

Port-au-Prince, le 5 juin 2019

La Direction Technique

N/Référence : *DT/JJP/jjp/19/515*

Dossier : *B-19/216*

**CONSTRUCTION DU BATIMENT DEVANT LOGER LE TRIBUNAL
DE PAIX DE LA SECTION SUD DE PORT-AU-PRINCE**

ÉTUDES GÉOTECHNIQUES ET GÉOPHYSIQUES

Rapport définitif

CLIENT : PNUD

Port-au-Prince, le 5 juin 2019

La Direction Technique

N/Référence : *DT/JJP/jjp/19/515*

Dossier : *B-19/216*

**CONSTRUCTION DU BATIMENT DEVANT LOGER LE TRIBUNAL
DE PAIX DE LA SECTION SUD DE PORT-AU-PRINCE**

ÉTUDES GÉOTECHNIQUES ET GÉOPHYSIQUES

Rapport définitif

CLIENT : PNUD

Port-au-Prince, le 28 Juin 2019

La Direction Technique

N/Référence : DT/SSV/mc/19/547

Dossier : B-19/216

Madame Marie Antolaine ALCIDE

Chargée des Opérations

PNUD HAITI

En Ses Bureaux.-

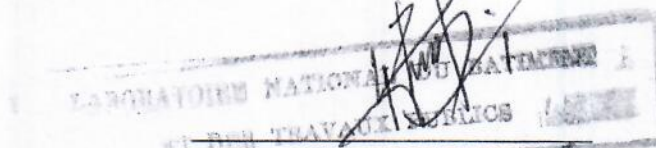
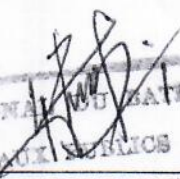
Projet : Construction d'un bâtiment devant loger le
Tribunal de Paix de la section Sud

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 TECHNIQUE

1. N° DOCUMENT: DT/JJP/jjp/19/515	2. N° DOSSIER: B-19/216	3. N° CONTRAT:
4. PROJET: Construction du bâtiment devant loger le Tribunal de paix de Port-au-Prince de la section Sud		
5. TITRE ET SOUS-TITRE DU DOCUMENT: ÉTUDES GÉOTECHNIQUE ET GÉOPHYSIQUE		
6. RÉDACTEUR(S): JULIO JEAN PHILIPPE	7. DIRECTION: DIRECTION TECHNIQUE	8. DATE DU DOCUMENT: 5-06-19
9. CLIENT (NOM ET ADRESSE): Marie Antolaine Alcide	10. TYPE DE DOCUMENT: RAPPORT DÉFINITIF	11. DATE DE LA COMMANDE:
12. RÉSUMÉ: Dans le cadre du projet de construction du bâtiment devant loger le Tribunal de Paix de Port-au-Prince de la section Sud, le Programme des Nations Unies pour le Développement (PNUD), représenté par Marie Antolaine Alcide, chargée des opérations de PNUD Haïti, 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. À la demande du client, trois (3) essais de pénétration dynamique approfondis à dix (10) mètres, trois (3.0) puis manuels descendirent à trois (3) mètres, deux (2) mesures H/V, et un (1) essai MASW ont été réalisés. L'analyse des diagrammes de pénétration dynamique révèle l'existence d'un sous-sol plus ou moins hétérogène dans les plans vertical et horizontal. En effet, au point d'essai PD1, entre 0.00 m et 1.60 m une résistance moyenne de rupture en pointe de 3.0 MPa est enregistrée avec des pics allant jusqu'à 16.0 MPa. En-dessous, elle augmente et passe à 6.0 MPa entre 1.60 m et 3.0 m avec des pics également allant jusqu'à 20.0 MPa. Elle croît ensuite pour atteindre 10.0 MPa jusqu'à la profondeur d'investigation de 9.0 mètres. Au point d'essais PD2, entre 0.40 m et 3.40 m de profondeur la résistance moyenne de rupture en pointe enregistrée est de 14.0 MPa avec refus enregistré à cette profondeur. Au point d'essais PD3, entre 0.40 m et 4.20 m de profondeur la résistance moyenne de rupture en pointe accuse une valeur moyenne de 7.0 MPa puis elle décroît à 6.0 MPa jusqu'à la profondeur de 6.0 mètres. Elle croît ensuite et varie entre 8.0 et 14.0 MPa jusqu'à la profondeur d'investigation. Les essais de laboratoire réalisés sur les échantillons de sols prélevés dans les puits manuels mettent en évidence un sous-sol constitué, d'une couche de limon peu plastique à très plastique. Aucune information relative aux charges qui seront transmises aux fondations n'a été fournie au LNBTP par le client. Toutefois, tenant compte du pouvoir portant du sous-sol, un système de fondations superficielles constitué de semelles isolées peut être envisagé. Les semelles peuvent être établies à la profondeur de 1.60 m. À partir de cette profondeur, une contrainte admissible minimale de l'ordre de 2.0 bars peut être retenue pour les calculs. Il importe de rigidifier le système en reliant les semelles entre elles par des poutres raidisseuses. Ces dernières joueront un rôle de liaison parasismique. La vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement à 30 mètres de profondeur est estimée à 277.9 m/s. Selon le code IBC le site est de classe D. Les graphiques H/V ne présentent pas de pics clairs dans la gamme de fréquence de 0.5 Hz à 10.0 Hz pouvant être interprétés comme risque d'effet de site. Les paramètres du spectre d'accélérations de dimensionnement suivant le code IBC sont : $PGA=Sa(0)=0.41g$, $SDs=1.03g$ et $SD1=0.61g$.		
13. MOTS-CLÉS: Etudes géotechnique et géophysique, fondations superficielles, pénétromètre dynamique, sismicité, contrainte admissible.	14. LISTE DE DISTRIBUTION: <i>PNUD</i>	15. NOMBRE DE PAGES: 37
		16. VERSION:
		PROVISOIRE DEFINITIVE

AVANT-PROPOS

Dans le cadre du projet de construction du bâtiment devant loger le Tribunal de Paix de Port-au-Prince de la section Sud, le Programme des Nations Unis pour le Développement (PNUD), représenté par Marie Antoline Alcide, la chargée des opérations de PNUD Haïti, 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.

