

Massy, le 26 mai 2026



IRD TRAVAUX DE REHABILITATION

MISSION G2 PRO

Dossier N° : 26.5.060

Etabli par : **M. Daniel DIAS**

A l'attention de : **Mr FOUCAUT**

22 rue Emeriau - 75015 PARIS - FRANCE
Tél : 01.85.41.22.20 E-mail : contact@sogetec.com
SASU au capital de 30 000 €
SIRET 831 608 302 00020



SUIVI DE MODIFICATIONS

Dossier n°			26.5.060 IRD Travaux de réhabilitation			
0	26/05/26	M. DIAS	M. DIAB	-	65	Première diffusion
<i>Indice</i>	<i>Date</i>	<i>Etabli par</i>	<i>Vérifié par</i>	<i>Contrôlé par</i>	<i>n° page</i>	<i>Modification - Observations</i>

SOMMAIRE

1	Présentation.....	5
1.1	Mission d'investigations géotechniques	7
1.2	Documents communiqués	9
1.3	Description du projet et des terrassements projetés	9
1.4	Documents de référence.....	10
2	SITUATION – contexte de l'Étude	10
2.1	Topographie, occupation du site et avoisinants	10
2.2	Contexte géotechnique et hydrogéologique	11
3	Synthèse des investigations	12
3.1	Modèle géotechnique général.....	12
3.2	Fouilles de reconnaissance au droit du Séchoir.....	12
3.3	Investigations au droit du Carbet.....	12
3.4	Investigations au droit des voiries	13
3.5	Contexte hydrogéologique général.....	14
3.5.1	Piézométrie	14
3.5.2	Inondabilité	14
4	Hypothèses géotechniques et dispositions de principe	15
5	Terrassements.....	15
5.1	Recommandations générales.....	15
5.2	Terrassements des voiries.....	16
5.3	Terrassements des fondations du Carbet	17
5.4	Matériaux de couche de forme.....	17
5.5	Réception des plateformes	18
5.6	Drainage en phase chantier et définitive	18
6	Fondations superficielles des poteaux du Carbet	18
6.1	Calcul de la capacité portante.....	19
6.2	Mode de calcul des tassements	20
6.3	Prescriptions générales.....	21
6.4	Contraintes admissibles sous semelles isolées	22
6.5	Estimation des tassements	22
7	Structure des voiries et parkings	23
7.1	Hypothèses de trafic	23

7.2	Structure de chaussée.....	24
8	Conclusion.....	26
	Annexe 1 Rappel des missions géotechniques	27
	Annexe 2 PLANS DE SITUATION ET CARTOGRAPHIES.....	33
	Annexe 3 PLAN D'IMPLANTATION	37
	Annexe 4 Essais in situ effectués	38

1 PRESENTATION

Conformément au devis 26.5.060 approuvé le 18/03/2026, Sogetec Ingénierie a réalisé pour le compte de BETEG, une étude géotechnique de conception G2 en phase projet, dans le cadre de travaux de réhabilitation relatifs aux fondations du séchoir existant, à la réalisation de 3 poteaux pour un carbet et à la reprise de la voirie (Figure 3) . Ces travaux sont à réaliser sur le site de l'IRD, route de Montabo, Cayenne 97300, Guyane française.



Figure 1. Plan de masse du séchoir

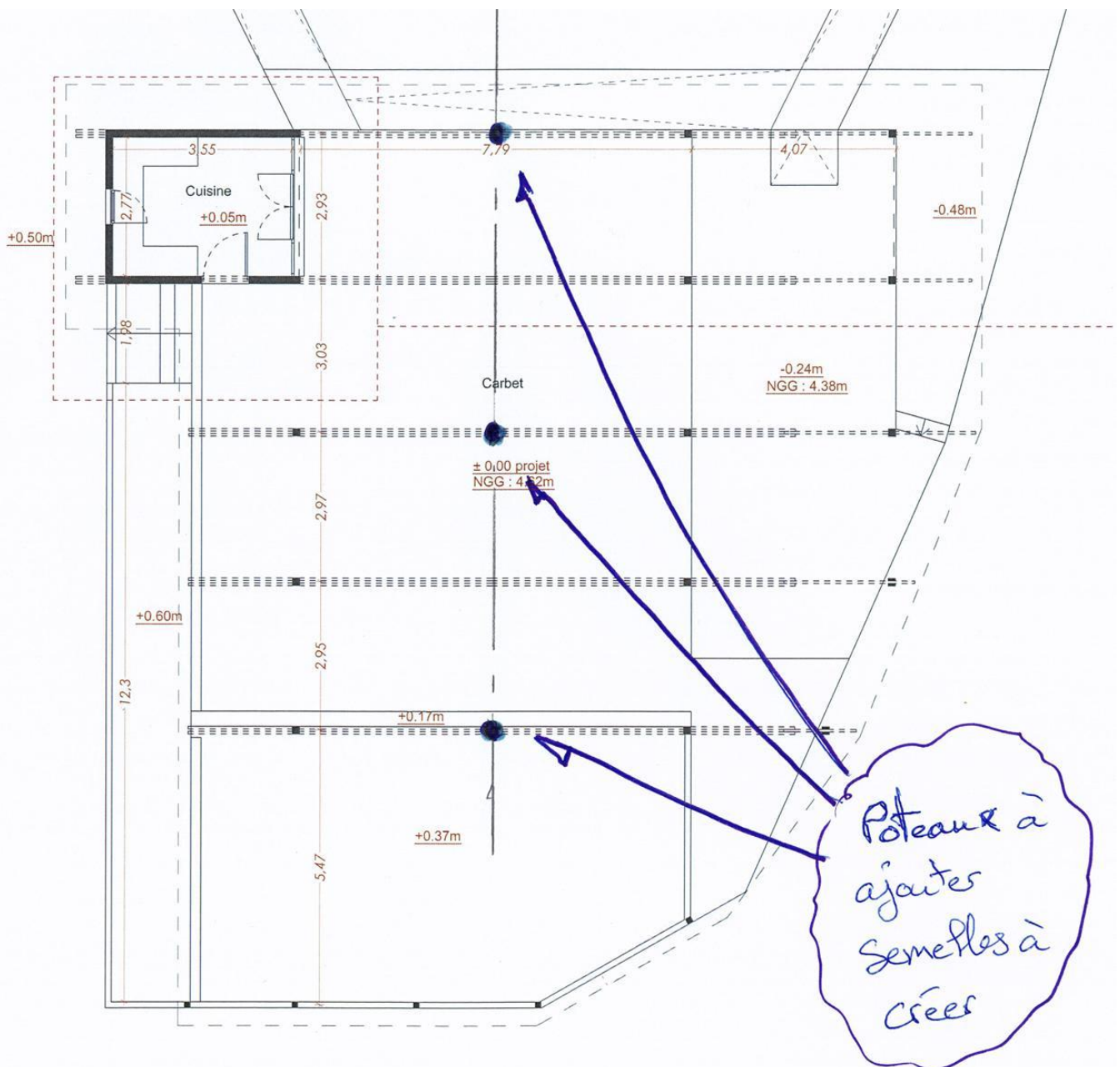


Figure 2. Poteaux à créer pour le carbet

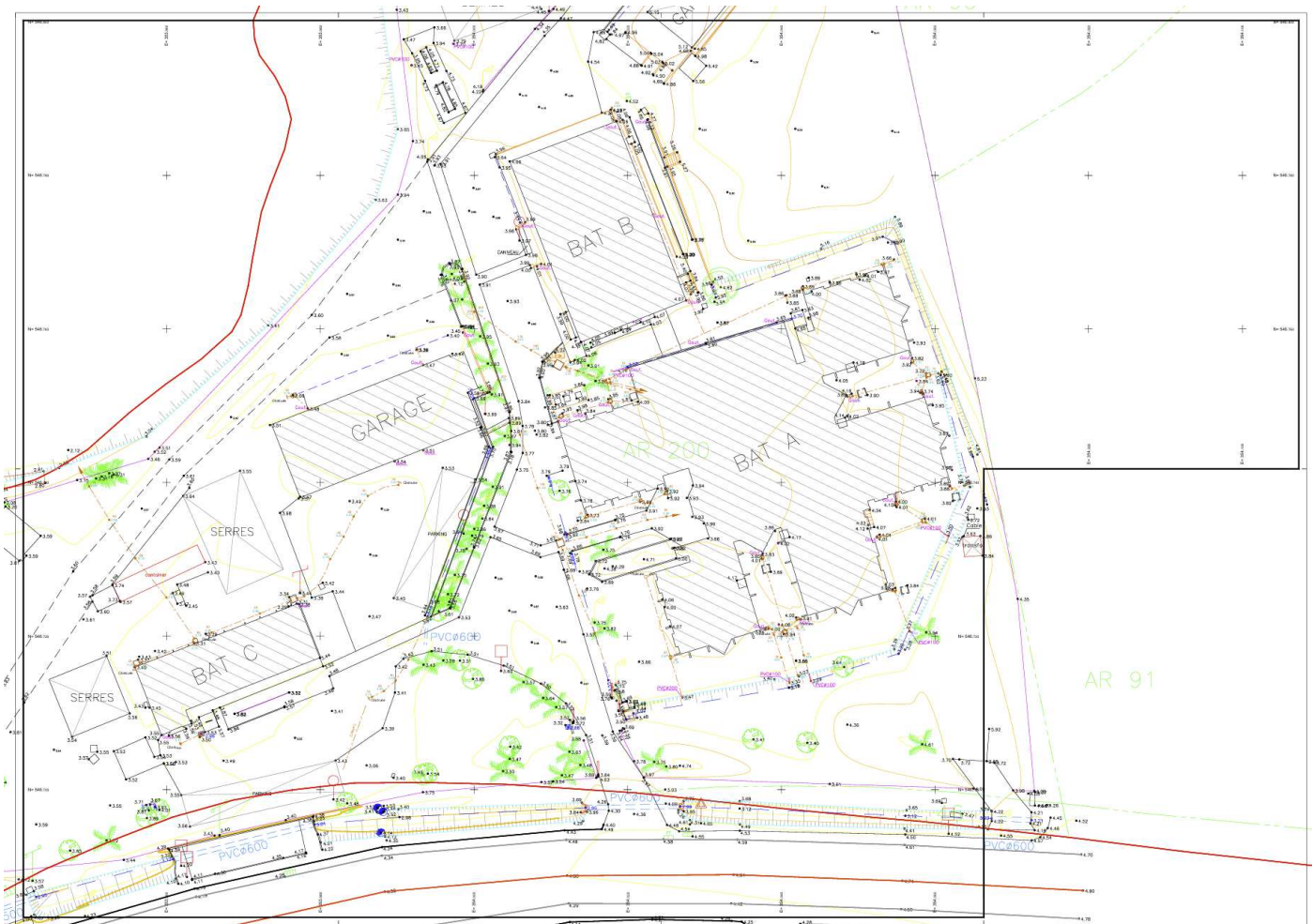


Figure 3. Plan de masse du projet

1.1 Mission d'investigations géotechniques

Conformément à la norme NF P 94-500 (novembre 2013), la mission G2 PRO consiste à exploiter les résultats des investigations géotechniques disponibles et, le cas échéant, à définir des reconnaissances complémentaires, afin d'établir un rapport de synthèse au stade du projet.

Ce rapport précise les hypothèses géotechniques à retenir (modèle géotechnique et coupe géomécanique des sols), l'identification et l'appréciation des risques géotechniques susceptibles d'affecter l'ouvrage, ainsi que les principes constructifs envisageables pour les terrassements, talus et fondations.

Dans le cadre de la présente étude, la mission est plus particulièrement recentrée sur :

- La définition des hypothèses géotechniques de projet,
- Les choix constructifs adaptés au contexte du site,
- Les recommandations relatives aux terrassements et à la réalisation des plates-formes,
- Les paramètres géotechniques à considérer pour le prédimensionnement des ouvrages.

Cette approche permet de fournir des éléments directement exploitables pour la conception du projet, dans une logique de maîtrise des risques géotechniques au stade G2 PRO.

Les conclusions de la présente étude concernent les ouvrages : fondations du Séchoir, poteaux du Carbet et voiries. Les réseaux enterrés éventuels ne font pas partie du périmètre de la mission.

Investigations géotechniques

Les moyens de reconnaissance et leur implantation ont été définis par SOGETEC Ingénierie, en accord avec le maître d'ouvrage. Les investigations géotechniques ont été réalisées par BIRD JOSSET SOL.

Les reconnaissances réalisées restent ponctuelles et permettent d'établir un modèle géotechnique représentatif mais

non exhaustif.

L'implantation des sondages figure sur le plan d'implantation joint en annexe 3.

L'altitude des têtes de sondages correspond au niveau du terrain « naturel » (TN) au moment des investigations.

BSI a réalisé les investigations suivantes le 25/03/2026 :

Type d'essai	Référence	Localisation	Date	Profondeur atteinte / Refus	Observations principales
Tarière manuelle	T1	Bord de voirie	25/03/2026	2.60 m/TN	Niveau d'eau à 1.0 m/TN ; alternance argiles sableuses et sables très humides
Tarière manuelle	T2	Voirie	25/03/2026	Refus à 1.00 m/TN	Argile latéritique marron ; niveau d'eau à 0.9 m/TA
Tarière manuelle	T3	Voirie	25/03/2026	Arrêt à 1.40 m/TN	Éboulement des parois ; sable très humide ; eau à 1.2 m/TA
Tarière manuelle	T4	Voirie	25/03/2026	Refus à 0.90 m/TN	Argile latéritique très raide ; pas d'eau observée
Tarière manuelle	T5	Voirie	25/03/2026	Refus à 2.10 m/TN	Sables très humides et lâches ; eau à 1.0 m/TA
Tarière manuelle	T6	Voirie	25/03/2026	Arrêt à 2.10 m/TN	Effondrement des parois ; venue d'eau à 1.2 m/TA
Tarière manuelle	T7	Voirie	25/03/2026	Arrêt à 1.60 m/TN	Éboulement des parois ; sable très humide ; eau à 1.0 m/TA
Tarière manuelle	T8	Zone carbet	25/03/2026	Arrêt à 2.40 m/TN	Argile sableuse ferme ; pas d'eau observée
Tarière manuelle	T9	Zone carbet	25/03/2026	Arrêt à 2.40 m/TN	Terre végétale puis argile sableuse ferme ; pas d'eau observée
Fouille de fondation	F1	Zone séchoir	25/03/2026	≈ 0.50 m	Semelle isolée dégradée avec aciers fortement oxydés
Fouille de fondation	F2	Zone séchoir	25/03/2026	≈ 0.20 m	Radier béton dégradé sous ancienne dalle béton
Pénétrömètre dynamique lourd TG63-150	PD1	Bord de voirie	25/03/2026	Arrêt à 3.0 m/TN	Qd globalement faible à moyen
Pénétrömètre dynamique lourd TG63-150	PD2	Voirie	25/03/2026	Refus à 1.0 m/TA	Qd refus = 18.7 MPa
Pénétrömètre dynamique lourd TG63-150	PD3	Voirie	25/03/2026	Arrêt à 2.6 m/TA	Pic Qd = 23.4 MPa à 0.2 m/TA
Pénétrömètre dynamique lourd TG63-150	PD4	Voirie	25/03/2026	Arrêt à 2.6 m/TA	Pic Qd = 72.3 MPa à 0.2 m/TA
Pénétrömètre dynamique lourd TG63-150	PD5	Voirie	25/03/2026	Refus à 2.6 m/TA	Pic Qd = 36.6 MPa ; refus Qd = 24.1 MPa
Pénétrömètre dynamique lourd TG63-150	PD6	Voirie	25/03/2026	Arrêt à 2.8 m/TA	Pic Qd = 20.4 MPa à 0.2 m/TA
Pénétrömètre dynamique lourd TG63-150	PD7	Voirie	25/03/2026	Arrêt à 2.6 m/TA	Pic Qd = 15.3 MPa à 0.2 m/TA
Pénétrömètre dynamique lourd TG63-150	PD8	Zone carbet	25/03/2026	Refus à 3.2 m/TN	Refus Qd = 15.3 MPa
Pénétrömètre statique	PS9	Zone carbet	14/01/2026	Refus à 3.35 m/TN	Qc refus = 22.0 MPa

Les coupes de sondages à la tarière manuelle, fouilles de fondation et les pénétrogrammes dynamiques et statiques sont présentés en annexe 4 où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

- Tarière manuelle :

- coupe détaillée du sol,
- profondeur de venue d'eau,
- photographie des cuttings.

- **Essais au pénétromètre statique :**

- diagramme donnant la résistance de pointe pénétrométrique q_c (MPa) en fonction de la profondeur.
- diagramme donnant le frottement f_s (kPa) en fonction de la profondeur.
- diagramme donnant le rapport $R_f = f_s / q_c$ (%).

1.2 Documents communiqués

Dans le cadre de la mission G2 PRO relative aux travaux de réhabilitation du site de l'IRD de Montabo à Cayenne (Guyane Française), les documents suivants ont été mis à disposition :

- Plan topographique et plan de détection des réseaux du site ;
- Plan d'implantation des sondages géotechniques ;
- Rapport géotechnique G2 AVP relatif au diagnostic des voiries du site IRD de Cayenne ;
- Planning prévisionnel de l'opération de réhabilitation et de restructuration du site de Montabo ;
- Plans architecturaux du bâtiment « Séchoir » ;
- Plans architecturaux du « Carbet » ;
- Plans des façades du bâtiment « Séchoir » ;
- Coupe transversale du « Carbet » ;
- Rapport mission G2 AVP ;
- Plan de localisation des poteaux et semelles projetés au droit du Carbet.

1.3 Description du projet et des terrassements projetés

Le projet concerne la réhabilitation du site de l'IRD de Montabo à Cayenne (Guyane Française), comprenant notamment la reconnaissance des fondations du bâtiment « Séchoir », le réaménagement des voiries internes ainsi que la création de nouvelles fondations ponctuelles au droit du « Carbet ». Les documents de diagnostic transmis mettent en évidence des ouvrages existants fondés superficiellement, avec notamment la présence de semelles isolées et de radiers localement dégradés au droit du Séchoir.

Dans ce contexte, la présente mission G2 PRO a notamment pour objectif :

- de préciser les caractéristiques des fondations existantes du Séchoir et leur aptitude à reprendre les charges projetées dans le cadre de la réhabilitation ;
- d'affiner le dimensionnement géotechnique des voiries et plateformes projetées ;
- de dimensionner les semelles isolées destinées à reprendre les charges des trois poteaux projetés au droit du Carbet.

Concernant les voiries et plateformes, le projet prévoit un réaménagement des circulations internes et des accès du site. Pour le prédimensionnement géotechnique, une plateforme de type PF2 devra être atteinte. Les cotes projet définitives des plateformes ne nous ayant pas été communiquées à ce stade, les terrassements projetés sont considérés comme restant globalement proches du terrain actuel, sous réserve du respect des dispositions réglementaires éventuellement applicables en matière de gestion du risque inondation.

Le contrôle de la qualité des plateformes devra être réalisé par une combinaison de contrôles de compactage et de mesures de portance. Le contrôle du compactage pourra notamment être effectué au pénétromètre afin de vérifier la compacité, l'épaisseur réellement traitée et l'homogénéité des matériaux mis en œuvre.

