



PORT-AU-PRINCE, LE : 05 JUIN 2019

La Direction Technique

N/Référence : DT/JNC/jnc/19/514

Dossier : B-19/217

Construction du bâtiment devant loger le tribunal de paix de Gressier
Rapport définitif d'études géotechniques et géophysiques

CLIENT : PNUD

PORT-AU-PRINCE, LE : 05 JUIN 2019

La Direction Technique

N/Référence : DT/JNC/jnc/19/514

Dossier : B-19/217

Construction du bâtiment devant loger le tribunal de paix de Gressier
Rapport définitif d'études géotechniques et géophysiques

CLIENT : PNUD

Port-au-Prince, le 25 Juin 2019

La Direction Technique

N/Référence : DT/SSV/mc/19/533

Dossier : B-19/217

Madame Marie Antoinette ALCIDE

Chargée des Opérations

PNUD HAITI

En Ses Bureaux.-

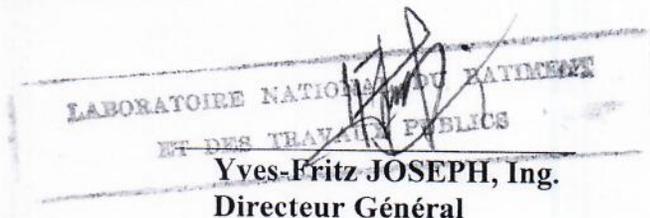
Projet : Construction d'un bâtiment devant loger le
Tribunal de Paix de Gressier

Objet : Transmission de rapport définitif

Madame la Chargée des Opérations,

La Direction Générale du Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP) vous présente ses compliments et a l'avantage de vous faire parvenir, sous ce couvert, le rapport définitif relatif à la campagne de reconnaissance, d'études géotechniques et géophysiques du site dans le cadre du projet susmentionné.

Cette Direction Générale vous souhaite bonne réception de son courrier et vous prie de croire, Madame la Chargée des Opérations, en les meilleurs services du LNBTP.



Yves-Fritz JOSEPH, Ing.
Directeur Général

FICHE D'IDENTIFICATION DE RAPPORT DEFINITIF

1. N° DOCUMENT : N/REFERENCE : DT/JNC/JNC/19/514	2. N° DOSSIER : B-19/217	3. N° CONTRAT :
4. PROJET : CONSTRUCTION DU BÂTIMENT DEVANT LOGER LE TRIBUNAL DE PAIX DE GRESSIER		
5. TITRE ET SOUS-TITRE DU DOCUMENT : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES ET GÉOPHYSIQUES		
6. REDACTEUR(S): JEAN-NIXON CHARLES, ING.	7. DIRECTION : DIRECTION TECHNIQUE	8. DATE DU DOCUMENT : 05 JUIN 2019
9. CLIENT (NOM ET ADRESSE) : PNUD	10. TYPE DE DOCUMENT : RAPPORT DÉFINITIF	11. DATE DE LA COMMANDE :
<p>12. RESUME :</p> <p>Dans le cadre du projet de construction du bâtiment devant loger le Tribunal de Paix de Gressier, le Programme des Nations Unis pour le Développement (PNUD-HAITI) a sollicité les services du Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP), en vue d'entreprendre une campagne de reconnaissance géotechnique et géophysique du site. Cette campagne vise à définir les conditions existantes du sous-sol en vue de concevoir les fondations du bâtiment projeté.</p> <p>Pour atteindre les objectifs fixés, deux (2) essais de pénétration dynamique, approfondis chacun à 8.00 mètres, deux (2) puits manuels descendus à 3.00 mètres, un (1) essai MASW et deux (2) mesures H/V, ont été réalisés.</p> <p>L'analyse des diagrammes de pénétration dynamique révèle l'existence d'un sous-sol plus ou moins homogène dans le plan horizontal et hétérogène dans le plan vertical en termes de résistance en pointe. En effet, dans les quatre premiers mètres du sous - sol, dans le point d'essai PD₁, la résistance dynamique de rupture en pointe du sous - sol est plus ou moins appréciable, 2.50 MPa en moyenne. À partir de 4.40 mètres de profondeur et jusqu'au refus atteint à 5.80 mètres, la résistance dynamique de rupture en pointe augmente en accusant une valeur moyenne de 5.50 MPa. En PD₂, la résistance dynamique de rupture en pointe est appréciable dans le premier mètre du sous-sol, 7.00 MPa en moyenne. Entre 1.60 m et 2.80, elle a chuté en restant plus ou moins appréciable, 4.00 MPa en moyenne. À partir de 2.80 m de profondeur jusqu'au refus atteint à 7.20 m, elle augmente considérablement en atteignant une valeur moyenne de 10.00 MPa.</p> <p>Les résultats des essais de laboratoire réalisés sur les échantillons prélevés dans les puits montrent que le sous-sol est constitué essentiellement d'une couche d'argile. Cette dernière est surmontée d'une couche de grave argileuse de 1.10 m d'épaisseur en P₁ et entrecoupée en P₂ par la couche de grave argileuse sur une épaisseur de 0.40 m.</p> <p>Suivant le profil Vs obtenu à partir d'essai MASW, la vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement à 30 mètres de profondeur (Vs30) est de 273.0 m/s. Le sous-sol est classé D suivant le code IBC. Les graphiques H/V indiquent de pics significatifs autour de 1.00 Hz. La fréquence propre du site peut être prise égale à 1.20 Hz.</p>		

Tenant compte du pouvoir portant du sous-sol et dans l'hypothèse que des charges relativement peu importantes lui seront transmises, un système de fondations superficielles constitué de semelles isolées peut être envisagé. Ces dernières peuvent être établies à la profondeur minimale de 1.50 m. À partir de cette profondeur, une contrainte admissible minimale des fondations de l'ordre de 1.00 bar peut être retenue pour les calculs.

Il importe de rigidifier le système en reliant les semelles entre elles par des poutres raidisseuses convenablement dimensionnées et armées. Ces poutres joueront un rôle de liaison parasismique.

Le site est situé sous l'influence de la faille active de la presqu'île du sud du pays. Il peut être classé comme à sismicité élevée. La structure du bâtiment projeté doit être précisée par un spécialiste en calcul des structures.

13. MOTS-CLES : CONTRAINTE ADIMISSIBLE FONDATIONS SUPERFICIELLES RÉSISTANCE DYNAMIQUE EN POINTE Vs30 ESSAIS IN SITU SEMELLES ISOLÉES	14. LISTE DE DISTRIBUTION : PNUD	15. NOMBRE DE PAGES : 45	
		16. VERSION :	
		PROVISOIRE <input type="checkbox"/>	DEFINITIVE <input checked="" type="checkbox"/>

AVANT PROPOS

Dans le cadre du projet de construction du bâtiment devant loger le Tribunal de Paix de Gressier, le Programme des Nations Unis pour le Développement (PNUD-HAITI), représenté par la chargée des opérations, Madame Marie Antolaine Alcide, a sollicité les services du Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP), en vue d'entreprendre une campagne de reconnaissance géotechnique et géophysique du site. Cette campagne vise à définir les conditions existantes du sous-sol en vue de concevoir les fondations du bâtiment projeté.

Ce document tient lieu de rapport définitif relatif à ces études. Sa structure se définit comme l'indique la table des matières.

TABLE DES MATIÈRES

Avant propos.....	2
I.- INTRODUCTION.....	6
A. <i>Objectifs de la campagne de reconnaissance</i>	6
B. <i>Situation existante</i>	6
II.- METHODOLOGIE D'INVESTIGATION.....	7
A. <i>Essais Géotechniques</i>	7
B. <i>Essais Géophysiques</i>	7
III.- RECONNAISSANCE ET ESSAI IN SITU.....	9
A. <i>Synthèse géologique</i>	9
B. <i>Aperçu hydrogéologique</i>	10
C. <i>Aléa sismique</i>	11
D. <i>Résultats des essais géotechniques</i>	12
E. <i>Résultats des essais géophysiques</i>	13
IV.- ESSAIS DE LABORATOIRE.....	14
A. <i>Programme des essais</i>	14
B. <i>Résultats des essais de laboratoire</i>	14
V.- LIQUÉFACTION DES COUCHES.....	15
A. <i>Critères de liquéfaction</i>	15
VI.- PRÉDIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS.....	16
A. <i>Description du projet</i>	16
B. <i>Choix du type de fondation et profondeur d'ancrage</i>	16
C. <i>Vérification des fondations</i>	16
1. <i>Sécurité vis-à-vis du poinçonnement du sol support</i>	16
2. <i>Sécurité vis-à-vis du poinçonnement de la semelle</i>	17

<i>3. Sécurité vis-à-vis des tassements</i>	18
VII.- CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	19
VIII.- LIMITES DU RAPPORT ET RESERVES.....	20
IX.- ANNEXES.....	22
Annexe A. – Diagrammes des essais pénétrométriques	23
Annexe B. – Courbes granulométriques	24
Annexe C. – Courbe de cisaillement rectiligne	25
Annexe D. – Courbe œdométrique	26
Annexe E. – Profils de vitesse des ondes de cisaillement	27
Annexe F. – Tableau de classification de sol.....	28
Annexe G. – Spectre de dimensionnement selon IBC	29
Annexe H. – Graphiques H/V	30

TABLE DES FIGURES

Figure # 1. – Vue du site.....6

Figure # 2. – Cadre géologique de la zone.....9

Figure # 3. – Cadre hydrogéologique de la zone.....10

Figure # 4. – Aléa régional pour la période spectrale de 0.2 s (accélérations en %g) et la période de retour 2500 ans.....11

LISTE DES TABLEAUX

Tableau # 1 – Résistance dynamique de rupture en pointe et contrainte admissible-PD₁.....12

Tableau # 2 – Résistance dynamique de rupture en pointe et contrainte admissible-PD₂.....12

Tableau # 3 – Coupe lithologique du sous-sol.....13

Tableau # 4 – Résultats des essais de laboratoire.....14



I.- INTRODUCTION

A. Objectifs de la campagne de reconnaissance

Les buts poursuivis lors de cette campagne de reconnaissance se résument comme suit :

- ✓ définition de l'état naturel du sous-sol ;
- ✓ estimation de la résistance et de la nature des différentes couches rencontrées ;
- ✓ estimation du niveau de la surface libre de la nappe phréatique ;
- ✓ prélèvements d'échantillons de sol en vue de la réalisation des essais physico-mécaniques en laboratoire;
- ✓ évaluation de la portance du sous-sol sous les fondations ;
- ✓ détermination de la classe de sol du site selon le code IBC;
- ✓ détection des éventuels risques d'effet de site ;
- ✓ proposition d'un système de fondations en fonction des éléments communiqués ;
- ✓ évaluation du risque de liquéfaction et de tassement.

