3.25 m / longueur de 4.9 m minimum et surcharge maximale de 29 t).

Nous attirons l'attention sur le fait que les transtockeurs amènent des exigences au niveau du dallage formalisées dans le document établi par la Fédération Européenne de la Manutention référencé FEM 9.831 (cf § 1.5 page 10).

1.4.2. Cellules D, E et F

Les cellules D, E et F comporteront des locaux techniques en bordure extérieure de la cellule F et des racks traditionnels sur le reste de la surface dont la surcharge est définie dans la note d'hypothèse de charge établie par EDEIS et illustrée par le croquis inséré ci-après :



Les surcharges d'exploitation sur dallages des zones de racks traditionnels dénommés Eurorack et Ikea rack et sont fournies avec détail dans la note dénommée « Structure note d'hypothèse de charge DCE » datée du 10/11/2022.

Racks classiques (cellules D, E et F) :

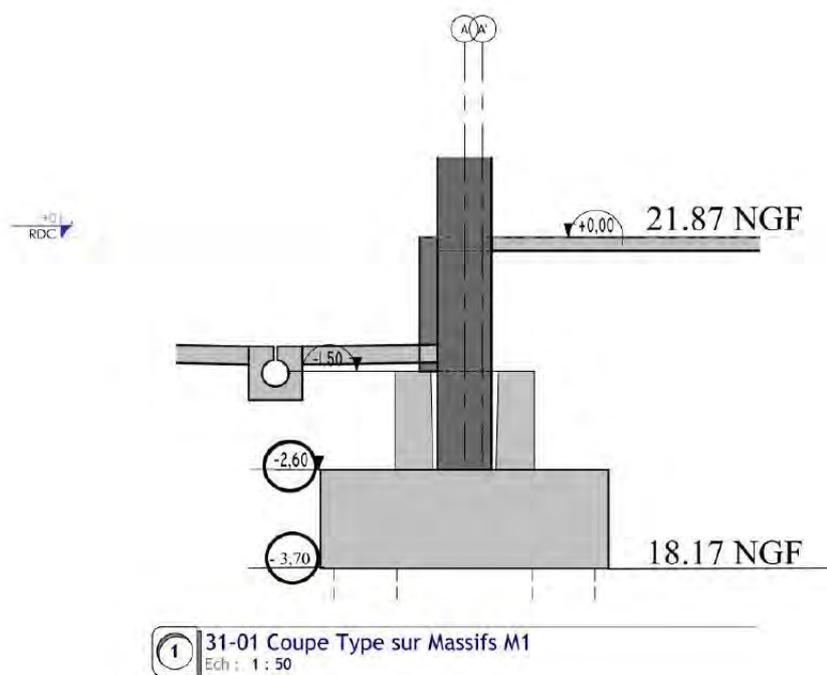
- 3.4 à 6.8 tonnes(t) par pied,
- 0.8 t/m² sur dallage (chargement au sol).

Locaux techniques (bordure cellule F) :

- 0.5 à 2.0 t/m² sur dallage (chargement au sol).

1.4.3. Poteaux de charpente

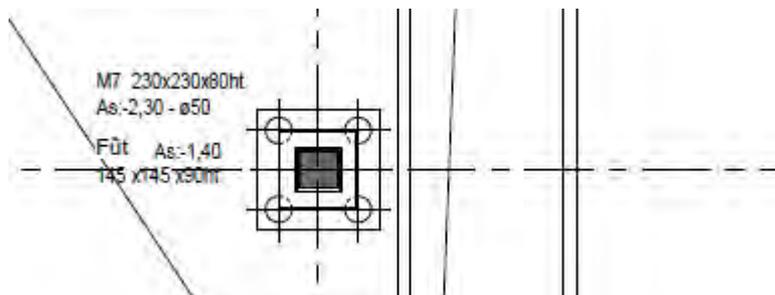
L'extraits de plan inséré ci-après met en évidence la technique constructive retenue au niveau des poteaux de charpente, à savoir des massifs à encuvement.



La profondeur d'assise supérieure du massif sera variable selon les poteaux et est indiquée sur le plan des fondations. Pour une épaisseur de massif de 0.9 m (massif de type M1) la tête des pieux sera située à - 3.7 m / +0.0.

Le plan de fondations met en évidence que les massifs à encuvements seront fondés sur 4 pieux en général.

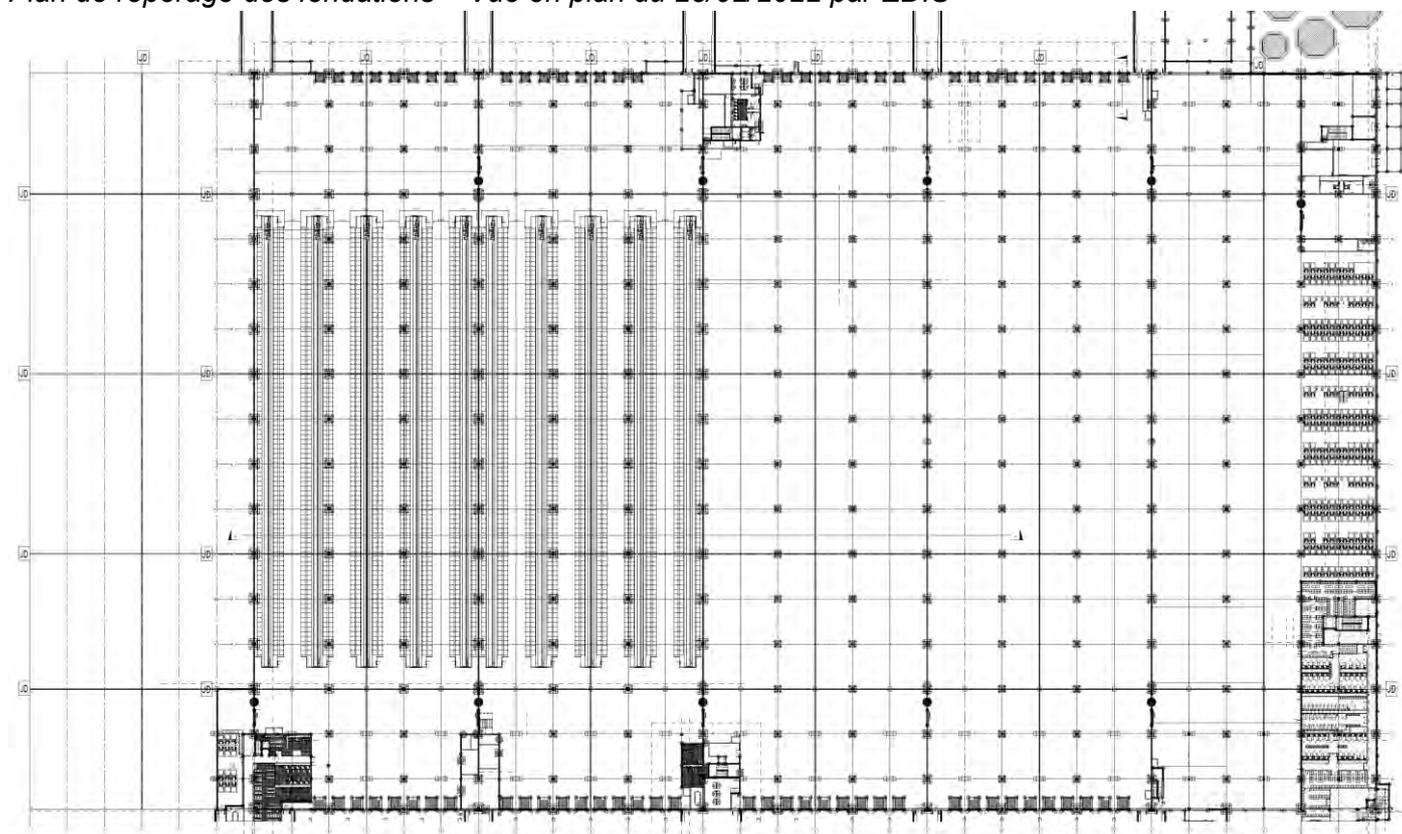
Extrait du plan DCE



1.4.4. Descentes de charges

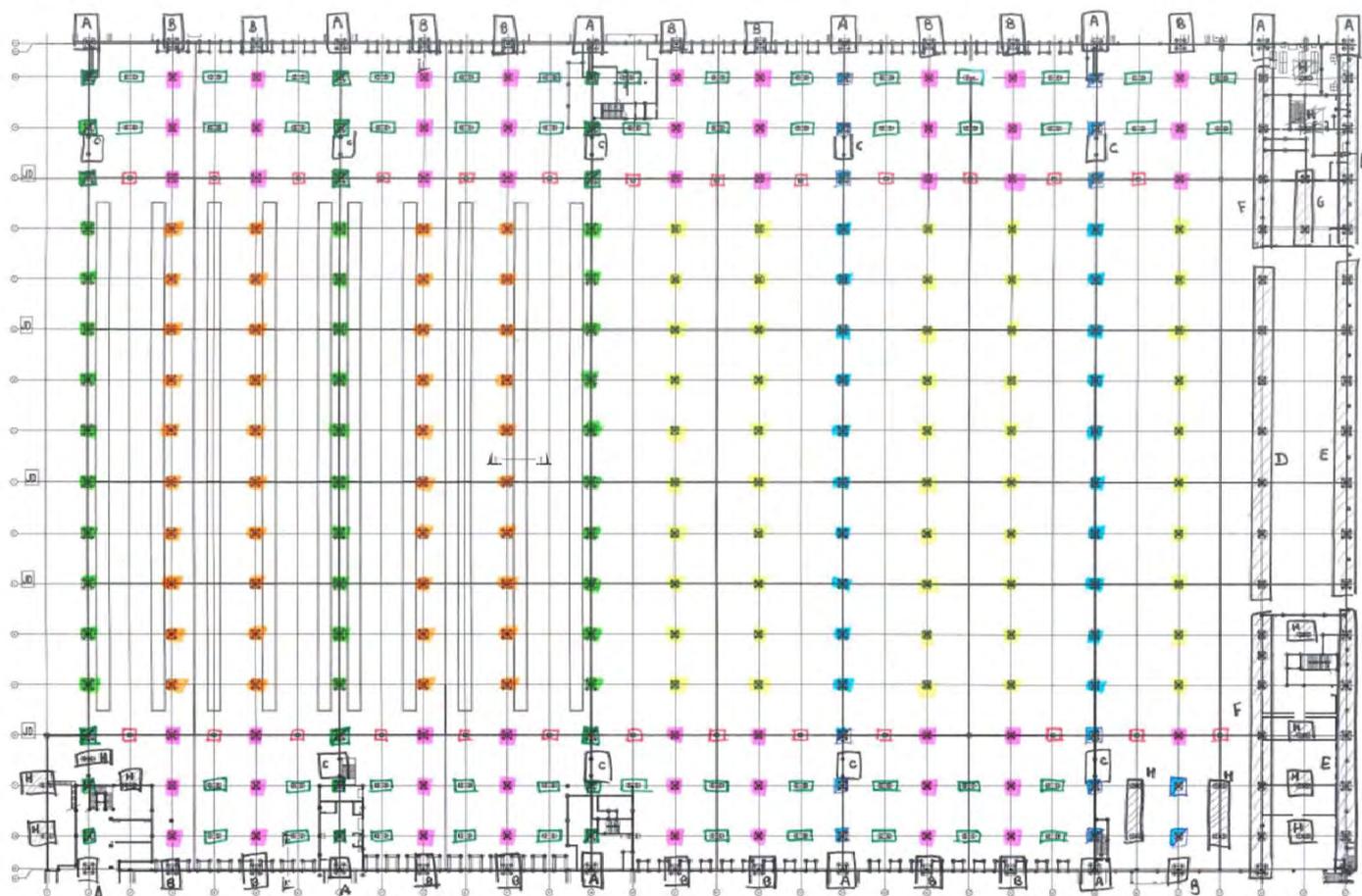
Les plans de fondations nous ont été transmis par EDEIS et sont datés du 25/02/2022. Les diamètres des pieux sont indiqués sur les plans de détail des cellules.

Plan de repérage des fondations – Vue en plan du 25/02/2022 par EDIS



Les descentes de charges sur massif du projet nous ont été transmises par EDEIS à travers le document « Note de descentes de charges sur pieux DCE – du 10/11/2022 ». Les charges sont exprimées en tonnes.

Numérotations massifs	Cdr de Charge	N								Hy				Mx				Hx	My	COMBINAISON E1v1 avec effet second ordre + excentricité + fluage retrait			COMBINAISON E1v2 avec effet second ordre + excentricité + fluage retrait			COMBINAISON E1v3 avec effet second ordre + excentricité + fluage retrait			COMBINAISON E1v4 avec effet second ordre + excentricité + fluage retrait					
		cp1	cp2	CP	S1	s2	S	N	V	CP	S	N	V	CP	S	N	V			V	V	N	Hg	Mx	N	Hg	Mx	N	Hx	Mg	N	Hx	Mg	
		26	53	79	24	6	30	8,60	-14 / 8							1,3			23,0	1,3	23,0	216,0	1,7	46,0	311,0	1,7	76,0	216,0	1,9	51,0	211,0	1,9	65,0	
B4 / B7 / B10 / C4 / C7 / C10 / D4 / D7 / D10 / O4 / O7 / O10 / P4 / P7 / P10 / Q4 / Q7 / R10		175	53	228	125	6	131	8,60	-14 / 8							1,3			23,0	1,3	23,0	362,0	1,7	46,0	523,0	1,7	76,0	362,0	1,9	51,0	523,0	1,9	65,0	
		16	44	60	14	6	20	8,60	-14 / 8							0,5			9,0	0,6	8,6	83,0	0,7	17,0	131,0	0,7	32,0	83,0	0,9	23,0	131,0	0,9	32,0	
		116	46	162	14	6	20	8,60	-14 / 8							0,7			9,0	1,1	16,1	183,0	0,7	22,0	266,0	0,7	32,0	183,0	1,2	26,0	266,0	2,1	53,5	
B13 / B16 / C13 / C16 / D13 / D16 / O13 / O16 / O17 / P13 / P16 / Q13 / Q16 / Q17		160	46	206	113	6	119	8,60	-14 / 8							0,7			9,0	1,1	16,1	326,0	0,7	22,0	386,0	0,7	32,0	326,0	1,2	26,0	386,0	2,1	53,5	
		60	40	100	106	6	112	7,20	-12 / 7							0,9			12,0	0,8	10,0	214,0	1,0	22,0	320,0	1,0	39,0	214,0	0,8	17,0	320,0	1,1	36,0	
		28		28	51		51															79,0			115,0									
		54		54	106		106															160,0			232,0									
		12		12	20		20			2,0	#											32,0			46,0									
A		106	31	137	28	2	30	3,00		4,0	#	11,0							45,0	0,5	5,0	174,0	25,0	108,0	240,0	28,0	115,0	174,0	0,5	12,0	240,0	0,5	12,0	
B		63	31	94	28	2	30	3,00		4,0	#	11,0							45,0	0,5	5,0	131,0	25,0	108,0	180,0	28,0	115,0	131,0	0,5	12,0	180,0	0,5	12,0	
C		39		39						4,0	#																							
D		161	44	205	44	6	50	8,60	-14 / 8							0,5			9,0	0,6	8,6	225,0	0,7	17,0	375,0	0,7	32,0	225,0	0,9	23,0	375,0	0,9	32,0	
E		153	23	176	22	6	28	4,30	-14 / 8							0,7			9,0	1,1	16,1	205,0	0,7	22,0	300,0	0,7	32,0	205,0	1,2	26,0	300,0	2,1	53,5	
F		182	44	226	59	6	65	8,60	-14 / 8							0,5			9,0	0,6	8,6	261,0	0,7	17,0	426,0	0,7	32,0	261,0	0,9	23,0	426,0	0,9	32,0	
G		180		180	35		35																											
H		100		100	60		60																											
	Pieux isolé bloc bureau local au technique	40		40	25		25																											



Les résultats des combinaisons nous ont été transmis uniquement pour les ELU. Par conséquent, GEOTECHNIQUE SAS a établi les combinaisons de charges verticales à l'ELS quasi-permanent et ELS caractéristiques pour chaque cas de charge. Le tableau ci-après présente le résultat des combinaisons des charges verticales :

Fondation	nb de pieux	diam pieux (m)	Charge permanente G (kN)	surcharge d'exploitation Q (kN)	Vent max V (kN)	Neige N (kN)	ELS Quasi permanent G + 0,6 Q + 0,2 N (kN)	ELS caractéristique G + Q + 0,6 V + 0,7 N (kN)	ELU fondamental 1,35 G + 1,5 Q + 0,9 V + 1,05 N (kN)	Charge par pieux		
										ELS Quasi permanent G + 0,6 Q + 0,2 N (kN)	ELS caractéristique G + Q + 0,6 V + 0,7 N (kN)	ELU fondamental 1,35 G + 1,5 Q + 0,9 V + 1,05 N (kN)
ORANGE	4	0,52	790	300	80	86	987	1198	1679	247	300	420
VERT	4	0,62	1830	300	80	86	2027	2238	3083	507	560	771
BLANC / VERT	4	0,72	2280	1310	80	86	3083	3698	5205	771	925	1301
JAUNE	4	0,42	600	200	80	86	737	908	1272	184	227	318
BLEU	4	0,52	1620	200	80	86	1757	1928	2649	439	482	662
BLANC / BLEU	4	0,62	2060	1190	80	86	2791	3358	4728	698	840	1182
ROSE	4	0,52	1000	1120	70	72	1686	2212	3169	422	553	792
ENCADRE ROSE	1	0,52	280	510	0	0	586	790	1143	586	790	1143
ENCADRE VERT	2	0,52	540	1060	0	0	1176	1600	2319	588	800	1160
NOIR	1	0,42	120	200	0	0	240	320	462	240	320	462
A	4	0,72	1370	300	0	30	1556	1691	2331	389	423	583
B	2	0,72	940	300	0	30	1126	1261	1751	563	631	875
C	4	0,42	390	0	0	0	390	390	527	98	98	132
D	4	0,62	2050	500	80	86	2367	2658	3680	592	665	920
E	4	0,62	1760	280	80	43	1937	2118	2913	484	530	728
F	4	0,62	2260	650	80	86	2667	3018	4188	667	755	1047
G	4	0,42	1800	350	0	0	2010	2150	2955	503	538	739
H	2	0,52	1000	60	0	0	1036	1060	1440	518	530	720
Pieu isolé	1	0,52	400	250	0	0	550	650	915	550	650	915

Pour tenir compte des efforts horizontaux et en particulier des moments dans le calcul des pieux pour les ELU, il a été considéré par hypothèse par GEOTECHNIQUE SAS que les moments seraient convertis en charges verticales puis ajoutées aux efforts verticaux.

Le tableau ci-après présente le résultat des calculs de la charge totale verticale prise en compte pour le dimensionnement des pieux :

Fondation	nb de pieux	nb de pieux/côté	diam pieux (m)	entre axe (m)	ELU1			ELU2			ELU3			ELU4			Charge N par pieux				Charge M par pieux				Charge Totale N par pieux à considérer			
					N	Hy	Mx	N	Hy	Mx	N	Hy	Mx	N	Hy	Mx	ELU1	ELU2	ELU3	ELU4	ELU1	ELU2	ELU3	ELU4	ELU1	ELU2	ELU3	ELU4
ORANGE	4	2	0,52	0,78	1120	17	460	1710	17	760	1120	19	510	1710	19	650	280	428	280	428	295	487	327	417	575	915	607	844
VERT	4	2	0,62	0,93	2160	17	460	3110	17	760	2160	19	510	3110	19	650	540	778	540	778	247	409	274	349	787	1186	814	1127
BLANC / VERT	4	2	0,72	1,08	3620	17	460	5230	17	760	3260	19	510	5230	19	650	905	1308	815	1308	213	352	236	301	1118	1659	1051	1608
JAUNE	4	2	0,42	0,63	830	7	170	1310	7	320	830	9	230	1310	9	320	208	328	208	328	135	254	183	254	342	581	390	581
BLEU	4	2	0,52	0,78	1830	7	220	2660	7	320	1830	12	260	2660	21	535	458	665	458	665	141	205	167	343	599	870	624	1008
BLANC / BLEU	4	2	0,62	0,93	2360	7	220	3860	7	320	3260	12	260	3860	21	535	590	965	815	965	118	172	140	288	708	1137	955	1253
ROSE	4	2	0,52	0,78	2140	10	220	3200	10	390	2140	8	170	3200	11	360	535	800	535	800	141	250	109	231	676	1050	644	1031
ENCADRE ROSE	1	1	0,52	0,78	790	0	0	1150	0	0	0	0	0	0	0	0	790	1150	0	0	0	0	0	790	1150	0	0	
ENCADRE VERT	2	2	0,52	0,78	1600	0	0	2320	0	0	0	0	0	0	0	0	800	1160	0	0	0	0	0	800	1160	0	0	
NOIR	1	1	0,42	0,63	320	0	0	460	0	0	0	0	0	0	0	0	320	460	0	0	0	0	0	320	460	0	0	
A	4	2	0,72	1,08	1740	250	1080	2400	280	1150	1740	5	120	2400	5	120	435	600	435	600	500	532	56	56	935	1132	491	656
B	2	2	0,72	1,08	1310	250	1080	1800	280	1150	1310	5	12	1800	5	120	655	900	655	900	500	532	6	56	1155	1432	661	956
C	4	2	0,42	0,63	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
D	4	2	0,62	0,93	2250	7	170	3750	7	320	2250	9	230	3750	9	320	563	938	563	938	91	172	124	172	654	1110	686	1110
E	4	2	0,62	0,93	2050	7	220	3000	7	320	2050	12	260	3000	21	535	513	750	513	750	118	172	140	288	631	922	652	1038
F	4	2	0,62	0,93	2610	7	170	4260	7	320	2610	9	230	4260	9	320	653	1065	653	1065	91	172	124	172	744	1237	776	1237
G	4	2	0,42	0,63	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
H	2	2	0,52	0,78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Pieux isolé	1	1	0,52	0,78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

L'ensemble des résultats des combinaisons doit être validé par le BET structure.

1.4.5. Voiries

Les caractéristiques principales des voiries sont :

- Voiries et stationnements pour véhicules légers en enrobés, voiries et aires logistiques pour poids lourds selon localisation en enrobés ou béton.
- Trafic poids lourds : 120 poids lourds /jour/sens soit un trafic T2 selon les guides professionnels en vigueur.
- Trafic voirie légères : équivalent T5.

1.4.6. Bassins

Afin de gérer les eaux de ruissellement des voiries (rétention) et l'infiltration, il est prévu de 2 bassins spécifiques dont les caractéristiques détaillées sont fournies dans la notice assainissement (Rétention EP+ Confinement Eaux d'extinction).

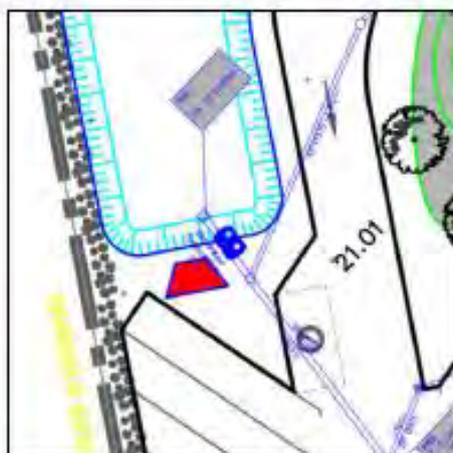
Selon la notice d'assainissement du 04/04/2023 il est prévu la réalisation de :

- Le bassin n°1 sera réalisé à ciel ouvert en sur élévation du sol avec une étanchéification par la mise en place d'une géomembrane, des relevages seront mis en place sur les arrivées de réseaux.
- Le bassin n°2 sera réalisé à ciel ouvert en sur élévation du sol avec une étanchéification par la mise en place d'une géomembrane. Un relevage sera mis en place sur l'arrivée des EP au bassin.

Noue

Une noue qui jouxte le côté EST de la parcelle coté Avenue Daniel Dreyfus-Ducas sera réalisée. Cette noue, non étanchée, sera infiltrante avec un volume de gestions des eaux de 225 m³, le volume de rétention calculé pour le parking est de 286 m³, la différence de volume sera gérée avec un raccordement sur le bassin de rétention n°2 pour une surverse de sécurité. Le raccordement se fera via une canalisation gravitaire. Les eaux qui chemineront seront uniquement celle récupérées par les grilles du parking PL Nord. Les eaux d'extinction incendie ne pourront être renvoyées vers la noue, le nivellement renvoyant les eaux de ruissellement vers les quais de déchargement.

Entrée noue



Page 4 sur 49

2.2.4 Bassins de rétention

Les bassins de rétention sur le site seront de type bassin à ciel ouvert étanché avec une géomembrane.

Le volume global réglementaire selon la SDAGE occurrence 30 ans, le volume des bassins de rétention sera de 5 590 m³ pour le bassin versant 01 et 1 560 m³ pour le bassin versant 02 soit un volume global de 7 150 m³.

Le calcul du volume du risque incendie est le suivant : volume pluviométrique occurrence décennal et calcul D9, le volume global sera de 6 881 m³ pour le bassin 01 et 3 131 m³ pour le bassin 02, soit un volume global de 10 012 m³ de rétention/confinement eaux d'extinction.

Ce volume est divisé en 2 bassins versants (Voir plans p26 et 27) qui sont gérés par des réseaux enterrés avec regards à grille et canalisations qui se rejettent dans les bassins n°01 et n°02

Les bassins de rétention eaux pluviales/rétention des eaux d'extinction seront réalisés en bassin à ciel ouvert équipé d'une géomembrane et d'un système permettant le confinement des eaux incendie.

Les eaux d'exutoire des bassins seront relevées pour le bassin n°01 et gravitairement pour le bassin n°02 vers un regard d'assainissement en limite de parcelle et raccordé sur le réseau existant Rue de la Noue, ce regard sera équipé d'un clapet anti-retour.

Les calculs de volume et débit des deux bassins seront les suivants :

Bassin n°1, bassin versant 01 : 12,40 l/s pour un volume de 5 590 m³ de rétention eau pluviales pour une occurrence trentennale, le volume définie par la D9A de récupération incendie est de 6 881 m³, le volume du bassin sera donc de 6 881 m³. Le niveau du fond de bassin sera 20,76 Ngf.

Bassin n°2, bassin versant 02 : 4,37 l/s pour un volume de 1 560 m³ de rétention eau pluviales pour une occurrence trentennale, le volume définie par la D9A de récupération incendie est de 3 131 m³ compris l'extension du bâtiment, le volume du bassin sera donc de 3 131 m³. Le niveau du fond de bassin sera 21,57 Ngf.

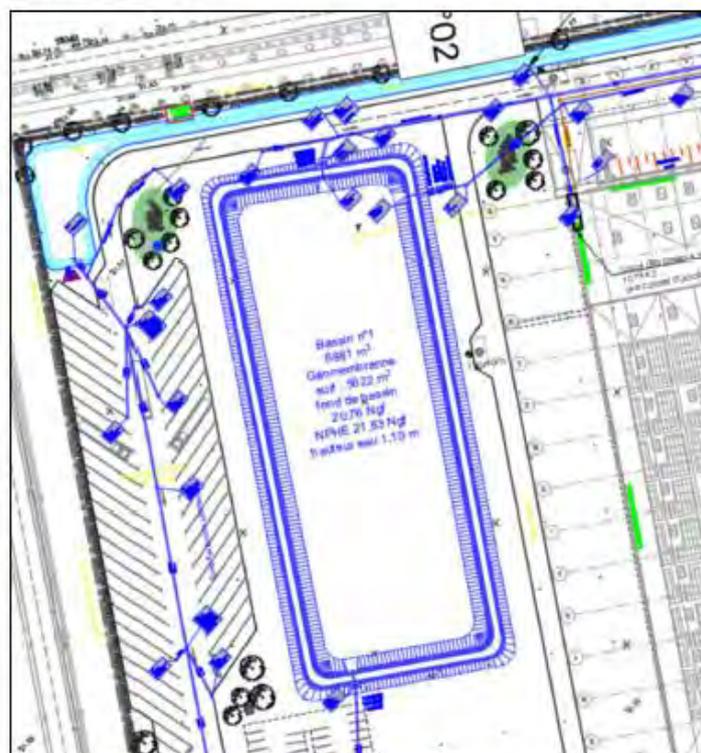
Les bassins auront deux fonctions :

- La rétention des eaux pluviales pour respecter les prescriptions des règlements en vigueur.
- Le confinement des eaux d'extinction.

Le volume de rétention eaux pluviales/eaux d'extinction défini par le calcul D9A est de 10 012 m³, (volume supérieur au calcul trentennale à 1l/s/ha pour la rétention eaux pluviales. Ce volume sera confiné dans les bassins 1 et 2 du site, les eaux seront confinées dans les bassins par des vannes de confinement, les systèmes de confinement seront asservis à la détection incendie.

Les hauteurs des éléments constituant les bassins sont :

o **Bassin 1 (au nord) :**

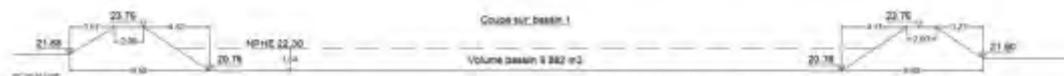


- Bassin à ciel ouvert avec une géomembrane et un niveau des plus hautes eaux à 21,83 NGF.

Le projet se situe actuellement autour 22,06 NGF sur ce secteur. La hauteur de terre est donc excédentaire au minimum requis de 1,00m

Donc le fond de bassin sera à 20,76NGF soit au-delà du niveau des hautes eaux exceptionnelles fixé par l'étude NPHE à 19,71 NGF.

Coupe sur bassin



Bassin 2 (au sud) :

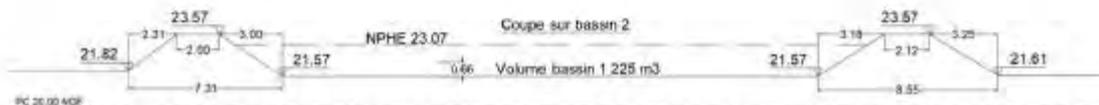


- Bassin à ciel ouvert avec une géomembrane et un niveau des plus hautes eaux à 23,07 NGF.

Le projet se situe actuellement autour 21,50 NGF sur ce secteur (Au-dessus du niveau de compensation des crues à 21,15NGF),

Donc le fond de bassin sera à 21,57 soit au-delà du niveau des hautes eaux exceptionnelles en cas de crue débordante fixé par l'étude NPHE à 21,15 NGF.

Coupe sur bassin



Les fonds des bassins sont situés au-dessus des niveaux EE rappelés dans le tableau suivant.

2.2.1 Niveau de nappe (suivant Annexe A- Rapport de synthèse NPHE)

Estimation des niveaux remarquables			
Niveaux remarquables	Niveau actuel / Niveau quasi-permanent	EB	17,45 m NGF
	Niveau fréquent	EF10	18,72 m NGF
	Hautes eaux communes	EH50	19,36 m NGF
	Hautes eaux exceptionnelles	EE100	19,71 m NGF
	Hautes eaux exceptionnelles en cas de crue débordante	EE = EI	21,15 m NGF

Le descriptif des travaux de bassins est synthétisé dans la notice assainissement :

2.5.2.1 Bassin de rétention

Les deux bassins provisoires seront réalisés pour fonctionner de façon gravitaire, le raccordement vers le réseau de la ZAC sera réalisé de façon définitive, ouvrage de sortie du bassin, canalisations et regards entre le bassin et le raccordement sur extérieur seront définitifs.

Les bassins seront réalisés par terrassement des zones sur une profondeur de 2m les talus auront une pente de 3/2, l'entreprise mettra en place des bâches de protection sur les talus pour éviter le ravinement.

Le curage des bassins sera effectué de façon régulière, les boues seront évacuées. Suivant les nivellements établis il faudra mettre en place des relevages provisoires pour limiter le débit de rejet vers le réseau extérieur.

Il conviendra à l'entreprise de travaux de justifier par une note de calcul d'exécution préalable aux travaux le dimensionnement des digues périphériques aux bassins, à savoir constitution du corps de digue, réalisation de clé d'ancrage, pente des talus, revêtement des talus.

1.5. Exigences sur le dallage

1.5.1. Cellules B et C

Les exigences du dallage de la zone rack HDP et transtockeur sont formalisées dans le document établi par la Fédération Européenne de la Manutention référencé FEM 9.831.

- Tassement absolu admissible = 15 mm
- Tassement différentiel admissible $L/3000$ dans la largeur du stockage et $L/3000$ dans la longueur du stockage. Avec des cellules de 45 m de largeur et 120 m de longueur, le tassement différentiel dimensionnant est de 15 mm.
- La rotation angulaire ne doit pas dépasser $1/2000$ radians dans les zones de racks HDP et dans les zones de rails au sol. Ce critère doit impérativement être vérifié par l'ingénieur structure en charge du dimensionnement du dallage. Il n'est pas vérifié par le géotechnicien et la présente étude.

Ces données d'entrée spécifiques doivent être impérativement validées par le bureau de contrôle en phase étude. Une tolérance de déformation plus importante ($1/400$) a été validée par EDEIS et le fournisseur des transtockeurs.

NB : Dans le cas où d'autres exigences seraient présentées au cours des études plus contraignantes sur les déformées du dallage, support des équipement type transtockeur, le système de fondations préconisé dans le présent rapport pourrait être remis en cause.

1.5.2. Cellules D, E et F

Les exigences sont formalisées dans la norme NFP 11-213, autrement dénommée NF DTU 13.3 P1-1-1 révisée de décembre 2021 à savoir les tassements admissibles suivants dans le cas d'un dallage :

- Tassements absolus : $20 \text{ mm} + L1 / 2000$ (L1 : petite dimension du dallage)
- Tassements différentiels : $10 \text{ mm} + L2 / 2000$ (L2 : distance entre deux points considérés)

Selon le DCE, le tassement absolu admissible est fixé à 20 mm.

1.6. Documents communiqués

Les documents suivants nous ont été communiqués en phase AVP :

Document	Fourni par	Référence	Format	Date
Plan de situation du foncier	HAROPA	1034	pdf	10/03/2020
Plan de bornage	HAROPA	/	pdf	Non daté
Plan des réseaux enterrés	HAROPA	/	/	Non daté
Plan niveau R+1	IKEA et EDEIS	Non référencé	pdf	23-11-2020
Plan niveau RDC	IKEA et EDEIS	Non référencé	pdf	20-11-2020
Plan masse	IKEA et EDEIS	Non référencé	pdf	20-11-2020
Coupes	IKEA et EDEIS	Non référencé	pdf	20-11-2020
Plan du terrain – levé de géomètre	HAROPA	n°1024	pdf	10/02/2020
Etude géotechnique préalable – phase G1ES réalisée par FONDASOL	EDEIS et IKEA	N°PR95GT20.044 pièce n°001	pdf	25/03/2019
Rapport de diagnostic de la qualité des sols réalisé par ICF	EDEIS et IKEA	Rapport n°103851-VB - 30/06/20	pdf	01/07/2020
Rapport de traitement de la cuve et des canalisations – Rapport de fin de travaux	VALGO	20-B-95-00115	pdf	30/09/2020
Compte-rendu de contrôle et nettoyage de séparateurs HC	VALGO	20-B-95-00115	pdf	23/10/2020
Etude géotechnique préalable – phase G1 PGC réalisée par GEOTECHNIQUE SAS	Géotechnique SAS	2021-04-171-G1PGC	pdf	15/07/2021
Note d'hypothèse de charge – Structure – LIMAY CDC – IKEA - rev 02	EDEIS	/	pdf	09/12/2021
Note d'hypothèse de charge – Structure – LIMAY CDC – IKEA - rev 03	EDEIS	/	pdf	04/01/2022
Plan de principe de fondations Phase APS – n° 001 -	EDEIS	APS/001/00	pdf	28/09/2021
Plan phase APS daté du 02/11/2021 au 1/25000 – plan non indicé	EDEIS		pdf	02/11/2021

Au stade de la mission G2PRO, il nous a été transmis les documents suivants :

Dossier PC comprenant :

 Annexes Bureaux

-  ANX_BX01-Plans des bureaux - CELLULE AB
-  ANX_BX02-Plans des bureaux - CELLULE CD_N INBOUND
-  ANX_BX03-Plans des bureaux - CELLULE BC
-  ANX_BX04-Plans des bureaux - CELLULE CD_S-LSC
-  ANX_BX05-Plans des bureaux - CELLULE F-CDC
-  ANX_BX06-Plans des locaux techniques - CELLULE F_N-CDC

Annexes Entrepot

-  ANX_ENT01-Plan général RDC
-  ANX_ENT02-Plan général R+1 (+3,84m)
-  ANX_ENT03-Plan général Mezzanine (+6,20m)
-  ANX_ENT04-Plan général R+2 (+8,00m)
-  ANX_ENT05-Plan RDC sécurité incendie

Annexes VRD

-  ANX_D9D9A Note de calcul D9 et D9A
-  LI_EDEIS_APD_VRD_01_A_Plan de revêtement
-  LI_EDEIS_APD_VRD_02_A_Plan réseaux secs
-  LI_EDEIS_APD_VRD_03_A_Plan réseaux assainissement
-  LI_EDEIS_APD_VRD_04_A_Plan réseaux humides

Fichiers Volumineux

-  PC1-PLAN DE SITUATION
-  PC2 ESV-PLAN DE MASSE ESPACES VERTS
-  PC4B-NOTICE PAYSAGERE
-  PC5F-PLAN DES FACADES
-  PC5T-PLAN DES TOITURES
-  PC6-INSERTIONS PAYSAGERES
-  PC7-ENVIRONNEMENT PROCHE

Autres documents :

-  CERFA_non signé
-  PC1-PLAN DE SITUATION
-  PC2 ESV-PLAN DE MASSE ESPACES VERTS
-  PC2_VRD-PLAN DE MASSE VRD
-  PC4A-NOTICE ARCHITECTURALE
-  PC4B-NOTICE PAYSAGERE
-  PC5F-PLAN DES FACADES
-  PC5T-PLAN DES TOITURES
-  PC6-INSERTIONS PAYSAGERES
-  PC7-ENVIRONNEMENT PROCHE
-  PC8-ENVIRONNEMENT LOINTAIN
-  PC11-2-ETUDE D'INCIDENCE
-  PC11-DECISION CAS PAR CAS
-  PC12-ATTESTATION PARASISMIQUE
-  PC13-ATTESTATION PRISE EN COMPTE PPRI
-  PC14-RECIPISSE DEPOT DEMANDE D'AGREMENT
-  PC16-1-ATTESTATION RT 2012
-  PC30-REGLEMENT ZAC HAROPA PORT
-  PC31-1-ATTESTATION AMENAGEUR
-  PC33-1-REDEVANCE BUREAUX_non signé
-  220429 - IKEA LIMAY - APAVE CT - Rapport Examen 5(1)
-  LI_A26_DCE_ARC_03_A_Plan masse projet(2)
-  LI_A26_DCE_ARC_31_A_Coupes longitudinales(1)
-  LI_A26_DCE_ARC_32_A_Coupes transversales(2)
-  LI_A26_DCE_ARC_54_A_Carnet de détails(1)

Dossier Assainissement :

Notice Assainissement D9A-VRD- 2023-09-27 ind C – LIMAY IKEA ind C.

2_Plans terrassements VRD

 Plans

 PlotCfgs

 Textures

 XREF

 LI_EDEIS_DCE_VRD00

 LI_EDEIS_DCE_VRD01

 LI_EDEIS_DCE_VRD02

 LI_EDEIS_DCE_VRD03

 LI_EDEIS_DCE_VRD04-1

 LI_EDEIS_DCE_VRD04-2

 LI_EDEIS_DCE_VRD05

 LI_EDEIS_DCE_VRD06

 LI_EDEIS_DCE_VRD07-1

 LI_EDEIS_DCE_VRD07-2

 PL-VRD-DCE-10-11-2022 - Standard

 PL-VRD-DCE-10-11-2022

 PL-VRD-DCE-10-11-2022

 LI_EDEIS_DCE_Notice assainissement_01Abis

 TERRASSEMENT-VRD-DEMOLITION-CLOTURES lot 1A_22-11-22

 LI_EDEIS_DCE_VRD04-1

 LI_EDEIS_DCE_VRD04-2

 LIMAY CDC IKEA - Notice DCE ASS-D9A-VRD 2023-04-04-indA

 LIMAY CDC IKEA - Notice DCE ASS-VRD 23-11-2022-indA

Dossier structure :

 coupe massif à encivement annotée

 Fondation Plan de Coupe sur cellule 040822

 Fondation Plan de Coupe sur cellule 040822

 hardcopy

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 11-1 - Implantation Zone 1

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 11-1 - Implantation Zone 1

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 11-3 - Implantation Zone 3

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 11-3 - Implantation Zone 3

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 11-5 - Implantation Zone 5

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 11-5 - Implantation Zone 5

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 19-1 - Vue toiture Zone 1

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 19-1 - Vue toiture Zone 1

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 19-3 - Vue toiture Zone 3

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 19-3 - Vue toiture Zone 3

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 19-5 - Vue toiture Zone 5

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 19-5 - Vue toiture Zone 5

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 31 - Coupes Entrepôt

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 31 - Coupes Entrepôt

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 41 - Perspectives

 LI_EDEIS_APD_STM_R21_Entrepôt-Feuille - 41 - Perspectives

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10 - Fondations Général

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10 - Fondations Général-040822

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-BN - Fondations Cellule B NORD

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-BS - Fondations Cellule B SUD

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-BS - Fondations Cellule B SUD-040822

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-CN - Fondations Cellule C NORD

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-CN - Fondations Cellule C NORD-040822

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-CS - Fondations Cellule C SUD

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-CS - Fondations Cellule C SUD-040822

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-DN - Fondations Cellule D NORD

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-DN - Fondations Cellule D NORD-040822

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-DS - Fondations Cellule D SUD

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-DS - Fondations Cellule D SUD-040822

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-EN - Fondations Cellule E NORD

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-EN - Fondations Cellule E NORD-040822

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-ES - Fondations Cellule E SUD

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-ES - Fondations Cellule E SUD-040822

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-FN - Fondations Cellule F NORD

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-FN - Fondations Cellule F NORD-040822

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-FS - Fondations Cellule F SUD- Poste sécurité

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 10-FS - Fondations Cellule F SUD-040822

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 11-A - PH RDC Général

 LI_EDEIS_PRO_GOE_R21_Entrepôt - Feuille - 11-A - PH RDC Général-040822

 plot

- **Etudes hydrogéologiques réalisées par le service S2e** (Science de l'eau et de l'environnement) :

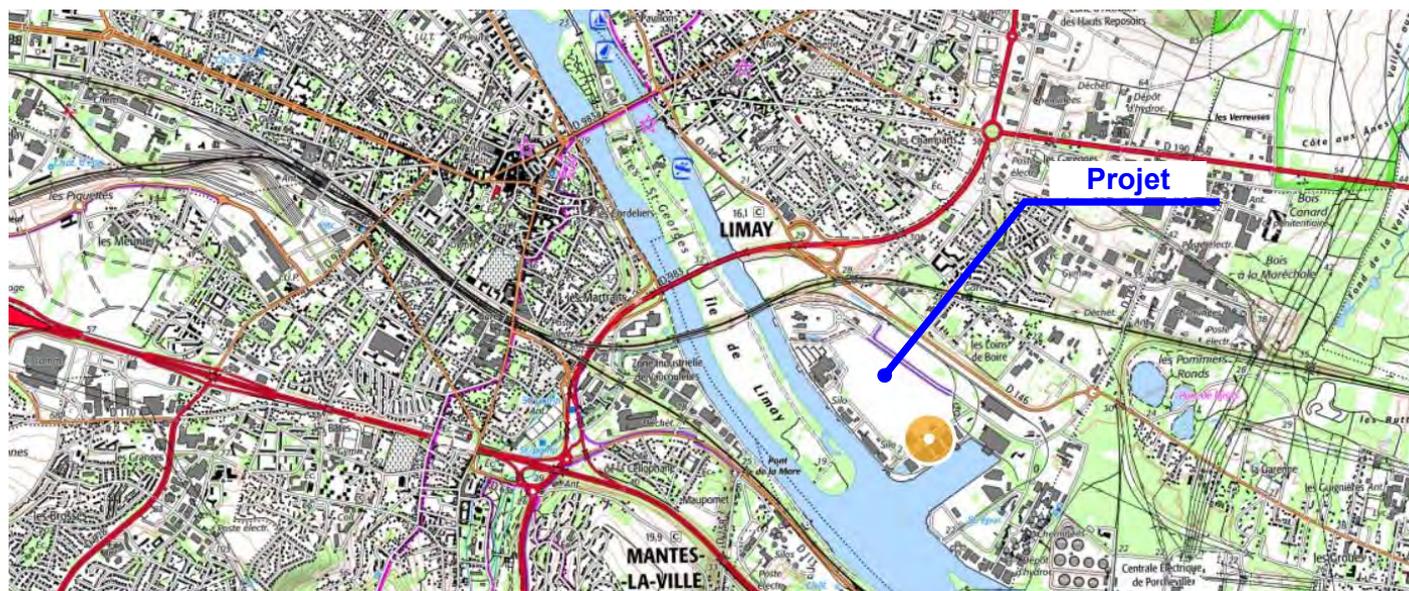
- *Rapport de pompage – Essais hydrodynamiques – Dossier n°2021/04/171/12 indice D daté du 05/12/2023 établi par GEOTECHNIQUE – Service S2e (Science de l'eau et de l'environnement).*
- *Rapport de synthèse (NPHE) – Dossier 2021-04-171/13 indice A du 17/11/2023*

1.7. Caractéristiques générales du site

1.7.1. Localisation

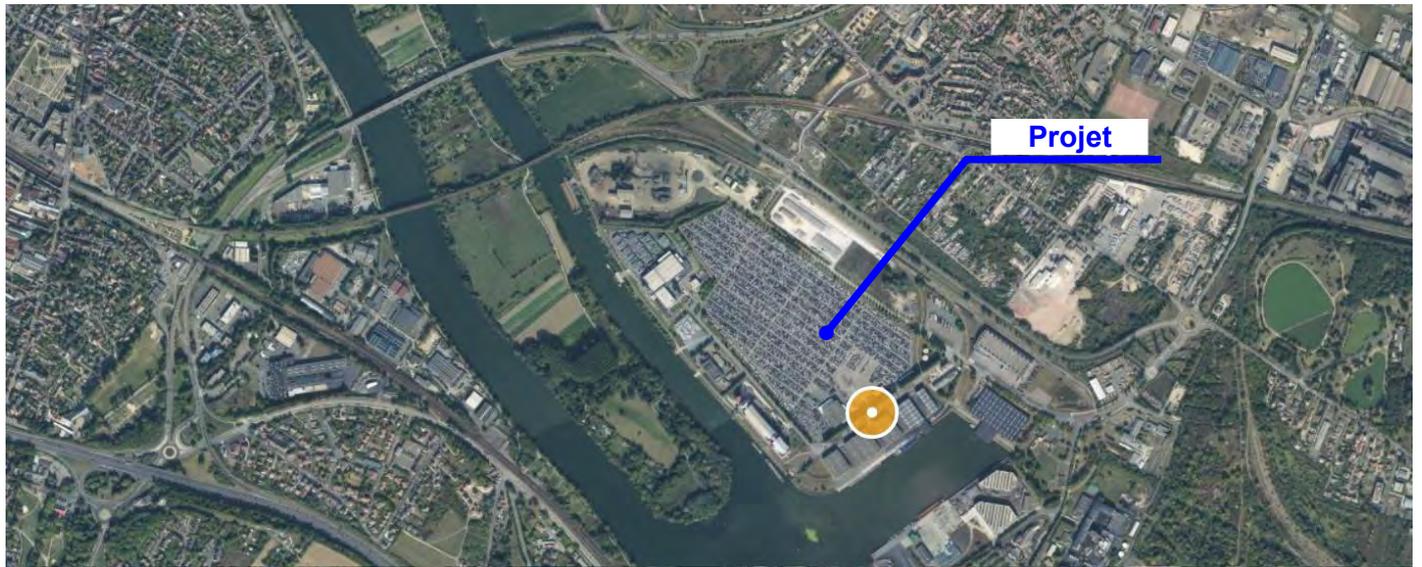
Le terrain concerné par la présente étude se situe 266, route de la Noue, sur la commune de LIMAY PORCHEVILLE (78).

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



Source : www.géoportail.fr

Ci-après, un extrait d'image aérienne avec localisation du projet :



Source : www.géoportail.fr

1.7.2. Caractéristiques de la zone d'étude

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

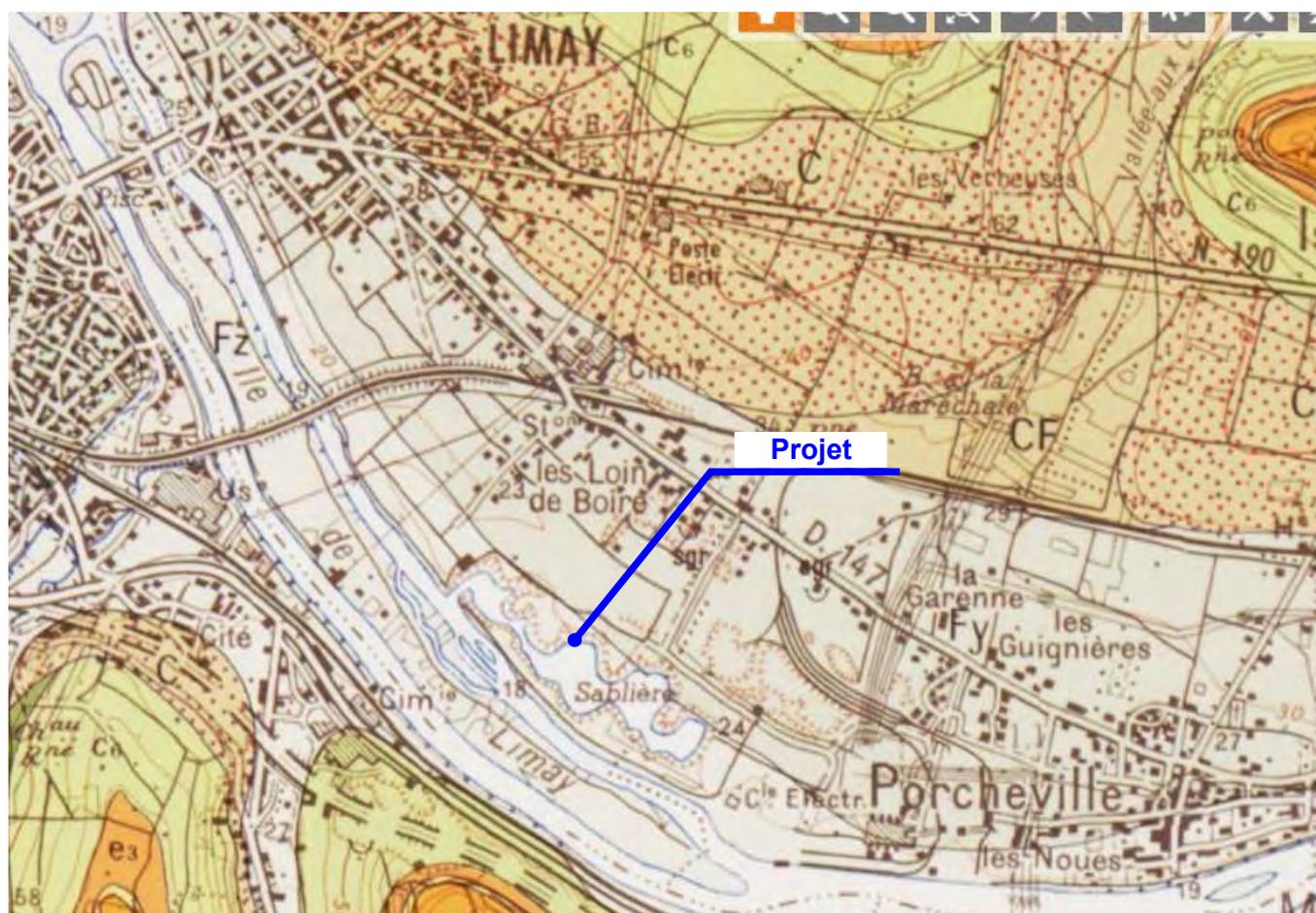
- le terrain est occupé par un parking véhicules légers dont l'activité cessera prochainement a priori,
- l'altimétrie de la parcelle varie de 20.7 m NGF à 21.8 m NGF avec un dénivelé de 1.0 m environ du Nord vers le sud Est d'après le plan topographique qui nous a été communiqué.

1.7.3. Contextes géologique & hydrogéologique

D'après les données de la carte géologique au 1/50 000 du secteur (cf. extrait inséré ci-après), la succession lithologique attendue est la suivante :

- des remblais d'aménagement,
- des remblais de comblement de l'ancienne sablière,
- les alluvions de la Seine,
- la Craie blanche du Campanien (c6) ou la craie dolomitique du Santonien-Coniacien (c4-c5).

Sur la carte géologique du secteur, une exploitation de sable est mentionnée en bordure de Seine qui concerne le terrain étudié par la présente étude.



Extrait de la carte géologique au 1/50000

1.7.4. Histoire de l'aménagement du site

Cf §1.6.4 du rapport géotechnique de l'étude G1PGC datée du 15/07/2021. Le site étudié correspond à une ancienne sablière exploitée dans les années 1960 à 1970. Des photographies aériennes sont fournies dans l'étude G1PGC.

1.7.5. Etude géotechnique précédente

cf § 1.6.5 du rapport géotechnique de l'étude G1PGC datée du 15/07/2021.

1.7.6. Etude de site et sol pollué

Le projet a fait l'objet d'une étude de site et sol pollué – Mission DIAG datée du 07/12/2023 réalisée par le bureau d'étude Bureau Sol Consultant qui fait partie du groupe géotechnique SAS. Ce rapport est en annexe 5 du dossier DAE.

1.7.7. Risques naturels

cf §1.6.6 du rapport géotechnique de l'étude G1PGC datée du 15/07/2021.

2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

2.1. Implantation et nivellement

L'implantation des sondages et essais in situ figure sur le plan d'implantation joint en annexe 3. Elle a été définie en fonction de la configuration du projet, des emprises disponibles sur le site et de la localisation des réseaux enterrés. Les têtes de sondages ont été nivelées en prenant comme références les cotes du plan topographique fourni (système IGN 69 – CC49).

Les coordonnées XYZ sont indiquées dans les en-têtes de chaque coupe de sondage fournies en annexe.

2.2. Investigations réalisées

Les investigations suivantes ont été réalisées dans le cadre de la mission G1 PGC :

Type de sondage	Référence	Cote NGF	Prof. / TN	Nb d'essais
Sondages pressiométriques Norme NF P 94-110 Enregistrement des paramètres de forage en continu	SP1	21.28	25,0 m	12
	SP2	21.77	25,0 m	12
	SP3	21.05	25,0 m	16
Sondages destructifs Enregistrement des paramètres de forage en continu	SD1+PZ	21.66	15,0 m	/
	SD2+PZ	20.79	15,0 m	/
	SD3+PZ	21.68	15,0 m	/
Sondages semi-destructifs Méthode de forage : tarière hélicoïdale continue Ø 101 mm	T101 à T116	21.63	2.0 m	Prélèvements et analyses d'échantillons dans le cadre de la mission site et sol pollué.
		21.24		
		21.36		
		21.21		
		21.51		
		21.06		
		21.56		
		21.30		
		21.46		
		21.27		
		21.72		
		21.69		
		21.68		
21.41				
20.87				
21.25				
Sondages géologiques à la pelle mécanique	PM1	21.36	2.0 m	Essai d'infiltration de type Matsuo dans chaque fouille.
	PM2	21.43	2.0 m	
	PM3	21.36	2.0 m	
	PM4	21.09	2.0 m	
	PM5	21.52	2.0 m	
	PM6	21.33	2.0 m	
	PM7	21.39	2.0 m	
	PM8	21.60	2.0 m	

Essais au pénétromètre dynamique lourd Norme NF EN ISO 22476-2 Méthode : DPSH-B	SPD1	21,28	1,8 m	/
	SPD2	21.18	4,60 m	
	SPD3	21.25	8,0 m	
	SPD4	21.48	7,0 m	
	SPD5	21.58	0,2 m	
	SPD6	21.18	7,6 m	
	SPD7	21.68	5,9 m	
	SPD8	21.26	3,8 m	
	SPD9	21.46	12,0 m	
	SPD10	21.12	10,0 m	
	SPD12	21.59	12,0 m	
	SPD16	21.41	6,2 m	
	SPD17	21.68	0,2m	
Suite à un problème technique, les essais SPD11, 13, 14, 15 n'ont pas pu être réalisés et ont donc été exécutés en phase G2AVP.				