La vérification de l'atteinte d'une classe de portance PF2 devra être réalisée par des essais à la plaque de type EV2, constituant le critère de réception de référence.

1.4 Documents de référence

Pour la réalisation de cette étude, nous avons utilisé les documents techniques suivants :

- Eurocode 7 – NF EN 1997-1 : Calcul géotechnique, Partie 1 : Règles générales ;
- Normes NF P 94-261 : Justification des ouvrages géotechniques – Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles.
- Norme NF P98-086 de septembre 2017 pour le dimensionnement de chaussées ;
- Guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme SETRA & LCPC de septembre 1992 (GTR) ;
- Guide technique : « conception et dimensionnement des structures de chaussées » (décembre 2004) ;
- Manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic (SETRA).

2 SITUATION – CONTEXTE DE L'ÉTUDE

Le plan de situation, la vue aérienne, le PPR inondation et les extraits de carte géologique sont présentés en annexe 2.

2.1 Topographie, occupation du site et avoisinants

Un plan de localisation et une vue aérienne de la zone sont disponibles en annexe 2.

La parcelle présente une géométrie irrégulière, globalement allongée selon un axe Nord-Ouest/ Sud-Est.

L'accès à la parcelle se fait depuis l'avenue de Montabo.

La parcelle est globalement plane et s'inscrit dans un tissu urbain existant. Selon le site Géoportail®, la parcelle se situe aux alentours de 3.7m NGG. Le plan de masse transmis précise les lignes de niveau.

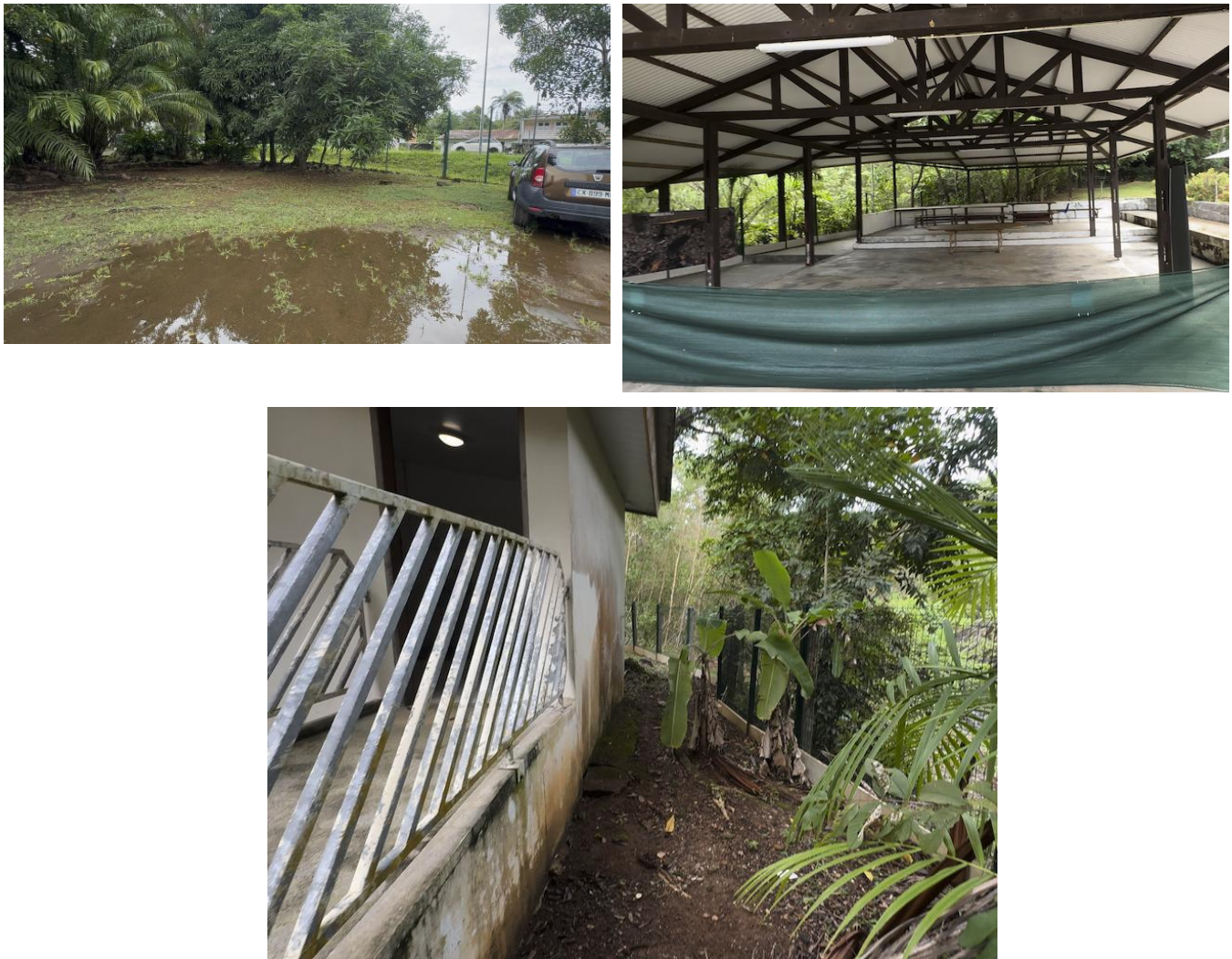


Figure 4. Vues de la parcelle et de son environnement

2.2 Contexte géotechnique et hydrogéologique

D'après la carte géologique du BRGM et les investigations géotechniques réalisées dans le cadre de la présente mission G2 PRO, le site étudié se situe à l'interface entre les dépôts marins de la série de la Coswine et les terrains métamorphiques anciens de la série de l'Île de Cayenne, localement recoupés par des filons de dolérite.

Les formations superficielles rencontrées au droit des sondages sont principalement constituées d'argiles latéritiques marron à rougeâtres, d'argiles sableuses, de sables marron à gris très humides, ainsi que de niveaux localement graveleux ou remaniés. Ces terrains traduisent une certaine hétérogénéité latérale, notamment au droit des voiries existantes, où des horizons sableux humides et lâches ont été identifiés localement.

Selon les cartographies réglementaires disponibles, le PPR Mouvement de Terrain de 2001 classe :

- le tiers Ouest du site en zone hors aléa de mouvement de terrain ;
- le tiers central en zone de précaution B3, correspondant à un aléa faible à nul ;
- le tiers Est en zone d'aléa moyen B2, vis-à-vis des glissements de faible ampleur et des coulées de débris.

Le PPR Littoral de 2001 situe par ailleurs le site en limite de zone d'aléa moyen à faible, en lien avec les phénomènes de submersion marine et de retrait du trait de côte.

Selon la cartographie du TRI Inondation de 2016, la zone du Carbet est située en zone à événement de forte probabilité de crue. La carte des hauteurs d'eau centennales de 2016 indique, au droit de cette zone, des hauteurs d'eau inférieures à 1.0 m.

Le régime hydrogéologique de la zone d'étude apparaît principalement lié aux eaux météoriques, aux infiltrations et

aux ruissellements provenant des terrains environnants. Des venues d'eau peuvent donc être rencontrées au sein des couches superficielles, en particulier dans les horizons sableux humides identifiés localement lors des sondages. Aucun niveau de nappe généralisé n'a toutefois été mis en évidence à l'échelle de la campagne réalisée.

Selon le zonage sismique de la France pour les bâtiments à risque normal, défini par le décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010, le site étudié est classé en zone de sismicité 1, correspondant à un aléa très faible. L'application des règles parasismiques n'est donc pas obligatoire.

3 SYNTHÈSE DES INVESTIGATIONS

3.1 Modèle géotechnique général

Les investigations géotechniques réalisées dans le cadre de la présente mission G2 PRO ont mis en évidence un contexte géotechnique hétérogène, caractérisé par la présence dominante d'argiles latéritiques marron à rougeâtres, d'argiles sableuses et, localement, de niveaux sableux marron à gris très humides à lâches. Cette hétérogénéité est particulièrement marquée au droit des voiries existantes, où les sondages ont rencontré des alternances d'horizons argileux et sableux, parfois associées à des venues d'eau superficielles.

3.2 Fouilles de reconnaissance au droit du Séchoir

Les fouilles de reconnaissance F1 et F2 réalisées au droit du Séchoir ont permis d'identifier les fondations existantes et leur état apparent.

La fouille F1 met en évidence une semelle isolée superficielle en béton, de dimensions reconnues d'environ 0.50 m de largeur pour 0.45 m de hauteur, avec une assise située vers 0.50 m/TN, reposant sur des argiles latéritiques marron. Le béton est dégradé et les aciers observés sont apparents et fortement oxydés.

La fouille F2 met en évidence un radier ou dallage béton superficiel dégradé, d'environ 0.20 m d'épaisseur, reposant sur des argiles latéritiques marron localement remaniées, avec présence de racines et de gravats. Ces observations traduisent un état de conservation médiocre des ouvrages existants et devront être prises en compte dans l'analyse de la réhabilitation du Séchoir.

Au vu des observations réalisées, les fondations existantes du Séchoir présentent un état de conservation médiocre, avec des dégradations du béton et une oxydation marquée des aciers visibles. En l'état, leur aptitude à reprendre des charges nouvelles ou majorées dans le cadre de la réhabilitation ne peut pas être considérée comme acquise. Toute augmentation ou redistribution significative des charges devra donc être vérifiée par le BET structure, sur la base des descentes de charges projetées et des dimensions réelles des fondations existantes. En l'absence de justification structurelle complémentaire, il conviendra de privilégier soit le maintien des charges à un niveau équivalent à l'existant, soit la mise en œuvre de dispositions de confortement ou de reprise en sous-œuvre adaptées.

3.3 Investigations au droit du Carbet

Au droit du Carbet, les sondages T8 et T9 mettent en évidence des terrains plus homogènes, constitués d'argiles latéritiques marron reposant sur des argiles sableuses marron fermes. Aucune venue d'eau n'a été observée lors des sondages réalisés dans ce secteur au moment des reconnaissances.

Le pénétromètre dynamique PD8 a atteint le refus à 3.2 m/TN, avec une résistance dynamique Qd de 15.3 MPa. Le pénétromètre statique PS9 a également atteint le refus à 3.35 m/TN, avec une résistance de pointe Qc de 22.0 MPa.

Ces résultats traduisent la présence d'un horizon relativement compétent en profondeur, favorable à la réalisation de fondations superficielles sous réserve d'un ancrage adapté dans les horizons fermes.

Horizon	Profondeur indicative	Nature des terrains	Qd moyen estimé PD8	Qc moyen estimé PS9	Commentaire géotechnique
H0	0.0 à 0.2 m/TN	Dalle béton ou terre végétale argilo-sableuse avec racines	Non représentatif	Non représentatif	Horizon superficiel à purger ou à traverser.
H1	0.2 à 1.0 m/TN	Argile latéritique marron	≈ 2 à 4 MPa	≈ 1 à 3 MPa	Horizon de compacité faible à moyenne, sensible aux variations hydriques.
H2	1.0 à 2.4 m/TN	Argile sableuse marron ferme	≈ 4 à 8 MPa	≈ 3 à 8 MPa	Horizon plus homogène et plus compétent, adapté à l'assise des semelles superficielles.
H3	> 2.4 m/TN jusqu'au refus	Argile sableuse compacte à horizon induré	Augmentation jusqu'au refus à 3.2 m/TN, Qd = 15.3 MPa	Augmentation jusqu'au refus à 3.35 m/TN, Qc = 22.0 MPa	Horizon compact/induré confirmant une amélioration nette des caractéristiques avec la profondeur.

Les valeurs moyennes sont estimées à partir des pénétrogrammes et devront être utilisées avec prudence pour le dimensionnement final.

Remarques :

- Les essais de pénétration statique des sols étant des sondages dits « aveugles », la géologie des terrains ainsi que les limites de couches sont interprétées ou extrapolées à partir des valeurs de résistance du sol et des sondages à la tarière ;
- Des variations de faciès et d'épaisseur sont toujours possibles autour des points de sondage et sur la parcelle. Compte tenu de la surface investiguée par rapport à celle concernée par le projet, les caractéristiques indiquées précédemment ont un caractère représentatif mais non absolu.
- La nature des terrains et leur compacité devront, par conséquent, être confirmées lors des travaux.
- La présence de débris d'anciennes maçonneries ou de déchets anthropiques est toujours possible. Tous les matériaux impropres devront impérativement être purgés dans leur intégralité.
- Bien que non rencontré au droit des sondages, la présence d'éperon ou de blocs rocheux reste possible entre les points de sondages.

3.4 Investigations au droit des voiries

Au droit des voiries existantes, les sondages à la tarière manuelle T1 à T7 mettent en évidence une structure superficielle généralement constituée d'un enduit bitumineux de 2 à 3 cm d'épaisseur, reposant le plus souvent sur une couche de GNT d'environ 0.15 à 0.20 m d'épaisseur. Sous cette structure, les terrains sont principalement constitués d'argiles latéritiques marron, localement graveleuses ou remaniées, puis d'horizons argilo-sableux à sableux, marron à gris, très humides et localement lâches, rencontrés à partir d'environ 0.8 à 1.2 m de profondeur selon les secteurs.

La mission G2 AVP GINGER avait déjà mis en évidence une structure de chaussée hétérogène, avec des épaisseurs variables d'ESU, de béton et de graves, ainsi que des refus localisés sur graves ou horizons sableux bruns. Ces

reconnaisances reposaient toutefois principalement sur des carottages ponctuels et ne permettaient pas de caractériser finement la compacité des horizons sous-jacents.

Les investigations complémentaires réalisées dans le cadre de la présente mission G2 PRO, comprenant des sondages à la tarière et des essais au pénétromètre dynamique lourd PD1 à PD7, permettent d'affiner ce diagnostic. Les résultats mettent en évidence des résistances dynamiques contrastées, traduisant l'hétérogénéité latérale des formations rencontrées et la variabilité de compacité des horizons de plateforme.

Pour l'analyse des plateformes de voirie, le critère retenu consiste à vérifier la résistance dynamique Q_d sur les 0.3 m situés sous la GNT ou sous la couche superficielle existante. Lorsque Q_d est supérieure à 4 MPa sur cette tranche, aucun décaissement géotechnique spécifique n'est préconisé.

Sur cette base, les secteurs reconnus par PD3, PD4, PD5 et PD7 présentent une compacité suffisante sous la structure superficielle. Ils ne nécessitent pas de terrassement particulier, hors reprofilage, réglage et compactage de finition.

Les secteurs reconnus par PD2 et PD6 présentent une compacité plus contrastée, avec des valeurs localement inférieures à 4 MPa sous la GNT, sans mise en évidence de niveaux très lâches entre -0.4 et -0.8 m/TN. Ces secteurs pourront être conservés sous réserve d'un compactage renforcé et d'une vérification de la portance en phase travaux.

Le secteur reconnu par PD1 apparaît plus défavorable, avec des valeurs Q_d localement inférieures à 1.5 MPa entre -0.4 et -0.8 m/TN. Les sondages à la tarière indiquent dans ce secteur des argiles sableuses marron, puis des horizons sableux très humides plus en profondeur. Un décaissement localisé des matériaux insuffisamment compactés devra être prévu, suivi d'un recomptage par couches minces, avec contrôle de compactage et de portance.

3.5 Contexte hydrogéologique général

3.5.1 Piézométrie

Lors des reconnaissances réalisées, aucun niveau d'eau n'a été observé au droit des sondages T4, T8 et T9. En revanche, des venues d'eau ou niveaux d'eau ponctuels ont été relevés au droit de plusieurs sondages réalisés en voirie, avec des profondeurs comprises entre environ 0.9 et 1.2 m/TN : 1.0 m/TN en T1, 0.9 m/TA en T2, 1.2 m/TA en T3, 1.0 m/TA en T5, 1.2 m/TA en T6 et 1.0 m/TA en T7. Ces observations correspondent à des constats ponctuels effectués le jour des sondages et ne préjugent pas du caractère stabilisé des niveaux mesurés.

Compte tenu de la nature des terrains rencontrés, constitués d'argiles latéritiques, d'argiles sableuses et d'horizons sableux localement très humides, la présence de circulations d'eau temporaires ou de nappes perchées superficielles ne peut être exclue, notamment en période défavorable. Au stade de la présente étude, il est retenu, à titre d'hypothèse de dimensionnement et de travaux, que des venues d'eau pourront être rencontrées à partir d'environ 0.9 à 1.2 m sous le terrain actuel, principalement au droit des horizons sableux. Ce niveau reste susceptible de fluctuer en fonction des conditions hydrogéologiques et climatiques.

3.5.2 Inondabilité

Selon la cartographie du TRI Inondation de 2016, la zone du Carbet est située en zone à événement de forte probabilité de crue. La carte des hauteurs d'eau centennales de 2016 indique, au droit de cette zone, des hauteurs d'eau inférieures à 1.0 m.

Rappelons toutefois qu'il n'est pas du ressort de Sogetec Ingénierie de statuer sur la mise hors d'eau des bâtiments au regard du risque d'inondation ou de submersion. Des informations plus précises sur le risque réglementaire applicable au site peuvent être fournies dans les documents d'urbanisme, les PPR en vigueur et les études hydrauliques spécifiques.

Ces données d'aménagement hydraulique et de conformité réglementaire n'entrent pas dans le cadre de la présente mission d'étude géotechnique.

4 HYPOTHESES GEOTECHNIQUES ET DISPOSITIONS DE PRINCIPE

Le projet concerne le réaménagement des voiries internes du site de l'IRD de Montabo ainsi que la création de trois fondations ponctuelles destinées à reprendre les charges des poteaux projetés au droit du Carbet.

Les hypothèses et recommandations formulées ci-après sont établies au stade de la mission G2 PRO, sur la base des reconnaissances disponibles et des éléments de projet communiqués à ce jour. Toute modification du projet, notamment en termes de géométrie, altimétrie, charges ou principes constructifs, sera susceptible d'entraîner une révision des conclusions de la présente étude.

Les voiries seront traitées sur la base d'un objectif de plateforme de type PF2. Pour l'analyse des plateformes, le critère retenu consiste à vérifier les résistances dynamiques Q_d sur les 0.3 m situés sous la structure superficielle existante. Lorsque Q_d est supérieure à 4 MPa sur cette tranche, aucun décaissement géotechnique particulier n'est préconisé.

Au droit du Carbet, les investigations mettent en évidence des argiles latéritiques reposant sur des argiles sableuses fermes à compactes. La réalisation de fondations superficielles de type semelles isolées apparaît donc géotechniquement envisageable, sous réserve d'un ancrage adapté dans les horizons fermes et d'un contrôle des fonds de fouille.

Les modalités d'exécution des terrassements et des fondations devront être précisées et justifiées dans le cadre des études géotechniques de réalisation, missions G3 et/ou G4.

5 TERRASSEMENTS

Les recommandations suivantes sont valables pour des conditions normales d'exécution. Elles devront être adaptées en fonction des conditions réellement rencontrées en phase travaux, notamment en cas d'intempéries, de venues d'eau, de sols remaniés ou de matériaux impropres.

