



LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE POLYNÉSIE

S.A.E.M au capital de 120 000 000 FCP – SIEGE SOCIAL : 261 VALLEE DE TIPAERUI – PAPEETE

RCS 8698B – n° TAHITI 616292

BP 404 – 98713 PAPEETE TAHITI

TEL (689) 40 42 02 09 – FAX (689) 40 42 45 10

EMAIL : secretariat@labotp.pf – SITE INTERNET : <http://www.labotp.pf>

1964 – 2019
55 ans d'expertise au Fenua
qui font la différence

Papeete le 30 juillet 2019

N/Réf : VB / ht

Dossier : 19215

Chargée d'Affaires : Virginie BOURGEOIS

DID PAPEETE

B.P. 9154

98715 – PAPEETE CMP

RAPPORT N° 19/0810

EXTENSION DU DÉPÔT DE CARBURANT GROUPEMENT AERONAUTIQUE MILITAIRE



COMMUNE DE FAA'A

Etude géotechnique de conception
Mission G2 phase AVP – Norme NF P94-500 (nov.2013)

RAP 19/0810.D19215.Nb pages : 42



GEOTECHNIQUE – GEOLOGIE – HYDROGEOLOGIE
EXPERTISE DU BATIMENT – TECHNIQUES ROUTIERES
ENVIRONNEMENT – MATERIAUX – INSTRUMENTATION ET
MESURES – MAITRISE D'ŒUVRE



Assistance Technique du CEBTP
Centre d'Expertise du Bâtiment et des Travaux Publics
12, avenue Gay Lussac
ZAC La Clef Saint Pierre
78990 ELANCOURT

Sondages effectués à la demande de :

**DIRECTION D'INFRASTRUCTURE DE LA DEFENSE
DE PAPEETE (DID PPT)
BON DE COMMANDE N° 1509369236 du 02/04/2019** suivant
Proposition financière N° G001.9.0492 du 27/03/2019

Chantier :

**EXTENSION DU DÉPÔT DE CARBURANT
GROUPEMENT AERONAUTIQUE MILITAIRE (GAM)
COMMUNE DE FAA'A**

Étude géotechnique de conception

Mission :

G2 Phase Avant-Projet (AVP) selon la norme NF P94-500 version de novembre 2013

Nature des sondages :

- ⇒ **2 sondages pressiométriques** notés **SP1 et SP2** descendus à 8.0 m de profondeur
- ⇒ **4 sondages pénétrométriques lourds** notés **PDL1 à PDL4** descendus à 8.0 m de profondeur
- ⇒ **3 fouilles de reconnaissances de fondations** à la pelle manuelle notées **F1 à F3** entre 0.7 et 1.3 m de profondeur

Coordonnées planes :
(WGS84, UTM zone 6 K)

X = 222 318 m
Y = 8 056 323 m

Implantation des sondages :

cf. plan donné en **annexe 1**

Dates de l'intervention :

Les 03/06/2019 et 04-05/07/2019

SOMMAIRE

1	INTRODUCTION	4
1.1	GENERALITES	4
1.2	MISSION	4
1.3	CARACTERISTIQUES DU PROJET	4
1.3.1	Documents communiqués.....	4
1.3.2	Descriptif du projet	4
1.3.3	Rappel des conclusions de l'étude G1 phase PGC	6
1.3.4	Géomorphologie et contexte de site	6
1.3.5	Contexte géologique du site.....	8
1.4	PLAN DE PREVENTION DES RISQUES (PPR)	9
1.5	REGLEMENTS UTILISES.....	10
1.6	ALEAS GEOTECHNIQUES ET CONDITIONS CONTRACTUELLES.....	10
2	RECONNAISSANCE DES SOLS	11
2.1	SONDAGES PENETROMETRIQUES	11
2.2	SONDAGES PRESSIOMETRIQUES	11
2.3	FOUILLES DE RECONNAISSANCE	11
3	RESULTATS DES INVESTIGATIONS	12
3.1	SONDAGES PRESSIOMETRIQUES	12
3.1.1	Synthèse lithologique	12
3.1.2	Synthèse géomécanique	12
3.2	SONDAGES PENETROMETRIQUES	13
3.2.1	Synthèse des sondages pénétrométriques.....	13
3.3	FOUILLES DE RECONNAISSANCE	13
3.3.1	Côté Sud-ouest : muret en parpaings à démolir (RF1 et RF2)	13
3.3.2	Côté Sud-est : mur banché à conserver (RF3)	14
3.4	NIVEAU D'EAU.....	14
4	RECOMMANDATIONS	15
4.1	FONDATIONS.....	15
4.1.1	Principe de fondation.....	15
4.1.2	Contrainte de sol	16
4.1.3	Approche des tassements (ELS).....	16
4.2	TERRASSEMENTS, SOUTÈNEMENT ET MISE HORS D'EAU	17
4.2.1	Terrassement	17
4.2.2	Soutènement	17
4.2.3	Mise hors d'eau	17
4.3	RECOMMANDATIONS POUR LA MISE EN ŒUVRE DU MATELAS DE SUBSTITUTION	18
4.4	RECOMMANDATIONS POUR LA MISE EN ŒUVRE DU RADIER.....	19
4.5	RECOMMANDATIONS POUR LA MISE EN ŒUVRE DES FONDATIONS	19
4.6	STRUCTURE DE CHAUSSEE.....	19
4.7	PRECAUTIONS PARTICULIERES DE CONCEPTION ET D'EXECUTION	20
4.7.1	Conception des fondations.....	20
4.7.2	Mitoyenneté des fondations	20
4.7.3	Joints de construction.....	21
4.7.4	Dispositions spécifiques compte tenu de l'hétérogénéité du sol.....	21
4.7.5	Protection des ouvrages contre l'eau.....	21
4.8	MITOYENS ET AVOISINANTS.....	21
4.9	CONTINUE DE LA MISSION.....	22

1 INTRODUCTION

1.1 GENERALITES

À la demande et pour le compte de la **DIRECTION D'INFRASTRUCTURE DE LA DÉFENSE DE PAPEETE (DID PPT)**, le Laboratoire des Travaux Publics de Polynésie (LABO TP) a procédé à une étude géotechnique de conception dans le cadre du projet d'extension et de mise aux normes du dépôt de carburant sur le site du Groupement Aéronautique Militaire (GAM) de Faa'a.

Le présent rapport rend compte des résultats de cette étude et honore le bon de commande n° 1509369236 du 02/04/2019 du client, approuvant le devis n° G001.9.0492 du 27/03/2019.

1.2 MISSION

Le Laboratoire des Travaux Publics de Polynésie a reçu comme mission de :

- procéder à une campagne de reconnaissance des sols (mission d'investigations géotechniques),
- d'évaluer les risques résiduels (sol/fondation, aléas, mitoyenneté, stabilité...),
- de donner les mesures préventives pour la réduction des risques identifiés.

Il s'agit d'une mission G2 Phase AVP (Avant-projet) selon la norme NF P94-500, version de Nov. 2013.

Cette mission G2 phase AVP fait suite à l'étude de type G1 phase PGC ou Principes Généraux de Construction de 2018 (réf. LABO TP D18300 suivant le rapport n° 18/1053 du 14/08/18).

1.3 CARACTERISTIQUES DU PROJET

1.3.1 Documents communiqués

Il nous a été communiqué les documents suivants :

- une série de plans : topographique de l'existant, de masse du projet et des terrassements projetés ;
- des profils en long et en travers ;
- des schémas de principes d'infrastructures ;
- et des photographies du site.

1.3.2 Descriptif du projet

Dans le cadre de l'extension du dépôt de carburant, il est prévu :

- La création d'une plateforme et structure de chaussée avec aires de stationnement et de déchargement ;
- L'extension du dépôt avec mise en place de nouvelles cuves de carburant (2 cuves de 100 m³, sur une surface de 13.3 x 7.6 m environ, soit 101 m² environ, soit une charge répartie de 2 t/m² sans prise en compte des structures extérieures) ;
- La construction de locaux techniques et infrastructures :
 - o Pomperie (7 × 4.2 m),
 - o local technique (3 × 3 m),
 - o séparateur hydrocarbures (1.5 × 3 m)
 - o et bassin de rétention des eaux (5 × 10 × 2.1 m de hauteur, soit 2.1 t/m² sans prise en compte de la structure du bassin) dont les cotes de niveau bas ne sont pas définies, d'après les informations à notre disposition à ce jour.

Des terrassements en déblais/remblais sont projetés en amont de la construction des ouvrages cités ci-dessus, avec notamment la mise en œuvre d'un mur de soutènement.

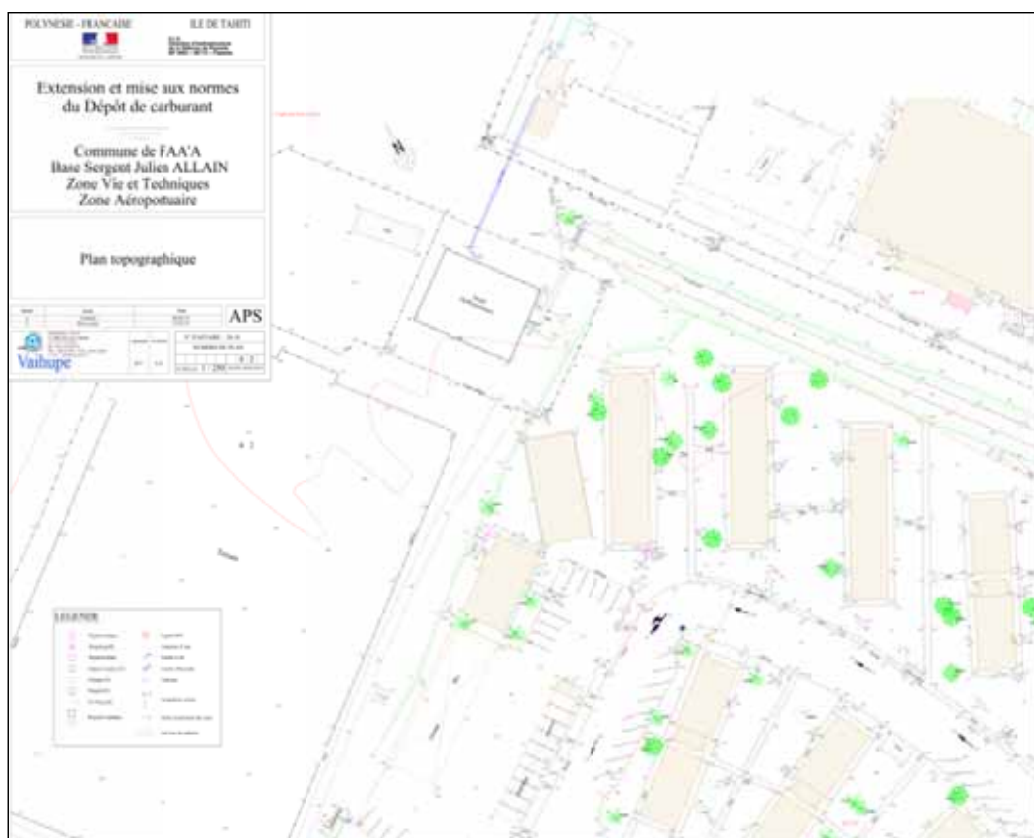


Figure 1 : Plan de l'existant

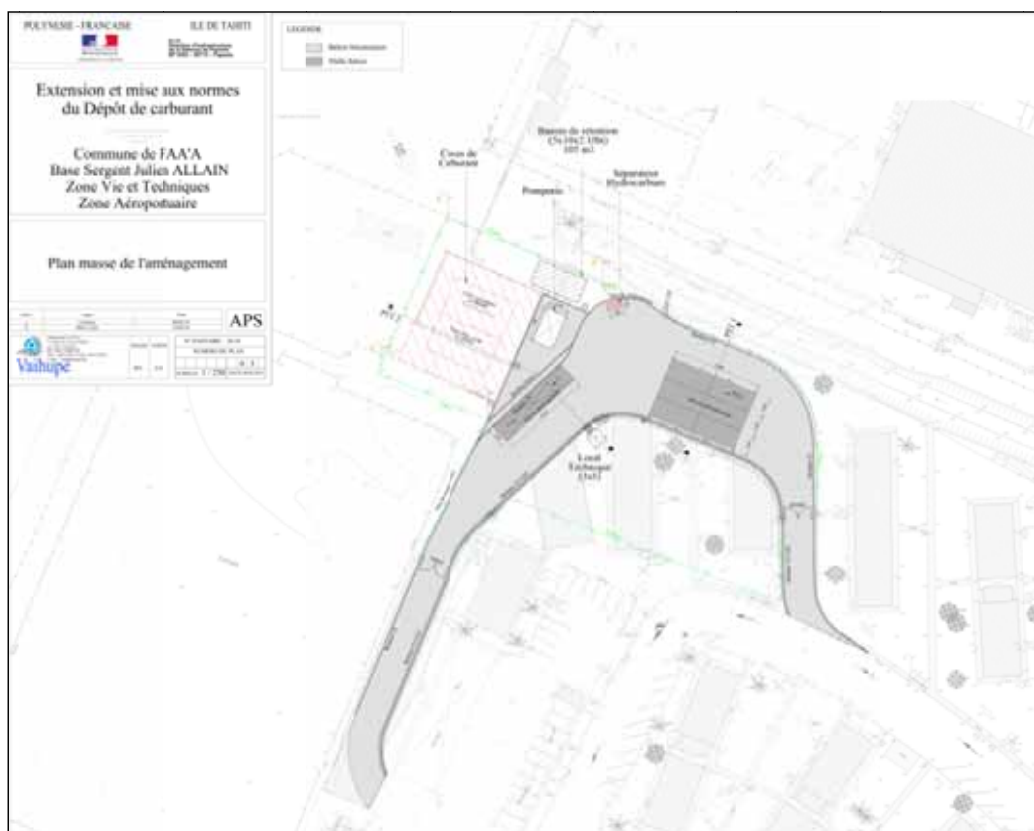


Figure 2 : Plan de masse du projet

1.3.3 Rappel des conclusions de l'étude G1 phase PGC

Le rapport de mission géotechnique de type G1 phase PGC du LABOTP (réf. D18300 – RAP n° 18/1053).est fondé sur la base de :

- 1 sondage pressiométrique à 8 m de profondeur avec essais tous les mètres ;
- 3 sondages au pénétromètre dynamique lourd jusqu'à 8 m de profondeur ;
- 3 sondages statiques à 6 m et/ou au refus ;
- 3 essais dynamiques à la plaque.

