



GÉotechnique
sciences de la terre sas

GEOTECHNIQUE SAS
Agence de Rillieux-la-Pape
672 rue des Mercières
69140 RILLIEUX-LA-PAPE

Tél : 04 78 88 75 83
contact69@geotechnique-sas.com

RAPPORT D'ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION G2 PHASE PRO

Localisation
LE COTEAU (42)

Projet
Construction d'un magasin ALDI

Maître d'ouvrage
IMMALDI ET COMPAGNIE



REFERENCE : 2024.02.236/2-G2 PRO IndA

Ind.	Date	Contenu	Rédacteur	Vérificateur	Observations
A	18/10/2024	32 pages + annexes	B. AIGLE	J. SANCHEZ	1ère diffusion

PLAN DU RAPPORT

1. PRESENTATION	3
1.1. Définition de l'opération	3
1.2. Contrat – Mission géotechnique	3
1.3. Cadre réglementaire	4
1.4. Caractéristiques du projet	4
1.5. Documents communiqués	6
1.6. Caractéristiques générales du site	7
1.7. Risques naturels	9
2. SYNTHESE GEOTECHNIQUE (RAPPEL G2AVP)	10
2.1. Stratigraphie du terrain - caractéristiques mécaniques	10
2.2. Résultats d'essais en laboratoire	12
2.3. Sensibilité au retrait-gonflement des sols argileux	12
2.4. Agressivité des sols sur le béton	12
2.5. Niveaux des eaux souterraines	12
2.6. Perméabilité des sols	14
3. APPLICATIONS GEOTECHNIQUES AU PROJET	15
3.1. Modèle géotechnique retenu	15
3.2. Niveaux caractéristiques des eaux souterraines	15
3.3. La zone d'influence géotechnique (ZIG)	15
3.4. Conditions sismiques	16
3.5. Adaptations techniques retenues	16
3.6. Remarques importantes	16
4. CONCEPTION DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES	17
4.1. Principes généraux de terrassements	17
4.2. Conditions de talutage	21
4.3. Justification de stabilité des talus	22
4.4. Niveau-bas / Dallage	24
4.5. Fondations superficielles selon la norme NF P94-261	26
4.6. Quais de chargement	29
4.7. Conception des voiries et parkings	29
4.8. Protection des ouvrages contre l'eau	31
4.9. Protection générale vis-à-vis du risque sismique	31
5. ALEAS RESIDUELS ET RISQUES ASSOCIES	32
6. CONDITIONS GENERALES DE VALIDITE DU RAPPORT	32



- Annexe 1 : **Extrait de la norme NF P94-500 de novembre 2013**
- Annexe 2 : **Conditions de validité de l'étude**
- Annexe 3 : **Implantation des sondages**
- Annexe 4 : **Coupes de sondages**
- Annexe 5 : **Essais de perméabilité**
- Annexe 6 : **Essais en laboratoire**
- Annexe 7 : **Notes de calculs – Fondations**

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

1. PRESENTATION

1.1. Définition de l'opération

Le Maître d'Ouvrage envisage la construction d'un magasin ALDI et ses voiries associées.

Les principaux intervenants du projet sont :

- Maître d'ouvrage : IMMALDI ET COMPAGNIE
- Assistant Maître d'ouvrage : DCB

1.2. Contrat – Mission géotechnique

À la demande de **IMMALDI ET COMPAGNIE**, notre société, **GEOTECHNIQUE SAS**, a été mandatée afin de réaliser une **mission géotechnique de conception G2 phase PRO** dans la continuité de l'étude géotechnique de conception G2 phase AVP, référencée 2024-02-236-G2 AVP Ind A.

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

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

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

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

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

Les premières indications fournies dans le rapport de traitement des EP (p.17) laissent à penser que le niveau PHE pourrait-être très proche du niveau du TN.

1.3. Cadre réglementaire

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

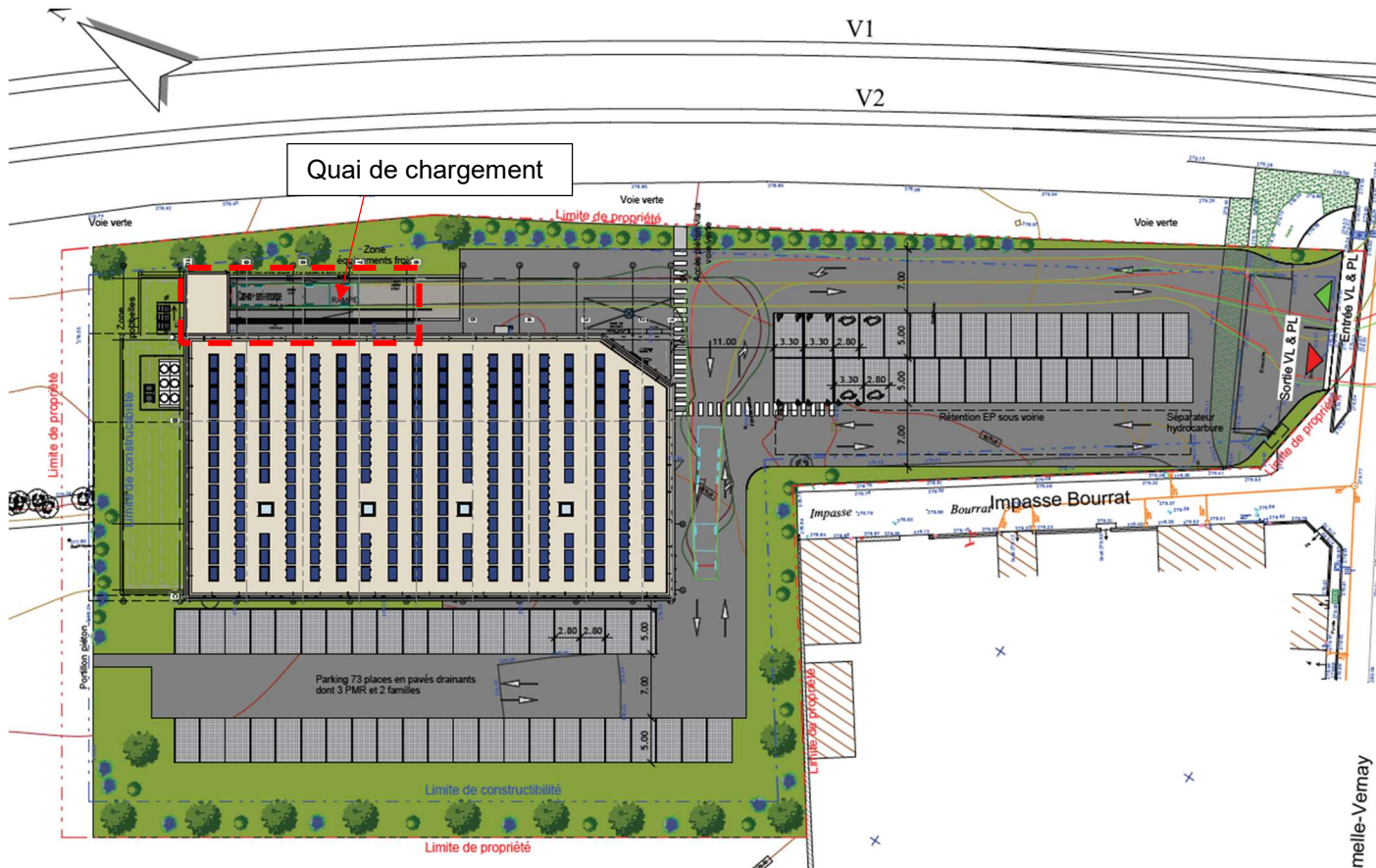
- Eurocode 7 – Calculs géotechniques
- Norme NF P94-261 – Calcul Géotechnique – Fondations superficielles (février 2017)
- NF P 11-211 – DTU 13.11 Fondations superficielles
- NF P 11-213 – DTU 13.3 partie 3 - Dallages
- Guide Technique SETRA-LCPC « réalisation des remblais et des couches de formes » Fascicules I et II
- Normes AFNOR en vigueur concernant les travaux de sondages et essais in-situ ou de laboratoire

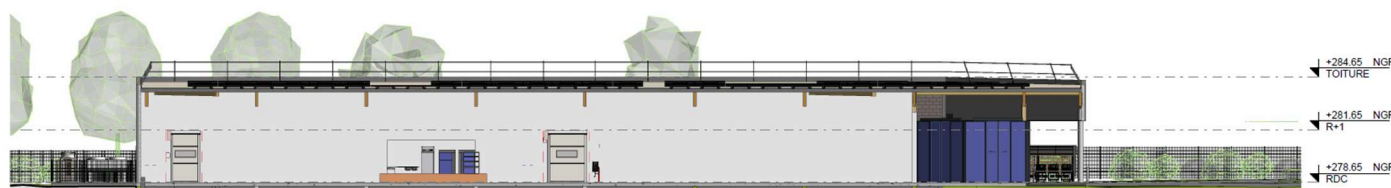
1.4. Caractéristiques du projet

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

- construction d'un bâtiment de 1480 m² d'emprise au sol environ, calé à la cote altimétrique de 278.65 m NGF ;
- réalisation de places de stationnement VL et d'un quai de chargement / déchargement PL dont le niveau-bas sera supposé situé 1.2 m sous le niveau de la plateforme générale du bâtiment soit environ à la cote 277.45 m NGF.

Ci-après, un extrait du plan masse du projet et quelques coupes représentatives du projet :





Compte tenu de la topographie du site, les terrassements induits seront en déblai/remblai sur une hauteur variable de 0 à 0.9 m environ (les cotes altimétriques actuelles du terrain varient de 277.72 à 279.00 m NGF).

Concernant l'ouvrage de récupération des eaux pluviales, il s'agira d'un ouvrage de rétention type Tubosider de 343 m³ de volume utile en Ø 2 m. Cet ouvrage est prévu d'être implanté sous les voiries Sud de la parcelle.

A ce jour, les descentes de charges et plan de fondation n'ont pas été établis pour le projet (pas d'études structures).

Nous estimerons pour le dallage :

- surcharge sur dallage de l'ordre de 2.5 t/m² ;
- tassements absolus admissibles de 3.0 cm conformément au DTU 13.3 concernant les dallages industriels, sauf si les exigences de l'exploitant du bâtiment sont plus strictes (exigences non communiquées).

Ces hypothèses devront nous être confirmées par le Maître d'Ouvrage.

La note d'hypothèse des descentes de charges d'un projet similaire nous a été fournie pour réaliser la présente étude car les deux structures de bâtiment seront similaires :

Cas	Préfixe	Nom du Cas	Nature	Type d'analyse
1	PERM1	PERM statique	Structurelle	Statique linéaire
2	EXPL1	EXPL1	Catégorie H	Statique linéaire
3	NEI1	NEI1	neige	Statique linéaire
4	VENT1	VENT long pan +	vent	Statique linéaire
5	VENT2	VENT long pan -	vent	Statique linéaire
6	VENT3	VENT pignon +	vent	Statique linéaire
7	VENT4	VENT pignon -	vent	Statique linéaire
8	ACC1	NEIACC	accidentelle	Statique linéaire

Nous avons considéré que le poids des semelles serait à ajouter comme une charge permanente, ainsi que les cas 1 comme les charges permanentes, les cas 2 comme les charges d'exploitation.

Nous avons réalisé quelques combinaisons d'action pour les descentes de charges fournies et en tenant compte des coefficients utilisés couramment pour les bâtiments logistiques :

$$\begin{aligned}
 \text{ELS Quasi-permanent} &= G + 0.8 Q \\
 \text{ELS Caractéristiques} &= G + Q \\
 \text{ELU Fondamentaux} &= 1.35 G + 1.5 Q + 0.75 N + 0.9 V \\
 \text{ELU Accidentels} &= G + 0.9 Q + N \text{ acc.}
 \end{aligned}$$

Avec les efforts de vent les plus pesants, N les efforts de neige et N acc., les efforts de neige indiqués accidentels, nous étudierons seulement les fondations avec les efforts statiques verticaux les plus extrêmes (cas les plus pesants et les moins pesants) pour obtenir des dimensions maximales et minimales d'appui, ainsi que les tassements différentiels les plus importants.

Certains cas de figure complémentaires seront également étudiés, quand la proportion entre les efforts horizontaux et verticaux augmente afin de vérifier la stabilité au glissement des appuis. Le cas du basculement ne sera pas étudié compte tenu du fait que les moments dépendent beaucoup de la façon dont la structure (inconnue) à ce jour travaille. L'ensemble des configurations devront être étudiées en phase G3 par l'entreprise en charge des travaux.

Les descentes de charges calculées et étudiées pour le projet sont indiquées dans le tableau ci-après :

Élément	Descentes de charge (kN)			
	ELS QP	ELS Car	ELU Fond	ELU ACC
Appui isolé 766	-16,2	-16,4	-28,7	-27,4
Appui isolé 747	147,4	147,8	258,6	249,2
Appui isolé 319	13,5	13,6	36,1	21,2
Appui isolé 337	13,0	19,3	42,3	26,3
Appui isolé 546	57,2	57,5	112,2	117,1
Appui linéaire mur 2	4,0	4,0	7,3	2,3
Appui linéaire mur 3	3,0	3,0	4,7	4,2

Selon le repère défini dans les hypothèses des descentes de charges, les efforts verticaux sont positifs lorsqu'ils sont pesants.

1.5. Documents communiqués

Les documents suivants nous ont été communiqués :

Document	Fourni par	Référence	Echelle	Date
Plan topographique	ADAGE Géomètres Experts	RO24010	1/250 ^{ème}	07/02/24
Plan de synthèse de l'étude de capacité	Atelier 131 Architecture	-	1/1000 ^{ème}	08/07/21
Plan de masse	DB Groupe IDEC	-	1/500 ^{ème}	12/02/24
Coupe du projet	DB Groupe IDEC	-	1/200 ^{ème}	12/02/24
Diagnostic de site	ANTEA	118746	-	05/08/22
Note d'hypothèse des descentes de charges (ALDI PRIVAS)	FORCAM	-	-	22/05/24
Plan masse réseaux	DELECROIX ARCHITECTE	21M 1527	-	27/09/24

1.6. Caractéristiques générales du site

1.6.1. Localisation

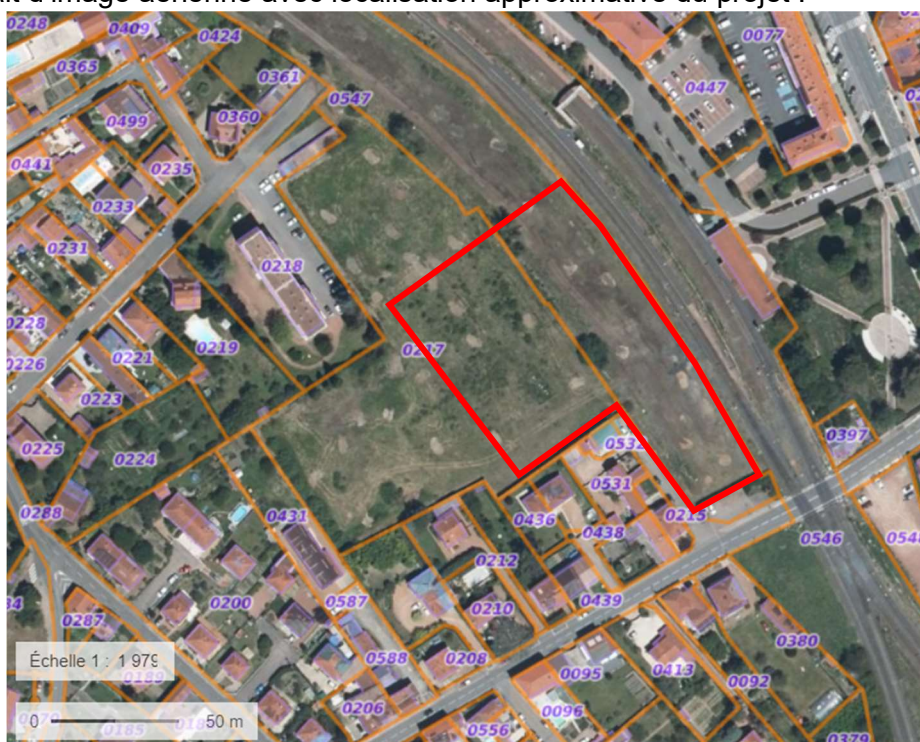
Le terrain concerné par la présente étude se situe au fond de l'impasse Bourrat sur la commune de LE COTEAU (42) et correspond aux parcelles cadastrales 217 et 547 section AP.

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



Source : www.géoportail.fr

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



Source : www.géoportail.fr

1.6.2. Caractéristiques de la zone d'étude

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

- le terrain est occupé par un espace vert comportant quelques arbres ainsi qu'un fossé en partie centrale su terrain ;
- l'altimétrie de la parcelle varie de 278.24 à 279.16 m NGF avec un dénivelé de 0.9 m environ en pente globalement descendante du Nord/Ouest vers le Sud d'après le plan qui nous a été communiqué ;
- la parcelle est délimitée par :
 - la voie ferrée en partie Nord/Est, en service,
 - des terrains en friche actuellement en partie Nord/Ouest et Ouest (prévus d'être construits dans le cadre d'un projet d'aménagement) ;
 - des parcelles construites en partie Sud.



Photographie du site (11/03/24) – partie Sud de la parcelle



Photographie du site (11/03/24) – centre de la parcelle

Le site comportait plusieurs bâtiments et voiries, actuellement démolis depuis le début des années 2000. Le site a déjà fait l'objet d'études de sols vraisemblablement, mais aucun résultat ne nous a été communiqué.

1.6.3. Contextes géologique & hydrogéologique

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

- des remblais d'aménagement ;
- des formations alluviales anciennes indifférenciées (sables et graviers),
- des terrains de solifluxion d'argiles et d'argiles sableuses et de sables intercalés.

Extrait de la carte géologique au 1/50000 :



Le secteur est marqué par la présence d'une nappe d'accompagnement de la Loire à faible profondeur.

1.7. Risques naturels

Nous rappelons que les risques naturels identifiés en AVP sont les suivants :

- **Risque inondation** : site étudié en zone blanche
- **Remontée de nappe** : zone potentiellement sujette aux inondations de cave
- **Agressivité des sols et des eaux** : sols non agressifs / potentiel agressif de l'eau non testé
- **Sensibilité RGA*** : aléa faible
- **Risque sismique** : faible - 2

* *Retrait-gonflement des argiles*

2. SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE (RAPPEL G2AVP)

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 ;
- 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) ;
- 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 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.