B. Situation existante

Le site sur lequel sera construit le bâtiment est situé dans la commune de Gressier. Il a une surface topographique de faible pente, un abri provisoire y est construit. Il est repéré par les coordonnées GPS suivantes : Nord $18^{\circ}32'29.9''$; Ouest : $72^{\circ}31'28.4''$. La figure #1 montre une vue du site.

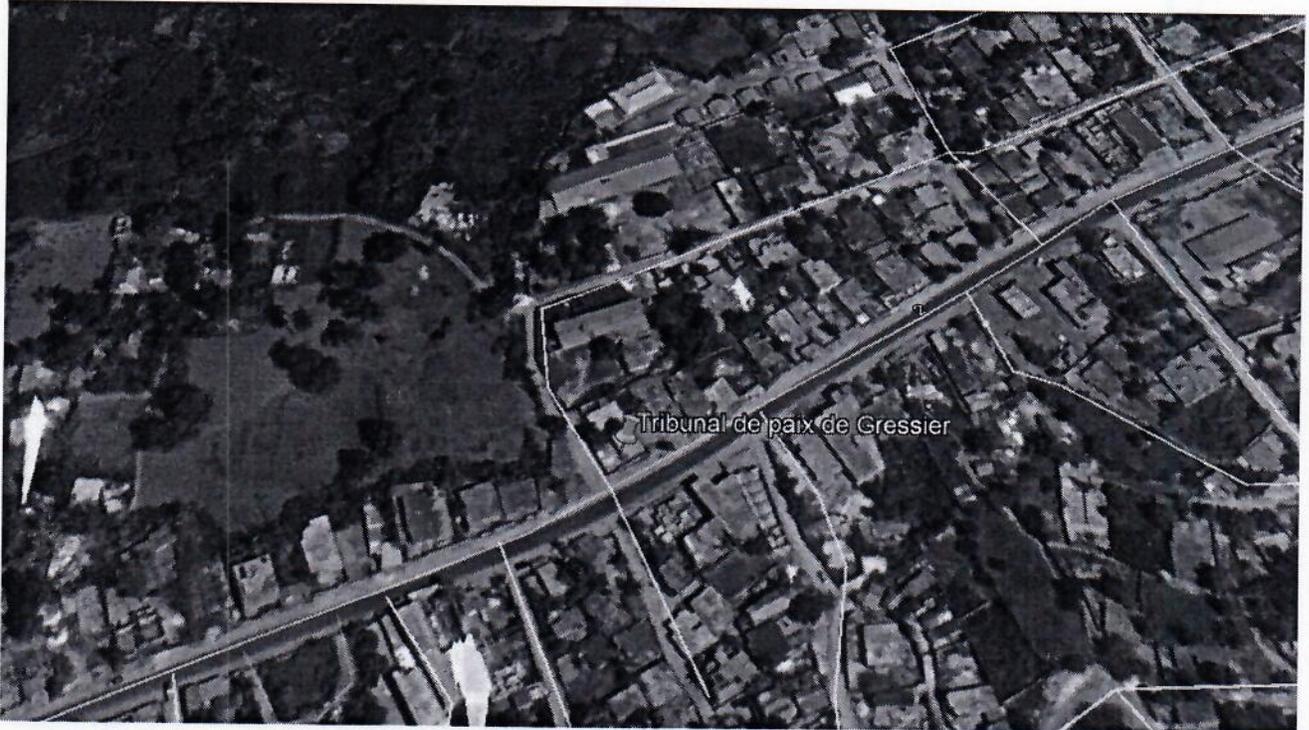


Figure #1. – Vue du site (image Google Earth)

II.- METHODOLOGIE D'INVESTIGATION

À la demande du client, deux (2) essais de pénétration dynamique, approfondis chacun à 8.00 mètres et numérotés PDi (i allant de 1 à 2), deux (2) puits manuels désignés Pi (i allant de 1 à 2), descendus à 3.00 mètres, un (1) essai MASW et deux (2) mesures H/V, ont été réalisés.

A. *Essais Géotechniques*

1. *Pénétration dynamique*

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer un train de tiges dans le sol, à l'extrémité duquel est placée une pointe conique de 19.90 cm² dont le diamètre (4.50 cm) est supérieur à celui du train de tiges. L'ensemble est battu dans le terrain sous l'action de chocs répétés, exercés sur la tête du train de tiges par un mouton pesant 63.5 kgf tombant en chute libre d'une hauteur constante de 50 cm. L'opérateur compte le nombre de coups nécessaires pour enfoncer successivement une longueur de 20 cm du train de tiges jusqu'à atteindre la profondeur totale prévue. À partir de ces données, le profil de résistance du sol en fonction de la profondeur atteinte par la pointe est tracé. Le pénétromètre utilisé pour l'essai est un appareil de type BORROS.

2. *Puits manuels*

Les puits manuels ont été creusés à la pioche et à la pelle près des points d'essai de pénétration dynamique jusqu'à la profondeur de 3.00 mètres. Des échantillons de sols ont été prélevés en vue de la réalisation d'essais physico-mécaniques en laboratoire.

B. *Essais Géophysiques*

1. *Essai MASW*

La méthode MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves) est une méthode active qui utilise une source (masse, fusils) pour créer une onde de choc qui va se propager dans le sol. L'enregistrement est réalisé sur une période d'une seconde et permet d'enregistrer une séquence représentative de la propagation des ondes de surface dans le terrain. La dispersion des ondes de surface est ensuite obtenue par la méthode FK (Fréquence – Nombre d'onde) qui correspond à une transformée suivie d'un déphasage du signal dans le domaine de Fourier.

Le matériel utilisé pour effectuer les mesures sismiques d'ondes de surface est composé des éléments suivants :

- une centrale d'acquisition de données sismiques ;
- des géophones ;
- une source impulsionnelle ou vibratoire.

Pour cette étude, les données sismiques ont été recueillies à l'aide d'un séismographe Géode et 24 géophones de fréquence propre 4.5 Hz, associés à une flûte sismique 24 traces. La source provient du coup d'un marteau de 8 kg sur une plaque métallique.

Les données sismiques ont été traitées avec le logiciel Seismager qui permet de déterminer le profil vertical de vitesse des ondes de cisaillement (Vs).

2. Mesure H/V

La méthode H/V bruit de fond, issue des travaux de Nogoshi-Nakamura, consiste à enregistrer le bruit ambiant du sol. Le rapport spectral des composantes horizontales sur verticale permet d'obtenir les valeurs de la fréquence propre du site au point considéré et de détecter d'éventuel effet de site. L'appareil de mesure (de marque TROMINO) est de petite taille (~15 cm) facilement manipulable sur le terrain. Il est placé directement sur le sol, puis recouvert d'une boîte en plastique lestée d'une pierre pour atténuer les effets du vent. L'appareil enregistre les vibrations horizontales et verticales du sol pendant une durée d'environ 30 mn. Pendant la mesure, aucune perturbation à proximité du capteur (personnes qui passent, voitures ...) n'est permise. Le traitement des mesures consiste à calculer le rapport spectral entre les composantes horizontales et verticales de l'enregistrement sur des fenêtres de temps successives. Ce rapport spectral est représenté sous forme d'une courbe moyenne en rouge et de deux courbes en noir représentant l'écart-type. La bande située entre les deux courbes noires est un indicateur de fiabilité de l'information. Plus cette bande est étroite, plus l'information est fiable. Si la bande est trop large, il y a trop de perturbations du signal et pas d'interprétation possible.

Le rapport H/V est représenté sur une bande de fréquence allant de 0.1 Hz à 30 Hz environ. L'interprétation se fait entre 0.4 Hz et 10 Hz : en dessous de 0.4 Hz, on est en limite des capacités de l'appareil et l'indication n'est pas fiable.

III.- RECONNAISSANCE ET ESSAI IN SITU

A. Synthèse géologique

Selon les informations fournies par la carte géologique de la République d'Haïti préparée par le Bureau des Mines et de l'Énergie (BME), les faciès sont des alluvions cônes d'épandages fluviaux, éboulis, mangroves appartenant aux formations du Quaternaire récent.