Le présent document tient lieu de rapport définitif relatif à ces études.

TABLE DES MATIÈRES

Avant-propos.....	2
I. Introduction	6
A. Objectifs de la campagne de reconnaissance	6
B. Situation existante	6
II. Méthodologie d'investigation	7
A. Pénétromètre dynamique	7
B. Puits manuels.....	7
C. Méthode MASW.....	7
D. Méthode H/V.....	8
III. Reconnaissance et essais <i>in situ</i>	9
A. Synthèse géologique	9
B. Synthèse hydrogéologique.....	9
C. Sismicité.....	10
IV. Résultats des essais in situ	11
A. Pénétromètre dynamique.....	11
B. Puits manuels.....	12
C. Essais géophysiques.....	12
1. Essai MASW.....	12
2. Essai H/V.....	12
V. Essais de laboratoire	12
A. Programme des essais.....	12
B. Résultats des essais de laboratoire.....	13
VI. Évaluation du risque de liquéfaction	14
A. Critères des sols cohérents	14
VII. PrÉdimensionnement de fondations.....	14

A. Description du projet	14
B. Choix du type de fondations et profondeur d'ancrage.....	14
C. Vérification des conditions de sécurité des fondations	14
1. Sécurité vis-à-vis du poinçonnement du sol support.....	15
a. Contrainte admissible.....	15
b. Contrainte de service.....	15
2. Sécurité vis-à-vis du poinçonnement des semelles par rapport aux charges appliquées... 15	
a. Vérification de l'épaisseur d'une semelle.....	15
b. Condition de rigidité de la semelle	15
3. Sécurité vis-à-vis des tassements.....	16
VIII. Conclusion et recommandations	17
IX. Limites du présent rapport et réserves	18
Annexe A. – Diagrammes de pénétration dynamique	21
Annexe B. – Courbes granulométriques.....	22
Annexe C. – Profil de vitesse des ondes de cisaillement	23
Annexe D. – Graphiques H/V	24
Annexe E. – Classification des sols suivant IBC	25
Annexe F. – Spectre de réponse.....	26

TABLE DES FIGURES

Figure 1 : Vue panoramique du site.....	6
Figure 2 : Localisation des points d'essais de pénétration dynamique.....	7
Figure 4 : Environnement géologique du site.	9
Figure 5 : Carte hydrogéologique de la République d'Haïti.....	9
Figure 6 : Accélération maximale du sol.	10

LISTE DES TABLEAUX

Tableau #1- Résistance dynamique de rupture en pointe et contrainte admissible PD ₁ à PD ₃₁₁	
Tableau #2- Résultats des essais de laboratoire.....	13
Tableau #3- Résultats des essais de laboratoire suite.....	13



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 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 d'essais physico-mécaniques en laboratoire ;
- ▣ évaluation de la portance du sous-sol sous les fondations ;
- ▣ évaluation du risque de liquéfaction ;
- ▣ évaluation des tassements ;
- ▣ détermination de la classe de sol du site selon le code IBC ;
- ▣ détermination de la fréquence du sol.
- ▣ Proposition d'une solution des fondations en fonction des éléments communiqués

B. Situation existante

Le site sur lequel sera construit le bâtiment est situé dans la commune de Port-au-Prince. Il a une surface topographique de faible pente, remplie de débris de construction. Il est repéré par les coordonnées GPS suivantes : Nord $18^{\circ}32'33.1''$; Ouest : $72^{\circ}20'34.34''$. La figure #1 montre une vue du site.



FIGURE 1 : VUE PANORAMIQUE DU SITE

II. METHODOLOGIE D'INVESTIGATION

À la demande du client, trois (3) essais de pénétration dynamique numérotés PDi (i allant de 1 à 3) approfondis à huit (8) mètres, trois (3) puits manuels descendus à 3.00 mètres, deux (2) mesures H/V, et un (1) essai MASW, ont été prévus et réalisés (cf. figure #2).



FIGURE 2 : LOCALISATION DES POINTS D'ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE.

A. Pénétromètre 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 19.95 cm² dont le diamètre (5.04 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.

B. Puits manuels

Les puits manuels ont été creusés à la pioche et à la pelle au droit 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.

C. Méthode 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 a été 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 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 10 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).

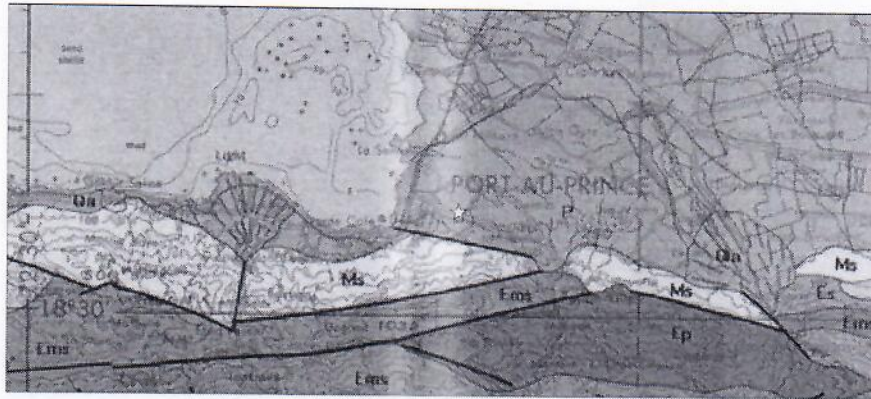
D. Méthode H/V

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 l'effet du 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 mns. 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 alors représenté sous forme d'une courbe moyenne (rouge) et de courbes à plus ou moins un écart-type (noir). 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.