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

Type de sondage	Référence	Cote NGF	Prof. / TN	Nb d'essais
Sondages pressiométriques Norme NF P 94-110 Enregistrement des paramètres de forage en continu	SP4	21.30	25,0 m	16
	SP5	21.45	25,0 m	16
	SP6	21.70	25,0 m	16
	SP7	21.50	25,0 m	16
	SP8	21.45	25,0 m	16
	SP9	21.55	25,0 m	16
	SP10	21.40	25,0 m	16
	SP11	21.35	25,0 m	16
	SP12	21.25	25,0 m	16
Essais au pénétromètre dynamique lourd Norme NF EN ISO 22476-2 Méthode : DPSH-B	SPD11	21.59	12.0 m	/
SPD13	21.25	8.40 m		
SPD14	21.59	12.0 m		
SPD15	21.59	12.0 m		

Les résultats détaillés des sondages et essais sont insérés en annexe 7.

Les sondages réalisés par l'entreprise Fondasol dans le cadre de l'étude préalable G1ES phase étude de site sont réutilisés dans la présente étude. Il s'agit de 16 essais au pénétromètre statique notés CPT1 à CPT16. Les diagrammes des essais sont fournis en annexe 8.

Type de sondage	Référence	Cote NGF	Prof. / TN
Essais au pénétromètre statique.	CPT1	21,3	6,96 m
	CPT2	21.2	3,80 m
	CPT 3	21.2	7,01 m
	CPT 4	21.6	1,78 m
	CPT 5	21.5	7,59 m
	CPT 6	21.5	6,37 m
	CPT 7	21.6	5,87 m
	CPT 8	21.5	2,63 m
	CPT 9	21.3	4,94 m
	CPT 10	21.7	11,06 m
	CPT 11	21.4	19,22 m
	CPT 12	21.5	2,33 m
	CPT 13	21.3	9,93 m
	CPT 14	21.7	2,40 m
	CPT 15	21.4	0,78 m
	CPT 16	21.3	4,74 m

2.2.1. Equipements piézométriques

Équipement piézométrique	Référence Sondage	Prof. / TN	Cote NGF
Piézomètre définitif fermé avec capot métallique	SD1+PZ	15,0 m	21.66
Piézomètre définitif fermé avec bouche à clé	SD2+PZ	15,0 m	20.79
Norme NF P94-157-2	SD3+PZ	15,0 m	21.68

Une sonde automatique de mesures du niveau d'eau a été installée dans le piézomètre PZ3 pour une durée de 1 an avec un pas de mesure de 1 heure (Juillet 2021 à Aout 2022). Les résultats sont présentés au §3.6 – Niveaux d'eau caractéristiques page 15.

2.2.2. Tests de perméabilité des sols

Il a été réalisé huit (8) essais de perméabilité in situ dans des fouilles à la pelle mécanique notées PM1 à PM8.

Type d'essai de perméabilité in situ	Référence	Prof. / TN
Essai Matsuo	PM1 à PM8	2,0 m

L'interprétation des essais d'infiltration fait l'objet d'analyses spécifiques réalisées par un hydrogéologue de la filiale S2e du groupe Géotechnique. L'interprétation est fournie en Annexe n°9 du rapport géotechnique G1PGC.

2.2.3. Essais en laboratoire

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

Type d'essai	Quantité
Teneur en eau naturelle - NF P94-050	3
Analyse granulométrique par tamisage - NF P94-056	3
Valeur au bleu du sol (VBS) - NF P94-068	3
Classification des sols (GTR) - NF P11-300	3
Essai de compactage à l'essai Proctor Normal - NF P94-093	2
Indice Portant Immédiat (IPI) - NF P94-078	1
CBR i avec argile sableuse traitée à 1% CaO + 5% ciment	1
Teneur en sulfates – conforme à norme EN ISO-15923-1	1
Teneur en matière organique – conforme à norme NEN 5754	1
Test d'aptitude d'un matériau au traitement – NFP 94-100	1

* Échantillons broyés prélevés dans les sondages à la tarière ou au tractopelle

** Échantillons intacts prélevés au carottier

Trois analyses chimiques ont été réalisées par un laboratoire d'analyses spécialisé sur des échantillons d'eau prélevés dans les piézomètres notés SD1+Pz, SD2+Pz, SD3+Pz. Les analyses ont porté sur les éléments chimiques permettant de définir la classe d'agressivité de l'eau vis-à-vis du béton selon la norme NF EN206.

3. SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE

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

- les paramètres de forage :
 - la vitesse d'avancement instantanée généralement fonction de la résistance mécanique des sols traversés (élevée dans les horizons « mous » à lâches et faibles dans les formations compactes),
 - la pression d'injection des fluides de forage, généralement élevée dans les terrains peu perméables (argiles, limons et roches saines),
 - la pression sur l'outil de forage ainsi que le couple de rotation moteur, peu variables mais dépendant toutefois du matériau traversé (plus élevé généralement dans les formations graveleuses ou granuleuses et abrasives).
- les échantillons remaniés prélevés à la tarière hélicoïdale avec une précision verticale de +/- 20 cm ;
- les cuttings de forage ;
- la visualisation des sols dans les sondages à la pelle (généralement limitée à 3 m de profondeur maximum ou au refus pour des raisons de capacité d'outils et de sécurité) ;
- l'observation des échantillons intacts prélevés au droit des sondages carottés ;
- les valeurs pressiométriques qui permettent de définir la compacité des sols ;
- les diagrammes de résistance dynamique de pointe qui permettent d'apprécier la compacité des sols meubles jusqu'au refus éventuel avec une mesure tous les 20 cm ;
- les essais en laboratoire, notamment la valeur au bleu ou les limites d'Atterberg qui permettent d'appréhender le degré d'argilosité des sols ;
- les analyses granulométriques des sols.

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

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

3.1. Stratigraphie du terrain - caractéristiques mécaniques

- E : Revêtement en enrobé noir

Cette formation, impropre à toute construction, correspond au **revêtement en enrobé noir** dont l'épaisseur est comprise entre 0,05 à 0,10 m.

- RB1 : Remblais d'aménagement

Cette formation correspond aux remblais d'aménagement du site constitués de **remblais de sable et graviers gris marron**. Il s'agit vraisemblablement des remblais de structure de voirie.

Les profondeurs de la base de la couche et les cotes NGF correspondantes sont insérées dans le tableau fourni en fin du présent paragraphe.

- Caractéristiques mécaniques :
 - Résistance dynamique de pointe : $1.0 \leq q_d \leq 3.0$ MPa.
 - Résistance de pointe $0.1 \leq q_c \leq 38.3$ MPa
 - Résistance de pointe moyenne $q_c = 4.7$ MPa

- RB2 : Remblais de comblement de sablière

Cette formation correspond aux **remblais de comblement de sablière** dont la nature est majoritairement constituée de sable graveleux et d'argile. Deux plans d'implantation des sondages ont été réalisés permettant de mettre en évidence les extensions maximales de la sablière. Le 1^{er} plan a été réalisé sur une vue aérienne de 1971 et le second sur une vue aérienne de 1973.

Les profondeurs de la base de la couche et les cotes NGF correspondantes sont insérées dans le tableau fourni en fin du présent paragraphe.

- Aspect visuel hétérogène : Sable argileux passant à une argile sableuse ou du sable graveleux.
- Caractéristiques mécaniques :
 - Pression limite : $0.11 \leq p_i^* \leq 1.92$ MPa,
 - Pression limite moyenne $p_i^* \text{moyen} = 0.59$ MPa (38 valeurs)
 - Module pressiométrique (E_M) : $0.18 \leq E_M \leq 24.4$ MPa,
 - Module pressiométrique moyen ($E_M \text{moyen}$) = 5.07 MPa (38 valeurs)
 - Résistance de pointe $0.2 \leq q_c \leq 35.7$ MPa
 - Résistance de pointe moyenne $q_c = 2.1$ MPa
 - Résistance dynamique de pointe : $3 \leq q_d \leq 30$ MPa.

- AA : Alluvions anciennes

Dans les études géotechnique G1ES et G1PGC, deux sous-couches de compacité différentes ont été distinguées dans la couche principale **d'alluvions anciennes**. Afin de réaliser une coupe synthétique au vu du plus grand nombre de sondages et de mesures de compacité, les 2 couches d'alluvions anciennes de nature identique et de compacité différente seront regroupées dans la suite de l'analyse.

La couche d'alluvions anciennes (AA), dont le faciès s'apparente à du **sable beige marron jaune** présente une compacité moyenne à bonne voire très bonne.

Les profondeurs de la base de la couche et les cotes NGF correspondantes sont insérées dans le tableau fourni en fin du présent paragraphe.

- Caractéristiques mécaniques :
 - Pression limite : $0.27 \leq p_i^* \leq 4.84$ MPa,
 - Pression limite moyenne $p_i^* \text{moyen} = 2.38$ MPa (36 valeurs)
 - Module pressiométrique (E_M) : $1.34 \leq E_M \leq 93.3$ MPa,
 - Module pressiométrique moyen ($E_M \text{moyen}$) = 21.1 MPa (36 valeurs)
 - Résistance de pointe $0.6 \leq q_c \leq 21.7$ MPa
 - Résistance de pointe moyenne $q_c = 5.5$ MPa

➤ C1 : Craie tendre et altérée blanc beige

Deux sous-couches de compacité différentes ont été distinguées dans la couche principale de craie. La couche C1 correspond à la couche de **craie tendre et altérée** de couleur blanc-beige.

Les profondeurs de la base de la couche et les cotes NGF correspondantes sont insérées dans le tableau fourni en fin du présent paragraphe.

- Pression limite : $0.45 \leq p_i^* \leq 2.06$ MPa,
- Pression limite moyenne $p_i^* \text{moyen} = 1.37$ MPa (21 valeurs)
- Module pressiométrique (E_M) : $5.4 \leq E_M \leq 26.5$ MPa,
- Module pressiométrique moyen ($E_M \text{moyen}$) = 13.6 MPa (21 valeurs)
- Résistance de pointe $2.1 \leq q_c \leq 21.6$ MPa
- Résistance de pointe moyenne $q_c = 7.2$ MPa

➤ C2 : Craie raide blanc beige

La couche C2 correspond à la couche de **craie saine** de couleur blanc-beige.

- Pression limite : $0.23 \leq p_i^* \leq 5.47$ MPa,
- Pression limite moyenne $p_i^* \text{moyen} = 3.05$ MPa (85 valeurs)
- Module pressiométrique (E_M) : $9.9 \leq E_M \leq 307$ MPa,
- Module pressiométrique moyen ($E_M \text{moyen}$) = 52.8 MPa (85 valeurs)
- Résistance de pointe $7.6 \leq q_c \leq 43.2$ MPa
- Résistance de pointe moyenne $q_c = 16.4$ MPa

Les profondeurs de la base de la couche et les cotes NGF correspondantes sont insérées dans le tableau fourni ci-après.

	CPT1			CPT2			CPT3			CPT4		
	prof base	cote base	épaisseur									
Couche lithologique												
niveau du TN	21,3											
Enrobé + RB1 (plateforme)	2,4	18,9	2,4	1,9	19,4	1,9	2,7	18,6	2,7	1,8	19,8	1,8
RB2	3,1	18,2	0,7	3,2	18	1,4						
AA	7	14,3	1,1	3,8	17,4	0,6	7	14,2	0,8			
C1												
C2												
	CPT5			CPT6			CPT7			CPT8		
	prof base	cote base	épaisseur									
Couche lithologique												
Enrobé + RB1 (plateforme)	1,4	20,1	1,4	0,9	20,6	0,9	2,3	19,3	2,3	1,8	19,7	1,8
RB2	5,6	16	4,2	1,2	20,3	0,3	4,4	17,2	2,1	2,6	18,9	0,8
AA	7,6	13,9	0,9	6,4	15,1	3,1	5,9	15,7	0,3			
C1												
C2												
	CPT9			CPT10			CPT11			CPT12		
	prof base	cote base	épaisseur									
Couche lithologique												
Enrobé + RB1 (plateforme)	2,1	19,2	2,1	2,5	19,3	2,5	2,2	19,3	2,3	1,5	20	1,5
RB2	4,9	16,4	2,8	7,8	13,9	5,4	4,7	17,2	2,1	2,3	19,2	0,8
AA							8,1	13,3	3,4			
C1							16,1	5,4	8			
C2							19,2	2,2	3,2			
	CPT13			CPT14			CPT15			CPT16		
	prof base	cote base	épaisseur									
Couche lithologique												
Enrobé + RB1 (plateforme)	2	19,3	2,1	1,4	20,3	1,4	0,8	20,6	2,3	2,1	19,3	2,1
RB2	8,6	12,8	2,8	2,4	19,3	1				4,7	16,6	2,7
AA	9,9	11,4	0,4									
C1												
C2												

Tableau n°1 de synthèse géologique des épaisseurs et profondeurs de couches géologiques.

Rappel de la légende :

- RB1 : Remblais d'aménagement
- RB2 : Remblais de comblement de sablière (sable argileux passant à un sable graveleux)
- AA : Alluvions anciennes
- C1 : Craie tendre et altérée
- C2 : Craie saine

	PM1			PM2			PM3			PM4		
Couche lithologique	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur
Enrobé + RB1 (plateforme)	1	20,4	1	1	20,4	1	1	20,4	1	1,35	19,7	1,35
RB2	2	19,4	1	2	19,4	1	2	19,4	1	2	19,1	0,65
	PM5			PM6			PM7			PM8		
Couche lithologique	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur
Enrobé + RB1 (plateforme)	1,5	20	1,5	1	20,3	1	1,3	20,1	1,3	2	19,6	2
RB2	2	19,5	0,5	1,8	19,5	0,8	2,1	19,3	0,8			
	T101 à 116											
Couche lithologique	prof base	cote base	épaisseur									
Enrobé + RB1 (plateforme)	0,5	20	1,5									
RB2	2	19,5	0,5									
	SP1			SP2			SP3			SP4		
Couche lithologique	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur
Enrobé + RB1 (plateforme)	0,4	21,4	0,4	1,6	20,2	1,6	1	20,1	1	0,5	20,8	0,5
RB2	7	14,8	6,6	7	14,8	5,4	10	11,1	9	7	14,3	6,5
AA	10	11,8	3	9,2	12,6	2,2	11	10,1	1	10,8	10,5	3,8
C1	17,4	4,4	7,4	14,2	7,6	5						
C2	26,7	-4,9	9,3	25	-3,2	10,8	25	-4,0	14	25,5	-4,2	14,7
	SP5			SP6			SP7			SP8		
Couche lithologique	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur
niveau du TN												
Enrobé + RB1 (plateforme)	0,5	20,95	0,5	0,5	21,2	0,5	0,5	21,0	0,5	0,5	20,95	0,5
RB2	4	17,45	3,5	5	16,7	4,5	4	17,5	3,5	5,8	15,65	5,3
AA	11	10,45	7	10	11,7	5	10,5	11	6,5	11,5	9,95	5,7
C1	12	9,45	1	14	17,7	4						
C2	25,3	-3,85	13,3	25	-3,3	11	25,1	-3,6	14,6	25,2	-3,75	14,3
	SP9			SP10			SP11			SP12		
Couche lithologique	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur	prof base	cote base	épaisseur
niveau du TN												
Enrobé + RB1 (plateforme)	0,5	21,1	0,5	0,5	20,9	0,5	0,5	20,9	20,4	0,5	20,75	0,5
RB2	3,6	18,0	3,1	5,5	15,9	5	5	16,4	11,4	4	17,25	3,5
AA	11	10,6	7,45	10,3	11,1	4,8	10,1	11,3	5,2	10,5	10,75	6,5
C1	13	8,6	2				17	4,4	-12,7	17	4,25	6,5
C2	25,2	-3,7	12,2	25	-3,6	14,7	25,5	-4,2	-29,7	25,2	-3,95	8,2

Suite du tableau n°1 de synthèse géologique des épaisseurs et profondeurs de couches géologiques.

3.2. Résultats d'essais en laboratoire

Le tableau suivant présente les résultats des essais en laboratoire d'identification :

Sondage	PM8	PM5	PM5
Propriétés physiques des sols			
Id. formation	RB2	RB2	RB2
Nature de sol	Sable graveleux	Argile limoneuse	Argile limoneuse
Profondeur	0.5 à 1.2 m	0.5 à 1.0 m	0.5 à 1.2 m
Teneur en eau naturelle W_{nat} (%)	3.7 %	40.4 %	30.9%
Valeur au bleu du sol VBS	0.06	3.4	2.82
Passant 80 μ m	5.3 %	88.9%	30.9%
Classe GTR	D3	A2	A2

Dans les remblais de surface, on distingue selon les résultats des sondages à la pelle mécanique notamment des sols à dominante argileuse de classe A2 et des matériaux à dominante graveleuse de classe D3.

3.3. Sensibilité au retrait-gonflement des sols argileux

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

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

L'Activité des argiles selon LAUTRIN correspond à la VBS divisée par le passant à 2 μm (établi par sédimentométrie : $100 \text{ VBS} / \%_{2\mu\text{m}}$)

Le tableau ci-dessous rappelle les caractéristiques obtenues :

Sol	Passant à 80 μm (%)	Valeur au bleu VBS	Sensibilité du sol à la variation de volume
RB2	88.9	3.4	MOYEN
RB2	30.9	2.8	FAIBLE

Il résulte que les sols en place sont faiblement à moyennement sensibles au phénomène du retrait-gonflement. Vu la nature du projet et la faible proportion de sols argileux, les résultats de ces mesures n'amèneront pas de dispositions constructives spécifiques.

3.4. Agressivité de l'eau sur le béton

Les analyses chimiques effectuées sur l'eau de la nappe prélevée dans les 3 piézomètres du site donnent des résultats fournis en annexe 8 du présent rapport.

La classe correspondante à retenir est XA1 au niveau du prélèvement d'eau réalisé en PZ1.

La classe correspondante à retenir est XA2 au niveau du prélèvement d'eau réalisé en PZ2.

La classe correspondante à retenir est XA2 au niveau du prélèvement d'eau réalisé en PZ3.

Nous proposons de retenir la classe XA2 pour le béton des infrastructures c'est-à-dire un environnement d'agressivité chimique modérée ;

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

3.5. Niveaux des eaux souterraines

Lors de notre intervention, trois piézomètres ont été installés dans les forages notés SD1+PZ, SD2+PZ et SD3+PZ.

Les niveaux d'eau mesurés ponctuellement dans les piézomètres, en date du 01/07/2021, du 28/10/2021 et du 11/01/2022, sont récapitulés ci-après :

Date	Référence	01/07/2021		28/10/2021		11/01/2022		
		Cote T.N. (m N.G.F.)	Profondeur du niveau d'eau (m)	Cote du niveau d'eau (m N.G.F.)	Profondeur du niveau d'eau (m)	Cote du niveau d'eau (m N.G.F.)	Profondeur du niveau d'eau (m)	Cote du niveau d'eau (m N.G.F.)
	SD1+PZ	21.7	4.1	17.6	4,1	17.6	3,9	17.8
	SD2+PZ	20.8	3.2	17.6	3,3	17.5	3,1	17.7
	SD3+PZ	21.7	4.0	17.7	4,1	17.6	3,9	17.8

D'autres relevés intermédiaires ponctuels ont été réalisés et sont extraits du rapport de S2e :

Niveau d'eau	20/07/2021	21/12/2021	14/06/2022	31/08/2022
PZ1	17,6 m NGF	17,55 m NGF	17,6 m NGF	17,5 m NGF
PZ2	17,6 m NGF	17,55 m NGF	17,6 m NGF	17,6 m NGF
PZ3	17,6 m NGF	17,57 m NGF	17,56 m NGF	17,45 m NGF

Les niveaux d'eau observés sont en relation avec la nappe d'accompagnement de la Seine qui est sujette à des fluctuations saisonnières.

Un suivi piézométrique de 12 mois a été réalisé par S2e du 21/07/2021 au 31/08/2022. La chronique piézométrique au droit de cet ouvrage (PZ3) est présentée ci-dessous.

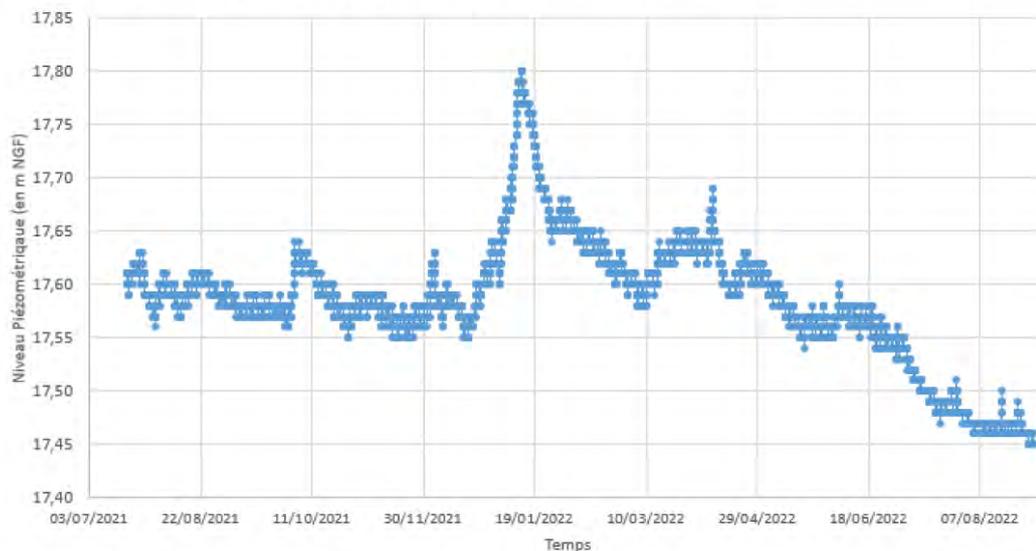


Figure 13 : Chronique piézométrique au droit de l'ouvrage PZ3 (Source : S2e)

Cette étude a permis de déterminer une cote des niveaux d'étiage (NE) à +17.45 NGF puis définir la cote des NPHE. Ces niveaux sont présentés dans le tableau ci-après extrait du rapport de S2e :

Estimation des niveaux remarquables			
Niveaux remarquables	Niveau actuel / Niveau quasi-permanent	EB	17,45 m NGF
	Niveau fréquent	EF10	18,72 m NGF
	Hautes eaux communes	EH50	19,36 m NGF
	Hautes eaux exceptionnelles	EE100	19,71 m NGF
	Hautes eaux exceptionnelles en cas de crue débordante	EE = EI	21,15 m NGF

3.6. Perméabilité des sols

Des essais d'infiltration de type Matsuo ou à la fosse ont été réalisés au droit des sondages à la pelle mécanique, notés PM1 à PM8 au droit des emplacements envisagés pour des ouvrages de type noues et bassins.

Les résultats ont fait l'objet d'un compte-rendu d'analyse fourni en Annexe n°9 du rapport d'étude géotechnique de mission G1PGC (référence 2021-04-171 G1PGC du 15/07/2021).

La synthèse des résultats est fournie ci-après :

Les valeurs de perméabilité mesurées sont les suivantes :

Point de mesure	Profondeur de l'essai	Charge hydraulique initiale	Nature de sol	K	
				(mm/h)	(m/s)
KM1	2,0 m	0,5 m	Sable argileux gris bleu à noirâtre, odeur d'hydrocarbures	15,3	4,3.10 ⁻⁶
KM2	2,0 m	0,7 m	Sable argileux gris bleu à noirâtre, odeur d'hydrocarbures	11,4	3,2.10 ⁻⁶
KM3	2,0 m	0,5 m	Sable argileux gris bleu	2,5	6,8.10 ⁻⁷
KM4	2,0 m	0,3 m	Remblais sableux beige clair à silex et briques	209,9	5,8.10 ⁻⁵
KM5	2,0 m	0,2 m	Sable graveleux beige clair	116,0	3,2.10 ⁻⁵
KM6	1,8 m	0,3 m	Argile et sable argileux marron à verdâtre	15,8	4,4.10 ⁻⁶
KM7	2,1 m	0,4 m	Sable limono-graveleux marron à jaunâtre	12,9	3,6.10 ⁻⁶
KM8	2,0 m	0,2 m	Sable graveleux beige clair	73,4	2,0.10 ⁻⁵

L'étude d'infiltration indique que la perméabilité est relativement hétérogène sur l'ensemble du site. Les perméabilités sont très faibles dans les sols superficiels avec des coefficients de perméabilité de l'ordre de 1.10⁻⁶ m/s.

On notera la présence de pollution du sol au droit du projet et la présence d'une nappe à faible profondeur ne permettant pas d'avoir 1.0m de sols non saturés entre le niveau de la nappe et la base des ouvrages de rétention/ infiltration, c'est-à-dire de respecter une des préconisations et conditions de faisabilité énoncées dans le document CERTU – la ville et son Assainissement. Les autres raisons de la non possibilité d'infiltrer les eaux pluviales du projet dans le sol est le caractère inondable de la parcelle à une cote de 21.15m NGF. Une solution de rétention avec débit de fuite régulé sera impérativement retenue dans le cadre du projet

Il conviendra de se référer au guide technique francilien sur la gestion des eaux pluviales (document dénommé Elaboration et instruction des dossiers relatifs à la gestion et aux rejets des eaux pluviales établi par la DRIEE Ile de France datant d'Aout 2020 pour la définition des ouvrages de rétention des eaux pluviales en fonction du type de pluie (pluie faible à pluie forte).

3.7. Conditions sismiques

3.7.1. Données réglementaires – classe de sol

Selon le décret n°2010-1255 et la norme NF EN 1998 (EUROCODE 8), le niveau d'aléa ainsi que l'accélération du sol « au rocher » de référence ont été définis au § 3.7 du rapport de mission géotechnique G1PGC à savoir :

- Zone 1 – Niveau d'aléa très faible, accélération a_{gr} (m/s²) = 0.4 m/s²
- Classe de sols : C
- Coefficient de sol S = 1.5
- La catégorie d'importance du bâtiment est II correspondant à la définition : « Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes ». Cette catégorie d'importance devra être vérifiée et validée le cas échéant par le Maître d'ouvrage, le maître d'œuvre et le bureau de contrôle.

3.7.2. Risque de liquéfaction des sols

La liquéfaction des sols sous séisme est un mécanisme de rupture brutal qui advient dans les sols peu consistants saturés, durant des mouvements oscillatoires sismiques forts et qui se traduit par une forte réduction de la contrainte verticale effective qui règne dans le sol et par conséquent par une perte de la capacité portante du sol.

Le site étant classé en zone sismique 1 (très faible), l'étude de la liquéfaction des sols n'est pas requise d'après l'arrêté n°2010-1255 du 22/10/2010.

4. APPLICATIONS GEOTECHNIQUES AU STADE PROJET

4.1. Modèle géotechnique retenu

Le profil correspondant retenu est présenté dans le tableau suivant :

Id.	Nature du sol	Prof. de base (m)	γ' (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	q_d (MPa)	q_c (MPa)	Valeurs pressiométriques		α	Es (MPa)
							p_l^* (MPa)	E_M (MPa)		
RB	Remblais	7.0	18	10	1 à 3	1 à 2	0.3	3	0.50	6
AA	Alluvions	11.5	18	10	2 à 11	6 à >10	0.8	8	0.50	16
C1	Craie altérée	17.4	18	10	-	6	1.0	10	0.50	20
C2	Craie compacte	-	18	18	-	> 15	2.0	25	0.50	50

γ' : poids volumique effectif / γ_d : poids volumique déjaugé / p_l^* : pression limite nette
 E_M : module pressiométrique / q_d / q_c : résistances dynamiques de pointe (pénétromètre dynamique et CPT)
 α : coefficient rhéologique du sol / Es : module de déformation du sol

4.2. Avis sur la synthèse géotechnique

L'ensemble du site est recouvert de remblais d'aménagement (RB1) constitués d'une structure de chaussée reposant sur des matériaux argileux et des remblais de nature sablo-graveleuse qui ont aussi été mis en évidence jusqu'à des profondeurs de 1.0 à 2.5 m environ. Ces matériaux de remblais (RB2) ont été a priori mis en œuvre au droit de l'ancienne sablière.

Les deux plans de sondages insérés en Annexe n°5 et n°6 mettent en évidence l'emprise de la sablière en 1971 et en 1973, c'est-à-dire a priori à des périodes correspondant aux emprises maximales de la sablière. Les matériaux de comblement sont hétérogènes et présentent des natures lithologiques diverses, allant de l'argile sableuse avec des éléments divers (morceaux de brique et plâtre, béton, mâchefer, cendres, enrobé..) à du sable +/- graveleux localement.

La compacité des remblais d'aménagement (RB1) est hétérogène, localement bonne mais principalement faible. La compacité des remblais de comblement de sablière (RB2) est faible à moyenne.

Les alluvions (AA) présentent une compacité moyenne à très bonne et un faciès de sable beige marron jaune. La craie (faciès C1 et C2) constitue le substratum de couleur blanc beige présentant une frange tendre et altérée en partie supérieure de la couche. L'épaisseur de craie altérée est variable. Le suivi piézométrique ainsi que l'étude hydrogéologique a permis de déterminer une cote des NPHE à +21.15 NGF.

4.3. Niveaux caractéristiques des eaux souterraines

En l'absence de données historiques suffisantes concernant les eaux souterraines, trois piézomètres ont été installés sur le site et un suivi du niveau d'eau a été réalisé sur une période de 1 an avec l'installation d'une sonde de mesures automatiques au droit du piézomètre PZ3.

La nappe varie entre les cotes 17.45 m et 17.75 m NGF (variation saisonnière) sur la période observée, avec les relevés ponctuels.

Le service hydrogéologie de Géotechnique dénommé S2e a réalisé plusieurs études sur le sujet des niveaux caractéristiques de la nappe et le sujet du rabattement de nappe nécessaire pour la phase provisoire des travaux. Il conviendra de s'y référer (Annexe A et A bis du DAE).

Nous rappelons que le site situé en bordure de la seine est inondable, avec une cote définie au PPRI (Plan de prévention des risques d'inondation) à la cote de 21.15 m.

4.4. La zone d'influence géotechnique (ZIG)

Compte tenu de la topographie sensiblement plane du secteur du projet et des caractéristiques des ouvrages à réaliser sans locaux enterrés, et de l'absence de mitoyens et avoisinants proches, l'impact du projet en phase travaux et en phase d'exploitation est théoriquement limité au tènement du projet, excepté à l'Est du site où il est prévu la création d'un bassin et au Nord où il est prévu également un bassin. Compte tenu des cotes de fond retenues et en considérant une distance d'influence de l'ordre de 3 fois la hauteur des talus en déblais, le terrassement des bassins aura un impact jusqu'à une distance de 6 m de la crête du bassin. Par conséquent le projet de bassin aura un impact sur la rue de la noue.

Les conditions d'aménagement des talus sont à définir par une étude de stabilité spécifique en vue de déterminer les coefficients de sécurité au glissement et les dispositions constructives d'accompagnement (renforcements, drainage, végétalisation, entretien...) en phase de réalisation et en service.

4.5. Adaptations du projet aux conditions géotechniques

Ci-après, nous récapitulons les principales contraintes du projet au regard des conditions géotechniques du terrain et du contexte local.

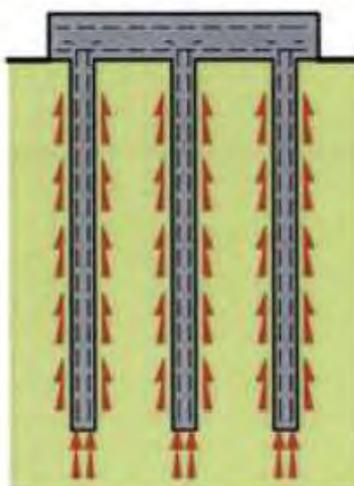
- La réalisation d'un bâtiment logistique sans niveaux de sous-sol avec des surcharges élevées au stade actuel des études qui sont fournies dans la note d'hypothèse de charge structure rev 03 du 04/01/2022.

Les surcharges d'exploitation sur dallages prévues sont :

- zone de quai : 20 kN/m²
 - zone de locaux techniques : 5 à 20 kN/m²
 - zone de rack traditionnels : cf note d'hypothèse de charge structure rev 03 du 04/01/2022.
 - zone de transtockeurs : cf note d'hypothèse de charge structure rev 03 du 04/01/2022.
- La réalisation de stockage HDP et transtockeurs, c'est-à-dire des éléments mobiles dont les fournisseurs exigent une très faible déformation de la dalle support afin de garantir le bon fonctionnement du dispositif. L'exigence de très faibles déformations est formalisée dans le document établi par la FEM (Fédération Européenne de la Manutention). La règle FEM 9.831 définit des tolérances plus exigeantes que la norme NFP 11-213 du dallage (révisée en décembre 2021).
 - La présence de remblais hétérogènes sur de fortes épaisseurs de faible compacité et parfois très hétérogène également.
 - La présence de sols pollués (cf étude INFOS + DIAG fournie en annexe du rapport d'étude géotechnique G1PGC).
 - La présence de vestiges de fondations enterrés dans l'emprise de l'ouvrage.

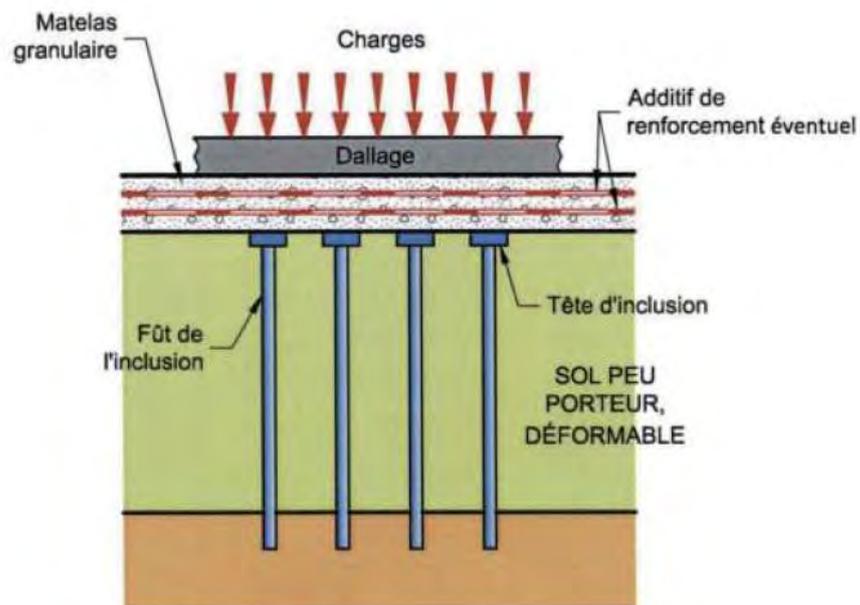
Compte tenu de ces éléments, les orientations techniques qu'il convient de retenir sont les suivantes :

- la réalisation d'un mode de fondations profondes sous les appuis de structure étant donné les descentes de charges élevées.



Fondation sur pieux

- la réalisation d'un renforcement du sol par inclusions rigides dans le but de permettre la réalisation de dallages sur terre-plein.
Le croquis issu des recommandations ASIRI illustre le principe constructif :



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

4.6. Principes généraux de terrassements

4.6.1. Travaux préparatoires

4.6.1.1. *Décapage de surface*

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

4.6.1.2. *Travaux de démolitions*

Les démolitions prévues devront comprendre l'extraction complète des soubassements des bâtiments à démolir notamment et ouvrages enterrés avec comblement des cavités induites à l'aide de matériaux d'apport correctement compactés. Un dossier de recolement de ces travaux sera réalisé et transmis aux différents interlocuteurs de façon à ce que les travaux .

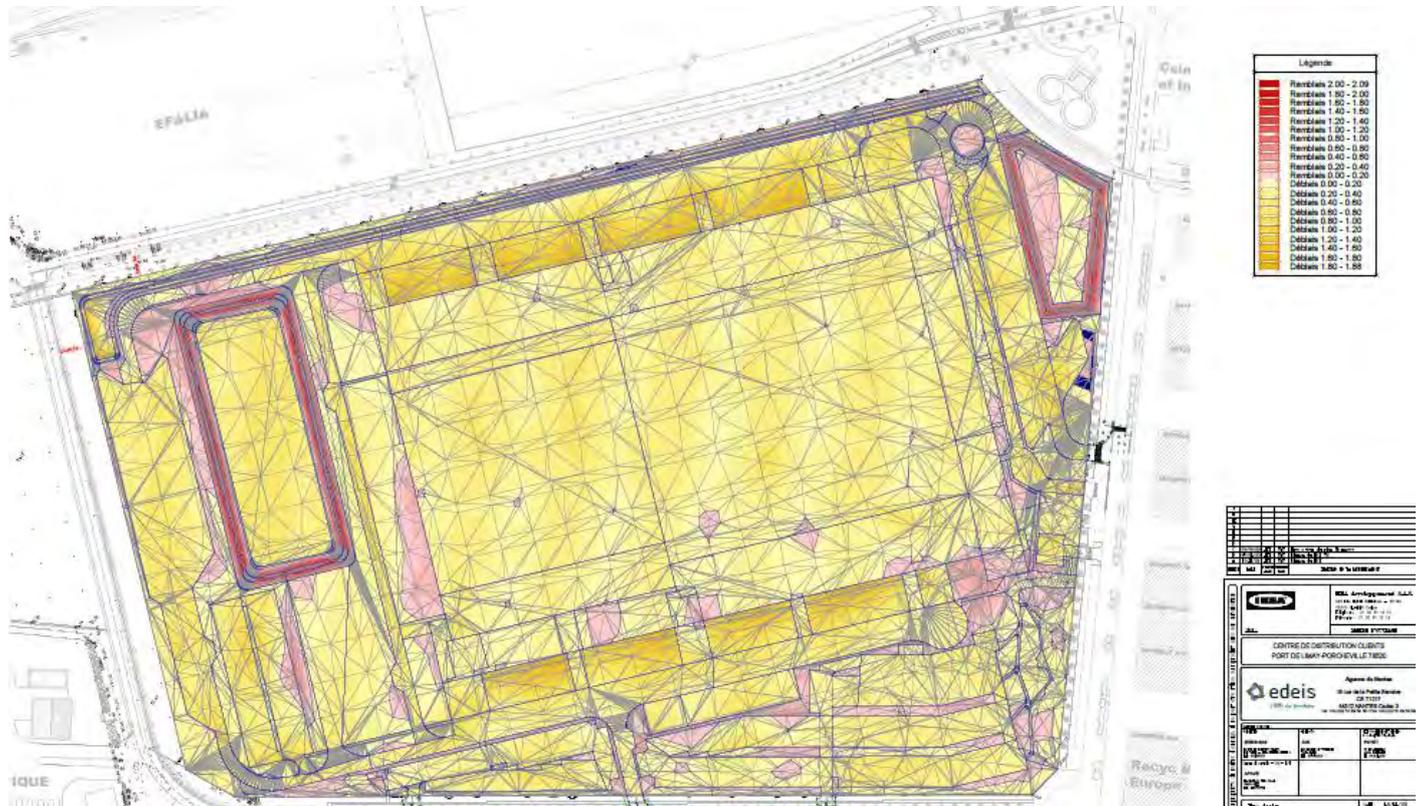
4.6.2. Aménagement des plateformes

Le terrain naturel au droit du site se situe entre les cotes 21.6 et 20.8 m sachant que le niveau fini du projet se situera à la cote 21.87 m NGF. En considérant un niveau de fond de forme à 21.17 m, c'est-à-dire un dallage en béton de 25 cm d'épaisseur et une couche de forme de 50 cm en matériaux d'apport qui servira de matelas de répartition mis en place entre le dallage et les têtes des inclusions, les terrassements seront en légers déblais/remblais.

Les caractéristiques des matériaux du matelas de répartition doivent respecter les recommandations ASIRI – Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales datant de 2012.

Les travaux de terrassement seront principalement en déblai et localement en remblai. Le maitre d'œuvre a établi un plan de terrassement dont un extrait est joint ci-après. Il illustre les hauteurs de déblai et de remblai en fonction du niveau fini à 21.87 m fini (hors emprise du bâtiment).

Extrait du plan de terrassement Lot Voirie Réseaux divers – plan indice C du 08/08/23 établi par EDEIS.



4.6.2.1. **Drainage du terrain**

Les sols impactés par les terrassements sont de nature sableuse et limoneuse c'est-à-dire sensibles à l'eau et leur portance peut se dégrader rapidement.

Nous rappelons que les niveaux d'eaux souterraines ont été relevés lors de la réalisation des sondages entre 3.2 et 4.2 m de profondeur par rapport au niveau du terrain actuel (cotes 17.48 à 17.63 m NGF). Le niveau des eaux souterraines étant susceptible de remonter, on pourra s'attendre à la présence d'eau sous le fond de forme dans les zones en déblais importants.

Compte tenu de la sensibilité des sols à l'eau, il faudra procéder au drainage du terrain par un dispositif de collecte et d'évacuation des eaux au moyen de tranchées, fossés, rigoles, drains et pompage **des eaux de ruissellements** si nécessaire pour éviter tout arrêt de chantier en période pluvieuse.

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

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

4.6.2.2. **Réalisation des déblais**

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

4.6.2.3. **Fond de forme**

D'après le calage altimétrique du projet et en tenant compte des terrassements nécessaires et des remblais techniques, il apparaît que le niveau de fond de forme devrait se situer vers la cote 20.80 m à 20.95 m NGF.

A ce niveau altimétrique, on devrait rencontrer des sols à dominante sableuse et argileuse de faible à moyenne consistance.

En cas de portance insuffisante du fond de forme après décapage et drainage du terrain (en cas de conditions météorologiques défavorables par exemple), il faudra envisager son renforcement par une des techniques suivantes :

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

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

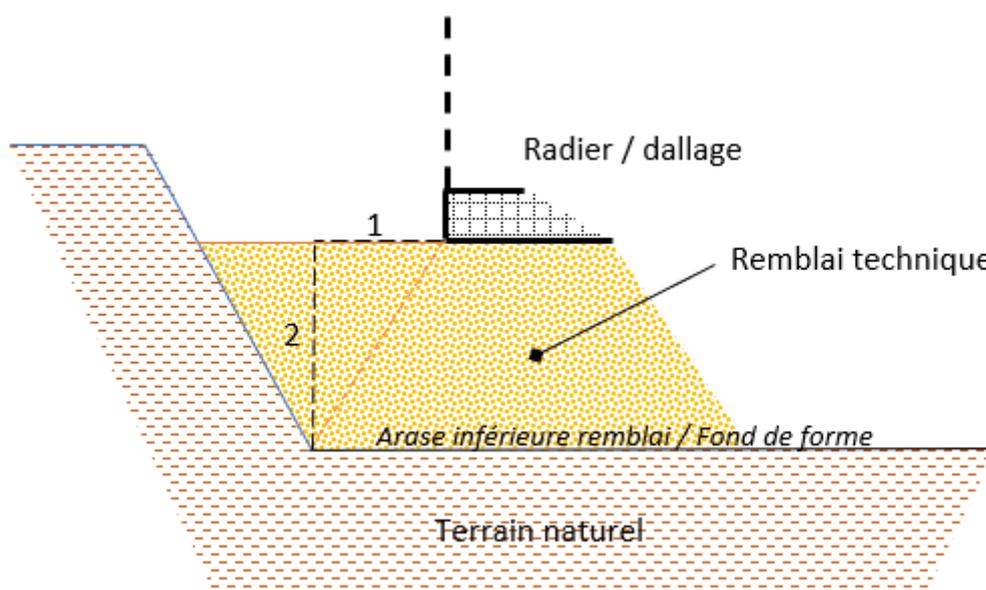
D'une manière générale, en vue de préserver la qualité des plateformes, il sera nécessaire de réaliser les travaux par temps sec. Lors des intempéries des arrêts de chantier sont à respecter.

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

4.6.2.4. **Réalisation des remblais techniques**

Les remblais techniques serviront de support au dallage/radier.

Ils devront déborder de part et d'autre du projet. La largeur minimale de débord par rapport aux arêtes extérieures des structures au sol devra correspondre à la moitié de la hauteur de remblais technique du projet (cf. schéma ci-dessous).



Les conditions d'exécution des remblais devront être conformes au « Guide des Terrassements Routiers – Réalisation des remblais et des couches de forme (LCPC-SETRA de septembre 1992 et modificatif de 2000) » et/ou aux recommandations « Caractéristiques des matériaux de remblais supports de fondations » du L.C.P.C.

L'épaisseur de chacune des couches mises en œuvre ne dépassera pas les valeurs limites indiquées dans les recommandations GTR, en tenant compte de la classe de sol et du type d'engin de compactage utilisé.

Un contrôle régulier sera nécessaire au fur et à mesure de l'avancement de l'élévation du remblai. Ce contrôle est à prévoir à chaque couche unitaire d'apport, et au minimum tous les 50 cm d'épaisseur.

Les critères de réception du remblai par essais à la plaque \varnothing 60 cm, selon le mode opératoire du L.C.P.C., devront être les suivantes :

- Sur la première couche (inférieure) :
 - un module EV2 \geq 30 MPa,
 - EV2/EV1 \leq 2.
- Sur la dernière couche :
 - un module EV2 \geq 50 MPa,
 - EV2/EV1 \leq 2.

Ces travaux doivent faire l'objet de contrôles réguliers de portance au moyen d'essais à la plaque et de contrôle final au pénétromètre ou au pressiomètre selon la nature des matériaux et l'épaisseur des remblais mis en œuvre.

4.6.3. Conditions de réemploi des matériaux du site

Nous rappelons que les sols du site qui seront recoupés par les opérations de terrassement en déblais sont les remblais de nature sableuse et graveleuse, de classe GTR D3 et des argiles limoneuses de classe GTR A2.

Les sols intermédiaires dénommés sable limoneux sur les coupes lithologiques n'ont pas fait l'objet d'identification en laboratoire.

Les sols sableux et graveleux (classe D3) peuvent être réutilisés dans toutes les situations météorologiques en couche de forme ou en remblai selon les recommandations du GTR.

Les sols argileux appartenant à la classe A2 dans un état hydrique très humide (th) : Leurs teneurs en eau élevées ne permettent pas de les réutiliser en l'état. Aucun traitement n'est possible, seul une mise en dépôt provisoire ou un drainage préalable de plusieurs mois peut être envisageable après étude spécifique, ce qui permettrait ainsi de les ramener en A2h voire A2m.

Les sols limoneux appartenant à la classe A2 dans un état hydrique humide (h) : Il s'agit de sols difficiles à mettre en œuvre, sujets au matelassage, et finalement de faible portance après compactage. Ces matériaux sont réutilisables en remblai, moyennant un traitement in-situ avec ajout de chaux et un compactage moyen. Leur utilisation en couche de forme nécessite un traitement avec des produits à base de liants hydrauliques.

Les sols limoneux appartenant à la classe A2 dans un état hydrique moyen (m) : Ces sols s'emploient facilement mais sont très sensibles aux conditions météorologiques (excès de teneur en eau ou compactage difficile du matériau sec). Ces matériaux sont réutilisables en l'état avec un compactage moyen, mais la portance attendue est toutefois modérée. Leur utilisation en couche de forme nécessite un traitement avec des produits à base de liants hydrauliques.

Des essais spécifiques en laboratoire devront être réalisés en phase exécution en vue de définir les conditions de réutilisation des matériaux en place.

Les modalités de mise en œuvre des matériaux devront respecter les principes et exigences du Guide de réalisation des remblais et des couches de forme – GTR, et du Guide de traitement des sols – GTS.

4.6.4. Faisabilité du traitement in-situ des matériaux en place

Les tests d'aptitude effectués en laboratoire sur les échantillons argileux prélevés en PM8 (0,5-1,2m) et en PM5 (0,5-1,2m) indiquent des dosages en sulfates compris entre 50 à 130 mg / kg MS, inférieurs à la valeur limite fixée à 1%. En conséquence, le traitement des sols est envisageable. Les sulfates peuvent entraîner la formation de sels expansifs.

La teneur en matière organique est de 3%, ce qui pourra amener à augmenter la quantité de chaux théorique. Les résultats de ces mesures sont fournis en annexe 9.

Une étude spécifique dénommée « Note de synthèse sur l'utilisation de matériaux chaulés établie par TAUW référencée N0021621737CAF-V03 datée du 11/09/2023. L'étude définit notamment l'impact du traitement à la chaux des terres. Le bureau d'étude TAUW définit que « l'état de pollution du site, les caractéristiques hydrogéologiques de la zone étudiée et le projet d'aménagement apparaissent adaptés au chaulage des déblais issus du terrassement du site pour une revalorisation en qualité de remblais au droit du site ». La note concernant la chaux constitue l'annexe G du DAE.

4.6.4.1. Utilisation en couche de forme

Les matériaux traités peuvent être éventuellement utilisés en couche de forme de voirie. Pour le matelas de répartition du renforcement de sol sous dallage, la meilleure solution consiste à réaliser à utiliser des matériaux d'apport dont les caractéristiques sont définies dans le guide ASIRI de 2012 (Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales datant de 2012).

Une solution variante de mise en œuvre de matériaux en place traités chaux + liants hydrauliques est également possible. La solution proposée devra être impérativement justifiée par une étude d'exécution détaillée soumise à validation à la maîtrise d'œuvre d'exécution.

Un traitement à la chaux et aux liants hydrauliques (LH) a pour objet de réduire l'état hydrique du sol et d'améliorer son aptitude au compactage en vue d'atteindre la portance nécessaire à ce type d'utilisation. Un essai Proctor et deux essais CBR immergés traités ont été réalisés sur les sols A2. Un test d'évaluation de l'aptitude d'un matériau au traitement (norme NFP 94-100) a mis en évidence des résultats adaptés.

Ainsi, nous proposons le tableau de résultats synthétise les cas de réutilisation en remblais des matériaux testés.

Teneur en eau initiale *	< 14.8 %	14.8 à 19.1 %	19.1 à 23.3 %	23.3 à 27.6 %	> 27.6 %
État hydrique	ts	s	m	h	th
Traitement	inutilisable	Humidification préalable	Utilisable en l'état selon GTR	1 % CaO + 5% LH	Inutilisable
Indice de gonflement Gv (%)	/	/	/	0.31 %	/

*réalisée sur la fraction 0/20 mm

Les résultats des essais CBR immergés sur les matériaux argileux de classe A2 traités indiquent que les gonflements sont négligeables. Les portances sont améliorées par l'ajout de chaux et de liant hydraulique. Le test d'aptitude au traitement met en évidence des résultats tels que le matériau est adapté au traitement. De plus, les matériaux peuvent être réutilisés en couche de forme après avoir été ramenés dans un état hydrique humide par aération en respectant les prescriptions du GTR.

4.6.4.2. **Remarques générales**

Il sera nécessaire de bien protéger les plateformes des intempéries par fermeture chaque soir, afin que le matériau ne prenne pas l'eau.

Les modalités de terrassement seront recalées en phase chantier en fonction des contrôles de l'état hydrique du sol, qu'il faudra effectuer au fur et à mesure de l'avancement des travaux, dans le cadre du suivi géotechnique d'exécution pour le compte de l'entrepreneur (mission G3).

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

4.6.5.1. **Utilisation en remblai de compensation altimétrique**

La mise en œuvre de matériaux d'apport de carrière, dont la qualité sera maîtrisée, est préconisée pour la réalisation des remblais techniques. Les apports devront être granulaires, insensibles à l'eau et de granulométrie continue. Il peut s'agir de matériaux de type D₃ ou R₂₁.

La granulométrie des matériaux employés devra diminuer progressivement au fur et à mesure de l'élévation du remblai. Nous recommandons de retenir les faisceaux granulométriques suivants :

- 0/150 sur le 1^{er} mètre de remblais,
- 0/100 en couches intermédiaires,
- 0/80 sur le dernier mètre.

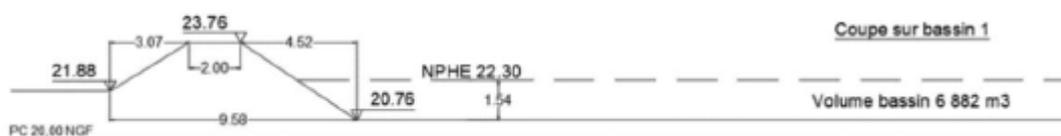
4.6.5.2. **Utilisation en couche de forme**

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

Les apports devront être granulaires, insensibles à l'eau et de granulométrie continue. Il peut s'agir de matériaux de type D₃ ou R₂₁. La granulométrie des matériaux employés en couche de forme doit être comprise entre 0/40 et 0/80. La couche de réglage doit être de granulométrie 0/31.5.

4.6.6. **Conditions de talutage**

Nous rappelons que l'aménagement du terrain nécessite la réalisation de talus au niveau des bassins. La géométrie prévisionnelle est illustrée dans la notice d'assainissement dont une coupe est fournie ci-après :



En première approche, moyennant des dispositions destinées à préserver la stabilité, portant notamment sur la protection des surfaces, sur l'absence de chargements provisoires et définitifs et sur le drainage des eaux susceptibles d'atteindre les talus provisoires, ceux-ci peuvent être dressés avec des pentes maximales de **3 H / 2 V** pour une hauteur maximale de 3 m. Une étude d'exécution de stabilité spécifique sera réalisée par l'entreprise de travaux pour valider au préalable la géométrie.

Les dispositions générales à prendre en compte sont les suivantes :

- Proscrire les chargements même provisoires à proximité des crêtes des talus,
- Protéger les surfaces en pente, au moyen de nappes de polyane, ou, selon les conditions hydriques, avec des géotextiles drainants, solidement fixés au sol,
- Aménager des fosses étanches de captage des eaux de ruissellement en crête et en pied de talus,
- Mettre en place un réseau de drainage relié à un exutoire stable (sans possibilité de refoulement) en cas de venues d'eau en fond de fouille,

Lors du profilage des talus, des éboulements ou des affouillements peuvent se produire notamment à la faveur de variations latérales de faciès, d'anomalies ponctuelles ou de venues d'eau localisées. Dans ce cas, il faudra suspendre les travaux et mettre en place, si nécessaire, un système de confortement provisoire (remblais d'épaulement, étaies, etc...) et prévenir le géotechnicien chargé du suivi géotechnique d'exécution en vue de proposer des mesures de confortement adaptées.

4.6.7. Rabattement de nappe

4.6.7.1. **Massif à encuvement**

Certains travaux qui font partie de la réalisation des massifs à encuvement doivent être réalisés hors d'eau, à savoir recépage des pieux, liaison des ferraillements des pieux et des massifs notamment.

Les travaux prévus ont été étudiés dans le Rapport d'étude de pompage – Essais hydrodynamiques référencés 2021/04/171/12 indice D datée du 05/12/2023. Les hauteurs de rabattement de nappe sont indiquées au §5.1 du rapport et sont rappelés ci-après.