Il avait alors été reconnu la présence de terrains superficiels (plus ou moins remblayés, compactés) jusqu'à 1.8 à 2.9 m de profondeur, aux propriétés mécaniques élevées. Le sable vasard sous-jacent s'était révélé lâche avec de très faibles caractéristiques mécaniques et dans un contexte hétérogène.

Un niveau d'eau avait été pressenti vers -0.5 m de profondeur, pouvant impacter les terrassements, les fondations voire le projet.

En conséquence, il a été préconisé un système de fondation par **radier rigide ou semelles filantes entrecroisées après purge et réalisation d'un remblai de substitution de 1.0 m d'épaisseur** minimum sous les fondations ou les bèches périphériques de manière à assoir l'ouvrage sur une assise homogène.

1.3.4 Géomorphologie et contexte de site

La parcelle concernée est située sur la commune de Faa'a, au sein du GAM, limitrophe de l'aéroport de Tahiti-Faa'a.

Il s'agit d'une zone de plaine littorale. Le site destiné aux travaux est un terrain relativement plat, dont l'altimétrie se trouve tout juste située au-dessus du niveau marin (0.8 à 2.2 m NGPF d'après les plans fournis).

Le terrain est entouré de la rivière Piafau au Sud et d'un canal au Nord-ouest et Nord-est. Ce dernier est limitrophe du projet (du mur de soutènement notamment). De plus, le projet se trouve dans une zone au comportement marécageux. Il a ainsi été fait état de stagnation d'eau en surface, en particulier au droit de l'entrée du dépôt (Sud-ouest), notamment lors d'épisodes pluvieux et en particulier en saison des pluies.

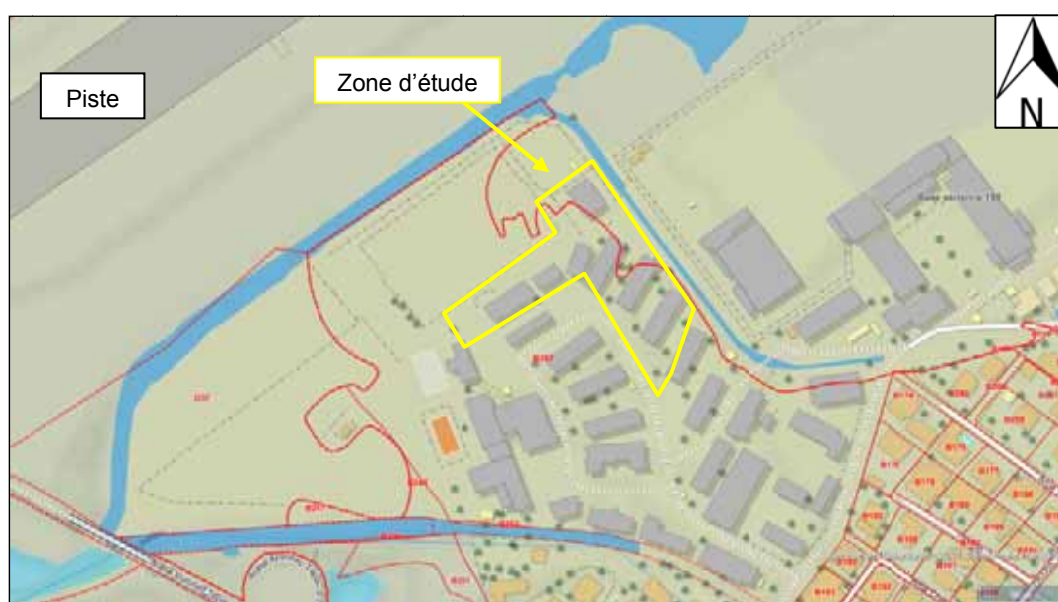


Figure 3 : Localisation sur cartographie Tefenua (Source : Tefenua)

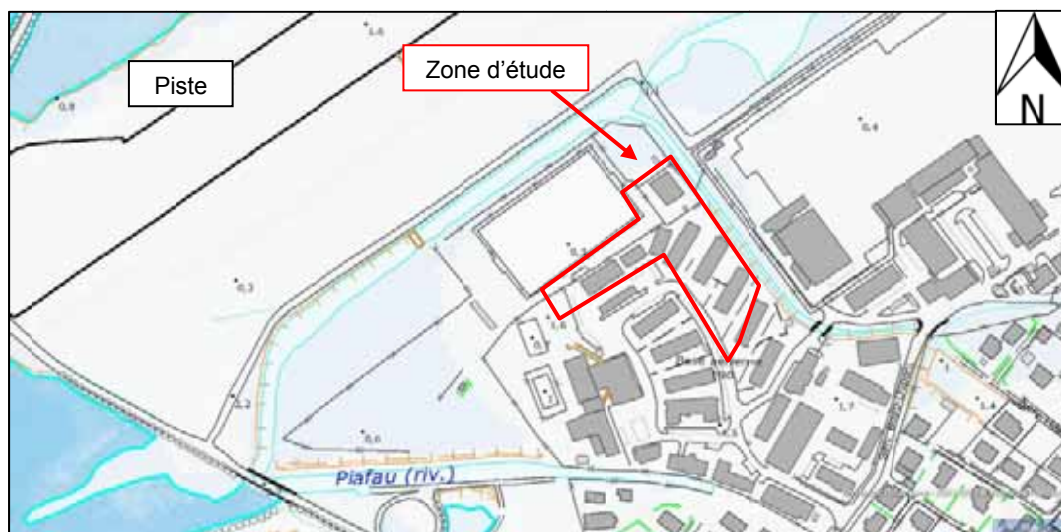


Figure 4 : Localisation sur cartographie SAU (Source : Tefenua)

Le projet comporte une étape de démolition. Des ouvrages enterrés pourront donc être rencontrés lors des investigations et des travaux.

Les avoisinants du projet sont constitués des cuves du dépôt existant et des structures à conserver (bâtiments, réseaux, etc.). D'après les informations à notre disposition, certains réseaux enterrés ne sont pas référencés et il conviendra d'être particulièrement attentif lors des travaux. De plus, l'intervention réseaux en contexte aéronautique implique de suivre des mesures de sécurité (GAM et aéroport).



Figure 5 : Vue aérienne du site (source : Tefenua)



Figure 6 : Vues du dépôt, vue côté Nord-Est à gauche et vue côté Sud-Ouest à droite



Figure 7 : À gauche, zone du futur local technique et à droite, berge du canal à l'Est du projet

1.3.5 Contexte géologique du site

D'après la feuille de Papeete de la carte géologique de Tahiti au 25 000^e (cf. Figure 8) et au vu de la localisation du projet à proximité du littoral, les horizons attendus au droit de la zone d'étude correspondent au **calcaire corallien (C)**, formation blanche ou grise bio-construite à partir des structures de colonies coralliennes, où les vides (10 à 50 %) sont comblés par des matériaux détritiques coralliens fins et pouvant présenter des cimentations sous forme de calcite.

Une hétérogénéité de structure, de résistance et de constitution des formations en place est donc à prévoir.

Au-dessus, au vu du contexte d'aménagement du site, des remblais ou des matériaux remaniés sont attendus.

Le contexte littoral et la faible altimétrie du site impliquent la présence très probable d'une nappe à faible profondeur.

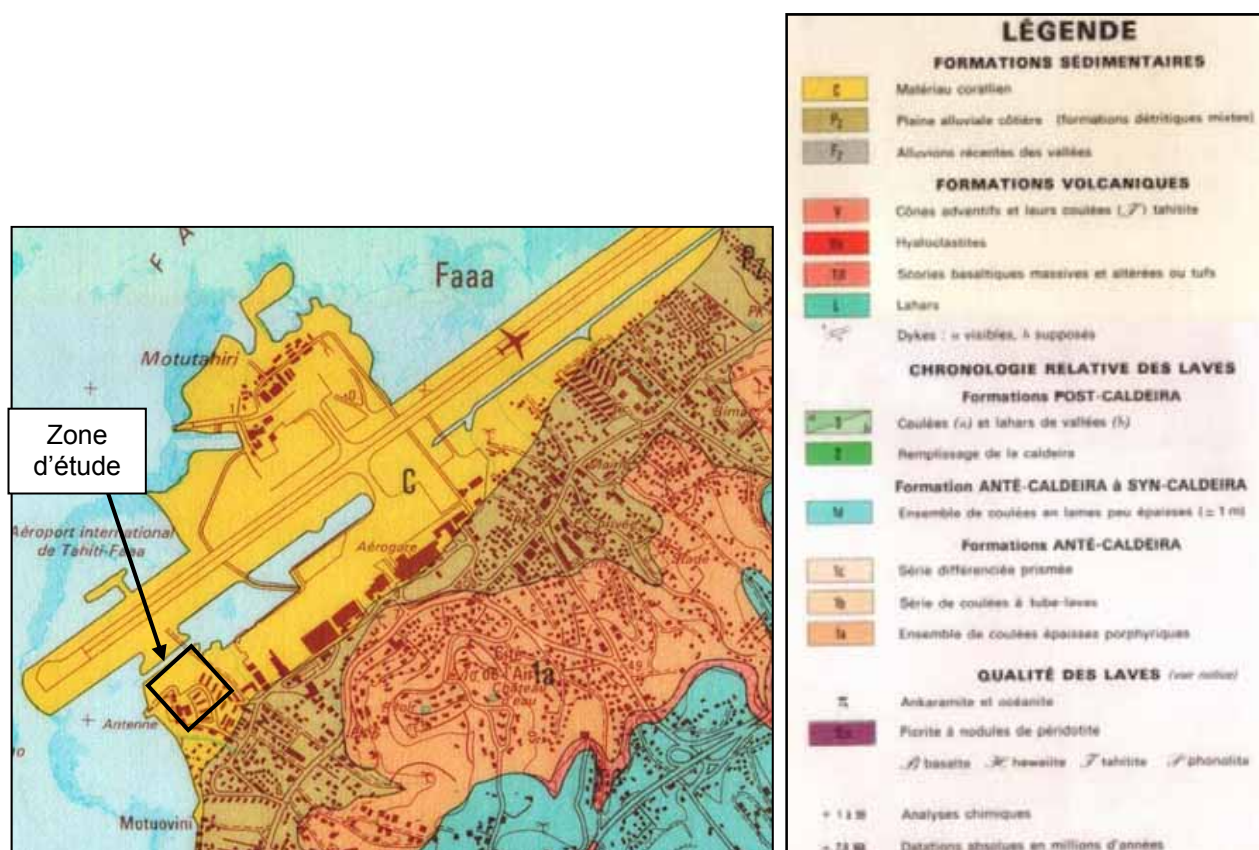


Figure 8 : Extrait de la carte géologique de Tahiti, feuille de Papeete au 25 000e

1.4 PLAN DE PREVENTION DES RISQUES (PPR)

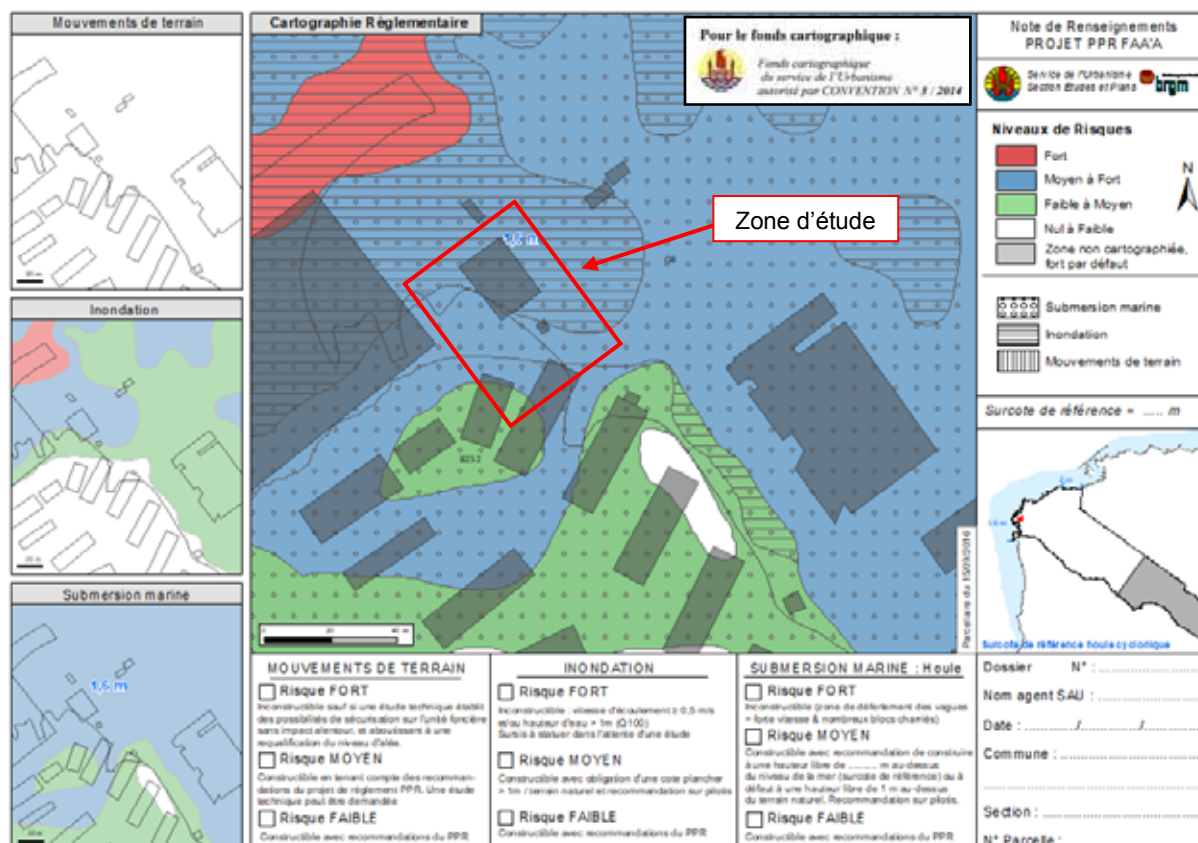


Figure 9 : Extrait du projet de PPR de Faa'a au droit de la zone d'étude

Suivant le projet de Plan de Prévention des Risques de la Commune de Faa'a, la zone d'étude se situe en zone de risque naturel :

- entre nul à faible au sud et moyen à fort au nord de la zone d'étude vis-à-vis de l'aléa inondation ;
- moyen à fort vis-à-vis de l'aléa submersion marine, avec une surcote de référence de 1.6 m.