III. RECONNAISSANCE ET ESSAIS *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 rencontrés appartiennent aux formations du Pliocène : marnes et sables, vieux cônes d'épandages (fm. Morne Delmas) de l'ère Tertiaire (cf. figure #4).



P Pliocène: marnes et sables, vieux cônes d'épandages (fm. Morne Delmas); marnes et sables du Plateau Central (fm. de Hinche) et du Bassin de Gros Morne.

FIGURE 3 : ENVIRONNEMENT GEOLOGIQUE DU SITE.

B. Synthèse hydrogéologique

Suivant les informations fournies par la carte hydrogéologique de la République d'Haïti au 1/250 000^e dressée par le programme des Nations Unies 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 carbonatés à intercalations marneuses, peu productifs (cf. fig. #5). Le niveau supérieur de la nappe phréatique n'a pas été décelé dans les puits.

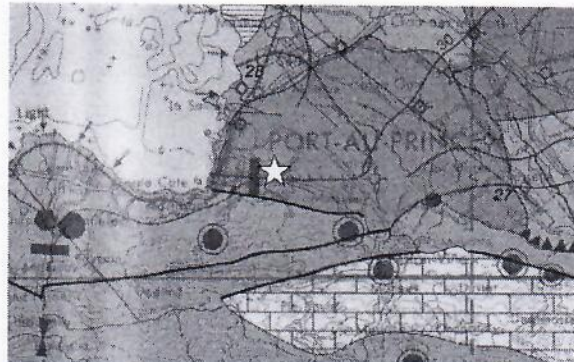


FIGURE 4 : CARTE HYDROGEOLOGIQUE DE LA REPUBLIQUE D'HAÏTI

C. Sismicité

Les résultats d'analyses d'aléa sismique au rocher, selon USGS, pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans fournissent les informations suivantes : $S_s = 1.55g$, $S_1 = 0.61g$.

Les résultats des essais géophysiques réalisés sur le terrain et les analyses de l'aléa sismique de la zone permettent de définir les paramètres du spectre d'accélération de dimensionnement suivant le code IBC dont, les valeurs sont : $PGA = 0.41g$; $SD_s = 1.03$; $SD_1 = 0.61$.

La courbe de spectre de réponse pour le dimensionnement du bâtiment est en annexe de ce rapport.

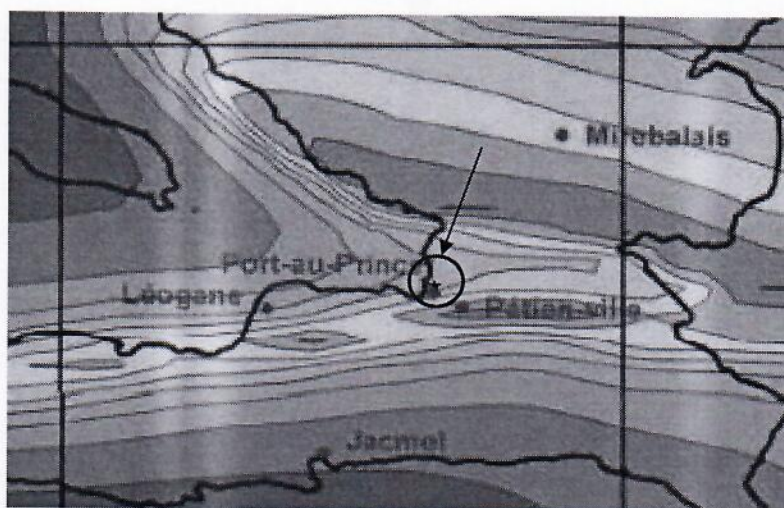


FIGURE 5 : ACCELERATION MAXIMALE DU SOL.

IV. RÉSULTATS DES ESSAIS IN SITU

A. Pénétromètre dynamique

Les résultats des essais pénétrométriques sont présentés dans le tableau #1. 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 A 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 à PD₃

NUMERO ESSAI	COORDONNEES GEOGRAPHIQUES	PROFONDEUR EN METRE	RESISTANCE DYNAMIQUE DE RUPTURE EN POINTE RD EN MPA			CONTRAINTE ADMISSIBLE Q_{ADM} EN BAR		
			Max	moyenne	min	Max	moyenne	min
PD1	18° 32' 33.1" N 072° 20' 34.34" W	0.00 – 1.60	15.0	3.0	2.2	7.5	1.50	1.1
		1.60 – 3.20	19.0	6.0	4.7	9.5	3.00	2.35
		3.20 – 9.00	19.0	10.0	6.6	9.5	5.00	3.3
PD2	18° 32' 32.7" N 072° 20' 34.8" W	0.40 – 3.40	30.0	14.0	10.0	15.0	7.0	5.0
PD3	18° 32' 33.58" N 072° 20' 34.23" W	0.40 – 4.40	32.0	8.0	4.0	16.0	4.0	2.0
		4.40-6.80	9.0	6.0	5.5	4.5	3.0	2.75
		6.0 –10.00	24.0	14	12.0	12.0	7.0	6.0