Extrait du rapport :

Le niveau d'étiage de la nappe se situant à 17,40 m NGF, en période d'étiage, aucun rabattement n'est prévu. Les calculs ont été faits en considérant un niveau piézométrique décennal (crue de chantier) estimé à 18,72 m NGF, un niveau piézométrique quinquennal estimé à une cote de 18,50 m NGF et pour un niveau de variation saisonnière annuelle 17,75 m NGF (Ame2021-04-171 – Rapport NPHE) d'où :

	Variation annuelle	Crue quinquennale	Crue Décennale
Cote piézométrique	17,75 m NGF	18,50 m NGF	18,72 m NGF
Rabattement à atteindre	0,15 m	0,90 m	1,12 m

Tableau 3 : Cotes de rabattement à atteindre durant la phase travaux

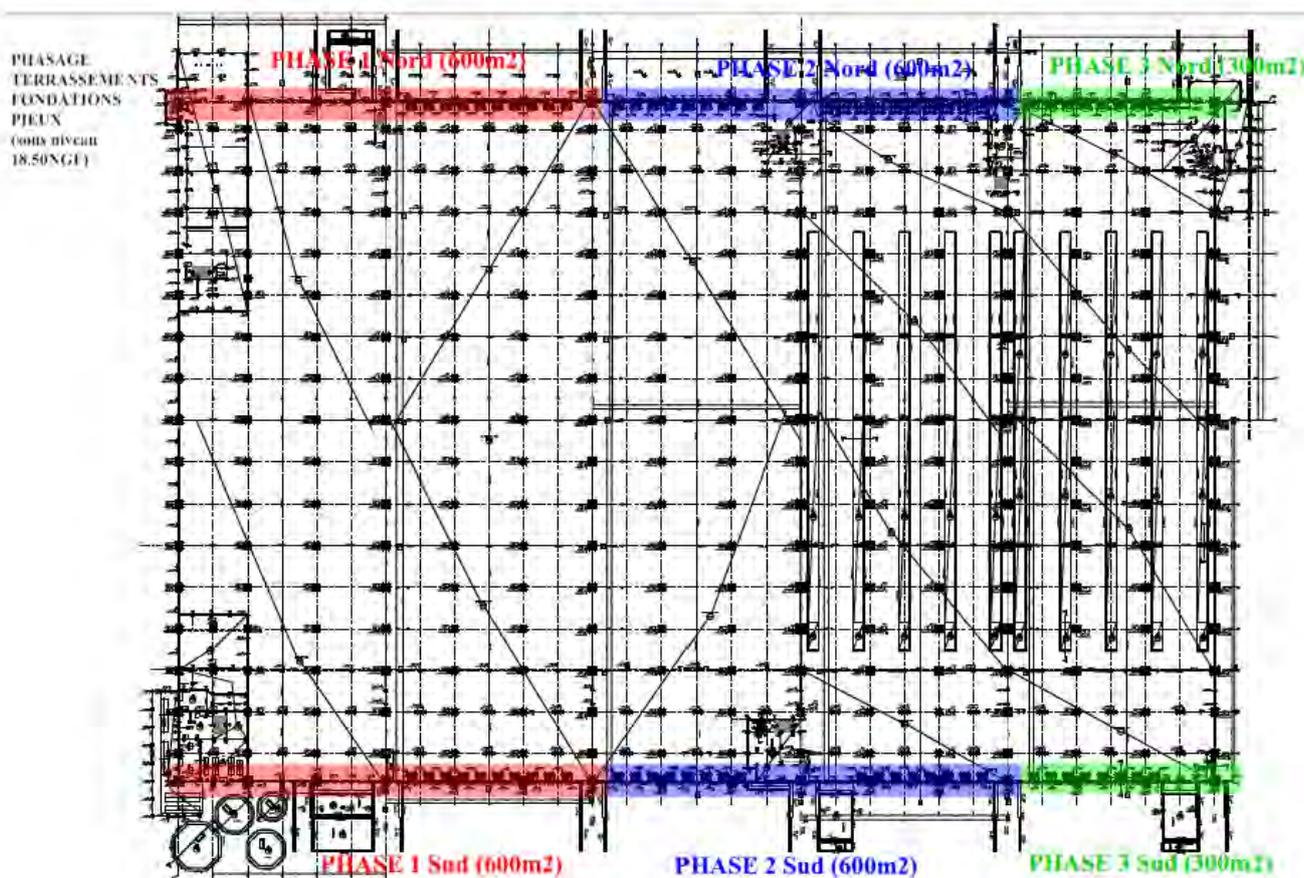
Nous conseillons de prévoir pour l'organisation du chantier, le rabattement d'une crue de temps de retour 10 ans. Les niveaux intermédiaires présentés le sont à titre indicatif et à la demande du client pour qu'il puisse prévoir des scénarios de gestion de son chantier en situation courante, hors période de crue. Les débits annoncés pour ces niveaux intermédiaires ne présument pas des moyens nécessaires pour garantir l'assèchement des fouilles concernées.

Le niveau de crue chantier, c'est-à-dire le niveau de crue au-delà duquel un arrêt de chantier est jugé recevable est à définir par la maîtrise d'ouvrage dans le cadre des marchés de travaux. Le CNJOG (Commission de Normalisation Justification des ouvrages géotechniques) propose de retenir pour les crues chantier un niveau à 5 ans.

Il convient donc que des moyens importants de pompage soient mis en œuvre pour chaque fouille de fondation étant donné que le niveau d'eau est dépendant des conditions météorologiques et du niveau de la Seine notamment. La réalisation d'une enceinte étanche permettra de limiter les débits d'exhaure et les tassements générés sur les ouvrages voisins par le rabattement de nappe.

4.6.7.2. Quais de déchargement

La réalisation des quais nécessitera des travaux en déblai qui recouperont la nappe. L'extrait de plan inséré ci-après met en évidence l'emprise des fouilles qui nécessiteront des travaux de rabattement de nappe.



Le rapport d'étude de pompage – Essais hydrodynamiques référencé 2021/04/171/12 indice D réalisé par le service hydrogéologique quais de chargement mentionne les valeurs de débits d'exhaure pour différentes surfaces de fouille et différents niveaux d'eau caractéristiques définis selon l'annexe nationale française de l'Eurocode 0.

4.7. Quais de déchargement

La réalisation des quais de chargement induit la mise en œuvre d'un mur de soutènement (généralement en génie civil) qui devra être dimensionné par le BET structure.

Il est recommandé de réaliser un plancher porté en tête de quai, dans le prolongement du dallage, pour les raisons suivantes :

- Difficultés de mise en œuvre et de compactage des remblais de rattrapage,
- Risque de déformation du mur de soutènement (déplacement horizontal, déformée de renversement), inhérent à ce type d'ouvrage.

En cas de mise en œuvre de remblais techniques support du dallage en arrière de l'ouvrage, les préconisations suivantes devront être suivies scrupuleusement :

- Réemploi de matériaux semblables à ceux mis en œuvre sur le reste de la plateforme support du dallage,
- Mise en œuvre identique à celle de la plateforme,
- Compactage par couches successives avec contrôle par essais à la plaque et contrôle final au pénétromètre,
- Mise en œuvre de la finition de la plateforme (couche de réglage ou autre) et du dallage après un délai de mise en charge du mur de quai.

4.8. Tassements théoriques sous dallage et cuves sans renforcement

Une estimation des tassements sous dallage a été effectuée à l'aide du logiciel FoXta v4 – module Tasplaq en considérant les différentes configurations de chargement. Les résultats sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

	Charges appliquées	Charge Equivalente*	Tassement Initial S_a	Différentiel Théorique S_{dif}	Différentiel local max.	Tolérances données
Cellules B et C Transtockers - HDP	43.5 kN / pied $Q_1 = 20$ kPa $Q_2 = 18.2$ kPa	43 kPa	3.3 à 4.5 cm	1.2 cm	1/1580	$S_a \leq 1.5$ cm $S_{dif} \leq 1.5$ cm $S_{dl} > 1/400$
Cellules B et C Quais Nord	$Q_1 = 20$ kPa	-	1.3 à 3.3 cm	2.0 cm		
Cellules B et C Quais Sud + grue	183 kN / appui $Q_1 = 20$ kPa	20 kPa	1.3 à 3.3 cm	2.0 cm		
Cellules D, E et F Racks traditionnels	34 à 68 kPa / pied $Q_1 = 8$ kPa	17 à 20 kPa	1.2 à 2.0 cm	0.8 cm	1/415	$S_a \leq 2.0$ cm $S_{dif} \leq 1.0$ cm $S_{dl} > 1/400$
Cellules D, E et F Quais de stockage	$Q_1 = 20$ kPa	-	1.3 à 2.1 cm	0.8 cm		
Cellule F Locaux techniques	$Q_1 = 20$ kPa $Q_1 = 5$ kPa	- -	1.2 à 2.1 cm 0.3 à 1.2 cm	0.9 cm 0.9 cm		
Cuve sprinkler Ø 7.0 m	$Q_1 = 110$ kPa	-	5.6 à 7.4 cm	1.8 cm	-	$S_a \leq 2.0$ cm
Cuves sprinkler Ø 10.2 m	$Q_1 = 110$ kPa	-	6.2 à 9.6 cm	3.4 cm		
Cuve sprinkler Ø 13.3 m	$Q_1 = 120$ kPa	-	7.6 à 11.8 cm	4.2 cm		

Q_1 : surcharge globale / Q_2 : surcharge au droit des fosses « crane transtocker »

* Surcharge globalisée équivalente donnant le même ordre de tassements (avec toutefois un différentiel moindre), nécessaire pour la modélisation d'un renforcement de sol et d'homogénéisation

Les résultats sont disponibles en annexe.

Bien que les tassements absolus atteignent 2.0 / 2.1 cm au droit des cellules D, E et F, il semble envisageable de les considérer comme admissibles. Toutefois, cela est à mettre en correspondance avec l'hétérogénéité des sols en place pouvant donner lieu localement à des tassements plus importants en l'absence d'homogénéisation du sol.

Par ailleurs, les zones qui ne seraient pas chargées suffisamment (en volume et en durée) peuvent donner lieu à l'apparition de tassements différentiels plus importants (jusqu'à 2.0 m), justifiant le fait de prévoir un renforcement de sol pour limiter les tassements absolus maximums à 1.0 cm afin de respecter le seuil de tolérance sur le différentiel, du même ordre.

Au droit des cellules B et C et des cuves sprinkler, un renforcement de sol doit être prévu en alternatives de planchers portés ou de radiers sur fondations profondes.

4.9. Renforcement de sols par inclusions rigides

4.9.1. Principe général

Pour les caractéristiques du projet dont les surcharges sur dallages sont importantes et ne permettent pas de respecter les tolérances maximales de déformations, une solution de renforcement du sol par inclusions rigides doit être envisagée dans le but de conserver la réalisation de dallages sur terre-plein, en alternative de planchers portés sur pieux.

Les cellules concernées sont B et C ainsi que les cuves sprinkler.

A noter que l'hétérogénéité des sols en place recommande également de traiter les cellules D, E et F dans un objectif d'homogénéisation du sol et de garantir un non dépassement des seuils de déformation donnés.

NB : La faisabilité d'une technique de renforcement de sol est dépendante des tolérances de tassements absolus et différentiels du dallage de la FEM 9.831 (cf § 1.5 page 12). La condition de rotation angulaire de la dalle formalisée dans la réglementation FEM 9.831 doit impérativement être vérifiée par l'ingénieur structure. Dans le cas où la tolérance maximum de rotation angulaire n'est pas garantie, il faudra s'orienter vers une solution de plancher porté sur pieux.

Le renforcement de sol consiste à construire un réseau d'inclusions rigides dont les pointes seront ancrées dans la couche de craie. Le réseau d'inclusions sera ensuite coiffé par un remblai technique faisant office de matelas de répartition. Son épaisseur ainsi que la nature des matériaux employés devront respecter les recommandations techniques en vigueur relatives à cette technique de renforcement de sol (guide technique ASIRI de 2012).

A titre indicatif, il est recommandé de mettre en œuvre un matelas de 50 cm d'épaisseur minimum à base de matériaux granulaire pour diminuer les moments dans le dallage. Il devra être justifié par une vérification au poinçonnement conformément aux recommandations ASIRI par l'entreprise de fondations spéciales dans le cadre de l'étude d'exécution.

Les matériaux pour le matelas de répartition seront choisis de préférence dans les classes D₂ ou D₃ selon la classification du GTR, avec des coupures granulométriques de type 0/40 à 0/80. La proportion des fines (passant à 80µm) devra être limitée à 6%.

Le renforcement des sols au moyen d'inclusions rigides a pour objet de réduire les tassements qui se produiraient sans le renforcement et fournir une assise régulière pour les dallages et radiers.

Le dimensionnement définitif est à la charge de l'entreprise chargée de la réalisation du renforcement dans le cadre de son étude géotechnique d'exécution (mission G3).

Des essais d'information et de validation devront être réalisés impérativement avant le début des travaux.

4.9.2. Paramètres géotechniques spécifiques

Les paramètres géotechniques retenus dans le cadre des renforcements de sols par inclusions rigides sont les suivantes :

Id.	Description	Associé à la norme NF P94-262						
		Courbe	Inclusions Rigides (catégorie 7* / VM)					
			$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	f_{sol}	qs brut	qs retenu	kp_{max}	$Ktan\delta^{**}$
RB	Remblais	Q1	1.9	27	51	50	-	1.00
AA	Alluvions	Q2	2.1	42	88	80	-	0.45
C1	Craie altérée	Q1	1.9	42	79	70	1.55	0.20
C2	Craie compacte	Q3	1.7	78	132	130	2.35	-

$\alpha_{\text{pieu-sol}}$: paramètre adimensionnel caractéristique du type de sol et du type de fondation
 qs : frottement latéral du sol en kPa / kp_{max} : facteur de portance pressiométrique maximal
 $Ktan\delta$: coefficient de réduction du frottement latéral lié aux frottements négatifs
 * catégorie généralement retenue pour les inclusions rigides
 ** valeur retenue jusqu'au point neutre des frottements négatifs théoriques

4.9.3. Synthèse des résultats de calcul

Un prédimensionnement des inclusions rigides a été réalisé en prenant en compte la surcharge d'exploitation au niveau des racks HDP et des transtockeurs (cellules B et C) et des cuves sprinkler.

Le module Taspie du logiciel Foxta permet de dimensionner le maillage des inclusions en fonction des recommandations ASIRI, des descentes de charges réparties équivalentes et du modèle géotechnique.

Hypothèses géométriques des inclusions rigides (IR) :

- Longueur $L = 10.5$ m avec un ancrage de 0.5 m dans la craie
- Diamètre $\varnothing = 270$ mm

Le tableau synthétique des différents cas de charge est fourni ci-après.

	Charge appliquée	Tassement Initial S_a	Différentiel initial S_{dif}	Tolérances données	Maillage inclusions	Tassement max. final
Cellules B et C Transtockers - HDP	43 kPa	3.3 à 4.5 cm	1.2 cm	$S_a \leq 1.5$ cm $S_{\text{dif}} \leq 1.5$ cm $S_{\text{dl}} > 1/400$	1.7 x 1.7	1.4 cm
Cellules B et C Quais Nord et Sud + grue	20 kPa	1.3 à 3.3 cm	2.0 cm		2.3 x 2.3	~ 1.0 cm
Cellules D, E et F Racks traditionnels + quais	17 à 20 kPa	1.2 à 2.1 cm	0.8 cm	$S_a \leq 2.0$ cm $S_{\text{dif}} \leq 1.0$ cm $S_{\text{dl}} > 1/400$	2.3 x 2.3	~ 1.0 cm
Cellule F Locaux techniques	20 kPa	1.2 à 2.1 cm	0.9 cm		2.3 x 2.3	~ 1.0 cm
	5 kPa	0.3 à 1.2 cm	0.9 cm		-	< 1.0 cm
Cuves sprinkler $\varnothing 7.0$ m et 10.2 m	110 kPa	5.6 à 9.6 cm	1.8 à 3.4 cm	$S_a \leq 2.0$ cm	1.2 x 1.2	~ 2.0 cm
Cuve sprinkler $\varnothing 13.3$ m	120 kPa	7.6 à 11.8 cm	4.2 cm		1.15 x 1.15	~ 2.0 cm

Il faut noter que tout choix sur le plan de chargement des dallages implique qu'il y ait aucune modification défavorable du plan de chargement pendant la vie de l'ouvrage car cela pourrait générer des tassements préjudiciables pour la structure du dallage notamment.

Les calculs Foxta fournis en annexe définissent les tassements prévisibles et les notes de calculs des inclusions rigides définissent notamment les moments additionnels à prendre en compte pour la justification du dallage conformément au DTU13.3 révisé en Décembre 2021 et aux recommandations ASIRI (2012).

In fine, il convient de retenir les maillages d'inclusions suivants pour les configurations de chargement données :

- **1.7 x 1.7 m pour les cellules B et C (hors quais)**
- **2.3 x 2.3 m pour les quais des cellules B et C**
- **2.3 x 2.3 m pour les cellules D, E et F (hors local technique chargé à 5 kPa seulement)**
- **1.2 x 1.2 m pour les cuves sprinkler chargées à 110 kPa,**
- **1.15 x 1.15 m pour la cuve sprinkler chargée à 120 kPa.**

Concernant les cuves sprinkler, avec un maillage de 1.2 x 1.2 m pour celles chargées à 110 kPa et 1.15 x 1.15 m pour celle chargée à 120 kPa, on obtient 2.0 cm de tassement absolu et différentiel.

4.9.4. Caractéristiques intrinsèques des inclusions

Pour des matériaux correctement mis en œuvre, on retient les paramètres suivants :

- Résistance à la compression : $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$
- Module d'Young à long terme $E_y = 2700 f_{c28}^{1/3} = 6800 \text{ MPa}$
- Poids volumique $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$
- Inclusions non armées

4.9.5. Efforts induits sur les inclusions et les dallages / radiers

Les efforts induits par le chargement et les maillages retenus sont synthétisés dans le tableau qui suit sur la base d'un matelas de répartition de 50 cm d'épaisseur constitué de matériaux granulaires :

	Maillage IR	Sollicitation IR	σ_{\max} IR	M_{dallage}
Transtockers – HDP	1.7 x 1.7 m	41 %	2.42 MPa	7.3 kN.m/ml
Cellules B, C, D, E et F Hors transtockers HDP Hors locaux techniques à 5 kPa	2.3 x 2.3 m	44 %	2.24 MPa	8.3 kN.m/ml
Cuves sprinkler Ø 7.0 m et 10.2 m	1.2 x 1.2 m	47 %	2.91 MPa	8.2 kN.m/ml
Cuve sprinkler Ø 13.3 m	1.15 x 1.15 m	47 %	2.91 MPa	7.9 kN.m/ml

σ_{\max} IR : contrainte maximale dans les inclusions / M_{dallage} : Moment induit dans le dallage

N.B. : En cas de matelas de répartition non granulaire, les épaisseurs de matelas ainsi que les efforts induits pourront être très différents.

4.10. Conception des niveaux-bas

Nous rappelons, que compte tenu des conditions géotechniques rencontrées et des caractéristiques du projet concernant les niveaux bas, la réalisation d'une structure de type dallage sur terre-plein sur sol renforcé par inclusions rigides est envisageable. Ci-après nous présentons les modalités de réalisation et nos recommandations concernant les adaptations, les matériaux et les contrôles à prévoir.

4.10.1. Assise du dallage, couche de forme

La faisabilité d'un dallage sur terre-plein nécessite qu'il repose sur une assise homogène, de bonne compacité, et que les amplitudes de tassements absolus et différentiels prévisibles soient compatibles avec la destination de l'ouvrage.

Nous rappelons que le niveau fini du dallage est fixé à la cote 21.60 m NGF. Le dallage reposera sur le matelas de répartition mis en œuvre sur les têtes des inclusions rigides. Le dimensionnement du matelas est à la charge de l'entreprise en phase d'étude d'exécution, mission G3.

En première approche, nous proposons de retenir les paramètres géotechniques suivants pour les matériaux d'apport de classe D31 :

- Module de déformation : $E_y = 50 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson $\nu = 0.3$
- Poids volumique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi' = 35^\circ$
- Cohésion effective $c' = 0$

Les recommandations ASIRI ouvrent la possibilité d'utiliser les matériaux dont la classe GTR est indiquée dans le tableau suivant pour le matelas de répartition :

Tableau 7.II. Matériaux utilisables en couche de forme (DTU 13.3).

Appellation des sols selon la norme NF P 11-300	Symbole de classification selon le guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de formes (GTR 92)
Sols sableux et graveleux avec fines non argileuses et gros éléments	B11, B31
Sols comportant des fines non argileuses et gros éléments	C1B1, C1B3, C2B1, C2B3, C2B1, C2B3, C1B4, C2B4, après élimination de la fraction fine 0/d
Sols insensibles à l'eau	D1, D2, D3 (sauf D32)
Craies	R11
Calcaires rocheux divers	R21, R22
Roches siliceuses	R41, R42
Roches magmatiques et métamorphiques	R61, R62

La définition des modules de déformation E_s du sol renforcé est à la charge de l'entreprise de fondations spéciales. Les modules E_s seront ensuite communiqués au concepteur du dallage pour le dimensionnement du dallage en béton.

On veillera à respecter les recommandations du guide GTR et les dallages seront conçus conformément au DTU 13.3 en vigueur.

Au début de la phase d'exécution, nous recommandons de réaliser des planches d'essais afin de valider les hypothèses de conception ainsi que les modalités de mise en œuvre et le choix des engins de compactage proposées par l'entreprise.

Pour le matelas de répartition du renforcement de sol sous dallage, la meilleure solution consiste à réaliser à utiliser des matériaux d'apport dont les caractéristiques sont définies dans le guide ASIRI de 2012 (Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales datant de 2012).

Une solution variante de mise en œuvre de matériaux en place traités chaux + liants hydrauliques est également possible. La solution proposée devra être impérativement justifiée par une étude d'exécution détaillée soumise à validation à la maîtrise d'œuvre d'exécution.

4.10.2. Critères de réception

D'après le DTU 13.3 applicable au projet, les critères de réception à retenir sur la couche de forme sont les suivants à partir d'essais à la plaque :

- Module EV2 \geq 50 MPa,
- Rapport EV2/EV1 $<$ 2.

4.10.3. Tassements prévisibles

Les calculs de tassements prévisibles du complexe « sol renforcé par inclusions » ont été réalisés au §4.8.4.

4.10.4. Précautions concernant les réseaux enterrés

Concernant les réseaux sous dallage, dans la plupart des cas, il est délicat de pratiquer un compactage optimum des remblais de tranchées au fond desquelles sont disposées des canalisations qui pourraient être dégradées par l'exercice des énergies de compactage mises en jeu. Il résulte que de telles tranchées constituent des bandes de faiblesse mécanique pouvant influencer sur le comportement du corps de dallage, une fois celui-ci reconstitué.

Le cas échéant, il conviendra dans ce cas de considérer que le dallage devra fonctionner comme un pont de part et d'autre des bords de la tranchée, ce qui reviendra à accroître sa rigidification par ferrailage.

Les dispositions constructives à prendre en compte en présence de canalisation sont indiquées au § 5.2 du DTU 13.3.

4.11. Conception des voiries et parkings

Ce paragraphe traite spécifiquement des voiries (stationnements et circulations) associées au projet de construction. Nous rappelons qu'il est envisagé de réaliser des voiries légères et des voiries lourdes.

4.11.1. Assise de la structure de voirie (P.S.T.)

La partie supérieure des terrassements correspondra actuellement aux cas suivants :

- PST0 avec une arase de classe associée AR0 sur le fond de forme argileux de classe GTR A2 dans un état hydrique très humide (th) à humide (h) c'est-à-dire notamment lors d'évènements pluvieux. Il faudra donc prévoir des dispositions particulières permettant de reclasser l'arase en AR1 minimum. Compte tenu de la nature argileuse d'une partie du fond de forme prévisionnel nous recommandons de procéder à un traitement in situ des sols ou à un cloutage.
- PST1 avec une arase de classe associée AR1 sur le fond de forme argileux de classe GTR A2 dans un état hydrique moyen (m) en période sèche.
La partie supérieure des terrassements correspond actuellement à un cas de PST1 avec une portance de l'arase de classe AR1, après purge des sols de couverture impropres. Pour ces conditions il conviendra de réaliser une couche de forme de forte épaisseur (60 à 80 cm) à moins de mettre en œuvre préalablement un cloutage ou un traitement du sol en place.
- PST2 avec une arase de classe associée AR1 sur le fond de forme argileux de classe GTR D3 après purge des sols de couverture impropres.

Dans tous les cas, un compactage du fond de forme devra être effectué à 95 % de l'OPN avec un engin adapté à la nature des sols.

Une vérification de la portance de la P.S.T. est conseillée par essais à la plaque **et en particulier en cas de couche de forme en matériaux traités**, ainsi qu'une vérification visuelle de l'absence de point dur (blocs, pointement rocheux...).

4.11.2. Couche de forme sous voirie

La structure d'assise de la voirie de type VL respectera les préconisations données ci-après :

Sur une P.S.T. de nature argileuse (sol A2)	
Mise en œuvre de la structure support de voirie	<ul style="list-style-type: none"> • Géotextile anti-contaminant* • 0.6 m de couche de forme en concassé R₂₁ / R₆₁ ou GNT D₂ / D₃, de granulométrie 0/40 ou 0/80 • Compactage de la couche de forme à 95 % de l'OPM • Mise en œuvre de la couche d'assise (base et fondation) à définir par la Maitrise d'œuvre
* non obligatoire (épaisseur de couche de forme à réduire de 10 cm si géotextile mis en œuvre)	
** à valider par une vérification au gel / dégel notamment	

Sur une P.S.T. de nature sableuse et graveleuse (sol D3)	
Mise en œuvre de la structure support de voirie	<ul style="list-style-type: none"> • Géotextile anti-contaminant* • 0.5 m de couche de forme en concassé R₂₁ / R₆₁ ou GNT D₂ / D₃, de granulométrie 0/40 ou 0/80 • Compactage de la couche de forme à 95 % de l'OPM • Mise en œuvre de la couche d'assise (base et fondation) à définir par la Maitrise d'œuvre
* non obligatoire (épaisseur de couche de forme à réduire de 10 cm si géotextile mis en œuvre)	
** à valider par une vérification au gel / dégel notamment	

Pour obtenir une portance caractéristique d'une plateforme PF2+ pour les voiries PL, les épaisseurs de couche de forme définies ci-avant seront augmentées de 20 cm minimum. Des planches tests en début de chantier seront réalisées afin de valider les épaisseurs avec les matériaux d'apport utilisés et leurs conditions de mise en œuvre et de compactage.

Les structures de chaussées seront dimensionnées par l'entreprise spécialisée en fonction des matériaux d'apport prévus et du trafic retenu.

4.11.3. Critères de réception

Dans le cas d'une couche de forme en matériaux d'apport granulaires, les critères de réception à retenir sur la couche de forme, à l'aide d'essais à la plaque, pour une PF2- (VL) sont :

- Module EV2 \geq 50 MPa,
- Rapport EV2/EV1 < 2.

Dans le cas d'une couche de forme en matériaux d'apport granulaires, les critères de réception à retenir sur la couche de forme, à l'aide d'essais à la plaque, pour une PF2+ (PL) sont :

- Module EV2 \geq 80 MPa,
- Rapport EV2/EV1 < 2.

Dans le cas d'une couche de forme en matériaux d'apport granulaires, les critères de réception à retenir sur la couche de forme, à l'aide d'essais à la plaque, pour une PF3 sont :

- Module EV2 \geq 120 MPa,
- Rapport EV2/EV1 < 2.

Dans le cas où les portances souhaitées ne seraient pas atteintes, une adaptation de la structure support devra être envisagée.

4.12. Etude des fondations profondes (norme NF P94-262)

Nous rappelons qu'en raison des conditions géotechniques rencontrées et des caractéristiques du projet comportant des descentes de charges élevées, le choix s'est porté sur un mode de fondations profondes.

Nous rappelons également que les charges transmises par EDEIS, sont fournies dans la note de descentes de charge datée du 10/11/2022.

4.12.1. Type de fondation profonde

Le choix définitif du type de pieux devra être guidé par :

- Les valeurs de descente de charges du projet,
- La nature, la résistance et la tenue des sols en place devant être traversés par les pieux,
- La mauvaise tenue des remblais rencontrés sur des épaisseurs comprises entre 1.0 et 5.0 m de profondeur correspondant aux remblais de comblement de l'ancienne sablière,
- La présence d'eaux souterraines de la nappe sur la hauteur prévisible des pieux,
- La nécessité d'assurer, dans le cas de pieux en béton, la qualité et la continuité du bétonnage.

A ce stade des études et pour les conditions géotechniques rencontrées, il faut envisager de réaliser des pieux de type FTR (foré tubé – virole récupérée) de la classe n° 1 et de catégorie n°4 selon la classification de la norme.

4.12.2. Méthode et paramètres de calculs

Les calculs de capacité portante sont effectués par la méthode pressiométrique contenue dans la norme NF P 94-262.

Pour l'ébauche dimensionnelle, nous utiliserons l'approche « modèle de terrain » et la méthode pressiométrique. Nous considérons un ouvrage de catégorie géotechnique 2.

4.12.2.1. Terme dû au frottement latéral

Les paramètres géotechniques retenus dans le cadre des fondations profondes sont les suivantes :

Id.	Description	Associé à la norme NF P94-262						
		Courbe	Pieu foré tubé (classe 1 / catégorie 4 / FTR)					
			$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	f_{sol}	$q_{\text{s brut}}$	$q_{\text{s limite}}$	$q_{\text{s retenu}}$	$k_{\text{p max}}$
RB	Remblais	Q1	1.25	27	33	90	30	-
AA	Alluvions	Q2	1.4	42	59	90	60	-
C1	Craie altérée	Q1	1.25	42	52	90	50	1.15
C2	Craie compacte	Q3	1.7	78	132	170	130	1.45

$\alpha_{\text{pieu-sol}}$: paramètre adimensionnel caractéristique du type de sol et du type de fondation

q_{s} : frottement latéral du sol en kPa

$k_{\text{p max}}$: facteur de portance pressiométrique maximal

Compte tenu de la présence de massifs à encuvement dont la hauteur théorique est de 3 m en section courante et pouvant être supérieure au niveau des massifs de quais, on négligera systématiquement la valeur du frottement latéral sur 4 m de profondeur puisque l'arase inférieure se situera à cette profondeur pour le calcul des pieux en section courante.

4.12.2.2. **Terme de pointe**

La contrainte de rupture sous la pointe est donnée par la formule : $q_b = Kp_{max} \times pl^*e$

- avec $pl^*e = 2.0$ MPa dans la Craie compacte – C2,
- et $Kp_{max} = 1.45$ (pieu FTR) pour $Def/B \geq 5.0$

4.12.2.1. **Synthèse du modèle géotechnique**

Les paramètres géotechniques retenus dans les calculs des pieux sont récapitulés-ci-après :

Nature du sol	Cote de la base (NGF)	Prof. de base (m)	PI* (MPa)	E_M (MPa)	α	Qs retenu (kPa)	kp
RR/PF	+17.75	4.0	-	-	-	0	-
RR Remblais	+14.75	7.0	0.3	3	0.5	30	-
AA Alluvions	+10.25	11.5	0.8	8	0.5	60	-
C1 Craie altérée	+4.4	17.4	1.0	10	0.5	50	1.15
C2 Craie saine	< 4.4	>25	2.0	25	0.5	130	1.45
<i>Type de pieux : forés tubés, ancrage 3Ø dans la couche C2</i>							

4.12.3. Ebauche dimensionnelle

Sur la base des caractéristiques géotechniques et des paramètres de calcul retenus, nous avons évalué la portance de pieux isolés à l'aide du logiciel GEOFOND développé par GEOS.

La descente de charge fournie à ce jour dans la note sont donnée pour chaque cas de charge par massif. Elles comprennent :

- Les charges de la superstructure,
- Le poids du dallage au-dessus des fondations,
- Le poids du sol au-dessus des fondations,
- Le poids des futs à encuvement,
- Le poids des massifs.

Le nombre de pieux par cas de charge est indiqué sur le plan des fondations. Les pieux auront un diamètre compris entre 0.42, 0.52, 0.62 ou 0.72 m.

Pour chaque cas de charge, et en tenant compte des combinaisons ELS et ELU, il a été vérifié la portance des pieux.

Le dimensionnement des pieux a été effectué en prenant en compte le terrain fini du projet, le modèle géologique retenu et en négligeant le frottement sur 3 m.

Les pieux devront être ancrés dans la **craie C2** avec un ancrage de **3 diamètres minimum**. Le toit de la craie C2 est considéré à partir de 17.4 m de profondeur par rapport à la cote +0.0.

Dans les calculs les pieux sont considérés avec un espacement supérieur à 3 diamètres, par conséquent l'effet de groupe n'est pas pris en considération.

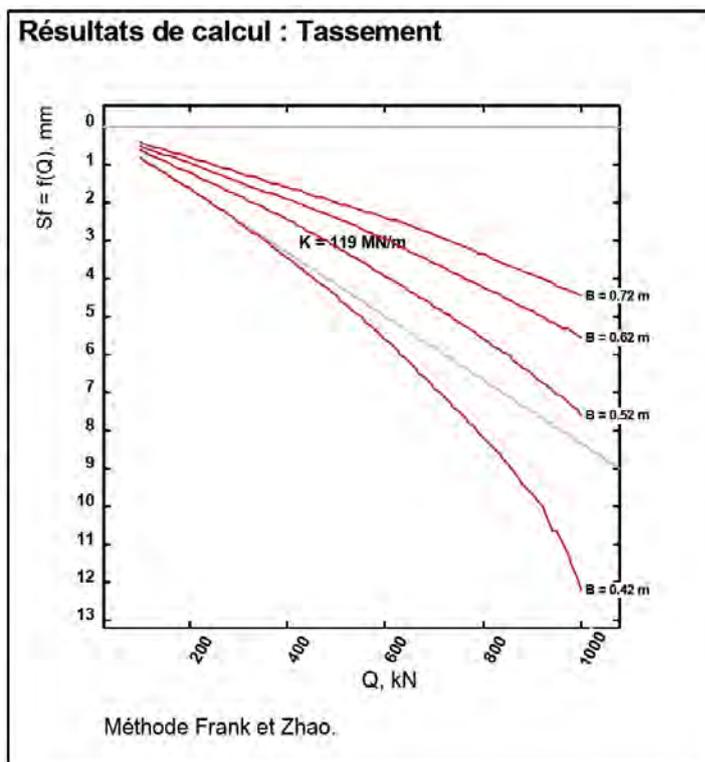
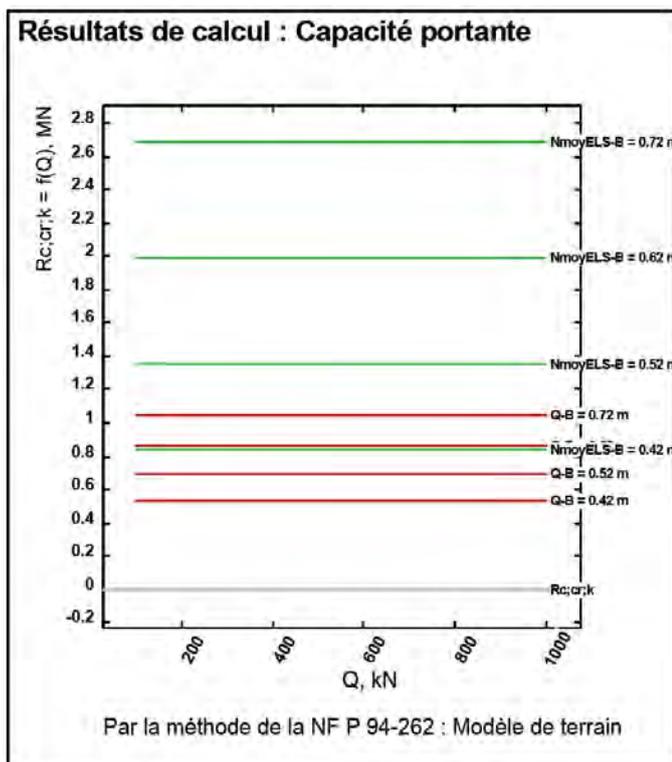
Le tableau inséré ci-après présente les résultats obtenus par diamètre de pieux :

Diamètre (m)	Ancrage 3 Ø (m)	Profondeur de base (m)	Capacités portantes en kN		
			R _{c;cr;d} ELS Q.P.	R _{c;cr;d} Car.	R _{c;d} ELU D.T.
0.42	1.26	18.7	485	593	747
0.52	1.56	19.0	629	769	981
0.62	1.86	19.3	783	957	1240
0.72	2.16	19.6	947	1160	1510

Au regard de ces descentes de charges, il conviendra de vérifier le diamètre des pieux des cas de charge G.

Sur la base des caractéristiques géotechniques et des paramètres de calcul retenus, il a été réalisé 1 note de calculs en faisant varier les diamètres et les profondeurs des pieux. Les détails des notes sont présentés en annexe et sont résumées ci-après.

Pour rappel, les charges ELS caractéristiques sont comprises entre # 100 et 1000 kN.



Pour une Largeur B de 0.42 m ; avec Aire A de 0.139 m² et Périmètre P de 1.32 m

Charge Q (kN)	Contraire qref (MPa)	Rc;cr;k (MN)	Rt;cr;k (MN)	Rc;d ELU dur. (MN)	Rc;d ELU acc. (MN)	Rc;d ELU sis. (MN)	Rc;cr;d ELS car. (MN)	Rc;cr;d ELS qp (MN)	Rt;d ELU dur. (MN)	Rt;d ELU acc. (MN)	Rt;d ELU sis. (MN)	Rt;cr;d ELS car. (MN)	Rt;cr;d ELS qp (MN)	N moy ELS (MN)	Sf sous qref (mm)
100	0.722	0.534	0.355	0.747	0.822	0.747	0.593	0.485	0.44	0.482	0.44	0.322	0.236	0.841	0.803
150	1.08	0.534	0.355	0.747	0.822	0.747	0.593	0.485	0.44	0.482	0.44	0.322	0.236	0.841	1.2
200	1.44	0.534	0.355	0.747	0.822	0.747	0.593	0.485	0.44	0.482	0.44	0.322	0.236	0.841	1.61
250	1.8	0.534	0.355	0.747	0.822	0.747	0.593	0.485	0.44	0.482	0.44	0.322	0.236	0.841	2.03
300	2.17	0.534	0.355	0.747	0.822	0.747	0.593	0.485	0.44	0.482	0.44	0.322	0.236	0.841	2.49
350	2.53	0.534	0.355	0.747	0.822	0.747	0.593	0.485	0.44	0.482	0.44	0.322	0.236	0.841	2.96
400	2.89	0.534	0.355	0.747	0.822	0.747	0.593	0.485	0.44	0.482	0.44	0.322	0.236	0.841	3.44
450	3.25	0.534	0.355	0.747	0.822	0.747	0.593	0.485	0.44	0.482	0.44	0.322	0.236	0.841	3.94
500	3.61	0.534	0.355	0.747	0.822	0.747	0.593	0.485	0.44	0.482	0.44	0.322	0.236	0.841	4.45
550	3.97	0.534	0.355	0.747	0.822	0.747	0.593	0.485	0.44	0.482	0.44	0.322	0.236	0.841	5
600	4.33	0.534	0.355	0.747	0.822	0.747	0.593	0.485	0.44	0.482	0.44	0.322	0.236	0.841	5.59
650	4.69	0.534	0.355	0.747	0.822	0.747	0.593	0.485	0.44	0.482	0.44	0.322	0.236	0.841	6.21
700	5.05	0.534	0.355	0.747	0.822	0.747	0.593	0.485	0.44	0.482	0.44	0.322	0.236	0.841	6.88
750	5.41	0.534	0.355	0.747	0.822	0.747	0.593	0.485	0.44	0.482	0.44	0.322	0.236	0.841	7.5

Pour une Largeur B de 0.52 m ; avec Aire A de 0.212 m² et Périmètre P de 1.63 m

Charge Q (kN)	Contraire qref (MPa)	Rc;cr;k (MN)	Rt;cr;k (MN)	Rc;d ELU dur. (MN)	Rc;d ELU acc. (MN)	Rc;d ELU sis. (MN)	Rc;cr;d ELS car. (MN)	Rc;cr;d ELS qp (MN)	Rt;d ELU dur. (MN)	Rt;d ELU acc. (MN)	Rt;d ELU sis. (MN)	Rt;cr;d ELS car. (MN)	Rt;cr;d ELS qp (MN)	N moy ELS (MN)	Sf sous qref (mm)
100	0.471	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	0.599
150	0.706	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	0.898
200	0.942	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	1.2
250	1.18	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	1.5
300	1.41	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	1.8
350	1.65	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	2.11
400	1.88	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	2.43
450	2.12	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	2.78
500	2.35	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	3.14
550	2.59	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	3.54
600	2.83	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	3.93
650	3.06	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	4.32
700	3.3	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	4.73
750	3.53	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	5.16
800	3.77	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	5.59
850	4	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	6.02
900	4.24	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	6.52
950	4.47	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	7.03
1000	4.71	0.692	0.439	0.981	1.08	0.981	0.769	0.629	0.545	0.597	0.545	0.399	0.293	1.35	7.58

Pour une Largeur B de 0.62 m , avec Aire A de 0.302 m² et Périmètre P de 1.95 m

Charge Q (kN)	Contraire qref (MPa)	Rc;cr;k (MN)	Rt;cr;k (MN)	Rc;d ELU dur. (MN)	Rc;d ELU acc. (MN)	Rc;d ELU sis. (MN)	Rc;cr;d ELS car. (MN)	Rc;cr;d ELS qp (MN)	Rt;d ELU dur. (MN)	Rt;d ELU acc. (MN)	Rt;d ELU sis. (MN)	Rt;cr;d ELS car. (MN)	Rt;cr;d ELS qp (MN)	N moy ELS (MN)	Sf sous qref (mm)
100	0.331	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	0.476
150	0.497	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	0.715
200	0.662	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	0.952
250	0.828	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	1.19
300	0.994	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	1.43
350	1.16	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	1.67
400	1.32	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	1.9
450	1.49	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	2.15
500	1.66	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	2.39
550	1.82	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	2.67
600	1.99	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	2.95
650	2.15	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	3.28
700	2.32	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	3.59
750	2.48	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	3.91
800	2.65	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	4.22
850	2.82	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	4.53
900	2.98	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	4.84
950	3.15	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	5.2
1000	3.31	0.861	0.523	1.24	1.36	1.24	0.957	0.783	0.65	0.712	0.65	0.476	0.349	1.99	5.55

Pour une Largeur B de 0.72 m ; avec Aire A de 0.407 m² et Périmètre P de 2.26 m

Charge Q (kN)	Contraire qref (MPa)	Rc;cr;k (MN)	Rt;cr;k (MN)	Rc;d ELU dur. (MN)	Rc;d ELU acc. (MN)	Rc;d ELU sis. (MN)	Rc;cr;d ELS car. (MN)	Rc;cr;d ELS qp (MN)	Rt;d ELU dur. (MN)	Rt;d ELU acc. (MN)	Rt;d ELU sis. (MN)	Rt;cr;d ELS car. (MN)	Rt;cr;d ELS qp (MN)	N moy ELS (MN)	Sf sous qref (mm)
100	0.246	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	0.396
150	0.368	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	0.593
200	0.491	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	0.791
250	0.614	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	0.991
300	0.737	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	1.19
350	0.86	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	1.39
400	0.982	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	1.58
450	1.11	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	1.78
500	1.23	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	1.98
550	1.35	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	2.18
600	1.47	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	2.38
650	1.6	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	2.6
700	1.72	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	2.83
750	1.84	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	3.09
800	1.96	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	3.36
850	2.09	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	3.63
900	2.21	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	3.91
950	2.33	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	4.18
1000	2.46	1.04	0.608	1.51	1.66	1.51	1.16	0.947	0.755	0.827	0.755	0.553	0.405	2.68	4.45

A titre d'exemple, il a été vérifié les pieux sous les sollicitations axiales pour les cas de charge JAUNE, BLEU, BLANC/BLEU et A. Pour l'ensemble des 4 cas de charge vérifiés, le déplacement en tête du pieu est inférieur à 5 mm (voir les notes de calculs en annexe 17).

Le diamètre des pieux sera adapté au ferrailage requis pour reprendre les efforts horizontaux et moments appliqués en tête de pieux. Le ferrailage sera calculé dans le cadre de la note de calcul d'exécution des pieux.

Remarques :

- Le dimensionnement des pieux devra être réalisé par l'entreprise dans le cadre de sa mission G3 en prenant en compte la descente des charges en tête de pieux y compris les efforts horizontaux et moments en tête éventuels.
- Les portances des pieux devront être vérifiées vis-à-vis des contraintes admissibles du béton de constitution.

4.12.4. Conditions et précautions de réalisation des pieux

Avant la construction des pieux, il conviendra de faire réaliser un pieu d'information, de préférence au droit d'un des sondages de reconnaissance, en vue de vérifier les caractéristiques des sols et les capacités des outils de forage utilisés par l'entreprise pour respecter les ancrages définis dans le projet de fondations.

Dans le cas de pieux en béton exécutés en place, l'entreprise devra intégrer toutes les sujétions liées aux surconsommations de béton et à la conservation de l'intégrité des pieux fraîchement réalisés. En particulier, on veillera au cheminement de la machine de forage sur la plate-forme pour éviter le cisaillement des pieux et au respect des distances minimales entre deux pieux voisins exécutés le même jour (influence du forage et du bétonnage sur le pieu voisin).

Dans le cadre du suivi d'exécution, l'entreprise devra faire des enregistrements de paramètres de forage et de bétonnage en continu ainsi que des prélèvements de sol. Ces éléments ainsi que d'éventuelles anomalies seront consignés dans des fiches de chantier établies par l'entreprise.

L'entreprise de fondations spéciales prendra toutes les mesures nécessaires pour ne pas déstabiliser les avoisinants. Conformément aux prescriptions de la norme NF P94-262, les pieux en béton devront faire l'objet des contrôles d'intégrité par carottage sonique ou impédance mécanique selon le type de pieu retenu.

Enfin, les conditions d'exécution des pieux devront respecter les dispositions données dans le DTU 13.2 de mai 2020.

4.12.5. Massifs à encuvement

Les fondations de la charpente béton sont prévues avec des massifs à encuvements dont les profondeurs seront importantes. Les profondeurs des arases inférieures des massifs à encuvement seront comprises entre 3.2 m et 4.2 m sous le niveau RDC prévu à la cote 21.87. La cotes des arases inférieures seront comprises entre 17.6 et 18.6 m NGF.

Ces profondeurs importantes imposeront des suggestions d'exécution lourdes pour le recépage des pieux notamment et les travaux de façonnage des liaisons de ferrailage entre les massifs à encuvement et les pieux de fondations.

En effet, Il sera nécessaire au stade actuel des études de prévoir le blindage provisoire des fouilles, de réaliser des enceintes étanches, de réaliser des travaux de rabattement de nappe afin de réaliser au sec les travaux de recépage des pieux et les travaux de façonnage des aciers des pieux à liasonner aux aciers des massifs.

Les travaux prévus ont été étudiés dans le Rapport d'étude de pompage – Essais hydrodynamiques référencés 2021/04/171/12 indice D datée du 05/12/2023.

Vu la profondeur des fouilles et la présence de la nappe, des surconsommations de béton sont à prévoir. Un béton adapté au coulage sous l'eau devra être mis en œuvre au tube plongeur pour la réalisation des massifs profonds. Une méthodologie stricte sera à fournir par l'entreprise dans le cadre de sa mission G3

L'entreprise devra prévoir la mise en place de matériaux auto-compactant pour le remblaiement autour des massifs afin d'assurer la continuité mécanique de la plateforme.

4.13. Protection contre les eaux en phase définitive de l'ouvrage

Le projet comporte comme ouvrages enterrés les fosses ou caniveaux des transtockeurs enterrés de 0.8 m minimum par rapport au reste du dallage et des fosses techniques d'ascenseur enterrés de 1.2 m environ.

On veillera à respecter les préconisations des DTU 14.1 et DTU 20.1. On prévoira, ainsi, pour les murs enterrés périphériques des mesures adaptées au niveau d'étanchéité requis :

- Exigence d'étanchéité peu contraignante pour les parties enterrés (humidité acceptée) : drainer les murs enterrés et le niveau bas, en associant au dispositif de drainage (drainage périphérique et tapis drainant), un pompage **des eaux de ruissellement** permettant la collecte et le rejet de l'eau vers un exutoire. Les éventuels suintements d'eau sur les parois seront repris à partir de l'intérieur, par un système de cunettes périphériques reliées à un dispositif de relevage vers un exutoire existant ou à créer. Ce système de pompage fonctionnera de façon permanente.
- Étanchéité totale des parties enterrées : mise en place d'un cuvelage étanche sur toute la hauteur des parties enterrées avec prise en compte de sous-pressions. Le dimensionnement devra être alors conforme au DTU 14.1 "cuvelage". Cette solution présente l'avantage de ne pas avoir à rejeter d'eau vers un exutoire et d'être constamment pérenne (sans risque en cas de panne de pompe de relevage ou de panne d'électricité) et est la plus adaptée.

Compte tenu des niveaux caractéristiques de la nappe définis par S2e, il conviendra de prévoir un cuvelage des fosses ascenseur et des chemins de guidage des cranes. Pour rappel, les niveaux ont été définis comme suit :

EB : 17,45 m NGF

EF : 18,72 NGF

EH : 19,36 m NGF

EE=EI : 21,15 m NGF

4.14. Conception des bassins

Le projet comporte comme la création de 2 bassins hors sol dont le fond est prévu au niveau du terrain naturel.

Le descriptif des travaux de bassins est synthétisé dans la notice assainissement :

2.5.2.1 Bassin de rétention

Les deux bassins provisoires seront réalisés pour fonctionner de façon gravitaire, le raccordement vers le réseau de la ZAC sera réalisé de façon définitive, ouvrage de sortie du bassin, canalisations et regards entre le bassin et le raccordement sur extérieur seront définitifs.

Les bassins seront réalisés par terrassement des zones sur une profondeur de 2m les talus auront une pente de 3/2, l'entreprise mettra en place des bâches de protection sur les talus pour éviter le ravinement.

Le curage des bassins sera effectué de façon régulière, les boues seront évacuées. Suivant les nivellements établis il faudra mettre en place des relevages provisoires pour limiter le débit de rejet vers le réseau extérieur.

Il conviendra à l'entreprise de travaux de justifier par une note de calcul d'exécution préalable aux travaux le dimensionnement des digues périphériques aux bassins, à savoir constitution du corps de digue, réalisation de clé d'ancrage, pente des talus, revêtement des talus.

La norme relative à l'étude de stabilité des talus (ouvrages en terre) n'est pas encore éditée (NF P94-290).

Il conviendra de respecter les principes généraux de terrassements énoncés au §4.6.

Lors du profilage des talus, des éboulements ou des affouillements peuvent se produire notamment à la faveur de variations latérales de faciès, d'anomalies ponctuelles ou de venues d'eau localisées. Dans ce cas, il faudra suspendre les travaux et mettre en place, si nécessaire, un système de confortement provisoire (remblais d'épaulement, étaies, etc...) et prévenir le géotechnicien chargé du suivi géotechnique d'exécution en vue de proposer des mesures de confortement adaptées.

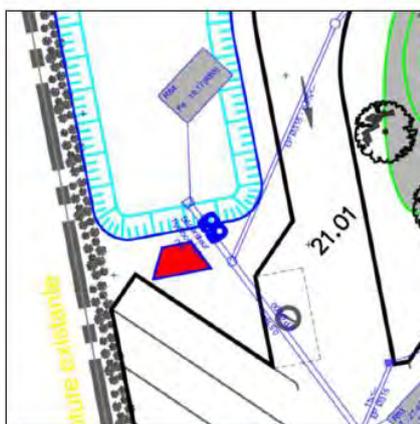
4.15. Noue d'infiltration

La notice d'assainissement datée du 11/12/2023 mentionne la noue d'infiltration qui fait partie du dispositif. Les extraits de la notice d'assainissement rappelle le fonctionnement et les principes de dimensionnement de la noue.

2.2.2 Noue

Une noue qui jouxte le coté EST de la parcelle coté Avenue Daniel Dreyfus-Ducas sera réalisée. Cette noue, non étanchée, sera infiltrante avec un volume de gestions des eaux de 225 m³, le volume de rétention calculé pour le parking est de 286 m³, la différence de volume sera gérée avec un raccordement sur le bassin de rétention n°2 pour une surverse de sécurité. Le raccordement se fera via une canalisation gravitaire. Les eaux qui chemineront seront uniquement celle récupérées par les grilles du parking PL Nord. Les eaux d'extinction incendie ne pourront être renvoyées vers la noue, le nivellement renvoyant les eaux de ruissellement vers les quais de déchargement.

Entrée noue



Page 4 sur 49

Exutoire noue



Un séparateur hydrocarbure sera mis en place avant l'envoi des eaux dans la noue pour éviter tout risque de pollution.

2.5.2.2 Noues

Des noues seront réalisées au niveau des cheminements autour du bâtiment, elles ne seront pas étanchées.

Il conviendra de respecter les principes généraux de terrassements énoncés au §4.6.

5. ALEAS RESIDUELS ET RISQUES ASSOCIES

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

Le site étant construit et occupé, il faudra réaliser un relevé des ouvrages enterrés existants (réseaux enterrés, fondations, ...) afin de les purger et substituer pour permettre la bonne exécution des inclusions et des pieux de fondations notamment.

La faisabilité de la solution technique de renforcement de sol par inclusions rigides est dépendante des tolérances de tassements absolus et différentiels du dallage de la FEM 9.831 (cf § 1.5 page 12). La condition de rotation angulaire de la dalle formalisée dans la réglementation FEM 9.831 doit impérativement être vérifiée par l'ingénieur structure pour valider la faisabilité d'un renforcement de sol par inclusions rigides. Dans le cas où la tolérance maximum de rotation angulaire n'est pas garantie, il faudra s'orienter vers une solution de plancher porté sur pieux.

Ces aléas et incertitudes résiduels peuvent présenter des risques pour le projet aussi bien en termes de coût que de délais. Ils peuvent être réduits par des investigations et prestations complémentaires tels que :

- Détection des réseaux enterrés et repérage des fondations et infrastructures

6. CONDITIONS GENERALES DE VALIDITE DU RAPPORT

Le présent rapport a été établi en fonction des données transmises. Il conclut la mission G2 phase PRO qui nous a été confiée par IKEA DEVELOPPEMENT SAS.

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

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

Bertrand MONTANO
Chargé d'affaire
Paméla CHEVALLIER

Gael FOUILAND BERGEAT
Directeur Technique

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

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

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

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

Phase Étude de Site (ES)

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

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

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

Phase Projet (PRO)

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

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

Phase DCE / ACT

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

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

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées)

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

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

Phase Étude

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

Phase Suivi

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

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

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

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

Annexe 2 : Conditions de validité de l'étude

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

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

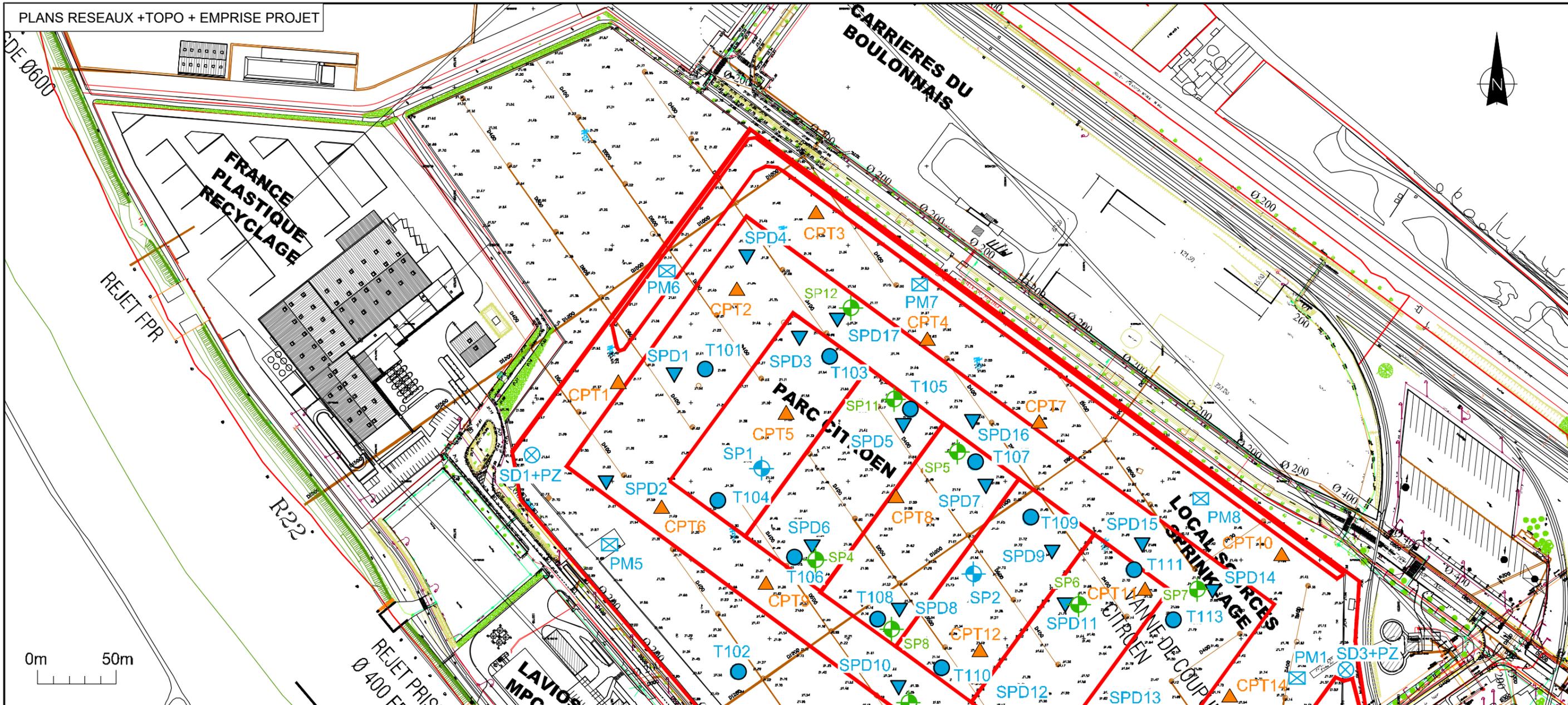
3 - Toute étude réalisée à partir d'une esquisse ou d'un plan de principe nécessitera une seconde étude spécifique adaptée au projet retenu. Le but de ce rapport est limité au projet et à la localisation décrite ci-avant.