2.1. Stratigraphie du terrain - caractéristiques mécaniques

➤ **TV : Terre végétale**

Cette formation correspond au recouvrement superficiel du terrain identifiée au droit des sondages PM3 et PM5. Elle est impropre à toute construction.

- Aspect visuel : terre végétale gravelo-sablo-limoneuse marron foncé à morceaux de brique, terre végétale limono-sableuse marron à noire,
- Épaisseur : 0.2 m.

Des variations d'épaisseur, parfois importantes, de la couche de **terre végétale** (TV) sont à attendre dans l'emprise du projet, et en particulier au droit des zones boisées du site.

➤ **R : Remblais superficiels**

Cette formation correspond probablement aux remblais résiduels des anciens aménagements du site.

- Aspect visuel : limon sableux à caillouteux, limon sablo-graveleux, graves sablo-limoneuses noirâtres, graves sableuses et limoneuses brunes, sables limoneux marron à noir à morceaux de faïence,...
- Niveau de la base : de 277.40 à 278.85 m NGF,

- Epaisseur : de 0.2 à 0.85 m,
- Caractéristiques mécaniques moyennes avec :
 - Résistance dynamique de pointe : $3.3 \leq q_d \leq 50.0$ MPa.

Des variations de nature et d'épaisseur des **remblais** (R) sont à attendre dans l'emprise du projet. Le site n'étant pas complètement vierge (présence de réseaux enterrés, démolitions,...), nous attirons l'attention des différents intervenants sur les points suivants :

- un potentiel remaniement partiel ou général du terrain en surface lors des différents aménagements successifs,
- la mise en œuvre antérieure de remblais autochtones et/ou d'apports sur des épaisseurs différentes,
- la nécessité de comparer le plan topographique originel du site à l'actuel afin d'apprécier les épaisseurs de terrain remanié.

➤ **S1 : Limons sableux**

Cette formation peut correspondre à des alluvions ou à du terrain naturel anciennement remanié.

- Aspect visuel : limons sableux marron, sables limoneux et légèrement limoneux, limon sableux +/- induré et à graves, limons sableux beiges à rouille,
- Niveau du toit : de 277.40 à 278.10 m NGF,
- Niveau de la base : de 276.70 à 277.90 m NGF,
- Epaisseur de la formation : 0.2 à 2.0 m (la formation est la plus épaisse au droit de SP2 et PM6 et est absente de PM1, PM2 et PM4),
- Caractéristiques mécaniques faibles à bonnes avec :
 - Pression limite : $p_i^* = 1.69$ MPa,
 - Module pressiométrique : $E_M = 35.6$ MPa,
 - Résistance dynamique de pointe : $1.7 \leq q_d \leq 5.0$ MPa.

➤ **S2 : Graves sableuses à sablo-limoneuses**

Cette formation correspond aux alluvions naturelles présentes en profondeur sous les horizons éventuellement remaniés.

- Aspect visuel : sables graveleux roux à gris, graves sableuses, graves limono-sableuses et sables +/- argileux gris.
- Niveau du toit : de 276.70 à 277.90 m NGF,
- Niveau de la base : de 271.20 à 271.60 NGF,
- Caractéristiques mécaniques bonnes à très bonnes avec :
 - Pression limite : $2.55 \leq p_i^* \leq 3.95$ MPa,
 - Module pressiométrique : $20.1 \leq E_M \leq 55.5$ MPa,
 - Résistance dynamique de pointe : $5.0 \leq q_d \leq 80.0$ MPa (Refus).

2.2. Résultats d'essais en laboratoire

Les résultats des essais en laboratoire sont détaillés dans le tableau ci-après :

Sondages	PM1	PM2	PM3	PM5	PM6	PM6
Propriétés physiques des sols						
Id. formation	S2	S2	S1	S2	R	S1
Nature de sol	Grave sableuse	Sable graveleux marron	Sables limono-graveleux	Grave roulée sablo-limoneuse	Graves sablo-limoneuses	Limon sableux
Profondeur (m)	0.5	1.2	0.85	1.0	0.75	1.2
Teneur en eau naturelle W_{nat} (%)	4.8	4.8	13.1	8.9	11.9	16.8
Dmax (mm)	63.0	-	40.0	-	-	-
Passant 80 μ m	4.8 %	-	18.2 %	-	-	-
Valeur au bleu du sol VBS	0.08	-	0.32	-	-	-
Poinçonnement IPI	-	-	1.2	-	-	-
Classe GTR 2023 + état hydrique	G1ins (D3)	-	I1 th (B5 th)	-	-	-

2.3. Sensibilité au retrait-gonflement des sols argileux

Il résulte des premières analyses réalisées dans le cadre de la mission AVP que les sols en place sont faiblement sensibles au phénomène du retrait-gonflement.

2.4. Aggressivité des sols sur le béton

Il résulte des analyses pratiquées en G2 AVP que les sols R (remblais) ne présentent pas un caractère agressif vis-à-vis du béton. La classe retenue est < XA1 ou « XA0 » (dénomination admise).

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

2.5. Niveaux des eaux souterraines

Lors de notre intervention sur site en mars 2024, des niveaux d'eau non stabilisés ont été relevés au droit de nos sondages. Le tableau des relevés de niveaux est présenté ci-après :

Référence du sondage	Cote TN (m N.G.F.)	Profondeur du niveau d'eau (m)	Cote du niveau d'eau (m N.G.F.)
SP1	278.60	1.50	277.10
SP2	278.60	1.60	277.00

PM1	279.05	1.90	277.15
PM2	278.70	/	/
PM3	278.30	1.00	277.30
PM4	278.30	0.70	277.60
PM5	277.90	1.60	276.30
PM6	278.70	2.55	276.15

Le délai de réponse des eaux souterraines (nappe massique ou circulations isolées), au droit d'un forage ou d'une excavation de surface limitée est variable en fonction de la perméabilité du sol.

Lors de notre intervention sur site nous avons également constaté la présence de plusieurs piézomètres qui ont pu être relevés le 11/03/2024 :



Ces piézomètres ont été posés en juin et juin 2022 dans le cadre de l'étude diagnostic d'Antea. Ils ont permis de réaliser des relevés le 05/07/2022.

Tableau 20 : Mesures piézométriques le 05/07/2022

Ouvrages	Nature du repère	Cote du repère (m NGF)	Profondeur de la nappe (m/repère)	Cote de la nappe (m NGF)
PZA	Bouche ras de sol	279,18	1,97	277,21
PZB	Capot hors sol	278,98	1,71	277,27
PZC	Capot hors sol	278,00	2,46	275,54
PZD	Bouche ras de sol	278,32	5,16	273,16

L'interprétation réalisée par ANTEA de la surface de la nappe indique un sens général d'écoulement descendant vers le Nord.

Nous rappelons que le régime hydrogéologique est variable dans le temps, en fonction notamment des caractéristiques des formations géologiques en place et de la pluviométrie régionale. Des circulations d'eau peuvent également se produire au sein des remblais en zone urbanisée.

Nota : ces relevés restent ponctuels. Un suivi piézométrique associé à une étude hydrogéologique doit être effectué dans les phases ultérieures d'études afin de définir les niveaux caractéristiques de la nappe.

2.6. Perméabilité des sols

Il est rappelé que les essais de perméabilité sont réalisés sur des surfaces très limitées et en nombre limité.

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

Formation	Nature du sol	Type d'essai	Profondeur (m)	Coefficient de perméabilité	
				K (m/s)	K (cm/h)
S2 – PM1b 0.6 m	Graves sableuses rouille	Matsuo	0.65	9.8×10^{-5}	0.3
S2 – PM2 1.45 m	Sables graveleux ocre	Matsuo	1.45	2.3×10^{-4}	81.7
S1 – PM3 1.0 m	Limon sableux +/- induré	Matsuo	1.00	4.2×10^{-7}	0.1
R – PM4 0.7 m	Grave sableuse	Matsuo	0.70	3.3×10^{-5}	11.9

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

Ordre de grandeur de la perméabilité k	Degré de perméabilité correspondant
10^{-1} à 10^{-3} m/s	Elevée
10^{-3} à 10^{-5} m/s	Modérée – sol S2
10^{-5} à 10^{-7} m/s	Faible
10^{-7} à 10^{-9} m/s	Très faible – sol S1
10^{-9} à 10^{-12} m/s	Quasi-nulle

3. APPLICATIONS GEOTECHNIQUES AU PROJET

3.1. Modèle géotechnique retenu

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

Les paramètres indiqués dans le modèle sont les plus représentatifs au regard des résultats des essais effectués dans le cadre de la mission G2 AVP, des hétérogénéités observées dans chaque sol et du nombre d'essais.

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

Id.	Nature du sol	Base de la couche	Résistance de pointe q_d (MPa)	Valeurs pressiométriques		
		Profondeur (m/TA)		p_l^* (MPa)	E_M (MPa)	α
R	Remblais superficiels	Env. 0.7	15.0			2/3
S1	Limons sableux	2.0	2.0	NM	NM	1/2
S2	Graves sableuses	> 7.0	20.0	3.0	35.0	1/3

p_l : pression limite nette / E_M : Module pressiométrique / α : Coefficient rhéologique du sol

q_d : résistance dynamique de pointe

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

3.2. Niveaux caractéristiques des eaux souterraines

D'après les résultats des investigations effectuées dans le cadre de la mission G2 AVP, des niveaux d'eau ont été relevés vers 1.0 m de profondeur environ sous le niveau actuel du terrain. Les piézomètres du site ne sont pas suivis à notre connaissance.

En tenant compte des variations de niveau de nappe, nous recommandons de tenir compte d'un niveau PHE équivalent à celui du terrain actuel.

3.3. La zone d'influence géotechnique (ZIG)

Compte tenu de la topographie sensiblement plane du secteur du projet et des caractéristiques des ouvrages à réaliser sans locaux enterrés, 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.

3.4. Conditions sismiques

Les paramètres sismiques à prendre en compte conformément à la norme NF EN 1998 (Eurocode 8) et compte tenu des résultats des investigations effectuées dans le cadre de la mission G2 AVP sont les suivants :

- Zone sismique : 2
- Classe de sol : C
- Coefficient de sol S : 1.5
- Catégorie de bâtiment : III
- Risque de liquéfaction du sol : nul

Dans le cas présent, compte tenu de la catégorie considérée de bâtiment, le respect de l'Eurocode 8 devra être pris en compte.

3.5. Adaptations techniques retenues

Compte tenu du contexte géotechnique du site, des conclusions de la mission G2 AVP et des caractéristiques techniques du projet en phase PRO, les orientations techniques qu'il convient de retenir sont les suivantes :

- la mise en œuvre de drainage et de pompage pour abaisser préalablement le niveau de la nappe si nécessaire, notamment en phase travaux,
- la réalisation d'un mode de fondations superficielles à semi-profondes,
- la réalisation d'un niveau-bas de type dallage sur terre-plein.

Nota important : étant donné les conditions d'inondabilité du site, les travaux devront être effectués hors période de crue pour éviter un risque de remontée de la nappe qui pourrait induire la mise en place de dispositions particulières d'exécution de chantier délicates et onéreuses et modifier le phasage établi précédemment.

Le niveau de plateforme du bâtiment considéré dans notre étude est calé à la cote altimétrique de 278 m NGF tenant compte du niveau fini (278.65 m NGF) et incluant l'épaisseur théorique du dallage (0.15 m) et d'un matelas granulaire (0.5 m d'épaisseur) dont la constitution est précisée dans les paragraphes ultérieurs.

3.6. Remarques importantes

Dans le cas où les principes constructifs retenus en phase travaux diffèreraient de ceux proposés dans la présente étude, les incidences techniques devront impérativement être étudiées dans le cadre de la mission G3 et validées en G4.

De même, le phasage proposé tient compte des conditions géotechniques et de la configuration du projet telle qu'elle nous est présentée.

Dans le cas où le phasage des travaux différerait de celui présenté précédemment, cela peut donner lieu à des adaptations techniques plus ou moins importantes sur l'ensemble des ouvrages géotechniques. Le cas échéant, les incidences éventuelles devront être étudiées par le géotechnicien dans le cadre d'un complément de mission G2 PRO (avant lancement de la phase DCE) ou dans le cadre des missions G3 et G4 dès lors que l'attribution des entreprises sera effective.

4. CONCEPTION DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

4.1. Principes généraux de terrassements

4.1.1. Travaux préparatoires

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

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

4.1.2. Aménagement des plateformes

Pour un niveau fini du bâtiment à la cote de 278.65 m NGF et un niveau bas supposé au niveau du quai de chargement à 277.45 m NGF, les travaux de terrassements comprendront les épaisseurs de déblai / remblai suivantes pour atteindre la sous-face du dallage :

- -0.40 à +0.63 m au droit du bâtiment (réhausse essentiellement dans la zone centrale du fossé),
- -1.20 m au droit du quai de chargement.

4.1.2.1. *Drainage du terrain*

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

Nous rappelons que les niveaux d'eaux souterraines ont été relevés lors de la réalisation des sondages entre 0.7 et 2.55 m de profondeur (cotes 276.15 à 277.60 m NGF). Les piézomètres du site les plus proches du projet indiquent un niveau d'eau le 11/03/24 entre 1.13 et 1.82 m de profondeur sous le terrain actuel.

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

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

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 ($\geq 1.5\%$).

En cas de remontée de nappe importante, il faudra prévoir un dispositif de rabattement dont les modalités et les dimensions sont à déterminer dans le cadre d'une étude hydrogéologique spécifique.

4.1.2.2. *Réalisation des déblais*

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

4.1.2.3. *Fond de forme*

D'après le calage altimétrique du projet et en tenant compte des terrassements envisagés, la sous-face du dallage devrait se situer à la cote de 278.5 m NGF en tenant compte d'un dallage de 0.15 m d'épaisseur.

En zone de remblai (notamment en partie centrale du bâtiment dans la zone du fossé), l'arase transitoire de terrassement (avant remblaiement) correspondra au terrain naturel purgé de la terre végétale et des matériaux impropres à l'assise des remblais.

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,
- un traitement in-situ à la chaux en cas de sols fins dans un état hydrique humide, en vue de réduire la sensibilité à l'eau du sol et d'en améliorer l'aptitude au compactage, **sous réserve d'un rabattement de nappe car solution non pérenne sous nappe**. Au préalable, il faudra s'assurer de la faisabilité du traitement des sols au moyen d'essais d'aptitude en laboratoire.

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

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

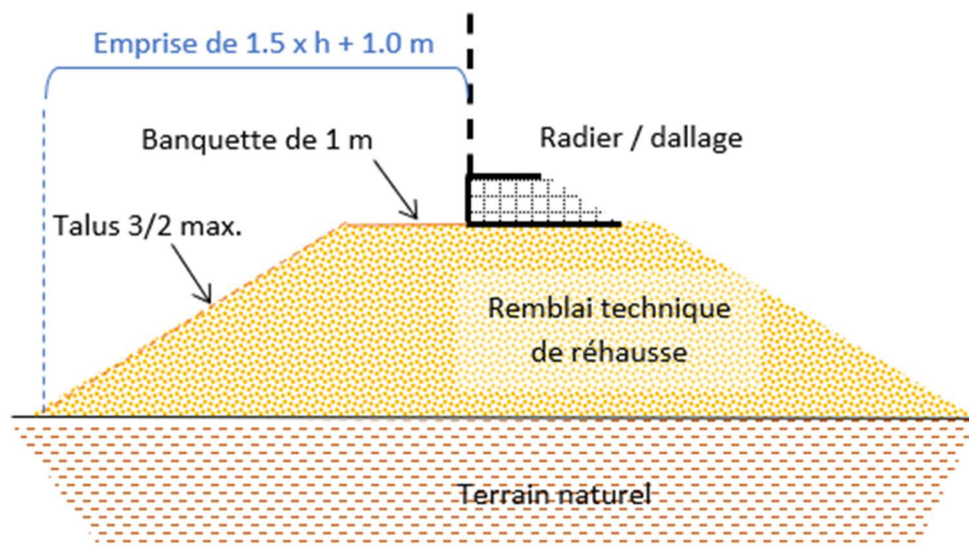
La surveillance de l'évolution des conditions météorologiques incombe au terrassier, qui devra programmer à l'avance les mesures et dispositions conservatoires visant à protéger la qualité et la compacité de la plateforme en prévision d'événements pluvieux (arrêt anticipé du chantier, protection et fermeture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

4.1.2.4. *Réalisation des remblais techniques*

Les remblais techniques serviront de support au dallage. 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 $1.0 \text{ m} + 1.5 \times \text{la hauteur de remblais technique du projet}$ dans le cadre d'une réhausse (cf. schéma ci-dessous).

Schéma de principe d'un remblai technique de réhausse :



Afin de préserver la qualité du sol d'assise des remblais (terrain naturel), les travaux devront être réalisés par temps sec.

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 :

- un module $EV2 \geq 40$ MPa,
- $EV2/EV1 \leq 2$.

4.1.3. 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 suivants :

- la terre végétale,
- les remblais superficiels,
- éventuellement les limons sableux S1 (identifié au droit de PM3 au plus proche du bâtiment).

La terre végétale ainsi que les matériaux organiques seront mis en dépôt ou réutilisés uniquement dans le cadre des aménagements paysagers.

Les remblais anthropiques seront évacués ou pourront être réutilisés à condition qu'ils soient exempts de matériaux évolutifs, de polluants et après identification GTR pour en déduire une classe de sol associée. En ce sens les préconisations de l'étude pollution réalisée sur le site (et son complément) devront être respectées.

Les limons sableux (sol S1) classés I1 selon le GTR version 2023 (B5 selon GTR93) sont réutilisables de la manière suivante :

- 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 A1h voire A1m.
- 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 (à éviter au niveau de l'arase de terrassement). Ces matériaux sont réutilisables en remblai, moyennant un traitement in-situ à la chaux et un compactage moyen, éventuellement associé à une aération.
- 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 vue de définir les conditions de réutilisation des matériaux en place. Si les sols doivent faire l'objet d'un traitement préalable (chaux et/ou liant hydraulique), il conviendra notamment de vérifier que les matériaux ne contiennent pas de sulfates, pouvant entraîner la formation de sels expansifs.

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.

En période météorologique humide (en hiver par exemple), le traitement du sol peut s'avérer particulièrement délicat notamment dans les régions exposées aux intempéries, et en présence d'une nappe affleurante

4.1.4. Conditions d'utilisation de matériaux d'apport

4.1.4.1. Utilisation en remblai de compensation altimétrique

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

Les apports granulaires seront insensibles à l'eau et de granulométrie continue.

Il peut s'agir de matériaux de type D_2 / D_3 ou R_{21} / R_{61} selon le GTR93, ou de type $G11_{ins} / G21_{ins}$ ou $R1Vo/Me$, $R2Vo/Me$, $R3Vo/Me$ ou $R3Li$ selon le GTR2023.