L'analyse des diagrammes de pénétration dynamique révèle l'existence d'un sous-sol plus ou moins hétérogène dans les plans vertical et horizontal. En effet, au point d'essai PD1, entre 0.00 m et 1.60 m une résistance moyenne de rupture en pointe de 3.0 MPa est enregistrée avec des pics allant jusqu'à 16.0 MPa. En-dessous, elle augmente et passe à 6.0 MPa entre 1.60 m et 3.0 m avec des pics également allant jusqu'à 20.0 MPa. Elle croît ensuite pour atteindre 10.0 MPa jusqu'à la profondeur d'investigation de 9.0 mètres. Au point d'essais PD2, entre 0.40 m et 3.40 m de profondeur la résistance moyenne de rupture en pointe enregistrée est de 14.0 MPa avec refus enregistré à cette profondeur. Au point d'essais PD3, entre 0.40 m et 4.20 m de profondeur la résistance moyenne de rupture en pointe accuse une valeur moyenne de 7.0 MPa puis elle décroît à 6.0 MPa jusqu'à la profondeur de 6.0 mètres. Elle croît ensuite et varie entre 8.0 et 14.0 MPa jusqu'à la profondeur d'investigation

B. Puits manuels

Les puits manuels permettent d'une part, l'identification visuelle des différentes couches traversées et, d'autre part, le prélèvement d'échantillons de sol aux fins d'essais physico-mécaniques en laboratoire.

C. Essais géophysiques

1. Essai MASW

Un (1) profil V_s a été réalisé afin de déterminer la vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement dans les 30 m supérieurs (V_{s30}). Le paramètre V_{s30} sert ensuite à tracer le spectre de réponse du sol pour le dimensionnement parasismique de l'ouvrage projeté. Le profil a été réalisé sur 36 m et les géophones ont été placées à 1.00 m les unes des autres.

Suivant le profil V_s obtenu à partir de l'essai MASW, la vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement à 30 m de profondeur (V_{s30}) est de 277.9 m/s. Le sous-sol est classé D selon la norme NEHRP/IBC.

2. Essai H/V

Les mesures H/V ont été réalisées dans l'objectif de déterminer la fréquence propre du sol et sa susceptibilité aux effets de site. Les données recueillies sur le site ont été analysées à l'aide du logiciel Grilla. La largeur des fenêtres prises est de 40 s. Une durée d'acquisition de données de 20 minutes environ est observée pour chacun des essais H/V.

Les graphiques H/V ne présentent pas de pics clairs dans la gamme de fréquence de 0.5 Hz à 10.0 Hz pouvant être interprétés comme risque d'effet de site.

V. ESSAIS DE LABORATOIRE

A. Programme des essais

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

- détermination de la teneur en eau naturelle ;
- détermination des limites d'Atterberg et/ou de l'équivalent de sable ;
- analyse granulométrique par tamisage ;
- analyse granulométrique par sédimentométrie ;
- détermination du poids volumique des grains solides du sol.

B. Résultats des essais de laboratoire

Les résultats des essais réalisés, présentés en annexe B de ce rapport, sont résumés dans le tableau #2 et 3.

Tableau #2- Résultats des essais de laboratoire.

Puits	Profondeur (m)	Dénomination Géotechnique	Distribution pondérale des grains en mm									Poids volumi- que (t/m³)	Teneur en eau	Limites d'Atterberg/ Equivalent de sable		
			% passant sur tamis d'ouverture										grains γs	W _{nat} (%)	WL	IP
			63 mm	50 mm	40 mm	10 mm	4.75 mm	2 mm	0.42 mm	80μ	2μm					
P ₁	0.55 – 1.23	Limon peu plastique (Lp)	100	100	100	100	99	98	92	78	*	2.66	20.00	28	9	
P ₂	1.00 – 3.00	Limon peu plastique (Lp)	100	100	100	100	100	98	95	85	32.7	2.65	12.5	33	15	
P ₃	1.45-3.00	Limon très plastique	100	100	100	100	100	98	95	89	36.6	2.61	24.0	55	28	

Tableau #3- Résultats des essais de laboratoire suite.

Puits	Profondeur (m)	Dénomination Géotechnique	Cisaillement rectiligne		Essai œdométrique			
			ϕ_n °	Cu (bar)	σ_c kPa	e_0	C_c	C_s
P ₃	1.45 – 3.00	Limon très plastique	30.40	0.144	50	0.742	0.227	0.011

VI. ÉVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION

A. Critères des sols cohérents

D'une manière générale, 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 naturelle W_{nat} supérieure à 90% de la limite de liquidité ; ce qui s'écrit :

$$W_{nat} > 0.9 \times W_L.$$
- 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 $I_p \leq 12$.

La couche de limon n'est pas liquéfiable dans les trois mètres du sol.

VII. PRÉDIMENSIONNEMENT DE FONDATIONS

A. Description du projet

Le projet consiste en la construction du bâtiment devant loger le tribunal de paix de Port-au-Prince de la section sud. Aucune information relative aux charges qui seront transmises aux fondations et la géométrie de l'ouvrage n'a été communiquée au LNBTP. Ces informations sont nécessaires pour le prédimensionnement des fondations.

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

Les données relatives aux charges à transmettre aux fondations sont nécessaires pour le prédimensionnement des fondations. Toutefois, tenant compte du pouvoir portant du sous-sol et dans l'hypothèse que des charges relativement peu importantes seront transmises, un système de fondations superficielles constitué de semelles isolées peut être envisagé. Les semelles peuvent être établies à la profondeur de 1.60 m. À partir de cette profondeur, une contrainte admissible de 2.0 bars peut être retenue pour les calculs.