5.1 Recommandations générales

Les terrassements devront être réalisés préférentiellement en période sèche. Compte tenu de la sensibilité des horizons argilo-latéritiques et argilo-sableux à l'eau, leur portance peut diminuer rapidement en cas d'humidification ou de remaniement.

Un dispositif provisoire de gestion des eaux devra être mis en œuvre dès le début du chantier afin d'évacuer les eaux de ruissellement hors de l'emprise des travaux et de maintenir les fonds de forme et fonds de fouille hors d'eau. La circulation des engins devra être limitée sur les fonds de forme.

Toute zone de sol remanié, décomprimé, organique ou insuffisamment portante devra être purgée et remplacée par des matériaux d'apport adaptés, correctement mis en œuvre et compactés.

5.2 Terrassements des voiries

Au droit des voiries existantes, la structure superficielle est généralement constituée d'un enduit bitumineux reposant sur une couche de GNT d'environ 0.15 à 0.20 m d'épaisseur. Sous cette structure, les terrains sont principalement constitués d'argiles latéritiques marron, localement graveleuses ou remaniées, puis d'horizons argilo-sableux à sableux très humides et ponctuellement lâches.

Les secteurs reconnus par PD3, PD4, PD5 et PD7 présentent une compacité suffisante sous la structure superficielle existante. Dans ces zones, aucun terrassement géotechnique particulier n'est préconisé, sous réserve de la vérification en phase travaux de l'état de conservation de l'enduit bitumineux et de la GNT actuellement en place. L'enduit bitumineux existant devra être raboté ou purgé s'il est dégradé, fissuré, décollé ou incompatible avec la structure de chaussée projetée. La couche de GNT existante pourra être conservée si elle présente une épaisseur, une homogénéité et une compacité satisfaisantes après contrôle. Dans le cas contraire, elle devra être purgée localement puis remplacée par une GNT d'apport correctement compactée. Les interventions pourront ainsi se limiter, selon l'état réellement constaté, à un reprofilage, un réglage et un compactage de finition avant mise en œuvre de la structure de chaussée projetée. La plateforme support de chaussée devra présenter une classe de portance minimale PF2 après travaux.

Les secteurs reconnus par PD2 et PD6 présentent une compacité plus contrastée, avec des valeurs localement inférieures à 4 MPa sous la structure existante, sans mise en évidence de niveaux très lâches entre -0.4 et -0.8 m/TN. Dans ces zones, l'enduit bitumineux existant devra être purgé ou raboté selon son état de conservation. La couche de GNT existante ne pourra être conservée que sous réserve de la vérification de sa compacité, de son homogénéité et de son épaisseur en phase travaux.

En présence de zones localement remaniées ou insuffisamment compactes, une purge ponctuelle de la GNT et des matériaux sous-jacents pourra être nécessaire sur une épaisseur indicative de l'ordre de 0.20 à 0.40 m sous la structure existante, jusqu'à retrouver un horizon homogène et suffisamment compact. Les matériaux purgés seront remplacés par une GNT d'apport correctement mise en œuvre et compactée par couches successives. Après réglage, compactage et éventuelles purges localisées, le fond de forme devra atteindre au minimum une classe de portance PF1. Les couches de forme et structures de chaussée définitives seront ensuite mises en œuvre afin d'obtenir une plateforme de type PF2 au niveau fini de la plateforme support de chaussée.

Le secteur reconnu par PD1 apparaît plus défavorable, avec des valeurs Qd localement inférieures à 1.5 MPa entre -0.4 et -0.8 m/TN. Les sondages à la tarière mettent en évidence dans ce secteur des horizons argilo-sableux puis sableux très humides. Un décaissement des matériaux insuffisamment portants devra être réalisé sur une profondeur minimale d'environ 0.8 m sous la structure existante, sur l'emprise des ouvrages avec un débord minimal de 0.8 m.

L'enduit bitumineux et la couche de GNT existante seront préalablement purgés sur l'emprise des terrassements. Après purge, le fond de terrassement devra être réceptionné afin de vérifier l'absence de sols remaniés, décomprimés ou insuffisamment portants. Les matériaux d'apport seront ensuite mis en œuvre par couches successives correctement compactées afin de reconstituer la couche de forme. L'épaisseur finale des matériaux d'apport ainsi que de la structure de chaussée devra permettre d'atteindre une plateforme de type PF2 au niveau fini de la plateforme support de chaussée.

Les terrassements seront réalisés en adaptant les talus provisoires aux conditions de sol rencontrées, avec une pente maximale de 2V/3H. En cas de conditions météorologiques défavorables, des dispositions de protection contre l'érosion et le ravinement devront être mises en œuvre.

5.3 Terrassements des fondations du Carbet

Au droit du Carbet, les terrassements concerneront les fouilles des semelles isolées destinées aux trois poteaux projetés. Les investigations réalisées mettent en évidence des argiles latéritiques marron reposant sur des argiles sableuses fermes à compactes. Les solutions de fondations superficielles retenues conduisent à la réalisation de fouilles d'environ 0.6 m de profondeur par rapport au niveau actuel de la voirie.

Les terrassements des nouvelles semelles seront réalisés après ouverture localisée de la dalle existante au droit des poteaux projetés. Compte tenu de la faible profondeur des fouilles, de l'ordre de 0.60 m, celles-ci pourront être réalisées à parois verticales, sous réserve de la stabilité effective des terrains rencontrés et du respect des règles de sécurité en phase chantier.

Les fouilles devront être réalisées avec précaution afin de limiter le remaniement du sol d'assise. Les parois et fonds de fouille devront être protégés contre les venues d'eau, le ravinement et les dégradations liées aux intempéries. En cas d'instabilité locale ou de sols décomprimés, des dispositions provisoires adaptées devront être mises en œuvre par l'entreprise.

Les semelles seront réalisées en pleine fouille, sur un sol d'assise homogène, propre, non remanié et maintenu hors d'eau. Les terrains superficiels altérés, remaniés, décomprimés ou insuffisamment portants devront être purgés avant bétonnage.

Toute zone localement décomprimée ou hétérogène sera purgée et remplacée par un matériau d'apport correctement compacté ou, si nécessaire, par un béton de substitution. Les terrassements seront réalisés préférentiellement en période sèche, compte tenu de la sensibilité des sols latéritiques aux variations hydriques.

Un béton de propreté d'environ 5 à 10 cm d'épaisseur sera mis en œuvre avant le ferrailage et le coulage des semelles, afin d'assurer la propreté du fond de fouille et la qualité de mise en œuvre des fondations.

La réception du fond de fouille devra être réalisée avant bétonnage afin de vérifier la conformité du niveau d'assise, l'homogénéité du sol support et l'absence de sols remaniés ou décomprimés.

Aucune venue d'eau n'a été observée au droit des sondages du Carbet. Toutefois, les fouilles devront être maintenues hors d'eau pendant toute la durée des travaux.

5.4 Matériaux de couche de forme

Les plateformes de voirie devront être reconstituées à l'aide de matériaux adaptés aux conditions géotechniques rencontrées et aux objectifs de portance du projet. Les matériaux mis en œuvre pourront notamment être constitués de GNT d'apport, de matériaux latéritiques graveleux de type B5/B6 ou, localement, de matériaux sableux de type D1/D2 sous réserve de leur conformité aux exigences de compactage et de portance.

Dans les secteurs courants reconnus par PD2 à PD7, les éventuelles purges localisées pourront être reconstituées à l'aide de matériaux granulaires correctement compactés par couches successives.

Dans le secteur reconnu par PD1, caractérisé par des horizons argilo-sableux à sableux très humides et insuffisamment portants, le décaissement d'environ 0.8 m devra être reconstitué par des matériaux sélectionnés de bonne qualité géotechnique, de type latérite graveleuse B5/B6 ou matériau granulaire équivalent, correctement mis en œuvre et compactés par couches successives.

L'épaisseur finale de la couche de forme et des éventuelles couches de substitution devra être adaptée aux résultats des contrôles de portance réalisés en phase travaux ainsi qu'aux exigences de la structure de chaussée retenue. L'objectif minimal à atteindre est une plateforme de type PF2 au niveau fini de la plateforme support de chaussée.

5.5 Réception des plateformes

Les fonds de forme devront présenter une classe de portance minimale PF1 avant mise en œuvre des couches de forme et des structures de chaussée. À titre indicatif, une PF1 correspond généralement à un module EV2 compris entre 20 et 50 MPa.

Après réalisation des couches de forme et compactage des matériaux d'apport, les plateformes définitives devront atteindre une classe de portance PF2. À titre indicatif, les critères suivants pourront être retenus :

- PF1 en fond de forme : $20 \text{ MPa} \leq \text{EV2} < 50 \text{ MPa}$;
- PF2 en plateforme définitive : $\text{EV2} \geq 50 \text{ MPa}$;
- $\text{EV2}/\text{EV1} \leq 2.2$.

La réception devra être réalisée par essais adaptés, notamment essais à la plaque de type EV2 et/ou contrôles pénétrométriques. Les critères devront être vérifiés au droit des différentes zones et adaptés si nécessaire aux exigences du projet.

5.6 Drainage en phase chantier et définitive

En phase chantier, un système provisoire de drainage, par rigoles, fossés ou pompage localisé, devra être mis en œuvre afin d'évacuer les eaux de ruissellement et de maintenir les plateformes et fouilles hors d'eau.

En phase définitive, les voiries et plateformes devront présenter des pentes suffisantes pour assurer l'évacuation des eaux vers les dispositifs de drainage prévus au projet. Un entretien régulier de ces dispositifs devra être assuré afin de garantir leur efficacité dans le temps.

6 FONDATIONS SUPERFICIELLES DES POTEAUX DU CARBET

Compte tenu des éléments précédents, un système de fondations superficielles par semelles isolées peut être retenu pour les trois poteaux projetés du Carbet. Les semelles seront ancrées d'au moins 0.60 m sous la base de la dalle existante, après ouverture localisée de celle-ci, et devront reposer sur un sol d'assise homogène, non remanié et correctement réceptionné avant bétonnage.

Les semelles seront coulées en pleine fouille. Cela assurera un parfait contact latéral entre le sol et les fondations, et ainsi limitera le risque de glissement horizontal de ces dernières.

6.1 Calcul de la capacité portante

Calcul de q_{net} , contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle selon la méthode statique :

Le pré dimensionnement des fondations mené à partir des résultats au pénétromètre statique, est conforme à la norme NFP 94-261 de juin 2013 (Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles).

La contrainte q_{net} du terrain sous une fondation est déterminée à partir de la relation suivante :

$$q_{net} = k_c * q_{ce} * i_{\delta\beta}$$

Avec :

k_c : facteur de portance pénétrométrique qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol,

γ : masse volumique du sol, déjaugé partiellement le cas échéant,

q_{ce} : résistance de pointe équivalente calculée comme la valeur moyenne des résistances de pointes nettes sur une profondeur de 1.5 B situé sous la fondation,

$i_{\delta\beta}$: coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la charge et de la géométrie du sol de fondation.

Capacité portante :

On s'assurera que la charge verticale transmise par la fondation superficielle au terrain V_d est inférieure à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle $R_{v;d}$:

$V_d - R_0 \leq R_{v;d}$	$R_{v;d} = R_{v;k} / Y_{R,v}$	$R_{v;k} = A' * q_{net} / Y_{R,d;;v}$
--------------------------	-------------------------------	---------------------------------------

Avec :

- R_0 est la valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux – ici négligé,
- $R_{v;d}$: valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle,
- $\gamma_{R;v}$: facteur partiel à considérer, égale à 2.3 à l'ELS quasi-permanent et caractéristique et 1.4 à l'ELU pour les situations durables et transitoires,
- $R_{v;k}$: valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle,
- A' : surface effective de la base d'une fondation superficielle,
- q_{net} : contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle,
- $\gamma_{R;d;v}$: coefficient de modèle lié à la méthode de calcul utilisée pour le calcul de la contrainte q_{net} (1.2 pour la méthode pénétrométrique et statique).

6.2 Mode de calcul des tassements

Le calcul des tassements sous fondations est mené à partir de la formule donnée par l'annexe J de la norme NF P 94-261 de juin 2013, mise à jour en février 2017 :

J.4.1 Cas général

(1) Il est possible d'estimer le tassement d'une fondation de grandes dimensions en considérant que la déformation uniaxiale des sols est prépondérante. La relation suivante peut alors être utilisée :

$$s = q \int \frac{I_z}{D(z)} dz \quad (J.4.1.1)$$

q est la contrainte appliquée par la fondation à la surface du sol ;

I_z est le coefficient d'influence déterminé à partir de la théorie de Boussinesq ;

$D(z)$ est le module du sol à la profondeur z qui peut être déterminé de deux manières, en prenant en compte dans tous les cas le niveau de contrainte et de déformation auquel le sol est soumis :

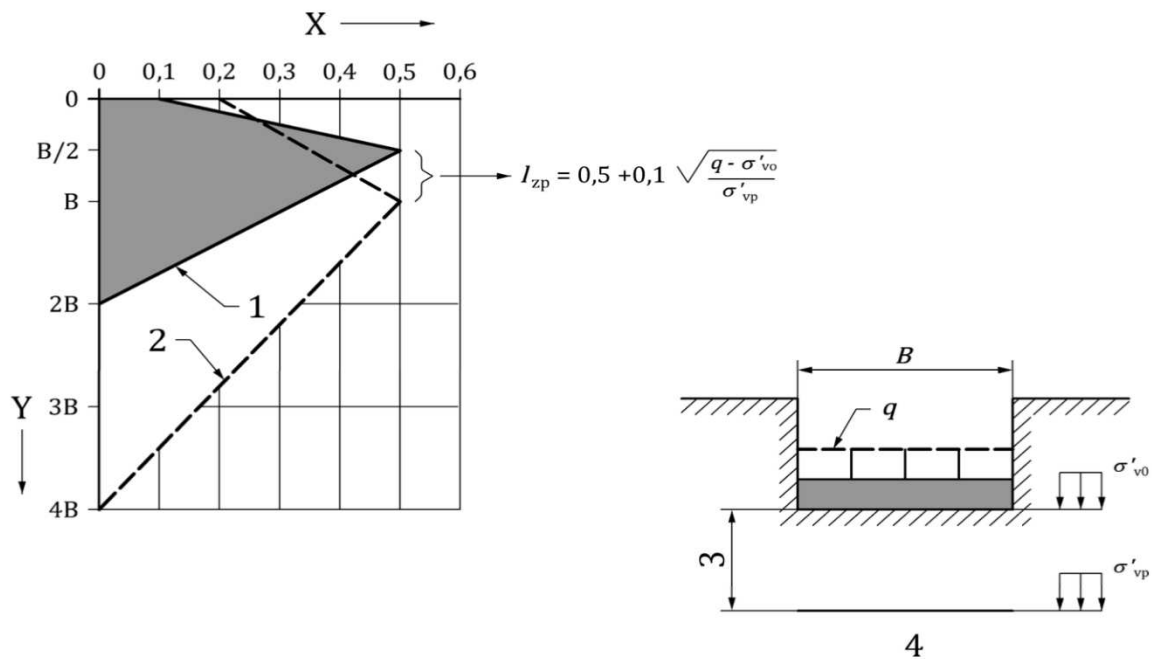
— $D(z)=M(z)$ dans le cas de fondations de grandes dimensions où les déformations du sol peuvent être considérées comme unidimensionnelles ;

J.2.3 Détermination du module unidimensionnel par corrélation avec l'essai pénétrométrique

(1) Pour des calculs de tassement à l'ELS quasi-permanent, le module unidimensionnel (de type oedométrique) M peut être estimé à partir de la résistance de pointe mesurée au pénétromètre statique mécanique ou hydraulique selon la relation suivante (Méthode de Sanglerat) :

$$M = \alpha \cdot q_c \quad (J.2.3)$$

(4) La Figure I.1 représente la courbe du facteur d'influence de la déformation verticale I_z , pour des fondations superficielles axisymétriques (circulaires et carrées) et pour des fondations à déformation plane (semelles filantes).



Légende :

X Facteur d'influence de la déformation verticale sous une semelle rigide I_z

Y Profondeur relative sous le niveau de la semelle

1 Axisymétrique ($L/B = 1$)

2 Déformation plane ($L/B > 10$)

3 $B/2$ (axisymétrique) ; B (déformation plane)

4 Valeur de I_{zp} pour la profondeur relative considérée sous la semelle

Figure I.1 — Facteur d'influence des déformations

6.3 Prescriptions générales

Comme critères définissant le niveau d'assise, on retiendra le plus restrictif :

- Ancrage minimal des semelles isolées de 0.6 m/structure de chaussée existante ;
- Respect de la norme NF P 94-261 pour les fondations à niveaux décalés, mitoyennes ou à proximité de talus : règle des 3 de base pour 1 de hauteur entre arêtes de fondations et/ou pied de talus pour les semelles isolées ;
- Purges préalables des terrains en place telles que définies précédemment.

Les autres dispositions constructives liées à ce principe de fondation sont :

- Béton dosé à 250 kg minimum (350 kg minimum dans l'eau),
- Nécessité d'une rigidification avec ferrailage (avec aciers croisés dans les angles),
- Chaînage haut et bas,
- Classe de béton minimale : C25/30, avec une résistance minimale XC2 à l'agressivité de l'eau si absence d'analyses chimiques préalable.

6.4 Contraintes admissibles sous semelles isolées

Les contraintes admissibles pour 4 tailles de semelles isolées ont été calculées à partir des résultats du sondage PS9 dans le tableau ci-dessous :

Taille de semelle isolée	Sondage	qce (MPa)	kc	qnet (MPa)	ELU (kPa)	Qmax ELU (kN)	ELS (kPa)	Qmax ELS (kN)
0.4m	PS9	2.49	0.34	0.851	507	81	308	49
0.5m	PS9	2.49	0.33	0.81	482	121	293	73
0.6m	PS9	2.36	0.34	0.79	470	169	286	103
0.7m	PS9	2.36	0.32	0.76	451	221	275	135

Les calculs conduisent à des contraintes admissibles aux ELS comprises entre 275 et 308 kPa, pour des semelles isolées de 0.40 à 0.70 m de côté.

Les charges transmises au droit de chaque poteau étant comprises entre 10 et 20 kN, les capacités admissibles calculées aux ELS, comprises entre 49 et 135 kN selon la dimension de semelle, sont largement supérieures aux sollicitations du projet.

Par prudence, la contrainte admissible aux ELS sera limitée à 275 kPa sous semelles isolées, sous réserve de la réception des fonds de fouille et de la validation des descentes de charges définitives.

6.5 Estimation des tassements

Les tassements présentés ci-dessous sont calculés pour une contrainte correspondant à un effort de 10 kN et pour la contrainte maximale de **275 kPa** aux ELS.

Il appartient au BET Structures de statuer sur l'admissibilité des tassements vis à vis de la pérennité de l'ouvrage.