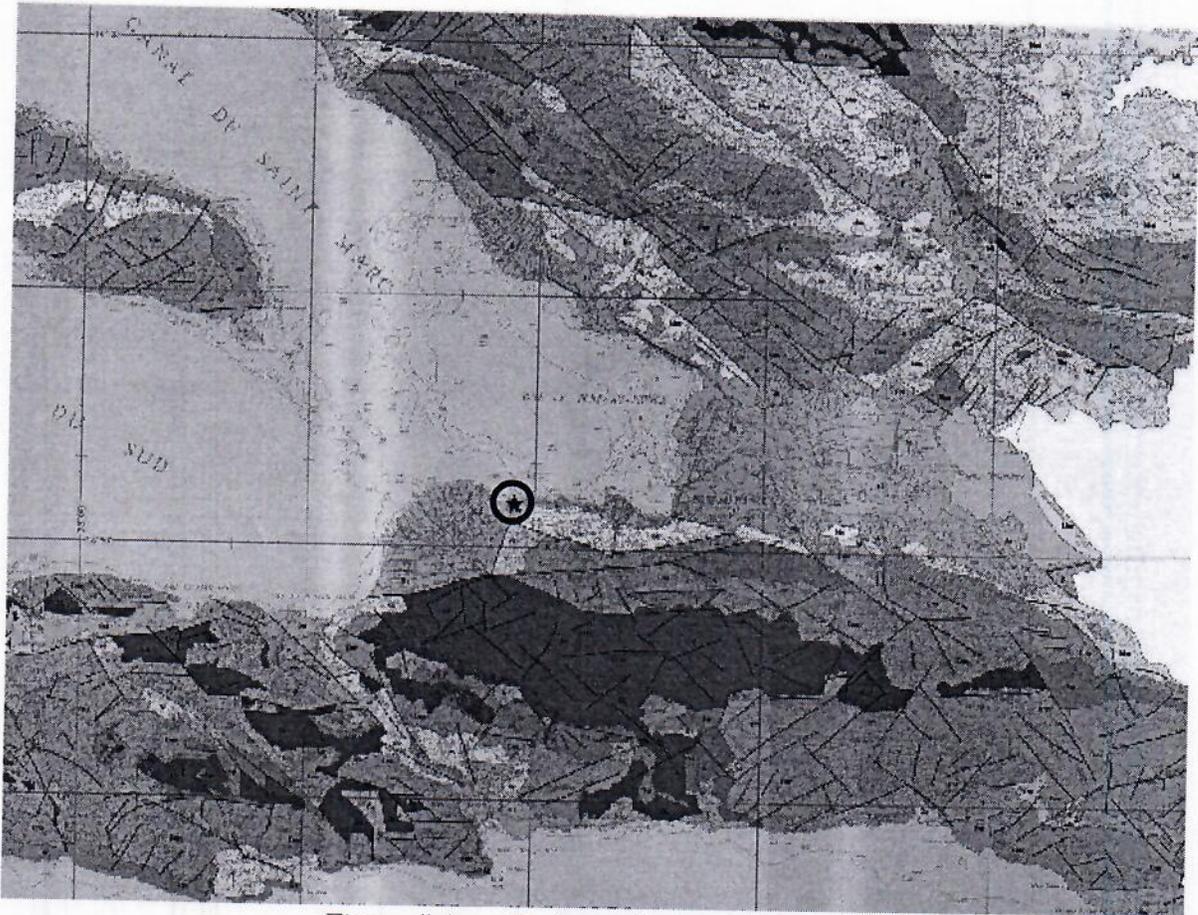


Figure # 2. – Cadre géologique de la zone

B. Aperçu hydrogéologique

Suivant les informations fournies par la carte hydrogéologique de la République d'Haïti au 1/250 000ème dressée par le Programme des Nations Unies pour le Développement (PNUD) en collaboration avec le Ministère de l'Agriculture, des Ressources Naturelles et du Développement Rural et le Service National des Ressources en Eau (décembre 1990), les couches traversées, sur le plan hydrogéologique, appartiennent à des formations aquifères alluviaux à nappe en partie captive sous une couverture semi-perméable, localement artésienne.

Le niveau supérieur de la nappe phréatique n'a pas été décelé dans les puits manuels.

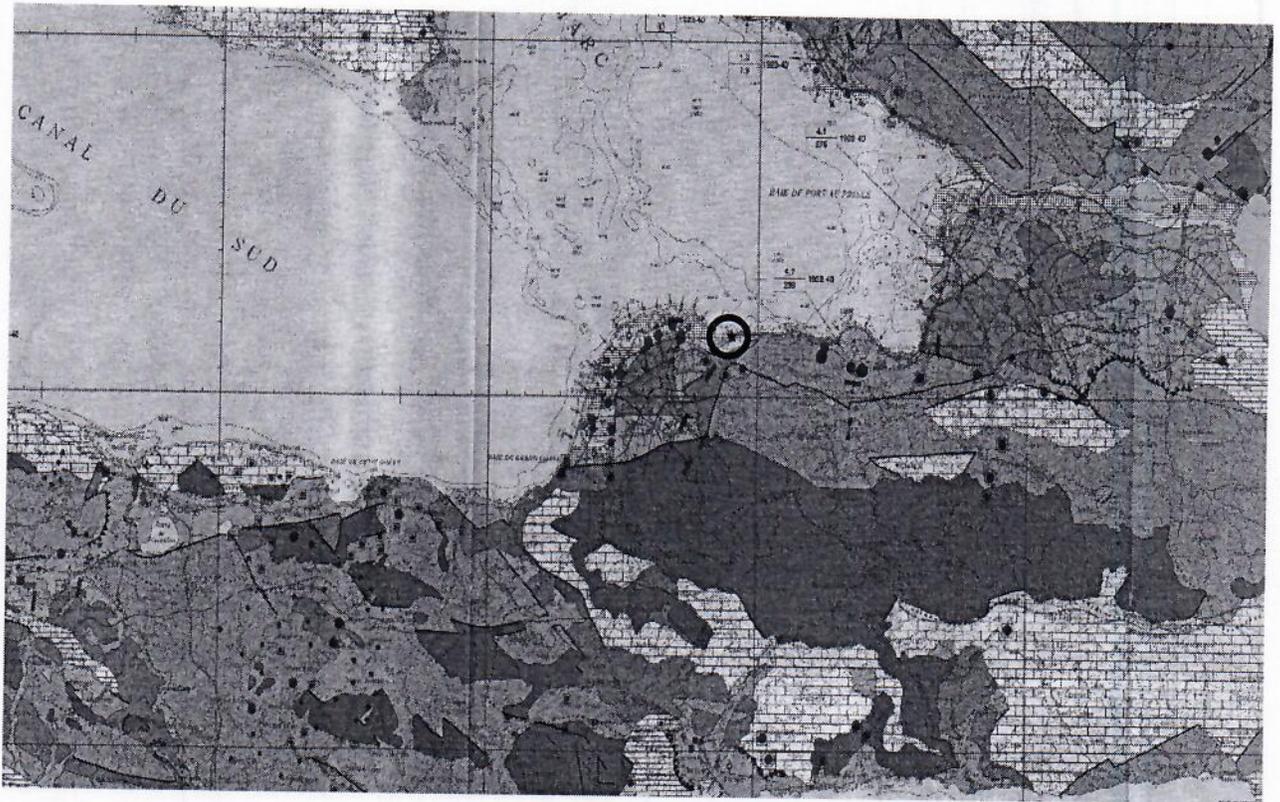


Figure # 3 – Cadre hydrogéologique de la zone

C. Aléa sismique

L'aléa sismique d'Haïti a été réévalué en 2010 par Frankel et al. selon une méthodologie d'évaluation d'aléa sismique dite probabiliste. Des cartes d'aléa sismiques suivant le code IBC ont été produites, pour une période de retour 2500 ans (correspondant à une probabilité d'occurrence de 2% en 50 ans) et pour les périodes de vibration de 0.2 et 1.0 seconde. Ces données sont couplées aux résultats d'essais géophysiques réalisés sur le site pour tracer le spectre de réponse élastique en accélération du site.

Le PGA et les accélérations spectrales du site, avec une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans, sont : $PGA=S_a(0)=0.40g$, $SD_s=1.00g$ et $SD_1=0.55g$. Le sol est de classe D selon le code IBC.

La courbe est en annexe de ce rapport.

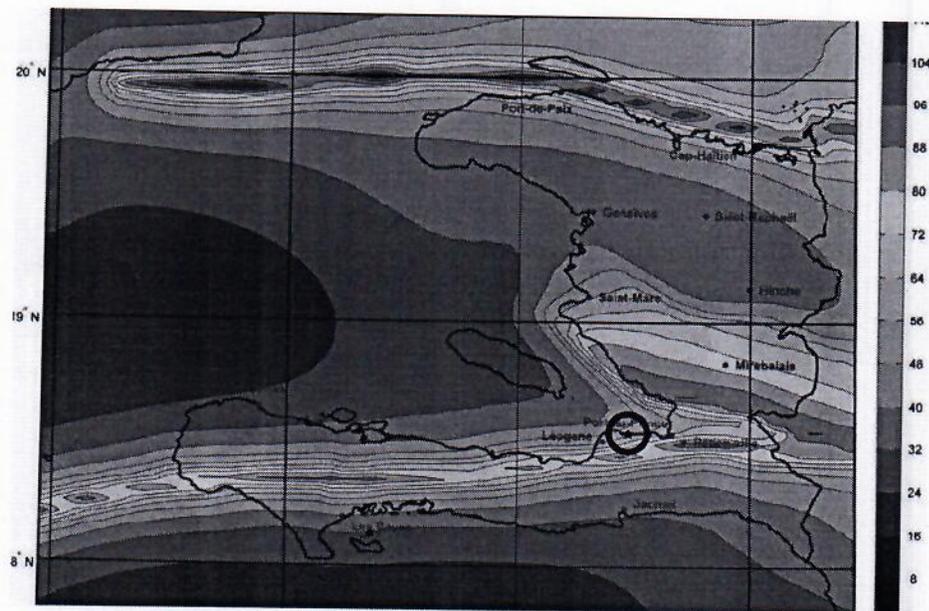


Figure # 4 – Aléa régional pour la période de vibration de 0.2s et une période de retour 2500 ans.

D. Résultats des essais géotechniques

1. Pénétromètre dynamique

Les résultats des essais pénétrométriques sont présentés dans les tableaux #1 à 2. Les contraintes admissibles sont calculées en appliquant un coefficient de sécurité $F=20$ aux résistances dynamiques de rupture en pointe. Les pénétrogrammes se trouvent en annexe de ce rapport. Dans ces diagrammes, la résistance dynamique de rupture en pointe est exprimée en MPa et la profondeur en mètre. L'échelle des coordonnées est numérique.

Tableau # 1 – Résistance dynamique de rupture en pointe et contrainte admissible PD₁

NUMÉRO ESSAI	PROFONDEUR EN METRE	RÉSISTANCE DYNAMIQUE DE RUPTURE EN POINTE R_D EN MPA			CONTRAINTE ADMISSIBLE Q_{ADM} EN BAR		
		Max	Moyenne	min	Max	moyenne	Min
PD₁ N : 18°32'29.90" O : 72°31'28.40"	0.20 à 4.40	10.00	2.50	2.00	5.00	1.25	1.00
	4.40 à 5.80	37.00	5.50	5.00	18.50	2.75	2.50

Tableau # 2 – Résistance dynamique de rupture en pointe et contrainte admissible PD₂

NUMÉRO ESSAI	PROFONDEUR EN METRE	RÉSISTANCE DYNAMIQUE DE RUPTURE EN POINTE R_D EN MPA			CONTRAINTE ADMISSIBLE Q_{ADM} EN BAR		
		Max	Moyenne	min	Max	moyenne	Min
PD₂ N : 18°32'30.90" O : 72°31'28.40"	0.20 – 1.60	10.00	7.00	5.00	5.00	3.50	2.50
	1.60 – 2.80	6.00	4.00	2.00	3.00	2.00	1.00
	2.80 – 7.20	26.00	10.00	7.50	13.00	5.00	3.75

L'analyse des diagrammes de pénétration dynamique révèle l'existence d'un sous-sol plus ou moins homogène dans le plan horizontal et hétérogène dans le plan vertical en termes de résistance en pointe. En effet, dans les quatre premiers mètres du sous - sol, dans le point d'essai PD₁, la résistance dynamique de rupture en pointe du sous - sol est plus ou moins appréciable, 2.50 MPa en moyenne. À partir de 4.40 mètres de profondeur et jusqu'au refus atteint à 5.80 mètres, la résistance dynamique de rupture en pointe augmente en accusant une valeur moyenne de 5.50 MPa. En PD₂, la résistance dynamique de rupture en pointe est appréciable dans le premier mètre du sous-sol, 7.00 MPa en moyenne. Entre 1.60 m et 2.80, elle a chuté en restant plus ou moins appréciable, 4.00 MPa en moyenne. À partir de 2.80 m de profondeur jusqu'au refus atteint à 7.20 m, elle augmente considérablement en atteignant une valeur moyenne de 10.00 MPa.