1.5 REGLEMENTS UTILISES

La reconnaissance des sols et les différents essais pratiqués sont conformes aux normes AFNOR ou font l'objet d'une description technique spécifique. Les recommandations et justifications des prédimensionnements ont été faites conformément aux textes réglementaires suivants :

- Normes AFNOR en vigueur, ou notes techniques particulières existantes concernant les travaux de sondages et essais *in-situ* ou de laboratoire,
- DTU 13.11 Fondations superficielles et DTU 13.12 Règles pour le calcul des fondations superficielles.

1.6 ALEAS GEOTECHNIQUES ET CONDITIONS CONTRACTUELLES

À ce stade du projet, la définition des fondations et leurs descentes de charges ne sont pas définies. Une étude de dimensionnement pourra être effectuée dans le cadre d'une mission G2 phase PRO ou G3 phase EXE.

Les reconnaissances de sol procèdent par sondages ponctuels, les résultats ne sont pas rigoureusement extrapolables à l'ensemble du site. Il persiste des aléas (exemple : hétérogénéités locales) qui peuvent entraîner des adaptations tant de la conception que de l'exécution qui ne sauraient être à la charge du géotechnicien.

Des modifications dans l'implantation, la conception ou l'importance des constructions ainsi que dans les hypothèses prises en compte et en particulier dans les indications de la partie « *Introduction* » du présent rapport peuvent conduire à des remises en cause des prescriptions. Une nouvelle mission devra alors être confiée au LABO TP afin de réadapter ces conclusions ou de valider par écrit le nouveau projet.

De même des éléments nouveaux mis en évidence lors de l'exécution des fondations et n'ayant pu être détectés au cours des reconnaissances de sol (exemple : cavité, hétérogénéité localisée, venues d'eau etc.) peuvent rendre caduques certaines des recommandations figurant dans le rapport.

Au moment de l'ouverture des fouilles, il est conseillé de faire procéder à une visite de chantier par un géotechnicien. Cette visite donne lieu à avis écrit portant sur la conformité de la méthode d'exécution des fondations. Cette visite doit faire l'objet d'une commande préalable.

Les conclusions du rapport concluant la mission géotechnique G2 Phase AVP confiée ne sont valables que sous réserve du respect des conditions générales d'utilisation des missions géotechniques rappelées en annexe.

Le présent rapport et ses annexes constituent un tout indissociable. La mauvaise utilisation qui pourrait être faite suite à une communication ou reproduction partielle ne saurait engager le LABO TP.

Le présent rapport (ou présente note) est considéré(e) accepté(e) en l'état par le client s'il n'est l'objet d'aucune observation par ce dernier dans un délai de 15 jours à compter de la date de transmission de ce document au client.

2 RECONNAISSANCE DES SOLS

Les sondages ont été implantés sur site par nos soins et en présence du maître d'ouvrage. L'implantation des sondages figure en **annexe 1**. Les comptes-rendus des sondages et fouilles sont fournis aux **annexes 2 à 4**.

Remarque : Les profondeurs des sondages sont définies à partir du niveau du terrain actuel (TA).

2.1 SONDAGES PENETROMETRIQUES

Sondages de reconnaissance	Référence	Profondeur (m/TA)	Particularité
Sondage pénétrométrique lourd NF P94-115	PDL1	8.0	Arrêt
	PDL2	8.0	Arrêt
	PDL3	8.0	Arrêt
	PDL4	8.0	Arrêt

Les sondages ont été réalisés au pénétromètre lourd de type Borro, dont les caractéristiques sont les suivantes :

❖	poids du mouton	63.5 kg
❖	hauteur de chute	0.50 m
❖	section de la pointe	19.6 cm ²

2.2 SONDAGES PRESSIOMETRIQUES

Sondages de reconnaissance	Référence	Profondeur (m/T.N.)	Particularité
Sondage pressiométrique Norme NF ISO 94-110-1	SP1	8.0	7 essais
	SP2	8.0	7 essais

Les sondages pressiométriques ont été réalisés à l'aide d'une sondeuse de type SOCOMAFOR BE30/50, au tube fendu direct Ø 60 mm.

2.3 FOUILLES DE RECONNAISSANCE

3 fouilles de reconnaissance de fondations ont été menées :

- RF1 et RF2 aux coins Sud-ouest du dépôt, au droit du muret en parpaings (zone prévue en démolition pour l'extension),
- RF3 au droit du mur banché, sur la façade Sud-Est du dépôt.

Sondages de reconnaissance	Référence	Profondeur (m/TA)	Outil de reconnaissance
Fouille de reconnaissance de fondation	RF1	0.40	Pelle manuelle
	RF2	0.44	
	RF3	0.65	

3 RESULTATS DES INVESTIGATIONS

3.1 SONDAGES PRESSIOMETRIQUES

3.1.1 Synthèse lithologique

La synthèse lithologique décrite ci-après a été déduite des sondages pressiométriques réalisés au droit du projet. Ce type de sondage a vocation à mesurer les propriétés mécaniques des sols et peut donner des indications sur la nature des terrains traversés. Compte tenu du contexte et de la profondeur, il est déduit des boues de forage ou cuttings (lorsque ceux-ci remontent) et de l'expérience du LABO TP une coupe lithologique. La description des faciès peut s'avérer incomplète dans ces conditions.

D'après les sondages réalisés sur le site, il est possible de distinguer les formations suivantes :

- Un **faciès de type limons bruns plastiques graveleux** jusqu'à 1 m/TA environ. Ce faciès peut s'apparenter à des remblais d'origine anthropique ou à des sols remaniés.
- Un **faciès de sables limoneux détritiques gris** rencontré entre 1 m/TA environ en tête et 3 m/TA environ en base. Ce faciès est susceptible de contenir de la matière organique putrescible et peut correspondre à des dépôts littoraux.
- Un **faciès de débris sablo-graveleux corallien (« soupe de corail »)** rencontré à partir de 3 m/TA approximativement et jusqu'en fin de sondages, à 8.0 m/TA. Cet horizon peut s'apparenter au toit du Calcaire corallien (C) décrit dans la notice de la carte géologique de Tahiti au 25 000^e.

3.1.2 Synthèse géomécanique

Les caractéristiques pressiométriques obtenues dans chacune des couches sont synthétisées dans le tableau ci-après :

N° de couche	Horizon	Profondeur de la base (m/TN)	Caractéristiques pressiométriques		
			P _I * (MPa)	E _M (MPa)	α
1	Remblais/terrains remaniés (limons plastiques)	1.0	$0.45 \leq P_I \leq 1.22$	$4.8 \leq E_M \leq 14.6$	-
2	Sables limoneux détritiques	3.0	$0.21 \leq P_I \leq 0.75$	$2.2 \leq E_M \leq 9.2$	1/2
3	Soupe de corail	> 8.0 ⁽¹⁾	$0.10 \leq P_I \leq 0.43$ M _a = 0.25 σ = 0.13	$1.8 \leq E_M \leq 4.6$ M _h = 2.9	1/2

(1) : Fin des sondages

NOTA : M_a = Moyenne arithmétique ; M_h = Moyenne harmonique ; σ = écart-type

Compte tenu des informations ci-dessus, il s'avère que :

- Les remblais montrent des caractéristiques mécaniques hétérogènes (de faibles à fortes) ;
- Les sables détritiques sous-jacents montrent des caractéristiques géomécaniques également variables entre les sondages, faibles à très moyennes ;
- En-deçà, les formations coralliennes montrent des caractéristiques mécaniques très faibles à faibles.

3.2 SONDAGES PENETROMETRIQUES

3.2.1 Synthèse des sondages pénétrométriques

Les essais ont été menés jusqu'à 8.0 m de profondeur (arrêt). Le tableau suivant synthétise les résultats obtenus par profondeur :

N° de sondage	Ouvrage projeté correspondant	Qualités mécaniques			
		Très faibles, terrains meubles Qd moy. ≤ 2 MPa	Faibles 2 MPa < Qd moy. ≤ 5 MPa	Moyennes 5 MPa < Qd moy. < 10 MPa	Fortes et/ou refus Qd moy. > 10 MPa
PDL1	Local technique	2.0 – 2.2 3.6 – 8.0 (Arrêt)	0.8 – 1.0 1.8 1.4 – 1.6 3.2 – 3.4	0.2 1.2 – 1.6 2.8 – 3.0	0.4 – 0.6
PDL2	Séparateur hydrocarbures	1.4 – 8.0 (Arrêt)	0.2 0.8 – 1.2	0.6 2.6	0.4
PDL3	Pomperie	1.0 – 2.4 3.4 – 8.0 (Arrêt)	2.8	0.2 0.8 3.0 – 3.2	0.4 – 0.6
PDL4		1.2 – 2.2 2.8 – 4.0 4.6 – 8.0 (Arrêt)	2.4 4.2 – 4.4	0.2 – 0.4 1.0 2.6	0.6 – 0.8

Les profils des sondages pénétrométriques sont cohérents avec ceux des essais pressiométriques et révèlent :

- Une résistance plutôt moyenne à forte jusqu'à 1.0 m de profondeur.
- Un horizon de propriétés mécaniques très variables jusqu'à 3.5 environ, témoignant de l'hétérogénéité des dépôts sableux détritiques. Des niveaux de remblais peuvent également être présents.
- Qu'en-dessous et jusqu'en fin de sondage, la résistance est très faible voire médiocre, parfois inférieure à 0.5 MPa.

3.3 FOUILLES DE RECONNAISSANCE

Les reconnaissances de fondations RF1 à RF3, dont les coupes et photographies sont fournies en **annexe 4**, visaient à identifier les systèmes de fondations du dépôt existant :

- Côté extension, en façade Sud-ouest (RF1 et RF2), afin d'anticiper les difficultés de démolition et d'identifier les horizons en place ;
- Côté mur banché existant à conserver afin d'appréhender l'ensemble des fondations de l'ouvrage.

Dans l'ensemble, le dépôt est fondé sur des fondations superficielles, à une profondeur comprise entre 22 et 59 cm/TA, dans les limons ou moins graveleux humides.

3.3.1 Côté Sud-ouest : muret en parpaings à démolir (RF1 et RF2)

Le mur entourant le dépôt est sur sa façade Sud-ouest un muret de parpaings de 0.7 à 0.9 m de hauteur, voué à être démolé pour l'extension du bâtiment. Sa fondation est constituée d'une semelle – *a priori* filante – descendue à 22 à 24 cm de profondeur. La semelle présente une épaisseur de 11 à 18 cm d'épaisseur et un débord de quelques centimètres (≤ 10 cm).

La démolition du muret ne devrait donc pas poser de problème. Une fissure verticale le long du coin Ouest est observée (RF1) :

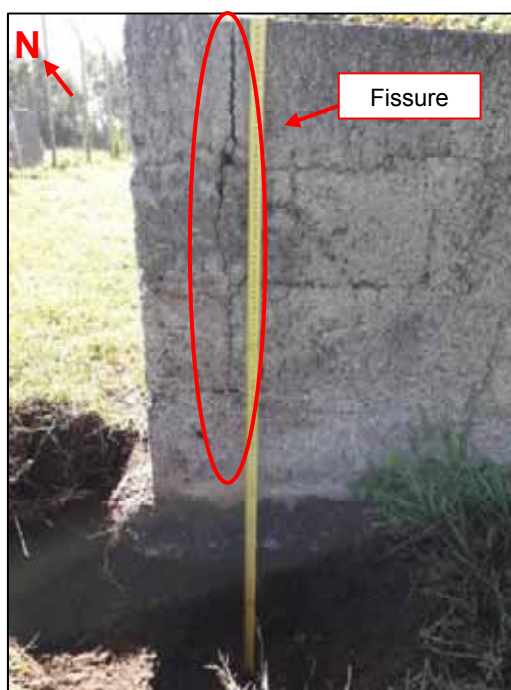


Figure 10 : Vue du coin Ouest du muret de parpaings (RF1)

3.3.2 Côté Sud-est : mur banché à conserver (RF3)

Les façades les plus hautes (hauteur du mur maximale d'environ 2 m à 2.5 m) sont les façades Nord-ouest et Sud-est. Il s'agit de murs banchés.

La façade Sud-est en particulier est parcourue de réseaux (câbles et réseaux d'eau notamment).

Le mur banché observé au droit de RF3 est fondé sur une semelle filante de béton, encastrée à 54 cm de profondeur sur un béton de propreté de 5 cm d'épaisseur environ, lui-même sur le sol de graves limoneuses. Le débord de la semelle est de 20 cm.

3.4 NIVEAU D'EAU

La profondeur du toit de la nappe a été mesurée en fin de forage à 1.0 m/TA au droit des sondages pressiométriques. À noter que lors des fouilles de reconnaissance à la pelle, une venue d'eau diffuse est apparue à environ 0.5 m/TA au droit de RF1. Il est rappelé que ce type de sondage n'a toutefois pas vocation à donner un niveau d'eau et ne remplace pas une étude hydrogéologique.

En effet, les niveaux d'eau relevés en fin de sondages ne sont pas stabilisés. Il est probable que le niveau statique de la nappe subisse des fluctuations au gré des aléas climatiques notamment lors d'évènements pluvieux intenses et/ou prolongés, telles que pour des pluies ou crues, ou des marées.

L'observation des fluctuations saisonnières de la nappe ne peut être réalisée que dans le cadre d'un suivi piézométrique couvrant au minimum une saison des pluies complètes.

Par ailleurs, au vu de la position du site vis-à-vis du littoral, l'eau de la nappe peut être saumâtre. Le cas échéant, il conviendra d'être vigilant lors du choix du béton des structures sous nappe.

De plus, le projet se trouve dans une zone au comportement marécageux avec stagnation d'eau en surface, engendrant alors des contraintes supplémentaires notamment lors d'épisodes pluvieux et en particulier en saison des pluies.