Taille de semelle isolée	Chargement (kN)	Contrainte (kPa)	Tassement (cms)
0.4m	10.00	62.50	Entre 0.2 et 1.2 cms
0.5m	10.00	40.00	Entre 0.1 et 1.1 cms
0.6m	10.00	27.78	Entre 0.1 et 1.1 cms
0.7m	10.00	20.41	Entre 0.1 et 1.1 cms
0.4m	44.00	275.00	Entre 0.8 et 1.8 cms
0.5m	68.75	275.00	Entre 1.0 et 2.0 cms
0.6m	99.00	275.00	Entre 1.2 et 2.2 cms
0.7m	134.75	275.00	Entre 1.4 et 2.4 cms

Les tassements totaux estimés sous semelles isolées restent modérés. Pour les charges de service du projet, comprises entre 10 et 20 kN par poteau, les tassements attendus sont de l'ordre de quelques millimètres à environ 1.2 cm pour des semelles de 0.40 à 0.70 m de côté.

À titre de vérification complémentaire, pour une contrainte maximale de 275 kPa, les tassements calculés restent compris entre environ 0.8 et 2.4 cm selon la dimension de la semelle. Ces valeurs demeurent compatibles avec des fondations superficielles, sous réserve d'un sol d'assise homogène et correctement réceptionné.

Au vu de la nature latéritique des sols rencontrés et des charges modérées du projet, des fondations superficielles par semelles isolées constituent une solution adaptée. Les semelles devront toutefois être reliées par des longrines ou par une structure suffisamment rigide afin de limiter les effets de tassements différentiels entre poteaux.

7 STRUCTURE DES VOIRIES ET PARKINGS

Pour le dimensionnement des structures types, nous avons utilisé les documents de référence.

Le projet comporte l'aménagement de zones de voiries et de parkings VL, comportant :

- Des parkings privés pour chacun des bâtiments,
- Une zone de voirie d'accès.

Les zones de parking sont non structurantes, dimensionnées sur 20 ans.

Les chaussées sont dimensionnées vis-à-vis du trafic poids lourds. En France, l'essieu de référence est l'essieu isolé à roues jumelées de 130 kN.

7.1 Hypothèses de trafic

Les voiries et parkings VL sont dimensionnés pour un trafic de 1 poids lourd (PL) par jour. Les hypothèses complémentaires suivantes ont été prises en compte :

- Voirie non structurante VNRS,
- Véhicule Poids Lourd de plus de 3,5 tonnes,
- T : trafic PL moyen journalier annuel = 1 PL/j,
- d : durée de service = 20 ans,
- t : taux de croissance annuel = 2 % base année de mise en service,
- Facteur d'agressivité moyen Sol et GNT en lotissement : $CAM_{sol/GNT} = 0.4$,

- Coefficient de Poisson pour Sol, GNT et Enrobé : $\nu = 0.35$

Le trafic cumulé de Poids Lourds $TC_{20 \text{ ans}}$ est obtenu par la relation suivante :

$$TC_{20 \text{ ans}} = 365 \times T \times C$$

$$\text{Avec } C = d * \left(1 + \frac{t(d-1)}{2}\right) = 23,8$$

On obtient donc ici : $TC_{20 \text{ ans}} = 8\,687$ PL pour un trafic de 1 PL/j.

Le nombre NE d'essieu standard de 13 t, utilisé pour dimensionner la structure de chaussée est donné par la formule suivante :

$$NE = TC_{20 \text{ ans}} \times CAM$$

Ainsi nous obtenons le nombre cumulé d'essieux équivalent 13 t suivants :

$$NE = 3\,474 \text{ pour un trafic de 1 PL/j}$$

7.2 Structure de chaussée

Après terrassement des plateformes de voirie tels que décrits précédemment, une structure définitive de voirie VL pourra être aménagée :

- Soit en béton ferrailé, directement sur la couche de forme, comprenant :
 - 17 cm de BC5 (14 cm seulement si béton de ciment goujonné BCg5)
 - Un joint longitudinal médian en continu,
 - Des joints de retrait/flexion transversaux tous les 4,25 m (3,50 m si BCg5),
- Soit une structure bitumineuse souple avec :
 - Soit une couche de base de 25 cm GNT 0/20 ou 0/31,5 mm + un revêtement bitumineux bicouche
 - Soit une couche de base de 20 cm en GNT 0/20 ou 0/31,5 mm,+ une couche de roulement de 5 cm BBSG

Légende :

BC5 : Béton de Ciment de Classe 5 ; BBSG : Béton Bitumineux Semi Grenu ; GNT : Graves Non Traitées

L'entreprise devra valider ou pourra proposer des structures différentes dans la mesure où elles sont équivalentes (à justifier par note technique).

La structure de chaussée devra être vérifiée en fonction de la circulation effective prévue sur la voirie.

Lors de la réalisation des travaux, la plus grande attention sera portée sur les points suivants :

- Contrôle du niveau de portance de la plateforme,
- Respect des épaisseurs préconisées,
- Contrôle de la qualité des matériaux mis en œuvre et de leur compacité.

8 CONCLUSION

Les investigations géotechniques réalisées dans le cadre de la présente mission G2 PRO ont permis de préciser les conditions géotechniques au droit des voiries du site de l'IRD de Montabo, des fondations existantes du Séchoir ainsi que de la zone du Carbet destinée à recevoir trois nouveaux poteaux fondés superficiellement.

Au droit du Séchoir, les fouilles de reconnaissance mettent en évidence des fondations superficielles existantes localement dégradées, avec béton altéré et aciers oxydés. En l'état, leur aptitude à reprendre des charges nouvelles ou majorées ne peut être considérée comme acquise sans vérifications structurelles complémentaires. Toute augmentation significative des charges devra être justifiée par le BET structure et pourra nécessiter des dispositions de confortement ou de reprise en sous-œuvre.

Au droit du Carbet, les investigations mettent en évidence des argiles latéritiques reposant sur des argiles sableuses fermes à compactes, favorables à la réalisation de fondations superficielles. Les calculs réalisés à partir du sondage pénétrométrique PS9 montrent que les capacités portantes des sols sont largement compatibles avec les charges modérées du projet, estimées entre 10 et 20 kN par poteau. Des semelles isolées de 0.40 × 0.40 m ancrées à environ 0.60 m sous le niveau actuel de la voirie apparaissent adaptées, sous réserve de la réception des fonds de fouille et de la validation des descentes de charges définitives. Les tassements estimés restent faibles et compatibles avec ce type d'ouvrage.

Concernant les voiries, les investigations complémentaires G2 PRO ont permis d'affiner les conclusions de la mission G2 AVP grâce à la réalisation de sondages à la tarière et d'essais au pénétromètre dynamique. Les résultats mettent en évidence une hétérogénéité des plateformes existantes, avec des secteurs présentant une compacité satisfaisante et d'autres nécessitant des purges localisées et un recompactage des horizons insuffisamment portants. Les plateformes définitives devront atteindre une classe de portance PF2, après obtention d'un fond de forme minimal PF1 et mise en œuvre des couches de forme adaptées.

Les terrassements devront être réalisés préférentiellement en période sèche, avec maintien hors d'eau des plateformes et fonds de fouille. Compte tenu de la présence possible de circulations d'eau superficielles au sein des horizons sableux, une attention particulière devra être portée à la gestion des eaux en phase chantier.

Enfin, les présentes conclusions sont établies sur la base des reconnaissances ponctuelles réalisées dans le cadre de la mission G2 PRO. La nature et la compacité réelles des terrains devront être vérifiées lors des travaux. Les modalités définitives d'exécution, les contrôles de portance ainsi que les éventuelles adaptations liées aux conditions rencontrées en phase chantier devront être validés dans le cadre des missions géotechniques de réalisation G3 et/ou G4.

Les présentes conclusions restent valables sous réserve de l'absence de modifications significatives du projet et de la confirmation, en phase travaux, des hypothèses géotechniques retenues.

ANNEXE 1

RAPPEL DES MISSIONS GEOTECHNIQUES

NF P 94 - 500 (Novembre 2013)
Missions d'ingénierie géotechnique
Classification et spécifications

Tableau 1. Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

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

NF P 94 - 500 (Novembre 2013)
Missions d'ingénierie géotechnique - Classification et spécifications
Tableau 2. Classification des missions d'ingénierie géotechnique

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.

NF P 94 - 500 (Novembre 2013)**Missions d'ingénierie géotechnique - Classification et spécifications**

Tableau 2. Classification des missions d'ingénierie géotechnique

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.

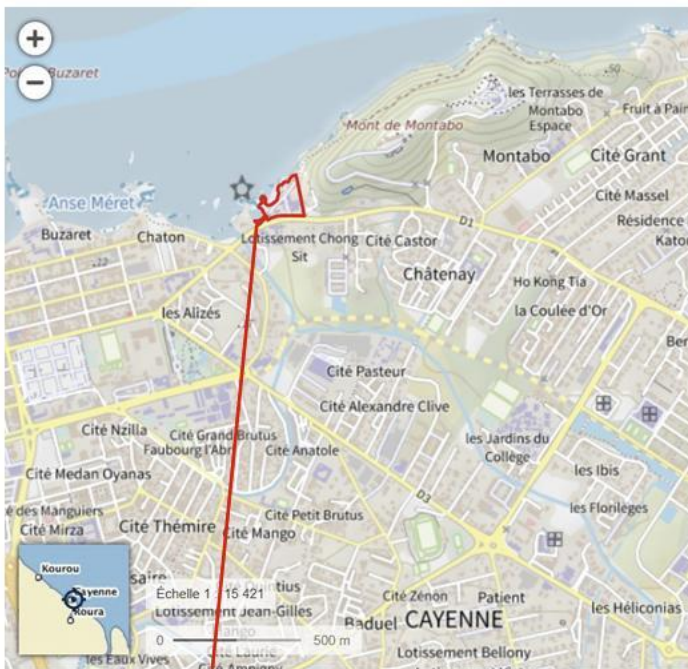
DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

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

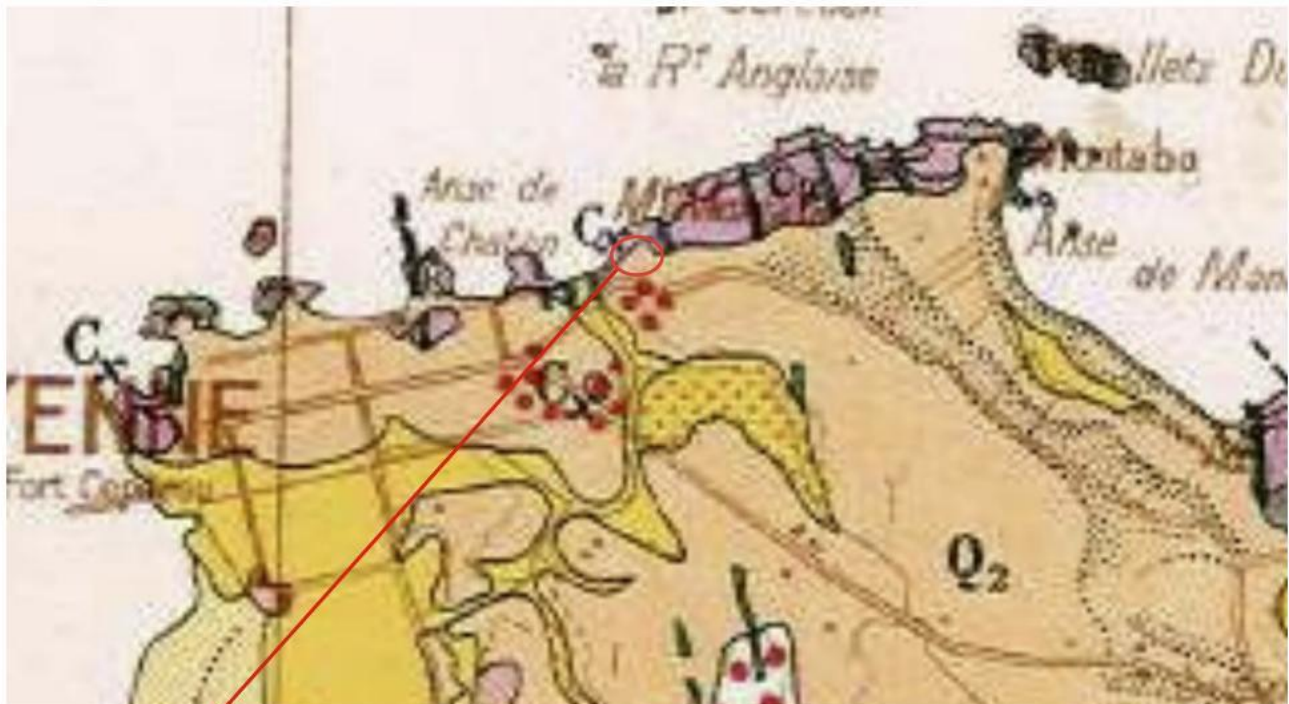
PLANS DE SITUATION ET CARTOGRAPHIES



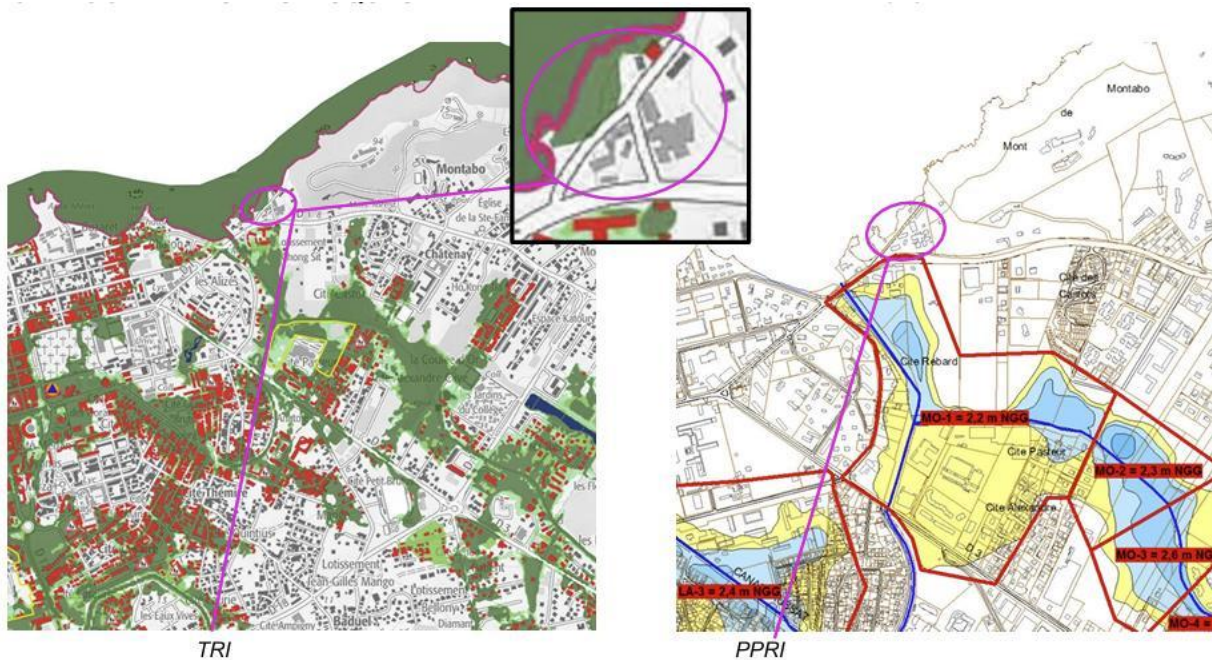
Carte IGN (Géoportail)



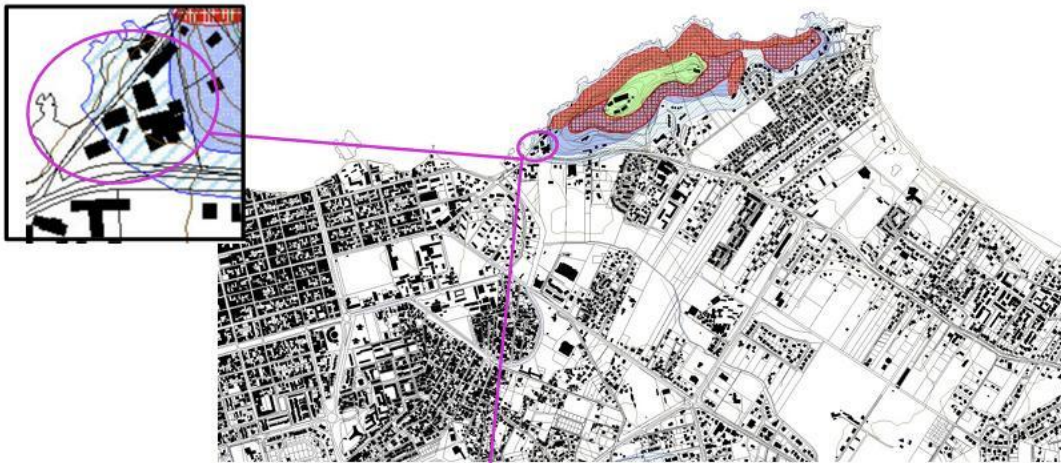
Vue aérienne (Géoportail)



Carte géologique : Intersection entre dépôts marins de la série de la Coswine et Terrains métamorphiques anciens de la série de l'île de Cayenne, entrecoupée de filons de Dolérites (ω)
 --> Argiles rouges et blanches, grès tendres jaunes, sables argileux et gravillons (Q₂)
 --> Para et ortho amphibolites (C₁)



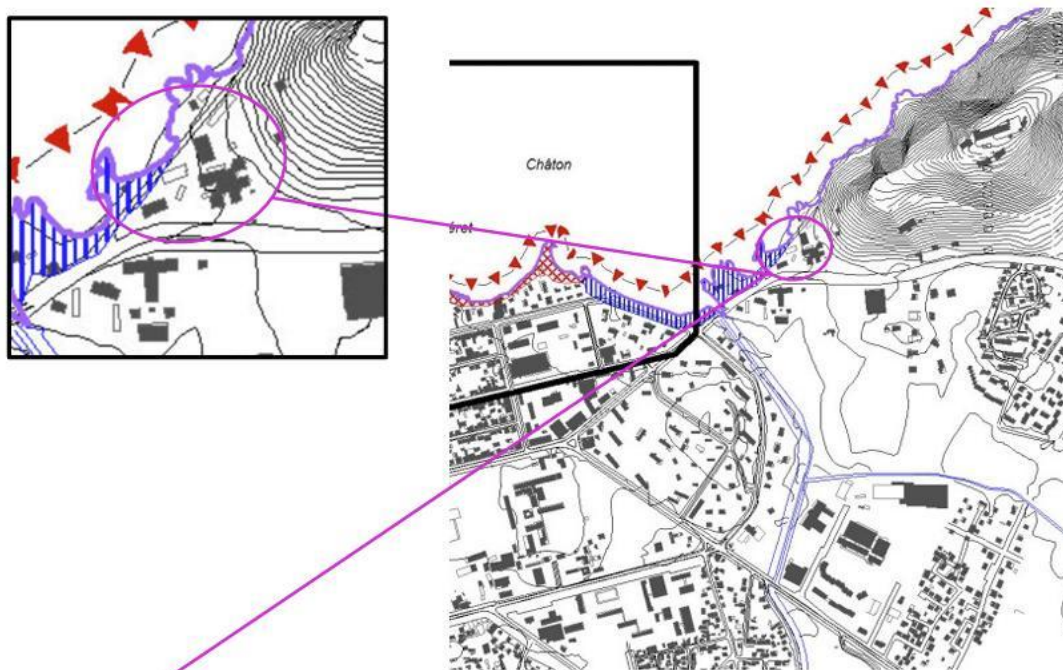
TRI (2016) : Zone carbet en zone à évènement à forte probabilité de crue
Selon l'ancien zonage PPRI (2001) : zone non cartographiée