Pour des remblais d'épaisseur inférieure à 1.5 m, ils devront être constitués préférentiellement de matériaux de granulométrie 0/60 à 0/80.

4.1.4.2. Utilisation en couche de forme

La mise en œuvre de matériaux d'apport de carrière, dont la qualité sera maîtrisée, est conseillée pour la réalisation de la couche de forme, notamment dans ce contexte de nappe affleurante.

Les apports granulaires seront insensibles à l'eau et de granulométrie continue.

Il peut s'agir de matériaux de type D_2 / D_3 ou R_{21} / R_{61} selon le GTR93, ou de type $G11_{ins} / G21_{ins}$ ou $R1Vo/Me$, $R2Vo/Me$, $R3Vo/Me$ ou $R3Li$ selon le GTR2023.

La granulométrie des matériaux employés en couche de forme doit être comprise entre 0/40 et 0/80 conformément aux recommandations du DTU 13.3. La couche de réglage doit être de granulométrie 0/31.5.

4.2. Conditions de talutage

Nous rappelons que l'aménagement du terrain nécessite la réalisation de déblais provisoires de 1.5 m de hauteur maximale dans la zone du quai de chargement essentiellement en phase provisoire pour la réalisation du mur de soutènement Nord/Est (avant la voie ferrée).

Pour ces hauteurs, les caractéristiques géotechniques des sols et les emprises disponibles permettent la réalisation de talus.

En tenant compte de la configuration exacte du projet telle qu'elle nous est présentée, les pentes de talus pourront être dressées de la manière suivante :

- en déblai :
 - talus provisoires : 3 H / 2 V pour une hauteur maximale de 1.8 m.

Une étude de stabilité a été effectuée pour valider les pentes de talus préconisées. Elle est détaillée au paragraphe suivant (§ 4.3).

Les talus devront être protégés contre l'érosion et le ruissellement des eaux. Pour cela, les dispositions complémentaires suivantes devront être prises en compte :

- pour les talus provisoires :
 - proscrire les chargements même temporaires à proximité des crêtes de talus à moins qu'ils soient pris en compte dans l'étude de stabilité présentée ultérieurement,
 - protéger les surfaces en pente, au moyen de nappes de polyane ou avec des géotextiles drainants, solidement fixés au sol,
 - aménager des fossés 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.

Nota important : Dans le cas où la configuration réelle ne correspondrait pas à celle définie dans la présente étude, les vérifications de stabilité devront être réétudiées.

4.3. Justification de stabilité des talus

4.3.1. Documents de référence / méthodes de calculs

La norme relative à l'étude de stabilité des talus (ouvrages en terre) n'est pas encore éditée (NF P94-290). En attendant, une simple vérification de la stabilité générale est effectuée.

La vérification de la stabilité générale consiste à obtenir un facteur de sécurité satisfaisant ($F > 1.3$ en l'absence de coefficients de sécurité partiels) vis-à-vis du risque de grand glissement (ou glissement d'ensemble) à l'aide du logiciel GEOSTAB et selon la méthode de Bishop pour un calcul à la rupture. Les surfaces de rupture sont donc supposées circulaires.

4.3.2. Caractéristiques géométriques

Nous retiendrons les caractéristiques géométriques suivantes :

- Cote du terrain naturel : 278.53 m NGF environ,
- Niveau de la plateforme aval : 276.8 m NGF environ,
- Hauteur de talus : 1.73 m,
- Fruit de talus : 2 (h) / 1 (v),
- Emprise totale du talus induite : 3.5 m.

4.3.3. Surcharges

Nous prendrons en compte une surcharge non permanente de 20 kPa décalée de 1 m vis-à-vis de la tête de talus.

Les caractéristiques géomécaniques retenues dans le cadre des études de stabilité sont les suivantes :

Id.	Description	Caractéristiques géomécaniques			
		γ_h (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)
R	Remblais superficiels	17	17	0	25
S1	Limons sableux	18	15	2	25
S2	Graves sableuses	20	20	0	30

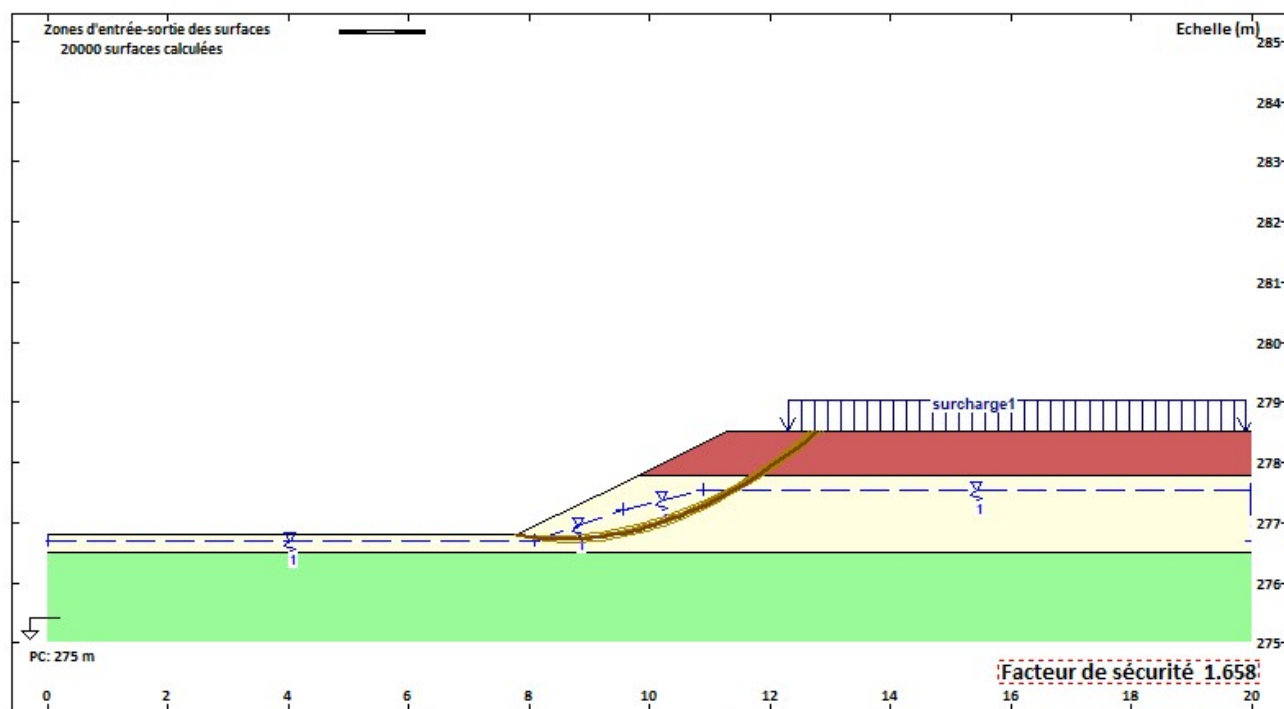
γ_h : poids volumique humide / γ_d : poids volumique déjaugé / c' : cohésion effective
 φ' : angle de frottement intrinsèque

La nappe est prise en compte à environ 1.0 m de profondeur sous le niveau du terrain actuel (profondeur mesurée lors de nos investigations). Nous considérons un drainage en pied du talus (qui abaisse la surface de la nappe localement).

4.3.4. Résultats de stabilité générale

Les conditions de stabilité du site au grand glissement sont assurées dans les configurations les plus défavorables avec les facteurs de sécurité suivants :

- 1.65 en situation provisoire ($F > 1.3$) en considérant les coefficients de sécurité = 1.



- 1.078 en situation provisoire et définitive ($F > 1$) en considérant l'approche 3.

Cette stabilité s'applique à des ouvrages provisoires : des talus définitifs devraient prendre en compte des paramètres sismiques.

4.3.5. Drainage du terrain

Nous rappelons que les niveaux d'eaux souterraines ont été relevés lors de la réalisation des sondages entre 0.7 et 2.55 m de profondeur (cotes 277.60 à 276.15 m NGF). Le niveau des eaux souterraines étant susceptible de remonter, on pourra s'attendre à la présence d'eau au niveau du fond de forme, notamment dans les zones en déblai (zones de quais) et en fond de fouilles de fondation.

Compte tenu de la présence de la nappe à faible profondeur et susceptible de remonter, nous recommandons de procéder à :

- un drainage du terrain,
- une purge préalable et substitution de sols éventuelle,
- un cloutage.

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 ($\geq 1.5 \%$).

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

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

En cas de remontée de nappe importante, il faudra prévoir un dispositif de rabattement dont les modalités et les dimensions sont à déterminer dans le cadre d'une étude hydrogéologique spécifique. Compte tenu des sols rencontrés, on peut s'orienter vers un mode de rabattement de nappe (pointes filtrantes, pompage sur puits, etc...), à définir dans le cadre d'une étude hydrogéologique spécifique.

4.4. Niveau-bas / Dallage

La réalisation d'un dallage sur terre-plein est envisageable compte tenu de la qualité du sol support après terrassement. Une couche de forme sera nécessaire avant sa mise en œuvre.

4.4.1. Structure support de dallage

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 278.65 m NGF et que le niveau du terrain naturel est situé entre les cotes 277.72 et 278.75 m NGF.

A ce niveau, les sols en place seront constitués par :

- les remblais superficiels gravelo-sablo-limoneux (sol R) voire les sables limoneux (S1) mis en évidence au droit des sondages,
- les matériaux d'apport pour le remblaiement dans la zone du fossé central.

Nous n'excluons pas que des sols mous puissent être rencontrés localement lors des terrassements, auquel cas il faudra procéder à leur purge et substitution.

Les recommandations données au paragraphe « Principes généraux de terrassements » devront être suivies scrupuleusement.

La conception du dallage devra suivre les recommandations suivantes après décapage de la terre végétale :

Sur les remblais superficiels ou les sables limoneux (sol R voire S1)	
Préparation du fond de forme	<ul style="list-style-type: none">• Purge des sols de mauvaise qualité ou impropres à la destination du dallage• Compactage du fond de forme à 95 % de l'OPN avec un engin adapté à la nature du fond de forme
Contrôle du fond de forme	<ul style="list-style-type: none">• Vérification de portance minimale par essais à la plaque• (Objectif EV2 > 30 MPa en zone rasante et 40 MPa sur les remblais du fossé central)• Vérification visuelle de l'absence de point dur (blocs, vestige enterré...)
Pour une	<ul style="list-style-type: none">• Géotextile anti-contaminant

<u>couche de forme granulaire</u>	<ul style="list-style-type: none"> • 0.50 m de couche de forme en concassé R₂₁ / R₆₁ ou GNT D₂ / D₃, de granulométrie 0/40 ou 0/80 selon GTR93 (soit en G11_{ins}/G21_{ins} ou R1Vo/Me, R2Vo/Me, R3Vo/Me ou R3Li, de granulométrie 0/40 ou 0/80 selon GTR2023) • Compactage de la couche de forme à 95 % de l'OPM • 0.05 m de couche de réglage en concassé R₂₁ / R₆₁ ou GNT D₂ / D₃, de granulométrie 0/31.5 selon GTR93 (soit 0.05 m de couche de réglage en G11_{ins}/G21_{ins} ou R1Vo/Me, R2Vo/Me, R3Vo/Me ou R3Li, de granulométrie 0/31.5 selon GTR2023)
(

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.

4.4.2. Contrôles d'exécution

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 pour une surcharge $\leq 20 \text{ kN/m}^2$:

- Module EV2 $\geq 50 \text{ MPa}$,
- Rapport EV2/EV1 < 2.2 .

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 pour une surcharge $> 20 \text{ kN/m}^2$:

- Module EV2 $\geq 70 \text{ MPa}$,
- Rapport EV2/EV1 < 2.2 .

Les contrôles seront réalisés à raison de 3 essais minimum + 1 essai tous les 2000 m² conformément aux recommandations du DTU 13.3 (**essais de contrôle à réaliser impérativement par essais à la plaque selon la norme NF P94-117**).

En cas de résultats non satisfaisants, les zones impactées devront être reprises et feront l'objet d'une seconde campagne de contrôle.

4.4.3. Paramètres de déformation

Les hypothèses à retenir pour le dimensionnement des dallages et l'estimation des tassements sont les suivantes :

Formation	Nature de sol	Épaisseur (m)	Module E_m (MPa)	α	E_s (MPa)
CDF*	Couche de forme granulaire	0.5			$> 45^*$
S1	Limons sableux	~ 1.5	4	0.5	8
S2	Limons sablo-graveleux	> 6	35	0.33	106

* valeurs généralement retenues dans le cadre d'une mise en œuvre de la couche de forme

support du dallage conformément aux règles de l'Art (précisées au paragraphe précédent) et aux prescriptions du DTU 13.3

À titre indicatif, dans la configuration du projet actuelle, le tassement du dallage estimé selon un modèle de bicouche de Ménard sera :

- inférieur au centimètre dans le cas d'une charge de 3 t/m²,
- inférieur ou égal au centimètre dans le cas d'une charge de 5 t/m².

A titre informatif, le DTU 13.3 propose un tassement absolu maximal de 3 cm pour les bâtiments industriels, à vérifier avec les exigences de l'exploitant (non connues à ce jour).

Sous réserve de l'appréciation du Maître d'œuvre et du BET, ces déformations seraient donc admissibles pour la destination prévue du dallage.

4.5. Fondations superficielles selon la norme NF P94-261

Le contexte géotechnique du site permet la réalisation de fondations superficielles ancrées dans les graves sableuses, rencontrées vers 2 mètres de profondeur.

4.5.1. Documents de référence / Méthode de calcul

Le document de référence pour le dimensionnement des fondations superficielles est la norme NF P94-261 de l'Eurocode 7 ainsi que la norme NF EN 1998-5 de l'Eurocode 8 pour la vérification au séisme.

La méthode de calcul consiste à vérifier que :

- Les conditions de sécurité vis-à-vis du glissement et du poinçonnement sont assurées aux ELU et aux ELS (1),
- La portance du sol est suffisante à l'ELS (2),
- Les tassements sont acceptables à l'ELS (3).

Le point (1) ne peut être vérifié en l'absence des efforts horizontaux par appui. Il appartient au BET Structure de vérifier que cette condition est assurée. Les points (2) et (3) sont abordés dans les paragraphes suivants.

4.5.2. Conditions d'ancrage

Les semelles devront être ancrées de 0.2 m minimum dans les graves sableuses (sol S2) dont le toit a été atteint à partir des cotes 276.70 à 277.90 m NGF au droit des sondages réalisés (soit environ 2 m sous le niveau actuel du terrain en moyenne) :

Au droit de nos sondages, la profondeur d'assise devrait être située aux profondeurs indiquées ci-dessous :

Sondages	Cote en tête (m NGF)	Profondeur du sol d'ancrage (m/TA)	Cote d'ancrage (m NGF) y compris ancrage
SP1	278.60	1.4	277.00
SP2	278.60	2.4	276.00
PDB1bis	278.35	1.6	276.55

PDB2	278.10	1.1	276.80
PDB3ter	278.70	1.7	276.80
PDB4	278.55	1.6	276.75

L'encastrement devra assurer les conditions de mise hors gel des fondations, soit une profondeur minimale de 0.8 m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries, conformément aux dispositions du DTU 13-11.

4.5.3. Paramètres de prédimensionnement – portance

Compte tenu de la nature des sols et du projet, la contrainte de service maximale à retenir dans les graves sableuses (sol S2) sera limitée à **350 kPa à l'ELS** et donc 575 kPa à l'ELU d'après les recommandations de la norme NF P94-261 (Eurocode 7).

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

4.5.4. Estimation des tassements sous fondations – justification aux efforts horizontaux

En tenant compte des descentes de charges transmises et en intégrant le poids des semelles, les tassements obtenus sont indiqués dans le tableau ci-après :

Appuis	Dimensions de la semelle (B x L x ht en m)	Poids de la semelle (kN)	Tassement (en cm)
Appui isolé 766	1.7 x 1.7 x 0.4	28.9	< 0.2
Appui isolé 747	0.7 x 0.7 x 0.4	4.9	0.3
Appui isolé 319	0.9 x 0.9 x 0.4	8.1	< 0.2
Appui isolé 337	1.2 x 1.2 x 0.4	14.4	< 0.2
Appui isolé 546	0.7 x 0.7 x 0.4	4.9	< 0.2
Appui linéaire mur 2	0.45 x 0.4	4.5	< 0.2
Appui linéaire mur 3	0.45 x 0.4	4.5	< 0.2

Les dimensions indiquées des semelles ont été calculés de façon à vérifier l'ensemble des efforts appliqués à la semelle ; les dimensions minimales ont été augmentées de façon à résister aux soulèvements ou aux efforts horizontaux, ou assurer la portance des efforts verticaux (positifs).

L'ensemble des semelles devra être vérifié sur la base des descentes de charges réelles de la structure, et en tenant compte des ajustements nécessaires à prendre en compte (vent, neige, conditions sismiques) en phase G3.

Les tassements théoriques estimés s'entendent pour une mise en œuvre des fondations selon les règles de l'Art en accord avec les prescriptions de la norme NF P94-261 (Eurocode 7).

4.5.4.1. Conditions et précaution de réalisation des fondations

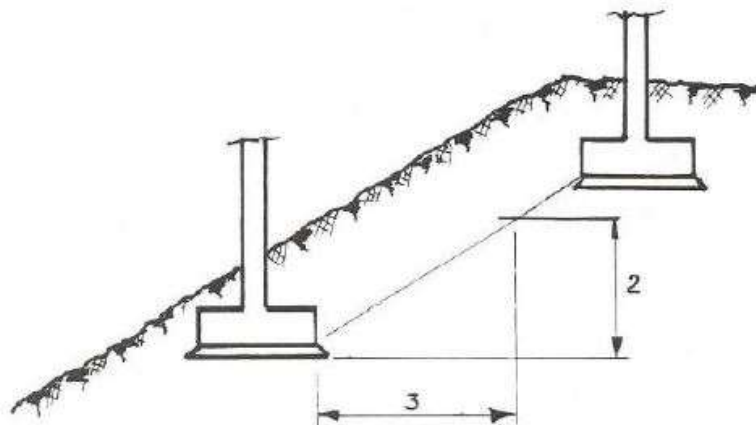
L'interprétation géologique présentée dans ce rapport correspond à la structure la plus probable du sous-sol, exacte au droit des sondages ponctuels d'investigations. Des variations de cote et de conditions d'exécution pourront être rencontrées sur le chantier.