4 RECOMMANDATIONS

4.1 FONDATIONS

4.1.1 Principe de fondation

De l'analyse des résultats des sondages et des essais, ainsi que de l'adaptation du projet au terrain, il ressort les points principaux ci-après :

- Les **remblais et limons remaniés** sont rencontrés jusqu'à 1 m/TA environ. Ils montrent des propriétés mécaniques hétérogènes de faibles à fortes et ne peuvent être le support de la réalisation de fondations superficielles ;
- Les **sables limoneux détritiques** sous-jacents, jusqu'à 3 m/TA approximativement, peuvent contenir de la matière organique évolutive et montrent des caractéristiques géomécaniques très variables au droit des sondages pénétrométriques et pressiométriques, faibles au droit de SP1 et moyennes au droit de SP2. Ils sont également insuffisants et inadaptés à la réalisation de fondations superficielles sans sujétions techniques appropriées ;
- En-deçà et jusqu'en fins de sondages (8.0 m/TA), les **formations coralliennes** montrent des propriétés mécaniques très faibles à faibles ;
- Le **niveau d'eau a été relevé en fin de forage à une profondeur de 1.0 m/TN, avec une venue d'eau à 0.5 m/TA**. La profondeur de la nappe aura par conséquent une incidence sur les travaux de terrassement et de réalisation des fondations, en fonction de l'amplitude des remontées de nappe et des cotes définitives du projet ;
- Ces formations de caractéristiques mécaniques différentes, évolutives et immergées dans une eau potentiellement saumâtre, sont être favorables à une **variabilité de portance et de comportement du sol-support (tassements différentiels)** ;
- **Le dépôt est actuellement fondé sur des semelles filantes** ancrées à # 0.2 m/TA au droit du muret à démolir avec un débord de 10 cm au maximum, et ancrées à 0.6 m/TA au droit du mur banché à conserver, avec une fondation de 20 cm de débord ;
- Selon le projet de PPR de Faa'a, l'emprise du projet se trouve en risque entre nul à faible au Sud et moyen à fort au nord de la zone d'étude vis-à-vis de l'aléa inondation, et en risque moyen à fort vis-à-vis de l'aléa submersion marine, avec une surcote de référence de 1.6 m. Il conviendra de suivre les préconisations du SAU (Service de l'Urbanisme) à ce sujet.

En conséquence, il pourra être retenu les systèmes de fondation suivants pour l'extension du dépôt et des ouvrages annexes, compte tenu du contexte local :

- **Réalisation d'un radier rigide ou de semelles filantes entrecroisées après purge et réalisation d'un remblai de substitution.** Au droit de l'extension du dépôt, du bassin de rétention et de la pomperie, l'épaisseur préconisée pour le matelas est de 1.0 m d'épaisseur minimum sous les fondations ou les bèches périphériques de manière à assoir l'ouvrage sur une assise homogène (comme préconisé en phase G1-PGC). Au droit du local technique et du séparateur hydrocarbure, l'épaisseur du matelas sera de 0.6 m au minimum.

Les bèches auront un dispositif anti-affouillement. La profondeur d'encastrement des fondations minimum est de 0.5 m dans le matelas pour les bèches périphériques du radier, et de 0.3 m pour les semelles filantes.

Si l'on souhaite optimiser l'épaisseur du matelas, des planches d'essais devront être réalisées préalablement et validées par un géotechnicien.

Dans l'ensemble, les préconisations formulées en phase G1 phase PGC sont ainsi confirmées. Elles sont développées dans la suite du rapport.

Le niveau d'eau a été observé à 1.0 m/TA en fin de sondages avec une venue d'eau diffuse vers 0.5 m/TA. Dans les deux cas de fondations, le fond de fouille se situera très probablement sous la cote du niveau d'eau. De plus, en fonction de la constitution des sols en place, des circulations préférentielles sont attendues, en particulier au sein des niveaux graveleux (RF2).

Ce système de fondation pourra en conséquence nécessiter un pompage provisoire pour assécher le fond de fouille, voire un rabattement de la nappe vu la perméabilité potentiellement importante des formations en place, ce qui nécessitera la réalisation préalable d'une étude hydraulique. Vu la variabilité de la nature graveleuse des terrains et la présence d'eau à faible profondeur, il conviendra de prévoir un pompage d'une capacité importante, le cas échéant.

Il est fortement conseillé de faire suivre la réalisation des fonds de fouilles par un géotechnicien dans le cadre d'un suivi d'exécution géotechnique (Mission G4 – NF P94-500 de Nov. 2013) pour valider la nature des terrains rencontrés et s'assurer du même horizon au droit de la base du matelas de substitution.

4.1.2 Contrainte de sol

En considérant un système de fondations superficielles de type radier ou de semelles filantes entrecroisées, sur matelas de substitution et sous descentes de charges verticales centrées, la contrainte de sol à prendre en compte sera la suivante :

Etat limite	E.L.U.	E .L.S.
Contrainte admissible q'_a (MPa) – Matelas	0.10	0.07

NOTA : 100 kPa = 1 bar = 0,1 MPa # 10 t/m².

Elle devra toutefois faire l'objet de vérification après réalisation du matelas de substitution et pourra être optimisé le cas échéant.

4.1.3 Approche des tassements (ELS)

Dans les deux cas de fondations, les tassements sous fondations sont calculés par couche, chacune correspondant à un module pressiométrique.

Ces ordres de grandeur devront être recalculés en fonction des descentes de charges précises du projet.

Dans chaque cas, il appartient au B.E.T. de Génie Civil de définir les tassements acceptables en fonction de la structure, ce qui conduira éventuellement à modifier les contraintes réglementaires.

Il est toutefois attiré l'attention sur le fait de la qualité de la reconstitution du sol, dépendront les tassements (essais de contrôle).

Les tassements, selon les formules pressiométriques classiques, sont donnés ci-après pour l'exemple de fondation précité. Ils sont calculés selon le fascicule 62 à l'aide du logiciel Foxta. Les valeurs annoncées sont sur une durée de 10 ans.

Les tassements calculés pour la fondation la plus chargée à raison de 3 tonnes/m² sont inférieurs au centimètre. Les tassements devront être vérifiés dès lors que les descentes de charges seront définies et après contrôle du matelas de substitution et évaluation de son module pressiométrique.

4.2 TERRASSEMENTS, SOUTÈNEMENT ET MISE HORS D'EAU

4.2.1 Terrassement

Le terrassement des horizons intéressés par la profondeur du matelas de substitution sera réalisable à la pelle mécanique avec évacuation des matériaux à l'extérieur de la fouille.

La présence d'eau sur des terrains limoneux sensibles à l'eau pourra être à l'origine d'un changement d'état de ces derniers rendant leur terrassement délicat (collage, matelassage,...). Il est conseillé de réaliser les travaux en dehors des périodes de fortes pluies et de houle/marée haute afin d'obtenir des conditions de praticabilité suffisantes.

La présence de la nappe en fond de fouille et/ou de venues d'eau ainsi que le risque de boulangerie (instabilités des sols pulvérulents en présence d'eau) pourront provoquer des éboulements.

4.2.2 Soutènement

Compte tenu de la présence de sols superficiels hétérogènes susceptibles de présenter des éboulements et de la présence d'eau à faible profondeur, il est exclu de réaliser les terrassements sans assurer la stabilité des fouilles et des ouvrages mitoyens par un talutage adapté si les emprises le permettent ou par un soutènement adapté interdisant tout déplacement en phases provisoire et définitive avant travaux.

Au droit de l'extension du dépôt, la mise en place de palplanches est *a priori* possible, toutefois en contexte de démolition, des vestiges d'éléments enterrés peuvent être rencontrés. Le cas échéant, ceux-ci doivent être purgés et substitués par une grave propre insensible à l'eau. Les réseaux en place devront également être pris en compte.

Au droit du bassin de rétention et du séparateur hydrocarbure en revanche, il a été observé la présence de blocs au droit de l'emprise du bassin (à proximité de la berge du canal), rendant la mise en œuvre de palplanches difficile sur cette zone et à proximité (cf.

Figure 7). Un blindage est donc indiqué.

Les murs de soutènement projetés feront l'objet d'études spécifiques (dimensionnement) en phase projet ou d'exécution par un bureau d'études structures. Leur dimensionnement devra être étudié en fonction du projet retenu, afin de limiter leur déformabilité et, par conséquent, l'incidence sur les avoisinants (cuves existantes notamment) et les réseaux. Il sera veillé à limiter les vibrations lors de la mise en œuvre.

Les matériaux rencontrés étant des limons sableux ou graveleux à blocs, ceux-ci offrent vraisemblablement une perméabilité moyenne, potentiellement plus forte en présence de cailloutis plus nombreux. Le dispositif de soutènement devra donc permettre d'assurer la sécurité et l'étanchéité de la fouille avec une fiche suffisante pour éviter tout risque de remontée du matériau du fond de fouille au pompage, d'affouillement des parois et pour valider la sécurité vis-à-vis des phénomènes de renard et de boulangerie.

4.2.3 Mise hors d'eau

Le niveau d'eau a été observé à 1.0 m/TA en fin de sondages avec une venue d'eau diffuse vers 0.5 m/TA. Le fond de fouille se situera très probablement sous la cote du niveau d'eau, en particulier si le bassin de rétention est enterré. De plus, en fonction de la constitution des sols en place, des circulations préférentielles sont attendues, en particulier au sein des niveaux graveleux (RF2).

Ce système de fondation pourra en conséquence nécessiter un blindage, pompage ou bétonnage au tube plongeur pour les fondations, voire un rabattement de la nappe vu la perméabilité potentiellement importante des formations en place.

Vu la variabilité de la nature graveleuse des terrains et la présence d'eau à faible profondeur, il conviendra de prévoir un pompage d'une capacité importante, le cas échéant. La pompe devra être équipée de filtre afin d'éviter l'entraînement par pompage des fines présentes dans le terrain.

Il reviendra à l'entreprise de disposer de moyens adaptés pour étanchéifier la zone de travail. Une étude hydraulique reste nécessaire en cas de pompage.

Toutes les conditions de sécurité devront être respectées, pour ne pas déstabiliser les avoisinants (cuves existantes) par le pompage, le défaut de blindage ou la vibration du compactage.

4.3 RECOMMANDATIONS POUR LA MISE EN ŒUVRE DU MATELAS DE SUBSTITUTION

Sous l'ensemble de la fondation et avec un débord minimum de 2.0 m il sera purgé le sol sur l'épaisseur minimale préconisée ci-avant puis établi une première couche Ø 200/300 mm (cloutage du sol) puis une couche en matériau Ø 20/200 mm jusqu'à la cote de mise en sécurité. Ces matériaux seront insensibles à l'eau, charpentés, graveleux de type basalte concassé, constitués de matériaux de type D3 de la classification LCPC/SETRA et mis en œuvre suivant les règles de l'art et les recommandations en vigueur, sur une épaisseur totale égale au terrassement.

Cette épaisseur pourra varier sensiblement après ouverture de la fouille et un suivi d'exécution des fondations de type G4 est fortement conseillé. La mise en œuvre de chaque couche n'excédera pas les 0.3 m d'épaisseur, avec un compactage mécanique soigné et adapté.

L'exécution des fouilles devra être soignée.

Les poches très molles ou décomprimées seront purgées, ainsi que les souches et éléments de matière organique, les remblais, poches décomprimées, saturées, déstructurées par le passage des engins et les points durs ; et remplacées par la mise en œuvre d'un sol de type grave concassée compactée ou du gros béton. Le fond de fouille sera horizontal.

En cours de compactage, il conviendra impérativement de contrôler la qualité de ce dernier. Il s'agit d'un point de contrôle/critère d'arrêt pour la continuité du chantier. Un géotechnicien pourra se prononcer sur les résultats dans le cadre d'un suivi d'exécution géotechnique des fondations (Mission G4 – NF P94-500 de Nov. 2013).

Cette couche devra être réceptionnée par des essais à la plaque suivant le mode opératoire du LCPC, avec palier intermédiaire à 0,07 MPa pour la détermination du module de WESTERGAARD.

Il est proposé les critères de réception suivants :

module de déformation	$E_{v2} > 50 \text{ MPa}$
rapport des modules	$E_{v2} / E_{v1} < 2$
module de WESTERGAARD	$K_w > 50 \text{ MPa/m}$
résistance en pointe	$Q_d > 4 \text{ MPa}$

L'Entreprise devra mettre en œuvre les moyens nécessaires permettant d'atteindre ces critères (utilisation d'engins de compactage appropriés, épaisseur de grave concassée à adapter en fonction de l'état réel du site et de sa teneur en eau, compactage par couches selon les recommandations en vigueur, préparation et protection du fond de forme lors de périodes pluvieuses, etc.).

Le compactage de la grave de substitution pourra entraîner des consolidations en profondeur qui pourront engendrer des surconsommations de matériau.

L'attention est attirée sur le fait que de la qualité du matériau de substitution et de son compactage dépendront la réception du matelas selon les critères présentés ci-avant, l'importance des tassements ainsi que la qualité de la fondation coulée ensuite.

4.4 RECOMMANDATIONS POUR LA MISE EN ŒUVRE DU RADIER

La réalisation du radier devra respecter les dispositions techniques suivantes :

- Traitement de la couche inférieure à l'aide d'une grave concassée insensible à l'eau selon les recommandations du GTR (LCPC/SETRA) sur 0.3 m d'épaisseur minimum (qu'il conviendra d'ajuster au moment des travaux), en fonction des conditions hydriques et de l'état du fond de forme. En fonction des exigences demandées, il conviendra peut être de mettre en œuvre une plus grande épaisseur.
- On devra vérifier, au moyen d'essais à la plaque, qu'en tout point de la plateforme le module de Westergaard est supérieur à 50 MPa/m. Cette vérification constitue un point d'arrêt dans le déroulement du chantier.
- Réalisation du radier.

4.5 RECOMMANDATIONS POUR LA MISE EN ŒUVRE DES FONDATIONS

Les poches molles ou décomprimées et les éventuelles structures enterrées, le cas échéant, seront purgées et remplacées par la mise en œuvre d'une grave propre insensible à l'eau de type grave concassée et compactée.

Afin d'éviter une décompression du fond des fouilles et/ou des rigoles des semelles, ceux-ci devront être protégés immédiatement par un béton de propreté ou par un matériau équivalent.

Le fond de fouille sera horizontal. Les fondations devront être coulées immédiatement après terrassements. L'exécution des fouilles devra être soignée.

Les murs enterrés (bassin de rétention, le cas échéant) devront être considérés comme des murs de soutènement.

4.6 STRUCTURE DE CHAUSSEE

Le prédimensionnement fourni par le LABO TP en phase G1 (dossier 18300, rapport n° 18/1053 d'août 2018) est le suivant :

En prenant les hypothèses de dimensionnement de voirie suivantes :

- **un trafic en limite haute T5 soit jusqu'à 25 PL > 5T/jour/sens de circulation,**
- **une durée de vie de 15 ans,**
- **un taux d'accroissement de 0 %,**
- **et un fond de forme de portance PF1** (portance de fond de forme estimée à partir des essais de plaque comprise entre 15 et 30 MPa (matériaux sensibles à l'eau).

Un calcul de prédimensionnement issu du « Guide des chaussées neuves à faible trafic » permet d'envisager une structure de principe suivante :

- **revêtement de 7 cm d'enrobé BBSG,**
- **couche de base de 20 cm en GNT 0/20 ou 0/31.5 mm,**
- **couche de fondation de 25 cm de GNT 0/63 mm,**
- **couche de forme de 30 cm** (GNT 0/63 mm ou tout-venant 0/100 mm propre, continu et bien gradué) pour obtention d'une assise de chaussée de portance suffisante.