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

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

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

Annexe 3 : Implantation des sondages n°1 – Etat existant



	9	PRESSIOMETRIQUE (G2 AVP)
	16	TARIERE
	8	PELLE MECANIQUE
	3	DESTRUCTIF + PIEZOMETRE
	3	PRESSIOMETRIQUE
	17	PENETROMETRIQUE
	16	PENETROMETRIQUE (FONDASOL)
REP.	NB.	TYPE DE SONDAGE

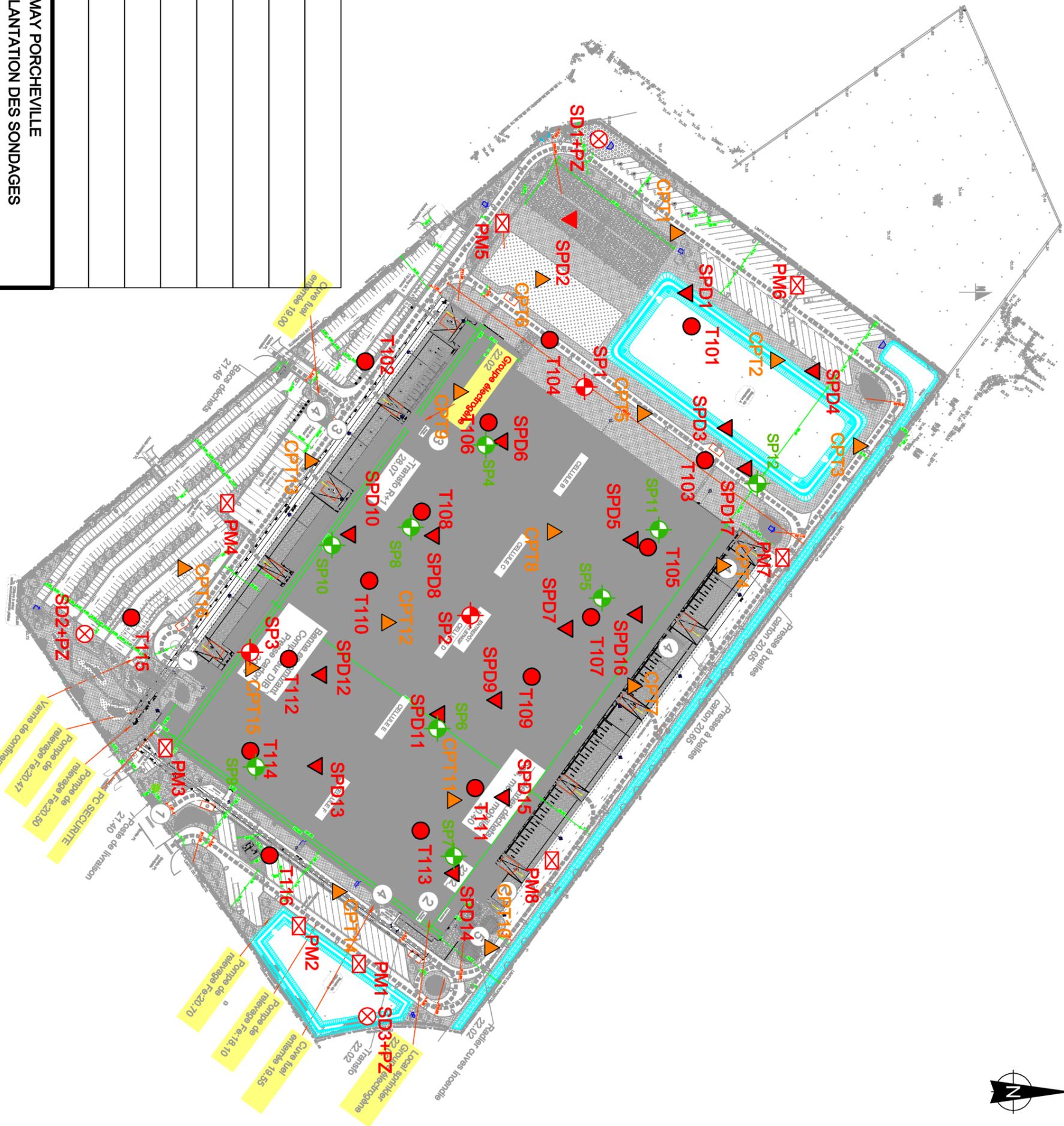
<p>GÉotechnique sciences de la terre sas</p> <p>GEOTECHNIQUE SAS 672 rue des Mercières - 69140 RILLIEUX LA PAPE Tél. 04 78 88 75 83 - contact69@geotechnique-sas.com</p>	ÉCHELLE 1 : 2500	LIMAY PORCHEVILLE PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES	20-12-21
	CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT		ind B
	A3	AFFAIRE N° 2021-04-171	plan 1



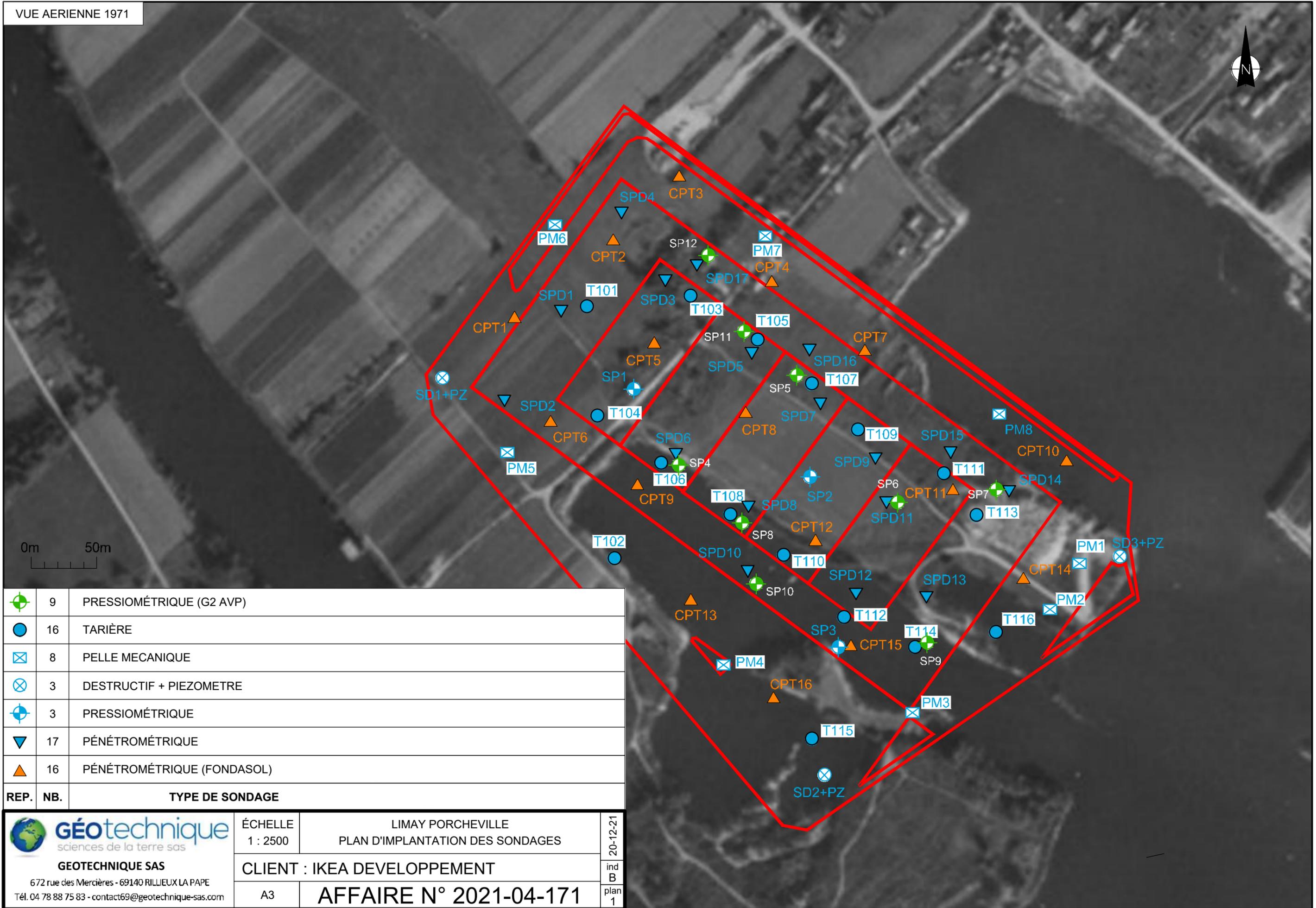
Annexe 4 : Implantation des sondages n°2 – Etat projeté



	9	PRESSIOMÉTRIQUE (G2 AVP)
	16	TARIÈRE
	8	PELLE MECANIQUE
	3	DESTRUCTIF + PIEZOMETRE
	3	PRESSIOMÉTRIQUE
	17	PÉNÉTROMÉTRIQUE
	16	PÉNÉTROMÉTRIQUE (FONDASOL)
REP. NB.		TYPE DE SONDAGE



Annexe 5 : Implantation des sondages n°3 – Vue aérienne 1971



	9	PRESSIOMETRIQUE (G2 AVP)
	16	TARIERE
	8	PELLE MECANIQUE
	3	DESTRUCTIF + PIEZOMETRE
	3	PRESSIOMETRIQUE
	17	PENETROMETRIQUE
	16	PENETROMETRIQUE (FONDASOL)
REP.	NB.	TYPE DE SONDAGE

GÉotechnique
sciences de la terre sas

GEOTECHNIQUE SAS
672 rue des Mercières - 69140 RILLIEUX LA PAPE
Tél. 04 78 88 75 83 - contact69@geotechnique-sas.com

ÉCHELLE 1 : 2500	LIMAY PORCHEVILLE PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES	20-12-21
CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT		ind B
A3	AFFAIRE N° 2021-04-171	plan 1

Annexe 6 : Implantation des sondages n°4 – Vue aérienne 1973



	9	PRESSIOMETRIQUE (G2 AVP)
	16	TARIERE
	8	PELLE MECANIQUE
	3	DESTRUCTIF + PIEZOMETRE
	3	PRESSIOMETRIQUE
	17	PENETROMETRIQUE
	16	PENETROMETRIQUE (FONDASOL)

REP.	NB.	TYPE DE SONDAGE
------	-----	-----------------

<p>GÉotechnique sciences de la terre sas</p> <p>GEOTECHNIQUE SAS 672 rue des Mercières - 69140 RILLIEUX LA PAPE Tél. 04 78 88 75 83 - contact69@geotechnique-sas.com</p>	ÉCHELLE 1 : 2500	LIMAY PORCHEVILLE PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES	20-12-21
	CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT		B
	A3	AFFAIRE N° 2021-04-171	plan 1

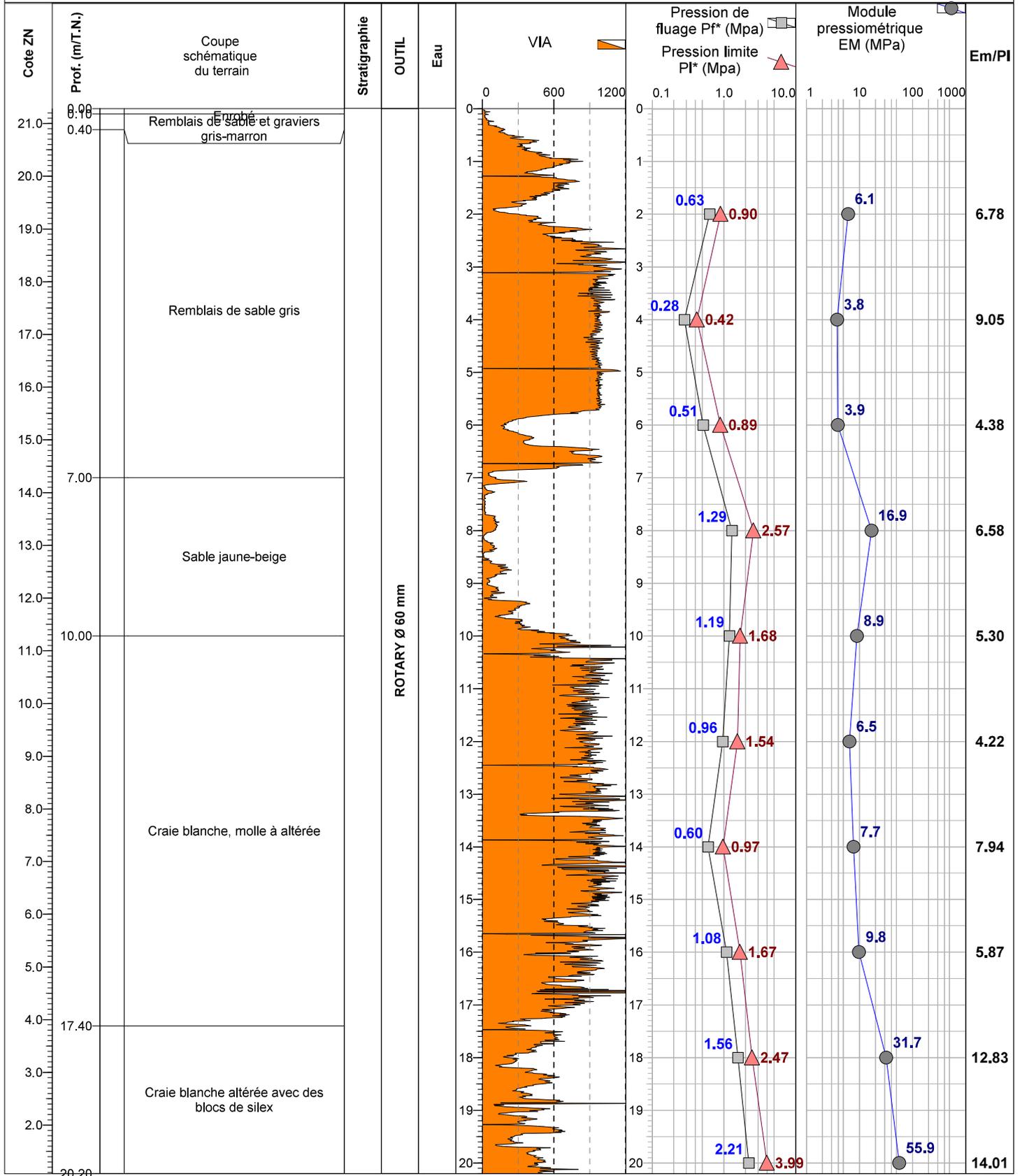
Annexe 7 : Coupes de sondages – Sondages au pénétromètre dynamique (SPD) – Sondages à la pelle mécanique (PM) - Sondages pressiométriques (SP) – Sondages destructifs et piézomètres (SD+PZ) – diagramme des essais au pénétromètre statique (CPT).

SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :

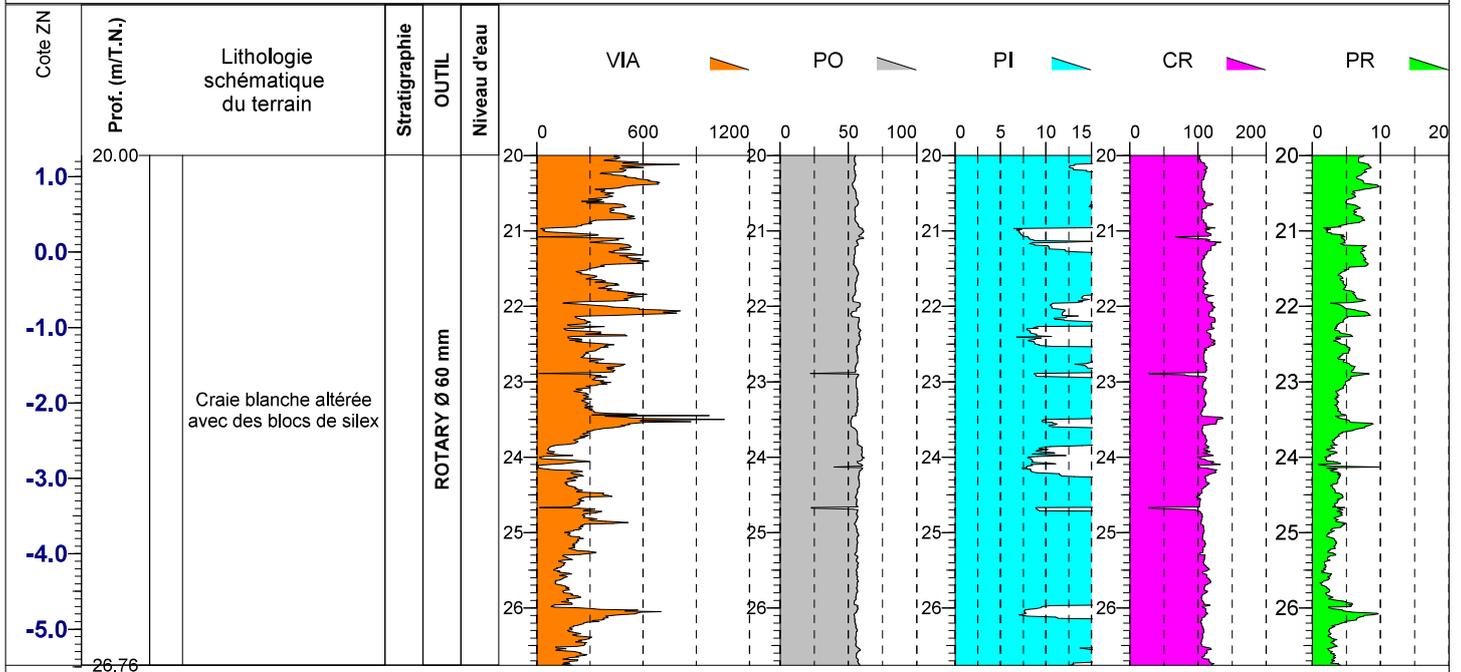


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :





B S CONSULTANTS

14, avenue du Québec
SILIC 716

91961 COURTABOEUF Cedex

Tel : 01.69.59.13.86 - Fax : 01.69.28.05.04

FORAGE : SP2

N° Affaire : AME2021-04-17 Type : PRESSIOMETRIQUE

Date : 24/06/2021

Machine : TEREDO 2.8

Cote X : 1607979.765

Profondeur : 0.00 m 26.83 m

Cote Y : 8198491.05

Echelle : 1 / 100

Cote Z : 21.772 m

Page : 2 / 2

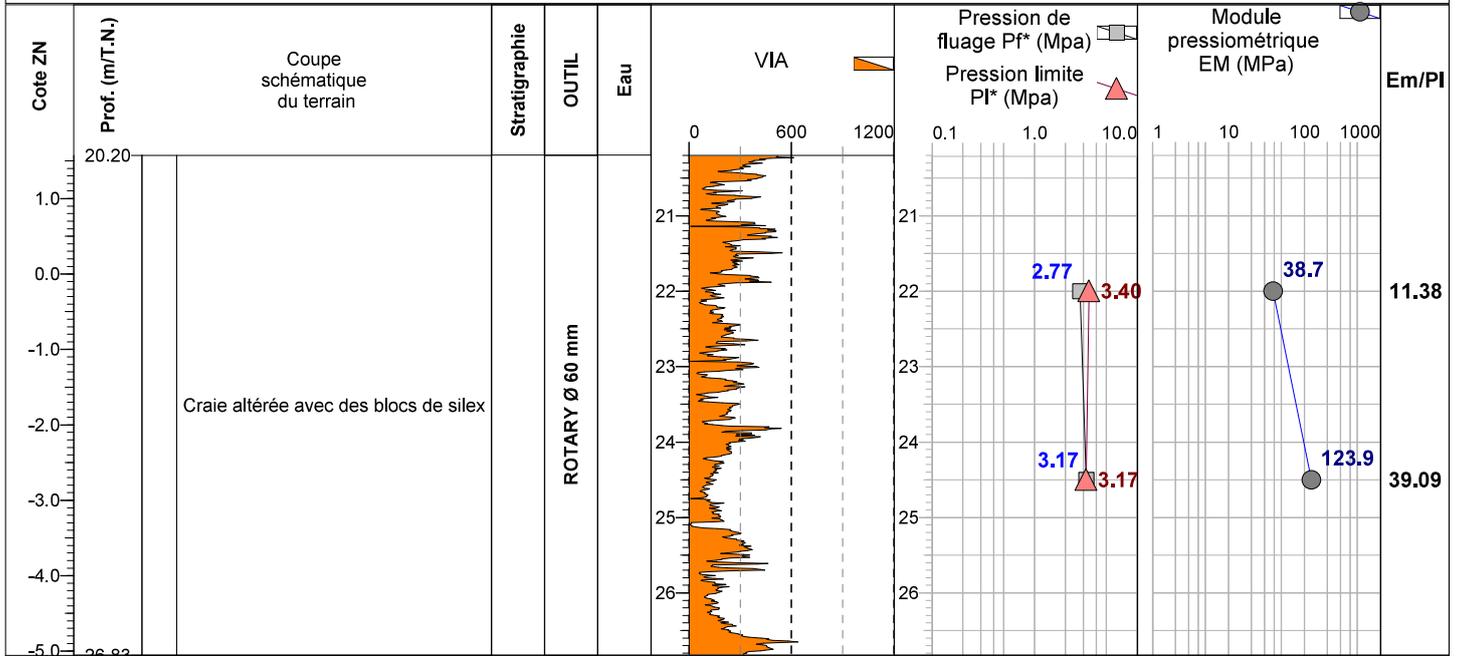
Inclinaison :

SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :

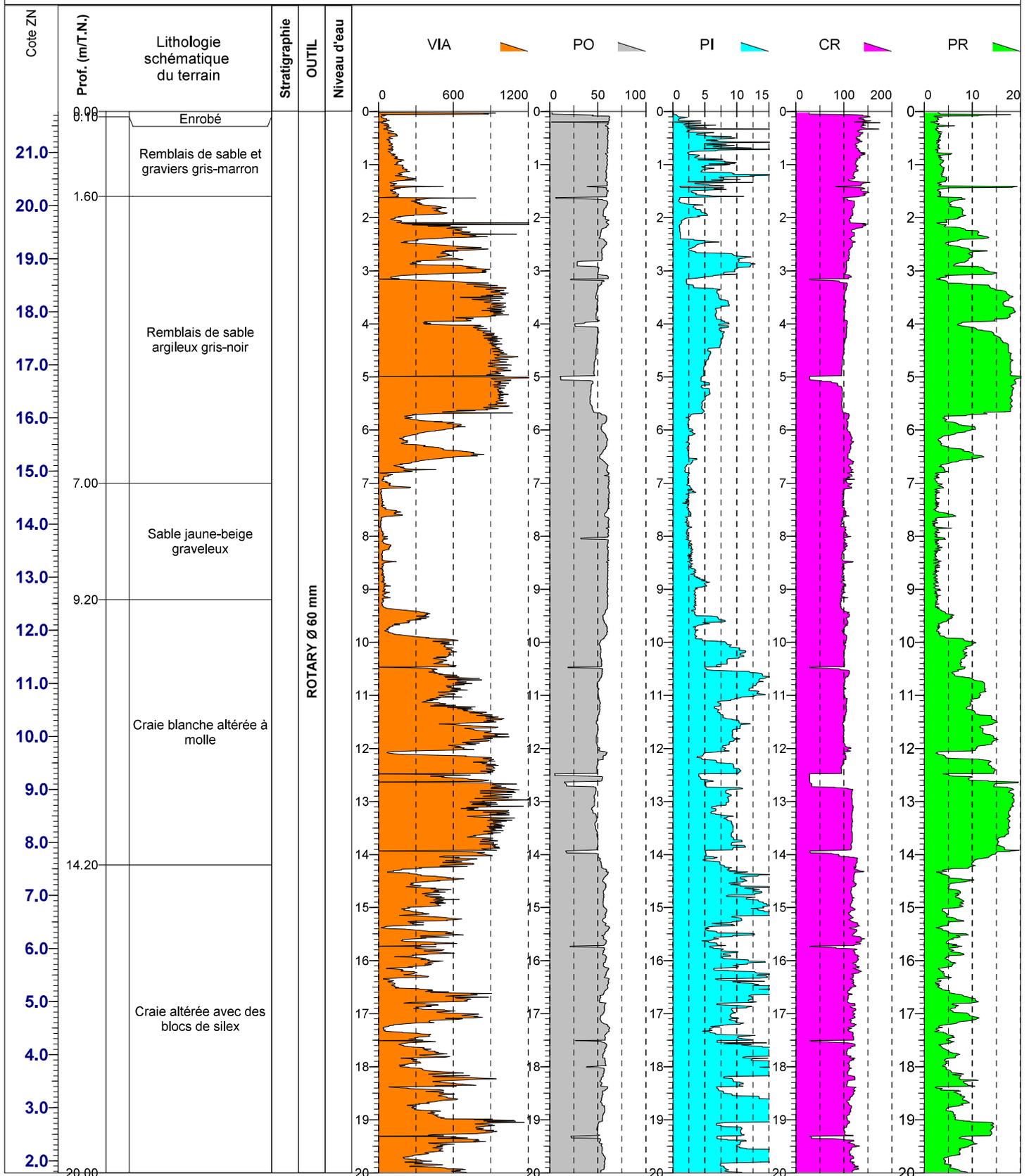


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :

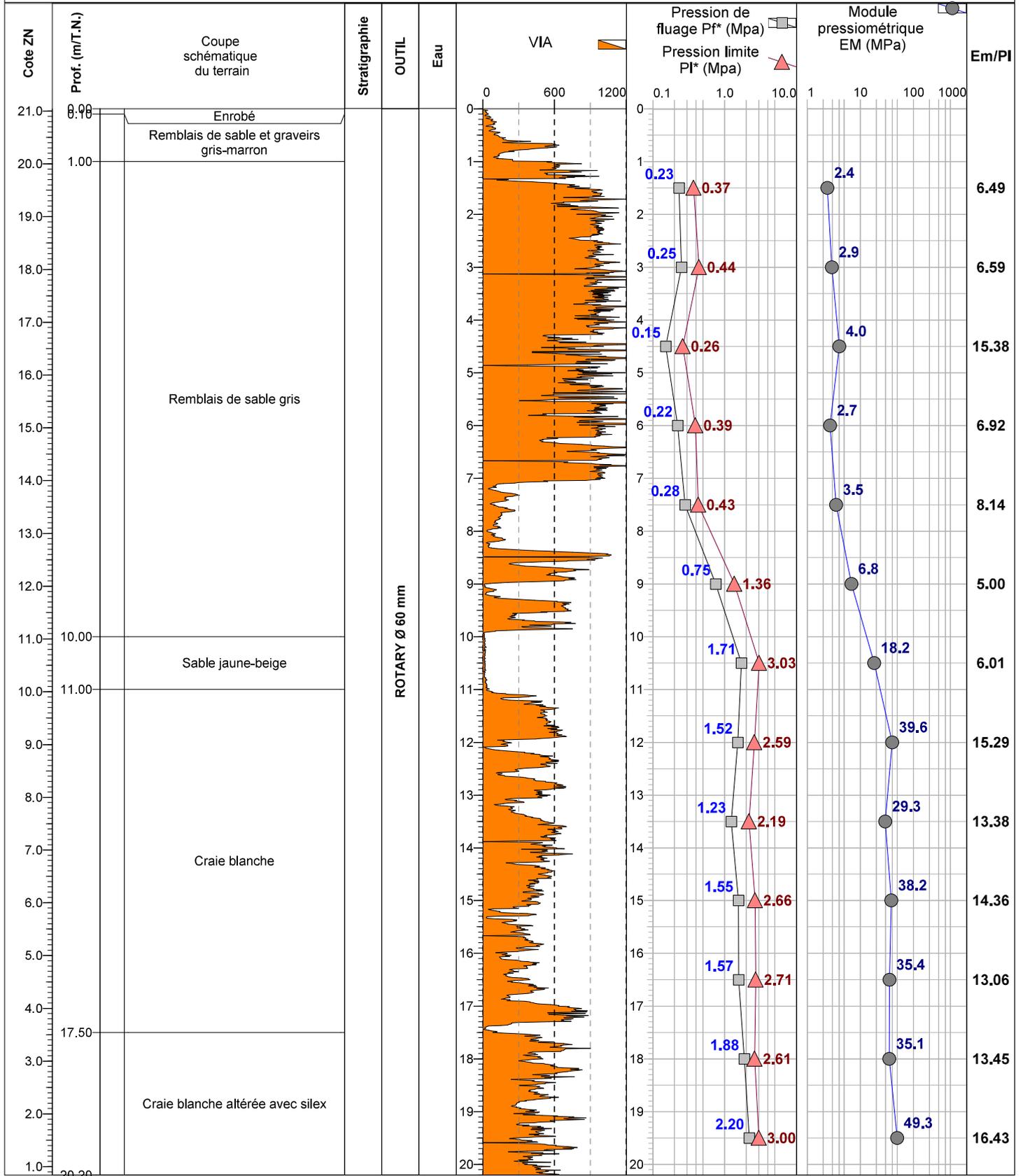


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :

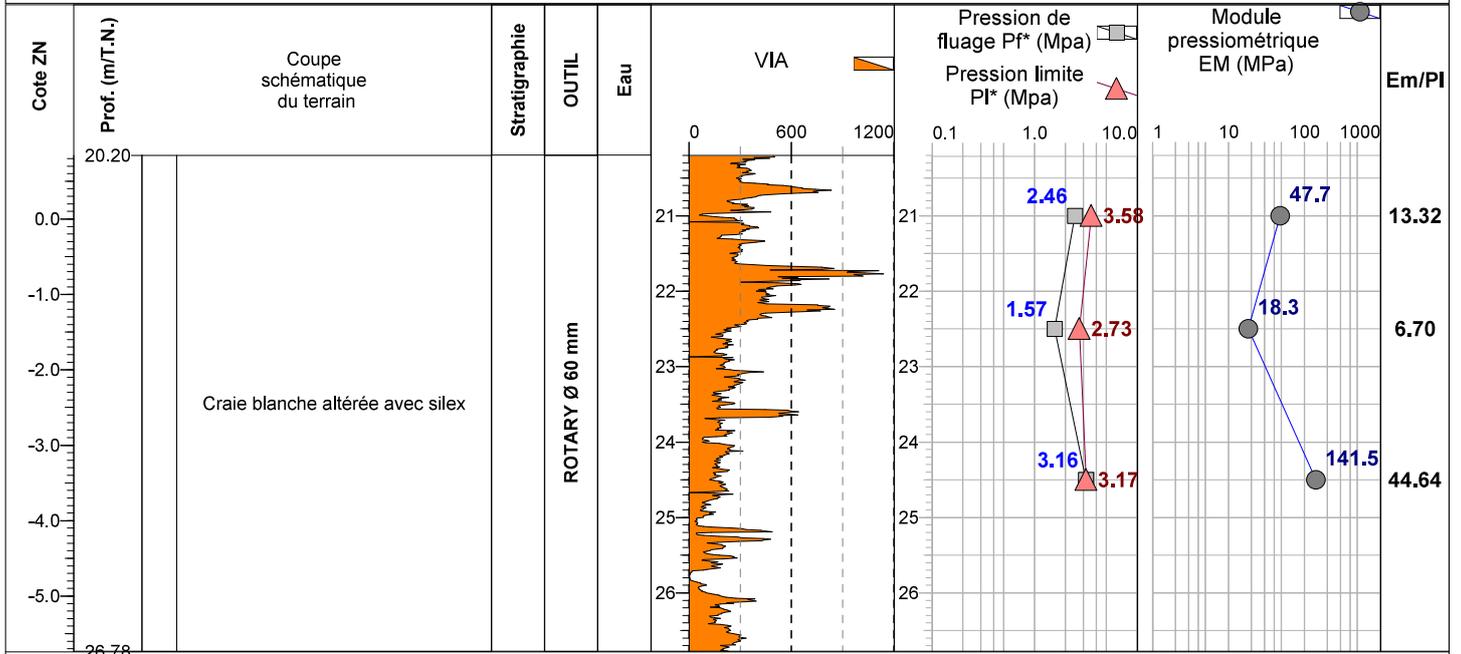


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :

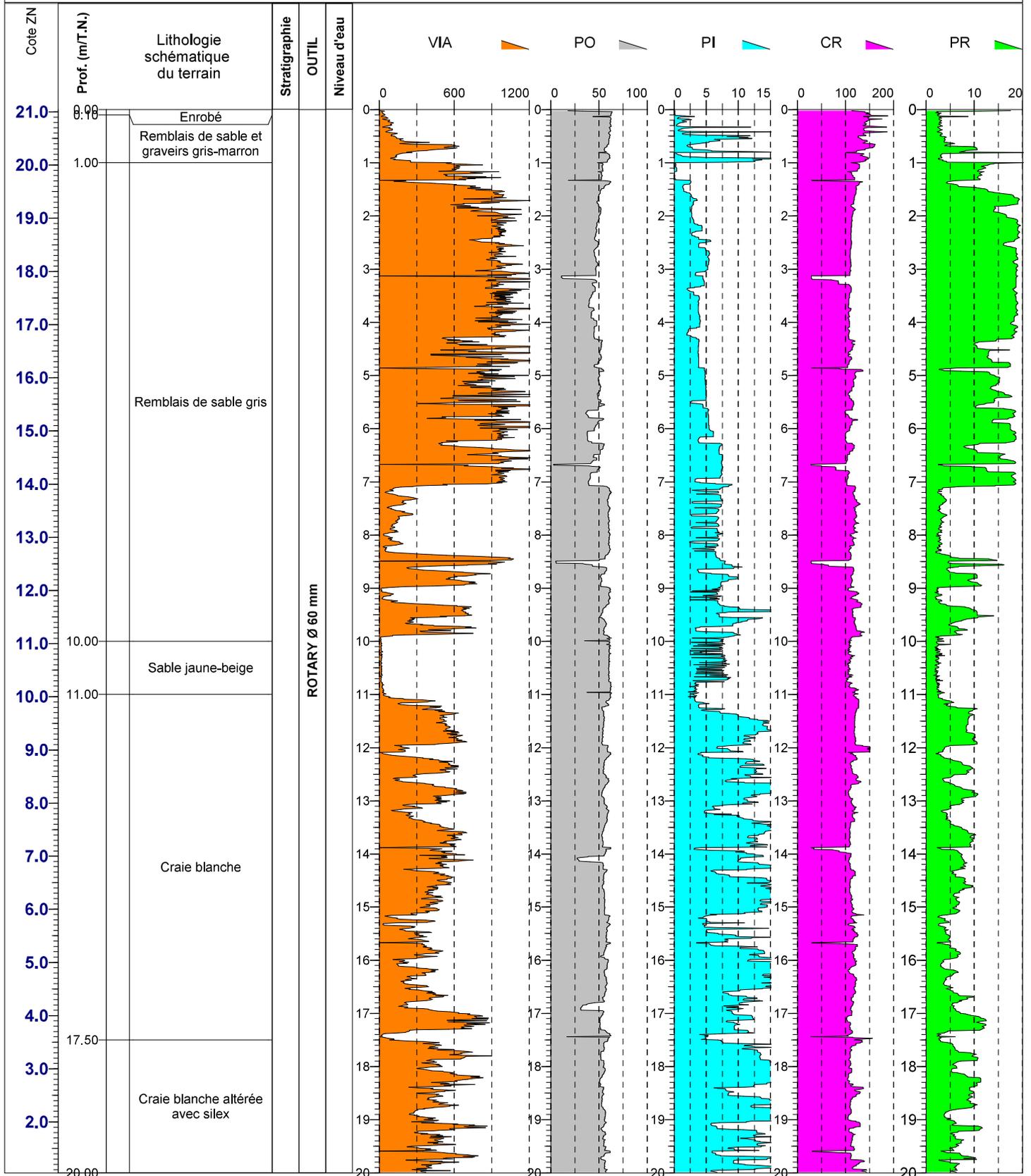


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :

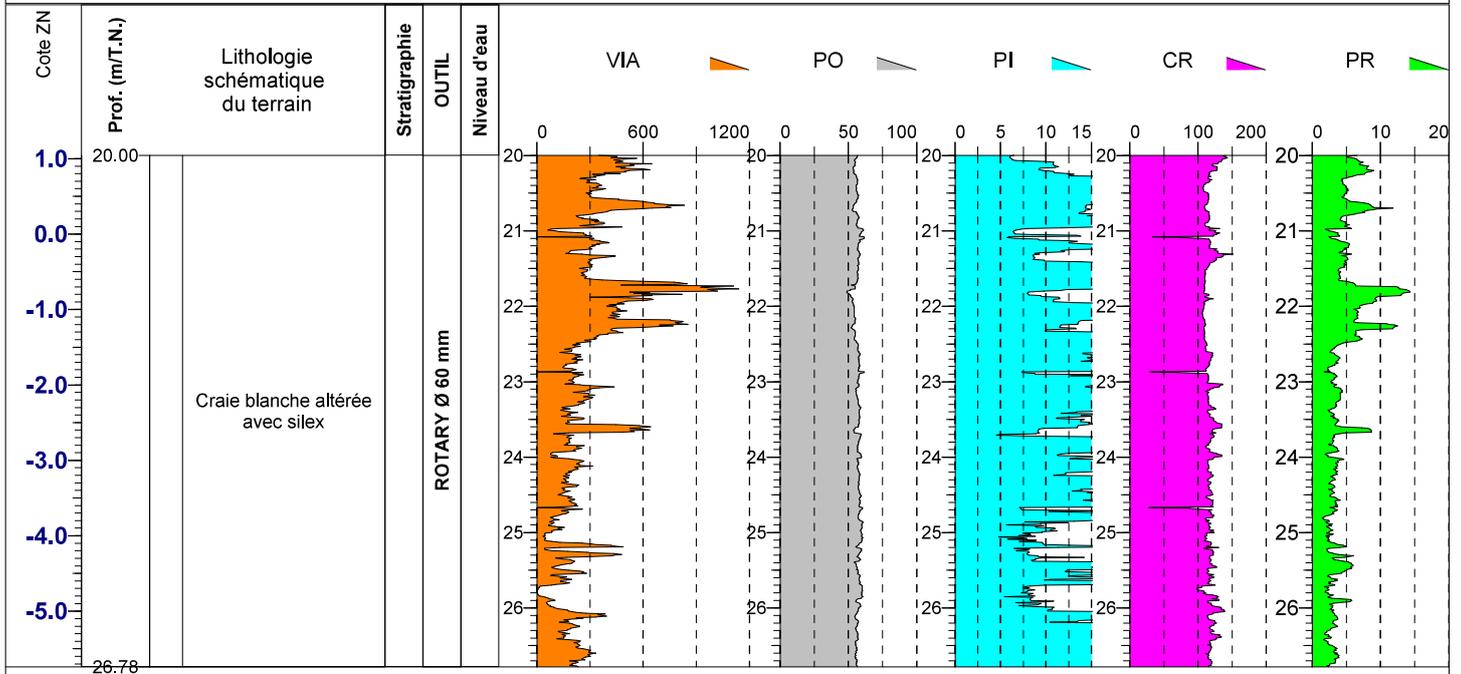


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :

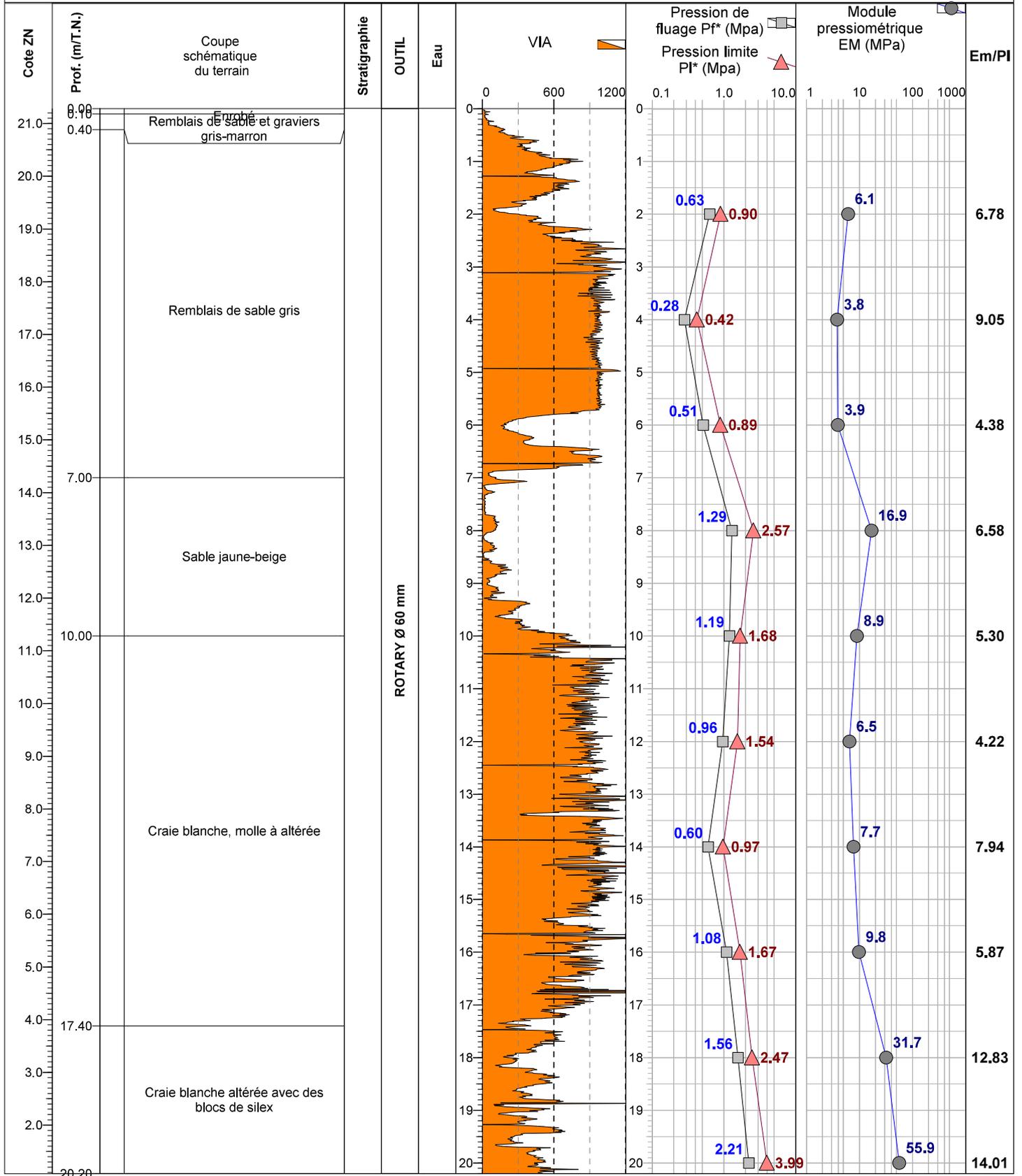


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :

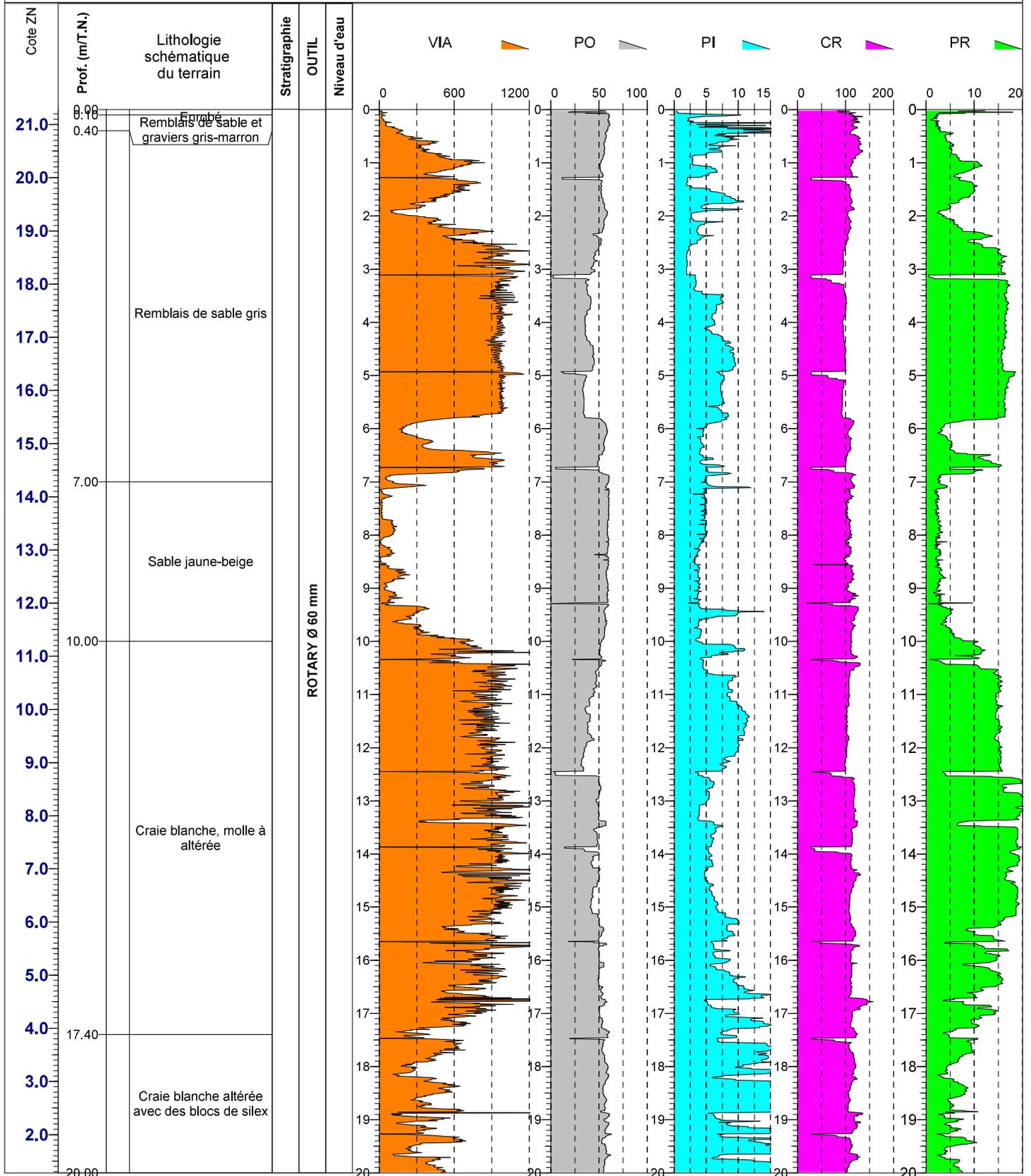


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :

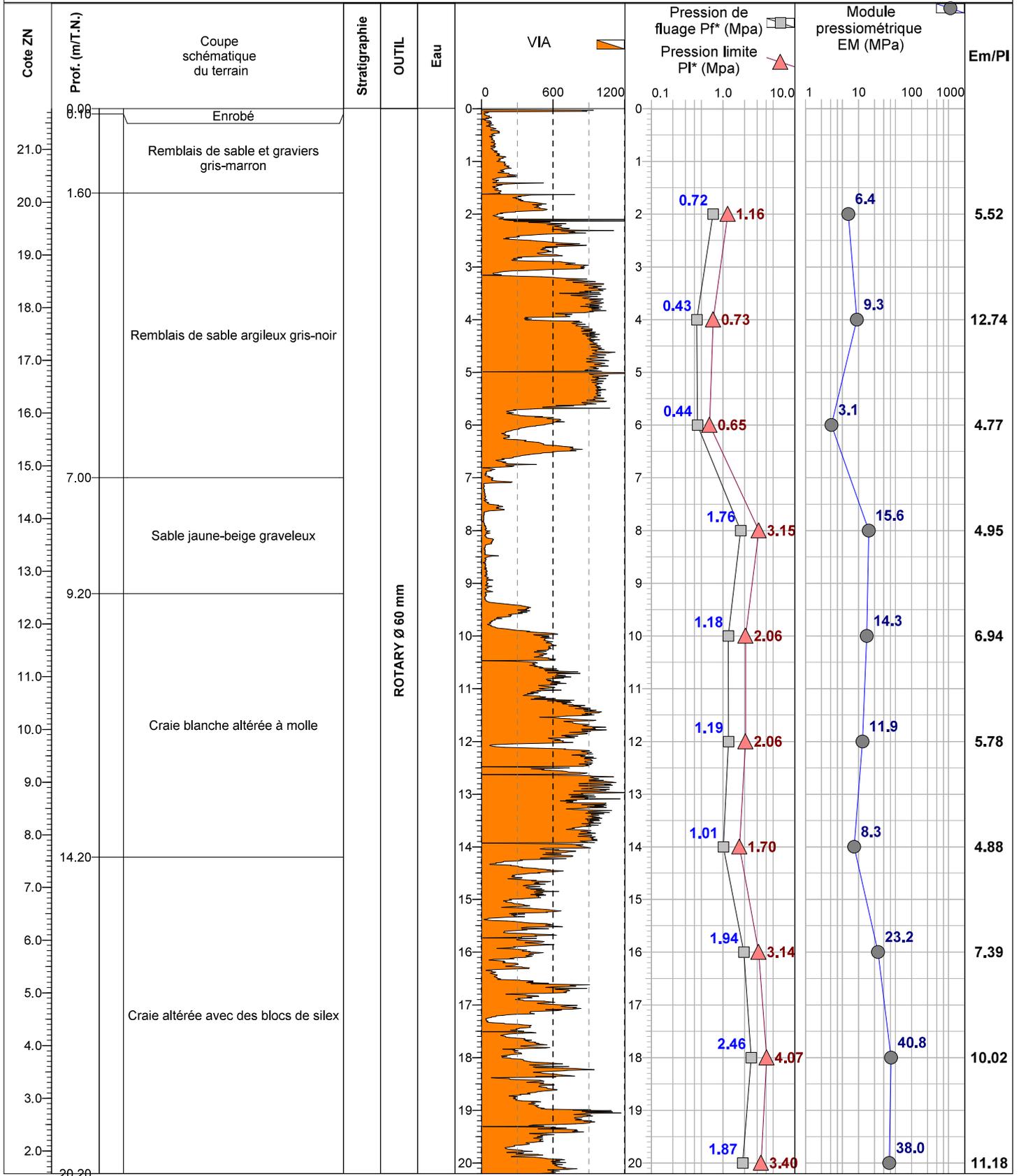


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :

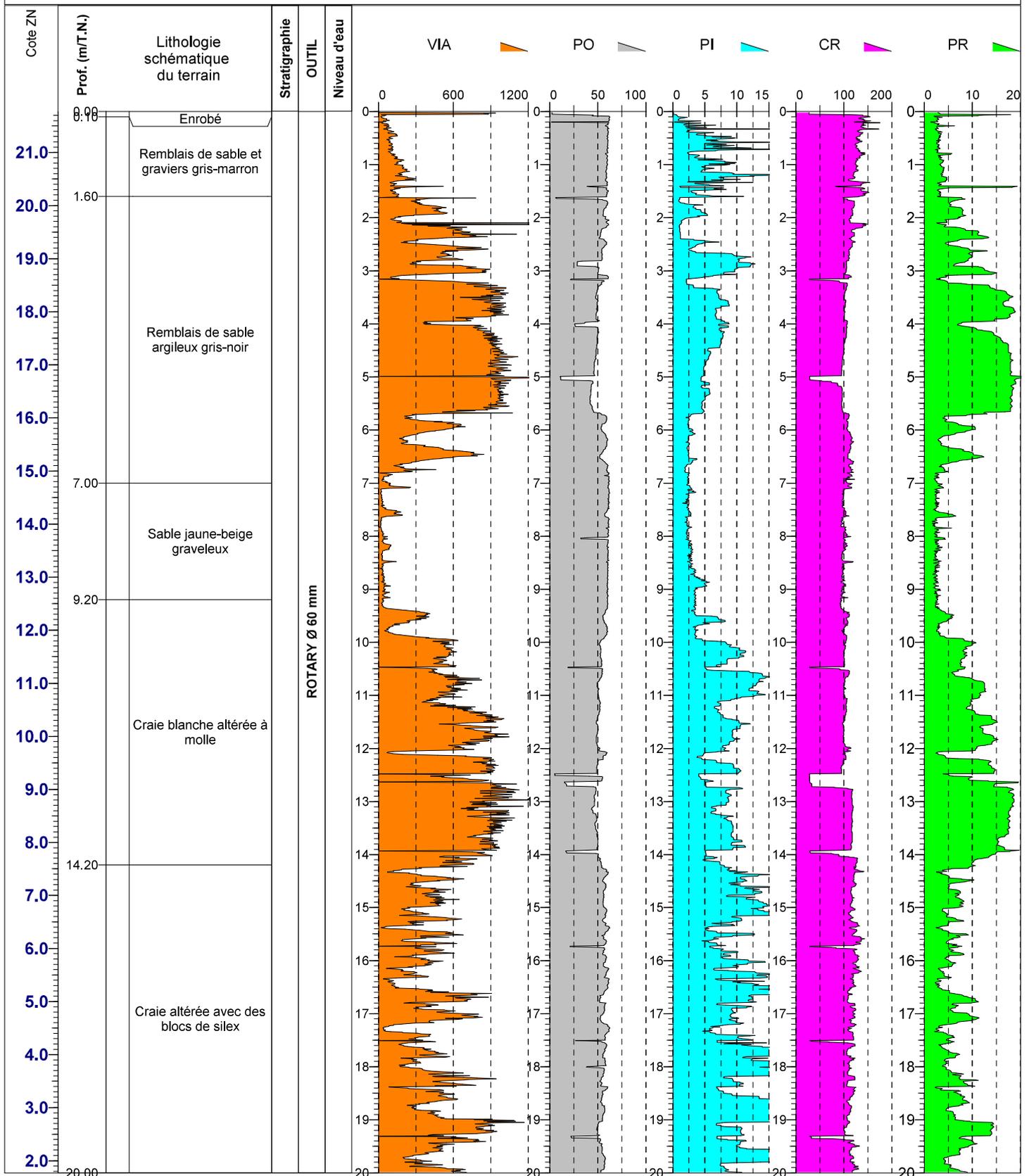


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :