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

Les choix constructifs sont du ressort du BET structure. Cependant, les points suivants sont à signaler :

- La largeur des fondations doit être supérieure à 0.45 m pour des semelles filantes et à 0.7 m pour des semelles isolées pour des raisons de bonne exécution (cela permet d'assurer un enrobage correct des armatures standards).
- En cas de deux bâtiments ou de deux parties d'un même bâtiment, fondés de façon différente ou présentant un nombre de niveaux différent, il conviendra de s'assurer que la structure peut s'adapter sans danger aux tassements différentiels qui pourraient se produire. Dans le cas contraire, un joint de construction intéressant toute la hauteur de l'ouvrage, y compris les fondations elles-mêmes devra être prévu.

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



Des sur-profondeurs du toit de la couche d'ancrage sont toujours possibles et pourront nécessiter un rattrapage en gros béton (surconsommations de béton).

On pourra envisager, sous les semelles une substitution des sols par un gros béton, dans la mesure où l'ancrage minimal dans l'horizon porteur est respecté.

Les poches molles ou décomprimées seront purgées et comblées par un béton maigre ou similaire.

Afin d'éviter une décompression du sol de fondation, un béton de propreté sera immédiatement coulé après terrassement afin de le protéger.

Les fondations doivent être coulées à pleine fouille impérativement et non coffrées sur une plate-forme pré-terrassée ou reconstituée.

Les venues d'eau seront pompées et évacuées en dehors de la fouille, et en dehors de la plateforme.

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

4.6. Quais de chargement

La réalisation des quais de chargement induit la mise en œuvre d'un mur de soutènement (généralement en génie civil) qui doit être dimensionné par le BET structure et vérifié dans le cadre d'une étude de stabilité. En l'absence de données structurales en phase PRO, l'étude de stabilité devra être effectuée au plus tard au démarrage du chantier dans le cadre de l'étude géotechnique d'exécution (G3) par le géotechnicien associé à l'entreprise.

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.

4.7. Conception des voiries et parkings

Ce paragraphe traite spécifiquement des voiries (stationnements et circulations) associées au projet de construction.

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

En zone de déblai et de profil rasant, la partie supérieure des terrassements correspond à un cas de PST2 avec une arase de classe associée AR1.

En cas de travaux réalisés en période hivernale, ou en cas de pluies importantes, la partie supérieure des terrassements pourra correspondre à un cas de PST0 avec une arase de classe associée AR0.

Il faudra donc prévoir des dispositions particulières permettant de reclasser l'arase en AR1 minimum, **y compris en zone de déblai et en zone rasante, après retroussage de l'épaisseur de sol prévue de la couche de forme.**

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 (**Objectif EV2 > 30 MPa**), ainsi qu'une vérification visuelle de l'absence de point dur (blocs, pointement rocheux...).

4.7.2. Couche de forme sous voirie

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

Sur une P.S.T. de nature sablo-limoneuse (sol S1)	
Pour une <u>couche de forme granulaire</u>	<ul style="list-style-type: none"> Géotextile anti-contaminant ⁽²⁾ 0.5 m ⁽¹⁾ de couche de forme en concassé R₂₁ / R₆₁ ou GNT D₂ / D₃, de granulométrie 0/40 ou 0/80 selon GTR93, (soit en G11_{ins}/G21_{ins} ou R1Vo/Me, R2Vo/Me, R3Vo/Me ou R3Li, de granulométrie 0/40 ou 0/80 selon GTR 2023) 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
⁽¹⁾ à valider par une vérification au gel / dégel notamment (hors prestation du géotechnicien)	
⁽²⁾ non obligatoire (épaisseur de couche de forme à réduire de 10 cm si géotextile mis en œuvre)	

Une surépaisseur de la couche de forme peut être nécessaire afin d'assurer les conditions de mise hors-gel de la couche de chaussée.

On veillera à respecter les recommandations du guide GTR.

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.

4.7.3. 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 ≥ 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 ≥ 80 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. Une étude particulière sera effectuée en phase travaux dans le cadre des missions G3 et G4.

4.8. Protection des ouvrages contre l'eau

À long terme, des dispositions techniques seront à prévoir vis à vis de la nappe et des venues d'eau. Elles sont évoquées ci-après. Il appartient aux concepteurs de s'assurer auprès des services compétents des conditions d'inondabilité du terrain objet du projet.

Des niveaux de nappe ont été relevées à faible profondeur au moment des sondages et cf étude hydrogéologue d'ANTEA. De plus, on ne peut exclure que d'autres circulations non détectées puissent se produire dans le sol.

Une protection des murs enterrés contre l'humidité doit donc être prévue selon les règles de l'art (cf. DTU 20.1) avec système drainant périphérique éventuellement associé à un tapis drainant sous la voirie qui devra être conçu avec soin de façon à assurer son bon fonctionnement et sa pérennité (granulométrie ouverte, pente suffisante, drains en épis, géotextile anti-contaminant, etc.).

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

Les voiles constituant le quai devront être dimensionnés en prenant en compte les poussées hydrostatiques dans la mesure où ils ne sont pas associés à un système de drainage périmétral extérieur.

Dans ce cas, il ne faudra cependant pas oublier, la mise en place d'évents à travers les murs, pour éviter que celui-ci ne se rompe sous l'effet de la poussée hydrostatique.

Les drainages devront être raccordés à un exutoire adapté par gravitation ou par l'intermédiaire de pompes de relevage. Le rejet des eaux de drainage dans les réseaux sera soumis à l'autorisation des services compétents concernés.

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

4.9. Protection générale vis-à-vis du risque sismique

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

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

5. ALEAS RESIDUELS ET RISQUES ASSOCIES

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

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

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 :

- étude hydrogéologique spécifique avec au préalable la pose et le suivi de piézomètres.

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 IMMALDI ET COMPAGNIE.

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 Maîtrise d'Ouvrage pour tout renseignement complémentaire et pour la réalisation des missions ultérieures (G4 notamment).

Rédacteur
B. AIGLE
Chargée d'affaire

Vérificateur
J. SANCHEZ
Responsable pôle bâtiments industriels

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

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

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

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

Phase Étude de Site (ES)

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

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

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

Phase Projet (PRO)

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

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

Phase DCE / ACT

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

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

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

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

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

Phase Étude

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

Phase Suivi

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

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

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

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

Annexe 2 : Conditions de validité de l'étude

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

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

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

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

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

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

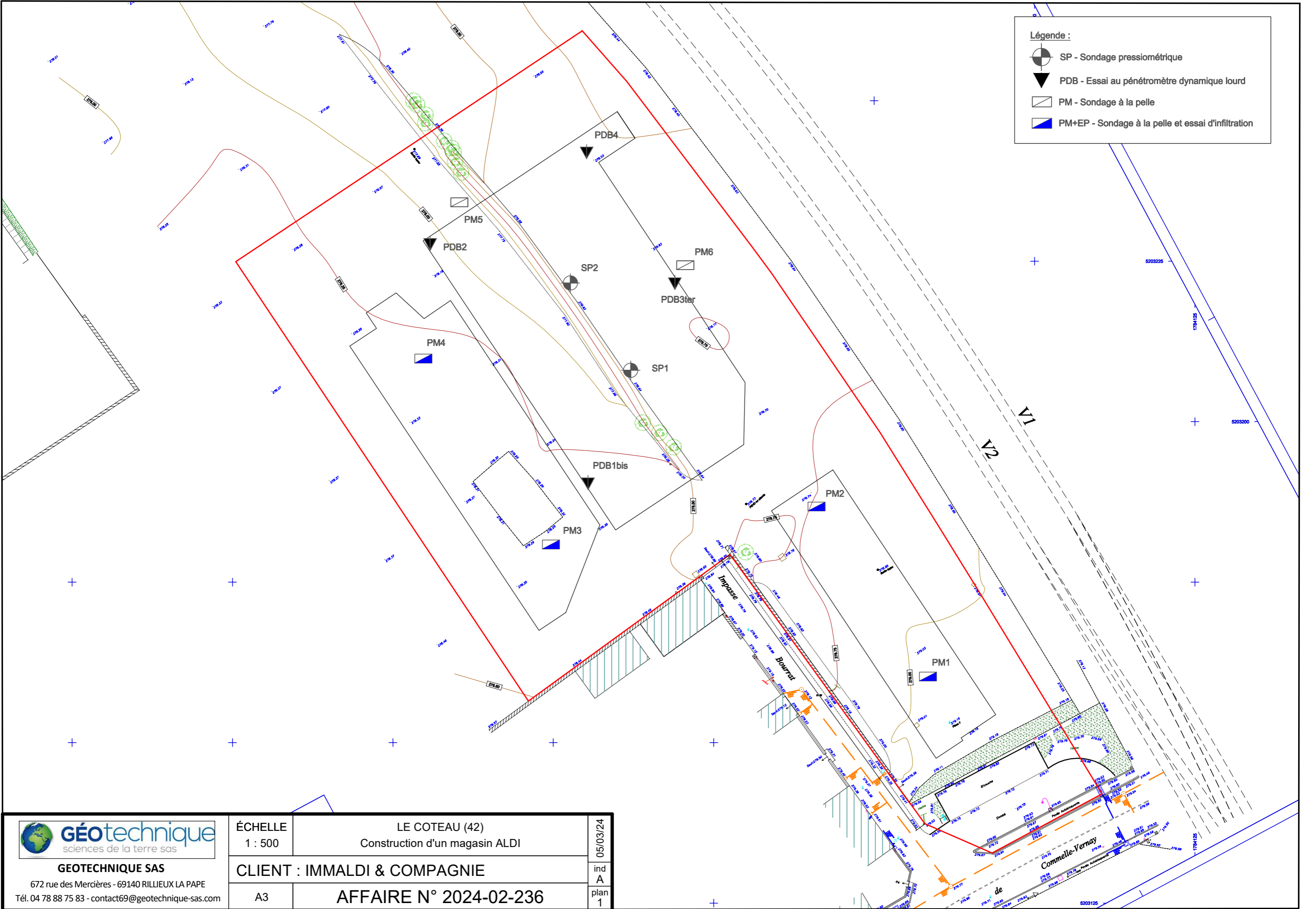


Annexe 3 : Implantation des sondages



Légende :

- SP - Sondage pressiométrique
- PDB - Essai au pénétromètre dynamique lourd
- PM - Sondage à la pelle
- PM+EP - Sondage à la pelle et essai d'infiltration



GEOTECHNIQUE SAS

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

ÉCHELLE
1 : 500

CLIENT : IMMALDI & COMPAGNIE

A3

LE COTEAU (42)
Construction d'un magasin ALDI

AFFAIRE N° 2024-02-236

05/03/24

ind
A
plan
1



Annexe 4 : Coupes de sondages



Client : **ALDI**

Dossier : **2024-02-236**

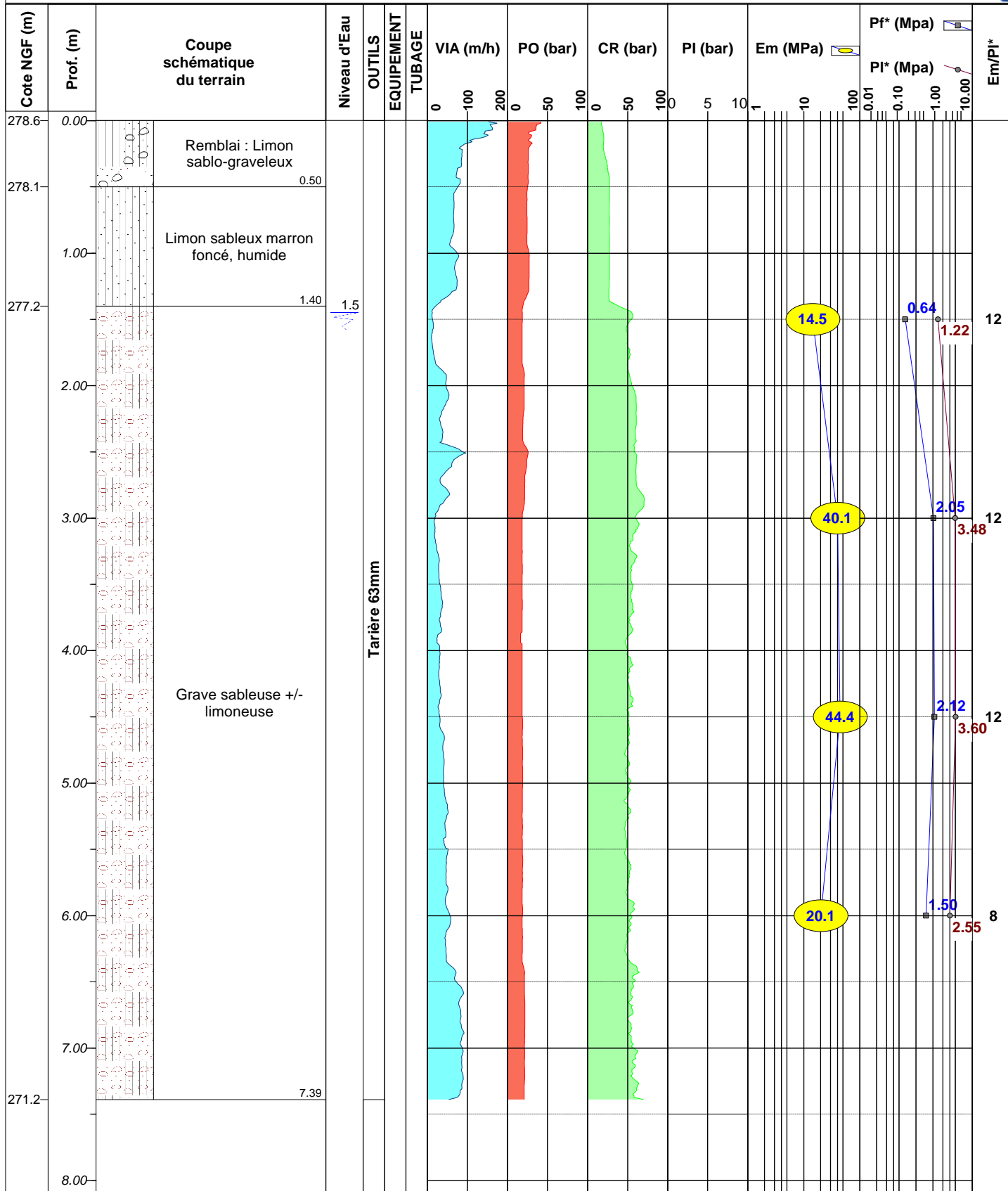
Remarques :

Echelle : 1 / 40

Profondeur atteinte : **7,39 m**

Date du sondage : 15/03/24

Page : 1 / 1





Client : **ALDI**

Dossier : **2024-02-236**

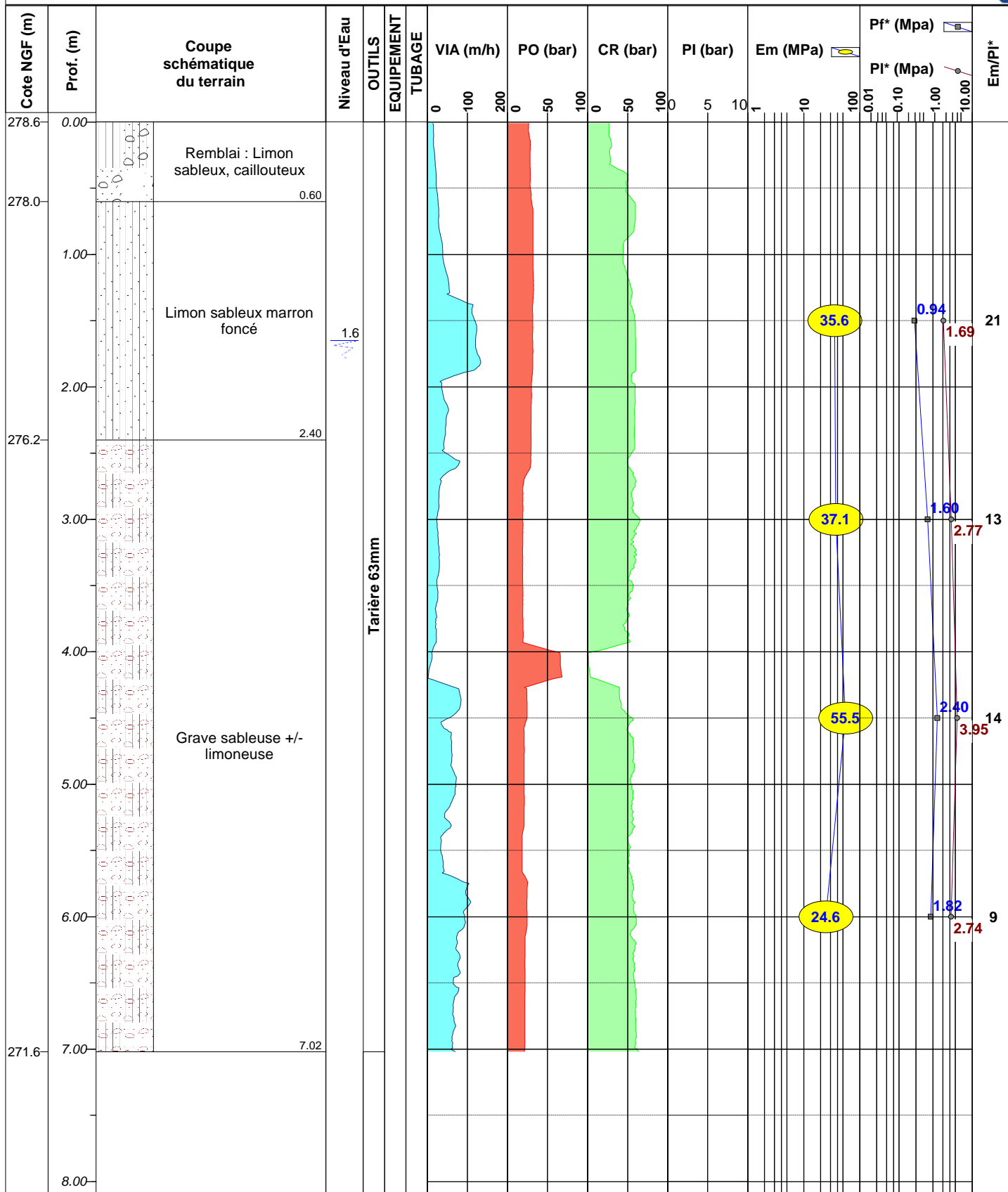
Remarques :

Echelle : 1 / 40

Profondeur atteinte : **7,02 m**

Date du sondage : 14/03/24

Page : 1 / 1



Opération : **LE COTEAU (42)**

Machine : Pelle 8t

Cote altimétrique : 279,05

Coordonnée en X :

Coordonnée en Y :