La vérification de la portance du toit de la couche de forme par essais à la plaque LCPC devra constituer un point d'arrêt du chantier pour lequel le critère de réception sera :

- **Module EV2 > 40 MPa,**
- **Rapport $k = EV2/EV1 < 1.5$.**

Si la portance sur couche de forme reste ≤ 40 MPa, une épaisseur complémentaire devra être mise en œuvre, à définir suivant le niveau de portance atteint.

La coupe du projet de voirie de mars 2019 mentionne la structure suivante :

- **7 cm d'enrobé BBSG,**
- **8 cm en GB3,**
- **50 cm de GNT 0/31.5 mm.**

Une vérification de cette structure de chaussée menée sous logiciel ALIZE-LCPC sur la base des hypothèses d'entrée précitées confirme la possibilité de mise en œuvre de cette structure pour un fond de forme de portance vérifiée à EV2 > 30 MPa en base des 50 cm de GNT 0/31.5 cm.

Il sera vérifié la bonne qualité des matériaux de grave non traitée mis en œuvre (Granulométries continues, matériaux propres et de dureté conforme aux spécifications d'une GNT suivant NF EN 13285) et une attention particulière sera à apporter à la réalisation homogène et continue des couches d'imprégnation sur GNT et d'accrochage avant mise en œuvre des épaisseurs bitumineuses.

La mise en œuvre d'un géotextile sur fond de forme est préconisée pour limiter la contamination de la GNT par des éléments fins du support limoneux attendu.

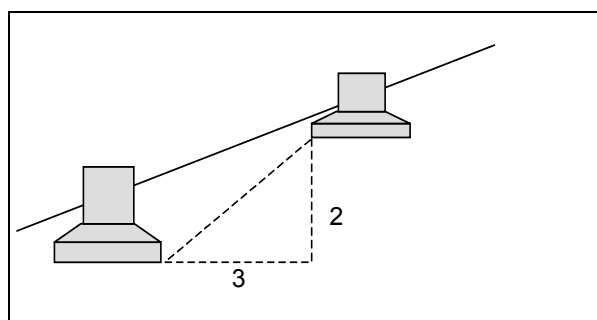
La gestion des eaux de ruissellement sera à prendre en compte dans la conception du projet routier.

Ce dimensionnement reste assujéti à la vérification de l'obtention d'une plateforme (fond de forme) de portance vérifiée supérieure à 30 MPa en base de la couche de 50 cm de GNT prévue.

4.7 PRECAUTIONS PARTICULIERES DE CONCEPTION ET D'EXECUTION

4.7.1 Conception des fondations

Les niveaux de fondations successives doivent être tels qu'une pente maximale de 3 de base, pour 2 de hauteur relie les arêtes des semelles les plus voisines (existantes et/ou projetées).



Si cette condition n'est pas respectée, il faudra tenir compte dans le dimensionnement des différentes structures – dans la suite du projet – des efforts parasites appliqués par les fondations les plus hautes sur les voiles périmétriques et les fondations mitoyennes.

4.7.2 Mitoyenneté des fondations

La réalisation du projet actuel implique l'exécution de démolition du muret et d'une partie de la structure du dépôt. Toutes les précautions devront être prises pour leur éviter tout dommage.

En effet, en cas de pompage de la nappe ou de vibrations lors du compactage du matelas de substitution dans les contextes identifiés (sols très meubles), des déstabilisations de terrains peuvent avoir lieu.

Des phénomènes de sous-cavages, d'affouillements par entrainement des fines, de tassements sur des ouvrages avoisinants et des phénomènes de déjaugage peuvent également se produire. Tous les moyens devront être mis en œuvre pour pallier ces phénomènes.

Dans tous les cas, les fondations du projet situées à proximité des fondations existantes seront ancrées au moins à la même profondeur que les fondations des ouvrages existants et avec une contrainte admissible proche afin de limiter les tassements différentiels entre les fondations existantes et les fondations à créer. Si une reprise en sous-œuvre s'avère nécessaire, elle devra faire l'objet d'une étude particulière que le LABO TP peut réaliser dans le cadre d'une mission spécifique de type G5 ou d'une mission plus générale de type G2 complémentaire.

4.7.3 Joints de construction

Des joints de construction devront impérativement être prévus à la jonction des ouvrages à créer, sur toute la hauteur de l'ouvrage, y compris les fondations.

4.7.4 Dispositions spécifiques compte tenu de l'hétérogénéité du sol

Il conviendra d'adopter les dispositions constructives suivantes :

- fondations armées et rigidifiées,
- coulage des fondations à pleines fouilles,
- éloignement de toute plantation d'arbres,
- évacuation des eaux de circulations superficielles,
- chaînages soignés des constructions.

4.7.5 Protection des ouvrages contre l'eau

D'après nos investigations de la présente mission et de la mission G1 phase PGC du LABOTP (réf. D18300, rapport n° 18/1053 d'août 2018). Le niveau d'eau a été relevé entre 0.5 à 1.0 m de profondeur pourra éventuellement entraîner des sujétions particulières pour les fondations telles que blindage, pompage ou bétonnage au tube plongeur en cas de remontées du niveau de la nappe.

Rappelons que le DTU 14.1 fait obligation de prévoir le cuvelage jusqu'à +0.5 m au dessus du niveau PHEC considéré. Si ce niveau n'est pas défini, il revient à la maîtrise d'ouvrage de se prononcer sur une cote de protection.

Par ailleurs, en cas de réalisation d'un joint de construction ou de dilatation, il y aura peut-être lieu de mettre en place, entre les parties de l'ouvrage, des joints étanches de type « water-stop ».

L'ouvrage sera conçu de manière à reprendre les sous-pressions hydrostatiques. Dans tous les cas, le Maître d'Ouvrage devra mettre en œuvre les sujétions liées à la surveillance et l'entretien des équipements mis en place.

4.8 MITOYENS ET AVOISINANTS

La réalisation du projet actuel implique l'exécution de démolition du muret et la construction au voisinage de réseaux dont l'implantation n'est pas totalement connue auxquels s'ajoutent les réseaux et structures liées au dépôt. Toutes les précautions devront être prises pour leur éviter tout dommage en phase travaux (pompage éventuel, vibrations, démolition,...).

Par ailleurs, il conviendra de veiller à ne pas déstabiliser les berges du canal ni l'écoulement des eaux pluviales lors de la mise en œuvre du mur de soutènement du séparateur hydrocarbure et plus largement lors de la mise en œuvre de la chaussée et des fondations à construire.

De plus, l'intervention réseaux en contexte aéronautique implique de suivre des mesures de sécurité (GAM et aéroport).

4.9 CONTINUITE DE LA MISSION

La vérification des cotes de niveaux d'eau stabilisés par un suivi piézométrique couvrant au minimum une saison des pluies complète ainsi qu'une étude hydrologique sont nécessaires en cas de pompage, afin de définir les dispositions à prévoir en termes de gestion de l'eau (débits d'exhaure, etc.).

Ces investigations pourront être réalisées dans le cadre d'une mission G2 Phase PRO au moyen des plans des fondations et de leurs descentes de charges.

Il conviendra de contrôler la réalisation du matelas à l'aide d'essais à la plaque et de sondages pénétrométriques. Il est possible que la hauteur de matelas soit moindre ou modifiée à l'ouverture des fouilles. Il est conseillé de faire ces contrôles dans le cadre d'une mission géotechnique de type G4. Cette visite donne lieu à avis écrit portant sur la conformité de la méthode d'exécution des fondations. Cette mission doit faire l'objet d'une commande préalable.

Il est conseillé de réaliser des planches d'essais préalables pour valider le matériau et le compactage du matelas de substitution.

L'instrumentation du dépôt existant en phase travaux (capteurs de vibrations, fissuromètres, etc.) est recommandée, ou le constat préalable des désordres avant réalisation des travaux.

Enfin la portance du fond de forme des voiries avant la mise en œuvre de la structure de chaussée définie sur les plans communiquées devra être vérifiée par essais de plaque comme supérieure à 30 MPa (module EV2).

La Chargée d'affaires,

Le Chef du Département Géotechnique,

V. BOURGEOIS

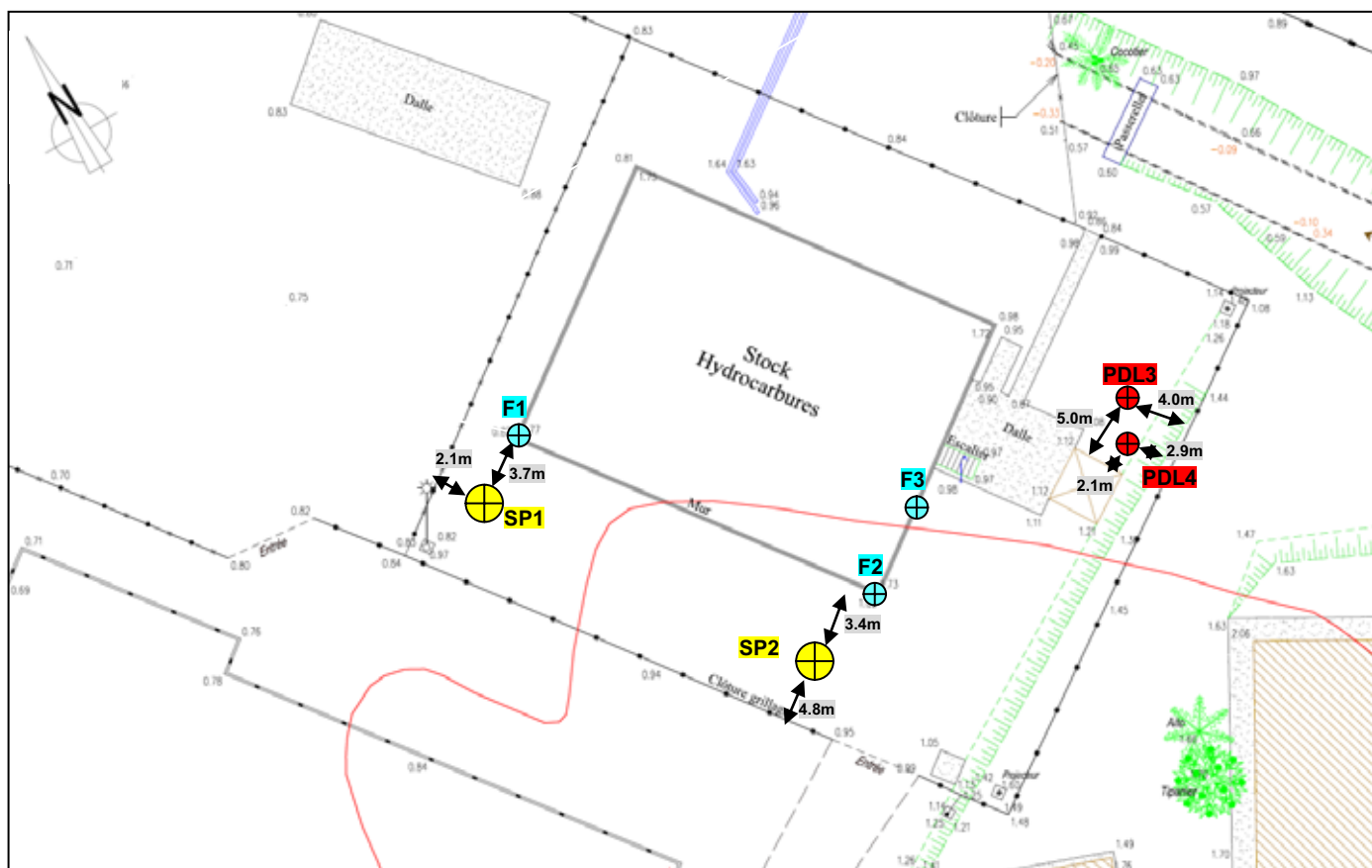


D. MATHE

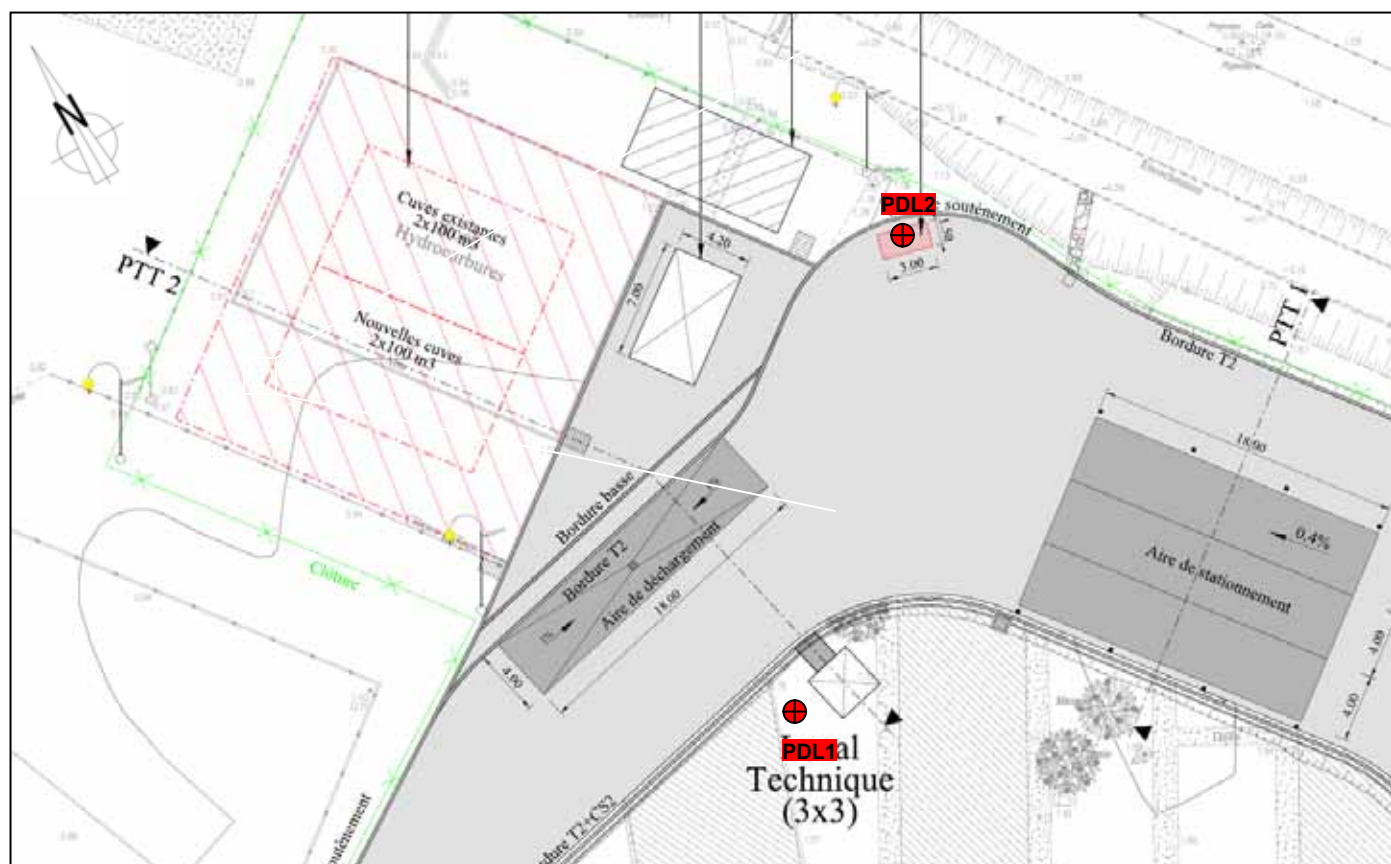


ANNEXE 1

IMPLANTATIONS DES SONDAGES



MOA :	GAM FAA'A	Affaire : Extension du dépôt de carburant							
		Lieu : Base aérienne 190 – FAA'A							
		Titre : SCHEMA D'IMPLANTATION DES SONDAGES (1/2)							
 		Dossier	Plan N°	Indice	Dess.	Vérif.	Date	Echelle	Format
		D19215	01	A	LH	VB	JUIL.19	-	A4