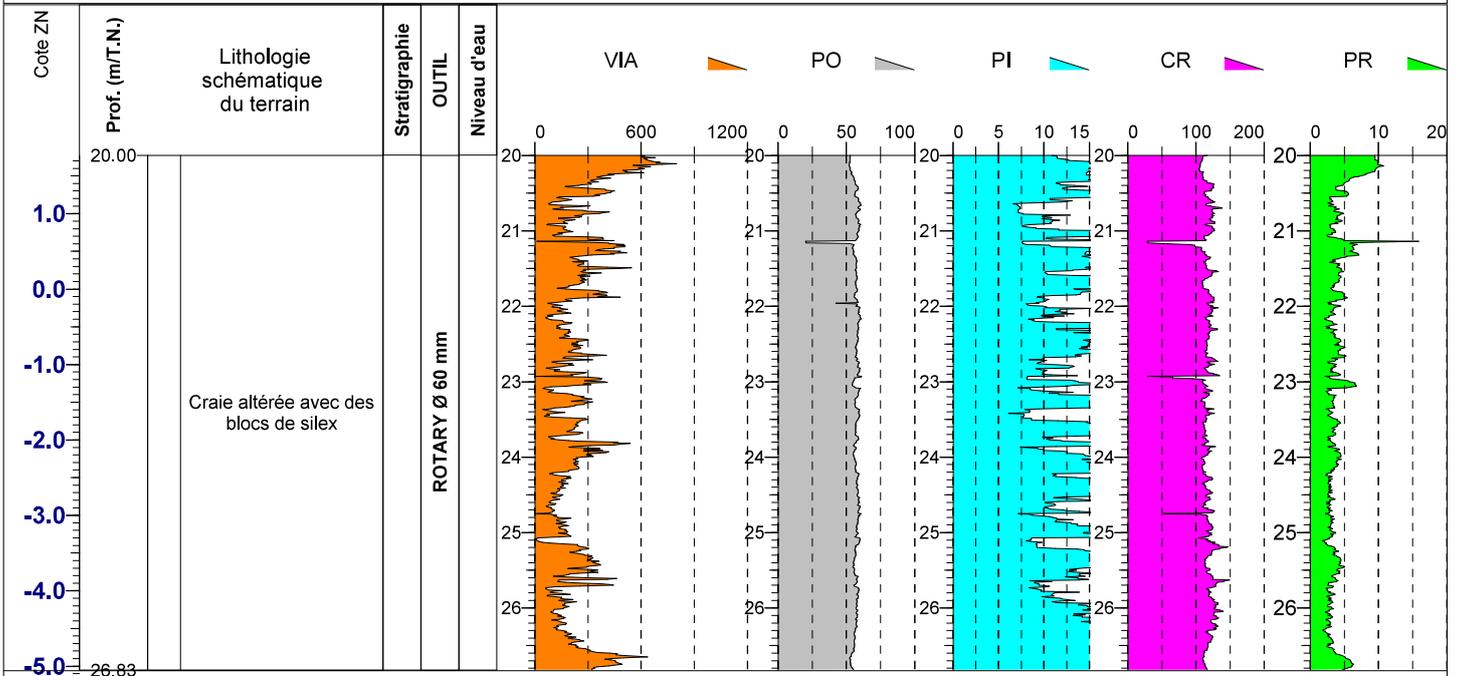
SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Inclinaison :

Remarque :

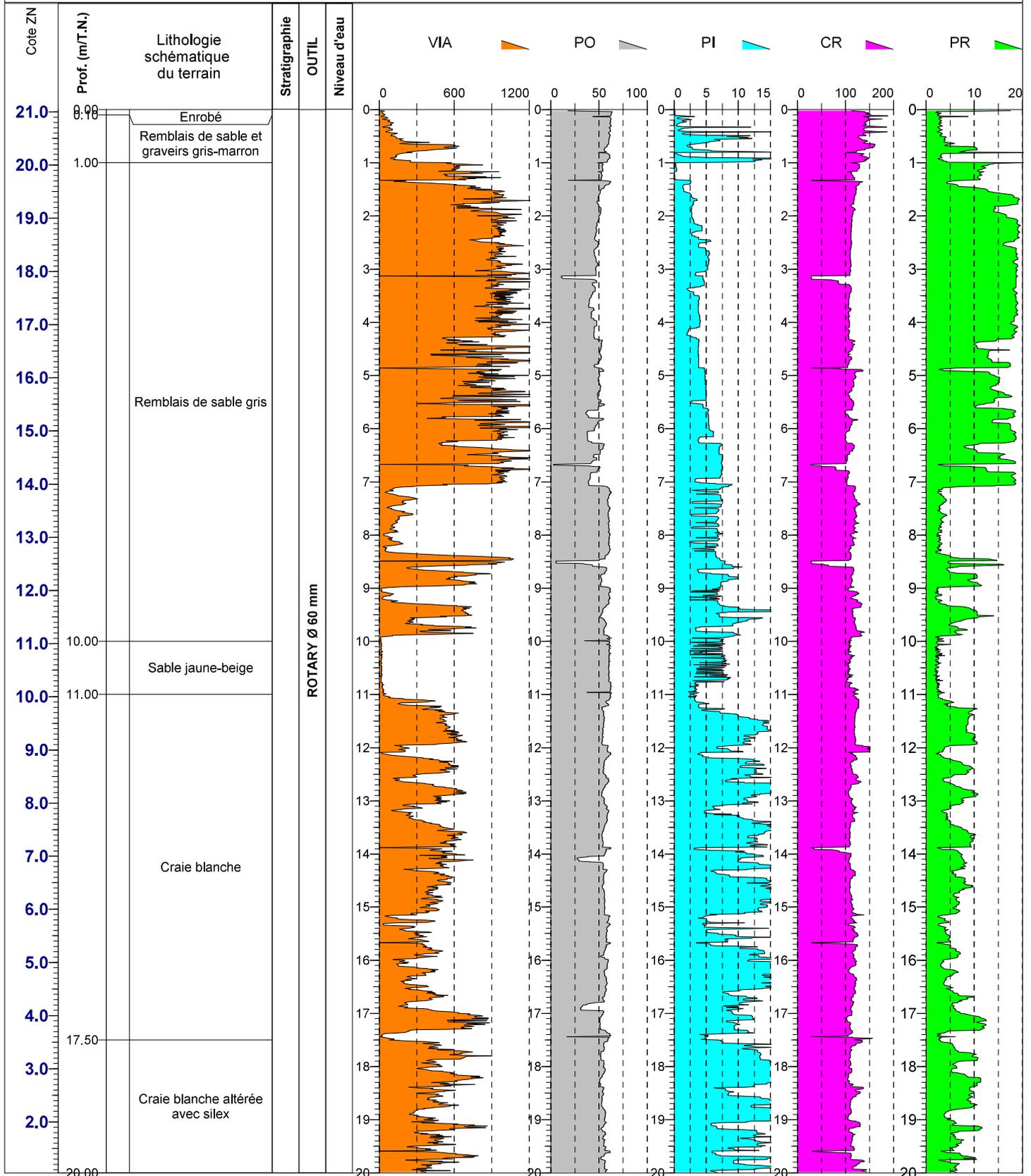


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :

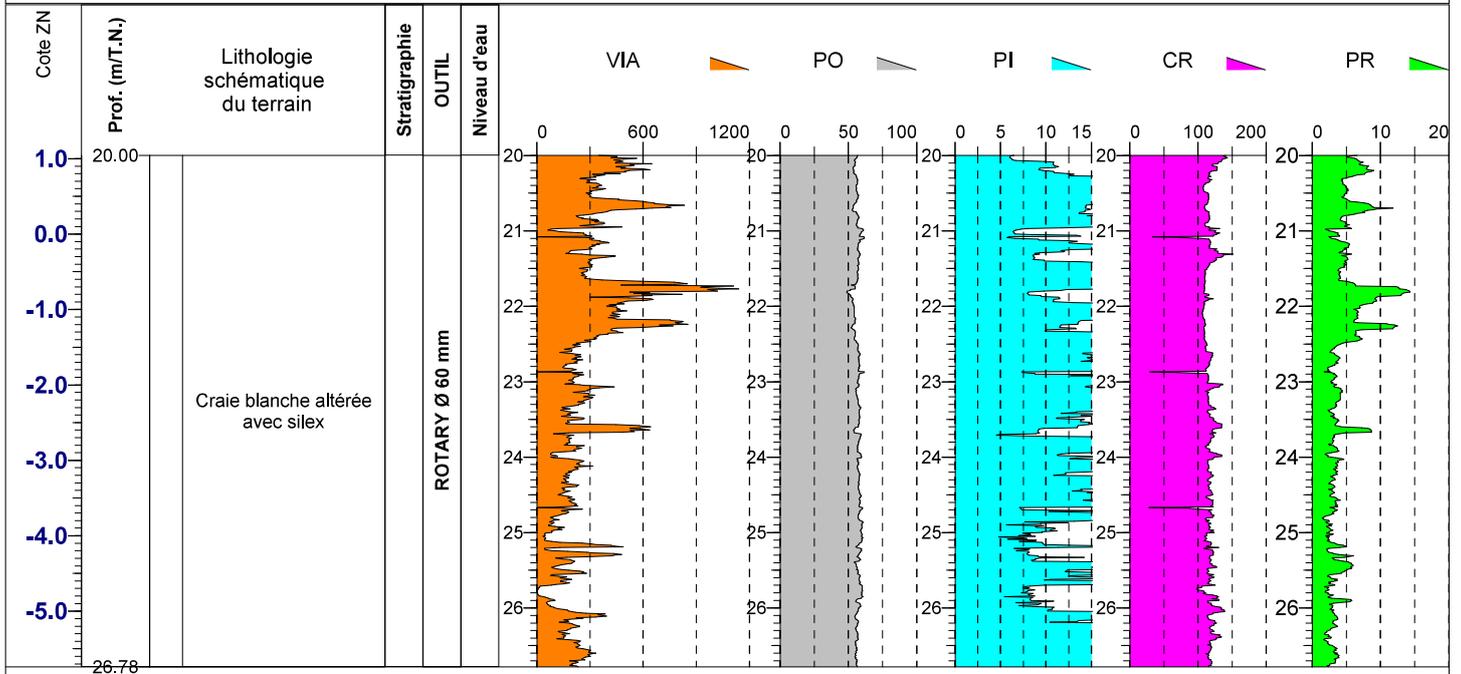


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :



Date : 22/06/2021

Machine : TEREDO 2.8

Cote X :

Profondeur : 0.01 m 2.47 m

Cote Y :

Echelle : 1 / 100

Cote Z :

Page : 1 / 1

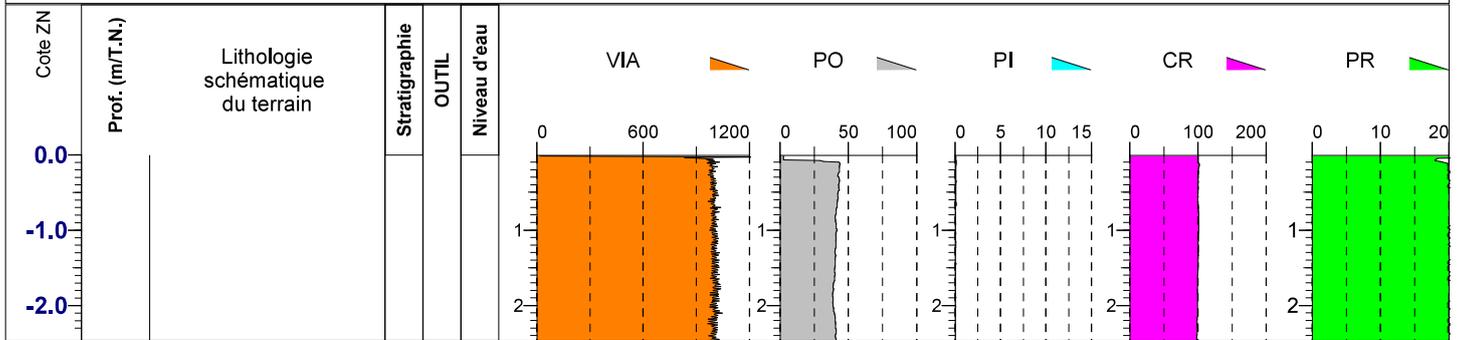
Inclinaison :

SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :



Date : 22/06/2021

Machine : TEREDO 2.8

SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

Cote X :

Profondeur : 0.01 m 2.47 m

ETUDE : Bâtiment Logistique

Cote Y :

Echelle : 1 / 100

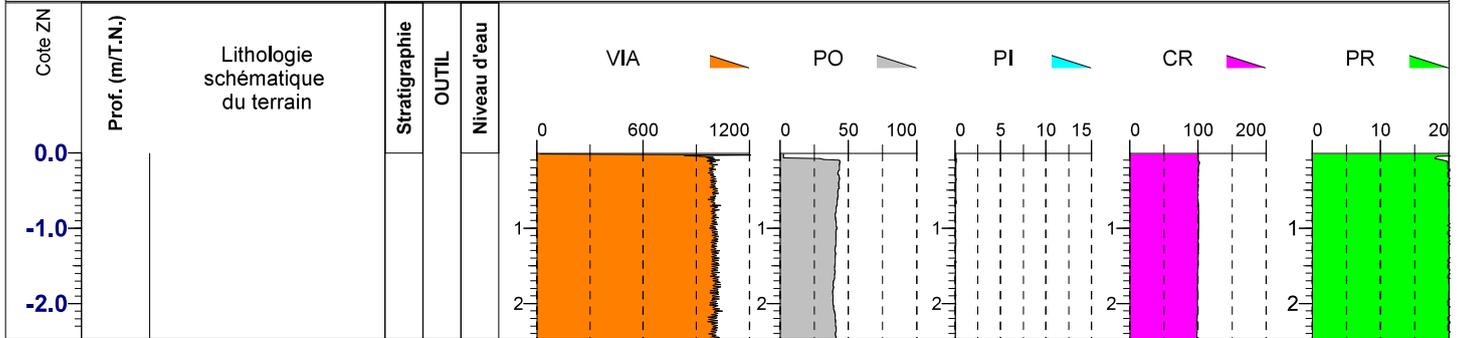
CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Cote Z :

Page : 1 / 1

Inclinaison :

Remarque :





B S CONSULTANTS

14, avenue du Québec
SILIC 716

91961 COURTABOEUF Cedex

Tel : 01.69.59.13.86 - Fax : 01.69.28.05.04

FORAGE : SP3 ET2

N° Affaire : AME2021-04-17 Type : ETALONNAGE

Date : 22/06/2021

Machine : TEREDO 2.8

SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

Cote X :

Profondeur : 0.01 m 2.47 m

ETUDE : Bâtiment Logistique

Cote Y :

Echelle : 1 / 100

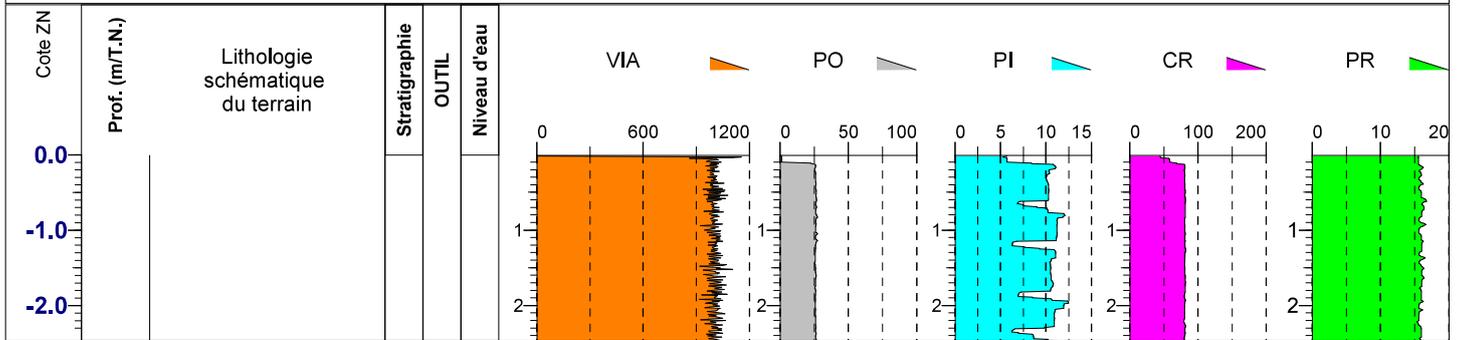
CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Cote Z :

Page : 1 / 1

Inclinaison :

Remarque :



Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **AME2021-04-171**

Coordonnée en X : 1607879.25

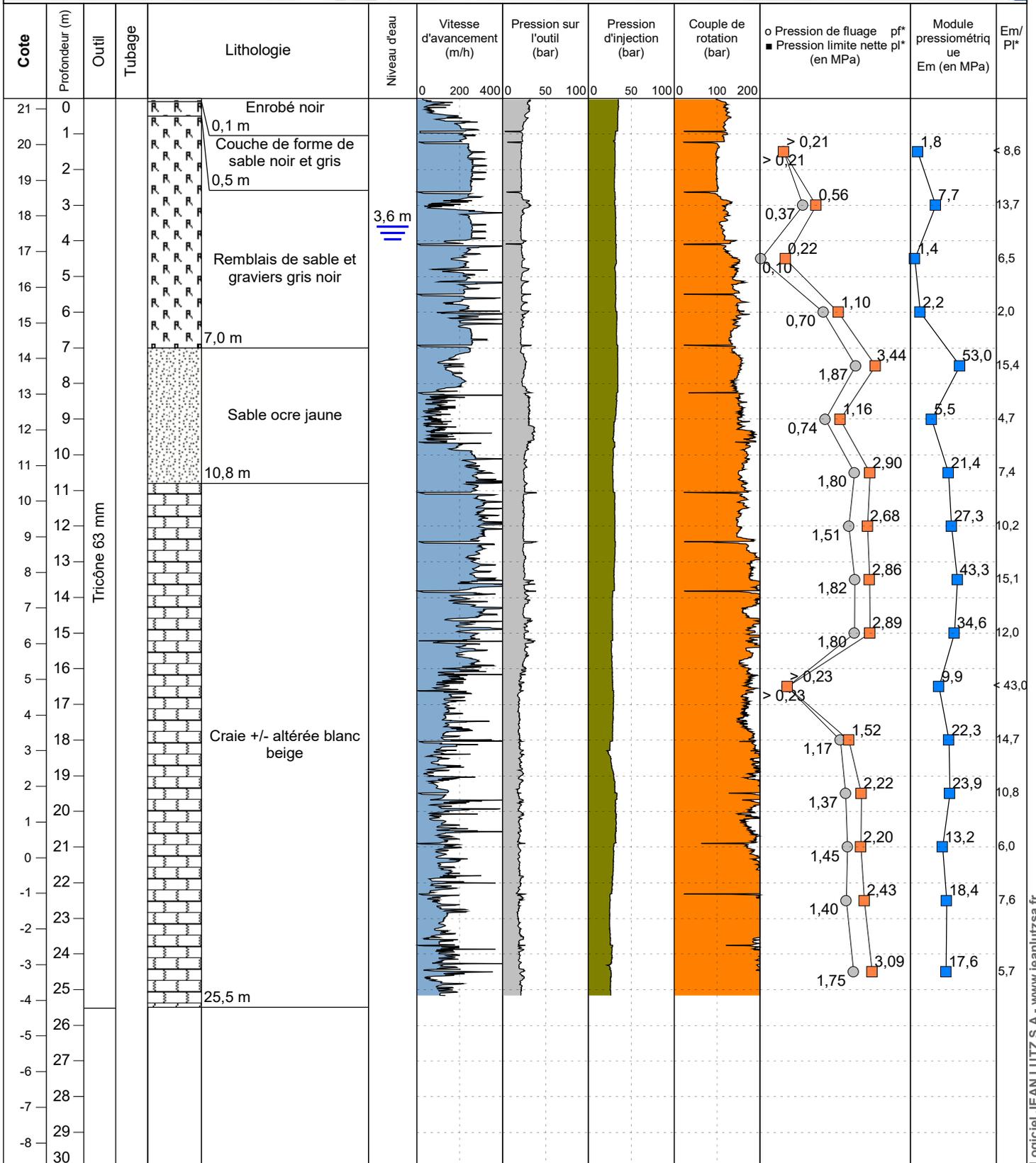
Coordonnée en Y : 8198500.07

Echelle : **1/150**

Profondeur atteinte : **25 m**

Date du sondage : **23/11/2021**

Cote altimétrique : **21.30 NGF**



Observation :

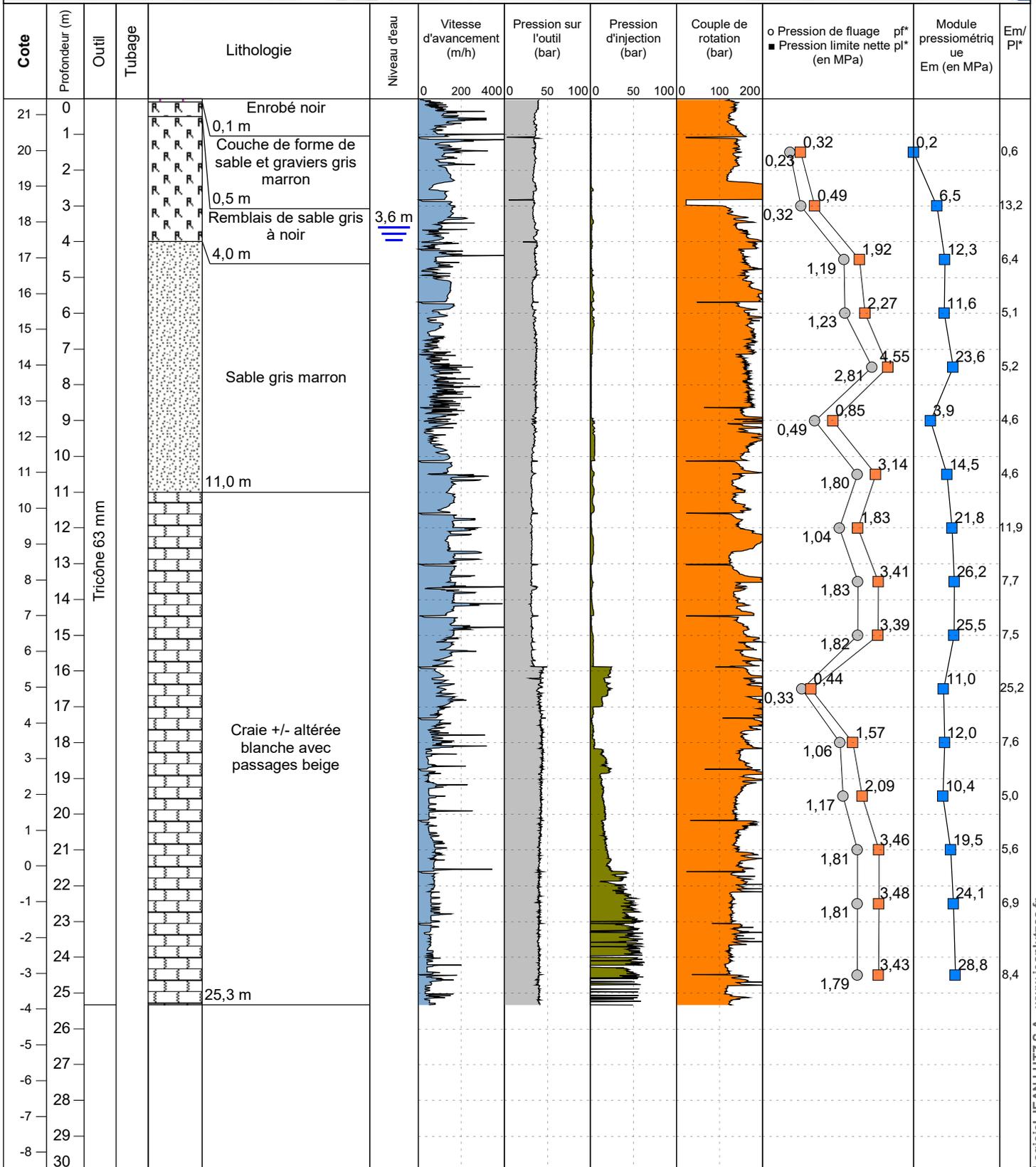
Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **AMe2021-04-171**

Coordonnée en X : 1607969.46

Coordonnée en Y : 8198568.65

Echelle : 1/150 Profondeur atteinte : **25.33 m** Date du sondage : 25/11/2021 Cote altimétrique : **21.45 NGF**



Observation :

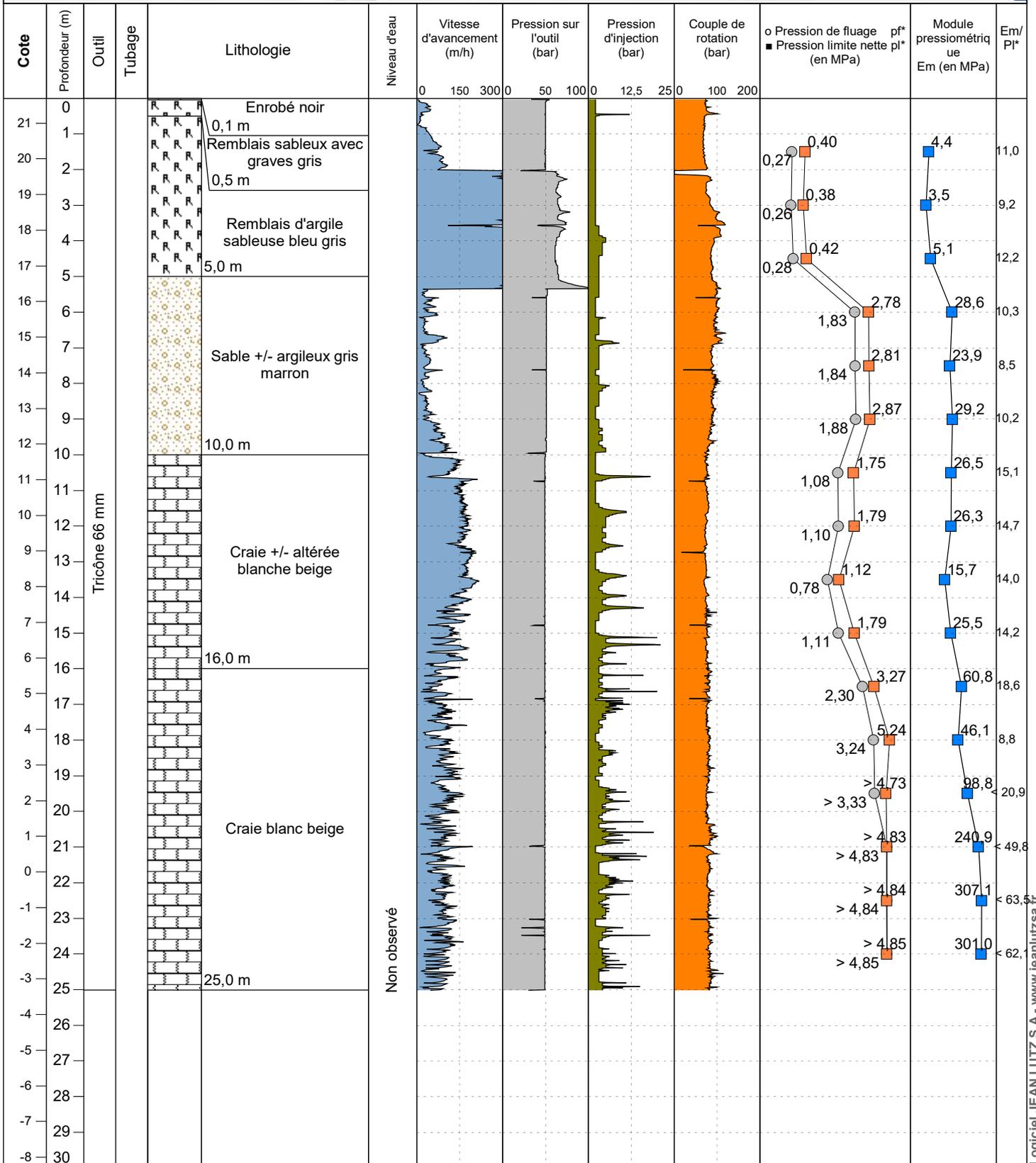
Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **Ame2021-04-171**

Coordonnée en X : 1608046.49

Coordonnée en Y : 8198471.55

Echelle : 1/150 Profondeur atteinte : 25.01 m Date du sondage : 08/12/2021 Cote altimétrique : 21.70 NGF



Logiciel JEAN LUTZ S.A. - www.jeanlutzsa.fr

Observation :

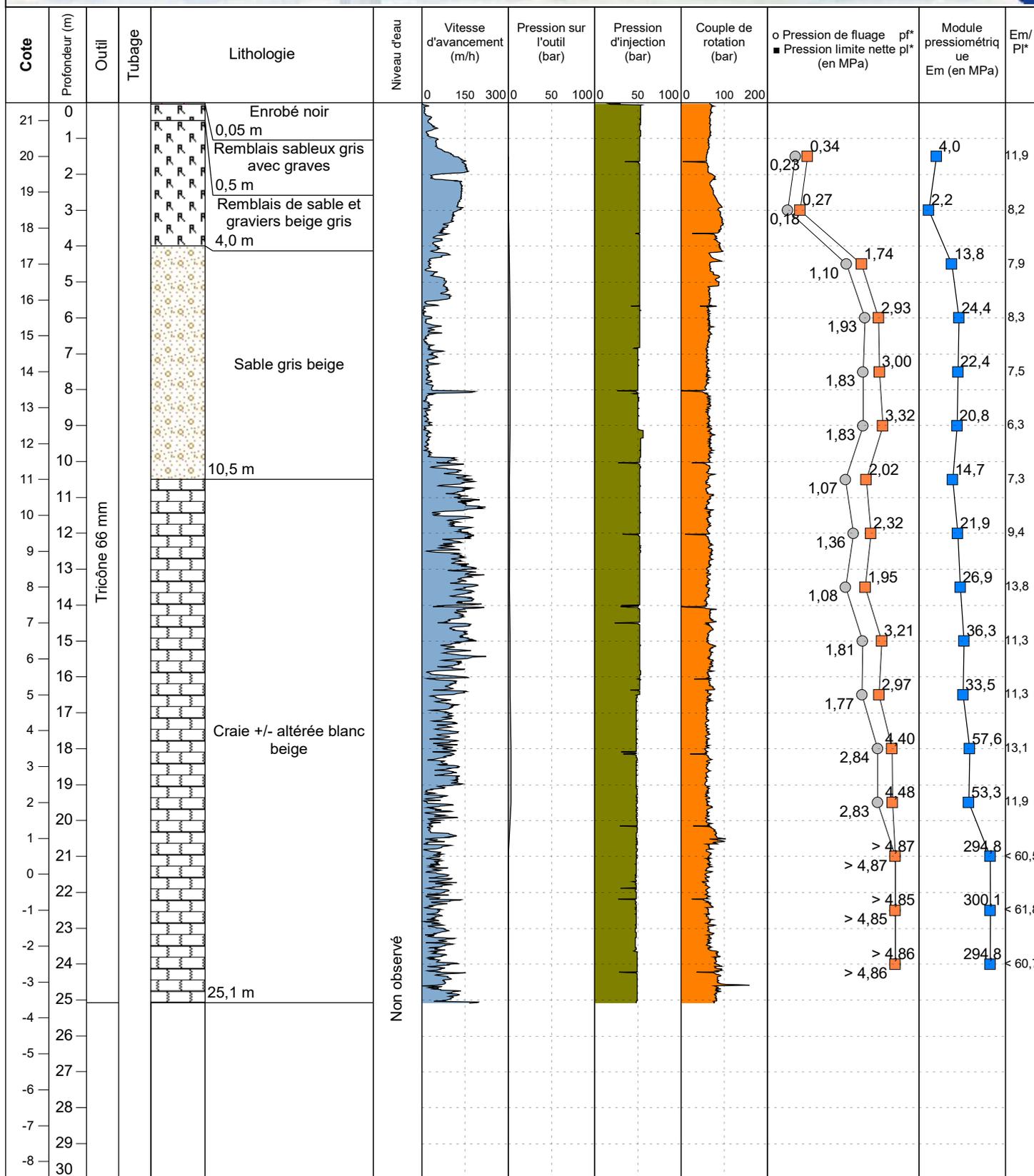
Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **2021-04-171**

Coordonnée en X : 1608121.8

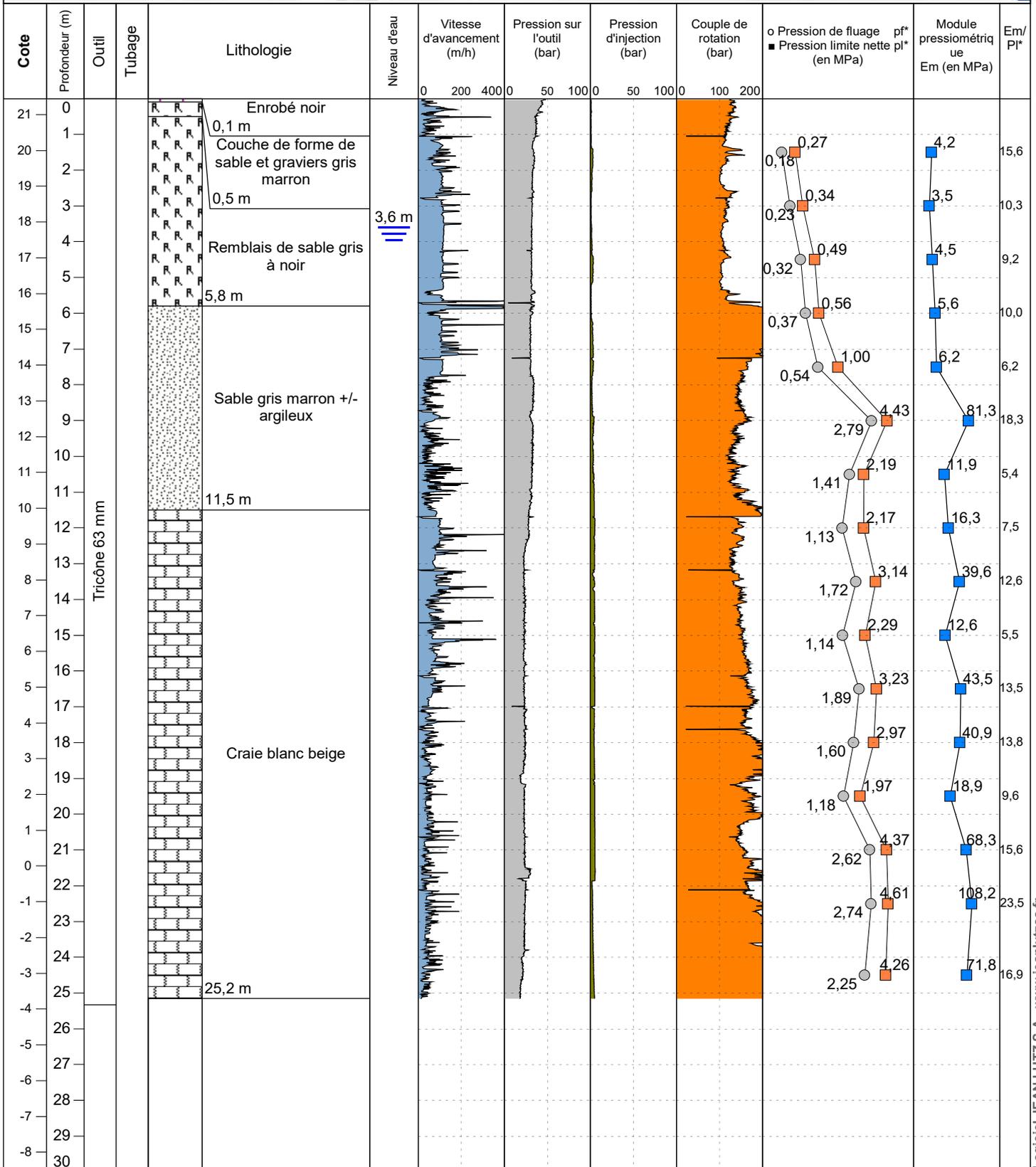
Coordonnée en Y : 8198481.29

Echelle : **1/150** Profondeur atteinte : **25.08 m** Date du sondage : **07/12/2021** Cote altimétrique : **21.50 NGF**



Logiciel JEAN LUTZ S.A. - www.jeanlutzsa.fr

Observation :



Observation :

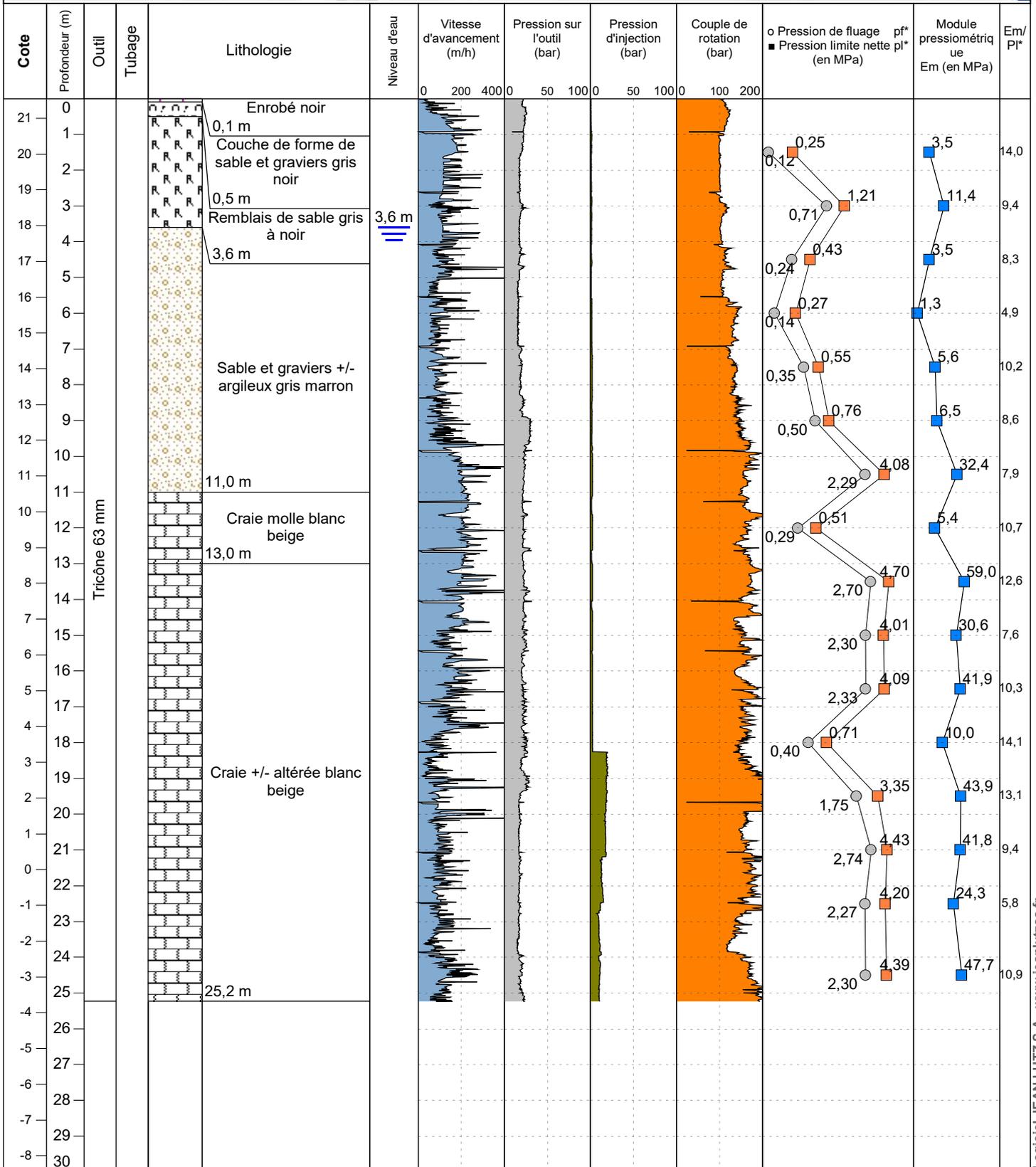
Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **AMe2021-04-171**

Coordonnée en X : 1608069.08

Coordonnée en Y : 8198364.59

Echelle : 1/150 Profondeur atteinte : **25.23 m** Date du sondage : 02/12/2021 Cote altimétrique : **21.55 NGF**



Observation :

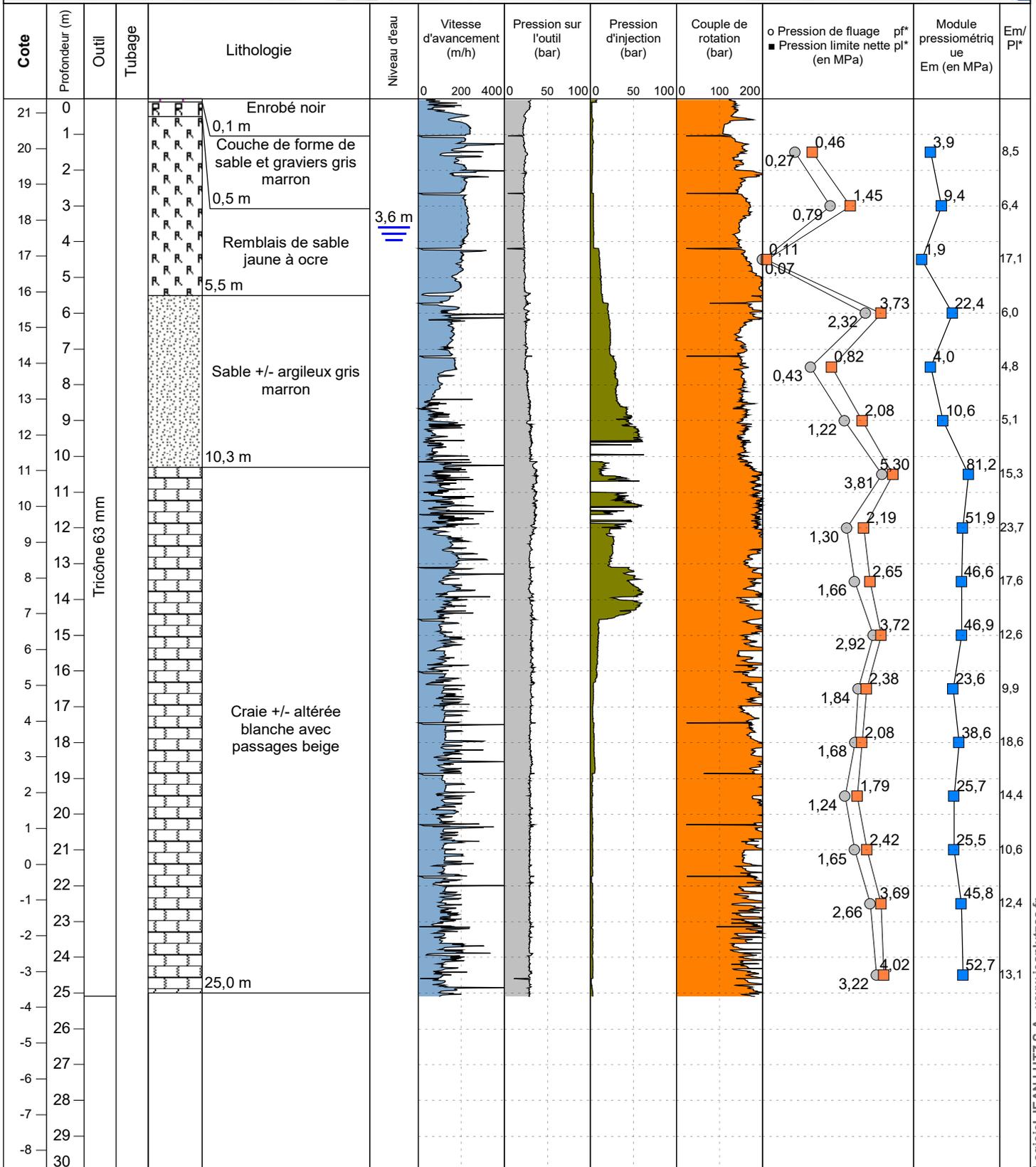
Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **AMe2021-04-171**

Coordonnée en X : 1607938.36

Coordonnée en Y : 8198409.46

Echelle : **1/150** Profondeur atteinte : **25.09 m** Date du sondage : 29/11/2021 Cote altimétrique : **21.40 NGF**



Observation :

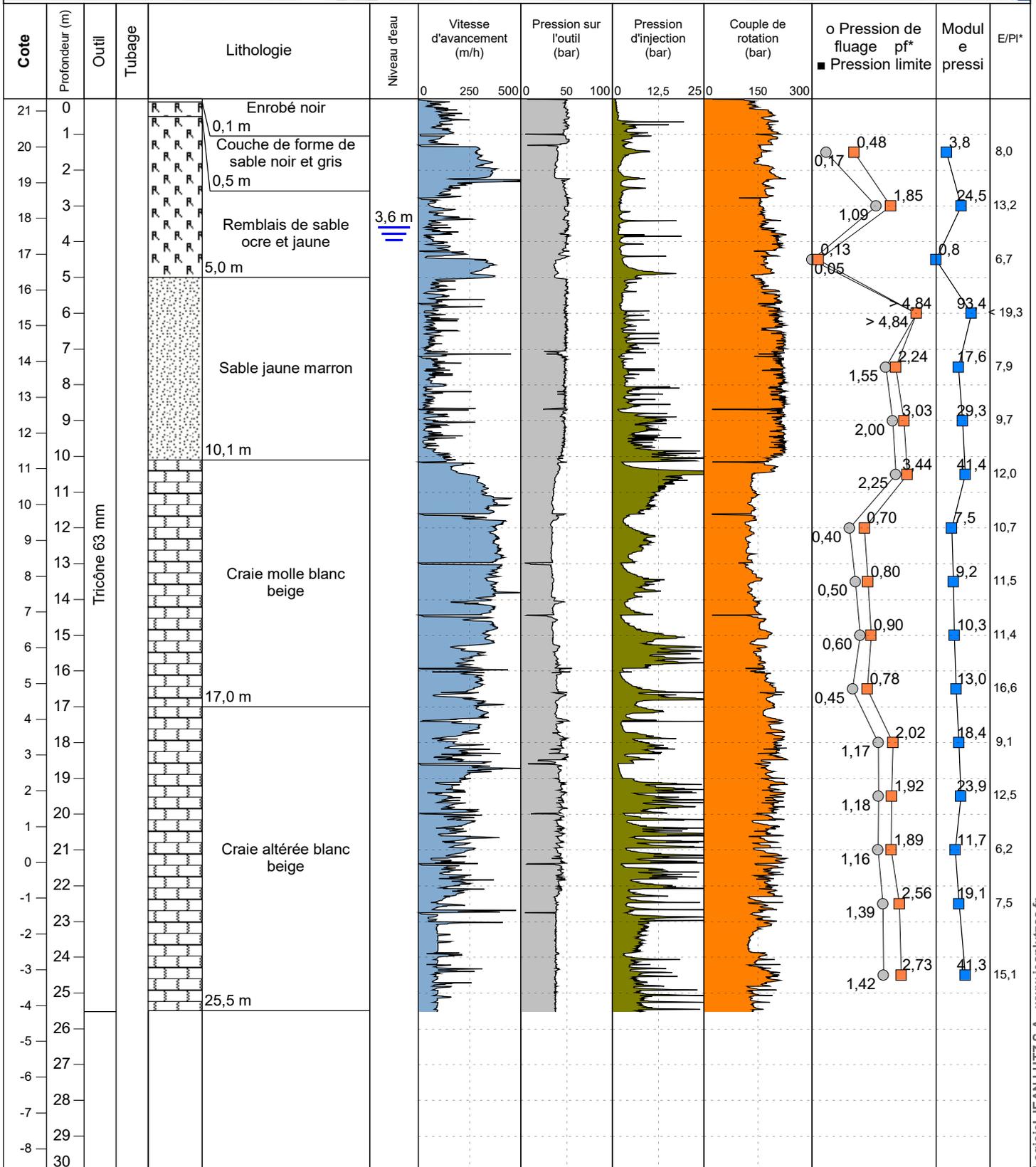
Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **AME2021-04-171**

Coordonnée en X : 1607929.10

Coordonnée en Y : 8198602.09

Echelle : 1/150 Profondeur atteinte : **25.52 m** Date du sondage : 17/11/2021 Cote altimétrique : **21.35 NGF**



Observation :

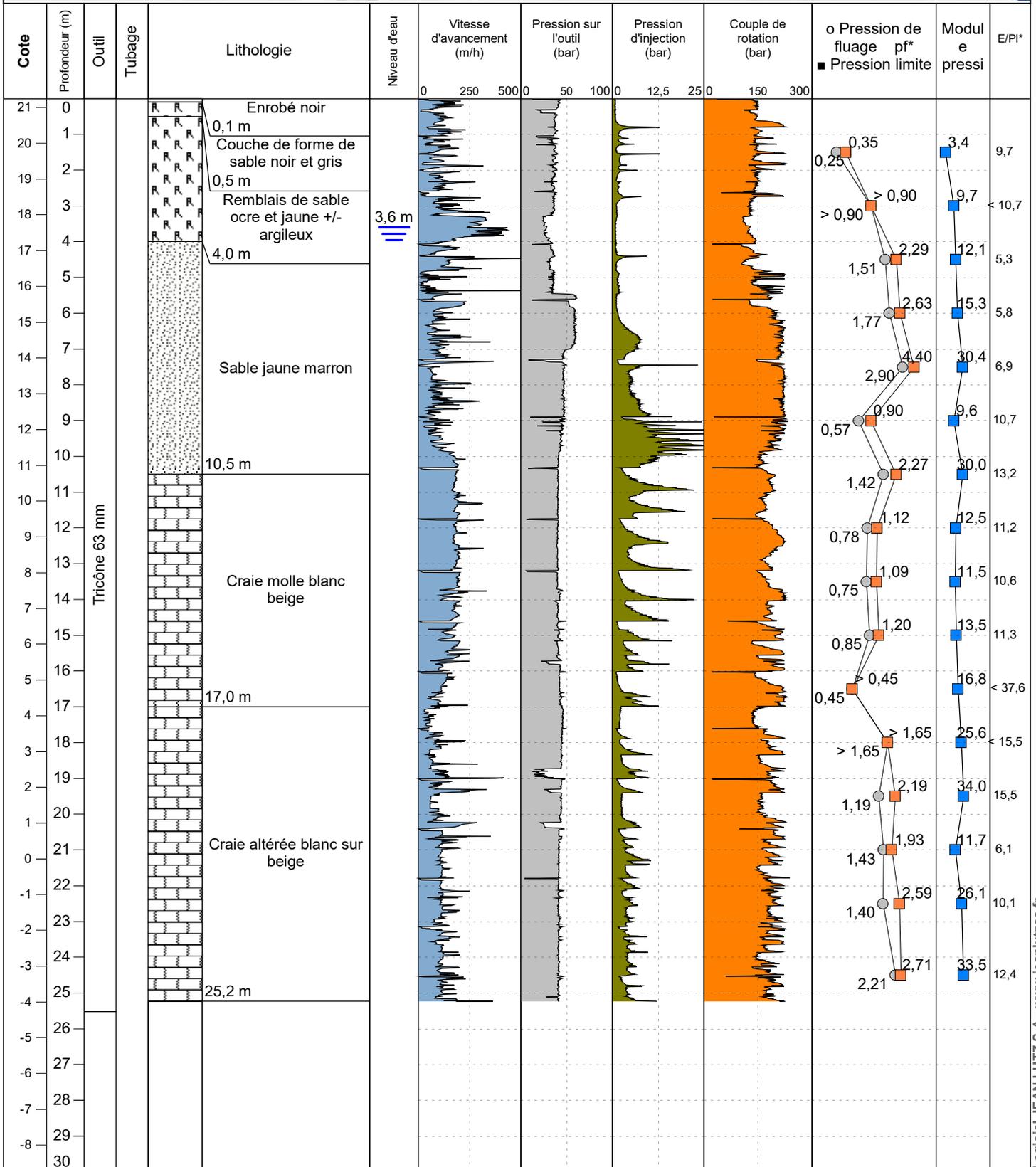
Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **AME2021-04-171**

Coordonnée en X : 1607901.92

Coordonnée en Y : 8198659.99

Echelle : 1/150 Profondeur atteinte : **25.23 m** Date du sondage : 09/11/2021 Cote altimétrique : **21.25 NGF**



Observation :

Date : 25/06/2021

Machine : TEREDO 2.8

SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

Cote X :

Profondeur : 0.01 m 2.48 m

ETUDE : Bâtiment Logistique

Cote Y :

Echelle : 1 / 100

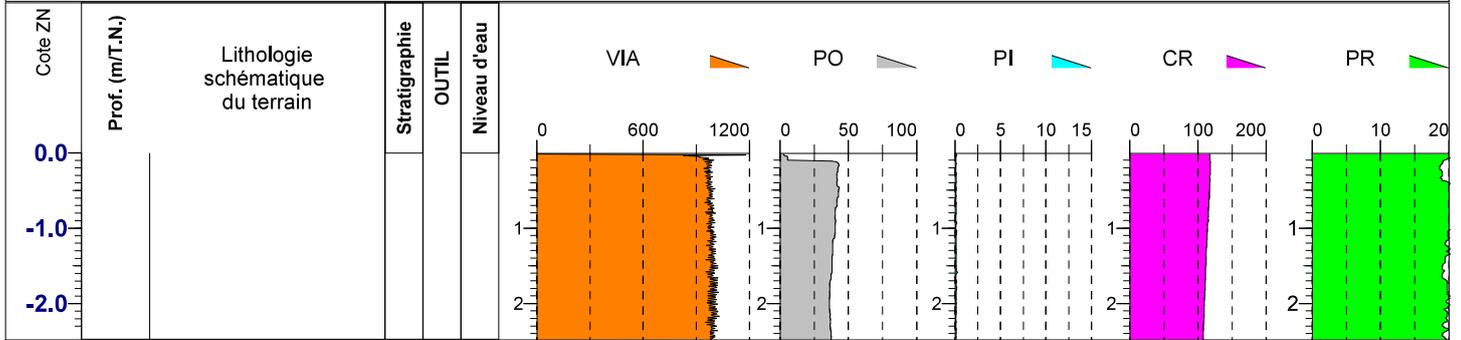
CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Cote Z :

Page : 1 / 1

Inclinaison :

Remarque :





B S CONSULTANTS

14, avenue du Québec
SILIC 716

91961 COURTABOEUF Cedex

Tel : 01.69.59.13.86 - Fax : 01.69.28.05.04

FORAGE : SD1 PZ ET2

N° Affaire : AME2021-04-17 Type : ETALONNAGE

Date : 25/06/2021

Machine : TEREDO 2.8

SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

Cote X :

Profondeur : 0.01 m 2.47 m

ETUDE : Bâtiment Logistique

Cote Y :

Echelle : 1 / 100

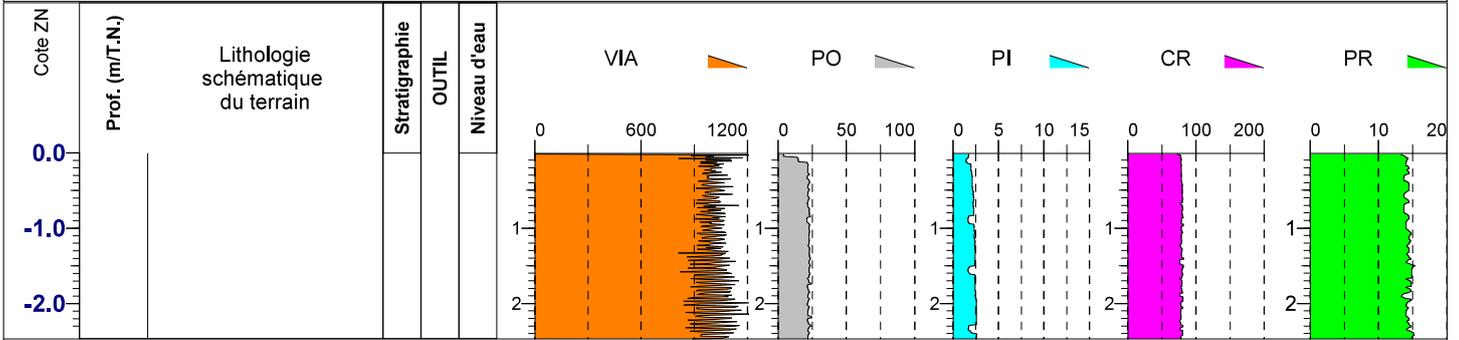
CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Cote Z :

Page : 1 / 1

Inclinaison :

Remarque :