Client : ALDI

Dossier : 2024-02-236

Remarques :

Echelle : 1 / 15

Profondeur atteinte : **2,60 m**

Date du sondage : 13/03/24

Page : 1 / 1

[illegible]

Opération : **LE COTEAU (42)**

Machine : Pelle 8t

Cote altimétrique : 278,70

Coordonnée en X :

Coordonnée en Y :

Client : ALDI

Dossier : 2024-02-236

Remarques :

Echelle : 1 / 15

Profondeur atteinte : 1,45 m

Date du sondage : 13/03/24

Page : 1 / 1

[illegible]

Opération : **LE COTEAU (42)**

Machine : Pelle 8t

Client : ALDI

Dossier : 2024-02-236

Remarques :

Cote altimétrique : 278,30

Coordonnée en X :

Coordonnée en Y :

Echelle : 1 / 15

Profondeur atteinte : 1,00 m

Date du sondage : 13/03/24

Page : 1 / 1

[illegible]

Opération : **LE COTEAU (42)**

Machine : Pelle 8t

Client : ALDI

Dossier : 2024-02-236

Remarques :

Cote altimétrique : 278,30

Coordonnée en X :

Coordonnée en Y :

Echelle : 1 / 15

Profondeur atteinte : 0,70 m

Date du sondage : 13/03/24

Page : 1 / 1

[illegible]

Opération : **LE COTEAU (42)**

Machine : Pelle 8t

Client : ALDI

Dossier : 2024-02-236

Remarques :

Cote altimétrique : 277,90

Coordonnée en X :

Coordonnée en Y :

Echelle : 1 / 15

Profondeur atteinte : **2,70 m**

Date du sondage : 13/03/24

Page : 1 / 1

[illegible]

Opération : **LE COTEAU (42)**

Machine : Pelle 8t

Cote altimétrique : 278,70

Coordonnée en X :

Coordonnée en Y :

Client : ALDI

Dossier : 2024-02-236

Remarques :

Echelle : 1 / 15

Profondeur atteinte : **2,75 m**

Date du sondage : 13/03/24

Page : 1 / 1

[illegible]



Client : **ALDI**

Dossier : **2024-02-236**

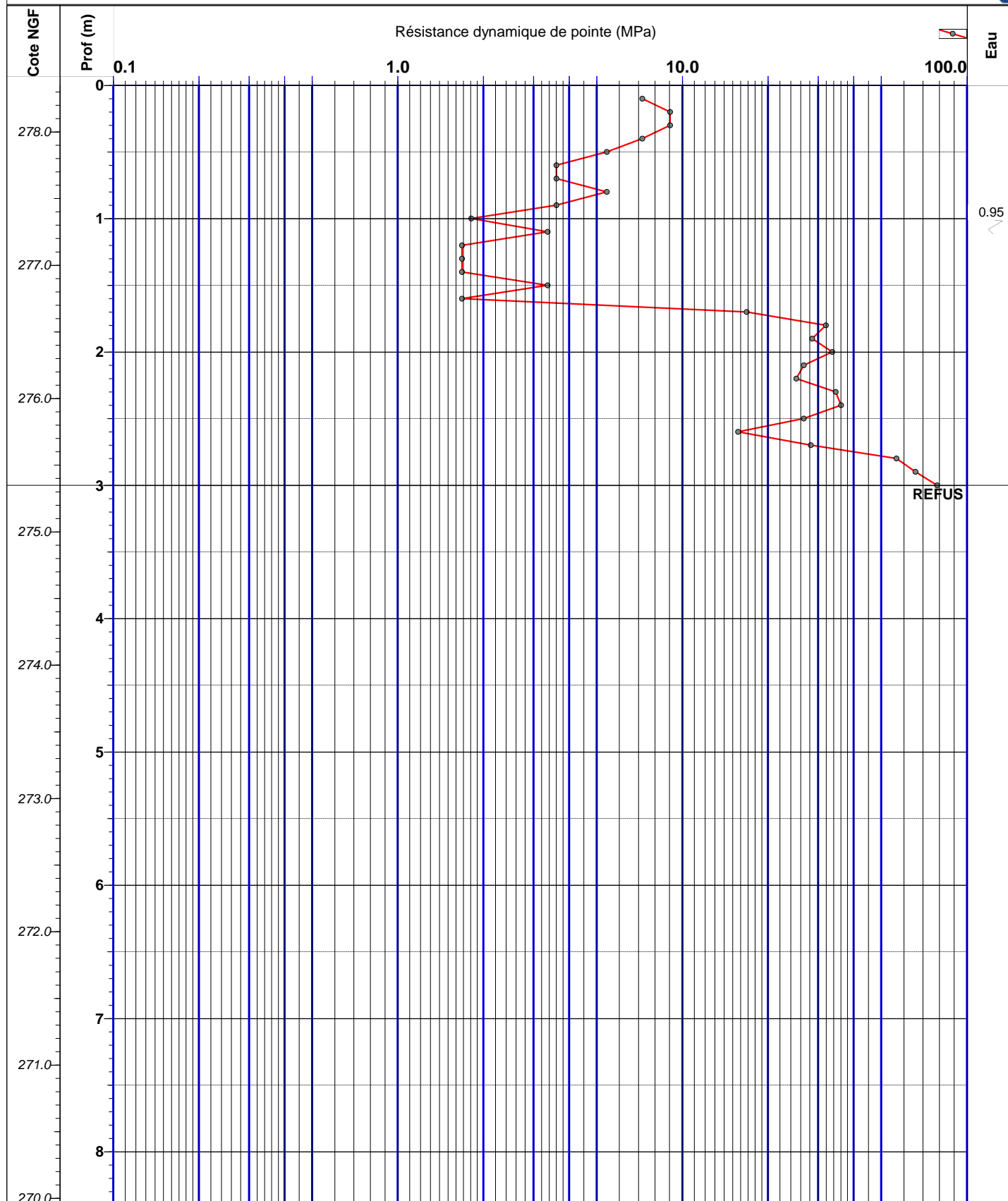
Remarques :

Echelle : 1 / 40

Profondeur atteinte : **3,00 m**

Date du sondage : 25/03/24

Page : 1 / 1





Client : **ALDI**

Dossier : **2024-02-236**

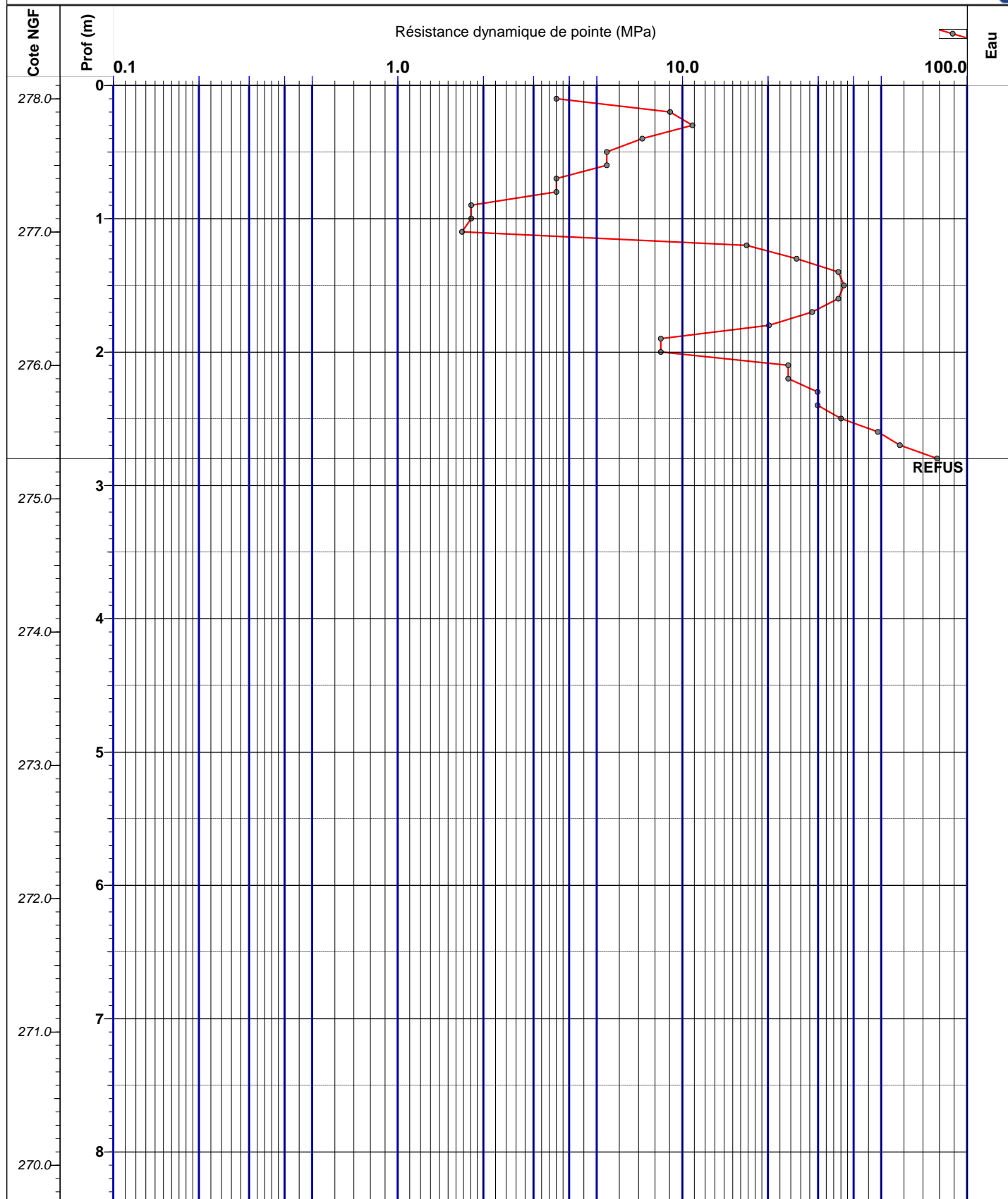
Remarques : Bouché en surface

Echelle : 1 / 40

Profondeur atteinte : **2,80 m**

Date du sondage : 25/03/24

Page : 1 / 1





Client : **ALDI**

Dossier : **2024-02-236**

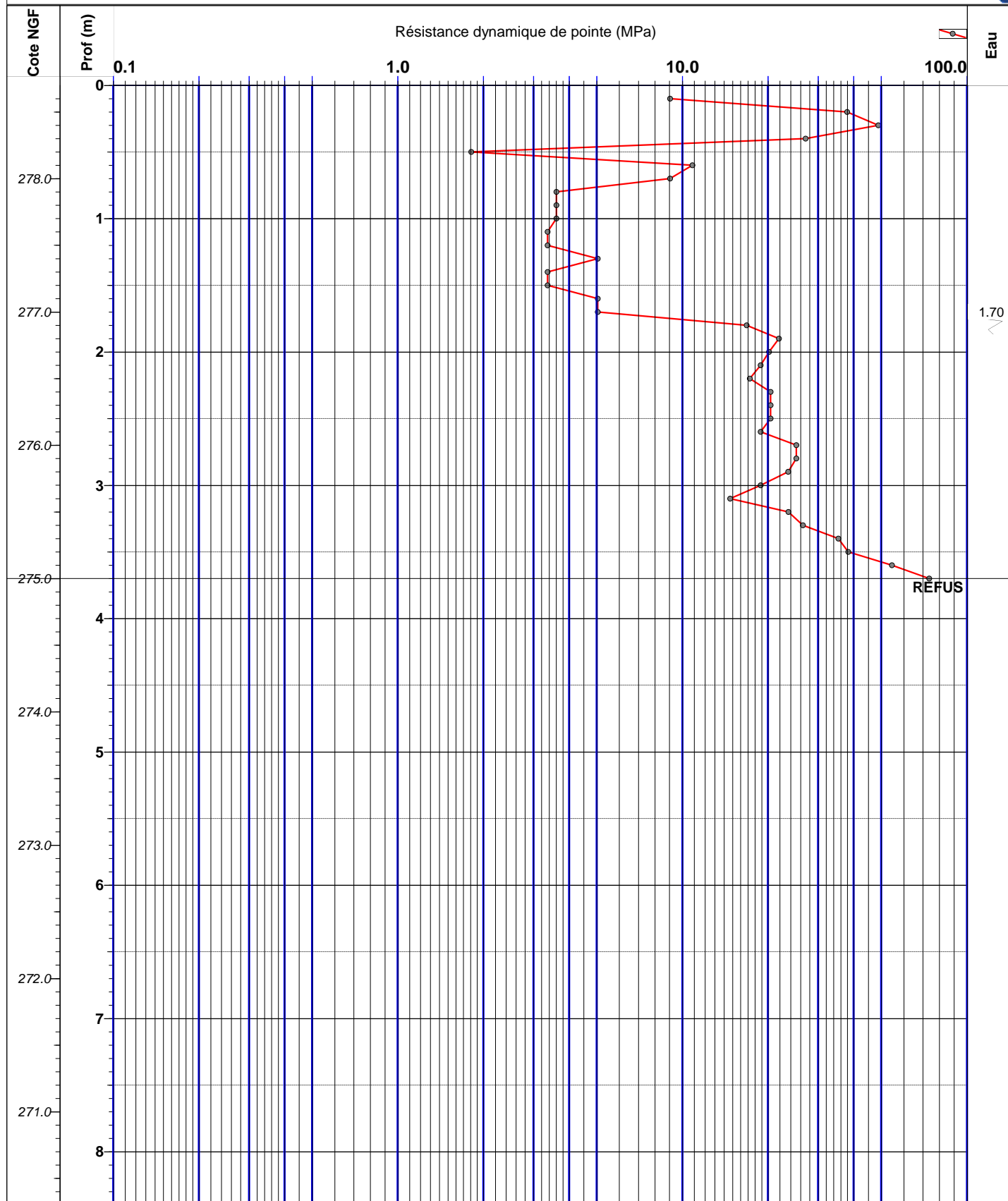
Remarques :

Echelle : 1 / 40

Profondeur atteinte : **3,70 m**

Date du sondage : 25/03/24

Page : 1 / 1





Client : **ALDI**

Dossier : **2024-02-236**

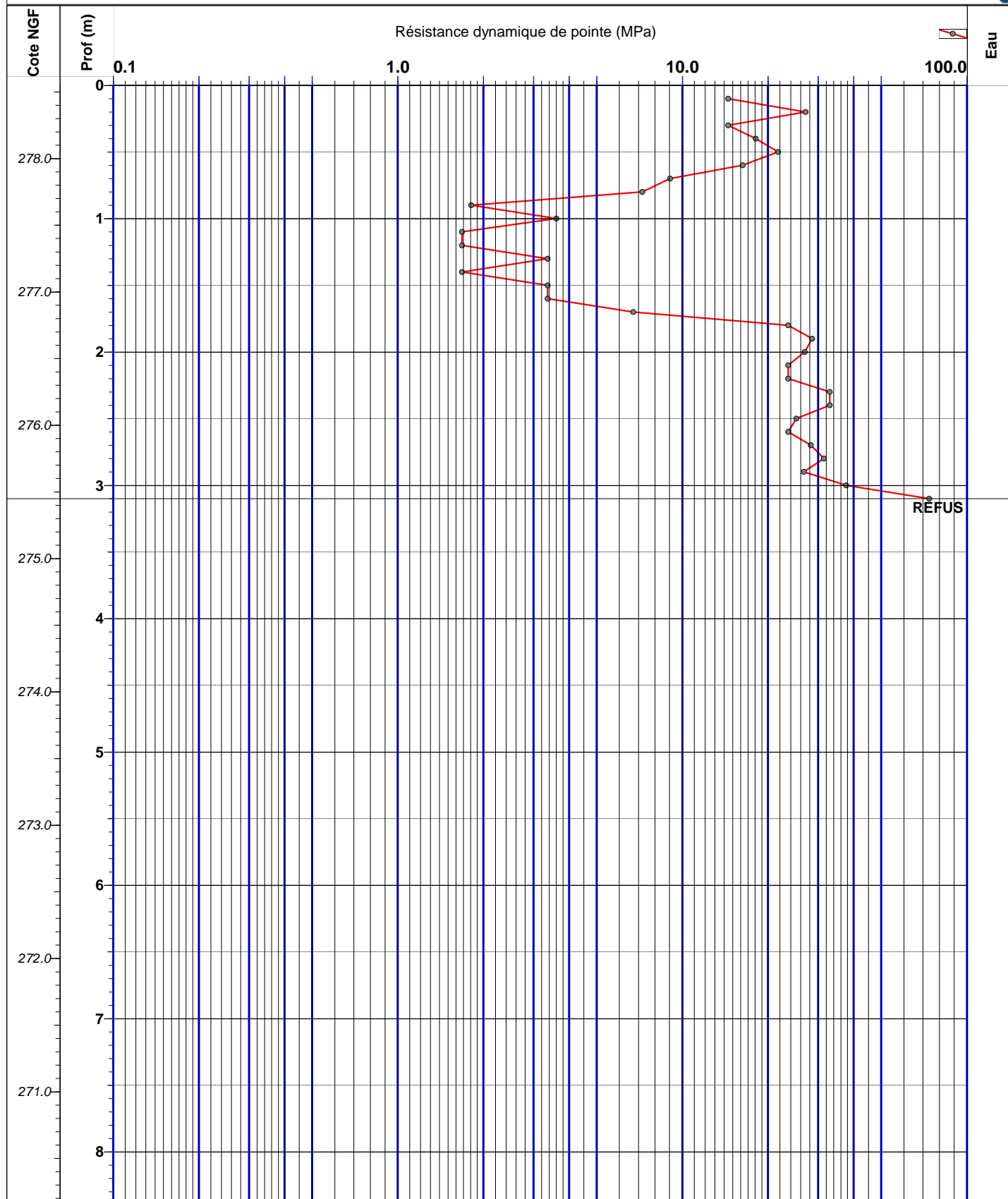
Remarques : Bouché en surface

Echelle : 1 / 40

Profondeur atteinte : **3,10 m**

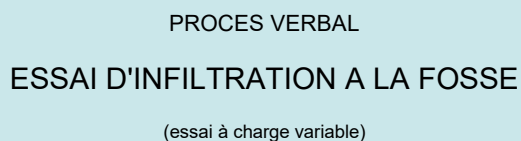
Date du sondage : 25/03/24

Page : 1 / 1



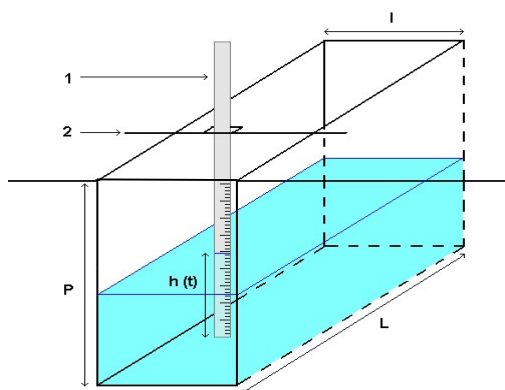


Annexe 5 : Essais de perméabilité

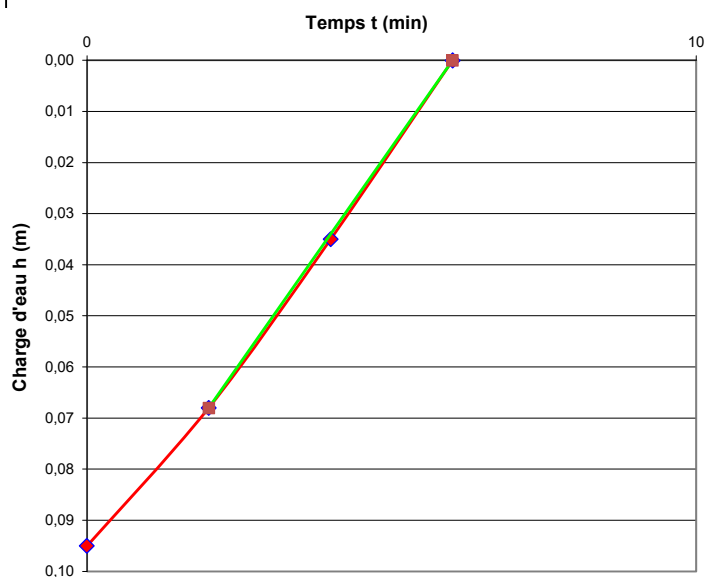


Dossier n° :	2024-02-236
Client :	IMMALDI & COMPAGNIE
Lieu :	LE COTEAU (42)
Sondage n° :	PM2 + EP
Date de l'essai :	13/03/2024