MOA :	GAM FAA'A	Affaire : Extension du dépôt de carburant							
		Lieu : Base aérienne 190 – FAA'A							
		Titre : SCHEMA D'IMPLANTATION DES SONDAGES (2/2)							
 		Dossier	Plan N°	Indice	Dess.	Vérif.	Date	Echelle	Format
		D19215	01	A	LH	VB	JUIL.19	-	A4

ANNEXE 2

SONDAGES PENETROMETRIQUES LOURDS

PDL1 A PDL4



Chantier : Extension du dépôt de carburant

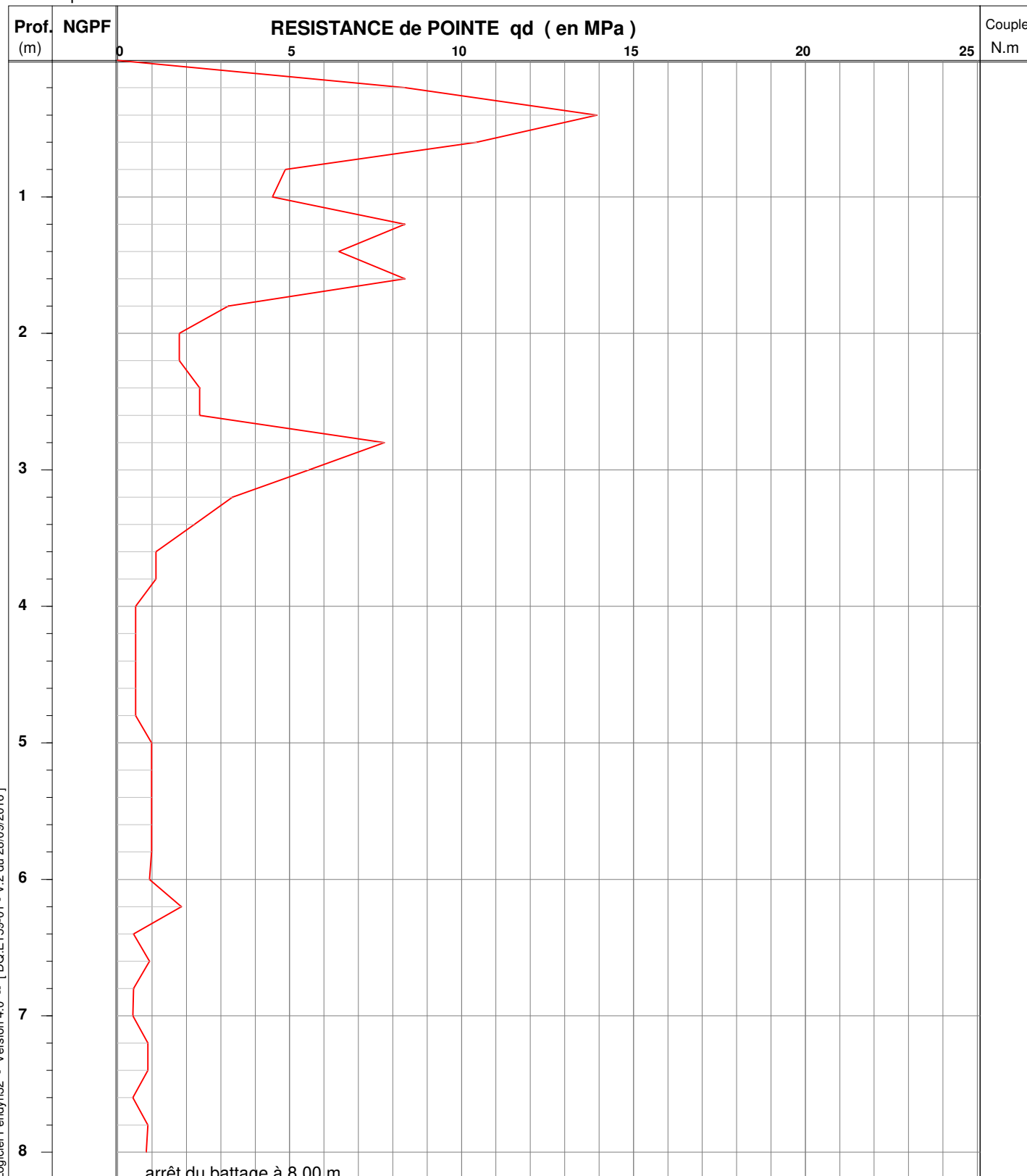
Client : GAM FAA'A

Dossier : 19215

Date essai : 03/07/2019

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : BORRO

Etalonné le 11/01/11

mouton de 63.5 kg, H.chute 0.50 m - équipement mobile 3.9 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 19.6 cm²

OBSERVATIONS : /



Chantier : Extension du dépôt de carburant

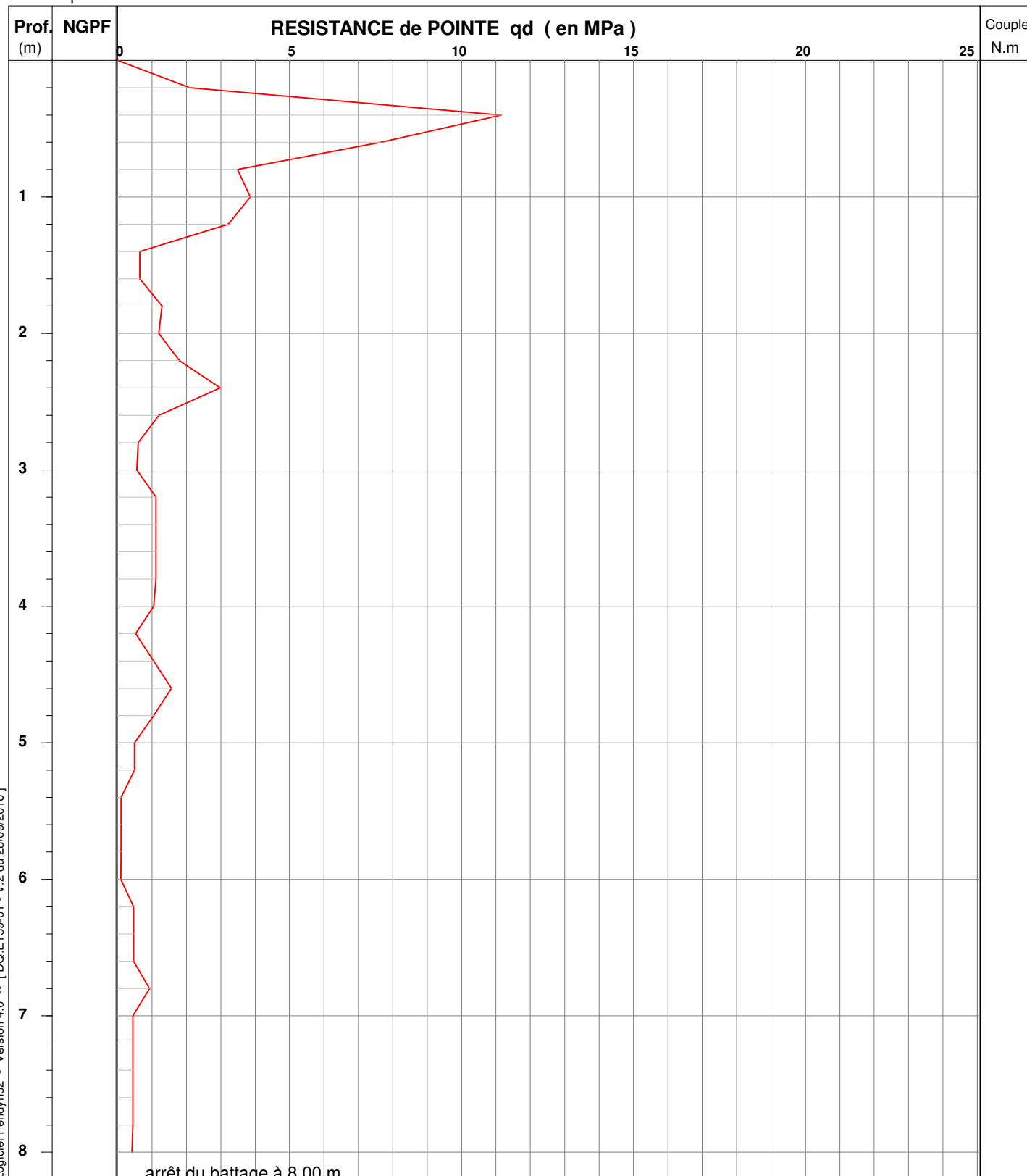
Client : GAM FAA'A

Dossier : 19215

Date essai : 05/07/2019

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : BORRO

Etalonné le 11/01/11

mouton de 63.5 kg, H.chute 0.50 m - équipement mobile 3.9 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 19.6 cm²

OBSERVATIONS : /



Chantier : Extension du dépôt de carburant

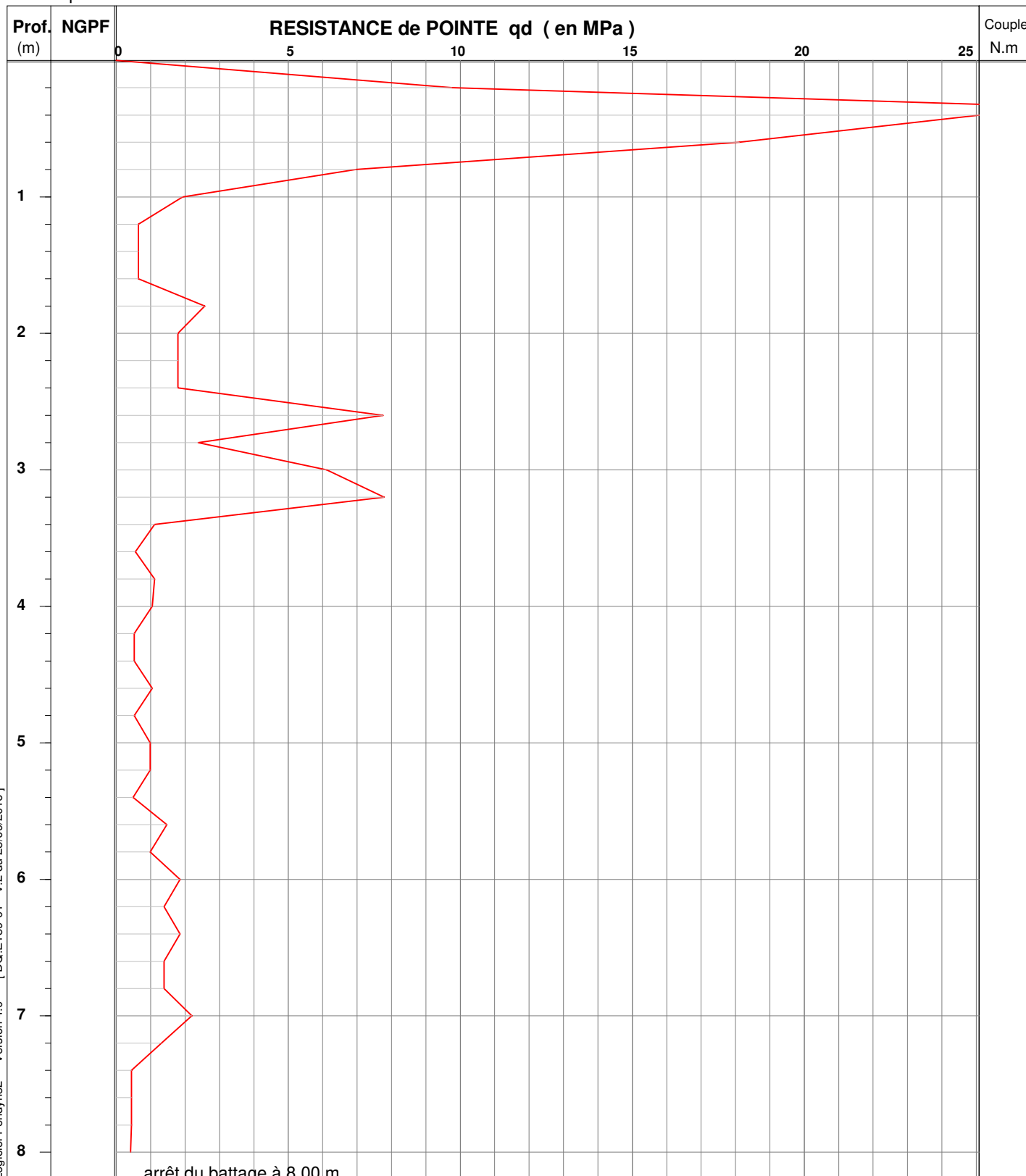
Client : GAM FAA'A

Dossier : 19215

Date essai : 04/07/2019

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : BORRO

Etalonné le 11/01/11

mouton de 63.5 kg, H.chute 0.50 m - équipement mobile 3.9 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 19.6 cm²