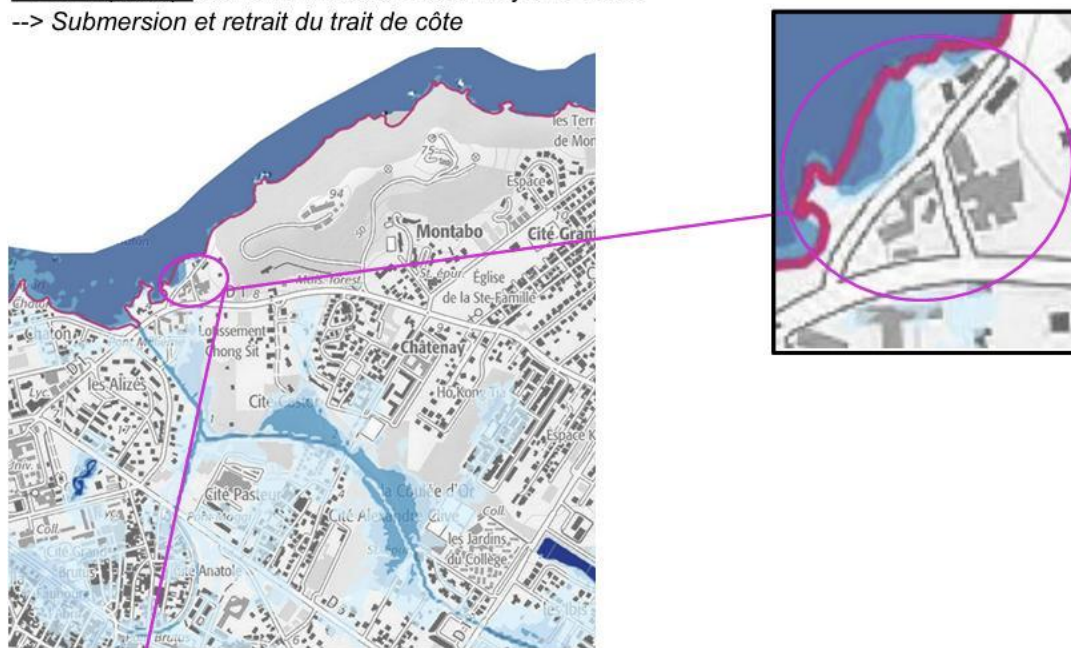
PPR Mouvement de Terrain (2001) :

- . Tiers Ouest en zone hors aléa de mouvement de terrain
- . Tiers central en zone de précaution B3, aléa faible à nul
- . Tiers Est en zone d'aléa moyen B2 pour les glissements de faible ampleur et les coulées de débris

--> Impacts de glissements de grande ampleur envisageables



PPR Lit (2001) : en limite de zone d'aléa moyen à faible
--> Submersion et retrait du trait de côte

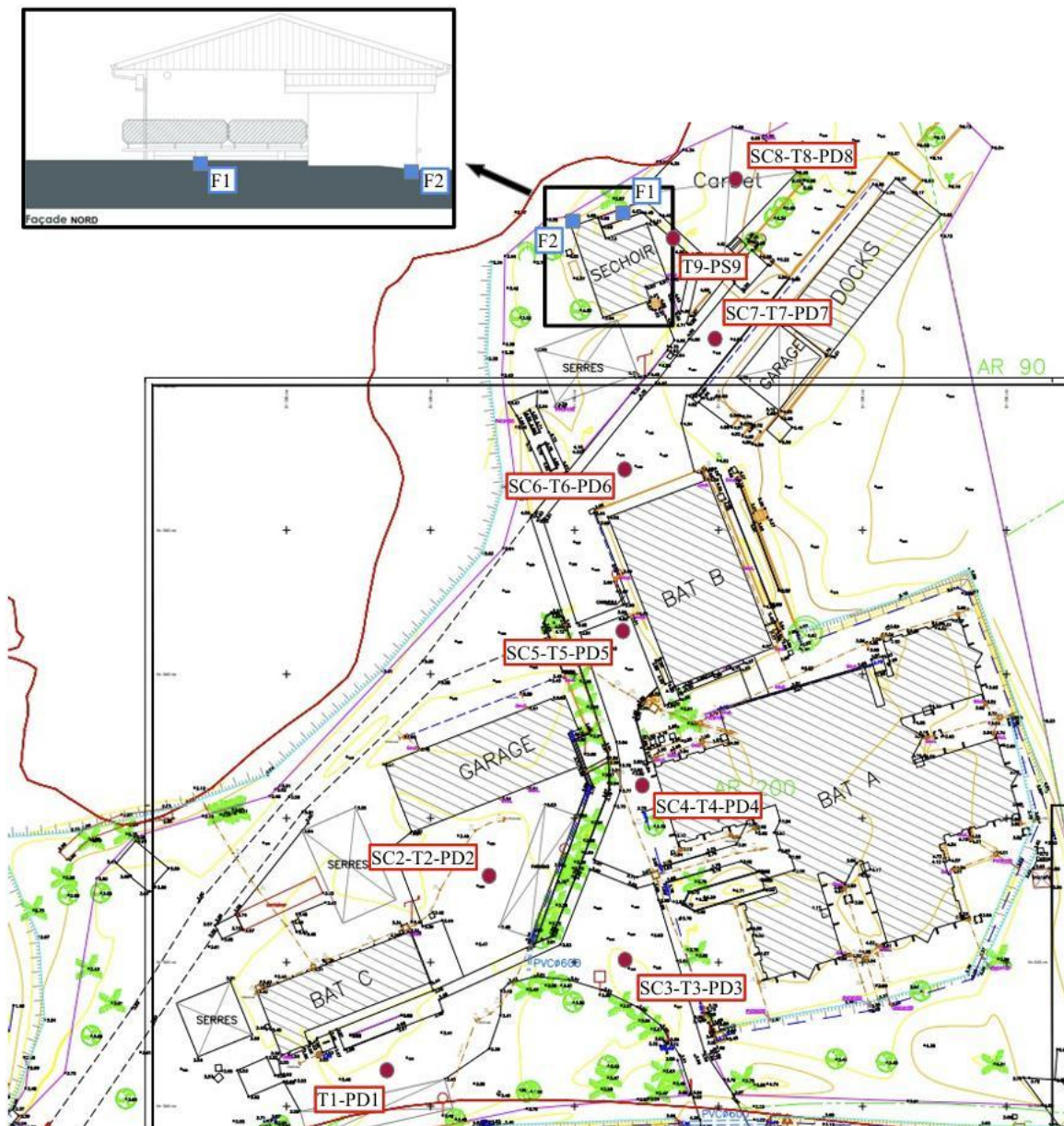


Carte des hauteurs d'eau centennales (2016)
Zone Carbet < 1,0 m

ANNEXE 3

PLAN D'IMPLANTATION

- T-PD-PS : Tarière Manuelle – Pénétrromètre Lourd TG 63-150 - Pénétrromètre Statique
- F : Fouille de fondation



ANNEXE 4

ESSAIS IN SITU EFFECTUES

- Tarières manuelles,
- Fouilles de fondation,
- Essais au pénétromètre dynamique et statique.



Tarières manuelles

T1 *Bord de voirie*

Z ≈ 3,3 m NGG

Sondage réalisé le 25/03/2026

0,0 m		Voirie	0,0 m/TN
	Argile latéritique marron	3 cm d'enduit superficiel bitumineux	
		18 cm de GNT	
		0,18 à 0,5 m : argile latéritique marron	
0,50 m	Argile sableuse marron		
1,0 m	Sable marron, très humide et lâche		
1,60 m	Argile sableuse marron, lâche		
2,00 m	Sable marron, ferme		
2,50 m	Sable marron / gris, très humide		
2,60 m	Arrêt		

Niveau d'eau observé à 1,0 m/TN (le jour du sondage)



Emplacement T1 PD1

1,3 m/TN

2,6 m/TN



T2 Voirie
Z ≈ 3,4 m NGG

Sondage réalisé le 25/03/2026

+ 0,03 m	Enduit superficiel bitumineux
0,0 m	GNT
0,18 m	Argile latéritique marron
1,00 m	Refus

Niveau d'eau observé à 0,9 m/TA (le jour du sondage)



Emplacement SC2-T2-PD2

T3 Voirie

Sondage réalisé le 25/03/2026

 $Z \approx 3,5 \text{ m NGG}$

+ 0,03 m	Enduit superficiel bitumineux
0,0 m	Argile latéritique marron + gravats
0,2 m	Argile latéritique marron
0,80 m	Sable marron, très humide
1,40 m	Arrêt sur éboulement des parois

Niveau d'eau observé à 1,2 m/TA (le jour du sondage)



Emplacement SC3-T3-PD3

T4 Voirie
 $Z \approx 3,8 \text{ m NGG}$

Sondage réalisé le 25/03/2026

+ 0,03 m	Enduit superficiel bitumineux
0,0 m	GNT
0,2 m	Argile latéritique marron, très raide
0,90 m	Refus

Pas d'eau observée dans le sol (le jour du sondage)



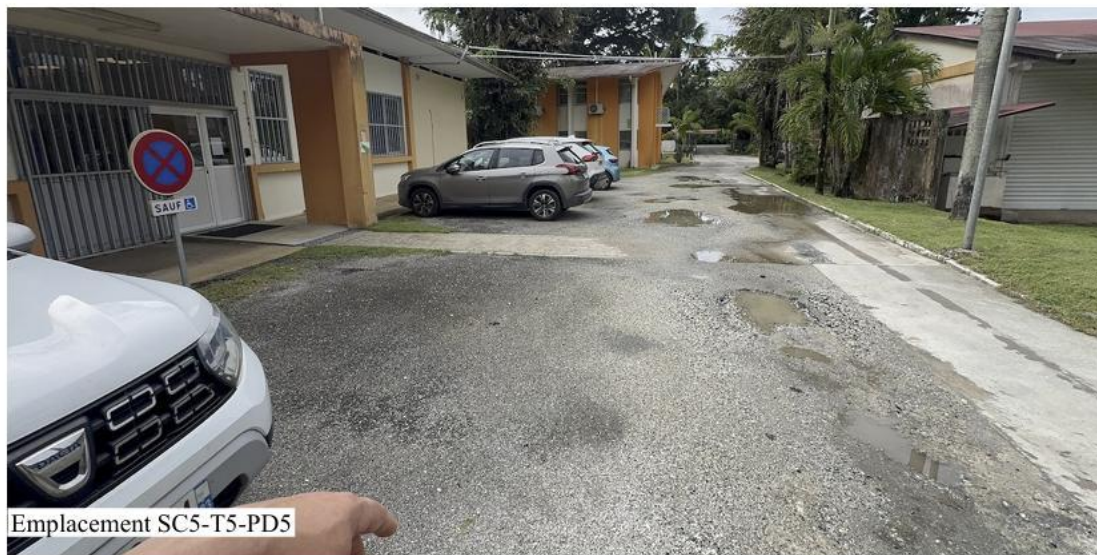
Emplacement SC4-T4-PD4

T5 Voirie
Z ≈ 3,9 m NGG

Sondage réalisé le 25/03/2026

+ 0,02 m	Enduit superficiel bitumineux
0,0 m	GNT
0,15 m	Argile latéritique marron
1,20 m	Sable marron, très humide et lâche
1,60 m	Sable marron, lâche
2,00 m	Argile sableuse marron orangé, raide
2,10 m	Refus

Niveau d'eau observé à 1,0 m/TA (le jour du sondage)



Emplacement SC5-T5-PD5

T6 Voirie
 $Z \approx 4,1 \text{ m NGG}$

PROJET DE REHABILITATION

Sondage réalisé le 25/03/2026

+ 0,03 m	Enduit superficiel bitumineux
0,0 m	Argile latéritique marron + graves
0,20 m	Argile latéritique marron
1,00 m	Argile sableuse marron, lâche
1,60 m	Sable marron, très humide et lâche
2,10 m	Arrêt – Les parois s'effondrent

Venue d'eau observée à 1,2 m/TA (le jour du sondage)



Emplacement SC6-T6-PD6

T7 Voirie
Z ≈ 4,7 m NGG

Sondage réalisé le 25/03/2026

+ 0,03 m	Enduit superficiel bitumineux
0,0 m	GNT
0,2 m	Argile latéritique marron
0,80 m	Sable marron, très humide
1,60 m	Arrêt sur éboulement des parois

Venne d'eau observée à 1,0 m/TA (le jour du sondage)



T8 Zone carbet

Sondage réalisé le 25/03/2026

0,0 m	Dalle en béton
0,2 m	Argile latéritique marron
1,0 m	Argile sableuse marron, ferme
2,40 m	Arrêt

Pas d'eau observée dans le sol (le jour du sondage)



Emplacement SC8-T8-PD8

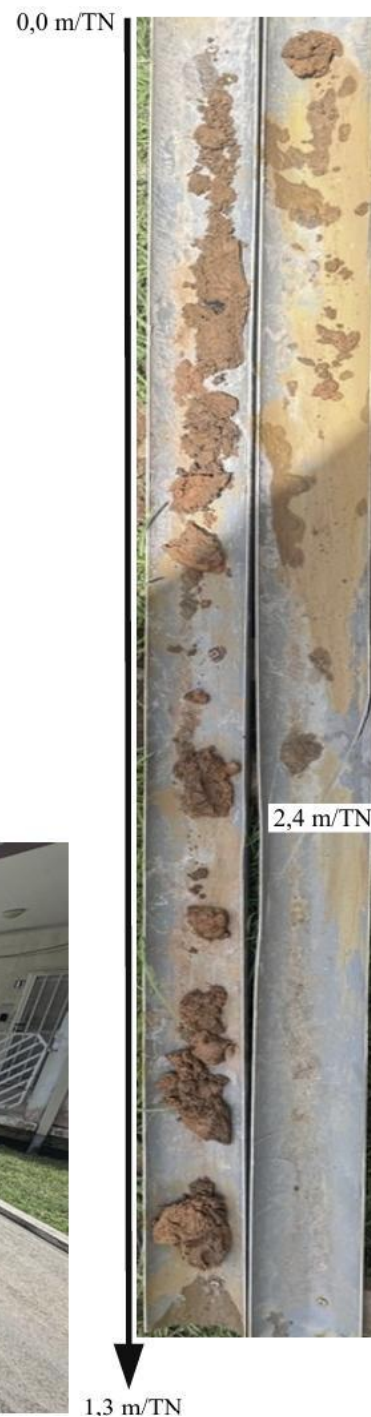
T9 Zone carbet
 $Z \approx 4,5 \text{ m NGG}$

0,0 m	Terre végétale argilo-sableuse noire + racines
0,10 m	Argile latéritique marron
1,0 m	
2,40 m	Argile sableuse marron, ferme (peu de remontée de matériau)
2,40 m	Arrêt

Pas d'eau observée dans le sol (le jour du sondage)