CONDITIONS DE REALISATION DE L'ESSAI			
Profondeur	P =	1,45 m	Matériels utilisés
Longueur	L =	2,70 m	
Largeur	I =	0,70 m	
Volume d'eau	V =	~ 180 litres	Charge d'eau initiale = 0,10 m



IMPLANTATION DU SONDAGE		
X =	Y =	Z _{TN} = 278,70 m NGF

[illegible]

COUPE DE SOL	
Nature du matériau	Profondeur
Sable limoneux noirâtre	0,04 m
Couche de forme : Graves sableuses	0,19 m
Graves sableuses brunes	0,65 m
Sable graveleux ocre	1,45 m

RESULTATS DE L'ESSAI			
Pas de temps retenu :	de	2 min	à 6 min
K =	2,3E-04 m/s	soit	817,2 mm/h

Version 1.6 - AOUT 2019



Annexe 6 : **Essais en laboratoire**

ESSAIS D'IDENTIFICATION SUR SOLS

 Nature des matériaux : **Graves sableuses**

Date du prélèvement : 13/03/2024

 Type de matériau : **Sols fins à granulaires**

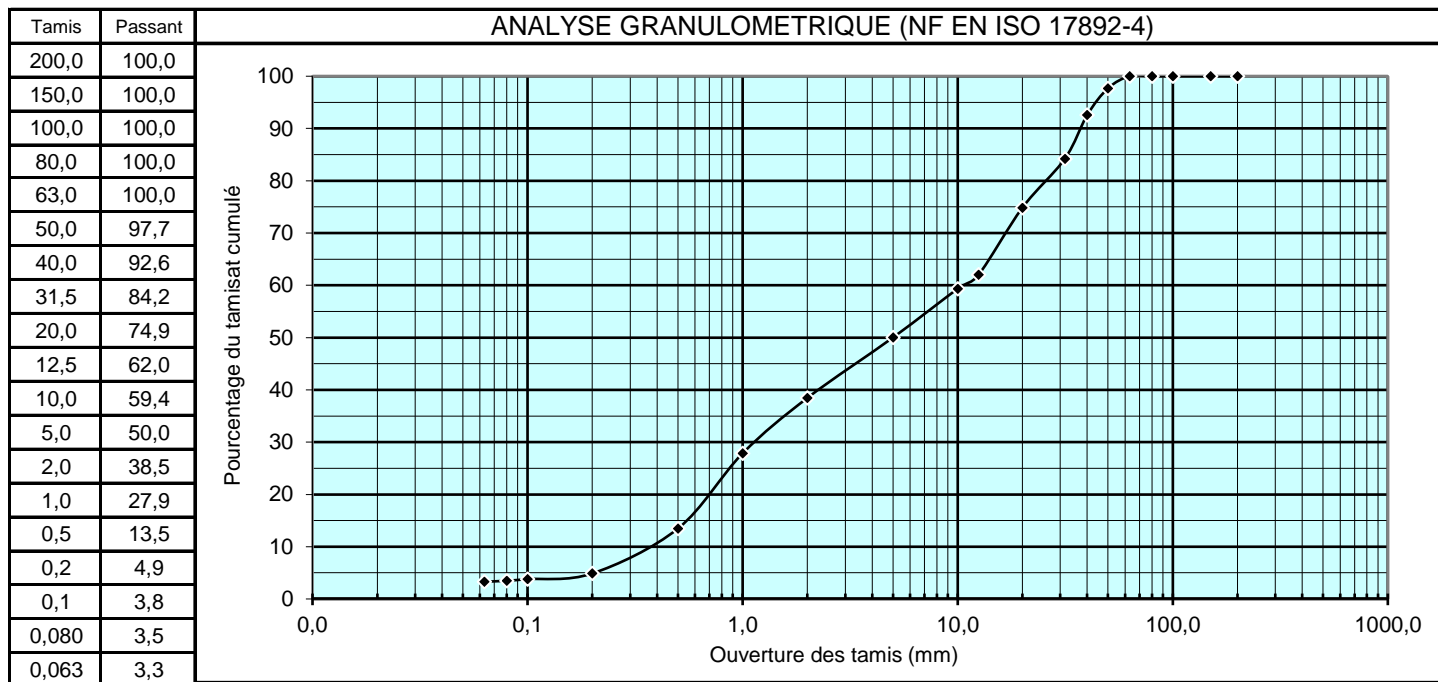
 Provenance des matériaux : **PM1**

Date des essais : 15/03/2024

 Profondeurs : **0,5 m**

Réf. opérateurs : AH

Observations : marron



AUTRES PARAMETRES D'IDENTIFICATION

Norme	Essai	Résultat
ISO 17892-4	Passant au tamis de 63 µm	< 63 µm = 3,3%
ISO 17892-4	Diamètre maximal des grains	D _{max} = 63,0 mm
GTR 2023	Coefficient d'uniformité	C _u = 46,9
GTR 2023	Coefficient de courbure	C _c = 1,3
ISO 17892-1	Teneur en eau naturelle	W _{nat} = 4,8%
NF P94 068	Valeur au bleu du sol	V _{BS} = 0,08
ISO 17892-12	Limite de liquidité (Méthode de Casagrande)	W _L =
ISO 17892-12	Limite de plasticité	W _P =
ISO 17892-12	Indice de plasticité	I _p =
ISO 17892-12	Indice de consistance	I _c =
NF P94-078	Indice Portant Immédiat	IPI / p _d =
NF P94-093	Valeurs caractéristiques à l'OPN	WOPN / p _d =
NF P18-576	Coefficient de friabilité des sables	I _{FS} =
NF EN 1097-2	Résistance à la fragmentation (Coefficient Los Angeles)	C _{LA} =
NF EN 1097-1	Résistance à l'usure (Coefficient Micro Deval)	C _{MDE} =
NF P94-066	Coefficient de fragmentabilité	I _{FR} =
NF P94-067	Coefficient de dégradabilité	I _{DG} =
NF P94-078	Indice Californian Bearing Ratio Immergé	I _{CBRI} =
NF EN 17685-1	Perte au feu - Teneur en matière organique	C _{OM} =

CLASSIFICATION GTR 2023 :
G1ins

Ancienne classification GTR :

D3

Observations :

 PV27
 29/02/2024

ESSAIS D'IDENTIFICATION SUR SOLS

 Nature des matériaux : **Sables limono-graveleux**

Date du prélèvement : 13/03/2024

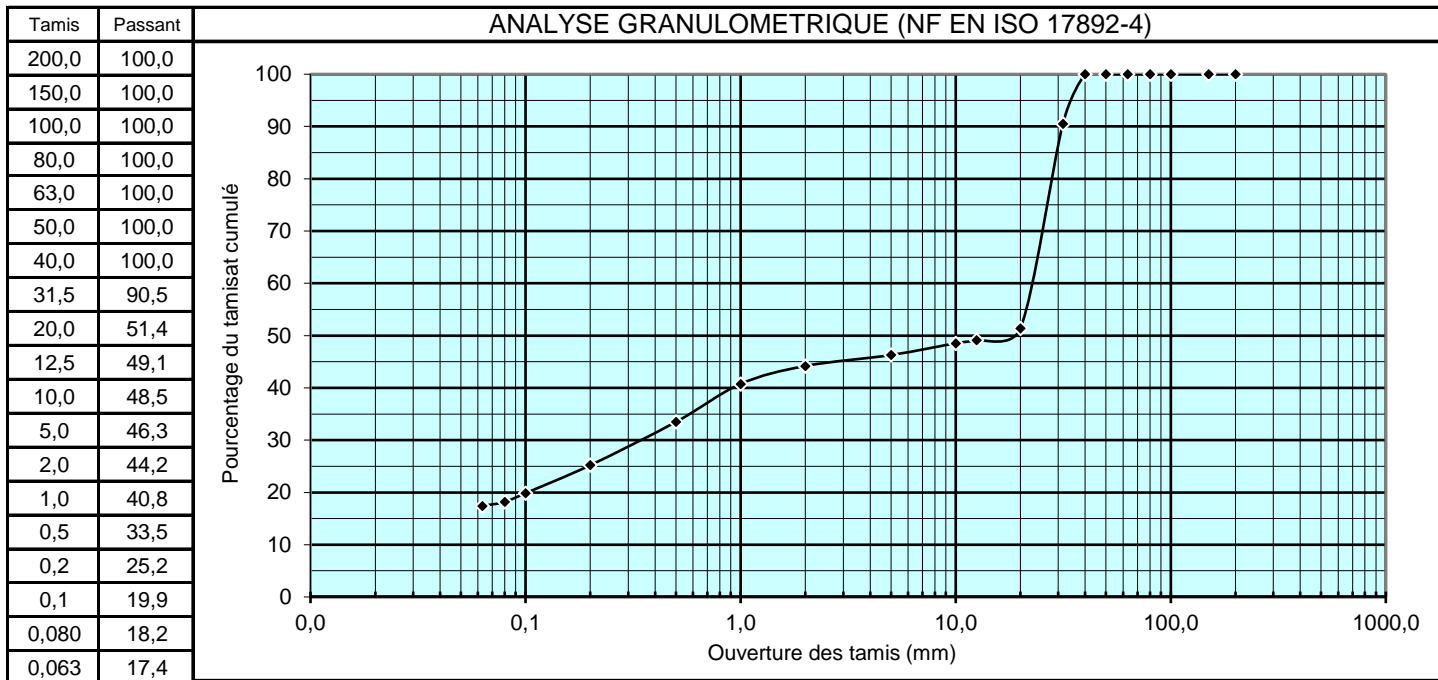
 Type de matériau : **Sols fins à granulaires**

 Provenance des matériaux : **PM3**
 Profondeurs : **0,85 m**

Date des essais : 22/03/2024

Réf. opérateurs : AH

Observations : grisâtre



AUTRES PARAMETRES D'IDENTIFICATION

Norme	Essai	Résultat
ISO 17892-4	Passant au tamis de 63 µm	< 63 µm = 17,4%
ISO 17892-4	Diamètre maximal des grains	D _{max} = 40,0 mm
GTR 2023	Coefficient d'uniformité	C _u = Indéterminé
GTR 2023	Coefficient de courbure	C _c = Indéterminé
ISO 17892-1	Teneur en eau naturelle	W _{nat} = 13,1%
NF P94 068	Valeur au bleu du sol	V _{BS} = 0,32
ISO 17892-12	Limite de liquidité (Méthode de Casagrande)	W _L =
ISO 17892-12	Limite de plasticité	W _P =
ISO 17892-12	Indice de plasticité	I _p =
ISO 17892-12	Indice de consistance	I _c =
NF P94-078	Indice Portant Immédiat	IPI / ρ _d = 1,2 / 1,91 t/m ³
NF P94-093	Valeurs caractéristiques à l'OPN	WOPN / ρ _d =
NF P18-576	Coefficient de friabilité des sables	I _{FS} =
NF EN 1097-2	Résistance à la fragmentation (Coefficient Los Angeles)	C _{LA} =
NF EN 1097-1	Résistance à l'usure (Coefficient Micro Deval)	C _{MDE} =
NF P94-066	Coefficient de fragmentabilité	I _{FR} =
NF P94-067	Coefficient de dégradabilité	I _{DG} =
NF P94-078	Indice Californian Bearing Ratio Immergé	I _{CBRI} =
NF EN 17685-1	Perte au feu - Teneur en matière organique	C _{OM} =

CLASSIFICATION GTR 2023 :

Ancienne classification GTR :

11th (très humide)
B5th

Observations :

 PV27
 29/02/2024



GÉOTECHNIQUE
sciences de la terre sas

GEOTECHNIQUE SAS
672 rue des Mercières
69140 RILLIEUX LA PAPE
04 78 88 75 83

Chantier : **LE COTEAU (42)**

Date : **08/04/2024**

N°dossier : **2024-02-236**

Client : **IMMALDI & COMPAGNIE**

Nos réf :

COMPTE RENDU D'ESSAI INDICE PORTANT IMMEDIAT NF P 94 078

Nature des matériaux : Sable limono-graveleux
Provenance des matériaux : PM3
Destination des matériaux :

Date du prélèvement : 13/03/2024
Date des essais : 22/03/2024
Opérateurs : AH

1 - Conditions de l'essai

Anneau: 10KN

Type de poinçonnement:

☐ après immersion

☐ CBR immédiat

☒ Indice Portant Immédiat

Energie de compactage:

☒ normale

☐ modifié

%>20mm: 49%

2- Détermination densité et de la teneur en eau après poinçonnement

Densité	
Poids moule(g):	6071
Poids total humide(g):	10642
Poids matériaux humide(g):	4571
Volume moule (cm ³):	2114
Densité humide (T/m ³):	2,162
Densité sèche (T/m ³):	1,912

☒ sans traitement

⇒ **W% nat: 13,1**

☐ traitement

⇒ % et type de liant:

⇒ W% avant traitement:

⇒ W% après traitement:

3- Détermination de l'indice portant

Temps	Enfoncement (mm)	Lecture (1/100mm)	Indice
2'	2,5	2	0,8
4'	5	4	1,2

Résultat de l'essai:

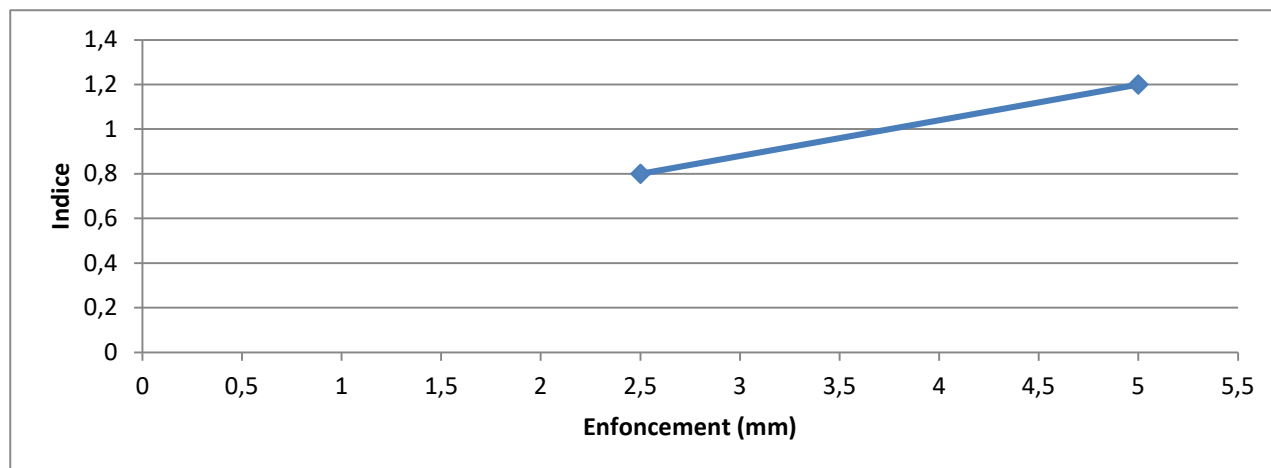
☒ IPI

☐ CBR

☐ CBRi



1,2

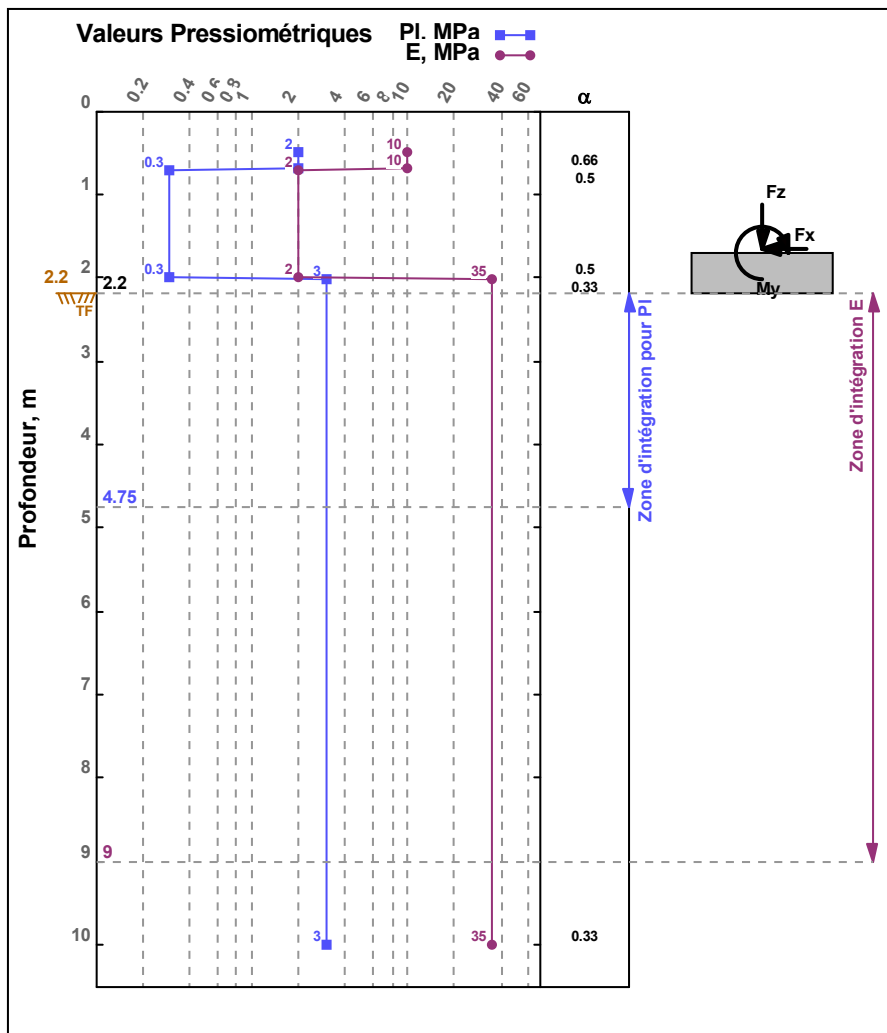


Remarques :

date approbation

PV01

Annexe 7 : Notes de calculs – Fondations



Fondation : Semelle carrée

Côté : 1.7 m

Aire : 2.89 m²

Encastrement : 0 m

Base de la fondation : 2.2 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Sables et graves