2. Puits manuels

Les puits manuels ont été creusés à la pioche et à la pelle. Des échantillons remaniés et intacts de sol ont été prélevés en vue de la réalisation d'essais physico-mécaniques en laboratoire. Le tableau #3 montre les coupes lithologiques obtenues à partir des résultats des essais de laboratoire réalisés sur les matériaux prélevés dans les différentes couches traversées.

Tableau # 3 - Coupes lithologiques du sous-sol.

Puits	Profondeur (m)	Dénomination géotechnique	Latitude	Longitude
P ₁	0.00 à 1.10	Grave argileuse	18° 32'30.7'' N	72° 31'28.2'' W
	1.10 à 2.50	Argile très plastique		
P ₂	0.60 à 1.20	Argile peu plastique	18° 32'30.7'' N	72° 31'28.4'' W
	1.20 à 1.60	Grave argileuse		
	1.60 à 2.60	Argile très plastique		

E. Résultats des essais géophysiques

1. MASW

Un profil MASW a été réalisé dans la zone d'étude afin de déterminer la vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement dans les 30 m supérieurs (VS₃₀). Le paramètre VS₃₀ sert ensuite à classer le sol selon les codes IBC et EUROCODE8 et à tracer le spectre de réponse élastique en accélération du sol. Le profil a été réalisé sur une longueur de 24 m.

Le profil Vs indique une vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement à 30.0 m de profondeur (VS₃₀) estimé à 273.0 m/s. Le site est classé D suivant le code IBC. Le diagramme d'essai est donné à l'annexe E de ce rapport.

2. Essai H/V

Les mesures H/V ont été réalisées avec l'appareil de mesure des bruits de fonds de marque Tromino. Le temps de mesure a été fixé à 20 minutes.

Les données recueillies sur le site ont été analysées à l'aide du logiciel Grilla. Les graphiques H/V indiquent de pics significatifs autour de 1 Hz. La fréquence propre du site peut être prise égale à 1.20 Hz. Les graphiques sont donnés en annexe H.

IV.- ESSAIS DE LABORATOIRE

A. Programme des essais

Dans le but de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des différentes couches traversées, les essais de laboratoire suivants ont été programmés et réalisés sur les échantillons prélevés.

- détermination de la teneur en eau naturelle ;
- détermination des limites d'Atterberg ;
- analyse granulométrique par tamisage ;
- détermination du poids volumique des grains solides constituant le sol ;
- détermination de l'équivalent de sable ;
- essai de cisaillement rectiligne ;
- essai de compressibilité à l'œdomètre.

B. Résultats des essais de laboratoire

Les résultats des essais réalisés, présentés à l'annexe B de ce rapport, sont résumés dans le tableau # 4.

Tableau # 4 – Résultats des essais de laboratoire

Puits	Profondeur (m)	Dénomination Géotechnique	Distribution dimensionnelle des grains en mm						Poids volumique (t/m ³)		Essai oedométrique et Cisaillement rectiligne					Limites d'Atterberg		Teneur en eau
			% passant sur tamis d'ouverture						humide Y _h	grains Y _s	C _c	C _s	σ' _c (Bar)	φ _u *	Cu (bar)	WL	IP	W _{nat} (%)
			5mm	2mm	0.42 mm			2μ										
P ₁	0.00 à 1.10	Grave argileuse	41	29	19	13	*	*	*	2.65	*	*	2.65	*	*	*	*	8.84
	1.10 à 2.50	Argile très plastique	98	97	93	78	*	*	*	*	*	*	*	*	*	54	28	24.53
P ₂	0.60 à 1.20	Argile peu plastique	84	77	68	60	*	*	*	2.60	*	*	2.60	*	*	47	21	17.22
	1.20 à 1.60	Grave argileuse	51	38	24	17	*	*	*	2.69	*	*	2.69	*	*	35	13	7.47
	1.60 à 2.60	Argile très plastique	98	97	93	78	*	*	1.84	*	0.36	0.05	0.86	31.6	0.03	54	28	24.53

V.- LIQUÉFACTION DES COUCHES

A. Critères de liquéfaction

1. Sables, sables vasards et silts

Une couche de sable est liquéfiable si les conditions suivantes sont réunies :

- 1) degré de saturation S_r voisin de 100% ;
- 2) granulométrie uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité C_u inférieur à 15 :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 15 ;$$
- 3) diamètre à 50% de passant (D_{50}) compris entre 0.05 mm et 1.5 mm ;

2. Sols argileux

On considère un sol fin plus ou moins cohérent et saturé comme susceptible de se liquéfier si les trois conditions 1 à 3 définies ci-après sont simultanément vérifiées ou si la condition 4 est vérifiée :

- 1) moins de 15% d'éléments de diamètre inférieur à 0.005 mm ;
 - 2) limite de liquidité W_L inférieure à 35 ;
 - 3) teneur en eau W supérieure à 90% de la limite de liquidité ; ce qui s'écrit :

$$W_{nat} > 0.90 \times W_L ;$$
 - 4) teneur en eau W supérieure à 85% de la limite de liquidité et l'indice plastique inférieure à 12 ;
- Ce qui s'écrit : $W_{nat} > 0.85 \times W_L$ et $I_p \leq 12$.

Le sous-sol étant non saturé au moment de la réalisation des essais in-situ et les conditions susmentionnées ne sont pas vérifiées simultanément. De ce fait, aucun risque de liquéfaction n'est à craindre.

VI.- PRÉDIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS

A. Description du projet

Le projet consiste en la construction du bâtiment devant loger le tribunal de paix de Gressier. Aucune information relative aux charges qui seront transmises au sous-sol n'a été communiquée au Laboratoire. Les calculs de prédimensionnement des fondations pourront être entrepris une fois que ces données sont rendues disponibles par le client.

B. Choix du type de fondation et profondeur d'ancrage

Tenant compte du pouvoir portant du sous-sol et dans l'hypothèse que des charges relativement peu importantes lui seront transmises, un système de fondations superficielles constitué de semelles isolées peut être envisagé. Ces dernières peuvent être établies à la profondeur minimale de 1.50 m. À partir de cette profondeur, une contrainte admissible minimale des fondations de l'ordre de 1.00 bar peut être retenue pour les calculs.

C. Vérification des fondations

La vérification des fondations superficielles doit tenir compte des conditions de sécurité vis-à-vis du poinçonnement du sol support, vis-à-vis du poinçonnement des fondations par rapport aux charges appliquées et vis-à-vis des tassements.

1. Sécurité vis-à-vis du poinçonnement du sol support

a. Contrainte admissible

Dans le cas des essais de pénétration dynamique, la contrainte admissible peut-être déterminée à partir de la résistance dynamique de pointe à la rupture, déduite de la formule de battage des Hollandais. S'il s'agit de fondations superficielles, la contrainte admissible est obtenue en appliquant à la résistance dynamique de rupture un coefficient de sécurité égal à 20, soit :

$$q_a = \frac{R_p}{20}$$

q_a , représente la contrainte admissible ;
 R_p , la résistance de rupture en pointe.

A partir de la profondeur d'encastrement des semelles, une résistance dynamique de rupture en pointe minimale de l'ordre de 2.00 MPa est considérée.

$$q_a = \frac{2.00}{20} = 0.10 \text{ MPa} = 1.00 \text{ bar ou } 100.0 \text{ kN/m}^2.$$

b. Contrainte de service

La contrainte de service sera déterminée en tenant compte de la charge Q augmentée du poids de la semelle. Elle est donnée par la formule suivante :

$$q_{ser} = \frac{Q}{B * L} + h_0 \gamma_c$$

Avec :

Q, représente la charge totale verticale transmise par une colonne ;

γ_c , poids volumique du béton ;

h_0 , l'épaisseur de la semelle ;

La contrainte de service due à la charge appliquée doit rester inférieure à la valeur minimale de la contrainte admissible des fondations en tout point du sous-sol.

2. Sécurité vis-à-vis du poinçonnement de la semelle

a. Condition d'épaisseur minimale pour le non-poinçonnement de la semelle

L'épaisseur minimale d'une semelle pour assurer le non-poinçonnement de celle-ci est donnée par la formule suivante :

$$\frac{1.5Q}{P_c \times h_{01}} \leq 1.2\sigma_b$$

Dans laquelle :

Q, représente la charge transmise par une colonne ;

P_c , désigne le périmètre de la section médiane de la semelle, $P_c = 4h_{01} + 2a + 2b$;

a et b, sont les dimensions de la colonne ;

h_0 , l'épaisseur de la semelle ;

σ_b , la contrainte de traction de référence du béton utilisé ;

Avec $\sigma_b = 7.1$ bars (béton strictement contrôlé).

b. Condition de rigidité de la semelle

La rigidité de la semelle sera assurée par la relation suivante :

$$h_0 \geq \frac{B-a}{4} = h_{0,min}, \text{ avec } B \text{ la largeur de la semelle et } a \text{ la largeur d'une colonne.}$$

L'épaisseur à la racine h_0 sera retenue pour assurer les conditions du non poinçonnement et de la rigidité de la semelle soit, $h_0 \geq \max(h_{01}; h_{02})$.

3. Sécurité vis-à-vis des tassements

Le milieu sous la fondation étant non saturé à la profondeur investiguée, une seule composante du tassement peut être considérée : le tassement instantané. Il sera faible, non préjudiciable à la pérennité de l'ouvrage. Il peut être évalué comme suit :

$$s = f \times \frac{1-\nu^2}{E} \times B \times q \text{ Où :}$$

s, représente le tassement au point considéré ;

B, la largeur de la semelle ;

q, la pression moyenne appliquée sur la semelle ;

f, un coefficient qui dépend de la forme de la semelle, de sa rigidité ;

E, le module d'élasticité statique ;

ν , le coefficient de Poisson.

Les calculs seront entrepris une fois que les données relatives aux charges à transmettre au sous-sol sont disponibles.

VII.- CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'analyse des diagrammes de pénétration dynamique révèle l'existence d'un sous-sol plus ou moins homogène dans le plan horizontal et hétérogène dans le plan vertical en termes de résistance en pointe. En effet, dans les quatre premiers mètres du sous - sol, dans le point d'essai PD₁, la résistance dynamique de rupture en pointe du sous - sol est plus ou moins appréciable, 2.50 MPa en moyenne. À partir de 4.40 mètres de profondeur et jusqu'au refus atteint à 5.80 mètres, la résistance dynamique de rupture en pointe augmente en accusant une valeur moyenne de 5.50 MPa. En PD₂, la résistance dynamique de rupture en pointe est appréciable dans le premier mètre du sous-sol, 7.00 MPa en moyenne. Entre 1.60 m et 2.80, elle a chuté en restant plus ou moins appréciable, 4.00 MPa en moyenne. À partir de 2.80 m de profondeur jusqu'au refus atteint à 7.20 m, elle augmente considérablement en atteignant une valeur moyenne de 10.00 MPa.