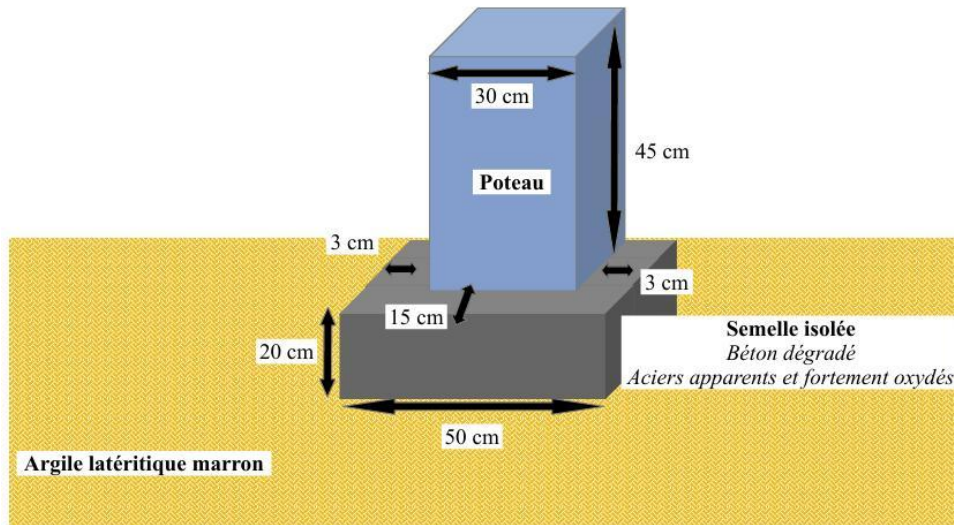
Sondage réalisé le 25/03/2026



Fouille de fondation

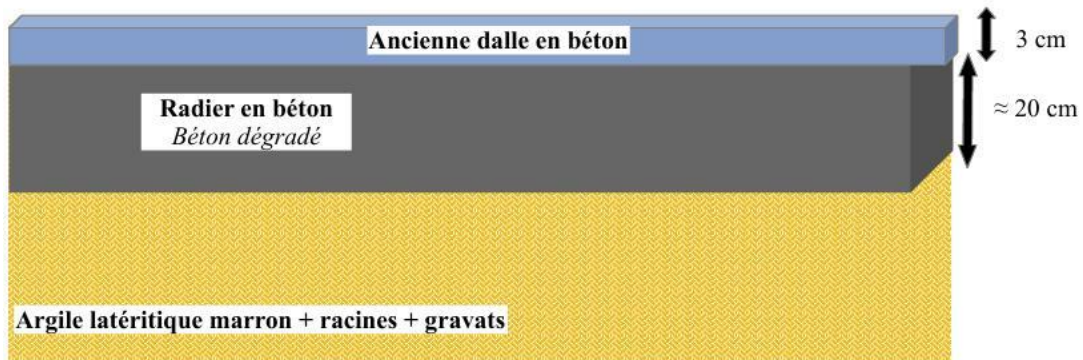
F1 Zone séchoir

Sondage réalisé le 25/03/2026



F2 **Zone séchoir**

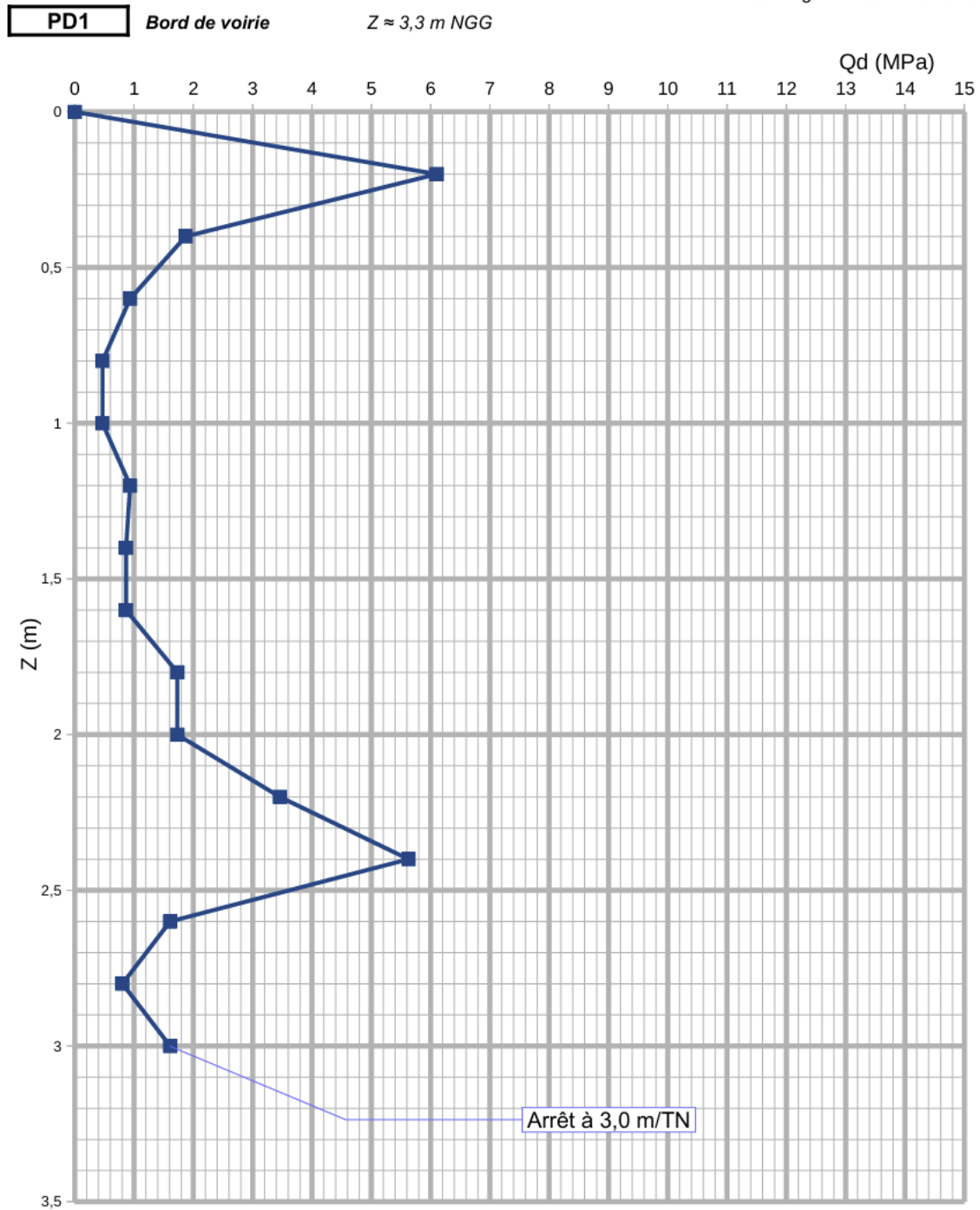
Sondage réalisé le 25/03/2026



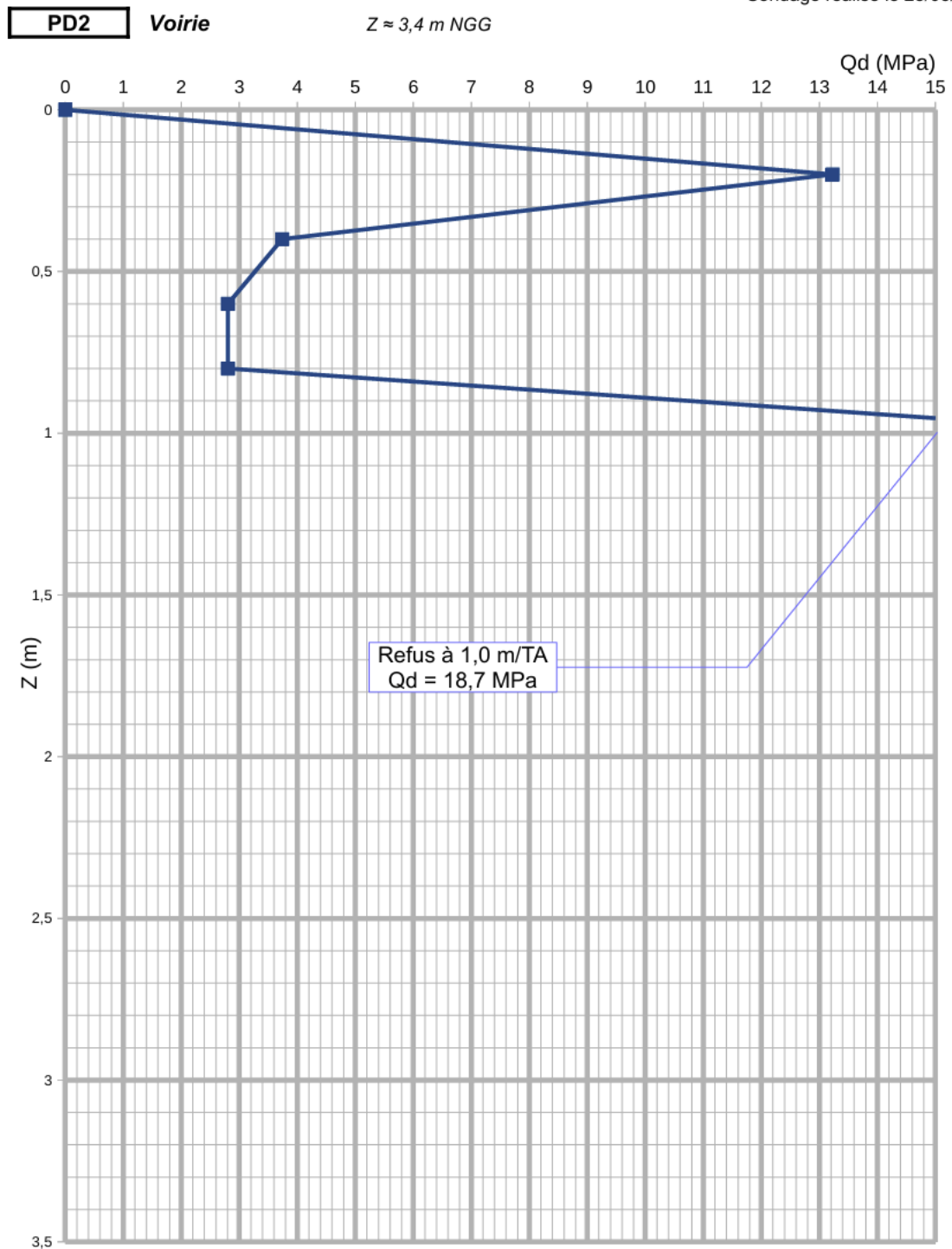
Vue de la fouille F2

Pénétrogramme dynamique lourd TG63-150

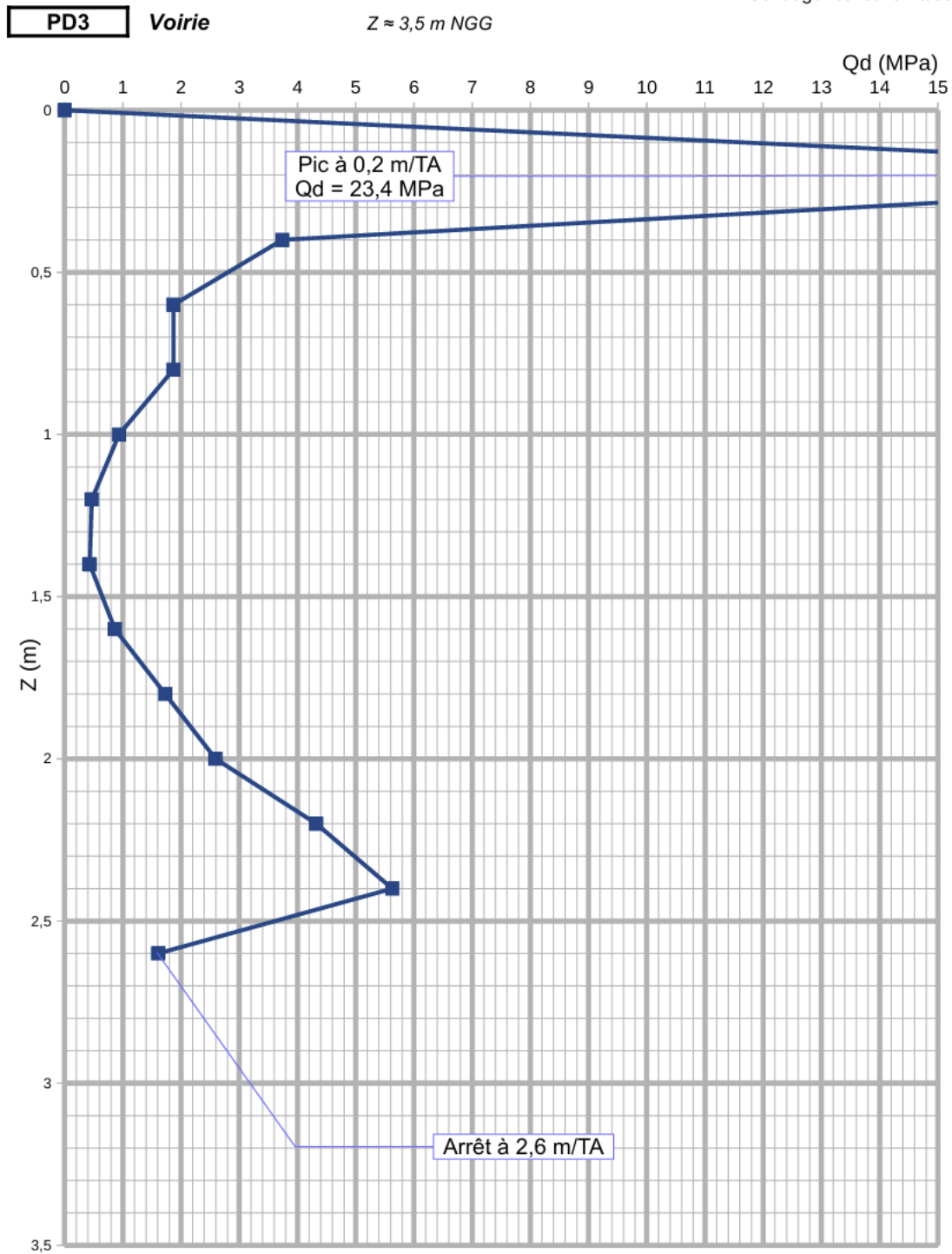
Sondage réalisé le 25/03/2026



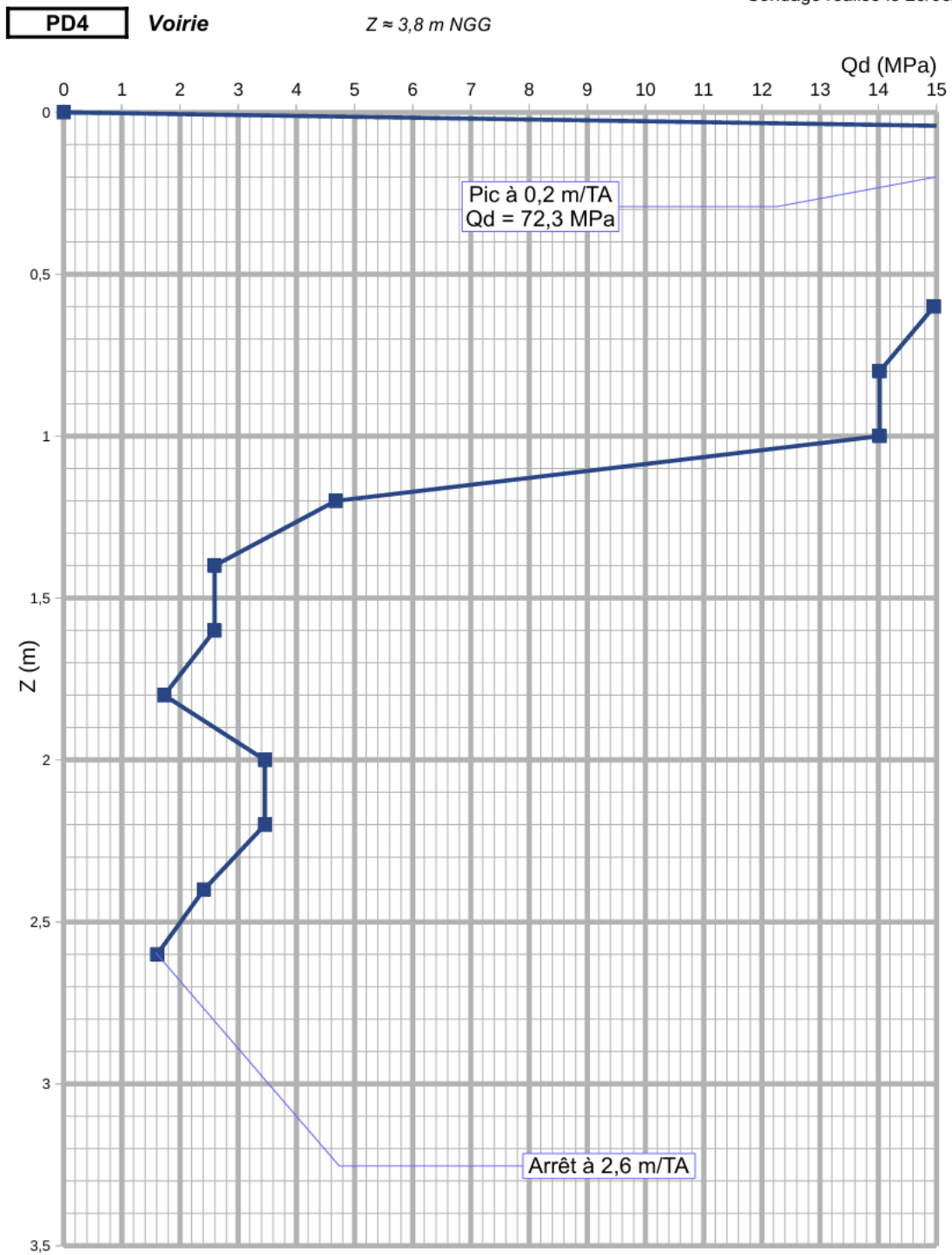