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 18 kN/m³

avant travaux = 18 kN/m³

Contrainte verticale finale q'_0 : 0 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale σ'_{v0} : 39.6 kPa (calculée)

α = 0.332 (calculé)

Cohésion sous la fondation : 0 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 30 °

Module de Young sous la fondation : 80 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.33

Fichier : appui 766



GEOFOND© V1.3.9 du 20/12/2023 développé par GEOS

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

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : 04 50 95 38 14

Fax : 04 50 95 99 36

Données :

N°	Etat-limite	P_z (kN)	P_x (kN)	P_y (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_d (kN)	H_d (kN)	δ (°)	δ_x (°)	δ_y (°)	e_B (m)	e_L (m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELS Q.P.	12.7	0	0	0	0	12.7	0	0	0	0	-0	0	4.394
2	ELS cara.	12.5	0	0	0	0	12.5	0	0	0	0	-0	0	4.325
3	ELU dur. trans.	14.4	0	0.4	0	0	14.4	0.4	1.591	0	1.591	-0	0	4.983
4	ELU Acc.	1.5	0	-0.1	0	0	1.5	0.1	3.814	0	-3.814	-0	0	0.519
5	ELU dur. trans.	10.3	0	0.1	0	0	10.3	0.1	0.556	0	0.556	-0	0	3.564

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h_r (m)	D_e (m)	k_p	P_{ie} (MPa)	i_{δ}	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{v;d}$ (kN)	Excentricité	$R_{h;d}$ (kN)
1	2.55	0	1	3	1	1	3000	2.89	2.3	3141 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
2	2.55	0	1	3	1	1	3000	2.89	2.3	3141 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
3	2.55	0	1	3	0.931	0.931	2792	2.89	1.4	4802 vérifié	vérifié	6.871 vérifié
4	2.55	0	1	3	0.838	0.838	2513	2.89	1.2	5043 vérifié	vérifié	0.787 vérifié
5	2.55	0	1	3	0.975	0.975	2926	2.89	1.4	5034 vérifié	vérifié	4.915 vérifié

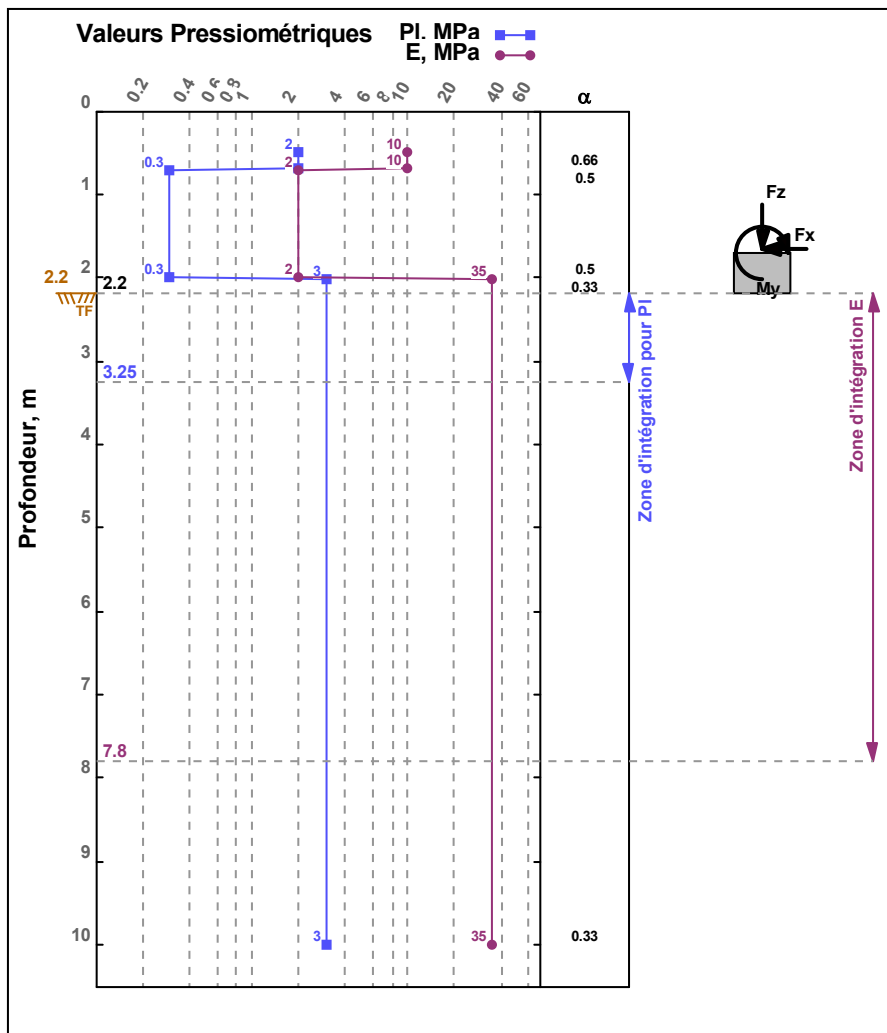
Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	4.39	35	35	1.1	1.12	0	0	0
2	4.33	35	35	1.1	1.12	0	0	0
3	4.98	35	35	1.1	1.12	0	0	0
4	0.519	35	35	1.1	1.12	0	0	0
5	3.56	35	35	1.1	1.12	0	0	0

2024-02-236 _ BAE 07/10/2024 15:15

appui 766

FIGURE



Fondation : Semelle carrée

Côté : 0.7 m

Aire : 0.49 m²

Encastrement : 0 m

Base de la fondation : 2.2 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Sables et graves

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 18 kN/m³

avant travaux = 18 kN/m³

Contrainte verticale finale q'_0 : 0 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale σ'_{v0} : 39.6 kPa (calculée)

$\alpha = 0.332$ (calculé)

Cohésion sous la fondation : 0 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 30 °

Module de Young sous la fondation : 80 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.33

Fichier : appui 747



GEOFOND© V1.3.9 du 20/12/2023 développé par GEOS

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

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : 04 50 95 38 14

Fax : 04 50 95 99 36

Données :

N°	Etat-limite	P_z (kN)	P_x (kN)	P_y (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_d (kN)	H_d (kN)	δ (°)	δ_x (°)	δ_y (°)	e_B (m)	e_L (m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELS Q.P.	152.3	0	0	0	0	152.3	0	0	0	0	-0	0	310.8
2	ELS cara.	152.7	0	0	0	0	152.7	0	0	0	0	-0	0	311.6
3	ELU dur. trans.	265.2	0	0	0	0	265.2	0	0	0	0	-0	0	541.2
4	ELU Acc.	254.1	0	0	0	0	254.1	0	0	0	0	-0	0	518.6

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

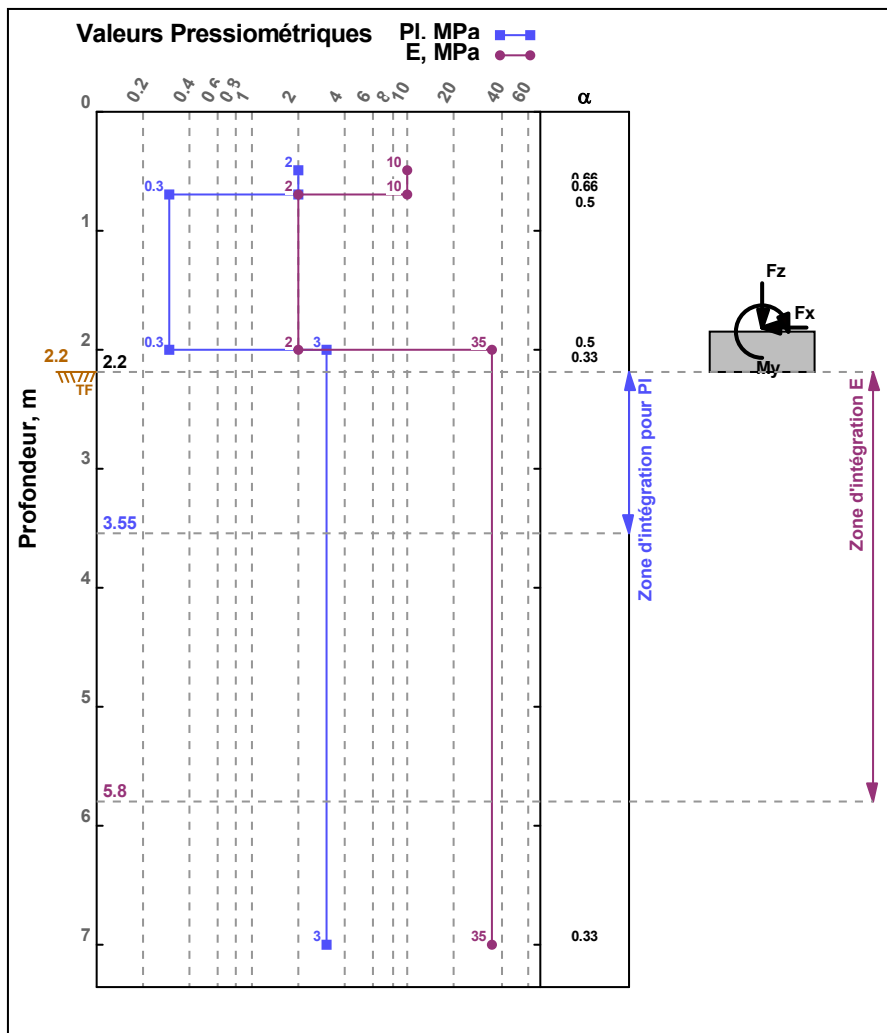
N°	h_r (m)	D_e (m)	k_p	p_{le} (MPa)	i_δ	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{v;d}$ (kN)	Excentricité	$R_{h;d}$ (kN)
1	1.05	0	1	3	1	1	3000	0.49	2.3	533 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
2	1.05	0	1	3	1	1	3000	0.49	2.3	533 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
3	1.05	0	1	3	1	1	3000	0.49	1.4	875 vérifié	vérifié	126.5 vérifié
4	1.05	0	1	3	1	1	3000	0.49	1.2	1021 vérifié	vérifié	133.4 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	311	35	35	1.1	1.12	0.0219	0.113	0.135
2	312	35	35	1.1	1.12	0.0219	0.113	0.135
3	541	35	35	1.1	1.12	0.0405	0.209	0.249
4	519	35	35	1.1	1.12	0.0386	0.199	0.238

2024-02-236 _ BAE 07/10/2024 15:14 **appui 747**

FIGURE



Fondation : Semelle carrée

Côté : 0.9 m

Aire : 0.81 m²

Encastrement : 0 m

Base de la fondation : 2.2 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Sables et graves

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 18 kN/m³

avant travaux = 18 kN/m³

Contrainte verticale finale q'_0 : 0 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale σ'_{v0} : 39.6 kPa (calculée)

$\alpha = 0.332$ (calculé)

Cohésion sous la fondation : 0 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 30 °

Module de Young sous la fondation : 80 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.33

Fichier : appui 319



GEOFOND© V1.3.9 du 20/12/2023 développé par GEOS

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

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : 04 50 95 38 14

Fax : 04 50 95 99 36

Données :

N°	Etat-limite	P _Z (kN)	P _X (kN)	P _Y (kN)	M _X (kN.m)	M _Y (kN.m)	V _d (kN)	H _d (kN)	δ(°)	δ _x (°)	δ _y (°)	e _B (m)	e _L (m)	σ _{V;d} (kPa)
1	ELS Q.P.	21.6	0	-2.8	0	0	21.6	2.8	7.386	0	-7.386	-0	0	26.67
2	ELS cara.	21.7	0	-2.8	0	0	21.7	2.8	7.352	0	-7.352	-0	0	26.79
3	ELU dur. trans.	47	-0.5	-17.3	0	0	47	17.31	20.22	-0.61	-20.21	-0	0	58.02
4	ELU Acc.	29.3	0	-4.6	0	0	29.3	4.6	8.922	0	-8.922	-0	0	36.17
5	ELU dur. trans.	20.6	-0.2	5.6	0	0	20.6	5.604	15.22	-0.556	15.21	-0	0	25.43
6	ELU Acc.	29.3	0	-4.6	0	0	29.3	4.6	8.922	0	-8.922	-0	0	36.17

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h _r (m)	D _e (m)	k _p	P _{le} (MPa)	i _δ	i _{δβ}	q _{net} (kPa)	A'(m ²)	γ' _{r,v}	R _{v;d} (kN)	Excentricité	R _{h;d} (kN)
1	1.35	0	1	3	0.699	0.699	2096	0.81	2.3	615 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
2	1.35	0	1	3	0.7	0.7	2100	0.81	2.3	616 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
3	1.35	0	1	3	0.303	0.303	910	0.81	1.4	439 vérifié	vérifié	22.43 vérifié
4	1.35	0	1	3	0.643	0.643	1928	0.81	1.2	1085 vérifié	vérifié	15.38 vérifié
5	1.35	0	1	3	0.438	0.438	1314	0.81	1.4	634 vérifié	vérifié	9.829 vérifié
6	1.35	0	1	3	0.643	0.643	1928	0.81	1.2	1085 vérifié	vérifié	15.38 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	q _{ref} (kPa)	E _c (MPa)	E _d (MPa)	λ _c	λ _d	S _c (cm)	S _d (cm)	S _f (cm)
1	26.7	35	35	1.1	1.12	0	0	0
2	26.8	35	35	1.1	1.12	0	0	0
3	58	35	35	1.1	1.12	0.00191	0.00834	0.0102
4	36.2	35	35	1.1	1.12	0	0	0

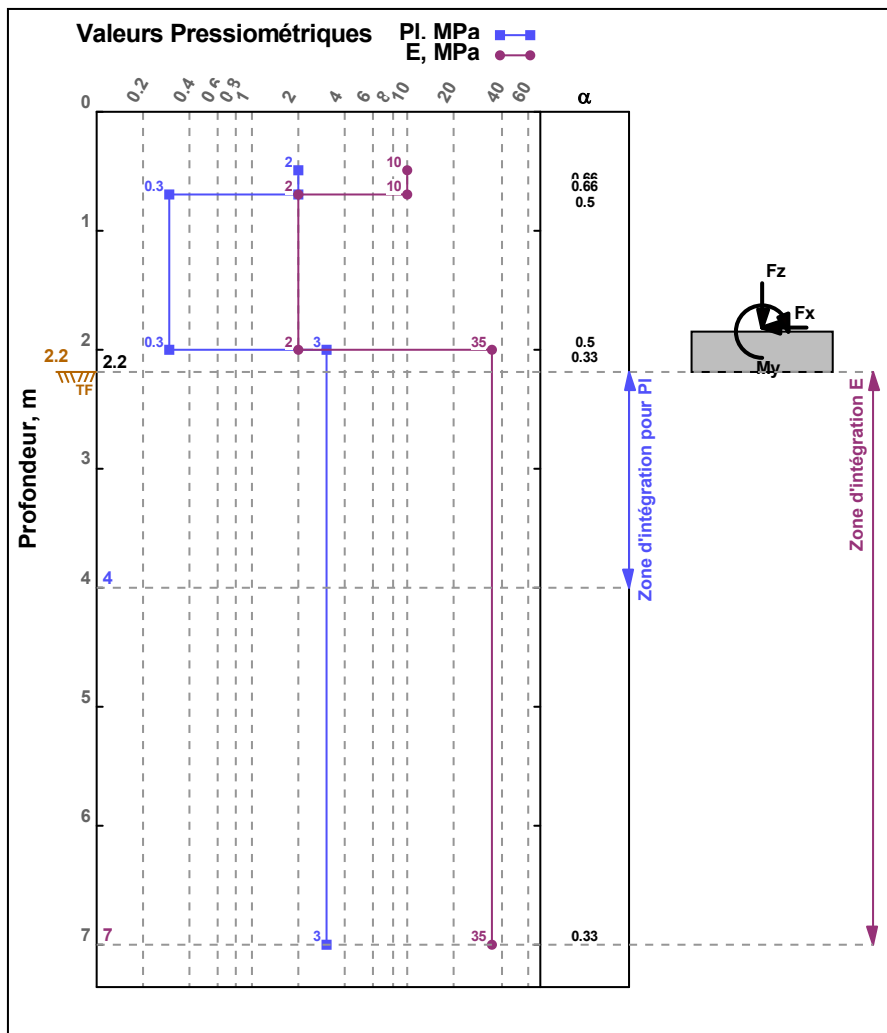
2024-02-236 _ BAE 07/10/2024 15:13

appui 319

FIGURE

N °	q _{ref} (kPa)	E _c (MPa)	E _d (MPa)	λ _c	λ _d	S _c (cm)	S _d (cm)	S _f (cm)
5	25.4	35	35	1.1	1.12	0	0	0
6	36.2	35	35	1.1	1.12	0	0	0

2024-02-236 _ BAE 07/10/2024 15:13	appui 319	FIGURE



Fondation : Semelle carrée

Côté : 1.2 m

Aire : 1.44 m²

Encastrement : 0 m

Base de la fondation : 2.2 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Sables et graves

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 18 kN/m³

avant travaux = 18 kN/m³

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

Contrainte verticale initiale $\sigma'v0$: 39.6 kPa (calculée)

$\alpha = 0.332$ (calculé)

Cohésion sous la fondation : 0 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 30 °

Module de Young sous la fondation : 80 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.33