Les résultats des essais de laboratoire réalisés sur les échantillons prélevés dans les puits montrent que le sous-sol est constitué essentiellement d'une couche d'argile. Cette dernière est surmontée d'une couche de grave argileuse en P₁ et entrecoupée en P₂ par la couche de grave argileuse.

Suivant le profil Vs obtenu à partir d'essai MASW, la vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement à 30 mètres de profondeur (Vs30) est de 273.0 m/s. Le sous-sol est classé D suivant le code IBC. Les graphiques H/V indiquent de pics significatifs autour de 1.0 Hz. La fréquence propre du site peut être prise égale à 1.20 Hz.

Tenant compte du pouvoir portant du sous-sol et dans l'hypothèse que des charges relativement peu importantes lui seront transmises, un système de fondations superficielles constitué de semelles isolées peut être envisagé. Ces dernières peuvent être établies à la profondeur minimale de 1.50 m. À partir de cette profondeur, une contrainte admissible minimale des fondations de l'ordre de 1.00 bar peut être retenue pour les calculs.

Il importe de rigidifier le système en reliant les semelles entre elles par des poutres raidisseuses convenablement dimensionnées et armées. Ces poutres joueront un rôle de liaison parasismique.

Le site est situé sous l'influence de la faille active de la presqu'île du sud du pays. Il peut être classé comme à sismicité élevée. La structure du bâtiment projeté doit être précisée par un spécialiste en calcul des structures.

Jean-Nixon CHARLES

Jean-Nixon CHARLES, Ing.
Responsable du dossier

Vérifié par :

Mackens NORMIL
Mackens NORMIL, Ing.
Chef de Service des Études
Et du Contrôle de la Qualité

Approuvé par :

Sainlo SAINT-VICTOR
Sainlo SAINT-VICTOR, Ing.
Directeur Technique

VIII.- LIMITES DU RAPPORT ET RESERVES

Les données factuelles, les interprétations et les recommandations contenues dans ce rapport se rapportent à un projet spécifique tel que décrit dans ledit rapport et ne s'appliquent à aucun autre projet ni à aucun autre site. Si le projet est modifié du point de vue de la conception, de l'emplacement ou de l'élévation, le LNBTP devra être consulté de façon à réviser la validité des recommandations données dans le présent rapport.

Les recommandations données dans ce rapport ne servent qu'à guider l'ingénieur concepteur. Les entrepreneurs soumissionnaires ou exécutant les travaux devront compter sur leurs propres interprétations des résultats factuels des sondages pour déterminer de quelle manière les conditions géotechniques, hydrogéologiques et géologiques peuvent affecter leurs travaux.

Pour conserver l'intégrité de ce rapport et permettre son interprétation avec pertinence, aucune donnée, valeur ou résultat ne peut en être partiellement retiré. Le présent rapport ne doit être utilisé qu'aux fins pour lesquelles il a été préparé.

Certains ou tous les détails de conception et de construction peuvent ne pas être connus au moment de la parution du rapport du LNBTP. Il est donc souhaitable que le LNBTP soit consulté lors de l'étape finale de conception des fondations et de l'étude finale de stabilité des ouvrages et des talus se rapportant aux fondations, aux terrassements. Cette consultation sert à vérifier si la conception corrobore les données et les recommandations géotechniques du rapport du LNBTP.

Il est recommandé que le LNBTP soit consulté pendant la construction, d'abord pour vérifier et confirmer que les conditions géotechniques, hydrogéologiques et géologiques présentes sur l'ensemble du chantier ne diffèrent pas de celles indiquées dans le rapport du LNBTP.

Les descriptions des couches du sous-sol inscrites dans ce rapport proviennent de méthodes de classification et d'identification communément acceptées et utilisées en pratique géotechnique. La méthode de classification généralement appliquée par le LNBTP est (LPC- USCS)

Les conditions des couches du sous- sol décrites dans ce rapport sont celles observées au moment de l'étude. À moins d'indication contraire, ces conditions représentent les fondements qui ont amené à établir les recommandations du rapport. Les conditions des couches du sous-sol peuvent cependant être sensiblement modifiées par les travaux de construction (circulation d'équipements, excavation, fonçage de pieux, dynamitage, etc.) sur le site ou sur les sites voisins. Une excavation peut exposer les sols à des changements de propriétés. Sauf indication contraire, les sols doivent être protégés contre l'effet dommageable de ces changements ou du remaniement pendant la construction.

Les dépôts meubles sont de nature et de propriété variables sur une plus ou moins grande superficie et aussi en profondeur. Ce rapport ne fournit que des conditions approximatives et ponctuelles de la formation géologique à l'emplacement des forages, des sondages et des mesures géophysiques. Les contacts entre les différentes couches indiquées dans le rapport peuvent être difficiles à distinguer. En effet, la nature des matériaux peut changer progressivement avec la profondeur, de sorte que le contact entre deux couches peut être imprécis et correspond plutôt à une zone de transition (variation latérales des faciès). La précision de la lithologie rencontrée dépend de la méthode de forage ou d'essais, de la fréquence et de la méthode d'échantillonnage puis de l'homogénéité des sols rencontrés. L'espacement entre les forages ou les essais, la fréquence d'échantillonnage et le type de forage dépendent des considérations budgétaires et des délais d'exécution, tous deux établis avant le début des travaux.

Les conditions géotechniques, hydrogéologiques et géologiques entre les emplacements des forages font l'objet d'une interprétation par interpolation ou encore, elles dépendent du jugement de l'ingénieur géotechnicien. En réalité, la lithologie peut varier sensiblement, de sorte que l'interprétation des résultats de l'étude doit être faite avec précaution par le lecteur du rapport.

Les informations fournies en ce qui a trait au niveau de l'eau souterraine sont uniquement celles recueillies à l'endroit et à la date des relevés, tels que présentés dans le rapport. Les conditions peuvent varier selon les saisons ou à la suite de travaux de construction sur le site ou sur les sites voisins.

Lorsque les conditions géotechniques, hydrogéologiques ou géologiques rencontrées sur le site diffèrent de celles indiquées au rapport, soit à cause de la nature hétérogène des sols et du roc ou encore, parce que des changements sont survenus à la suite de travaux de construction (ou pour toute autre raison), le client doit, comme condition d'utilisation du rapport, prévenir le LNBTP du changement des conditions et fournir au LNBTP l'opportunité de réviser les recommandations émises dans ce rapport.

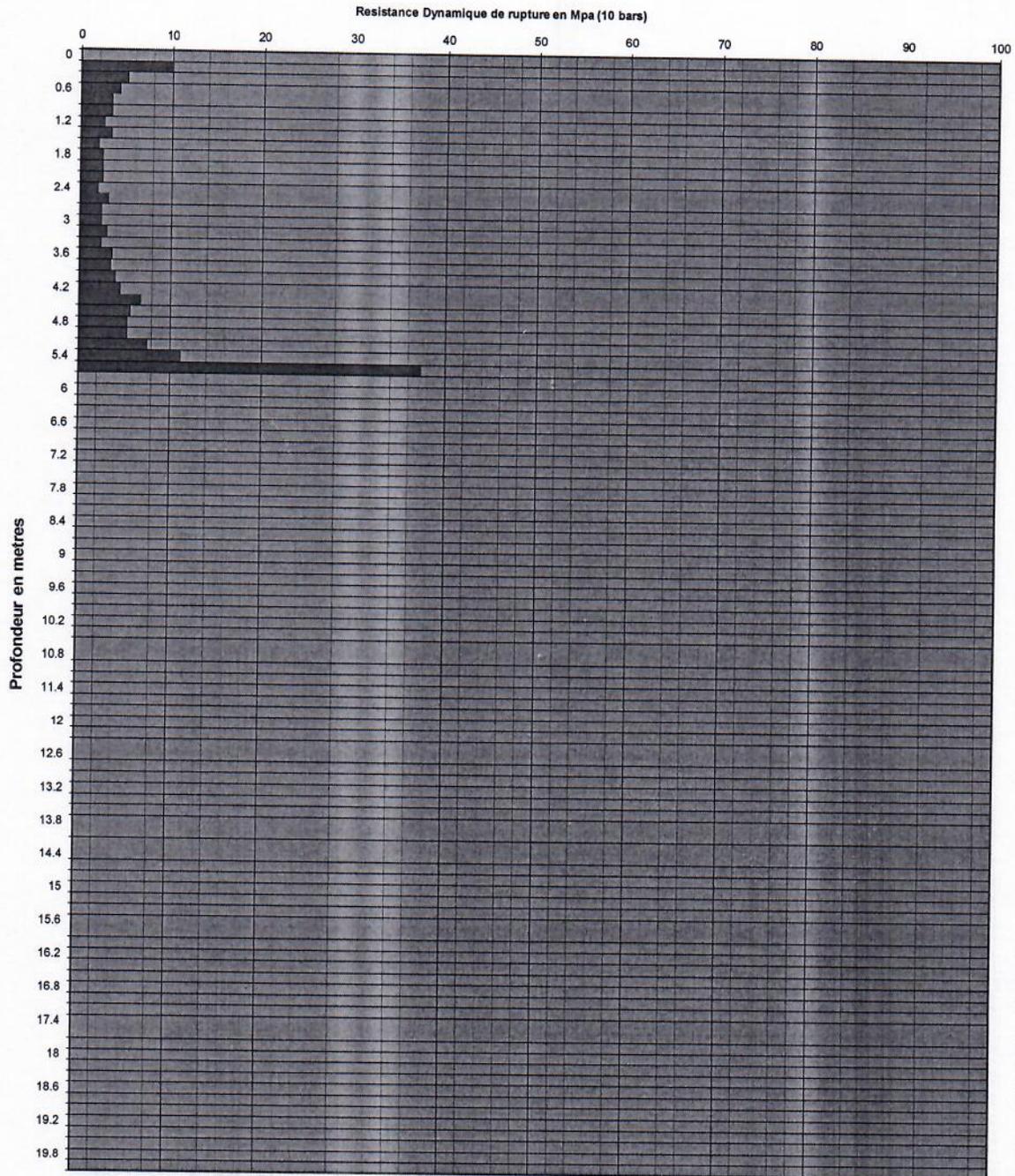
Le drainage de l'eau souterraine est souvent requis aussi bien pour des ouvrages temporaires que pour des ouvrages permanents. La conception ou l'exécution impropre d'un système de drainage peut entraîner de sérieuses conséquences. Le LNBTP ne peut en aucun cas endosser la responsabilité des dommages causés par un système inadéquat de drainage, à moins que le LNBTP n'ait été spécifiquement impliqué à la fois dans la conception détaillée et le suivi continu au chantier, lors de la construction du système de drainage.