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

C. Vérification des conditions de sécurité des fondations

La justification des fondations doit tenir compte des conditions de sécurité vis-à-vis du poinçonnement du sol support et vis-à-vis du poinçonnement des semelles par rapport aux charges appliquées.

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

$h_{0,min}$ étant l'épaisseur minimale d'une semelle pour assurer sa rigidité.

3. Sécurité vis-à-vis des tassements

Le sous-sol étant non saturé, une seule composante des tassements peut être prise en compte, le tassement instantané. Il sera faible et non préjudiciable pour la stabilité de l'ouvrage.

Le tassement instantané peut être estimé à partir de la formule suivante :

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

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 et de sa rigidité ;

E , le module d'élasticité statique ;

ν , le coefficient de Poisson.

Le tableau suivant présente les valeurs des coefficients nécessaires au calcul du tassement instantané sous la semelle :

Valeur des coefficients pour le calcul du tassement instantané.

COEFFICIENT DE FORME f	COUCHE	E (MPa)	COEF. DE POISSON ν
$1.57 * \left\{ \frac{1}{\pi} * \frac{L}{B} * \ln \left(\frac{1 + \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 1}}{\frac{L}{B}} \right) + \ln \left(\frac{L}{B} + \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 1} \right) \right\}$	Limon peu ou très plastique	10.35 – 17.25	0.20 – 0.40

Les calculs peuvent être effectués une fois les données relatives aux charges à transmettre au sous-sol disponibles.

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

a. Contrainte admissible

La contrainte admissible est calculée à partir de la résistance dynamique de pointe à la rupture, déduite de la formule de battage des Hollandais. S'agissant de fondation superficielle ancrée dans du sable ou de l'argile, la contrainte admissible est obtenue en appliquant à la résistance dynamique de rupture un coefficient de sécurité $F=20$, soit : $Q_a = R_p/20$. Q_a , représente la contrainte admissible

R_p , résistance dynamique de rupture en pointe.

À partir de la profondeur de 1.60 m, la résistance dynamique de rupture en pointe minimale peut être prise égale à 4.0 MPa. La contrainte admissible $q_a = R_p/20$ est donc $q_a=0.20$ MPa soit 2 bars.

b. Contrainte de service

La contrainte de service sera déterminée en tenant compte de la charge maximale Q augmentée du poids de la semelle. Elle est donnée par la formule suivante en considérant les charges verticales et centrées sur les semelles.

$$q_{ser} = \frac{Q}{A} + h_0 \gamma_c$$

Q , représente la charge totale verticale transmise par une colonne

γ_c , poids volumique du béton (2.40tf/m³)

A et h_0 , respectivement la surface et l'épaisseur d'une semelle.

La largeur d'une semelle doit être déterminée de telle sorte que la contrainte de service due à la charge appliquée reste inférieure à la valeur minimale de la contrainte admissible susmentionnée ($q_{ser} < q_a$).

2. Sécurité vis-à-vis du poinçonnement des semelles par rapport aux charges appliquées

a. Vérification de l'épaisseur d'une semelle

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

$$\frac{1.5Q}{P_c \times h_0} \leq 1.2\sigma_b \text{ Dans laquelle :}$$

Q , représente la charge axiale de la colonne;

P_c , désigne le périmètre de la section médiane de la semelle. Pour une colonne rectangulaire de dimension $a \times b$, $P_c = 4h_0 + 2a + 2b$;

a et b , dimension de la colonne rectangulaire;

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 :

VIII. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'analyse des diagrammes de pénétration dynamique révèle l'existence d'un sous-sol plus ou moins hétérogène dans les plans vertical et horizontal. En effet, au point d'essai PD1, entre 0.00 m et 1.60 m une résistance moyenne de rupture en pointe de 3.0 MPa est enregistrée avec des pics allant jusqu'à 16.0 MPa. En-dessous, elle augmente et passe à 6.0 MPa entre 1.60 m et 3.0 m avec des pics également allant jusqu'à 20.0 MPa. Elle croît ensuite pour atteindre 10.0 MPa jusqu'à la profondeur d'investigation de 9.0 mètres. Au point d'essais PD2, entre 0.40 m et 3.40 m de profondeur la résistance moyenne de rupture en pointe enregistrée est de 14.0 MPa avec refus enregistré à cette profondeur. Au point d'essais PD3, entre 0.40 m et 4.20 m de profondeur la résistance moyenne de rupture en pointe accuse une valeur moyenne de 7.0 MPa puis elle décroît à 6.0 MPa jusqu'à la profondeur de 6.0 mètres. Elle croît ensuite et varie entre 8.0 et 14.0 MPa jusqu'à la profondeur d'investigation.

Les essais de laboratoire réalisés sur les échantillons de sols prélevés dans les puits manuels mettent en évidence un sous-sol constitué, d'une couche de limon peu plastique ou très plastique. Le niveau supérieur de la nappe phréatique n'a pas été décelé dans les puits. Le sous-sol possède un potentiel de gonflement moyen. Il est recommandé de maintenir les conditions hydriques du milieu sous les fondations en protégeant la périphérie du bâtiment par un dallage étanche.