Sondage réalisé le 25/03/2026



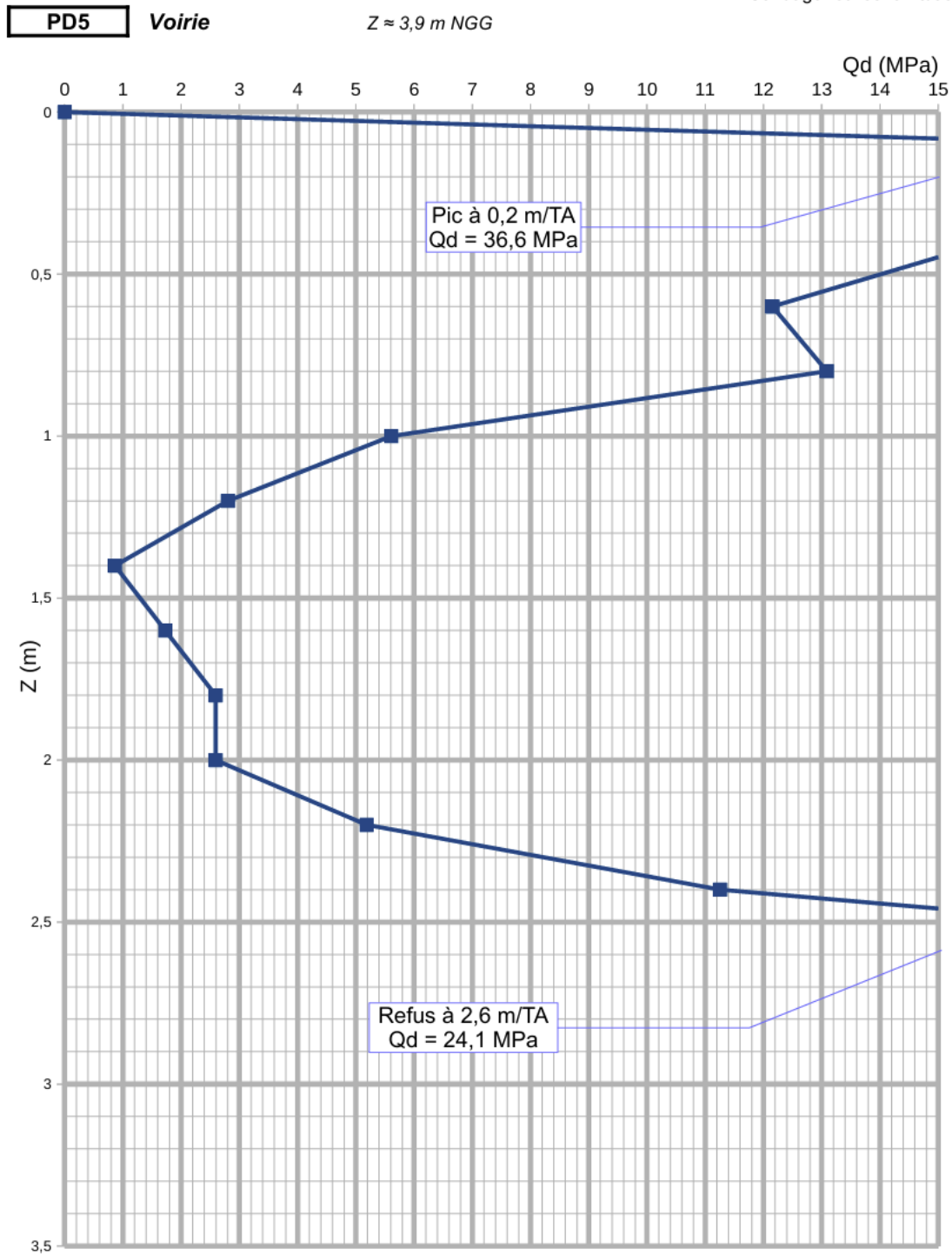
Sondage réalisé le 25/03/2026



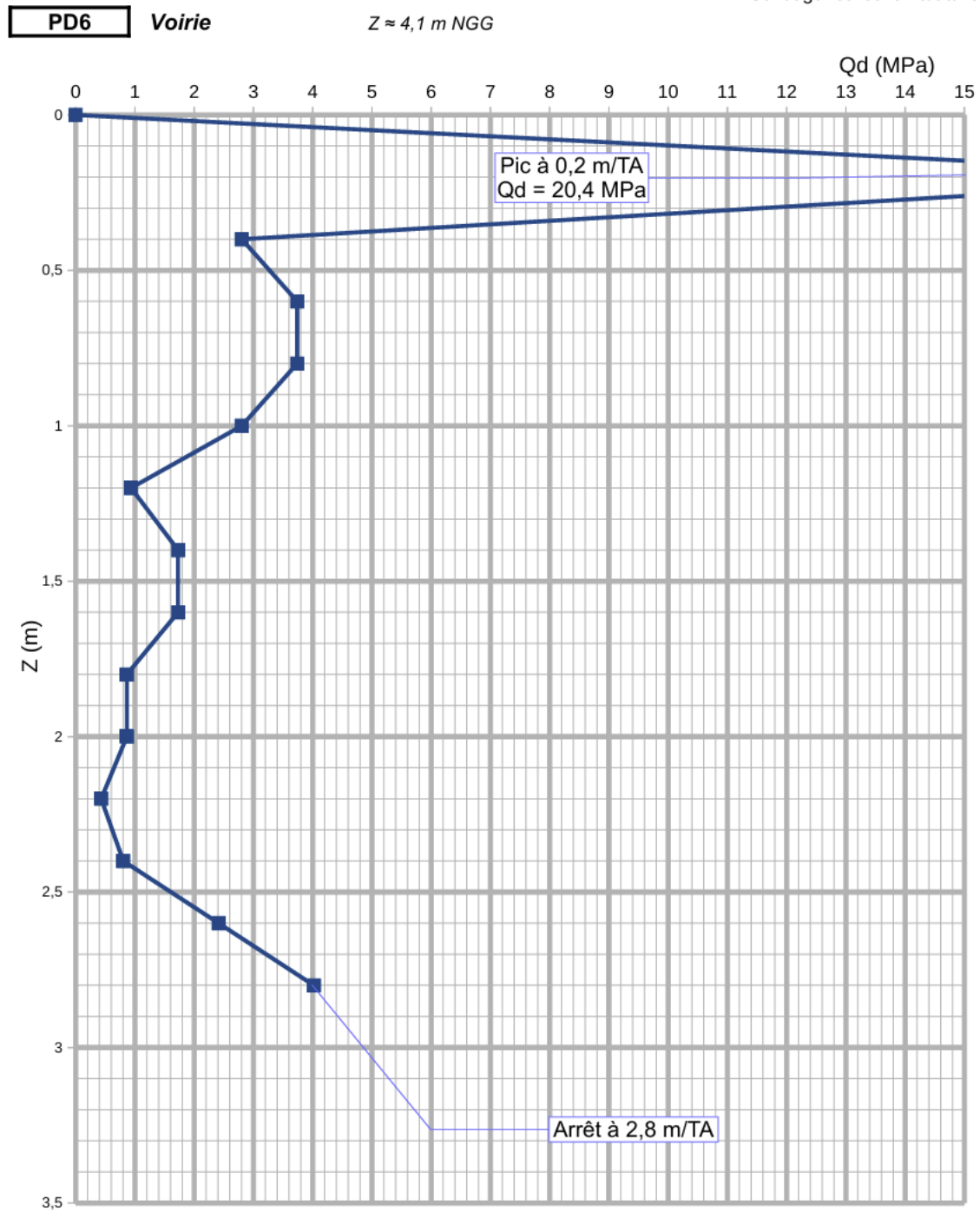
Sondage réalisé le 25/03/2026

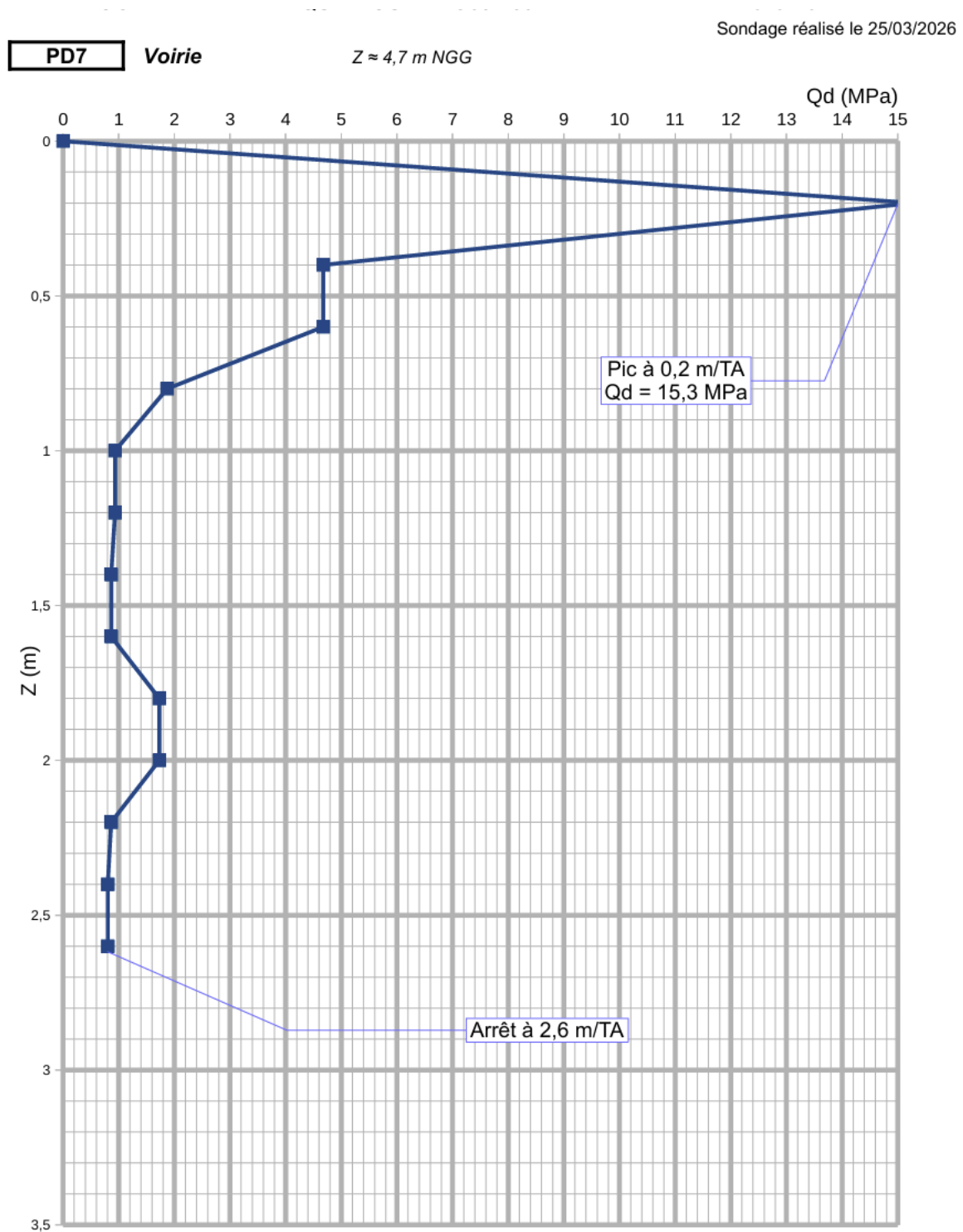


Sondage réalisé le 25/03/2026

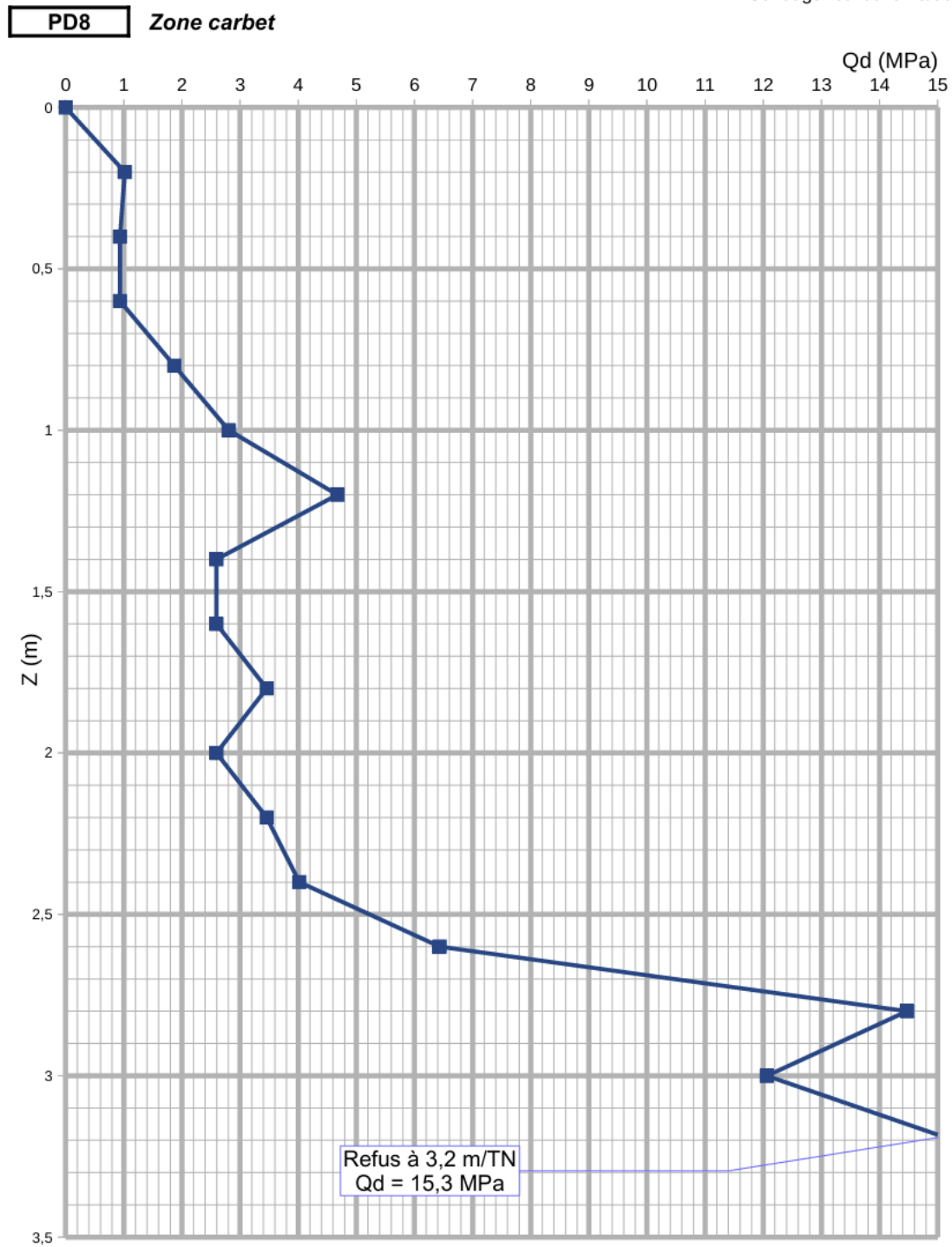


Sondage réalisé le 25/03/2026





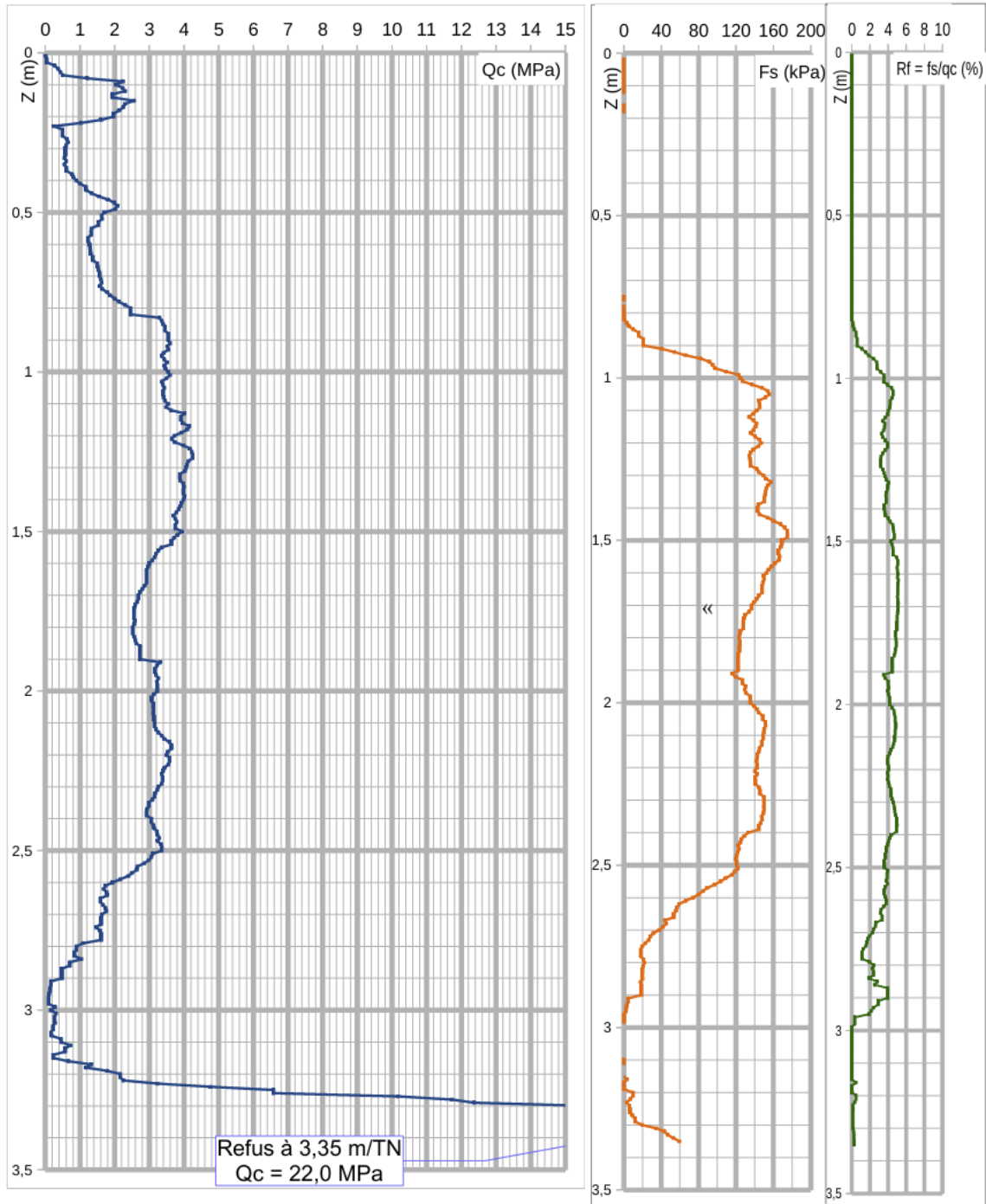
Sondage réalisé le 25/03/2026



Pénétrogramme statique

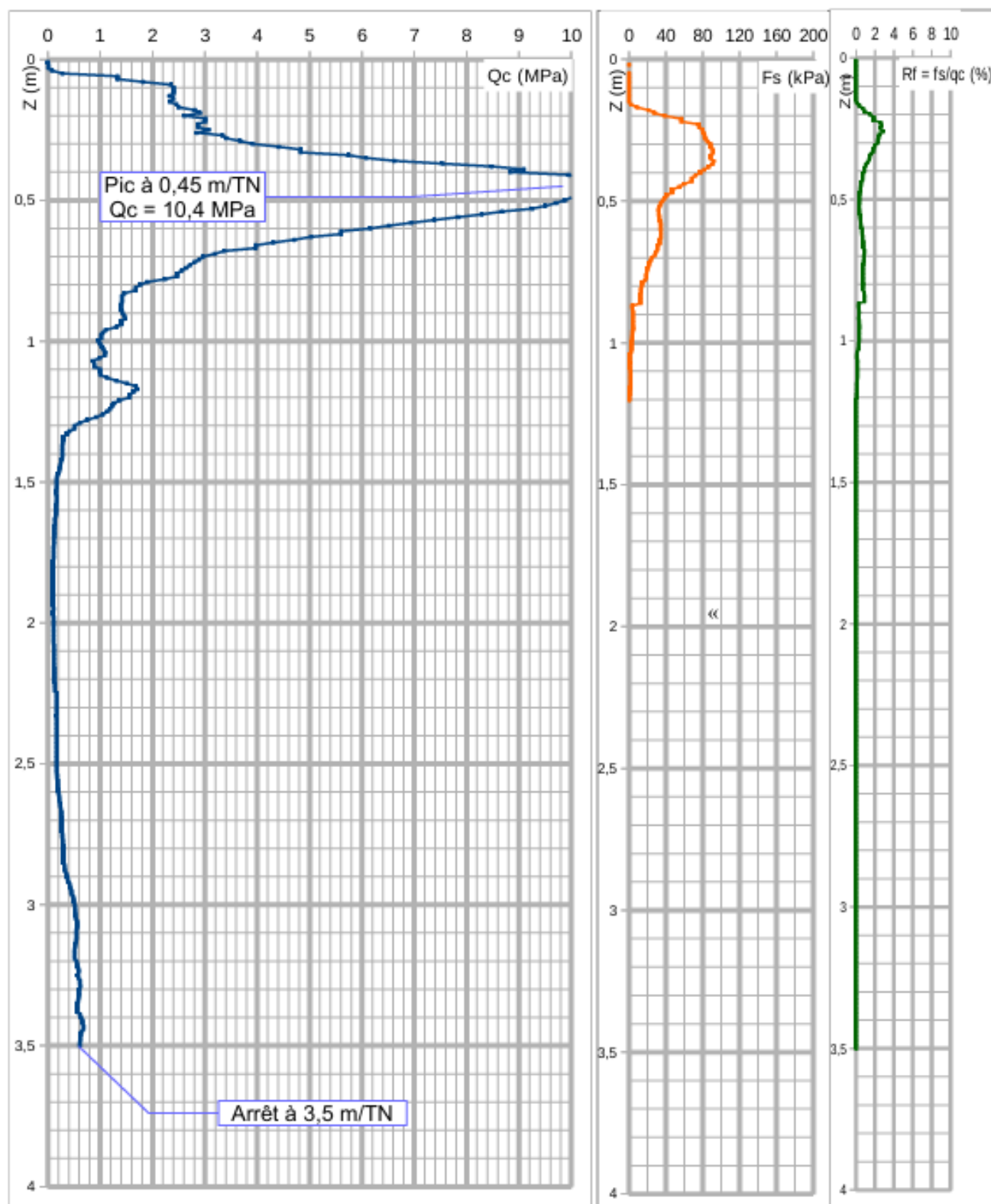
Sondeuse PAGANI TG63-150 avec pointe de 10 cm².