IX.- ANNEXES

ANNEXE A. - DIAGRAMMES DES ESSAIS PENETROMETRIQUES



Port-au-Prince, HAITI	Client	PNUD Haiti		
Dossier # B-19/217	Projet	CONSTRUCTION DU BATIMENT LOGEANT LE TRIBUNAL DE PAIX GRESSIER		
Date 20/5/2019	Chantier	GRESSIER	Type d'appareil	
			Section pointe	15.904 cm ²
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE # PD1 N: 18° 32' 29.9" W : 72° 31' 28.4"				
Observation: 0				





Port-au-Prince, HAITI

Client PNUD Haiti

Projet CONSTRUCTION DU BATIMENT LOGEANT LE TRIBUNAL DE PAIX GRESSIER

Dossier # B-19/217

Chantier GRESSIER

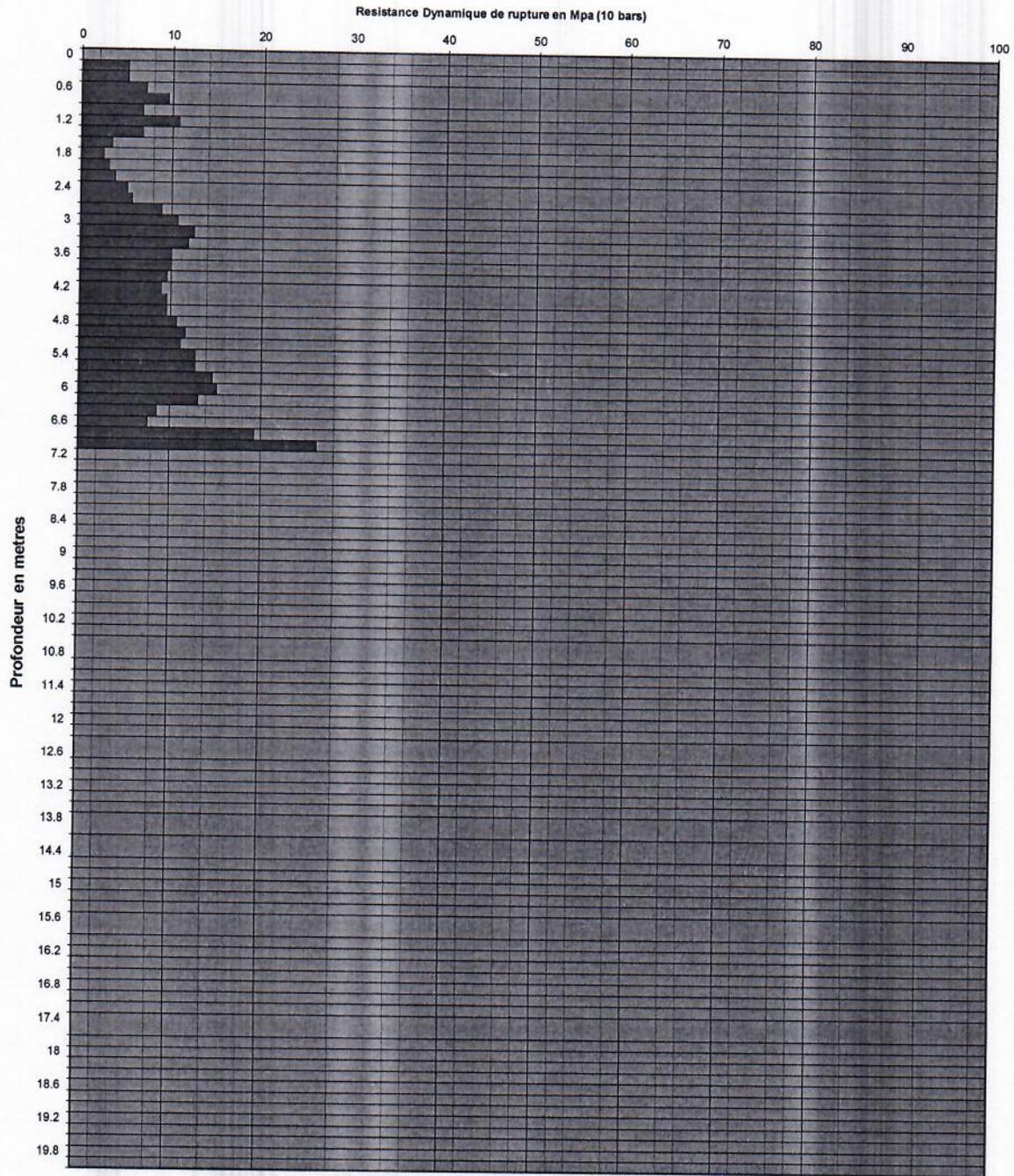
Type d'appareil

Date 20/5/2019

Section pointe 15.904 cm²

ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE # PD2 N: 18° 32' 30.9" W : 72° 31' 28.2"

Observation: 0



ANNEXE B. - COURBES GRANULOMETRIQUES

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

Client: PNUD
Provenance: Gressier

Echantillon: P1(1.10-2.50)+P2(1.60-2.60)

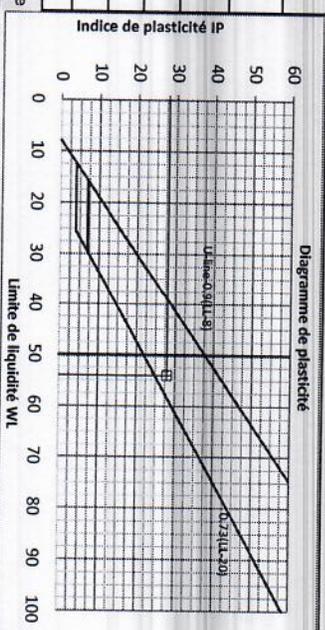
LIMITES D'ATTERBERG
WL%: 54
WP%: 26
IP: 28

Équivalent sable:	ESV: *	MDE: *	Mélange: *	Profondeur: *
Classification LPC:	ESP: *	LA: *		
Classification GTR (NF P 11300):	A3 (Argiles et argiles marneuses; limons très plastiques...)			
Classification USCS (ASTM D2487):	CH (Argile très plastique avec sable)			
Indice des vides e:	*	Porosité n (%):	*	Valeur bleu méthylène (VBS):
Indice de liquidité I _L :	-0.05	Indice de consistance I _c :	1.05	Coef. d'uniformité Cu:
Teneur en eau W _{nat} (%):	24.53	Degré de saturation S _r (%):	*	Coef. de courbure C _c :
Grandométrie: *	Etat hydrique: moyennement humide		Etat de consistance: Solide très raide à dure	

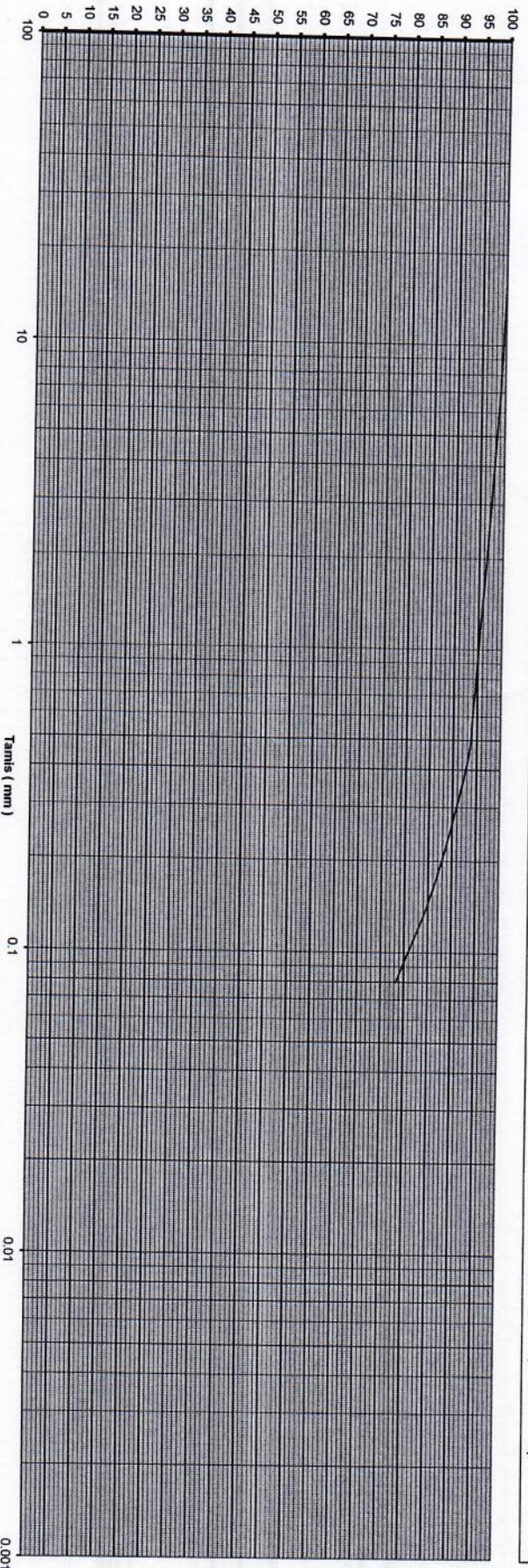
Diamètre:	100mm	76mm	63mm	50mm	40mm	20mm	10mm	4.75mm	2mm	0.425mm	80µm	75µm	2µm	#VALUE!	#VALUE!	#VALUE!	#VALUE!
Passant (%):	100	100	100	100	100	100	100	98	97	93	78	#VALUE!	#VALUE!	#VALUE!	#VALUE!	#VALUE!	#VALUE!

Distribution dimensionnelle des grains en (%)

TAMISAGE																							
CAILLoux	GRAVIER GROS	GRAVIER FIN	SABLE GROS	SABLE MOYEN	SABLE FIN	SEDIMENTATION																	
80	40	20	10	8	6	4	2	1	0.8	0.6	0.4	0.2	0.1	80µ	60µ	40µ	20µ	10µ	8µ	6µ	4µ	2µ	ARGILE



POURCENTAGE EN POIDS < A L'ABSCISSE



51 50 49 48 47 46 45 44 44 42 41 40 39 38 37 36 35 32 30 27 20 23 20 0.1 0.01 0.001

3" 2" 1 1/2" 1" 3/4" 1/2" 4 10 40 100 200

MODULES AFNOR
A.S.T.M.