Aucune information relative aux charges qui seront transmises aux fondations n'a été fournie au LNBTP par le client. Le client procèdera aux calculs des fondations une fois ces données disponibles. Toutefois, tenant compte du pouvoir portant du sous-sol, un système de fondations superficielles constitué de semelles isolées peut être envisagé. Les semelles peuvent être établies à la profondeur de 1.60 m. À partir de cette profondeur, une contrainte admissible minimale de l'ordre de 2.0 bars peut être retenue pour les calculs. Il importe de rigidifier le système en reliant les semelles entre elles par des poutres raidisseuses. Ces dernières joueront un rôle de liaison parasismique.

La vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement à 30 mètres de profondeur est estimée à 277.9 m/s. Selon le code IBC le site est de classe D.

Les graphiques H/V ne présentent pas de pics clairs dans la gamme de fréquence de 0.5 Hz à 10.0 Hz pouvant être interprétés comme risque d'effet de site.

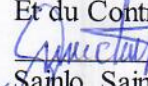
Les paramètres du spectre d'accélération de dimensionnement suivant le code IBC sont : $PGA=Sa(0)=0.41g$, $SDs=1.03g$ et $SD1=0.61g$.

Le site est situé sous l'influence de la faille active de la presqu'île du sud du pays, donc vulnérable aux effets sismiques. La structure du bâtiment projeté doit être précisée par un spécialiste en calcul des structures.


Julio JEAN-PHILIPPE, Ing.
Responsable du dossier

Vérifié par :

Approuvé par :


Mackens NORMIL, Ing.
Chef de Services a.i.des Études
Et du Contrôle et de la Qualité

Samlo Saint-Victor, Ing.
Directeur Technique

IX. LIMITES DU PRÉSENT RAPPORT ET RÉSERVES

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.

La description des couches du sous-sol et les diagrammes des essais de pénétration dynamique présentés dans le rapport ne sont garantis que pour l'endroit où les essais ont été effectués. Les conditions rencontrées ailleurs sur le site ou entre ces points d'essais peuvent être différentes de celles observées à l'emplacement de ces derniers.

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 essais 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, 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 essais 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 d'essais, de la fréquence et de la méthode d'échantillonnage puis de l'homogénéité des sols rencontrés. La fréquence d'échantillonnage dépend 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 puits 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.

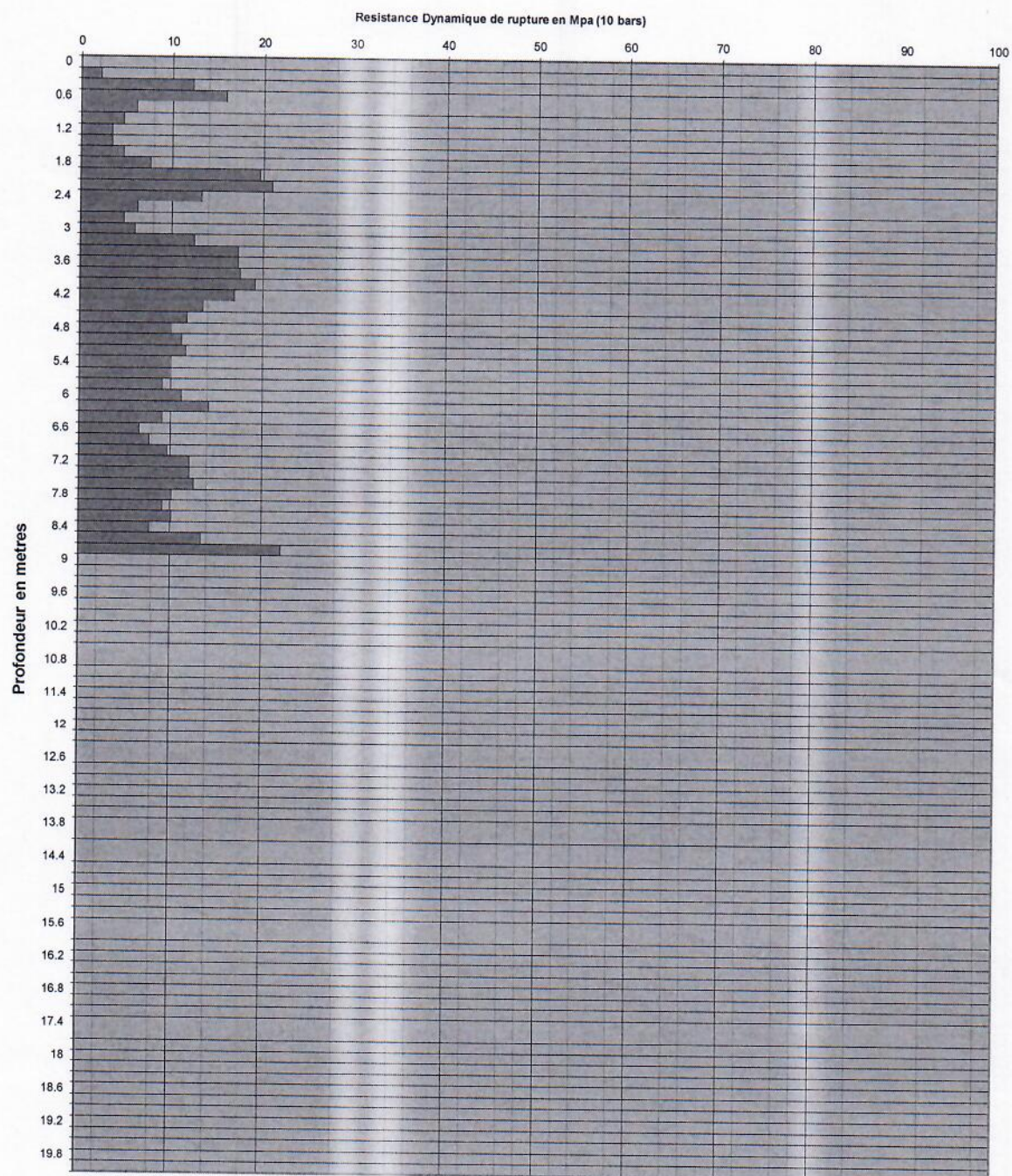
Lorsque les conditions géotechniques, hydrogéologiques ou géologiques rencontrées sur le site diffèrent de celles indiquées au rapport, soit à cause de la nature hétérogène des sols ou encore, parce que des changements sont survenus à la suite de travaux de construction (ou pour toute autre raison), 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.