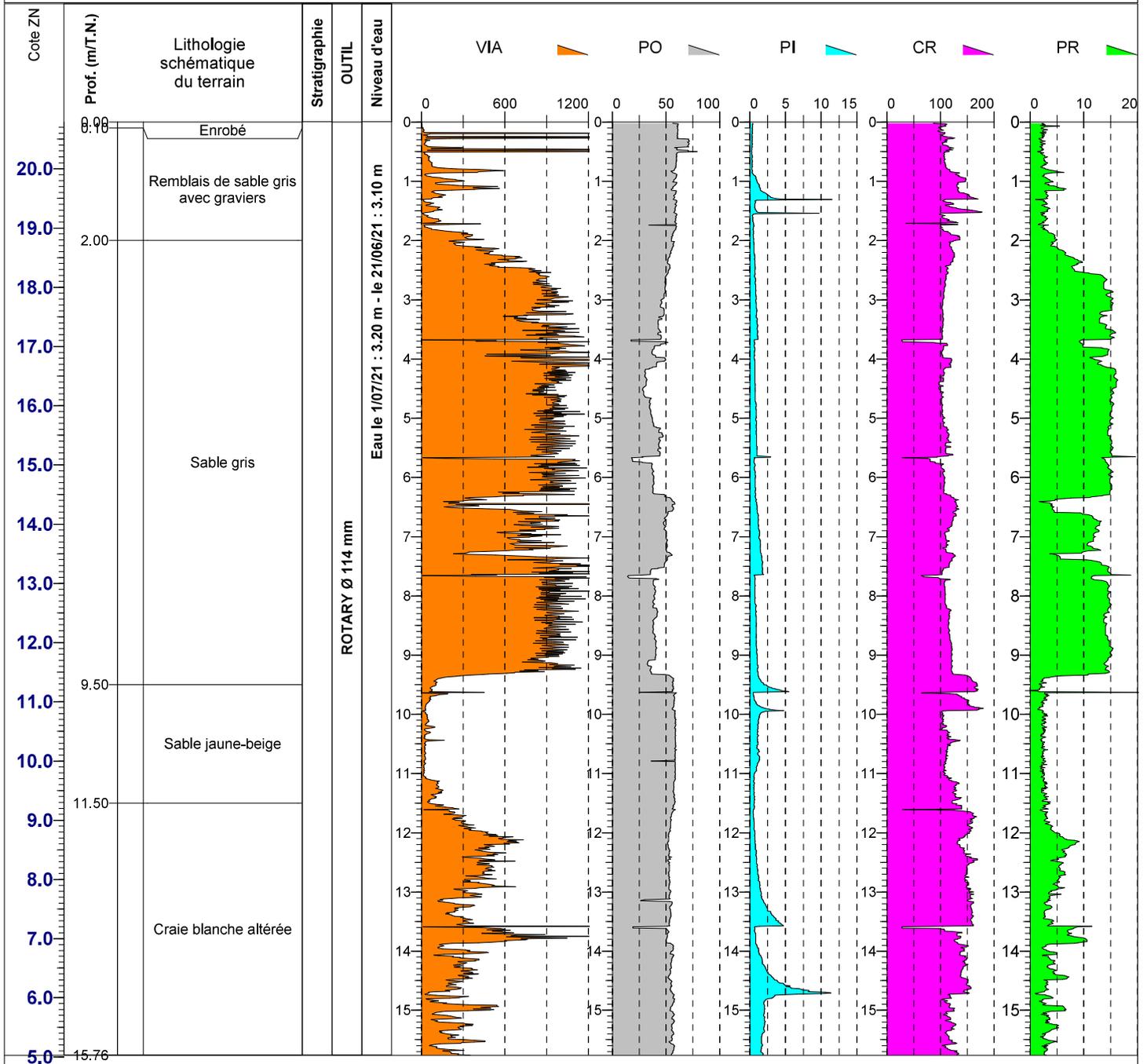


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :



Date : 21/06/2021

Machine : TEREDO 2.8

Cote X :

Profondeur : 0.01 m 3.79 m

Cote Y :

Echelle : 1 / 100

Cote Z :

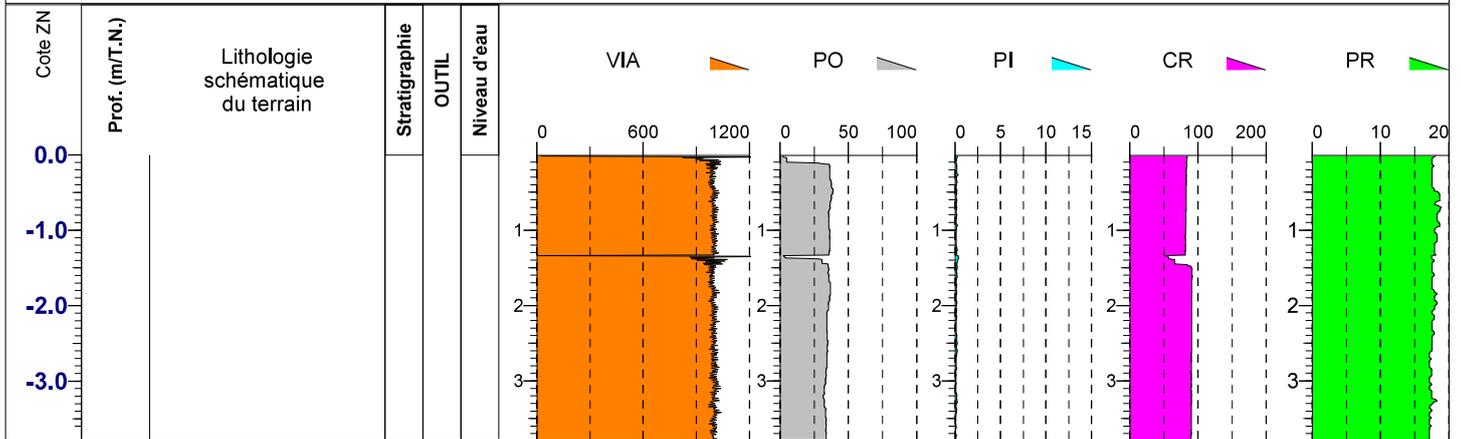
Page : 1 / 1

SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :

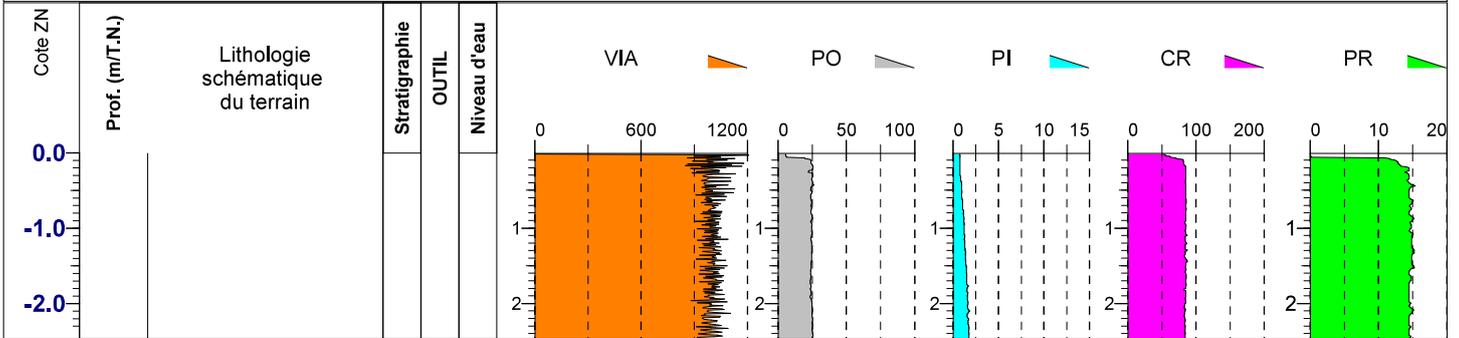


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :

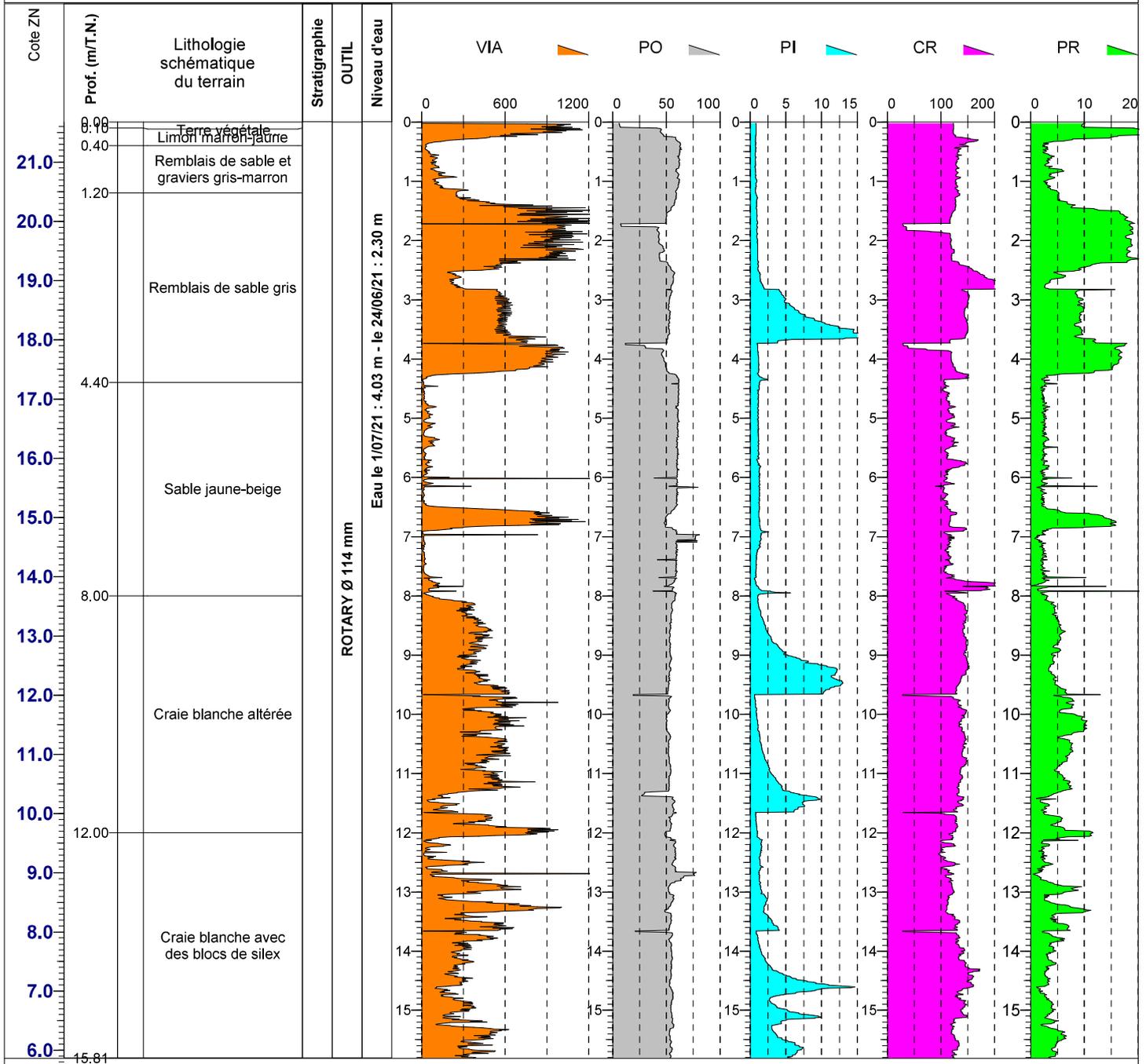


SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :



Date : 24/06/2021

Machine : TEREDO 2.8

Cote X :

Profondeur : 0.01 m 2.48 m

Cote Y :

Echelle : 1 / 100

Cote Z :

Page : 1 / 1

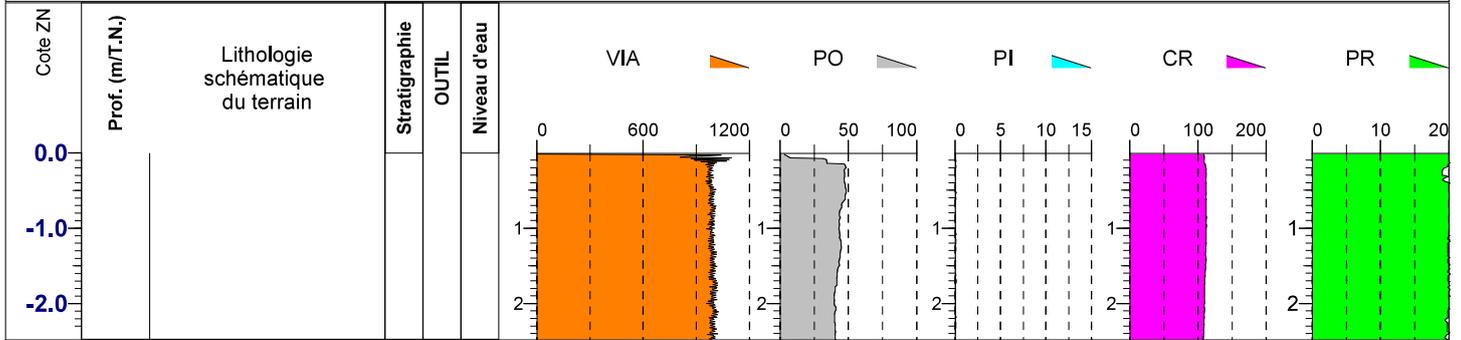
Inclinaison :

SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :



Date : 24/06/2021

Machine : TEREDO 2.8

Cote X :

Profondeur : 0.01 m 3.33 m

Cote Y :

Echelle : 1 / 100

Cote Z :

Page : 1 / 1

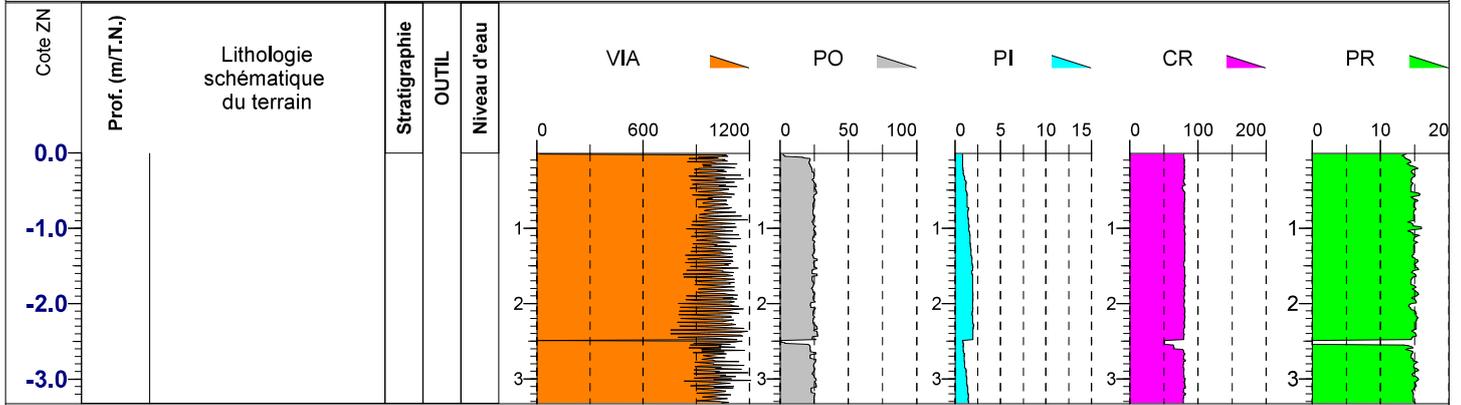
Inclinaison :

SITE : LIMAY PORCHEVILLE (78)

ETUDE : Bâtiment Logistique

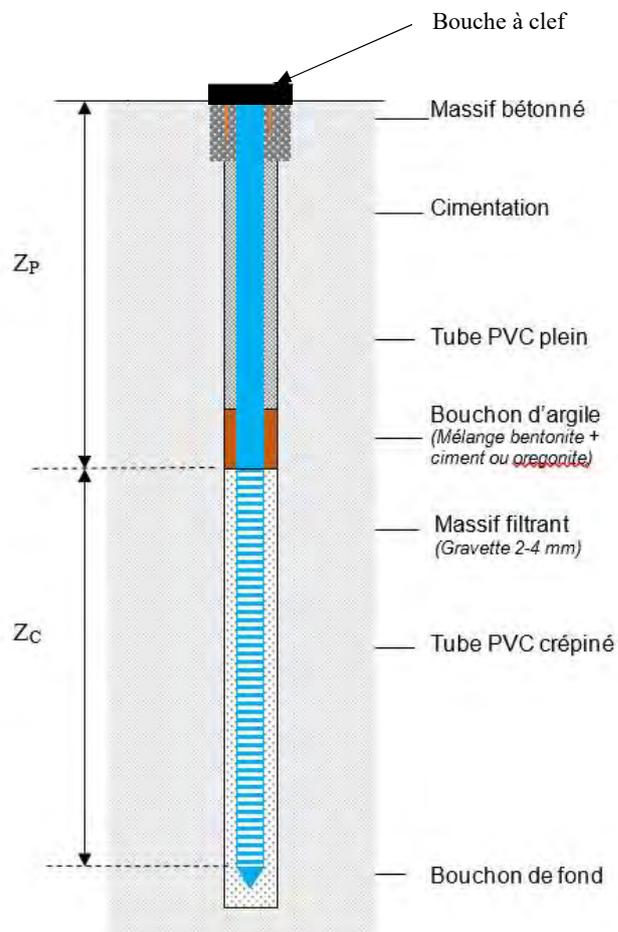
CLIENT : IKEA DEVELOPPEMENT

Remarque :



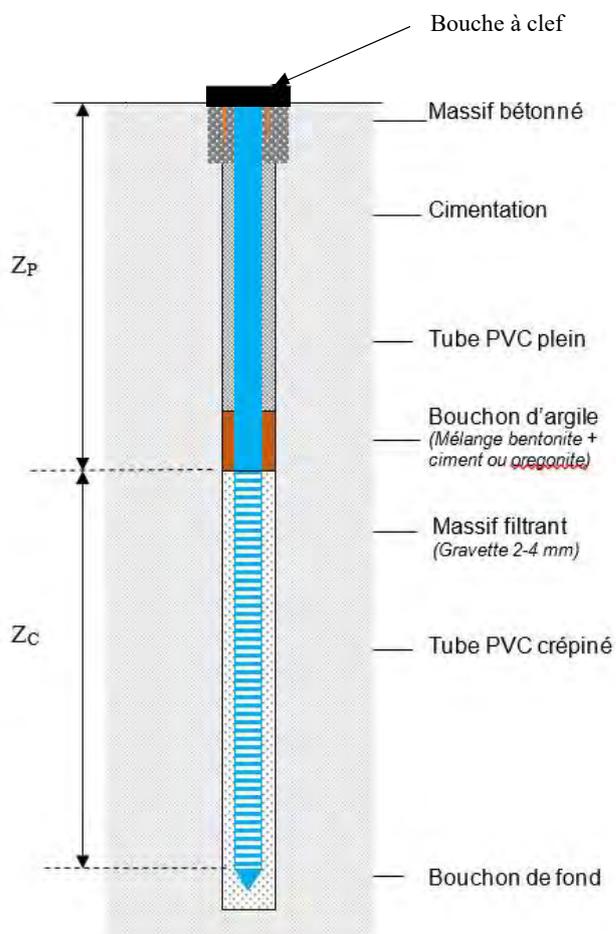
Caractéristique du Piézomètre	
Diamètre intérieur/extérieur PVC (en mm)	52/60mm et chaussette
Type protection	Bouche à clef
Z _P en m (Hauteur PVC plein)	De +21.7 NGF à 19.70 NGF
Z _C en m (Hauteur PVC crépiné)	De 19.7 NGF à 6.7 NGF
Côte du massif filtrant	De 19.7 NGF à 6.7 NGF
Type de massif filtrant	Gravette 2/4 mm
Côte de la cimentation	De 21.7 NGF à 20.7 NGF
Côte du bouchon d'argile	De 20.7 NGF à 19.7 NGF
Type de bouchon d'argile	Oregonite
Niveau d'eau (en m/TA) - date	4.1 m – (01/07/2021)

COORDONNEES DU SONDAGE SD1+PZ					
X =	1607698.856	Y =	8198566.649	Z _{TN} =	21.7 m NGF



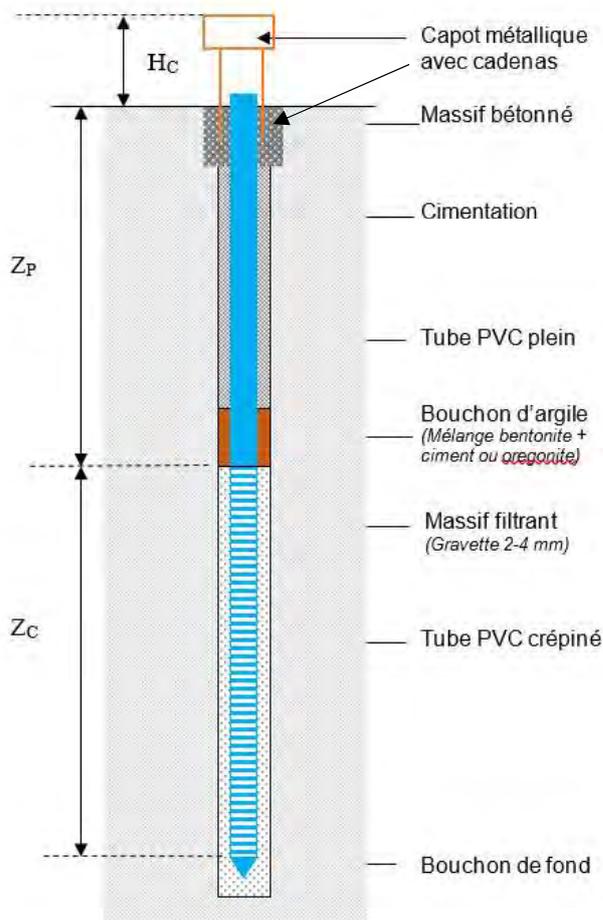
Caractéristique du Piézomètre	
Diamètre intérieur/extérieur PVC (en mm)	52/60mm et chaussette
Type protection	Bouche à clef
Z_P en m (Hauteur PVC plein)	De +20.8 NGF à 18.80 NGF
Z_C en m (Hauteur PVC crépiné)	De 18.8 NGF à 5.8 NGF
Côte du massif filtrant	De 18.8 NGF à 5.8 NGF
Type de massif filtrant	Gravette 2/4 mm
Côte de la cimentation	De 20.8 NGF à 19.8 NGF
Côte du bouchon d'argile	De -19.8 NGF à 18.8 NGF
Type de bouchon d'argile	Oregonite
Niveau d'eau (en m/TA) - date	3.2 m – (01/07/2021)

COORDONNEES DU SONDAGE SD2+PZ					
X =	1607990.65	Y =	8198263.721	Z_{TN} =	20.8 m NGF



Caractéristique du Piézomètre	
Diamètre intérieur/extérieur PVC (en mm)	52/60mm et chaussette
Type protection	Bouche à clef
Z_P en m (Hauteur PVC plein)	De +21.7 NGF à 19.70 NGF
Z_C en m (Hauteur PVC crépiné)	De 19.7 NGF à 6.7 NGF
Côte du massif filtrant	De 19.7 NGF à 6.7 NGF
Type de massif filtrant	Gravette 2/4 mm
Côte de la cimentation	De 21.7 NGF à 20.7 NGF
Côte du bouchon d'argile	De 20.7 NGF à 19.7 NGF
Type de bouchon d'argile	Oregonite
Niveau d'eau (en m/TA) - date	4.03 m – (01/07/2021)

COORDONNEES DU SONDAGE SD3+PZ						
X =	1608216.215	Y =	8198430.278	Z _{TN} =	21.7	m NGF



Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **AMe2021-04-171**

Cote altimétrique : **21.36**

Coordonnée en X : 1608185.3

Coordonnée en Y : 8198425.2

Echelle : **1/15**

Profondeur atteinte : **2 m**

Date du sondage : **21/06/2021**

Cote	Profondeur (m)	Lithologie	Arrivée d'eau	Essais	Echantillons	Indices organo-leptiques	Photographie fouille
21,3	0	Enrobé	21/06/2021 Néant	Essai d'infiltration Matsuo à 2.0 m de profondeur	PM1.1	Terrain noir et odeur suspecte d'hydrocarbures	
	0,05 m						
21,1	0,30 m	Remblais de silex et graves sableuses grises					
	0,5 m	Remblai de sable fin beige clair avec cailloux et blocs épars					
20,4	1	1,00 m			PM1.2		
	1,5 m	Remblais de sable argileux gris bleu à noir (odeur)					
	2,00 m						
19,4	2						
	2,5						
	3						

Observation :

Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **AMe2021-04-171**

Cote altimétrique : **21.43**

Coordonnée en X : 1608163,0

Coordonnée en Y : 8198389,9

Echelle : **1/15**

Profondeur atteinte : **2 m**

Date du sondage : **21/06/2021**

Cote	Profondeur (m)	Lithologie	Essais	Arrivée d'eau	Echantillons	Indices organo-leptiques	Photographie fouille
21,4	0	Enrobé	Essai d'infiltration Matsuo en fond de fouille	21/06/2021 Néant			
21,2	0,05 m	Remblais de sable gris					
	0,25 m						
	0,5	Remblai de sable fin beige et résidus coquillers			PM2.1		
20,4	1	1,00 m					
	1,5	Remblais de sable argileux gris bleu (odeur) Refus sur blocs à 2.0 m.	PM2.2	Odeur suspecte d'hydrocarbures			
19,4	2	2,00 m					
	2,5						
	3						

Observation :

Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **AMe2021-04-171**

Cote altimétrique : **21.36**

Coordonnée en X : 1608057,9

Coordonnée en Y : 8198311,4

Echelle : **1/15**

Profondeur atteinte : **2 m**

Date du sondage : **21/06/2021**

Cote	Profondeur (m)	Lithologie	Arrivée d'eau	Essais	Echantillons	Indices organo-leptiques	Photographie fouille
21,3	0	Enrobé	21/06/2021 Néant	Essai d'infiltration Matsuo en fond de fouille	PM3.1	Terrain noir + odeur suspecte d'hydrocarbures	
	0,05 m						
	0,5	Remblai de sable graveleux marron					
20,8	0,60 m	Remblais de sable beige					
20,4	1	Remblais d'argile noire (odeur) Légères arrivées d'eau vers 1,50 m					
19,6	1,75 m	Remblais de sable gris bleu					
19,4	2						
	2,5						
	3						

Observation :

Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **AMe2021-04-171**

Cote altimétrique : **21.09**

Coordonnée en X : 1607913,5

Coordonnée en Y : 8198347,7

Echelle : **1/15**

Profondeur atteinte : **2 m**

Date du sondage : **21/06/2021**

Cote	Profondeur (m)	Lithologie	Arrivée d'eau	Essais	Echantillons	Indices organo-leptiques	Photographie fouille
21,0	0	Enrobé	21/06/2021 Néant	Essai d'infiltration Matsuo en fond de fouille	PM4.1	Odeur suspecte d'hydrocarbure	
	0,05 m						
20,8	0,30 m	Remblais de sable beige avec éléments graveleux de craie					
	0,5	Remblais d'argile bleu-gris foncé (odeur)					
20,2	0,90 m						
	1	Remblais de sable beige + traces de brique rouge, silex et éléments de craie	PM4.2				
19,7	1,35 m						
	1,5	Remblais de sable fin marron clair, cailloux, silex et traces de briques rouges					
19,1	2						
	2,5						
	3						

Observation :

Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **AMe2021-04-171**

Cote altimétrique : **21.52**

Coordonnée en X : 1607748,5

Coordonnée en Y : 8198509,8

Echelle : **1/15**

Profondeur atteinte : **2 m**

Date du sondage : **21/06/2021**

Cote	Profondeur (m)	Lithologie	Arrivée d'eau	Essais	Echantillons	Indices organo-leptiques	Photographie fouille
21,4	0	0,10 m Enrobé	21/06/2021 Néant	Essai d'infiltration Matsuo à 2.0 m de profondeur	PM5.1		 
21,0	0,50 m	Remblais de sable graveleux marron					
20,8	0,75 m	Remblais d'argile sableuse gris-vert + géotextile					
20,0	1,50 m	Remblais d'argile sableuse marron et gris					
19,5	2,00 m	Remblais de sable moyen / grossier avec quelques cailloux beiges					
	2,5						
	3						

Observation :

Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **AMe2021-04-171**

Cote altimétrique : **21.33**

Coordonnée en X : 1607785,0

Coordonnée en Y : 8198683,5

Echelle : 1/15

Profondeur atteinte : 2 m

Date du sondage : 21/06/2021

Cote	Profondeur (m)	Lithologie	Arrivée d'eau	Essais	Echantillons	Indices organo-leptiques	Photographie fouille
21,3	0	Enrobé	21/06/2021 Néant	Essai d'infiltration Matsuo à 1.8 m de profondeur	PM6.1		 
21,2	0,05 m	Béton gris-vert + sable vert (traité ? chaux / ciment ?)					
	0,15 m	Remblais de sable graveleux vert (traité ciment ?)					
20,9	0,40 m	Remblais de sable gris-vert à passages argileux + graves de craie + racines					
20,3	1,00 m	Remblais d'argile sableuse vert-marron					
19,5	1,80 m						
	2						
	2,5						
	3						

Observation :

Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **AMe2021-04-171**

Cote altimétrique : **21.39**

Coordonnée en X : 1607945,6

Coordonnée en Y : 8198674,9

Echelle : **1/15**

Profondeur atteinte : **2.1 m**

Date du sondage : **21/06/2021**

Cote	Profondeur (m)	Lithologie	Arrivée d'eau	Essais	Echantillons	Indices organo-leptiques	Photographie fouille
21,3	0	Enrobé	21/06/2021 Néant	Essai d'infiltration Matsuo à 2.1 m de profondeur	PM7.1		
21,3	0,05 m	Béton gris clair					
	0,10 m						
21,0	0,40 m	Remblais de sable marron (traité ?) + cailloux de craie blanche					
	0,5						
	1	Remblais de sable marron clair avec silex et divers élément graveleux					
20,1	1,30 m						
	1,5	Remblais de sable fin marron-jaune avec quelques éléments grossiers épars (blocs, rognons de silex, cailloux)					
	2				PM7.2		
19,3	2,10 m						
	2,5						
	3						

Observation :

Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **AMe2021-04-171**

Cote altimétrique : **21.60**

Coordonnée en X : 1608124,3

Coordonnée en Y : 8198539,1

Echelle : **1/15**

Profondeur atteinte : **2 m**

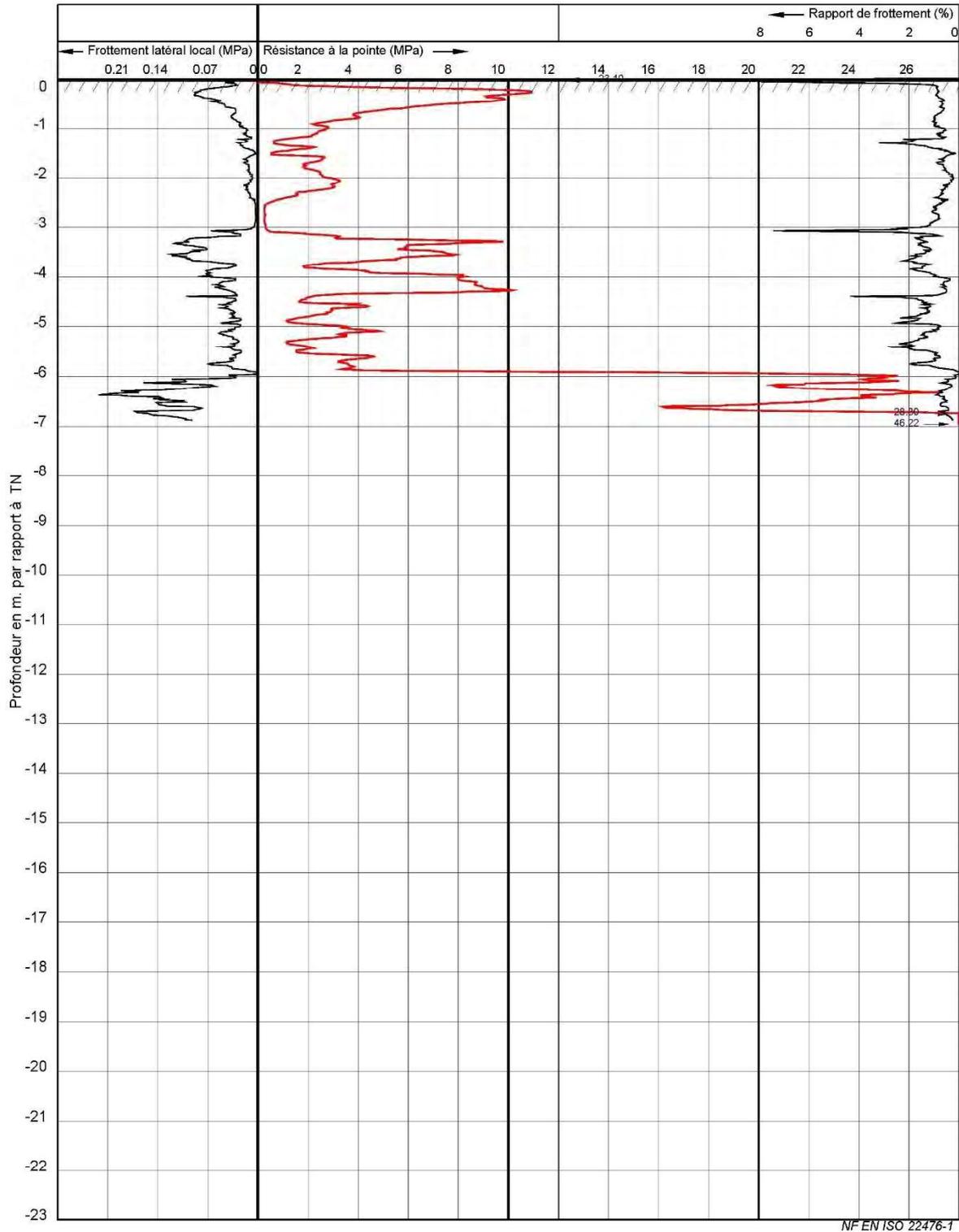
Date du sondage : **21/06/2021**

Cote	Profondeur (m)	Lithologie	Arrivée d'eau	Essais	Echantillons	Indices organo-leptiques	Photographie fouille
21,6	0	Enrobé	21/06/2021 Néant	Essai d'infiltration Matsuo à 2.0 m de profondeur	PM8.1		
	0,05 m						
21,2	0,45 m	Remblais de sable graveleux gris foncé					
	0,5				PM8.2		
	1	Remblais de sable beige clair et graviers, cailloux, silex et blocs de grès					
	1,5						
19,6	2						
	2,5						
	3						

Observation :

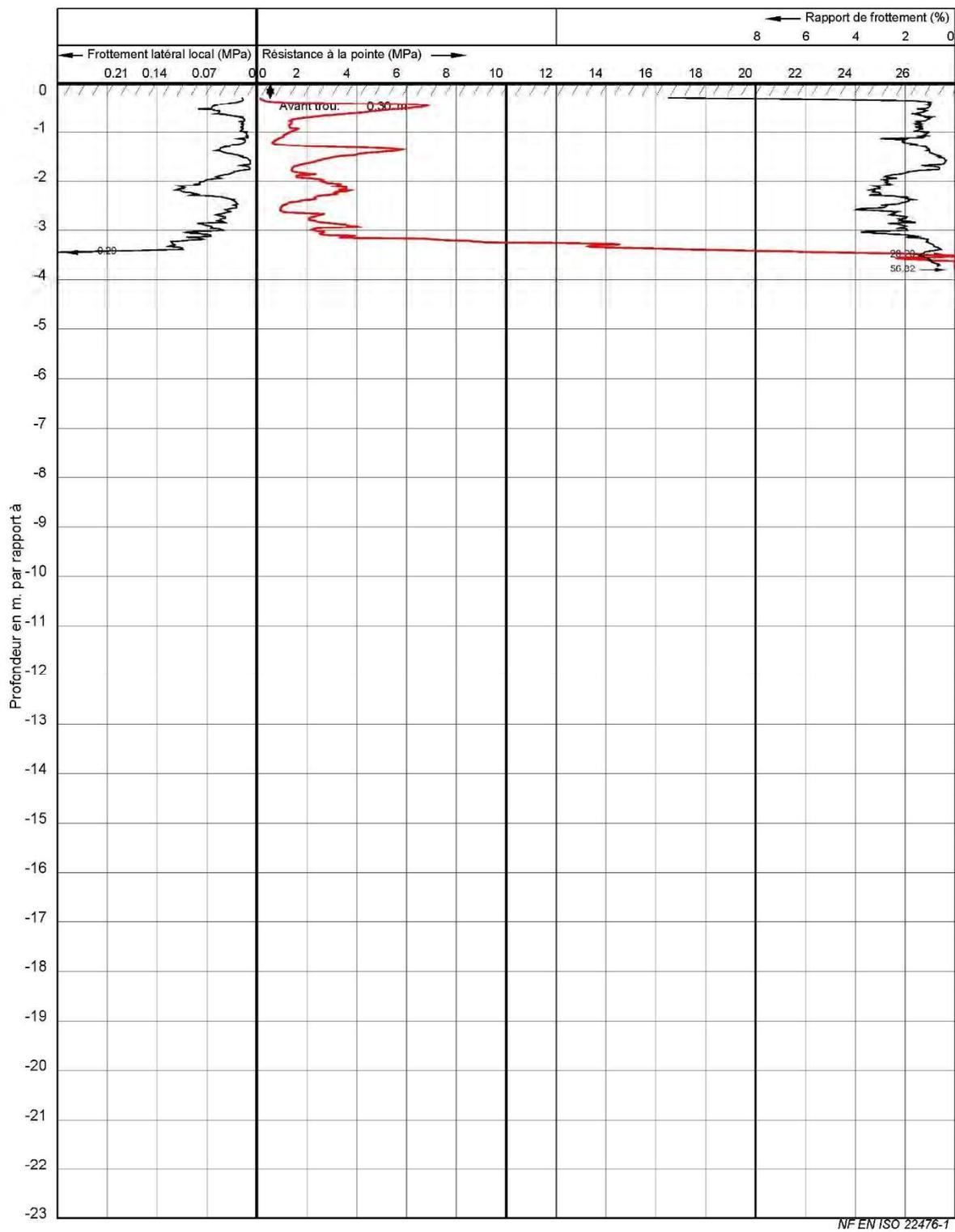


Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétromètre	: 1	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 26-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à TN

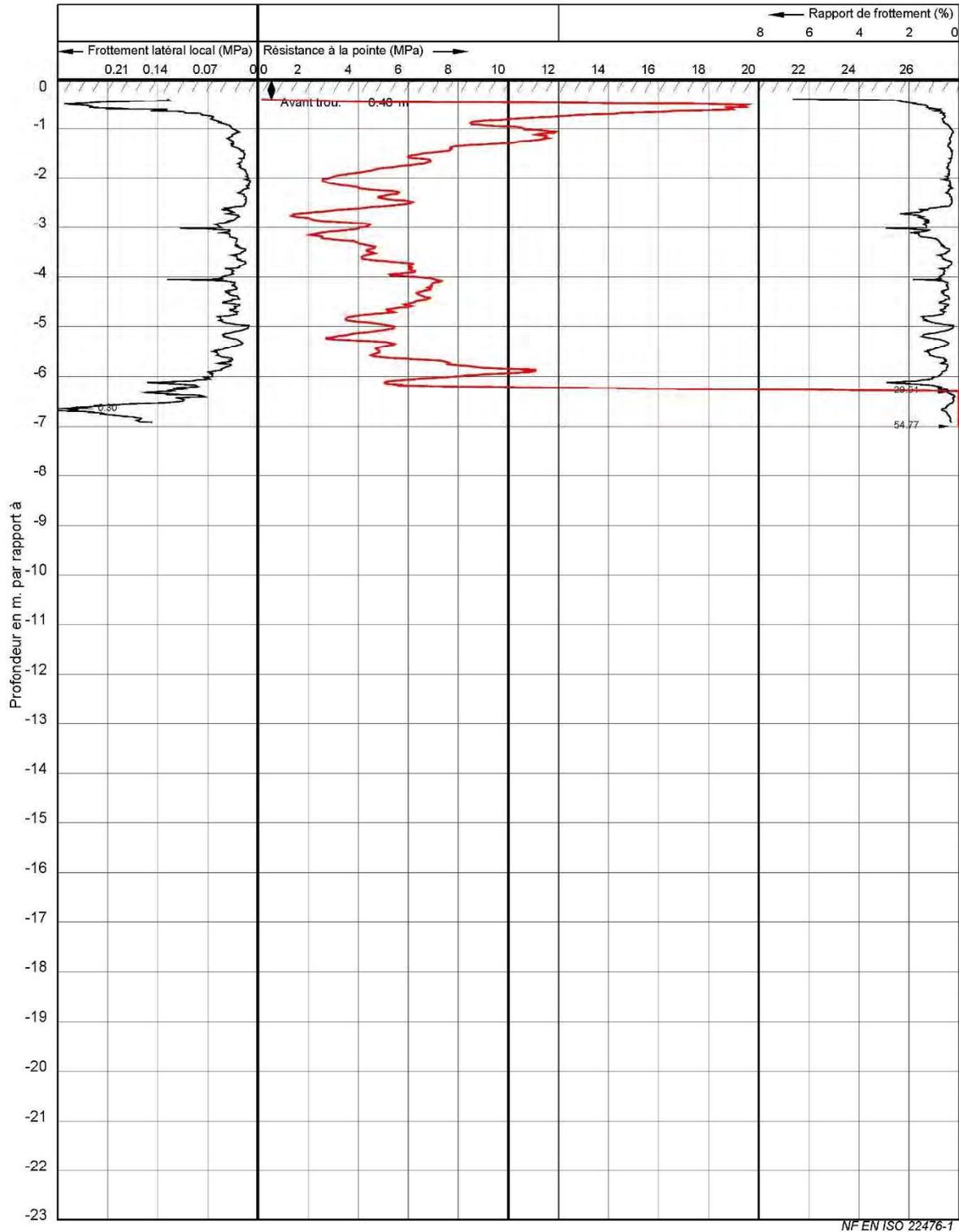




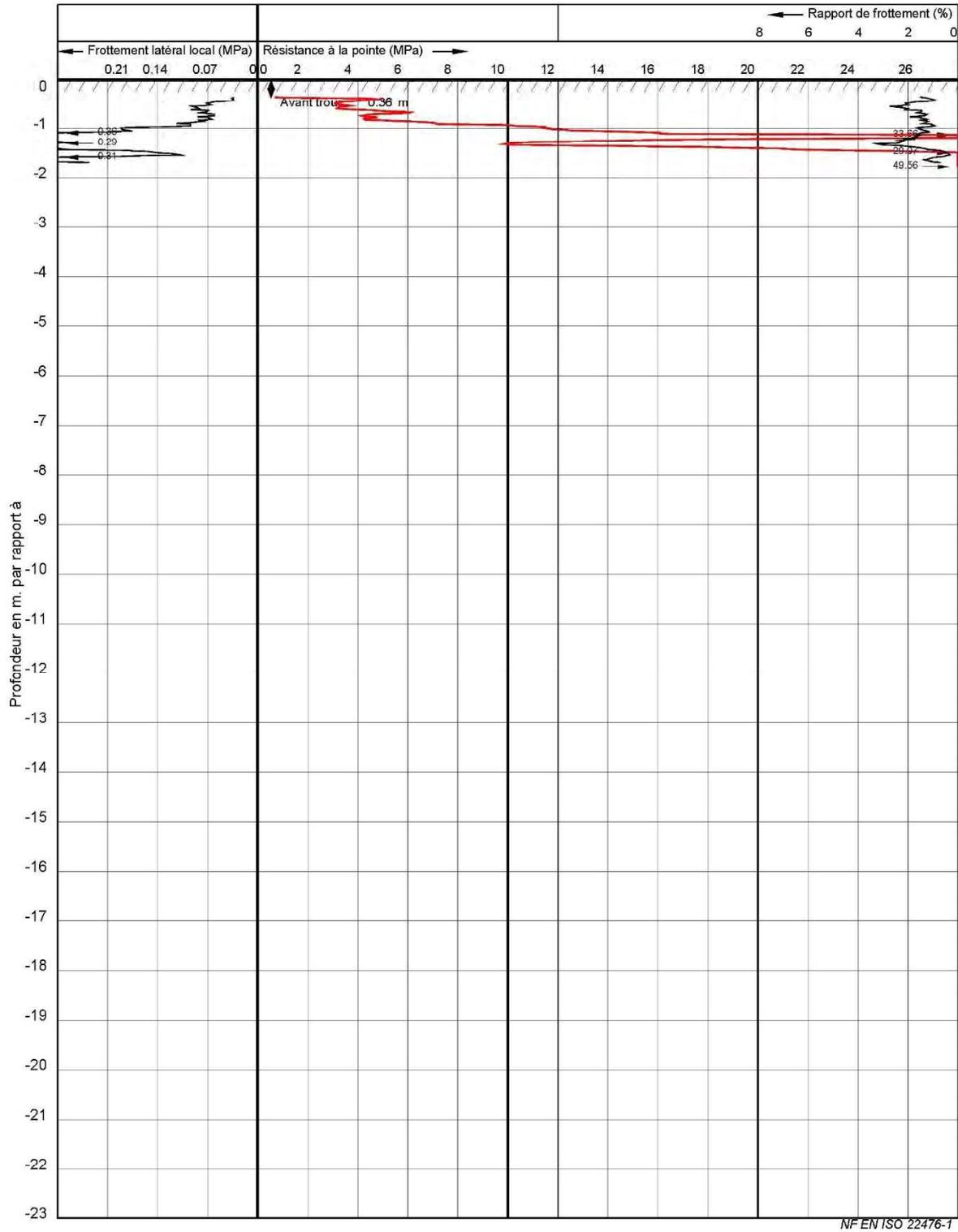
Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétromètre	: 2	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 27-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à



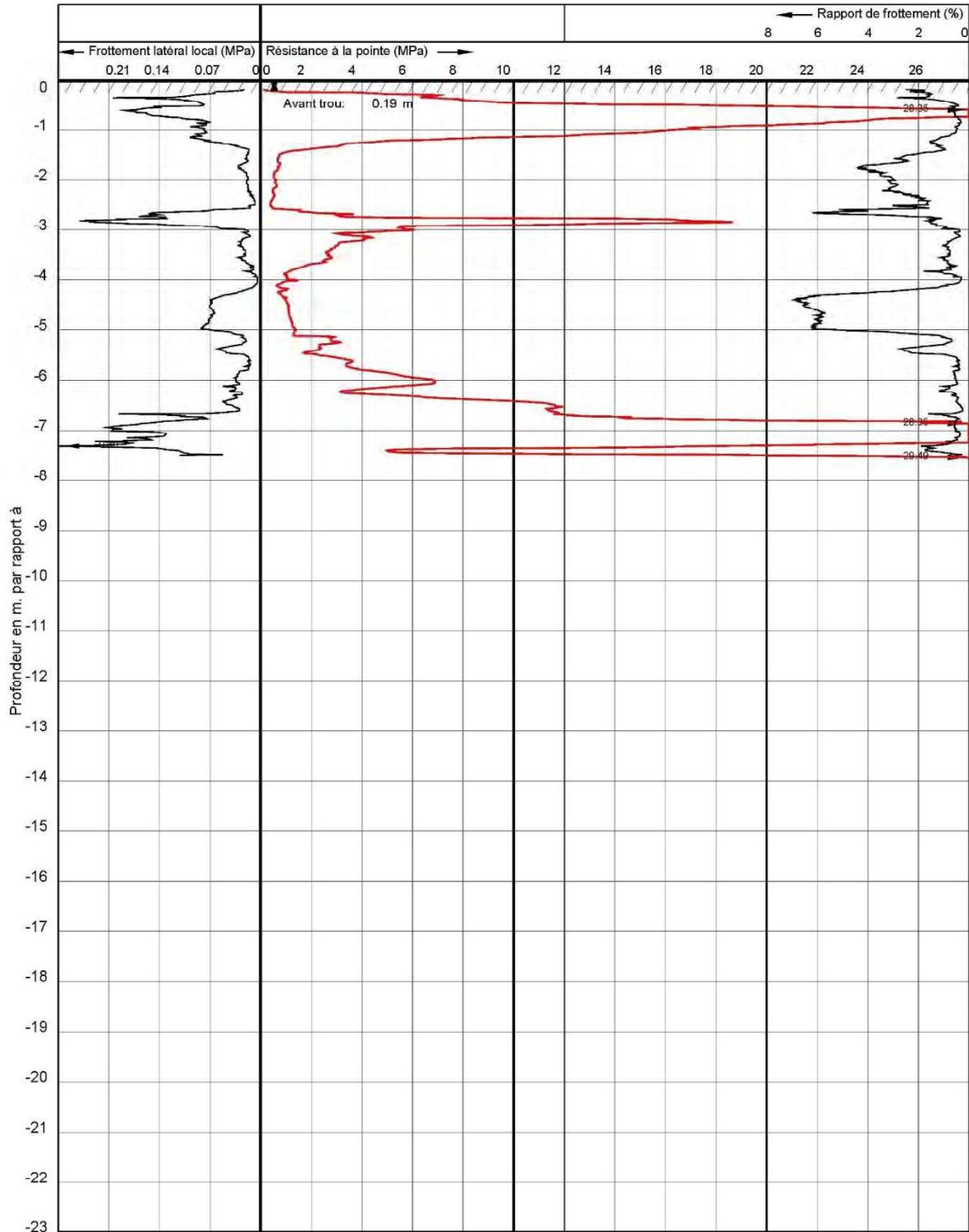
Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétromètre	: 3	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 27-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à



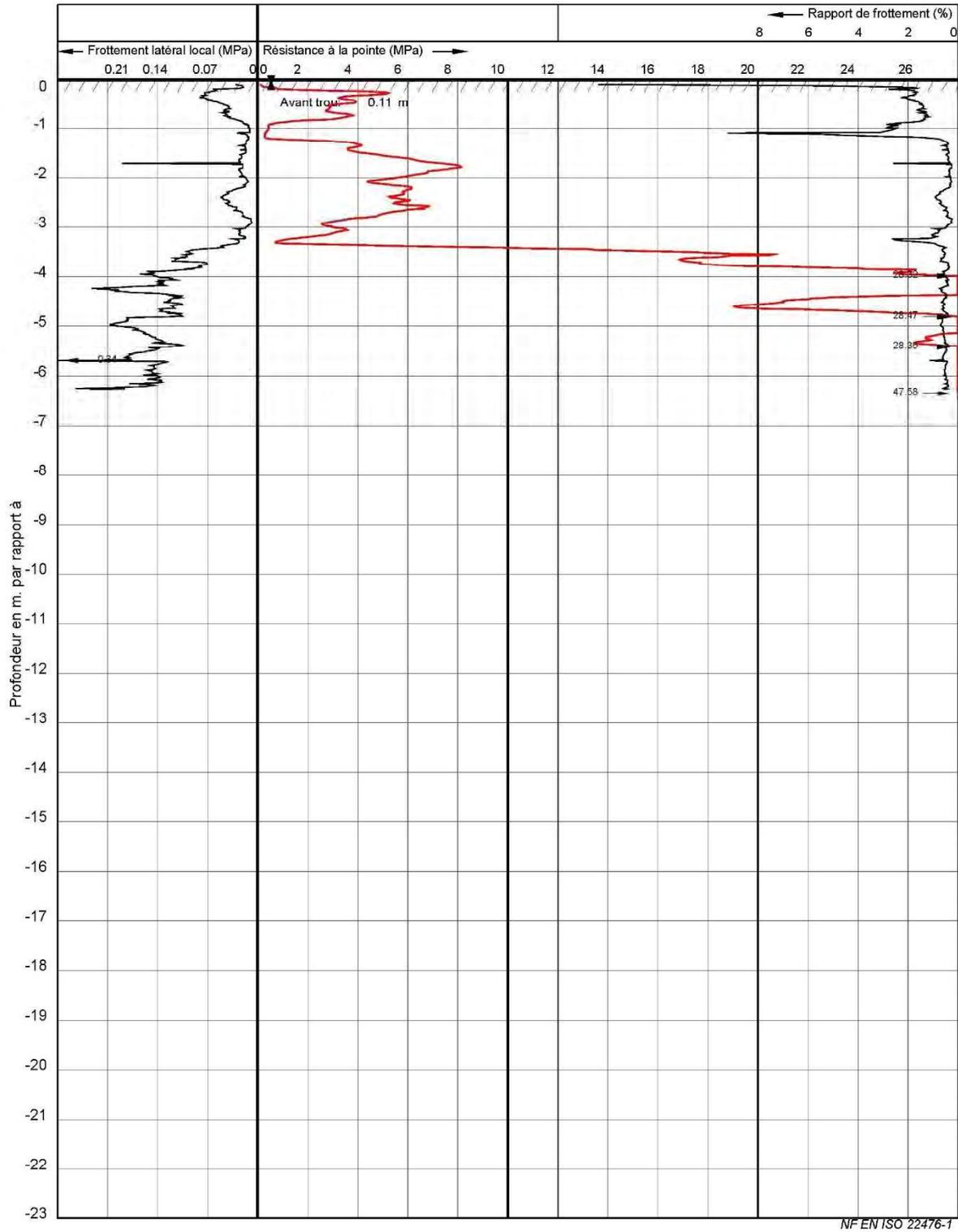
Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétromètre	: 4	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 26-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à



Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétromètre	: 5	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 27-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à

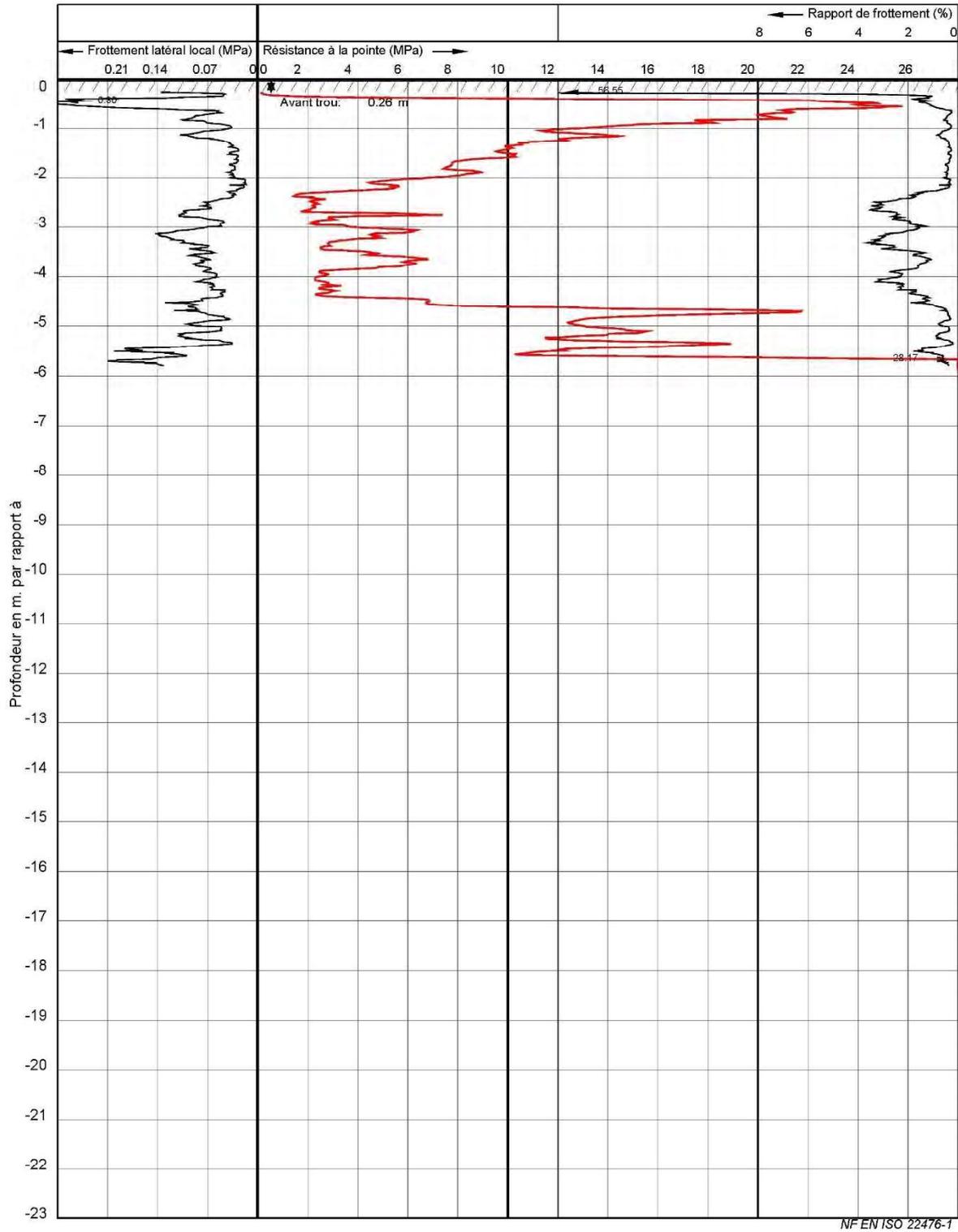


Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétrètre	: 6	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 27-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à