Fichier : appui 337



GEOFOND© V1.3.9 du 20/12/2023 développé par GEOS

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

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : 04 50 95 38 14

Fax : 04 50 95 99 36

Données :

N°	Etat-limite	P_z (kN)	P_x (kN)	P_y (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_d (kN)	H_d (kN)	δ (°)	δ_x (°)	δ_y (°)	e_B (m)	e_L (m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELS Q.P.	27.4	0	2.5	0	0	27.4	2.5	5.213	0	5.213	-0	0	19.03
2	ELS cara.	27.4	0	2.5	0	0	27.4	2.5	5.213	0	5.213	-0	0	19.03
3	ELU dur. trans.	53.2	-0.2	15	0	0	53.2	15	15.75	-0.215	15.75	-0	0	36.94
4	ELU Acc.	34.4	0	3.9	0	0	34.4	3.9	6.468	0	6.468	-0	0	23.89
5	ELU dur. trans.	23	-0.5	-9.9	0	0	23	9.913	23.32	-1.245	-23.29	-0	0	15.97

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h_r (m)	D_e (m)	k_p	P_{ie} (MPa)	i_{δ}	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{v;d}$ (kN)	Excentricité	$R_{h;d}$ (kN)
1	1.8	0	1	3	0.782	0.782	2345	1.44	2.3	1224 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
2	1.8	0	1	3	0.782	0.782	2345	1.44	2.3	1224 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
3	1.8	0	1	3	0.423	0.423	1268	1.44	1.4	1087 vérifié	vérifié	25.38 vérifié
4	1.8	0	1	3	0.733	0.733	2200	1.44	1.2	2200 vérifié	vérifié	18.05 vérifié
5	1.8	0	1	3	0.232	0.232	696.6	1.44	1.4	597 vérifié	vérifié	10.97 vérifié

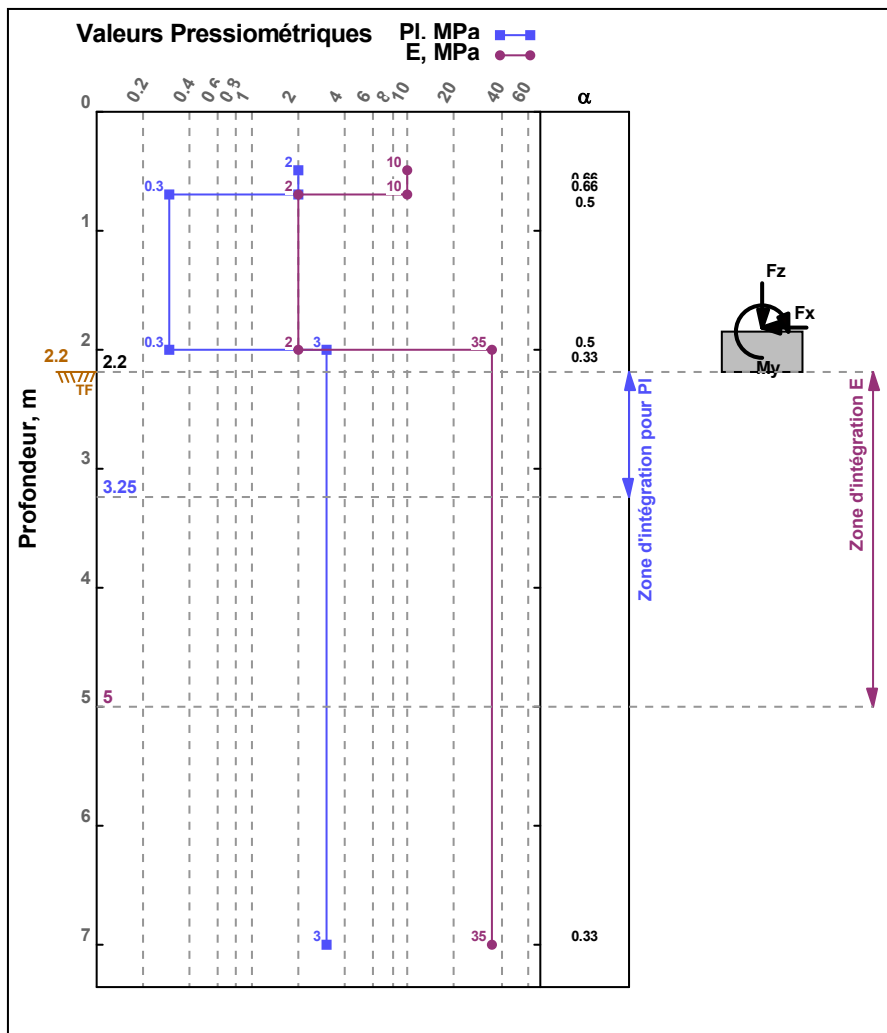
Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	19	35	35	1.1	1.12	0	0	0
2	19	35	35	1.1	1.12	0	0	0
3	36.9	35	35	1.1	1.12	0	0	0
4	23.9	35	35	1.1	1.12	0	0	0
5	16	35	35	1.1	1.12	0	0	0

2024-02-236 _ BAE 07/10/2024 15:13

appui 337

FIGURE



Fondation : Semelle carrée

Côté : 0.7 m

Aire : 0.49 m²

Encastrement : 0 m

Base de la fondation : 2.2 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Sables et graves

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 18 kN/m³

avant travaux = 18 kN/m³

Contrainte verticale finale q'_0 : 0 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale σ'_{v0} : 39.6 kPa (calculée)

α = 0.332 (calculé)

Cohésion sous la fondation : 0 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 30 °

Module de Young sous la fondation : 80 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.33

Fichier : appui 546



GEOFOND© V1.3.9 du 20/12/2023 développé par GEOS

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

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : 04 50 95 38 14

Fax : 04 50 95 99 36

Données :

N°	Etat-limite	P_z (kN)	P_x (kN)	P_y (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_d (kN)	H_d (kN)	δ (°)	δ_x (°)	δ_y (°)	e_B (m)	e_L (m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELS Q.P.	62.1	0.3	0.6	0	0	62.1	0.6708	0.619	0.277	0.554	-0	0	126.7
2	ELS cara.	62.4	0.3	0.6	0	0	62.4	0.6708	0.616	0.275	0.551	-0	0	127.3
3	ELU dur. trans.	118.8	4.3	2.2	0	0	118.8	4.83	2.328	2.073	1.061	-0	0	242.4
4	ELU Acc.	122	0.6	1.1	0	0	122	1.253	0.588	0.282	0.517	-0	0	249
5	ELU dur. trans.	97.8	-5.7	4.5	0	0	97.8	7.262	4.247	-3.336	2.634	-0	0	199.6

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h_r (m)	D_e (m)	k_p	P_{le} (MPa)	i_δ	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{v;d}$ (kN)	Excentricité	$R_{h;d}$ (kN)
1	1.05	0	1	3	0.973	0.973	2918	0.49	2.3	518 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
2	1.05	0	1	3	0.973	0.973	2918	0.49	2.3	518 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
3	1.05	0	1	3	0.899	0.899	2698	0.49	1.4	787 vérifié	vérifié	56.69 vérifié
4	1.05	0	1	3	0.974	0.974	2922	0.49	1.2	994 vérifié	vérifié	64.03 vérifié
5	1.05	0	1	3	0.82	0.82	2460	0.49	1.4	718 vérifié	vérifié	46.66 vérifié

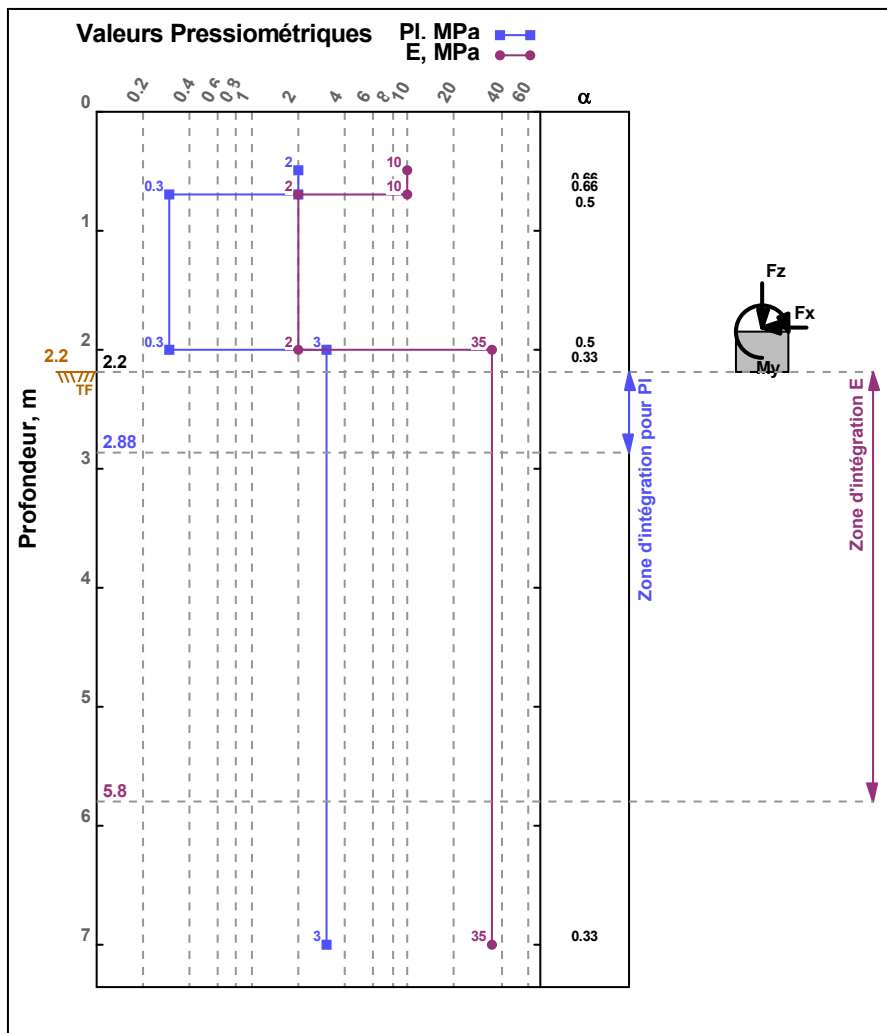
Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	127	35	35	1.1	1.12	0.00703	0.0363	0.0433
2	127	35	35	1.1	1.12	0.00708	0.0365	0.0436
3	242	35	35	1.1	1.12	0.0164	0.0845	0.101
4	249	35	35	1.1	1.12	0.0169	0.0872	0.104
5	200	35	35	1.1	1.12	0.0129	0.0666	0.0795

2024-02-236 _ BAE 07/10/2024 15:13

appui 546

FIGURE



Fondation : Semelle filante

Largeur : 0.45 m

Aire : 0.45 m²

Encastrement : 0 m

Base de la fondation : 2.2 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Sables et graves

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 18 kN/m³

avant travaux = 18 kN/m³

Contrainte verticale finale q'_0 : 0 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale σ'_{v0} : 39.6 kPa (calculée)

$\alpha = 0.332$ (calculé)

Cohésion sous la fondation : 0 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 30 °

Module de Young sous la fondation : 80 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.33

Fichier : mur 2



GEOFOND© V1.3.9 du 20/12/2023 développé par GEOS

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

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : 04 50 95 38 14

Fax : 04 50 95 99 36

Données :

N°	Etat-limite	P_z (kN)	P_x (kN)	M_y (kN.m)	V_d (kN)	H_d (kN)	δ (°)	e_B (m)	$\sigma_{V,d}$ (kPa)
1	ELS Q.P.	8.45	0	0	8.45	0	0	-0	18.78
2	ELS cara.	8.46	0	0	8.46	0	0	-0	18.8
3	ELU dur. trans.	11.8	0.81	0	11.8	0.81	3.927	-0	26.22
4	ELU Acc.	6.78	-0.04	0	6.78	-0.04	-0.338	-0	15.07
5	ELU dur. trans.	10.65	0.24	0	10.65	0.24	1.291	-0	23.67

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h_r (m)	D_e (m)	k_p	P_{le} (MPa)	i_δ	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{v,d}$ (kN)	Excentricité	$R_{h,d}$ (kN)
1	0.675	0	1	3	1	1	3000	0.45	2.3	489 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
2	0.675	0	1	3	1	1	3000	0.45	2.3	489 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
3	0.675	0	1	3	0.833	0.833	2499	0.45	1.4	669 vérifié	vérifié	5.63 vérifié
4	0.675	0	1	3	0.985	0.985	2955	0.45	1.2	923 vérifié	vérifié	3.559 vérifié
5	0.675	0	1	3	0.943	0.943	2830	0.45	1.4	758 vérifié	vérifié	5.082 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

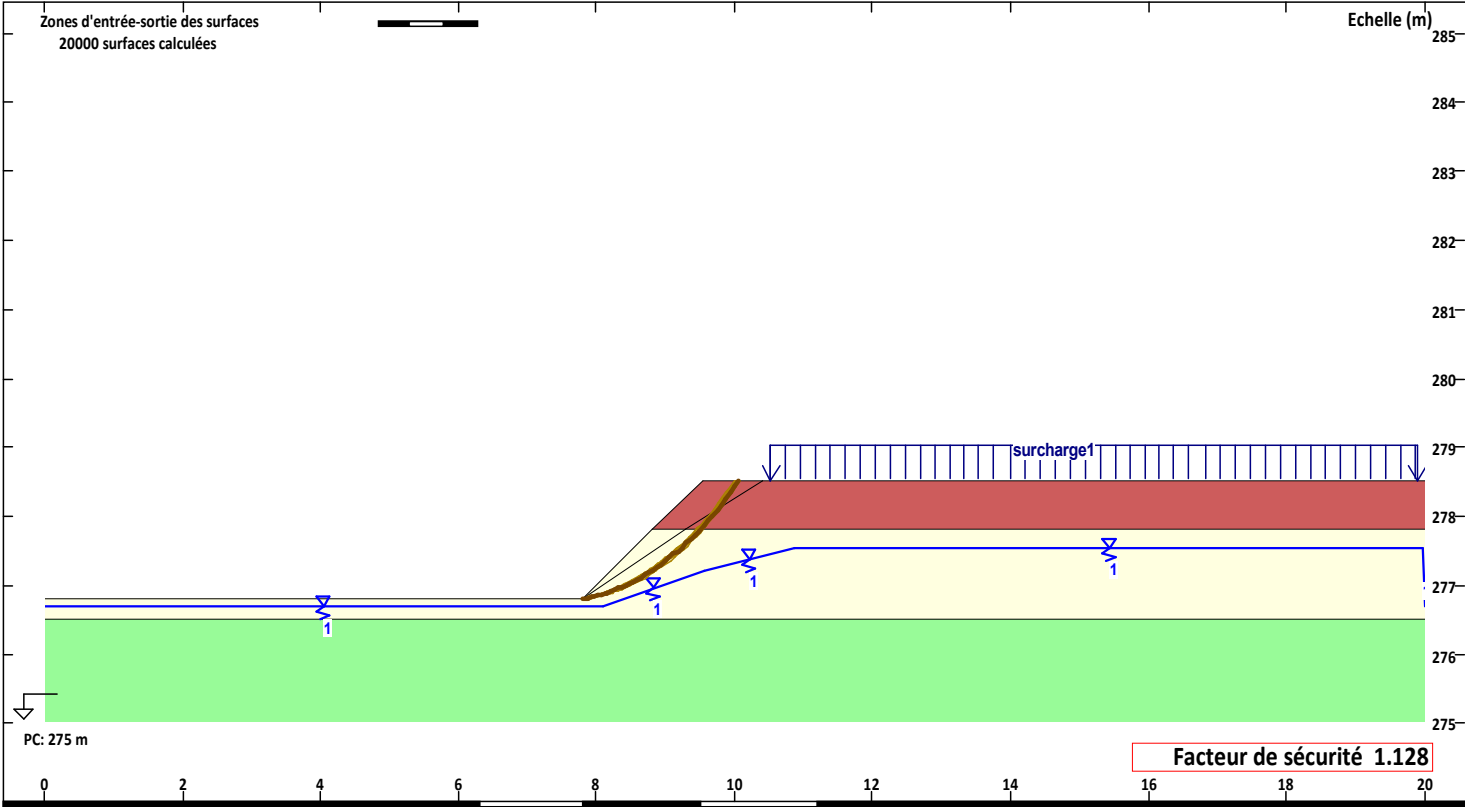
N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	18.8	35	35	1.5	2.65	0	0	0
2	18.8	35	35	1.5	2.65	0	0	0
3	26.2	35	35	1.5	2.65	0	0	0
4	15.1	35	35	1.5	2.65	0	0	0
5	23.7	35	35	1.5	2.65	0	0	0

2024-02-236 _ BAE 07/10/2024 15:16

semelle mur 2

FIGURE

talus provisoire || Phase Initiale -- Cas Initial





GEOSTAB® v5.2.9 du 30/05/2024 développé par GEOS
http://www.geos.fr E-mail: logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 rue des 2 Gares
92500 Rueil-Malmaison

Tél : + 33 (0)1 49 04 68 10

1 - CARACTERISTIQUES DES SOLS

SOLS	(Y ; Y sat)	C	φ	qs
1	(14.00; 17.00) * 1.00	0.000 / 1.00	25.00 / 1.00	0.000 / 1.00
2	(15.00; 18.00) * 1.00	2.000 / 1.00	25.00 / 1.00	0.000 / 1.00
3	(20.00; 20.00) * 1.00	0.000 / 1.00	30.00 / 1.00	0.000 / 1.00

3 - OPTIONS DE CALCUL

Fichier "talus provisoire"
Méthode de CARTER
Classique
Action des terres γe : 1
Résistance des terres γr,e : 1
Coefficient de Méthode 1
Unités : kN, m

5 - CHARGES ET FORCES

	qg	qd	F	Gamm	()
1	10.0	10.0		*1.00	0.00

5 - RESULTATS : STABILITE EXTERNE

N°	Xc	Yc	φ	FS
1	6.6500	277.47	50.120	1.128
2	6.5500	277.44	51.010	1.129
3	6.6000	277.59	47.420	1.129
4	6.5500	277.63	46.680	1.129
5	6.4900	277.50	49.970	1.129
6	6.6400	277.37	52.150	1.129
7	6.8000	277.55	46.760	1.129
8	6.8900	277.47	47.820	1.130
9	6.8100	277.56	46.620	1.130
10	6.4900	277.60	46.850	1.131

2024-02-236_BAE	07/10/24 15:26	talus provisoire	FIGURE

NOTRE SIÈGE SOCIAL

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

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

0 805 690 989



GÉOtechnique
sciences de la terre sas