OBSERVATIONS : /



Chantier : Extension du dépôt de carburant

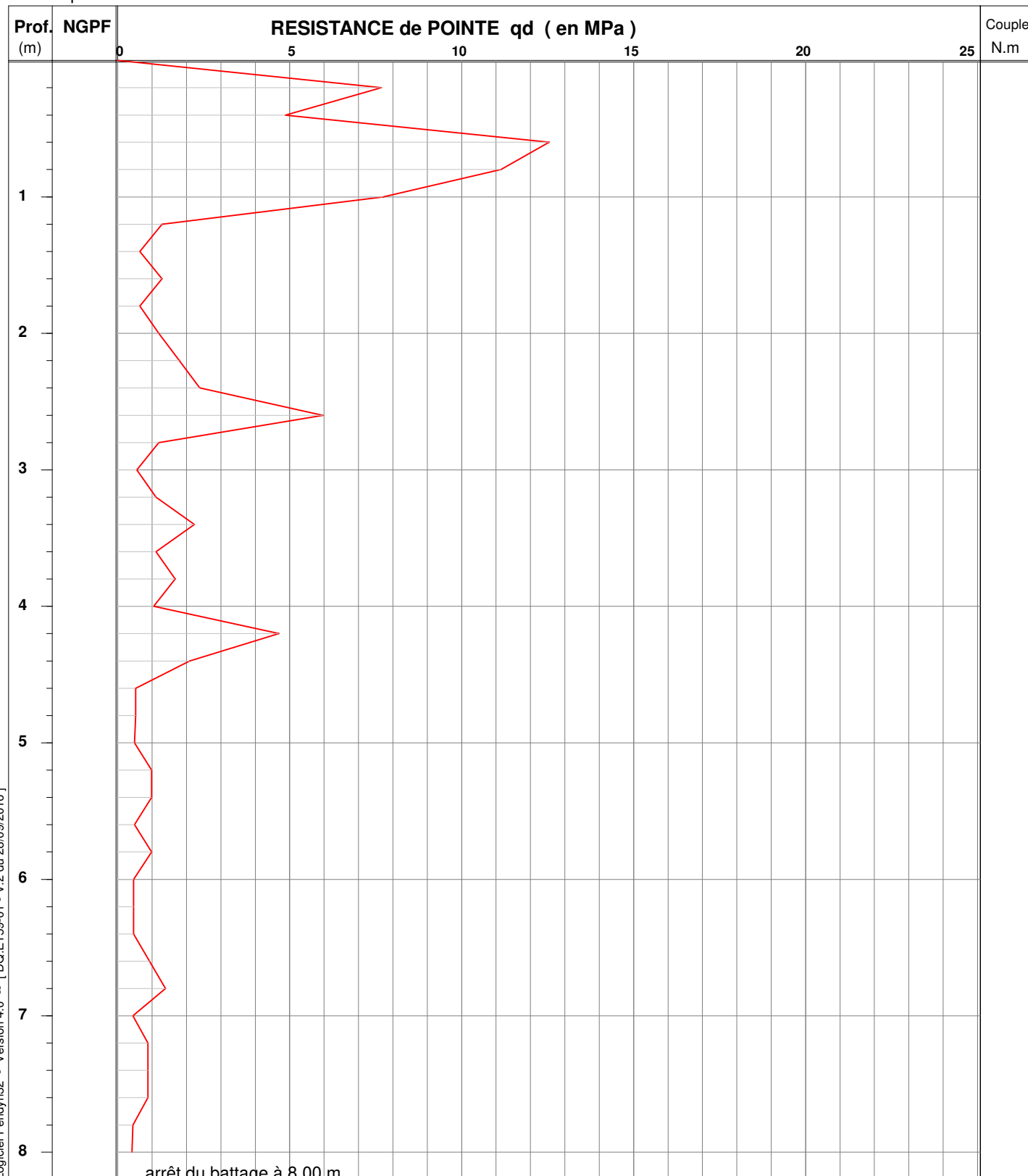
Client : GAM FAA'A

Dossier : 19215

Date essai : 04/07/2019

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : BORRO

Etalonné le 11/01/11

mouton de 63.5 kg, H.chute 0.50 m - équipement mobile 3.9 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 19.6 cm²

OBSERVATIONS : /



DESCRIPTION DES ESSAIS AU PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE LOURD

Référence : D1 ING_REF_0781_01

Approuvé le : 14-janv-13

1/1

Les essais ont été exécutés au moyen d'un pénétromètre Lourd BORRO conformément au mode opératoire de la norme NF P-94115 type B. Ils consistent à enfoncer d'une hauteur de 20 cm, une pointe conique de 19.6 cm² de section fixée à l'extrémité d'une tige ronde de 32 mm de diamètre.

La résistance de rupture conventionnelle en pointe q_d est calculée par la formule des Hollandais :

$$q_d = \frac{M^2 \times H}{e(P + M)} \times \frac{1}{s}$$

avec

q_d est exprimé en daN/cm²

M en daN est le poids du mouton

$e = \frac{E}{N}$, E étant l'enfoncement pour N coups de mouton

H en cm est la hauteur de chute

P en daN représente le poids mort (enclume, tiges, goujons, embout, pointe etc...) qui est variable avec la profondeur

e en cm est l'enfoncement pour un coup de mouton avec :

S est la surface de la pointe

1) SEMELLES SUPERFICIELLES

Les contraintes de calcul sont déterminées d'après les recommandations du DTU 13.12 de mars 1998 (règles pour le calcul des fondations superficielles).

La méthode employée est décrite ci-après :

- contrainte de calcul ultime : $q_u = \frac{q_d}{k_d}$ avec k_d # 5 à 7

- contrainte de calcul aux ELS : $q_{ELS} = \frac{q_u}{3}$

- contrainte de calcul aux ELU : $q_{ELU} = \frac{q_u}{2}$

avec q_d (MPa) : résistance de pointe mesurée au pénétromètre dynamique.

Remarques :

- cette méthode est utilisée pour apprécier la faisabilité de fondations superficielles au stade de l'avant-projet sommaire ou bien pour contrôler la portance d'un horizon bien connu
- limite de validité de la méthode : lorsque les résistances de pointe q_d mesurées au pénétromètre dynamique sont inférieures à 1 MPa (cas de sables lâches etc.), il y a lieu de procéder à des essais complémentaires (type essais pressiométriques ou essais en laboratoire).

2) FONDATIONS PROFONDES

Le pénétromètre dynamique est assimilable à un modèle réduit de «fondation profonde», son élancement (rapport de la longueur au diamètre) étant très important.

En terrain normal et dans le cadre d'une étude préliminaire de faisabilité géotechnique, il est d'usage pour des pieux, d'estimer la résistance de pointe par la formule suivante :

$$Q_p = \frac{q_d}{6}$$

L'utilisation de cette méthode permet une approche de la faisabilité géotechnique d'un tel mode de fondation, mais ne peut en aucun cas servir de base pour le dimensionnement au stade d'étude de projet ou d'exécution ; des investigations complémentaires sont indispensables (essais pressiométriques).

Au delà de 7 à 10 m de profondeur, du fait de phénomènes parasites (frottement latéral, flambage ou déviation des tiges), l'exploitation des résultats obtenus requiert une grande prudence.

L'expérience montre que les résultats obtenus pour les sables fins, notamment noyés, sont souvent pessimistes, du fait de l'influence de phénomènes vibratoires et de liquéfaction.

ANNEXE 3

SONDAGES PRESSIOMETRIQUES

SP1 & SP2

LTPP

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SP1



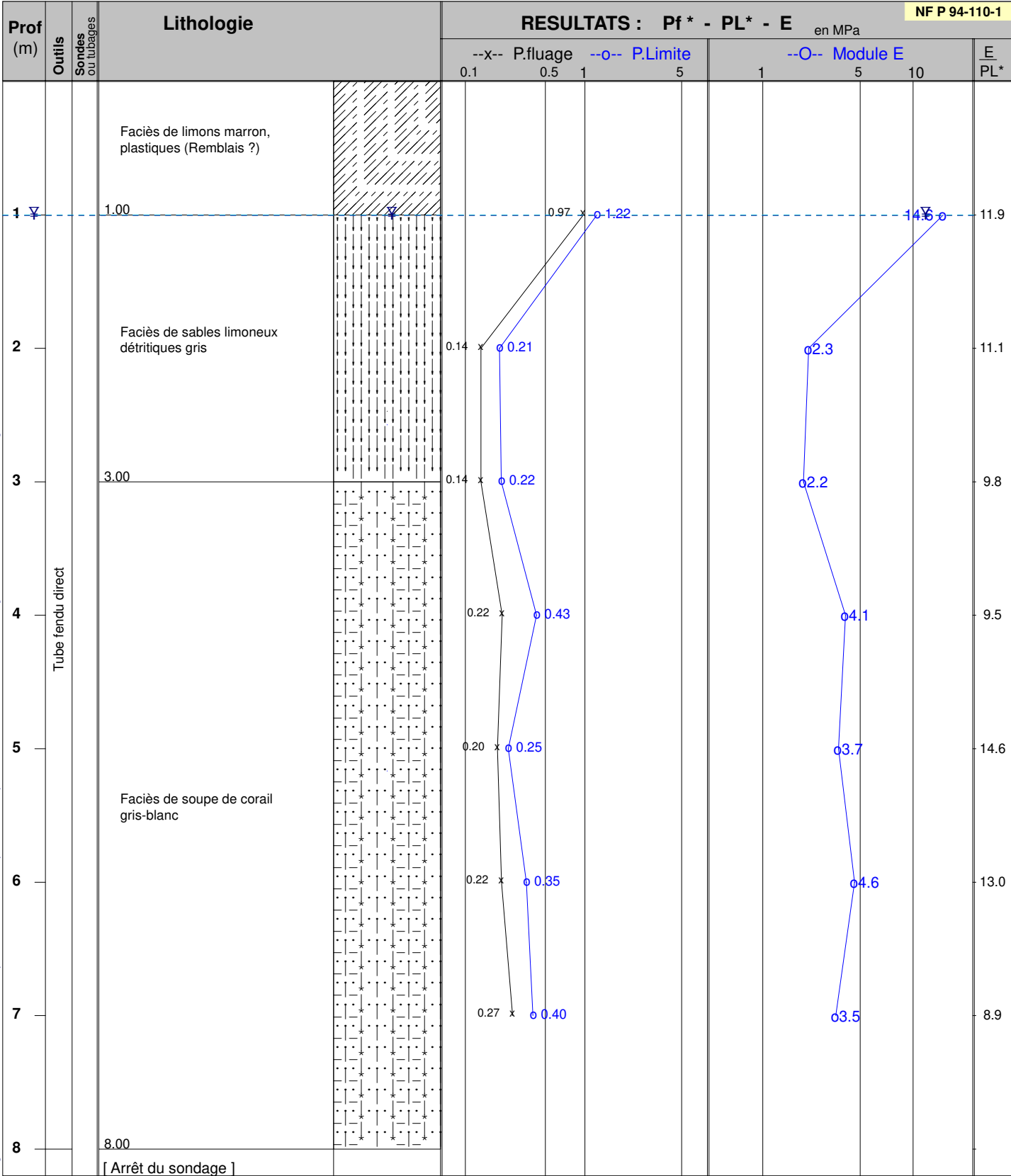
Chantier : Extension de dépôt de carburant

Client : GAM FAA'A
Dossier : 19215

Ech.Prof: /

Sondeuse: SOCOMAFOR

date de fin de sondage: 05/07/19



Observations : /

Nappe: niveau d'eau à 1.0 m.
niveau relevé le 05/07/19

LTPP

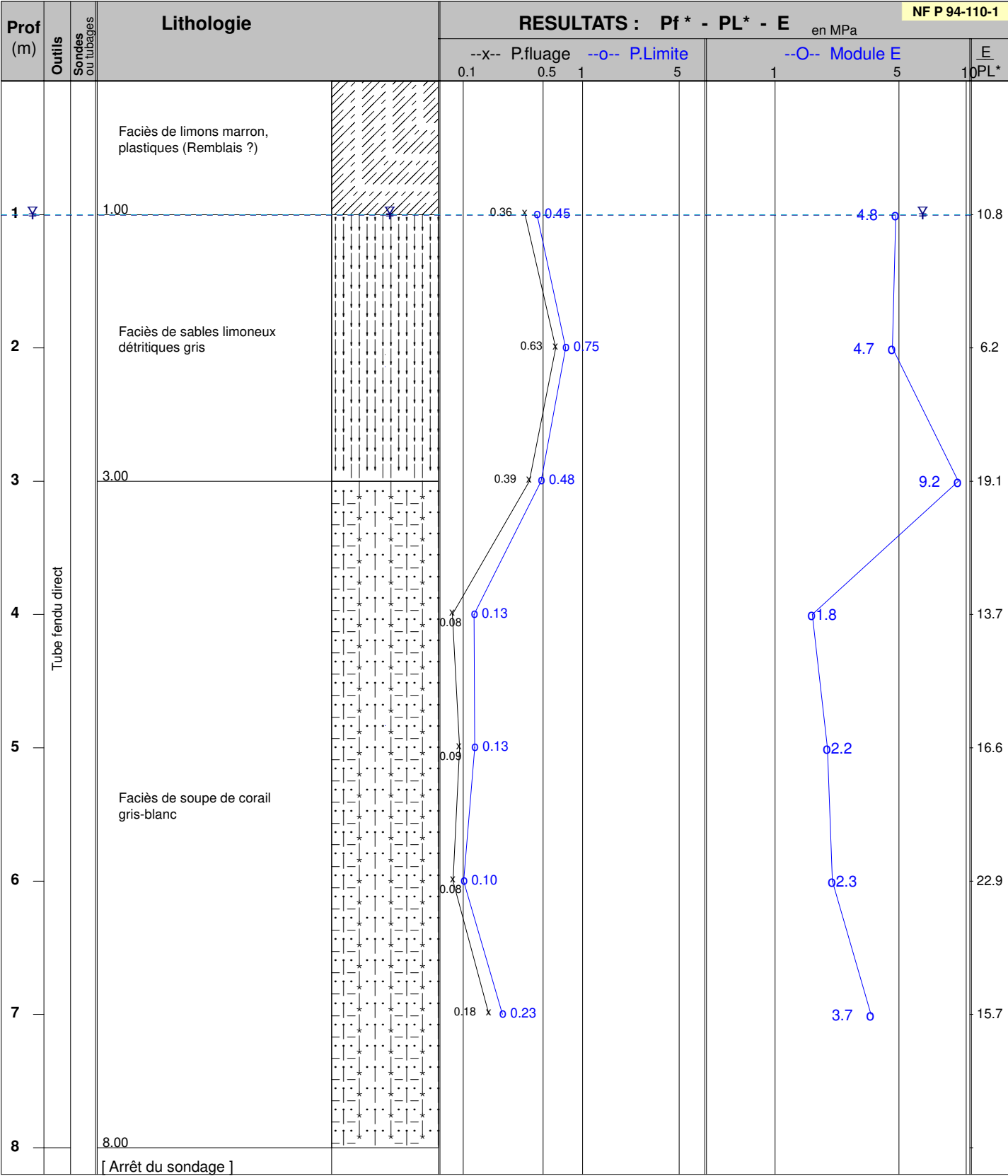
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SP2