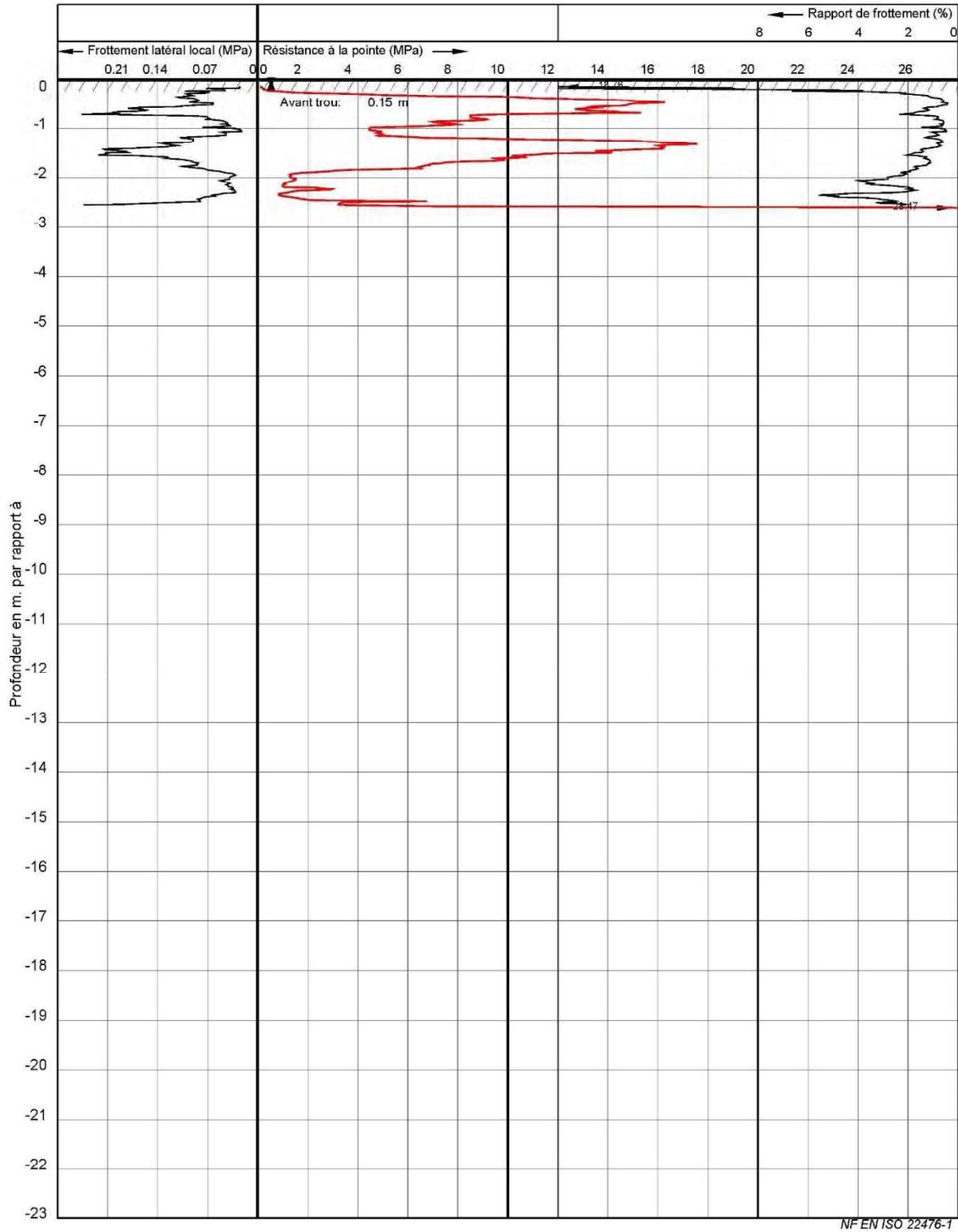


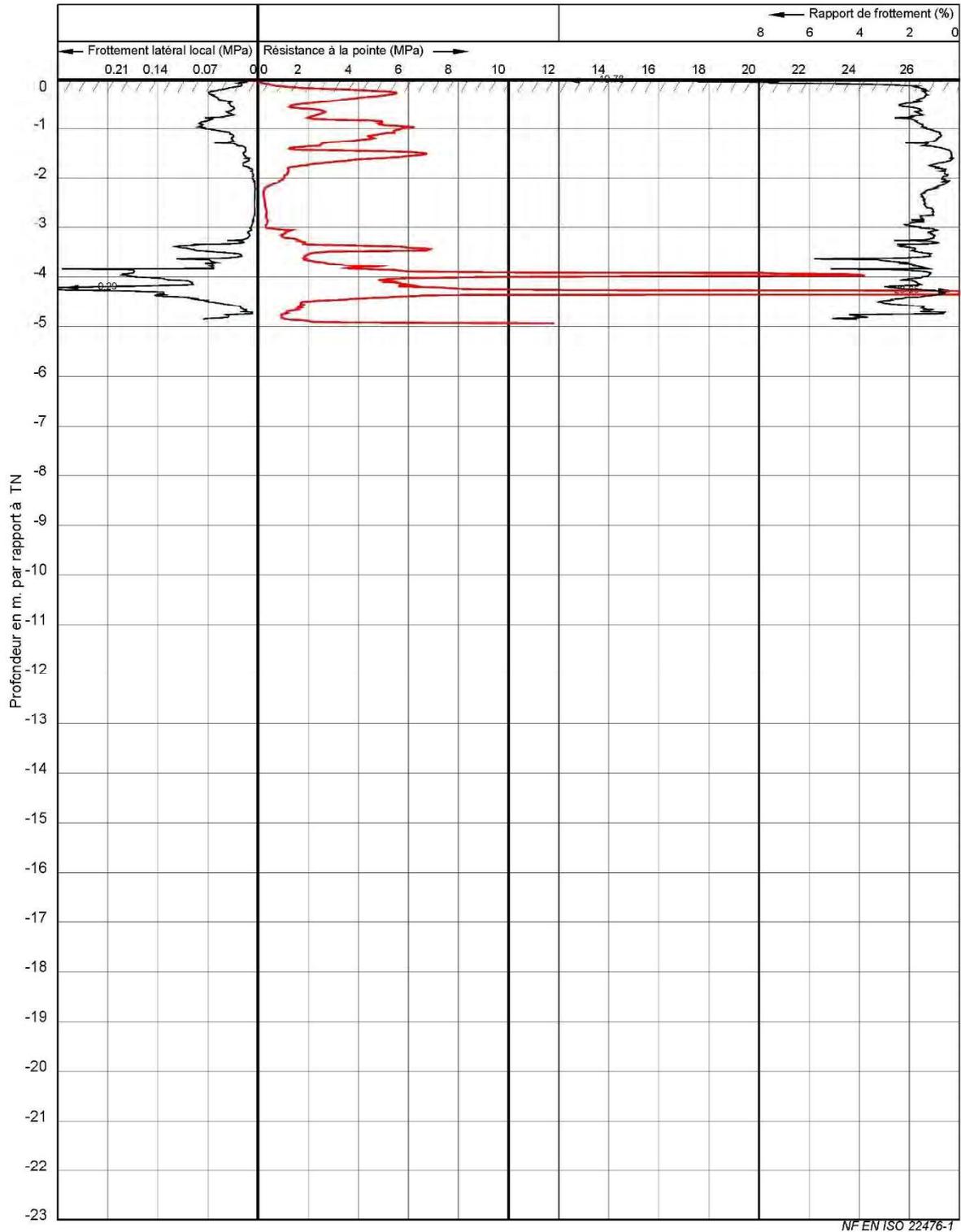


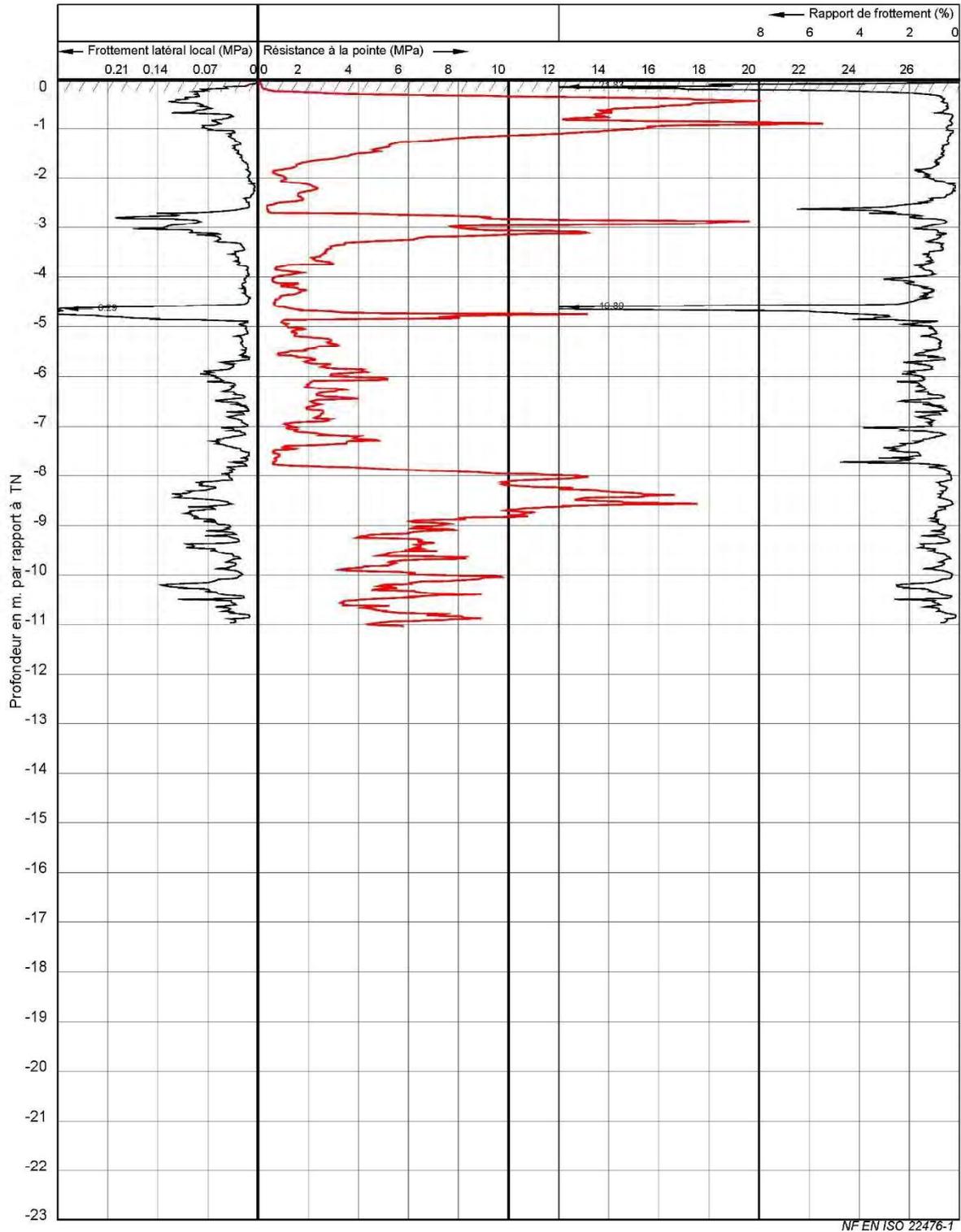
Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétrmètre	: 7	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 26-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à



Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétromètre	: 8	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 27-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à

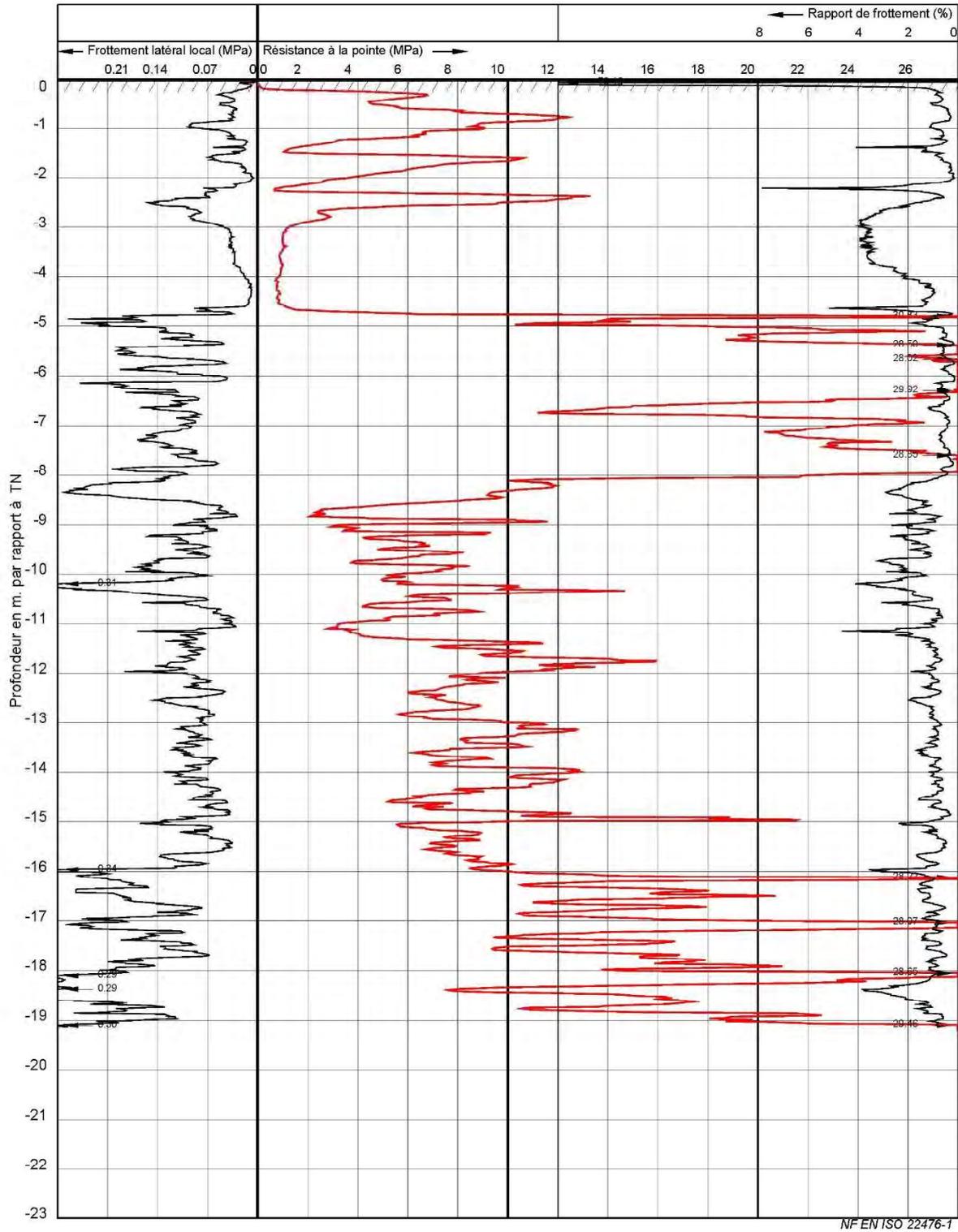




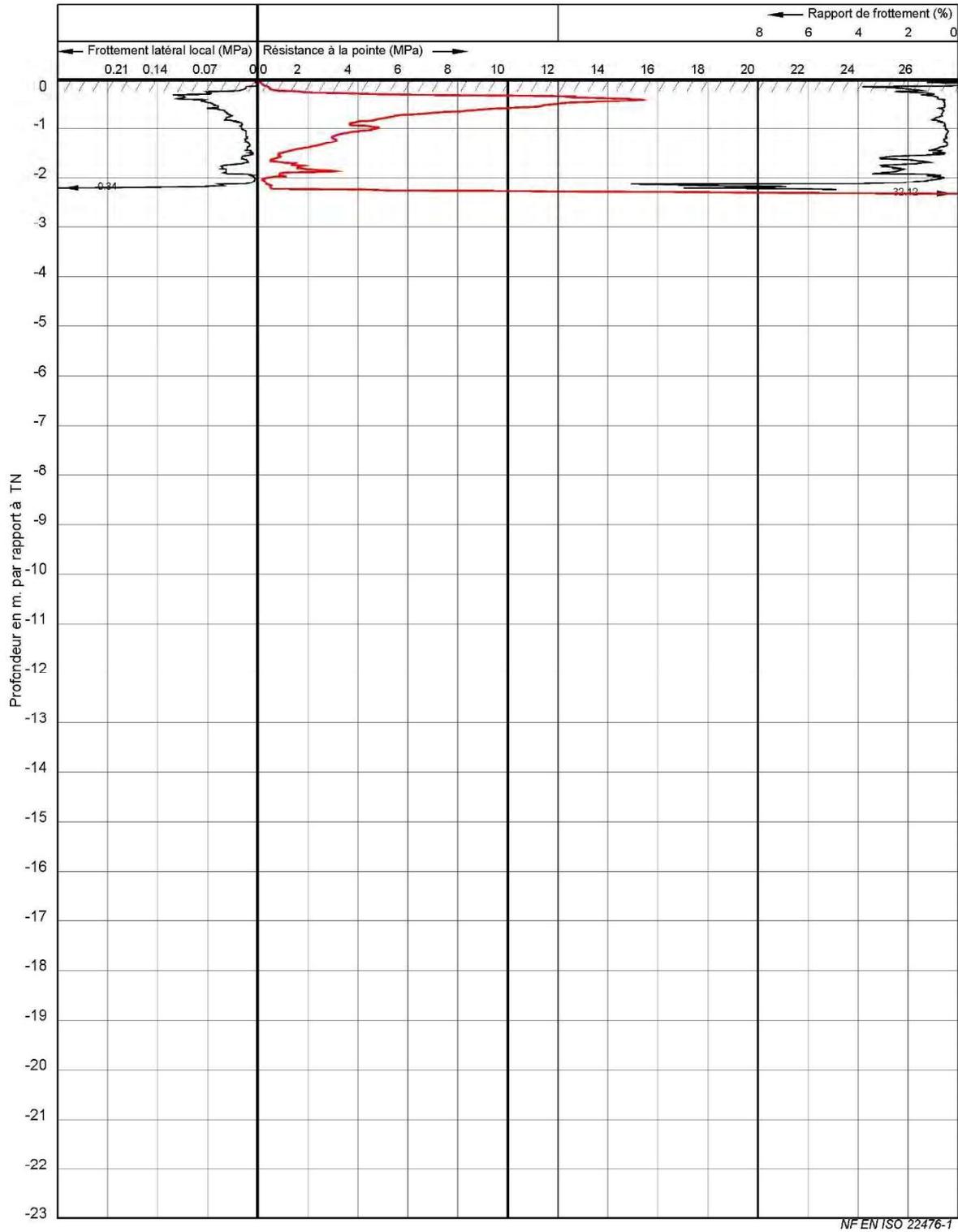




Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétromètre	: 11	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 26-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à TN

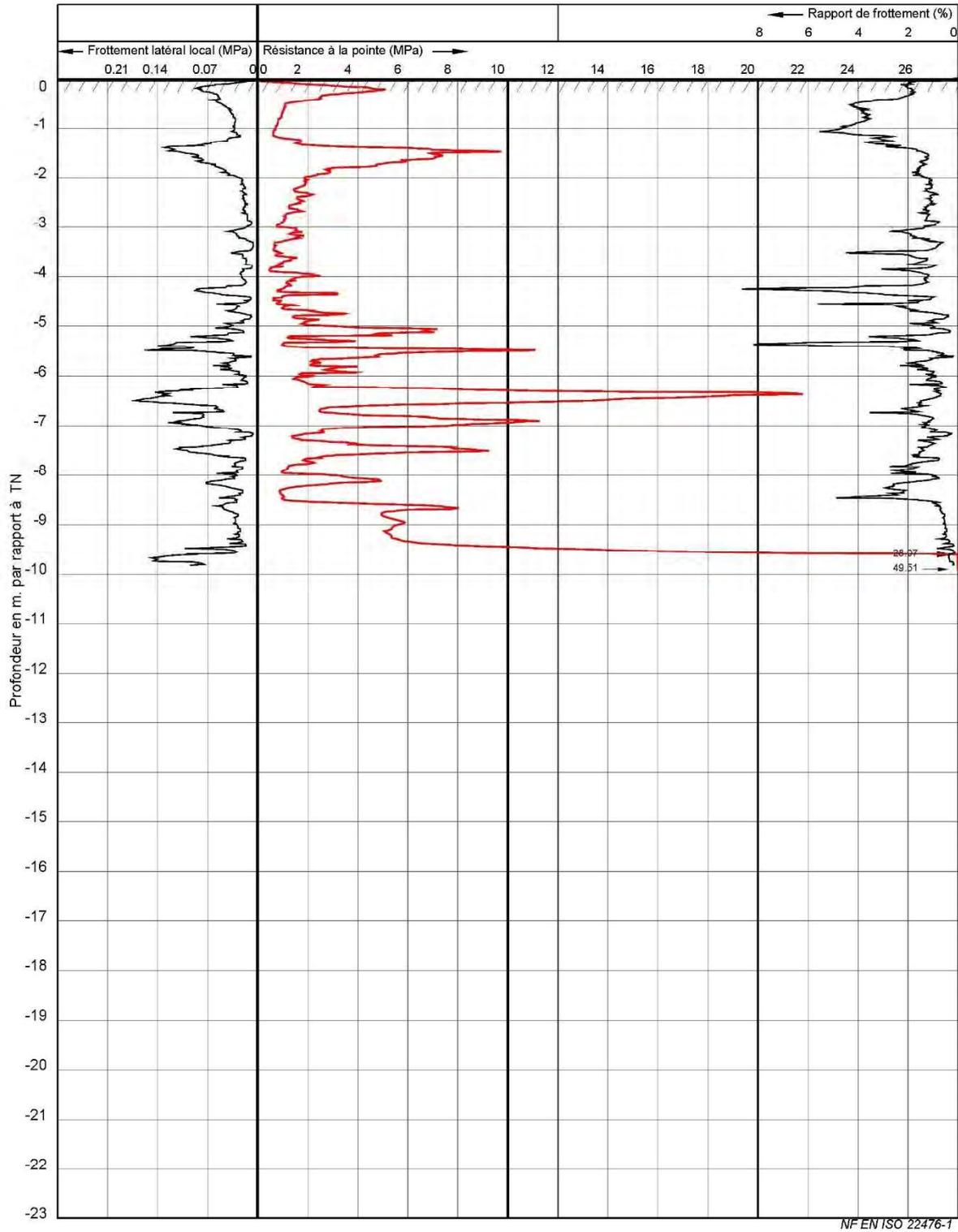


Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétromètre	: 12	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 27-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à TN





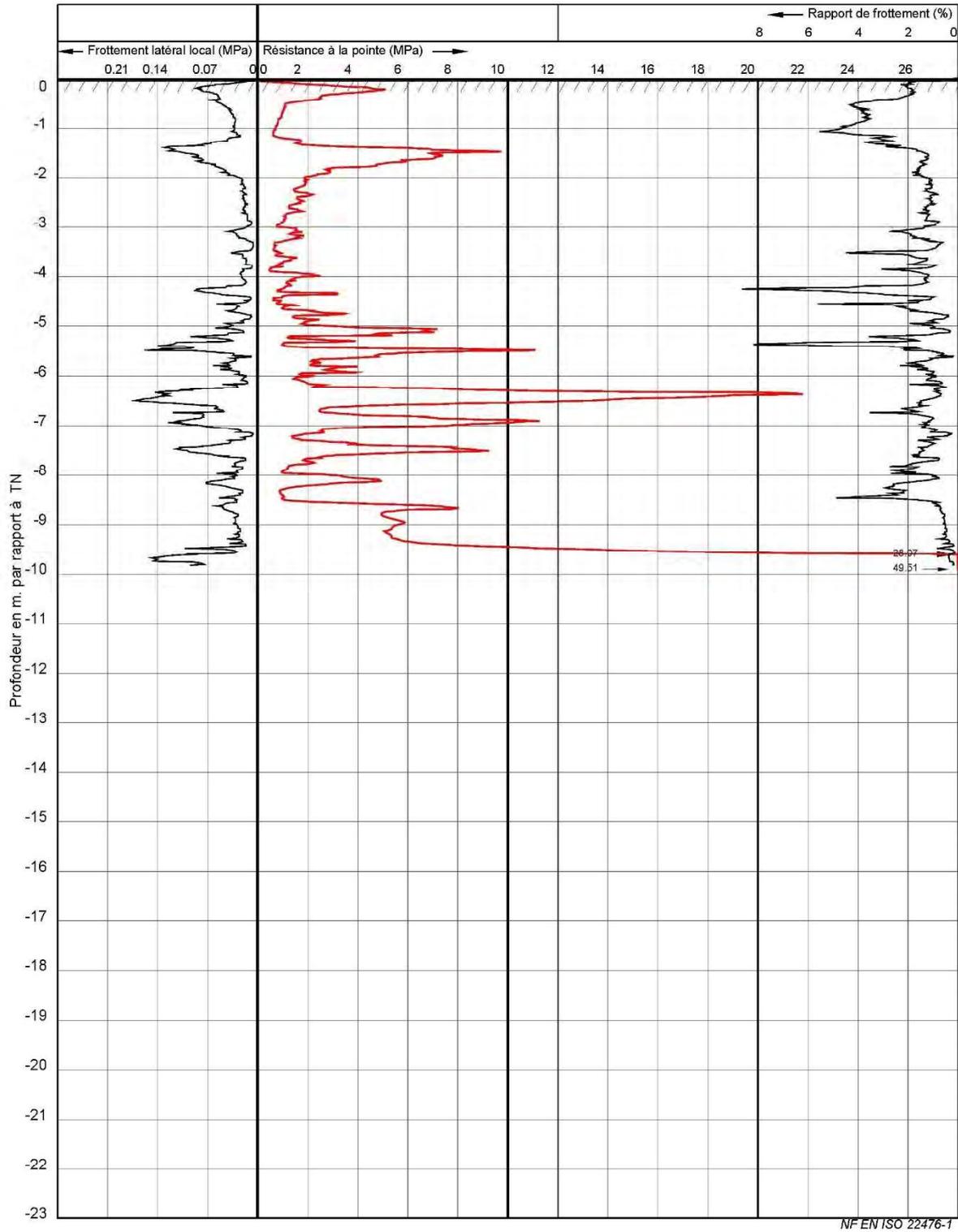
Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétromètre	: 13	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 27-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à TN



NF EN ISO 22476-1

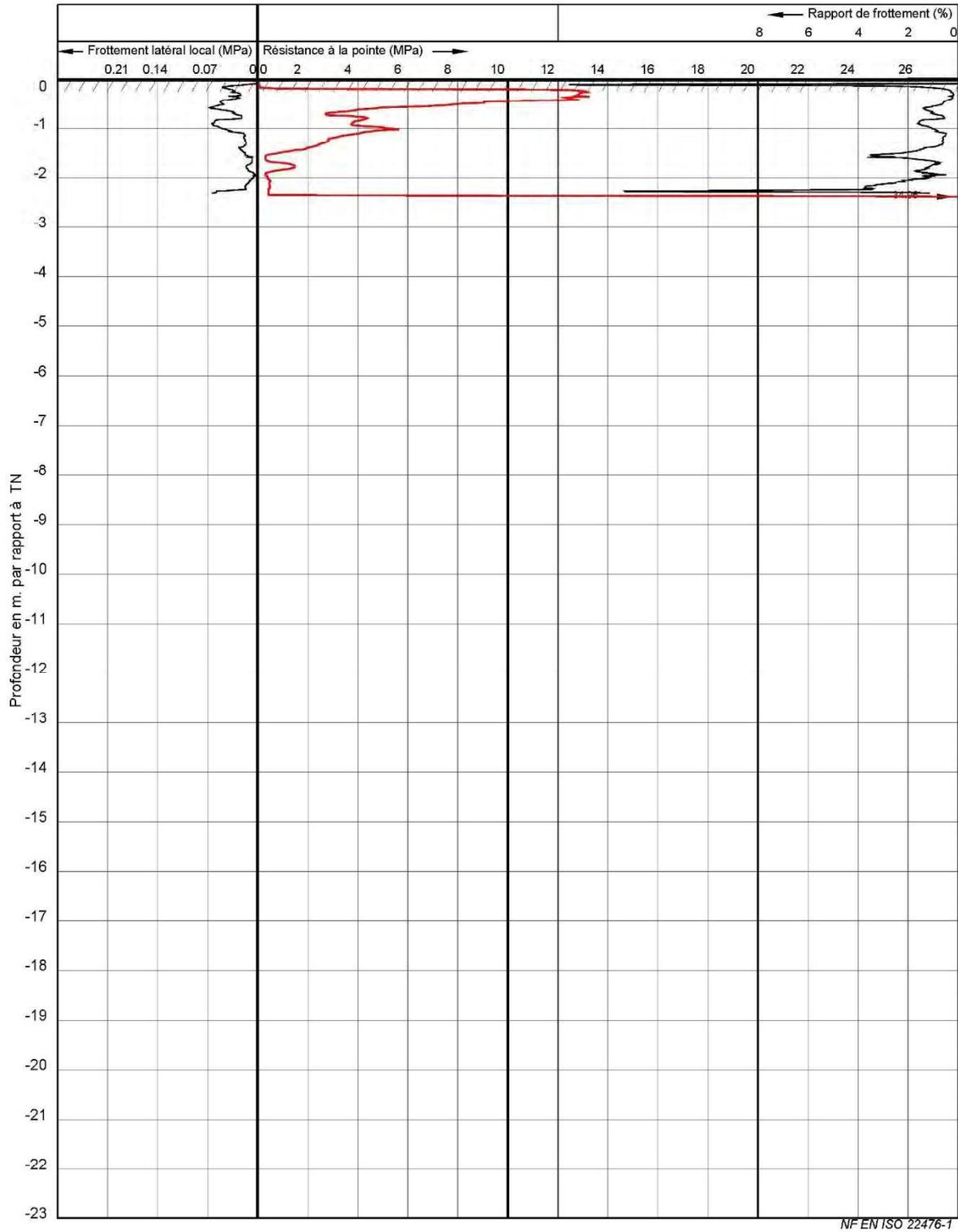


Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétromètre	: 13	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 27-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à TN

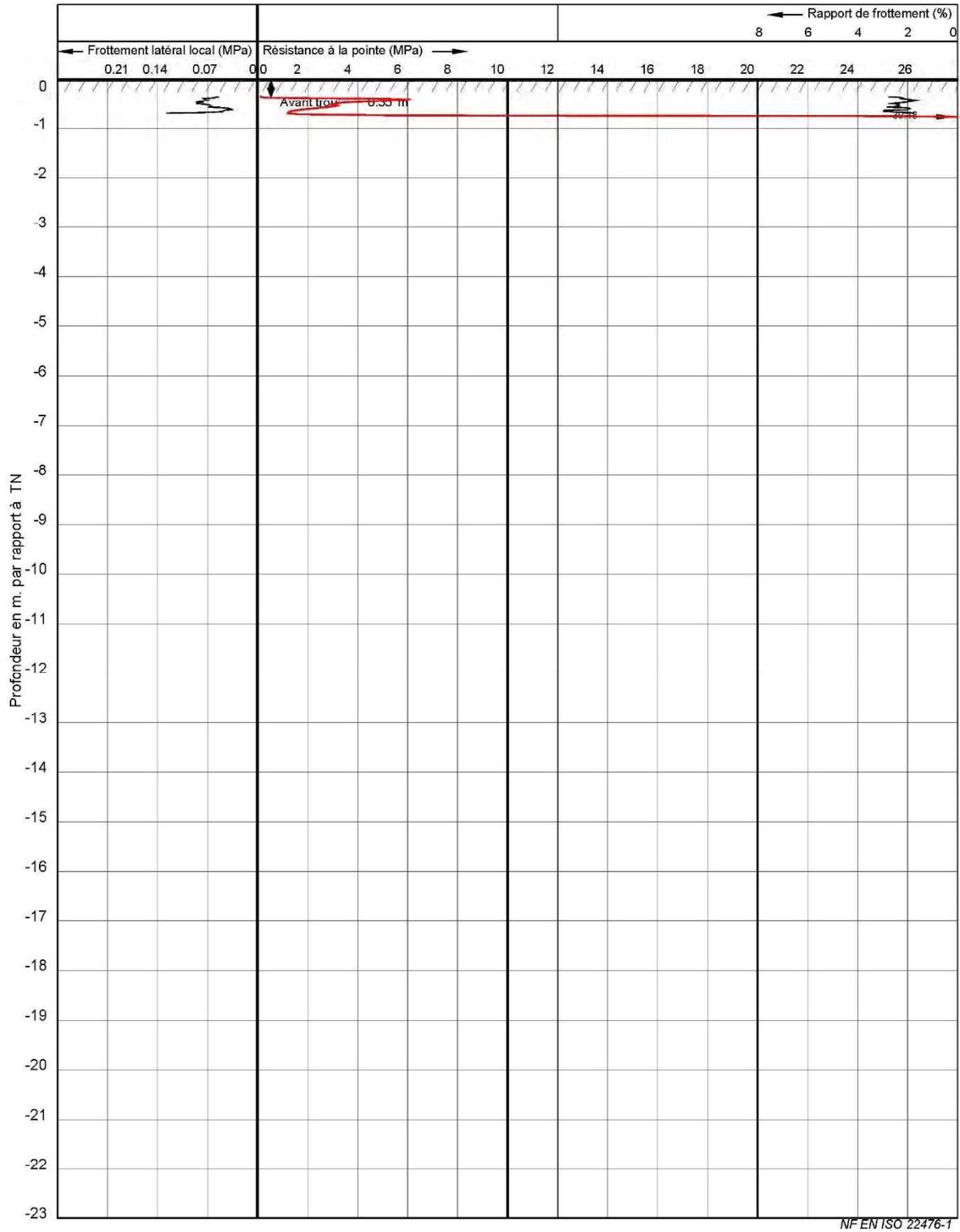




Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétromètre	: 14	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 26-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à TN



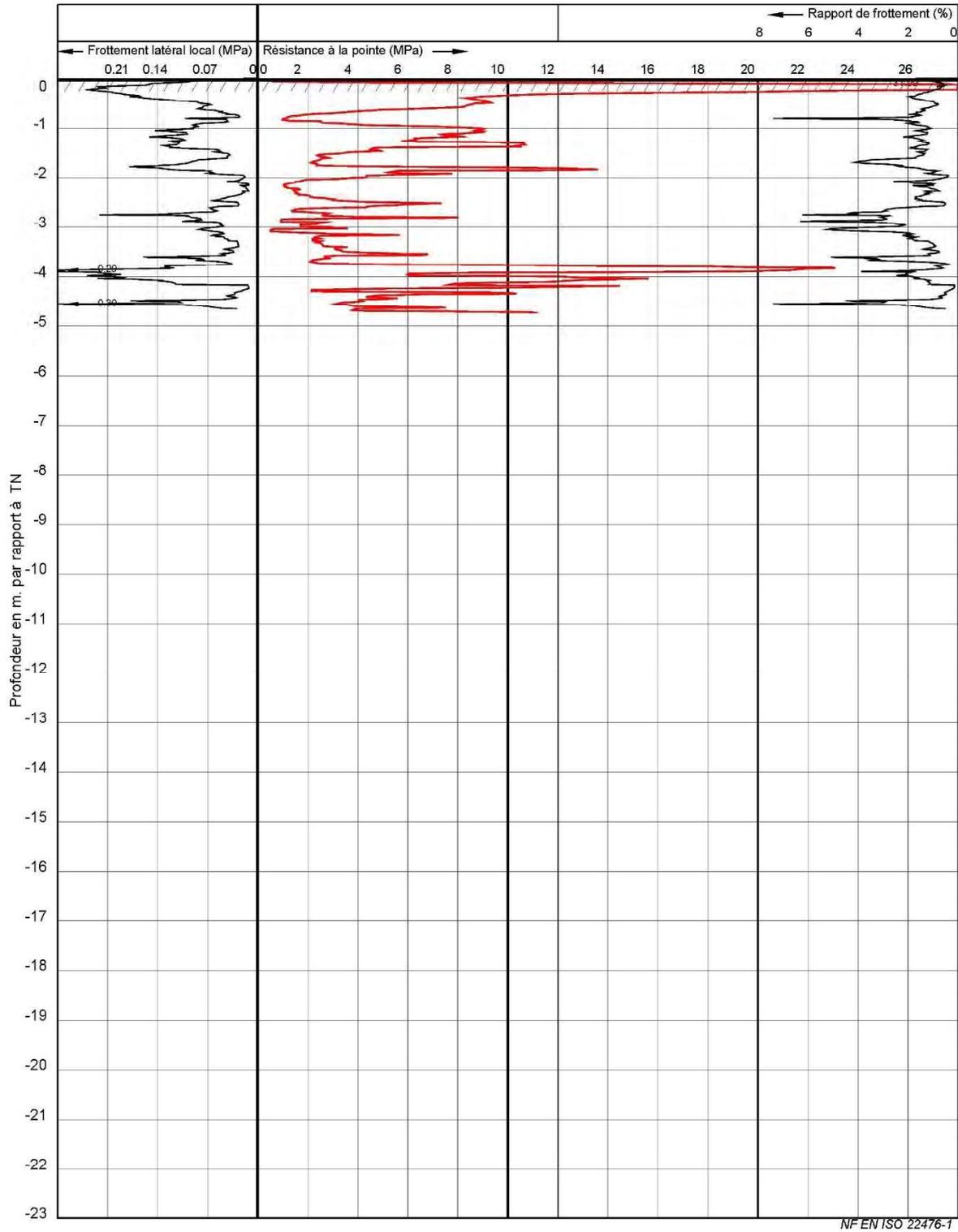
Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétromètre	: 15	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 27-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à TN



NF EN ISO 22476-1



Dossier no.	: 2000185	Pointe	: 071078
Pénétromètre	: 16	Surface de la pointe	: 1500 mm ²
Projet	: Route de la Noue	Date	: 27-2-2020
Ville	: Limay	Terrain naturel	: 0.0 m. par rapport à TN





Client : **IKEA DEVELOPPEMENT**

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Machine : DPSH

Cote altimétrique : 21,28

Coordonnée en X : 1607789,6

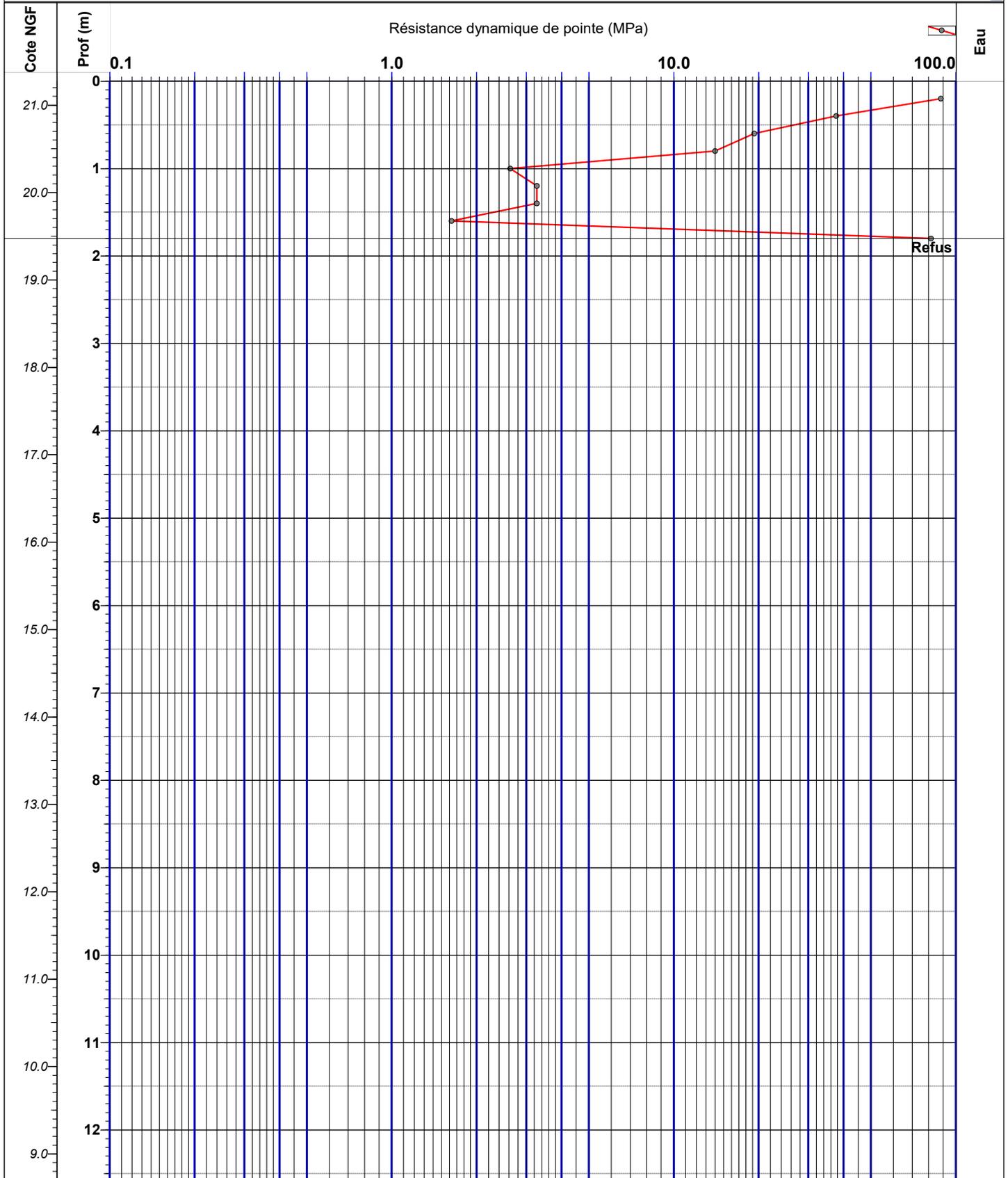
Coordonnée en Y : 8198619,0

Echelle : 1 / 60

Profondeur atteinte : 1,80 m

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1





Client : **IKEA DEVELOPPEMENT**

Dossier : **2021-04-171**

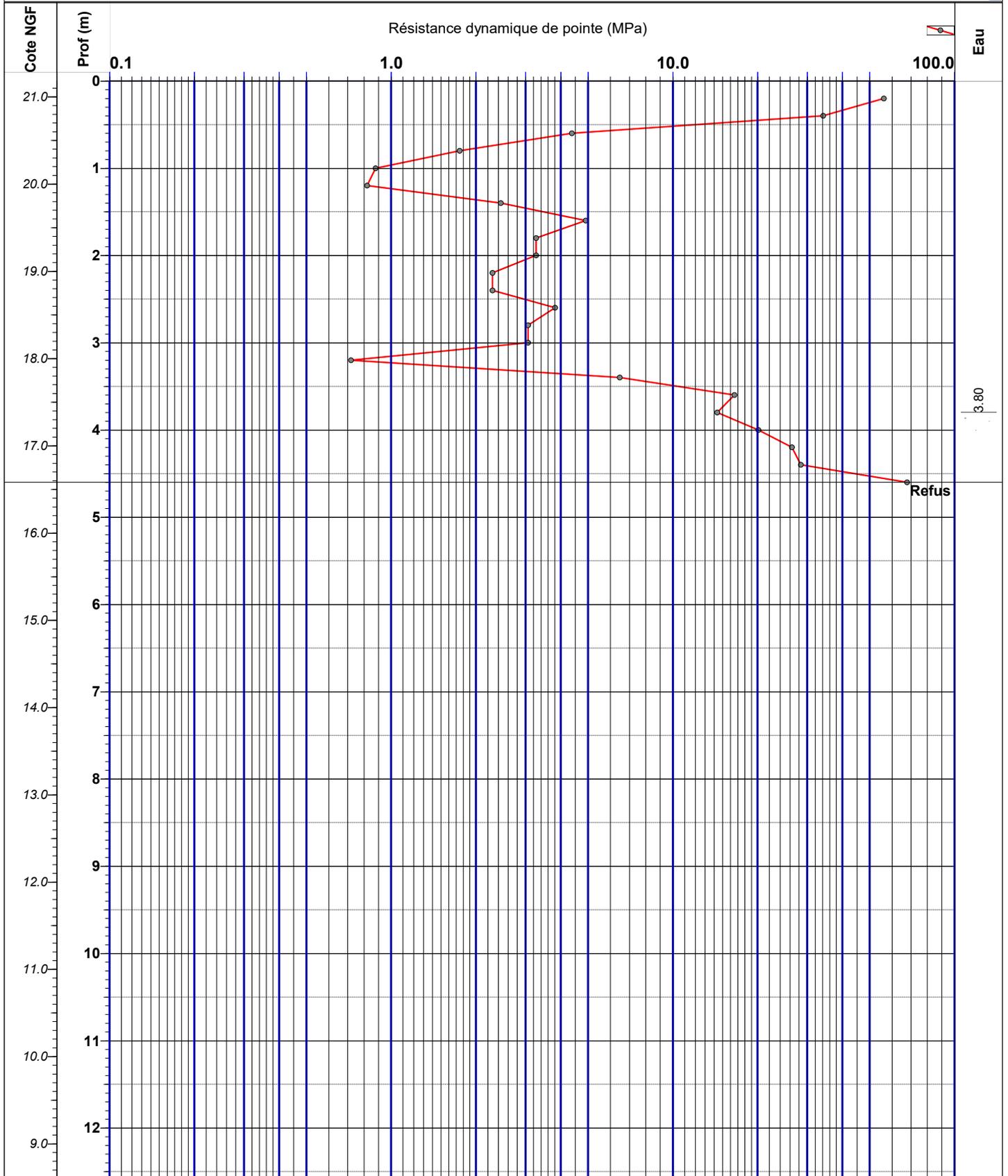
Remarques :

Echelle : 1 / 60

Profondeur atteinte : **4,60 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1





Client : **IKEA DEVELOPPEMENT**

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Machine : DPSH

Cote altimétrique : 21,25

Coordonnée en X : 1607869,2

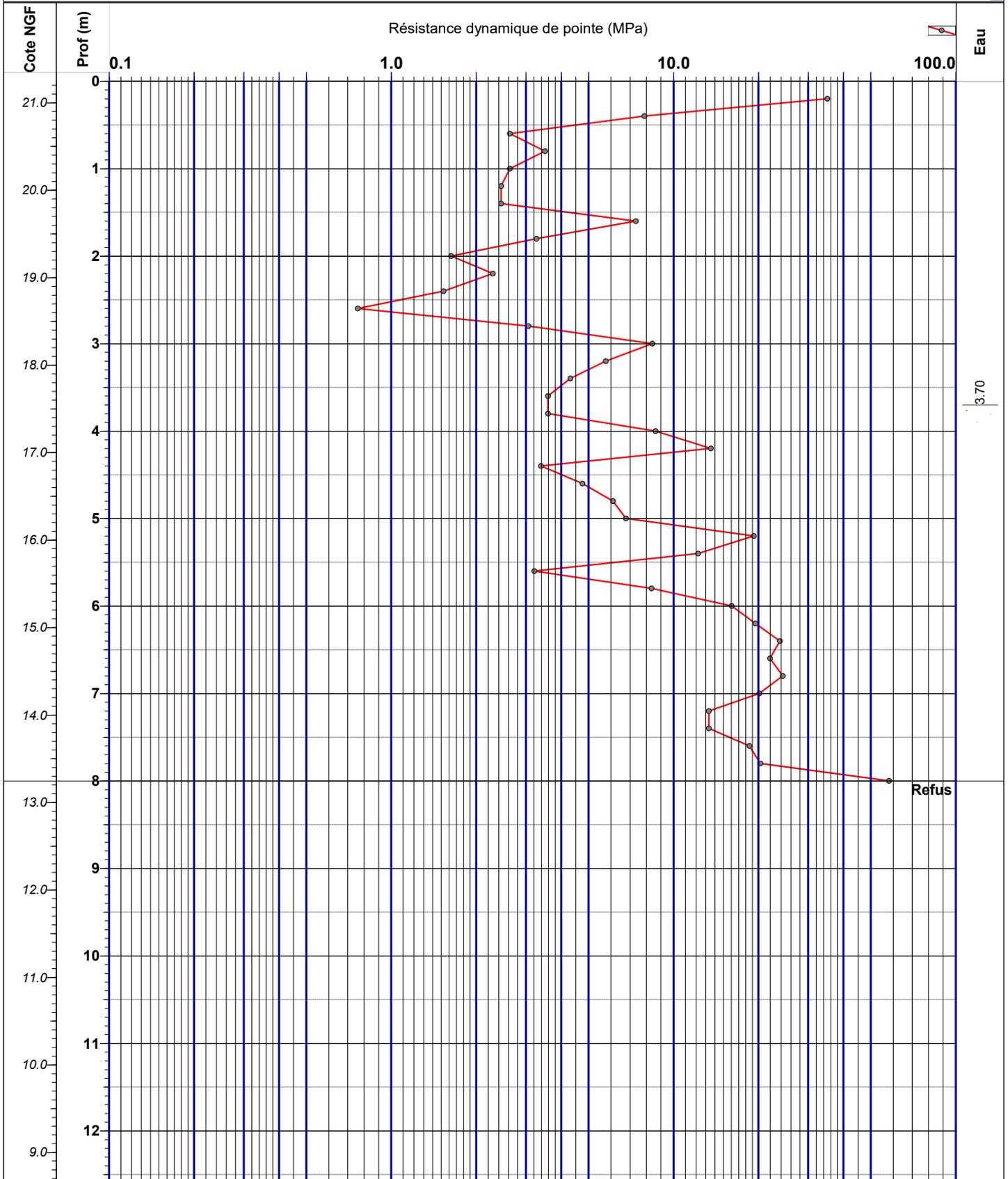
Coordonnée en Y : 8198642,3

Echelle : 1 / 60

Profondeur atteinte : **8,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1





Client : **IKEA DEVELOPPEMENT**

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Machine : DPSH

Cote altimétrique : 21,48

Coordonnée en X : 1607835,6

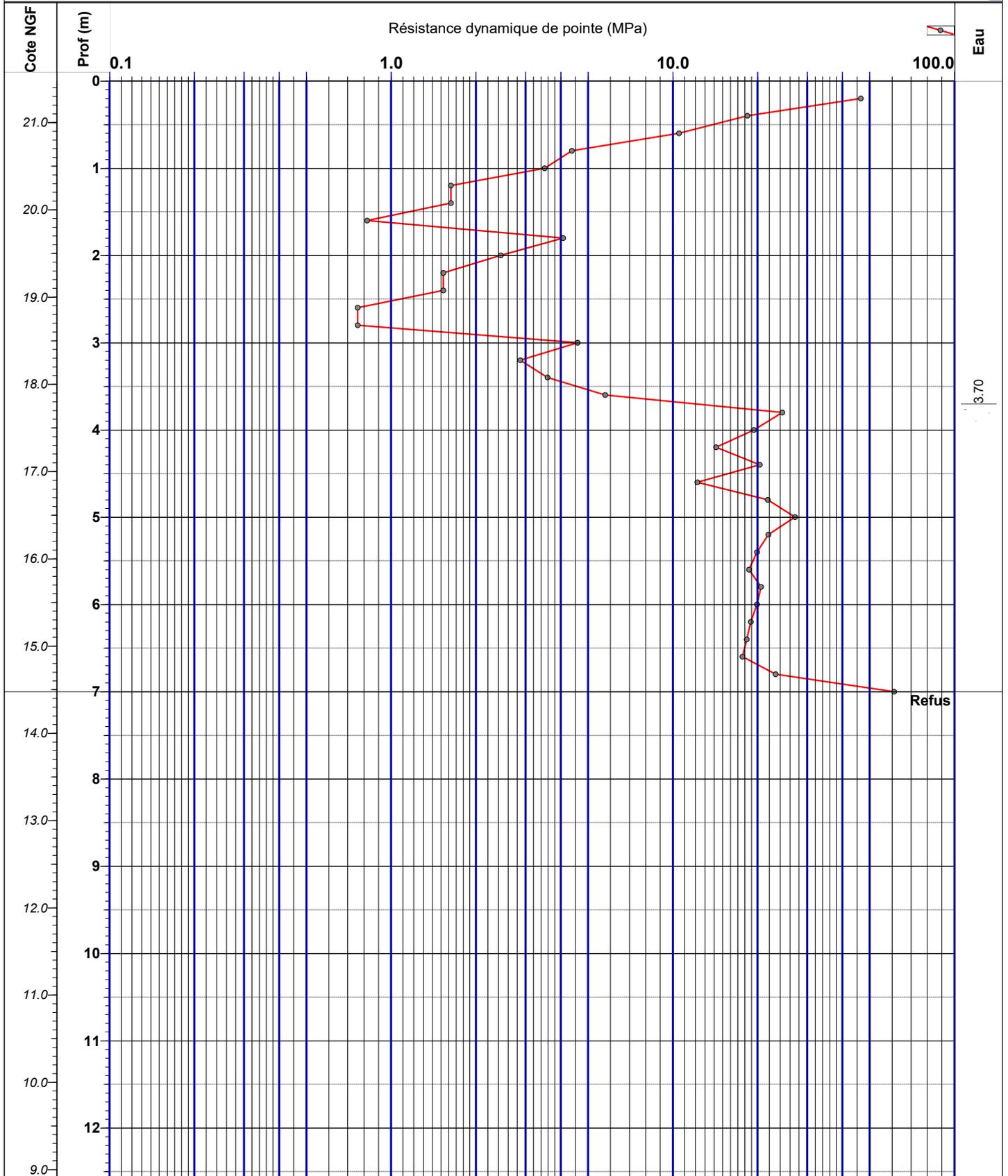
Coordonnée en Y : 8198693,8

Echelle : 1 / 60

Profondeur atteinte : **7,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1





Client : **IKEA DEVELOPPEMENT**

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Machine : DPSH

Cote altimétrique : 21,58

Coordonnée en X : 1607935,2

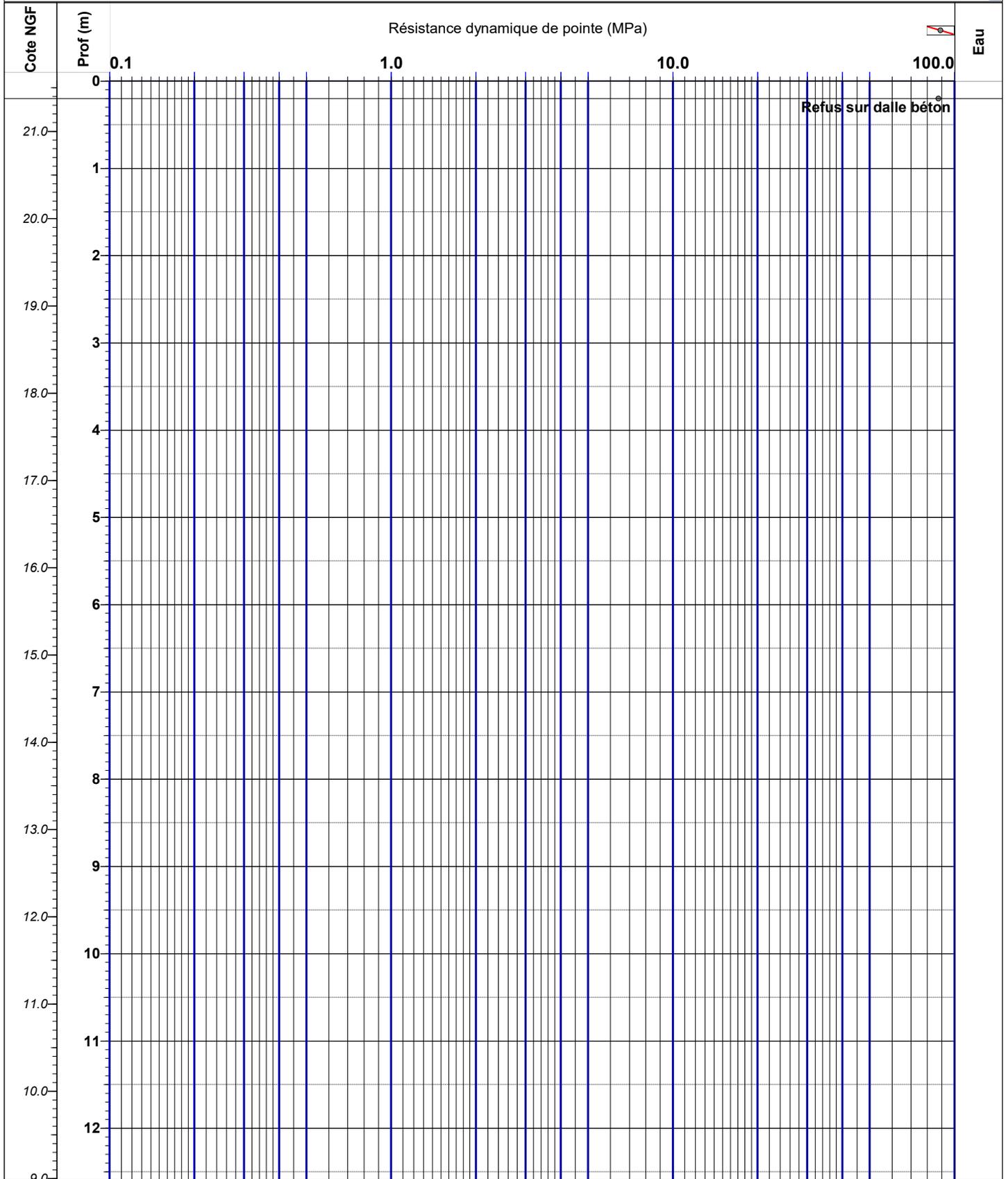
Coordonnée en Y : 8198586,8

Echelle : 1 / 60

Profondeur atteinte : **0,20 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1