X. Annexes

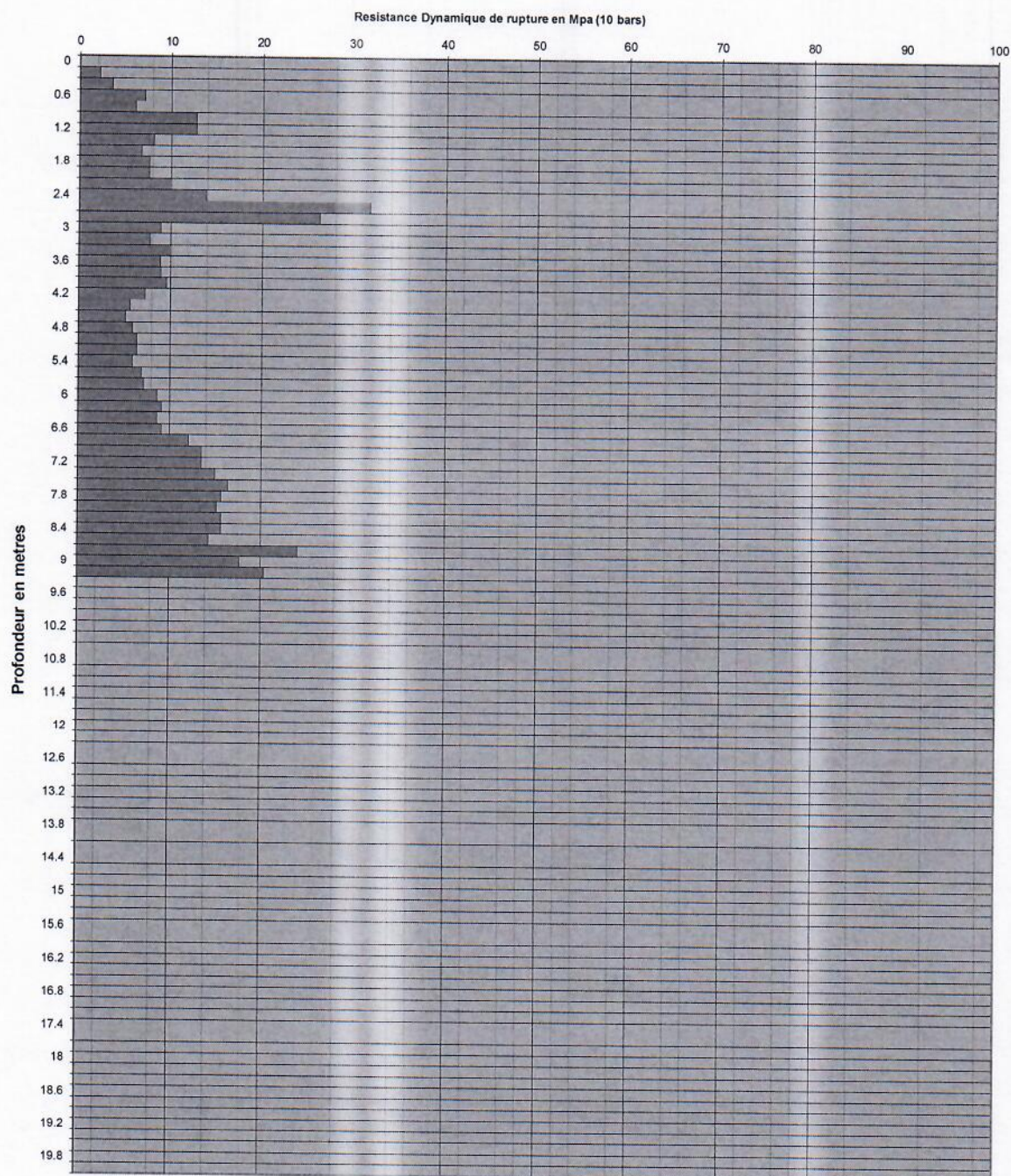
ANNEXE A. – DIAGRAMMES DE PENETRATION DYNAMIQUE

WSP		Client		PNUD	
Port-au-Prince, HAÏTI		Projet		CONSTRUCTION DU BATIMENT LOGEANT LE TRIBUNAL DE PAIX DE	
Dossier # B-19/216		Chantier		Type d'appareil	PORT-AU-PRINCE DE LA SECTION
Date 10/5/2019				Section pointe	15.904 cm ²
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE # PD1 N: 18° 32' 33.1" W : 72° 20' 34.34"					
Observation: 0					





Port-au-Prince, HAÏTI	Client	PNUD		
Dossier # B-19/216	Projet	CONSTRUCTION DU BATIMENT LOGEANT LE TRIBUNAL DE PAIX DE		
Date 10/5/2019	Chantier	Port-au-prince	Type d'appareil	PORT-AU-PRINCE DE LA SECTION
			Section pointe	15.904 cm ²
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE # PD3 N: 18° 32' 33.5" W: 72° 20' 33.9"				
Observation: 0				