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Client: PNUD
Provenance: Gressier

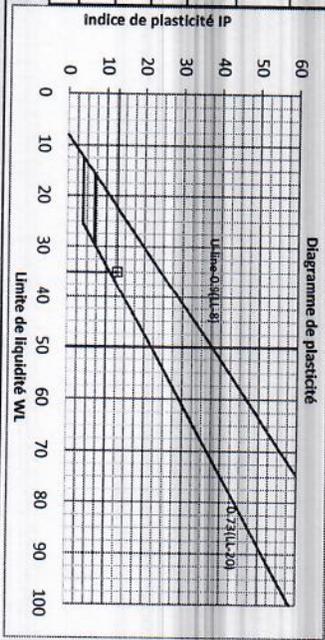
LIMITES D'ATTERBERG

Equivalent sable:	ESV: *	MDE: *	LA: *	Mélange: *	Profondeur: *	Echantillon: P2(1.20-1.60)	WL%: 35
Classification L.P.C.:	ESP: *						WP%: 22
Classification GTR (NF P 11300):							IP: 13
Classification USCS (ASTM D2487):							

Classification L.P.C.:	GA (Grave argileuse)		γ_d (t/m ³):	2.89
Classification GTR (NF P 11300):	B6 (Sables et graves argileux à très argileux...)		γ_d (t/m ³):	*
Classification USCS (ASTM D2487):	GC (Grave argileuse avec sable)		γ_d (t/m ³):	*
Indice des vides e :	*	Porosité n (%):	Valeur bleu méthylène (VBS):	40.00
Indice de liquidité I_L :	-1.12	Indice de constance I_c :	Coef. d'uniformité C_u :	*
Teneur en eau W_{nat} (%):	7.47	Degré de saturation S_r (%):	Coef. de courbure C_c :	*
Granulométrie: *	Etat hydrique: très sec		Etat de constance: Solide dure	

Diamètre:	100mm	76mm	63mm	50mm	40mm	20mm	10mm	4.75mm	2mm	0.425mm	80µm	75µm	2µm	#VALUE!
Passant (%):	100	100	100	100	100	81	63	51	38	24	17	#VALUE!	#VALUE!	#VALUE!

Distribution dimensionnelle des grains en (%)

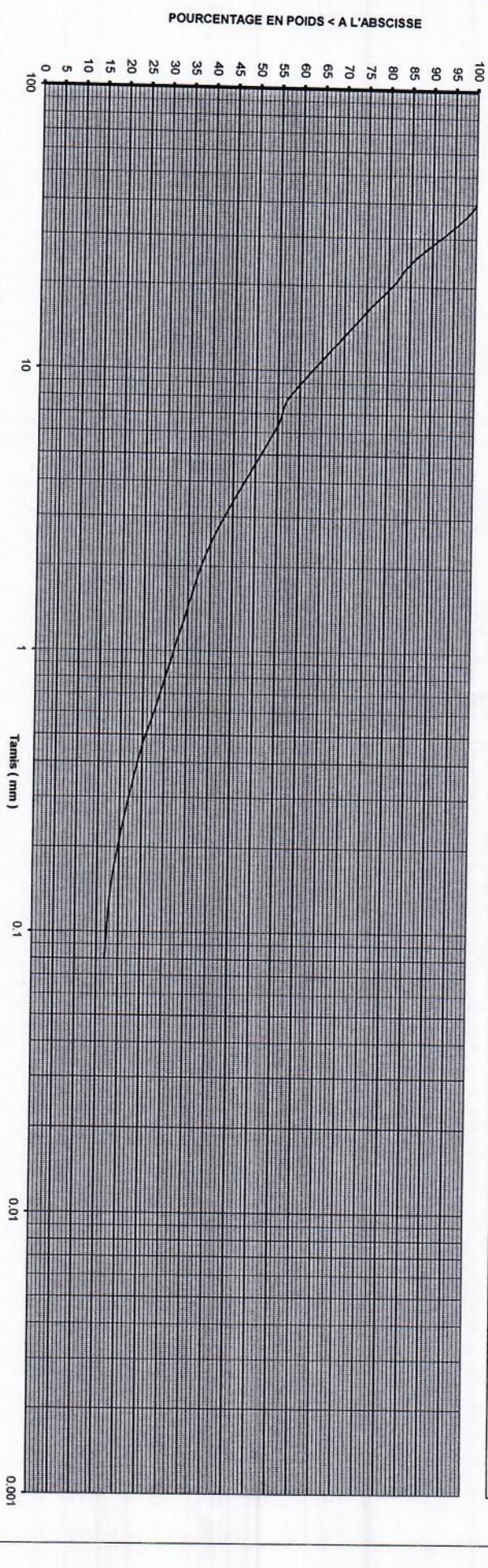


TAMISAGE

Cailloux	GRAVIER GROS	GRAVIER FIN	SABLE GROS	SABLE MOYEN	SABLE FIN	SILT	ARGILE
80	60	40	20	10	8	6	4
2	1	0.8	0.6	0.4	0.2	0.1	80µm
60µm	40µm	20µm	10µm	8µm	6µm	4µm	2µm

SEDIMENTATION

Remarque: Le critère VBS serait le mieux adapté à l'identification de ce type de sol en classification GTR.



POURCENTAGE EN POIDS < A L'ABSCISSE

51 50 49 48 47 46 45 44 44 42 41 40 39 38 37 36 35 32 30 27 23 20 100 23 20 0.1 0.01 0.001

3" 2" 1 1/2 1" 3/4 1/2" 4 10 40 100 200

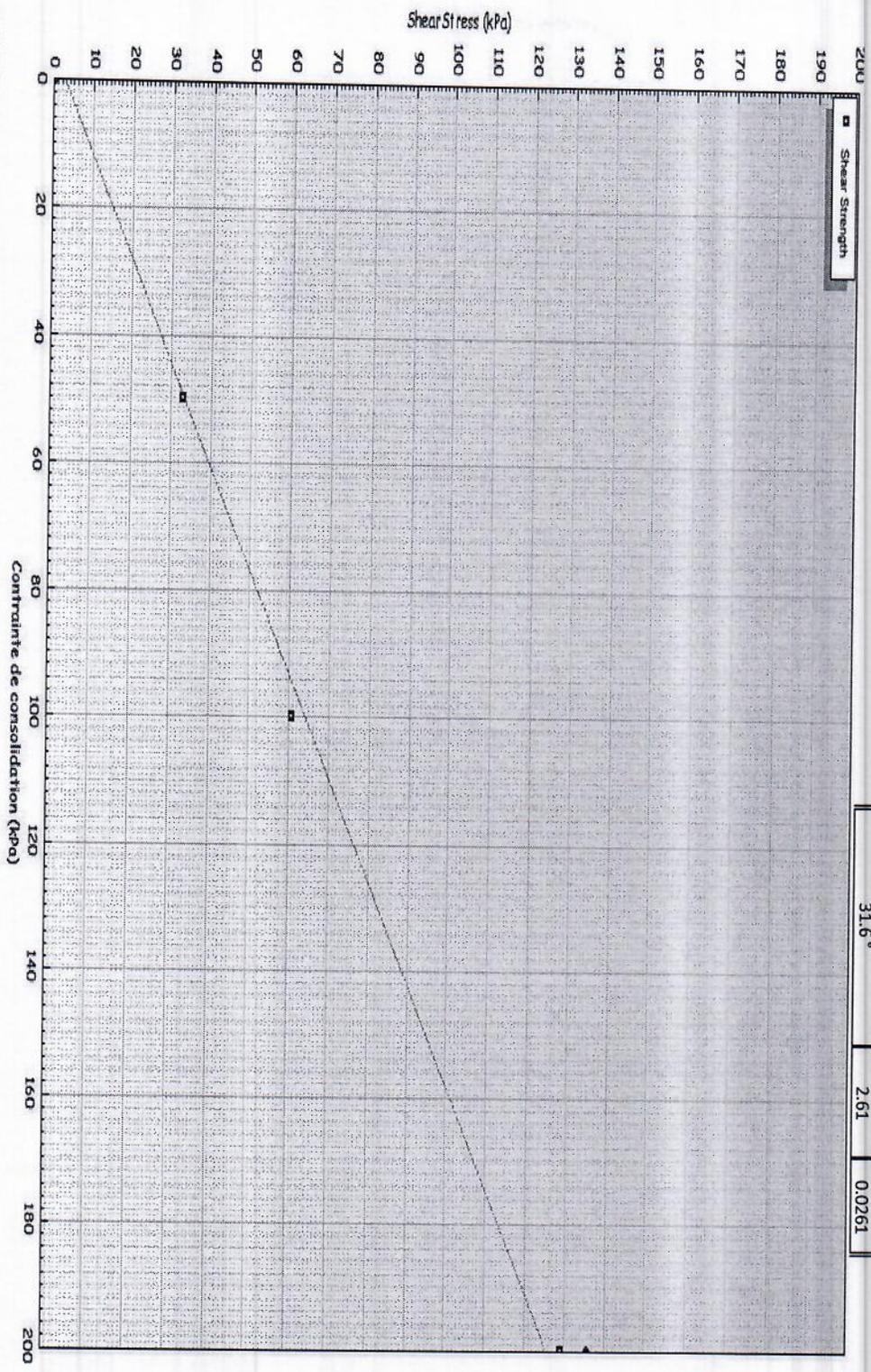
MODULES AFNOR
A.S.T.M.