Chantier : Extension de dépôt de carburant

Client : GAM FAA'A
Dossier : 19215



Ech.Prof: / Sondeuse: SOCOMAFOR date de fin de sondage: 04/07/19



Observations : / Nappe: niveau d'eau à 1 m.
(à la date d'exécution du forage)

Logiciel DEPRESS - Version 4.01 - Dépouillement d'essais pressiométriques selon norme NF P 94-110-1 -- [DQ.E158 - V.1 du 28/09/2016]

ANNEXE 4

FOUILLES DE RECONNAISSANCE

RF1 A RF3



Dossier n° : 19215

Client : DID PAPEETE

Chantier : Extension-mise aux normes du
dépôt de carburant, G2-AVP

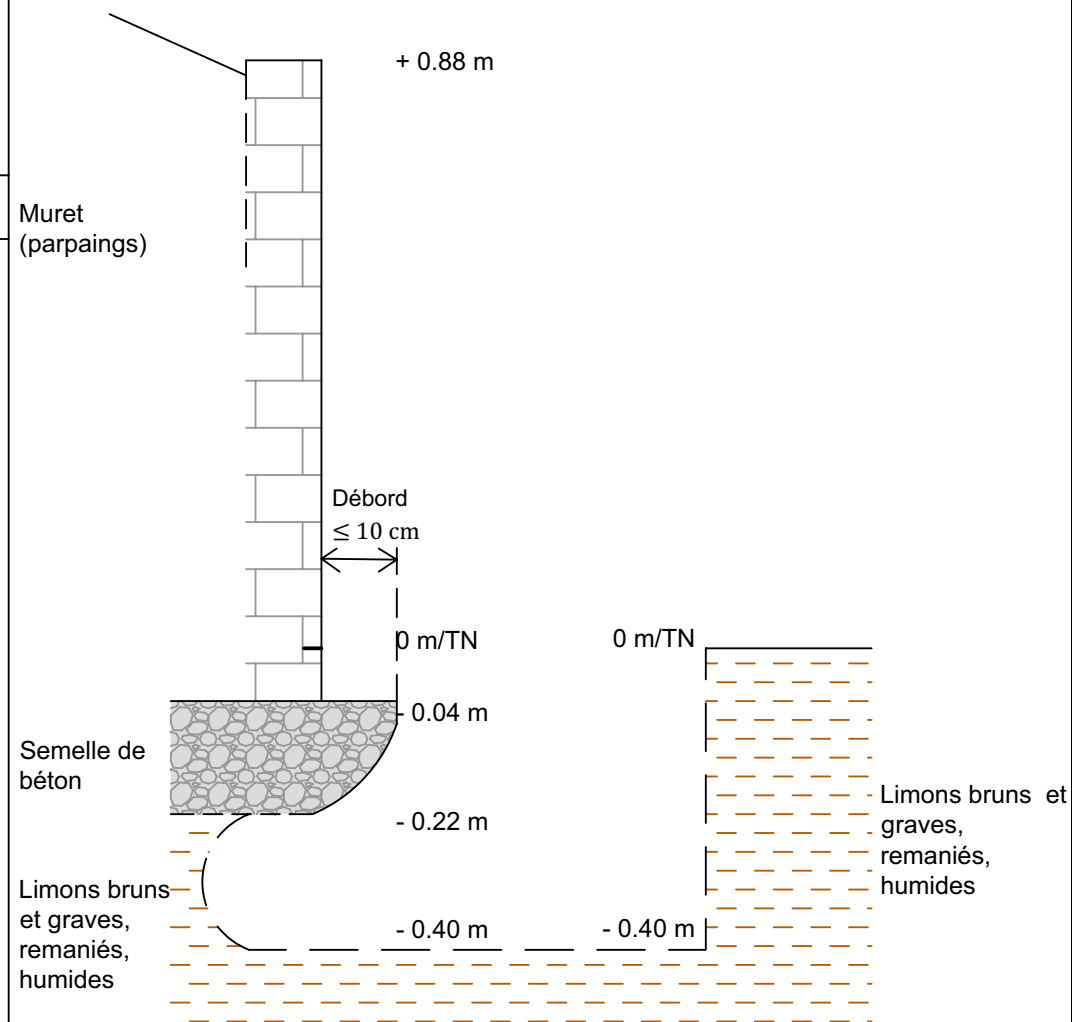
Lieu : GAM, FAA'A

RF1 du 03/06/2019 Pelle mécanique : ☐ Pelle manuelle : ☒

Photo :



Coupe 1 :



Remarque :



Dossier n° : 19215

Client : DID PAPEETE

Chantier : Extension-mise aux normes du
dépôt de carburant, G2-AVP

Lieu : GAM, FAA'A

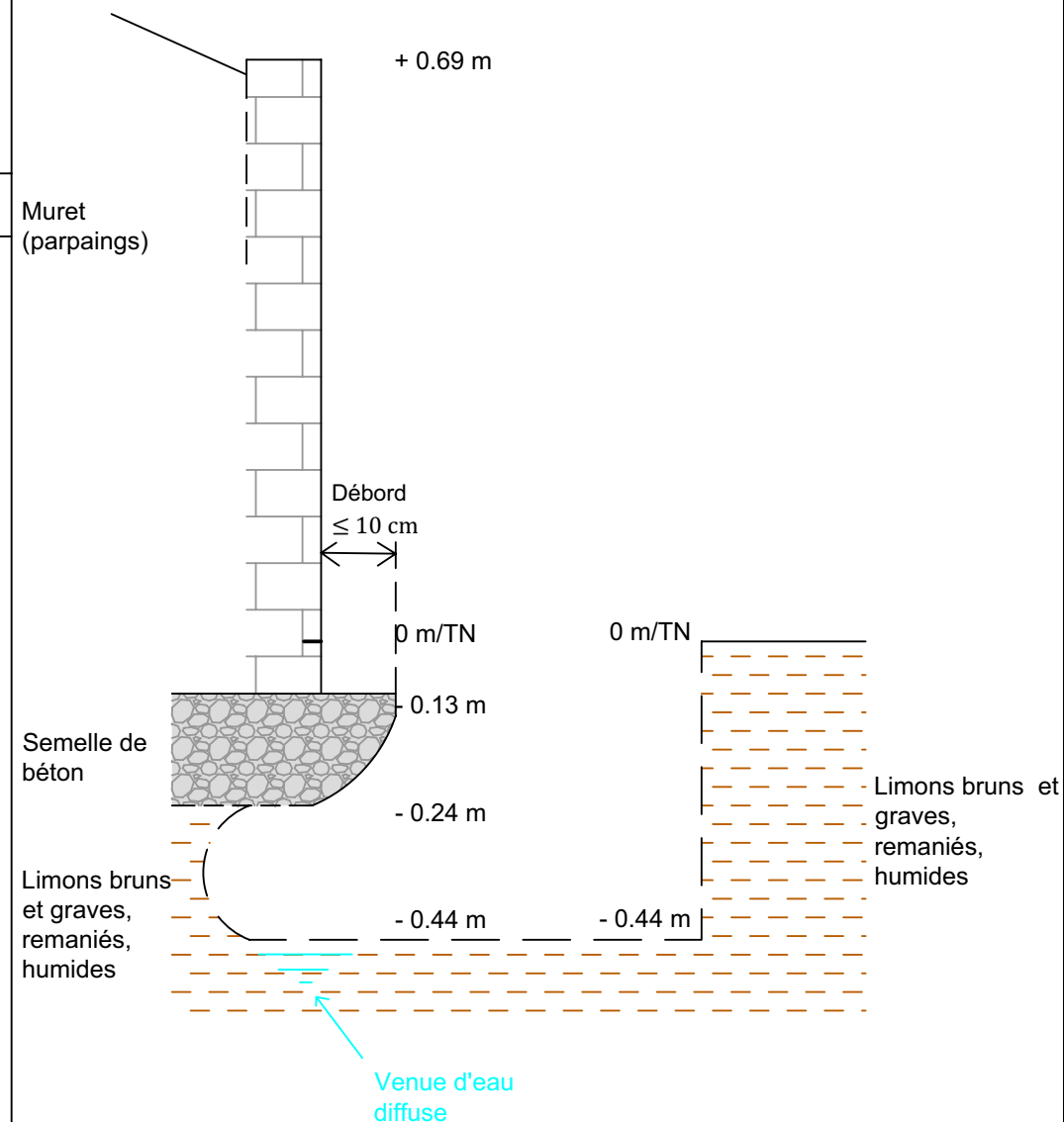
RF2 du 03/06/2019 Pelle mécanique : ☐ Pelle manuelle : ☒

Photo :

1



Coupe 1 :



Remarque :



Dossier n° : 19215

Client : DID PAPEETE

Chantier : Extension-mise aux normes du
dépôt de carburant, G2-AVP

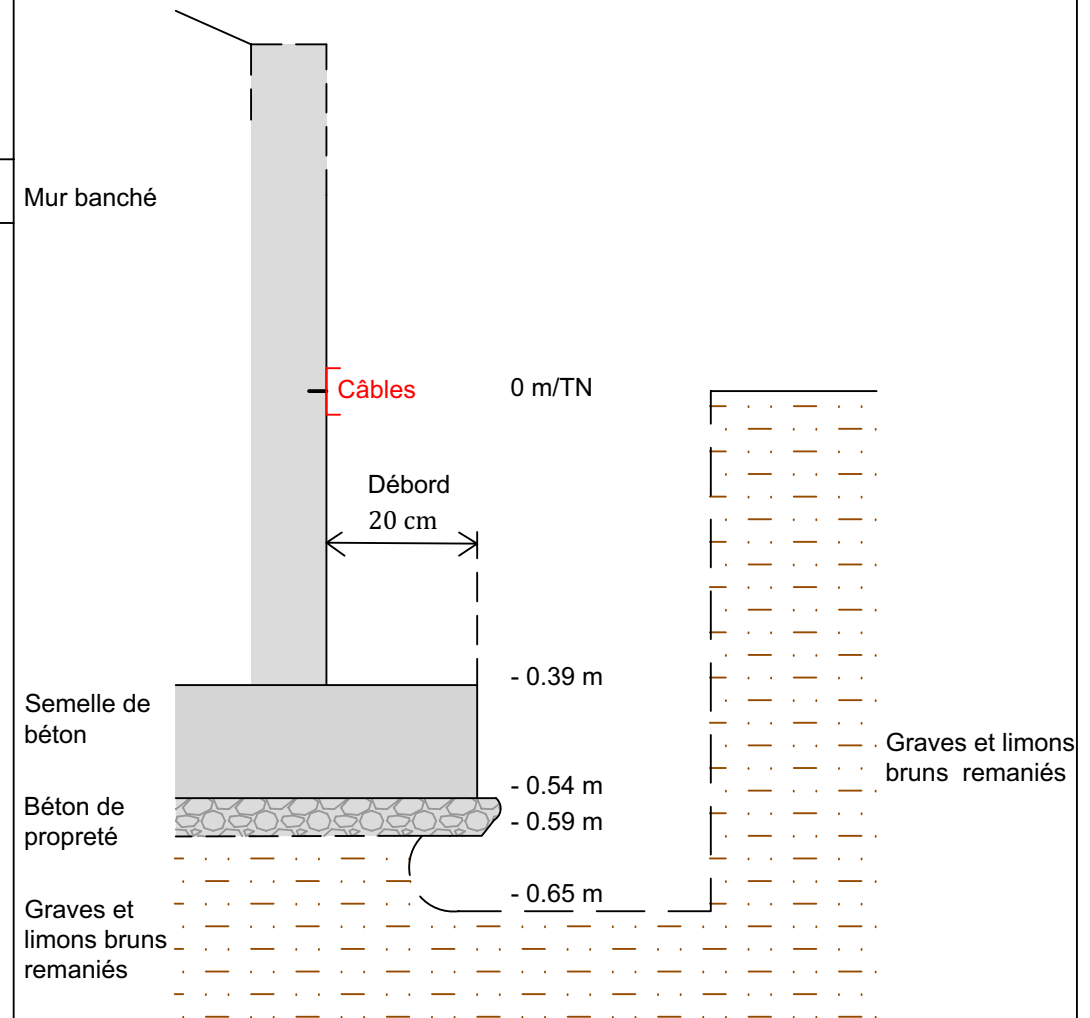
Lieu : GAM, FAA'A

RF3 du 03/06/2019 Pelle mécanique : ☐ Pelle manuelle : ☒

Photo :



Coupe 1 :



Remarque : Venue d'eau par rupture d'une canalisation

ANNEXE 5

NORME NF P94500 (version Nov.2013)



SYNTHÈSE NF P 94-500 VERSION 2013

Référence : D1 ING_REF_0780_02

Approuvé le : 9-avr-14

1/3

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
Etape 1 : étude géotechnique préalable (G1)		Etude géotechnique préalable (G1) Phase Etude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Etude préliminaire, esquisse, APS	Etude 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
Etape 2 : étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Etude 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	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	PRO	Etude géotechnique de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet	pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	DCE/ACT	Etude 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		
Etape 3 : Etudes géotechniques de réalisation (G3/G4)		A la charge de l'entreprise	A la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Etude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Etude (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)	Etude 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	Etude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase Etude)	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
A 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



SYNTHÈSE NF P 94-500 VERSION 2013

Référence : D1 ING_REF_0780_02

Approuvé le : 9-avr-14

2/3

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.

ETAPE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE PREALABLE (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 Etude 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)

ETAPE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE 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 spécifiques, 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, pente 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.

- Etablir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaire 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.



SYNTHÈSE NF P 94-500 VERSION 2013

Référence : D1 ING_REF_0780_02

Approuvé le : 9-avr-14

3/3

Tableau 2 – Classification des missions d'ingénierie géotechnique (suite)

ETAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE REALISATIONS (G3 et G4, distinctes et simultanées)

ETUDE ET SUIVI GEOTECHNIQUE 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 :

Phase Etude

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats,
- Etudier 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).
- Elaborer 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 Etude.
- 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).
- Etablir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DCE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO).

SUPERVISION GEOTECHNIQUE 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 GEOTECHNIQUE (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.
- Etudier 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 géotechnique seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).