Client : **IKEA DEVELOPPEMENT**

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Machine : DPSH

Cote altimétrique : 21,18

Coordonnée en X : 1607877,1

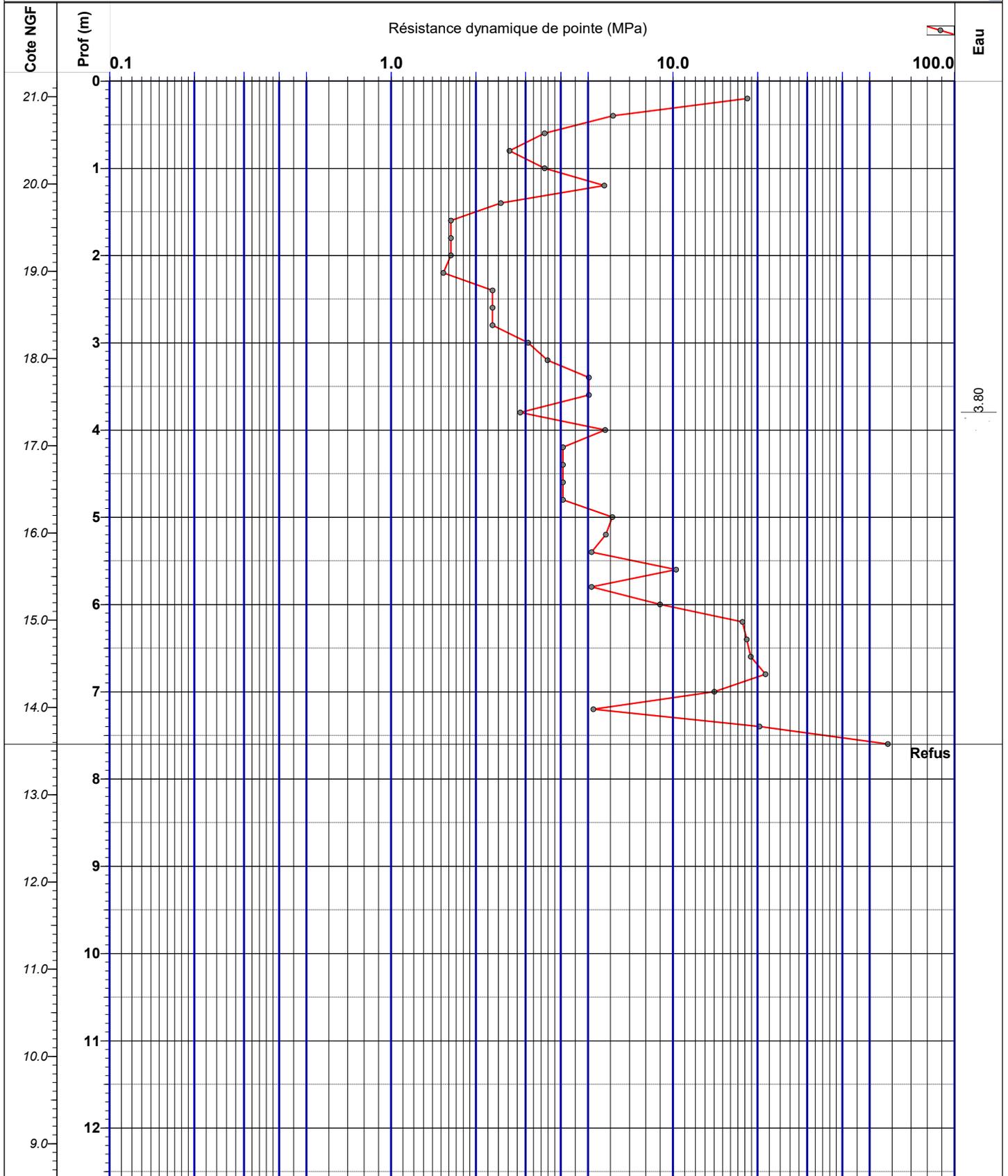
Coordonnée en Y : 8198510,0

Echelle : 1 / 60

Profondeur atteinte : 7,60 m

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1





Client : **IKEA DEVELOPPEMENT**

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Machine : DPSH

Cote altimétrique : 21,68

Coordonnée en X : 1607987,6

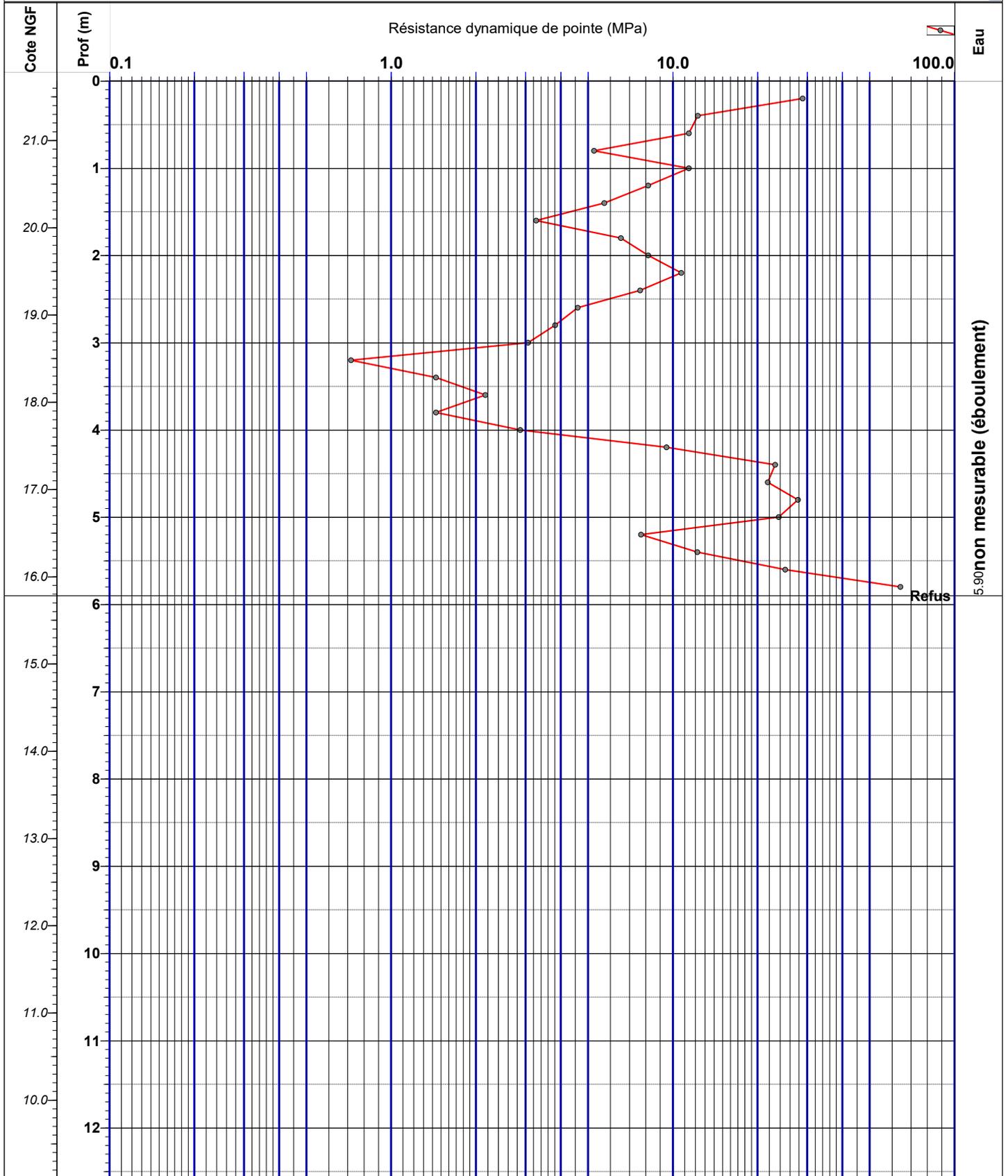
Coordonnée en Y : 8198548,3

Echelle : 1 / 60

Profondeur atteinte : **5,90 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1





Client : **IKEA SAS DEVELOPPEMENT**

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Machine : DPSH

Cote altimétrique : 21,26

Coordonnée en X : 1607932,7

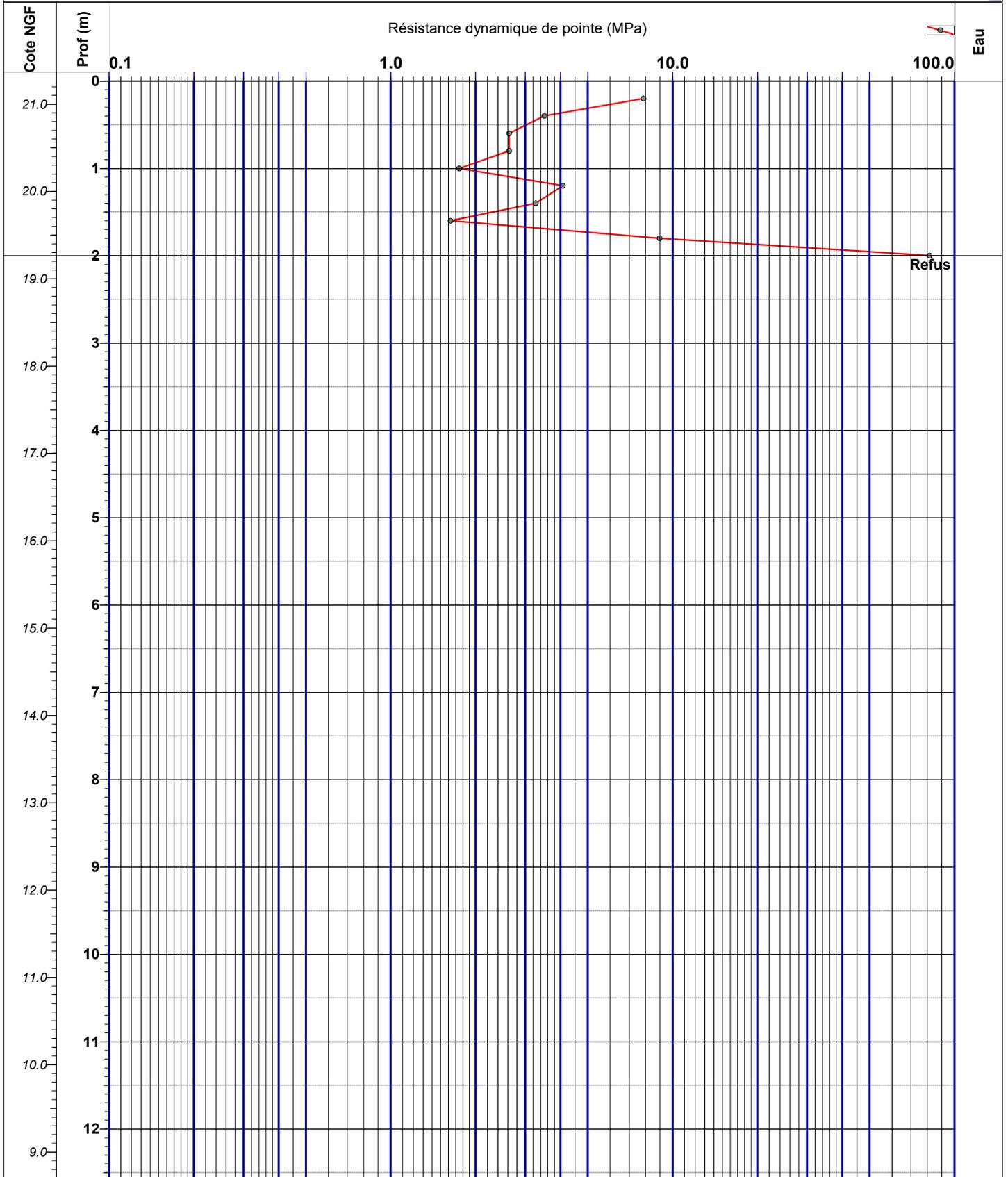
Coordonnée en Y : 8198469,7

Echelle : 1 / 60

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1





Client : **IKEA DEVELOPPEMENT**

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Machine : DPSH

Cote altimétrique : 21,46

Coordonnée en X : 1608029,8

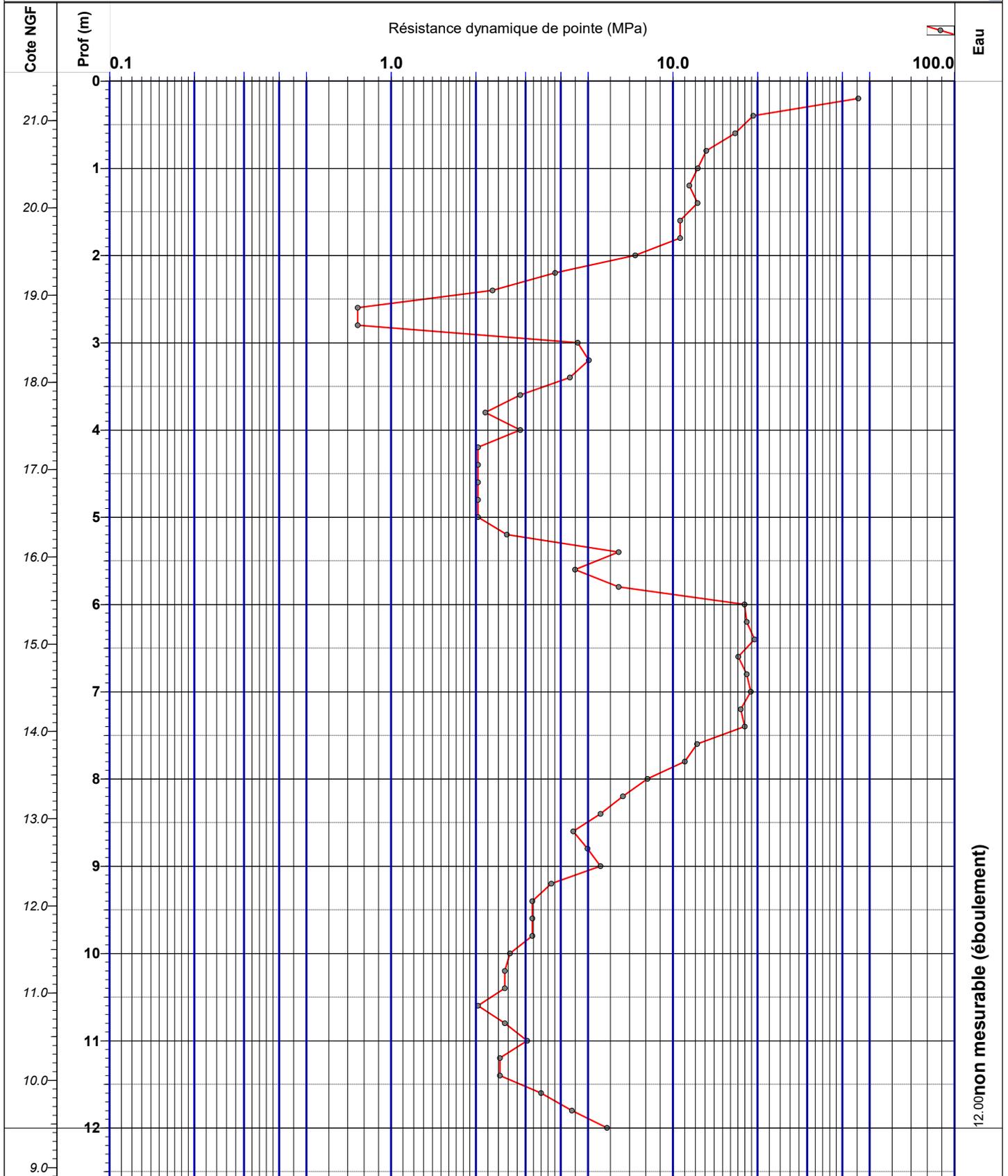
Coordonnée en Y : 8198506,5

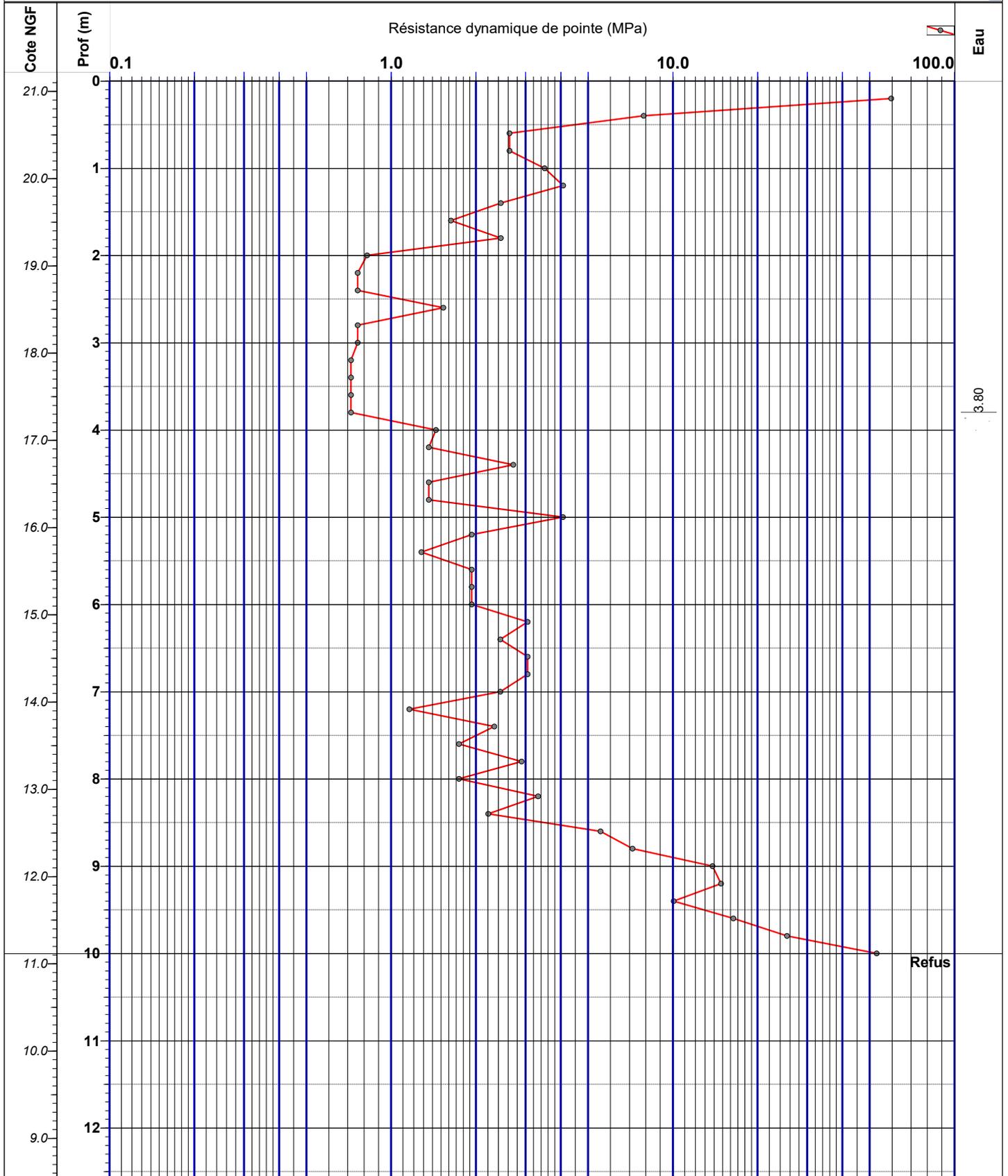
Echelle : 1 / 60

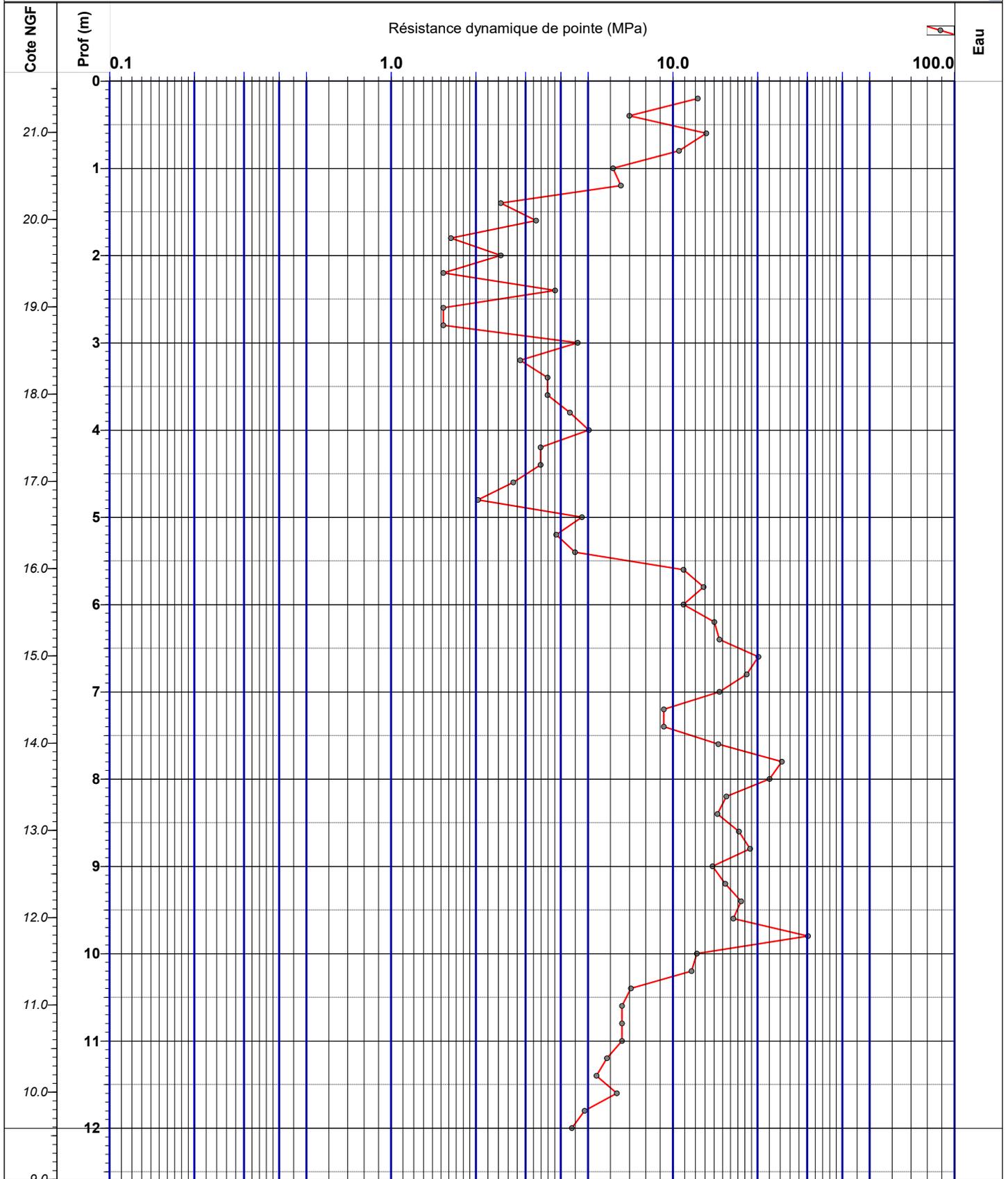
Profondeur atteinte : 12,00 m

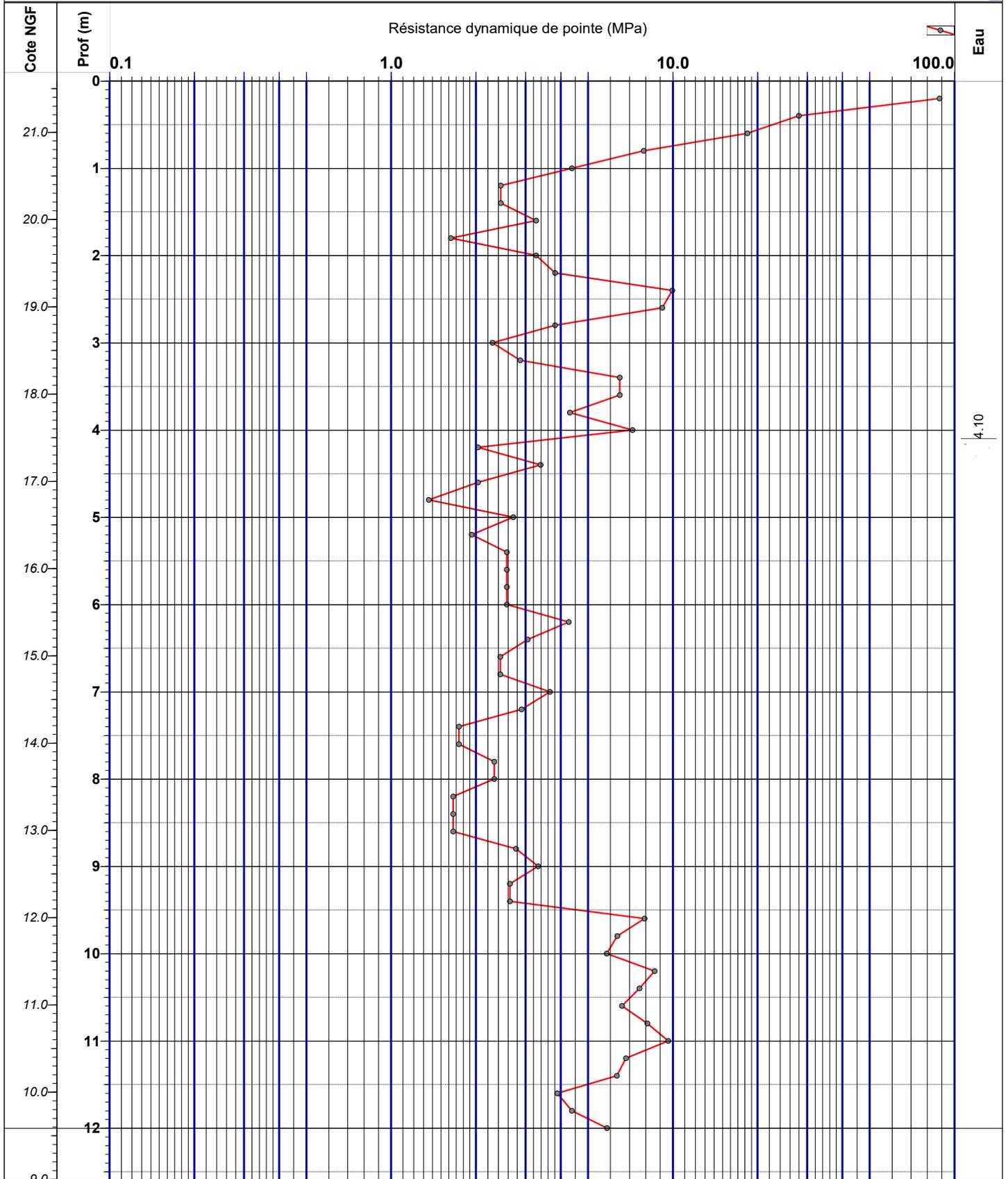
Date du sondage : 21/06/21

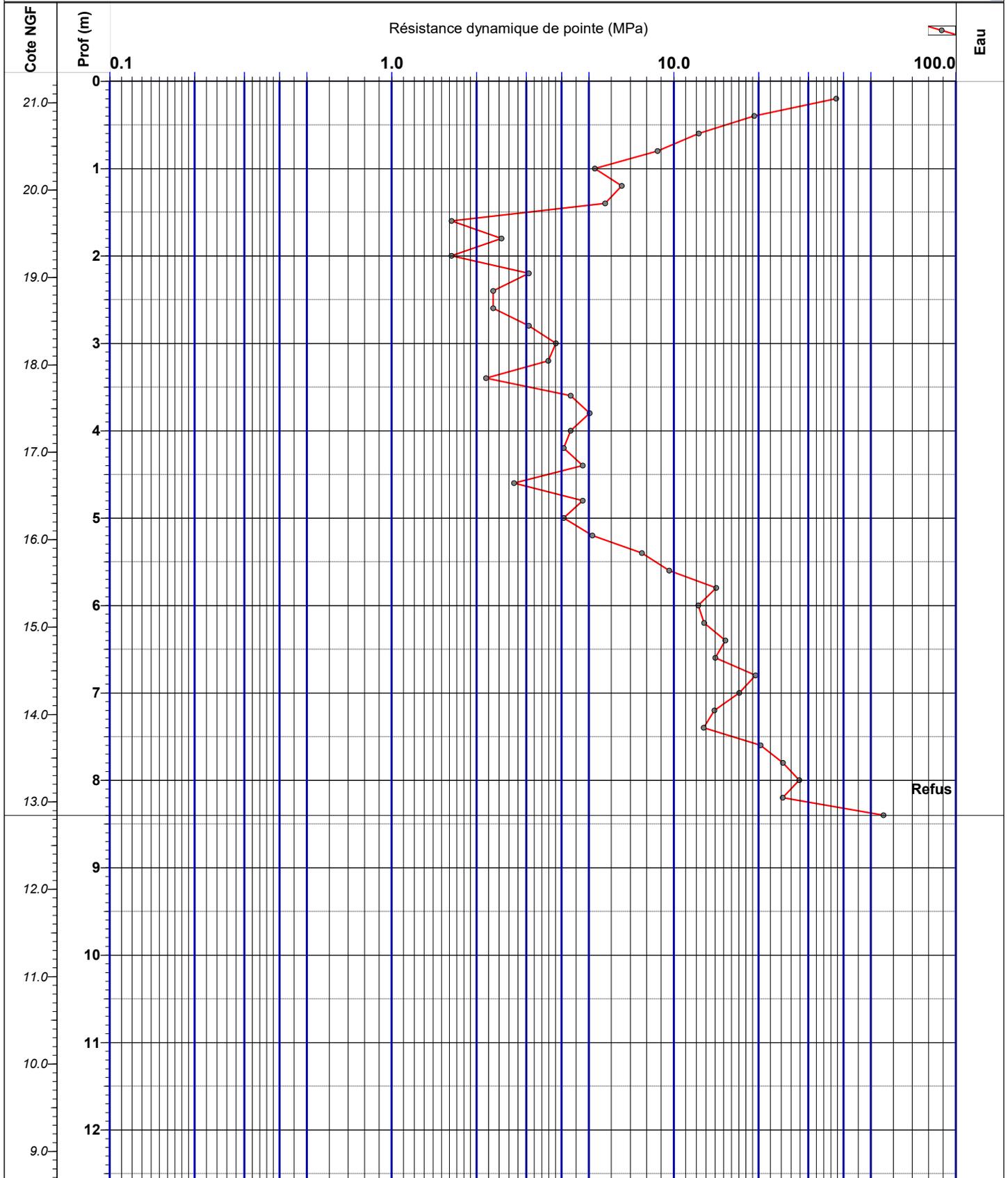
Page : 1 / 1

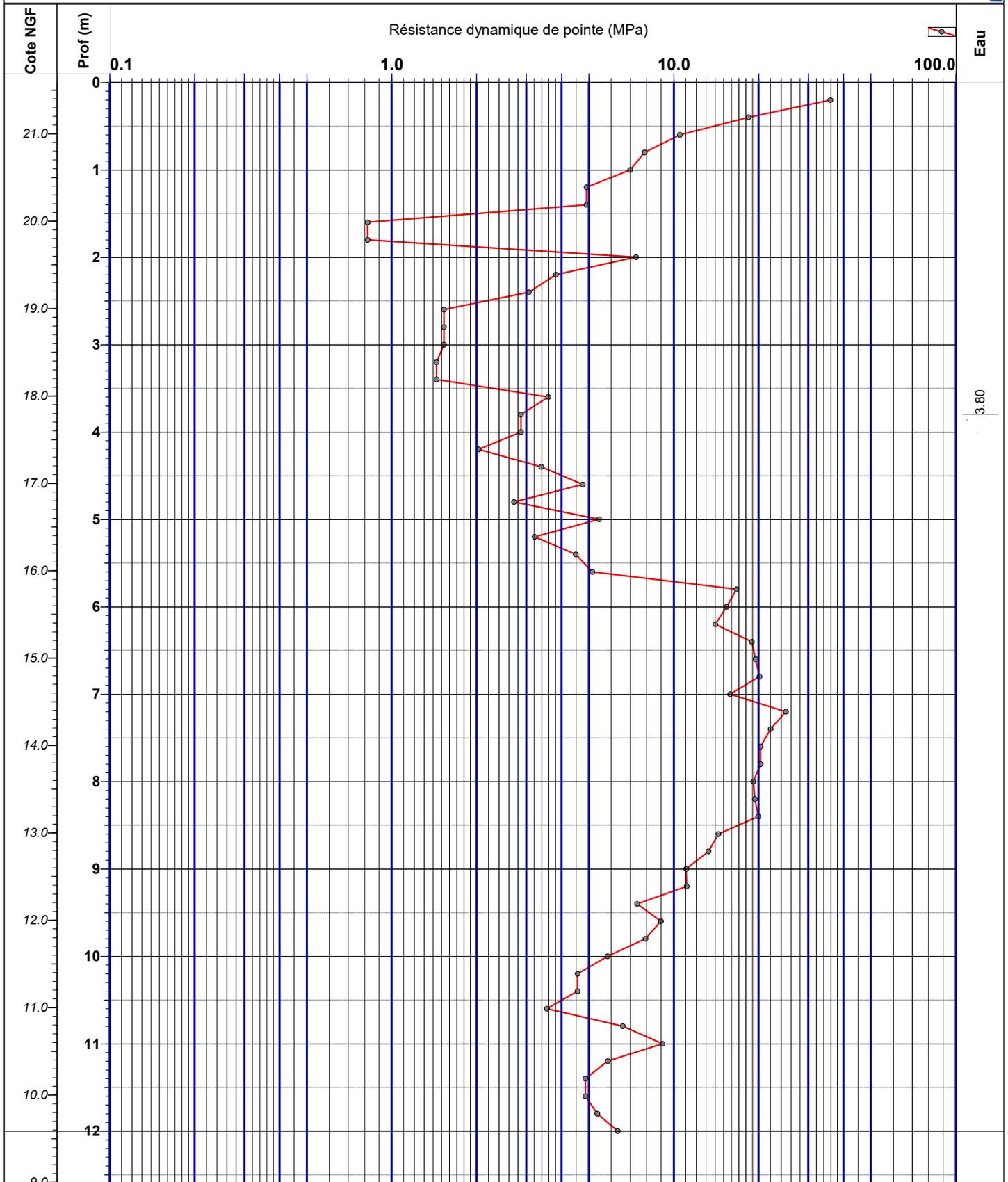


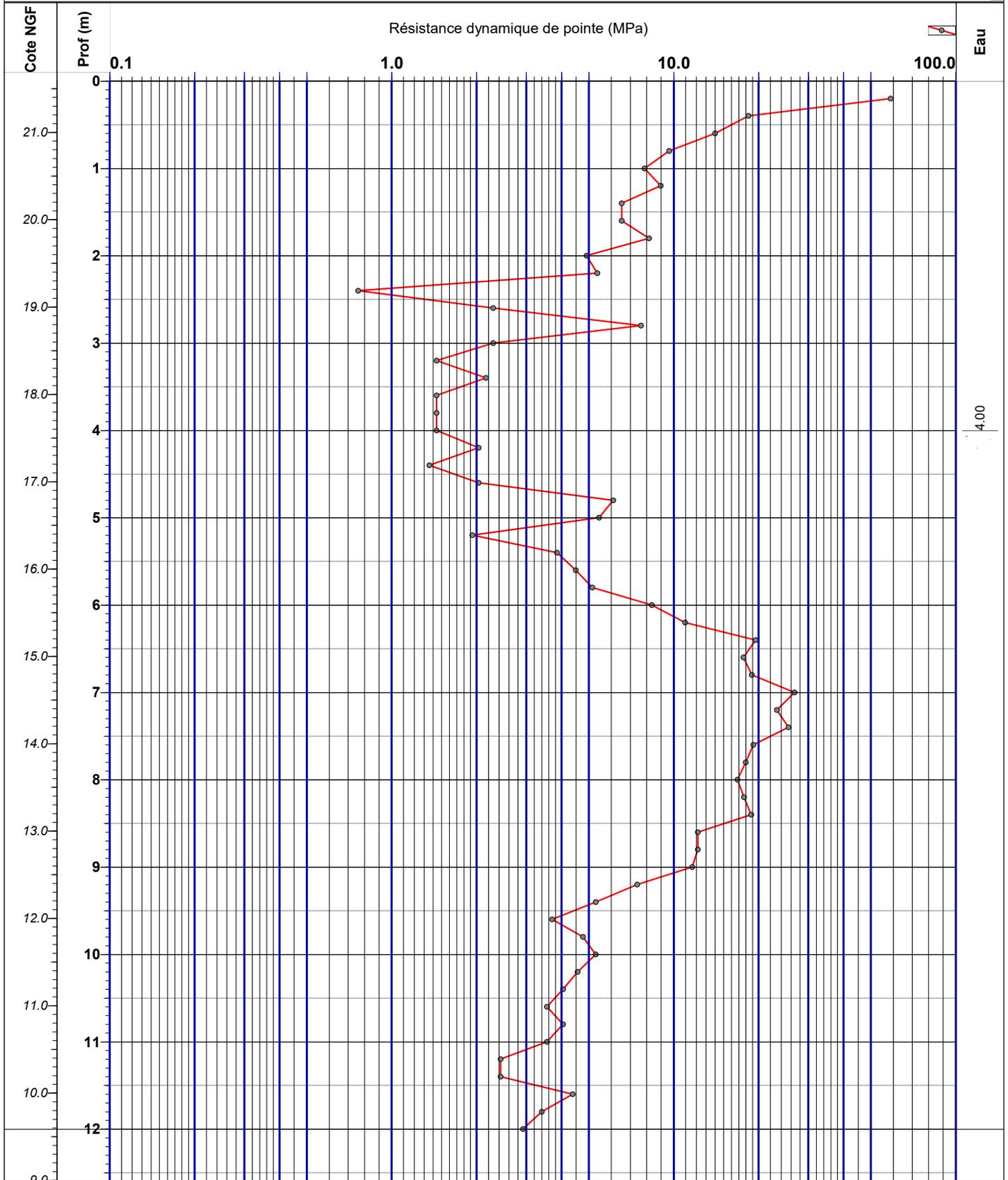














Client : **IKEA DEVELOPPEMENT**

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Machine : DPSH

Cote altimétrique : 21,41

Coordonnée en X : 1607979,2

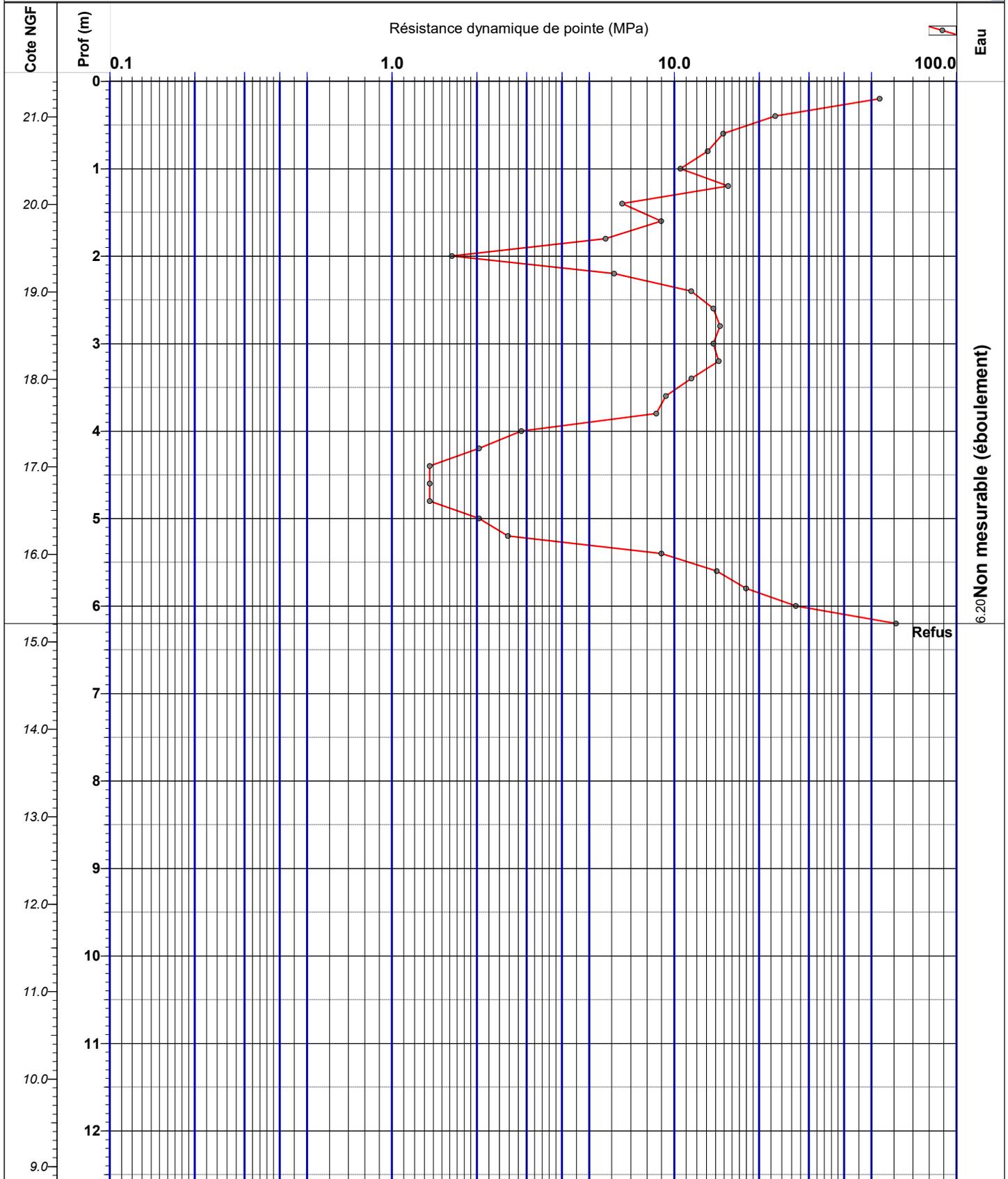
Coordonnée en Y : 8198589,3

Echelle : 1 / 60

Profondeur atteinte : **6,20 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1





Client : **IKEA DEVELOPPEMENT**

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Machine : DPSH

Cote altimétrique : 21,68

Coordonnée en X : 1607987,6

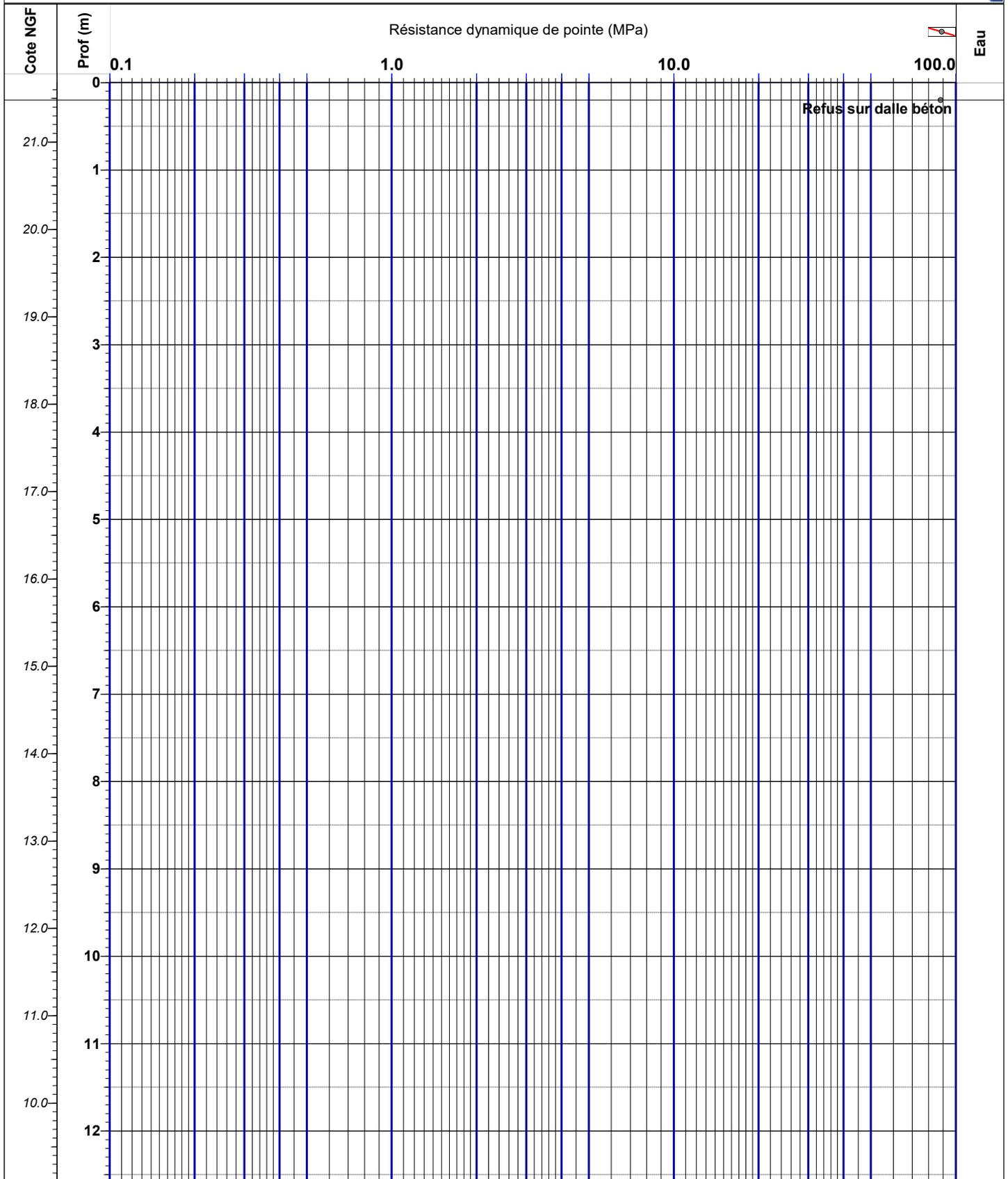
Coordonnée en Y : 8198548,3

Echelle : 1 / 60

Profondeur atteinte : **0,20 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1





Client : IKEA SAS DEVELOPPEMENT

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Echelle : 1 / 10

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1

Cotes NGF (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE	Niveau d'eau	OUTIL	Echantillons	Indices organoleptiques
	0.00					
	0.05	Enrobé			0.05	
21.00		Remblais de sable beige avec cailloux et passages argileux	0.8m	Tarière 101 mm	T101.1	
					T101.2	
20.00						
2.00					2.00	



Client : IKEA SAS DEVELOPPEMENT

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Echelle : 1 / 10

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1

Cotes NGF (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE	Niveau d'eau	OUTIL	Echantillons	Indices organoleptiques
	0.00					
	0.05	Enrobé				
21.00		Remblais de sable limoneux vert kaki avec quelques cailloux			0.05	T102.1
	1.00	Remblais de sable fin gris clair Humide à partir de 1,6 m		Tarière 101 mm	1.00	T102.2
20.00						
	2.00				2.00	



Client : IKEA SAS DEVELOPPEMENT

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Echelle : 1 / 10

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1

Cotes NGF (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE	Niveau d'eau	OUTIL	Echantillons	Indices organoleptiques
	0.00					
	0.05	Enrobé				
21.00		Remblais de sable limoneux marron clair avec quelques cailloux (humide)			T103.1	
	1.00			Tarière 101 mm		
20.00		Sable argileux vert kaki à noir légèrement humide			T103.2	terrain noirâtre
	2.00					



Client : IKEA SAS DEVELOPPEMENT

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Echelle : 1 / 10

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1

Cotes NGF (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE	Niveau d'eau	OUTIL	Echantillons	Indices organoleptiques
	0.00					
	0.05	Enrobé				
21.00		Remblais de sable limoneux beige-vert-kaki avec quelques cailloux, légèrement humide			T104.1	
	1.00			Tarière 101 mm		
20.00		Remblais de sable beige-jaune			T104.2	
	2.00					



Client : IKEA SAS DEVELOPPEMENT

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Echelle : 1 / 10

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1

Cotes NGF (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE	Niveau d'eau	OUTIL	Echantillons	Indices organoleptiques
	0.00					
	0.05	Enrobé				
					0.05	0.05
21.00		Remblais de sable beige avec graviers (humide)			T105.1	légère odeur suspecte (égouts)
	1.00			Tarière 101 mm	1.00	1.00
20.00		Remblais de sable limoneux marron-vert avec quelques cailloux (sec)			T105.2	
	2.00				2.00	



Client : IKEA SAS DEVELOPPEMENT

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Echelle : 1 / 10

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1

Cotes NGF (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE	Niveau d'eau	OUTIL	Echantillons	Indices organoleptiques
21.00	0.00	Enrobé				
	0.05				0.05	
		Remblai de sable limoneux beige-gris avec quelques cailloux (légèrement humide)		Tarière 101 mm	T106.1	
20.00					1.00	
	1.50				T106.2	
		Remblai de sable gris à gris foncé				
	2.00				2.00	



Client : IKEA SAS DEVELOPPEMENT

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Echelle : 1 / 10

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1

Cotes NGF (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE	Niveau d'eau	OUTIL	Echantillons	Indices organoleptiques
	0.00					
	0.05	Enrobé			0.05	
21.00		Remblais de sable beige avec graviers Humide sur le premier mètre uniquement		Tarière 101 mm		
						1.00
20.00						
	2.00				2.00	



Client : IKEA SAS DEVELOPPEMENT

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Echelle : 1 / 10

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1

Cotes NGF (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE	Niveau d'eau	OUTIL	Echantillons	Indices organoleptiques
	0.00					
	0.05	Enrobé				
21.00		Remblais de sable et graviers vert kaki - beige et à passées gris-vert			T108.1	
	1.00	Remblais de sable limoneux gris foncé à noir avec cailloux, passages blancs et débris de brique en fond (légèrement humide)		Tarière 101 mm	T108.2	Terrain noirâtre
20.00						
	2.00					



Client : IKEA SAS DEVELOPPEMENT

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Echelle : 1 / 10

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1

Cotes NGF (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE	Niveau d'eau	OUTIL	Echantillons	Indices organoleptiques
	0.00					
	0.05	Enrobé			0.05	
21.00						
		Remblais de sable beige avec graviers (état sec)		Tarière 101 mm	1.00	
20.00						
	2.00				2.00	



Client : IKEA SAS DEVELOPPEMENT

Dossier : **2021-04-171** Remarques :

Echelle : 1 / 10

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1

Cotes NGF (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE	Niveau d'eau	OUTIL	Echantillons	Indices organoleptiques
	0.00	Enrobé		Tarière 101 mm	T111.1	
	0.05					
	0.60	Remblais de sable beige avec graviers				
21.00	0.90	Remblais de marne beige-blanc				
	2.00	Remblais de sable beige avec graviers			T111.2	



Client : IKEA SAS DEVELOPPEMENT

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Machine :

Cote altimétrique : 21,69

Coordonnée en X : 1608005,4

Coordonnée en Y : 8198384,0

Echelle : 1 / 10

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1

Cotes NGF (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE	Niveau d'eau	OUTIL	Echantillons	Indices organoleptiques
	0.00					
	0.05	Enrobé				
					0.10	
		Remblai de sable limoneux gris				T112.1
21.00						
	1.00			Tarière 101 mm	1.00	
		Remblais de sable limono-argileux gris à nombreux cailloux, quelques morceaux de brique				T112.2
		Humide à partir de 1,50 m				
20.00						
	2.00				2.00	



Client : IKEA SAS DEVELOPPEMENT

Dossier : **2021-04-171**

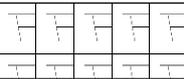
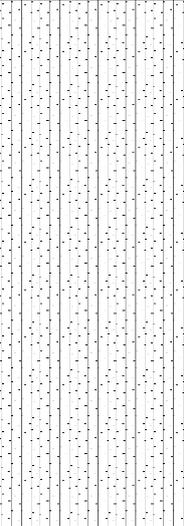
Remarques :

Echelle : 1 / 10

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1

Cotes NGF (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE	Niveau d'eau	OUTIL	Echantillons	Indices organoleptiques
	0.00	 Pavés				
	0.10					
21.00		 Remblais de sable limoneux gris foncé avec débris de bois et quelques cailloux		Tarière 101 mm	T114.1	Légère odeur suspecte
	0.80					
20.00		 Remblais de sable gris clair passant à sable argileux gris Humide dès 1,20 m, puis gorgé d'eau			T114.2	
	2.00					



Client : IKEA SAS DEVELOPPEMENT

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Machine :

Cote altimétrique : 20,87

Coordonnée en X : 1607981,0

Coordonnée en Y : 8198291,2

Echelle : 1 / 10

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1

Cotes NGF (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE	Niveau d'eau	OUTIL	Echantillons	Indices organoleptiques
	0.00					
	0.05	Enrobé				
		Remblais de sable beige avec cailloux			0.05	T115.1
20.00						
	1.00	Remblais de sable limoneux vert kaki - gris foncé avec cailloux et briques		Tarière 101 mm	1.00	
19.00						
	2.00				2.00	



Client : IKEA SAS DEVELOPPEMENT

Dossier : **2021-04-171**

Remarques :

Echelle : 1 / 10

Profondeur atteinte : **2,00 m**

Date du sondage : 21/06/21

Page : 1 / 1

Cotes NGF (m)	Profondeur (m)	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE	Niveau d'eau	OUTIL	Echantillons	Indices organoleptiques
	0.00					
	0.05	Enrobé				
21.00		Remblai de sable beige avec cailloux			0.05	T116.1
	0.60	Remblais de sable fin argileux gris foncé Humide			0.60	
	1.00	Remblais de sable fin argileux gris clair Très humide - gorgé d'eau		Tarière 101 mm	1.00	T116.2
20.00						
	2.00				2.00	