ANNEXE C. - COURBE DE CISAILLEMENT RECTILIGNE



Dossier :	B-19/217	Projet :	Construction du bâtiment devant loger le tribunal de paix de Gressier Annexe : C1
Client :	PNUD	Echantillon :	
Port-au-Prince, Haiti		Puits :	# 2
		Echantillon :	P2(1,60-1,80)
		Date :	31 mai 2019
		Profondeur :	1,60 à 1,60 m

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE



Angle de frottement (ϕ)	Cohésion	
31,6°	kPa	Bars
	2,61	0,0261

Angle frottement	Cohésion (kPa)	
31,6	2,61	

Options >>

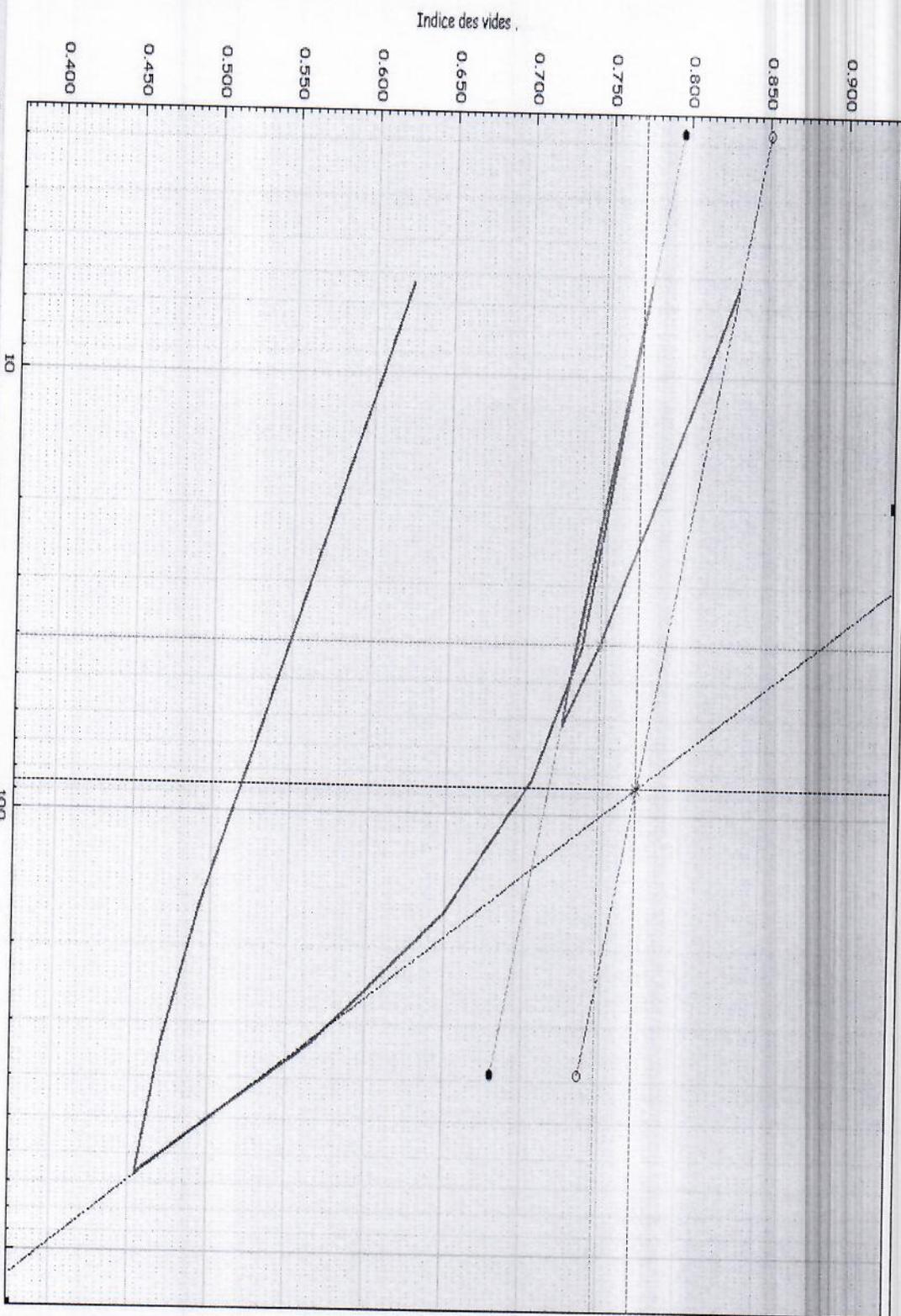
ANNEXE D. - COURBE CEDOMETRIQUE



Port-au-Prince, Haïti

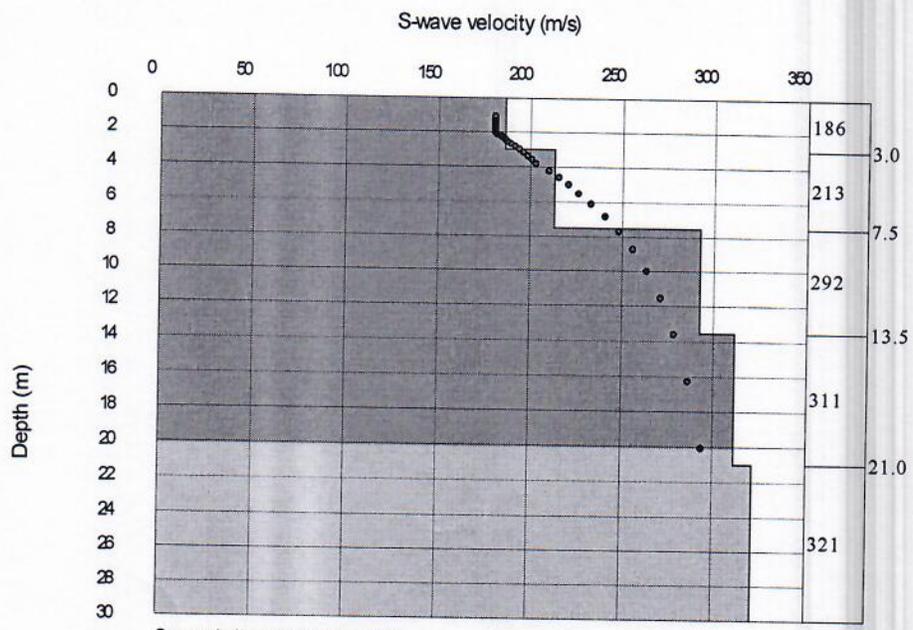
Dossier:	B-19/217	Projet:	Construction du bâtiment devant loger le tribunal de paix de Gressier
Client:	PNUD	Echantillon	P2(1.60-1.80)
Sondage	# 2	Date:	17 juin 2019
		Profondeur:	1.60 à 1.60 m

ESSAI OEDOMETRIQUE



σ'_v 41 Compression Cc 0.357 e_o 0.747 Compression Cs 0.054 σ'_p 86 Options e_p 0.771

ANNEXE E. – PROFILS DE VITESSE DES ONDES DE CISAILLEMENT



S-wave velocity model (inverted): 78.dat

Average V_s 30m = 273.0 m/sec

ANNEXE F. - TABLEAU DE CLASSIFICATION DE SOL

IBC & ASCE Codes-Seismic Site classification

TABLE 20.3-1 SITE CLASSIFICATION

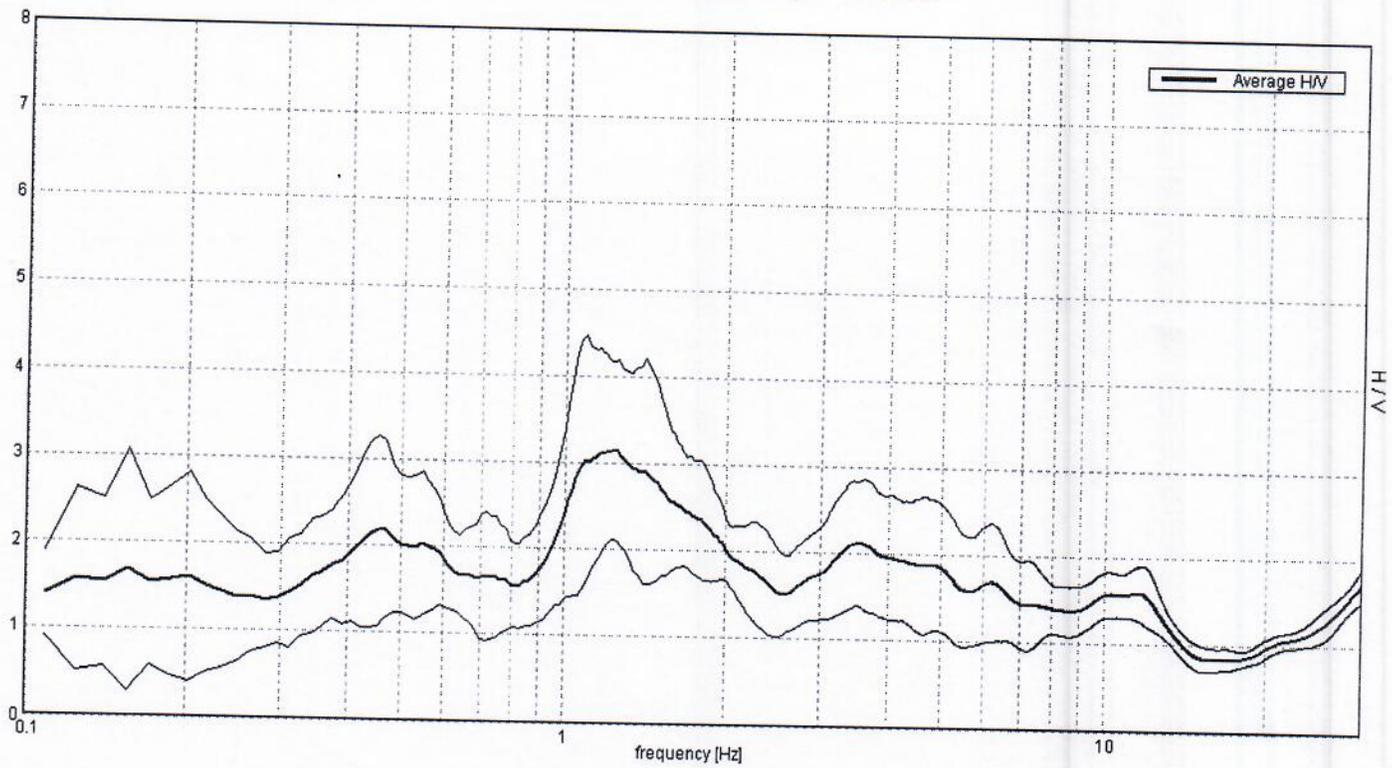
Site Class: A - F	V_s	N	S_u
A. Hard rock	> 1,500 m/s	NA	NA
B. Rock	760 – 1,500 m/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	360 – 760 m/s	>50	>2,000 psf
D. Stiff soil	180 – 360 m/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	< 180 m/s	<15	<1,000 psf
Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: - Plasticity index $PI > 20$, - Moisture content $w \geq 40\%$, and - Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf			
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		ASCE 7-05

V_s is preferred because it is directly related to the shear stiffness of the soil deposit ($G = \rho V_s^2 s$)

ANNEXE G. - SPECTRE DE DIMENSIONNEMENT SELON IBC

ANNEXE H. - GRAPHIQUES H/V

Max. H/V at 1.23 ± 0.06 Hz. (In the range 0.5 - 30.0 Hz).



Max. H/V at 1.2 ± 0.15 Hz. (In the range 0.5 - 30.0 Hz).