Sondage réalisé le 14/01/2026

PS9 **Zone carbet** $Z \approx 4,5 \text{ m NGG}$


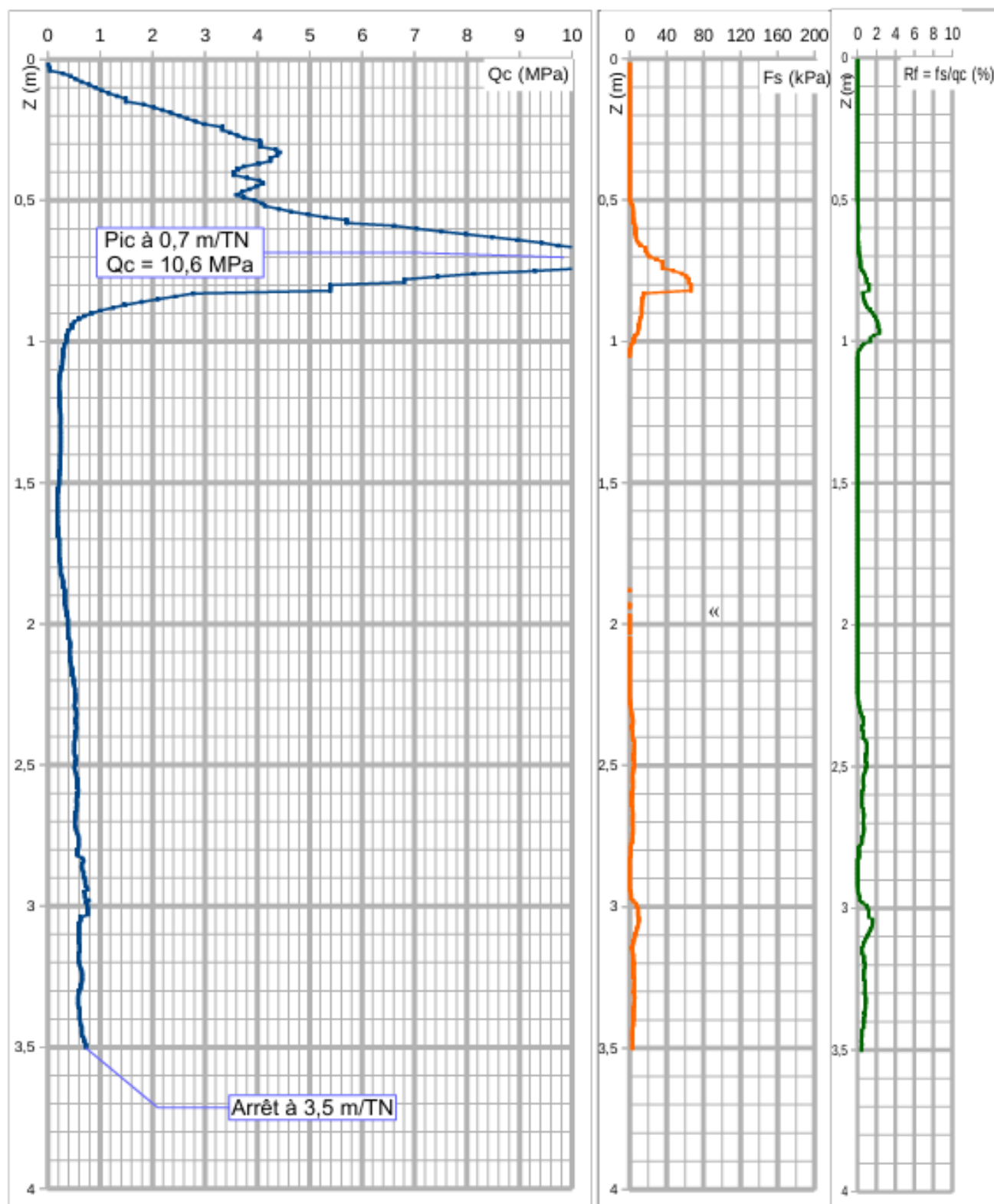
Sondeuse PAGANI TG63-150 avec pointe de 10 cm².

Sondage réalisé le 14/03/2025

PS3 – 2025
Zone parking


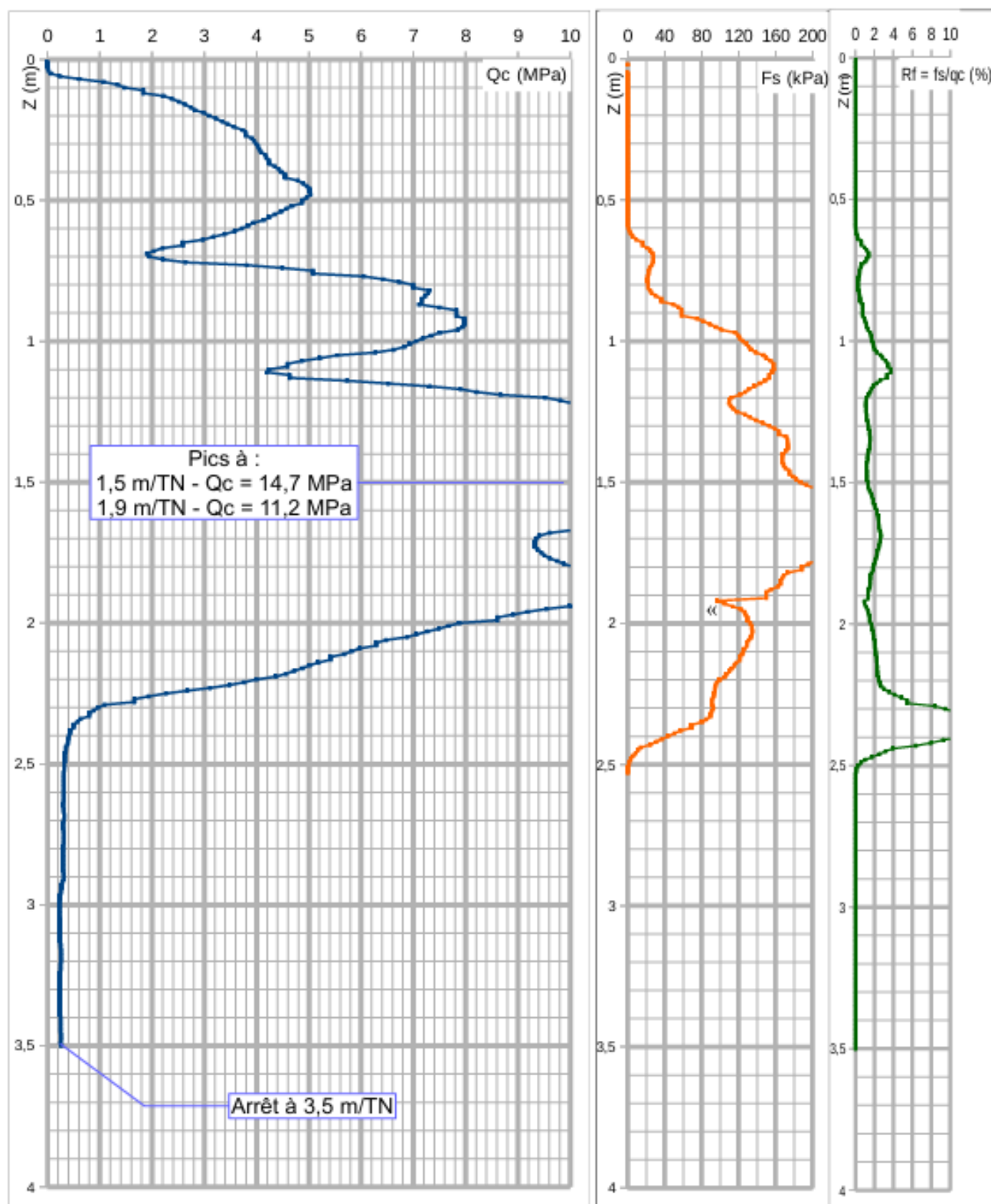
Sondeuse PAGANI TG63-150 avec pointe de 10 cm².

Sondage réalisé le 14/03/2025

PS4 – 2025
Accotement Voirie


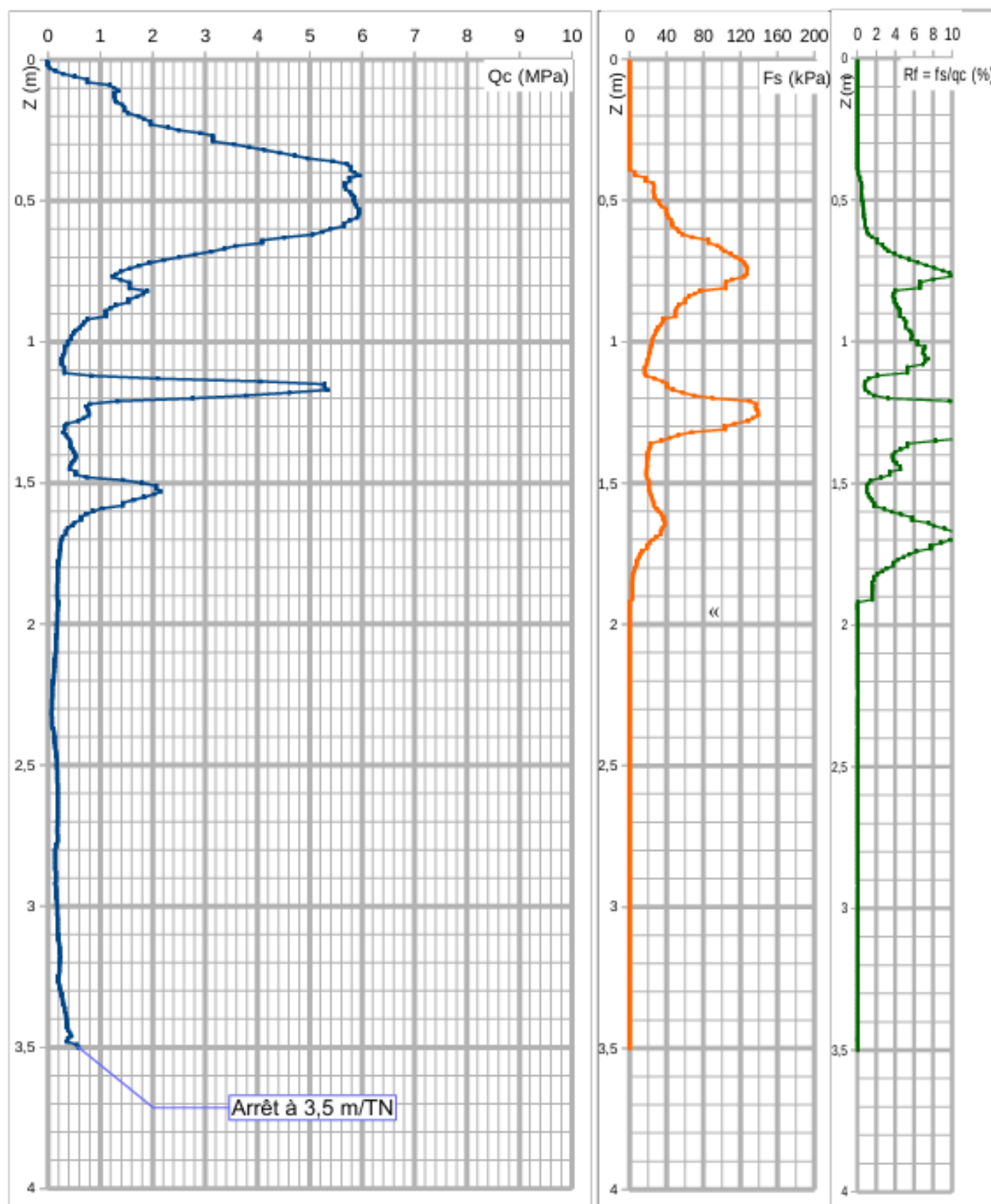
Sondeuse PAGANI TG63-150 avec pointe de 10 cm².

Sondage réalisé le 09/03/2025

PS5 – 2026
Zone parking


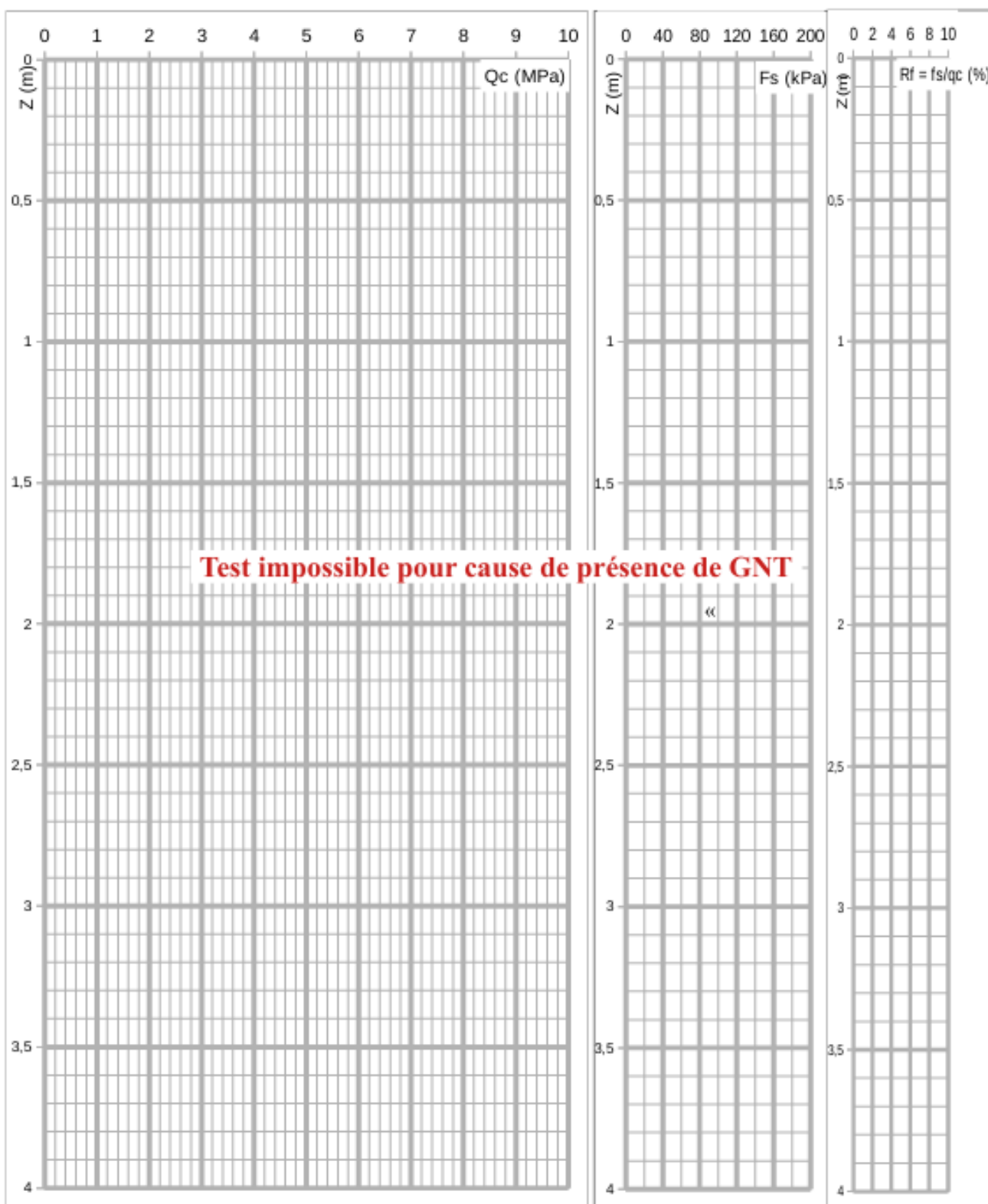
Sondeuse PAGANI TG63-150 avec pointe de 10 cm².

Sondage réalisé le 09/03/2025

PS6 – 2026
Zone parking


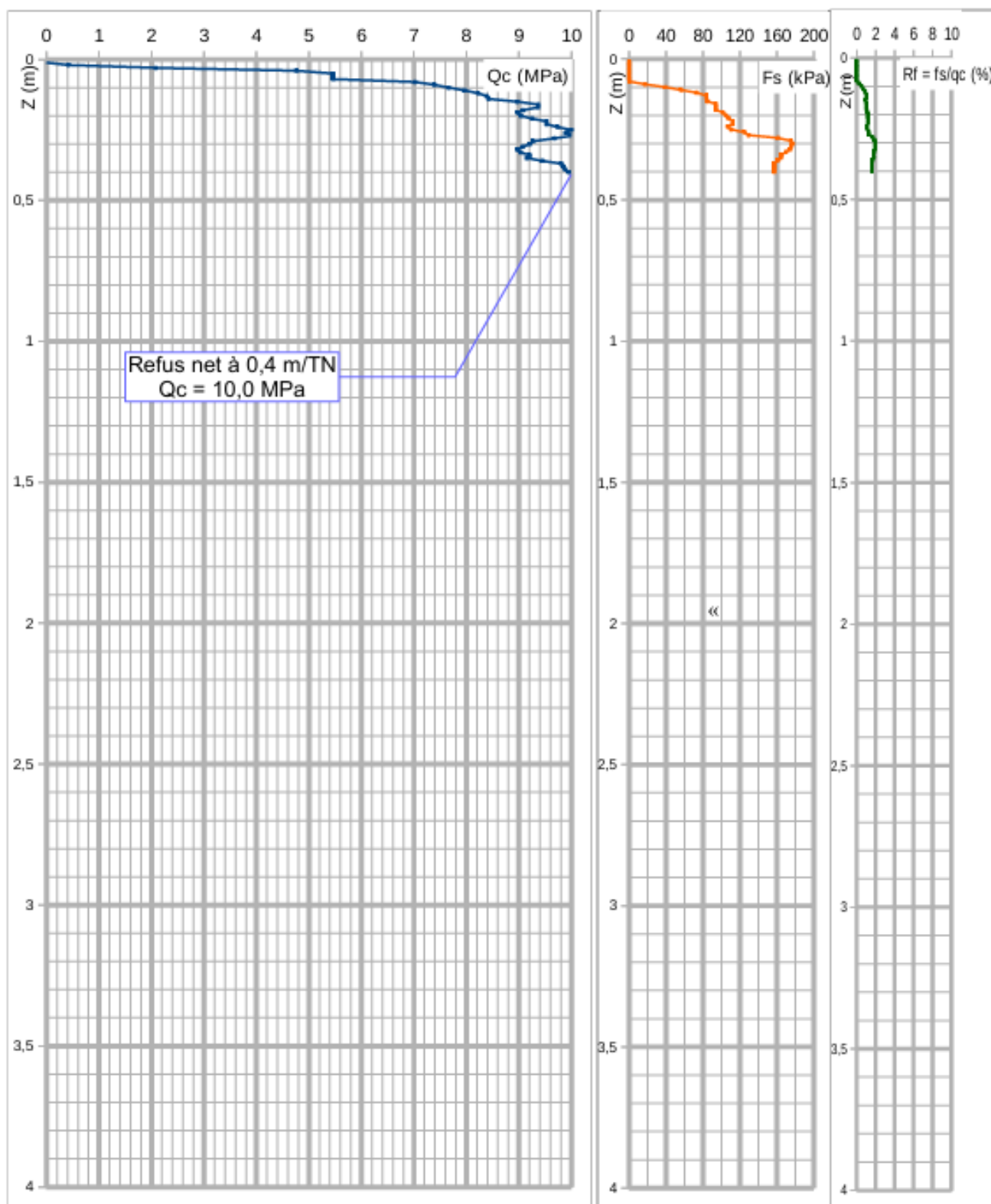
Sondeuse PAGANI TG63-150 avec pointe de 10 cm².

Sondage réalisé le 09/03/2025

PS7 – 2026
Accotement Voirie


Sondeuse PAGANI TG63-150 avec pointe de 10 cm².

Sondage réalisé le 09/03/2025

PS8 – 2026
Accotement Voirie


Sondeuse PAGANI TG63-150 avec pointe de 10 cm².

Sondage réalisé le 09/03/2025

PS9 – 2026
Accotement Voirie