Port-au-Prince, HAÏTI

Client

PNUD

Projet

CONSTRUCTION DU BATIMENT LOGEANT LE TRIBUNAL DE PAIX DE

Dossier # B-19/216

Chantier

Port-au-prince

Type d'appareil

PORT-AU-PRINCE DE LA SECTION

Date 10/5/2019

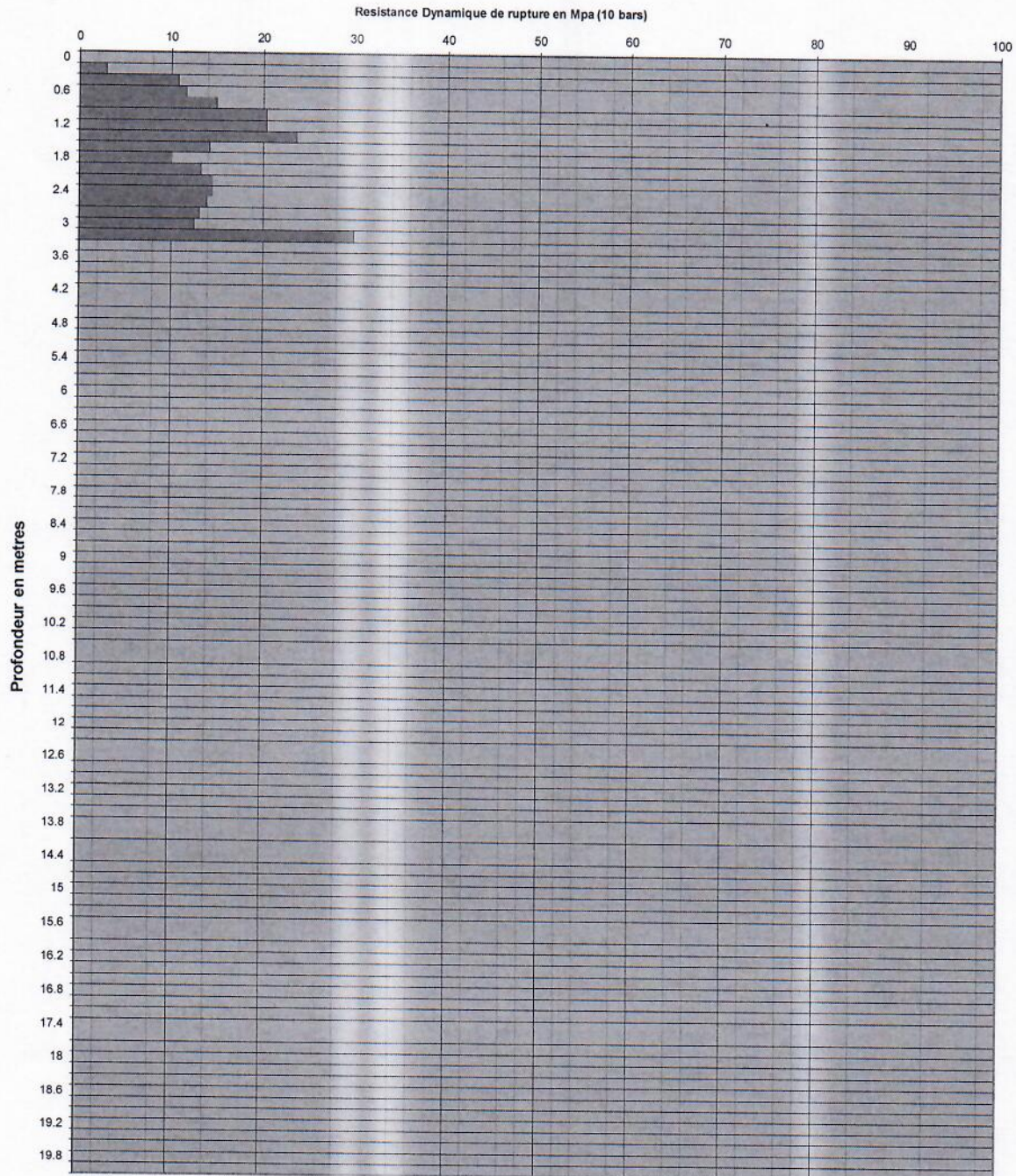
Section pointe

15.904 cm²

ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE #

PD2 N: 18° 32' 32.7" W : 72° 20' 34.8"

Observation: 0



ANNEXE B. – COURBES GRANULOMETRIQUES

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

Client: PNUD
Provenance: Port-au-prince

LIMITES D'ATTERBERG

Echantillon: *

WL %: 55

Équivalent sable: ES: * MDE: * LA: *

WP %: 27

Classification LPC: ESP: * Mélanges: * Profondeur: P3(1.45 m-3.00 m)

IP: 28

Classification GTR: A2 (Sables fins argileux, limons et marnes peu plastiques, arènes...)

Cailloux (%): 0

Classification USCS: MH (Limon très plastique)

Gravier gros (%): 0

(NF P 11300):

Gravier fin (%): 0.5

ASTM D2487):

Sable gros (%): 1.1

Indice des vides e : 0.76 Porosité n (%): 43.30 Valeur bleu méthylène (VBS): *

Sable moyen (%): 3.7

Indice de liquidité I_L : *

Sable fin (%): 5.4

Teneur en eau W_{max} (%): 24.00 Degré de saturation S_r (%): 83.6 Coef. de courbure C_c : *

Limon (%): 52.7

Granulométrie: * Etat hydrique: * Etat de consistance: *

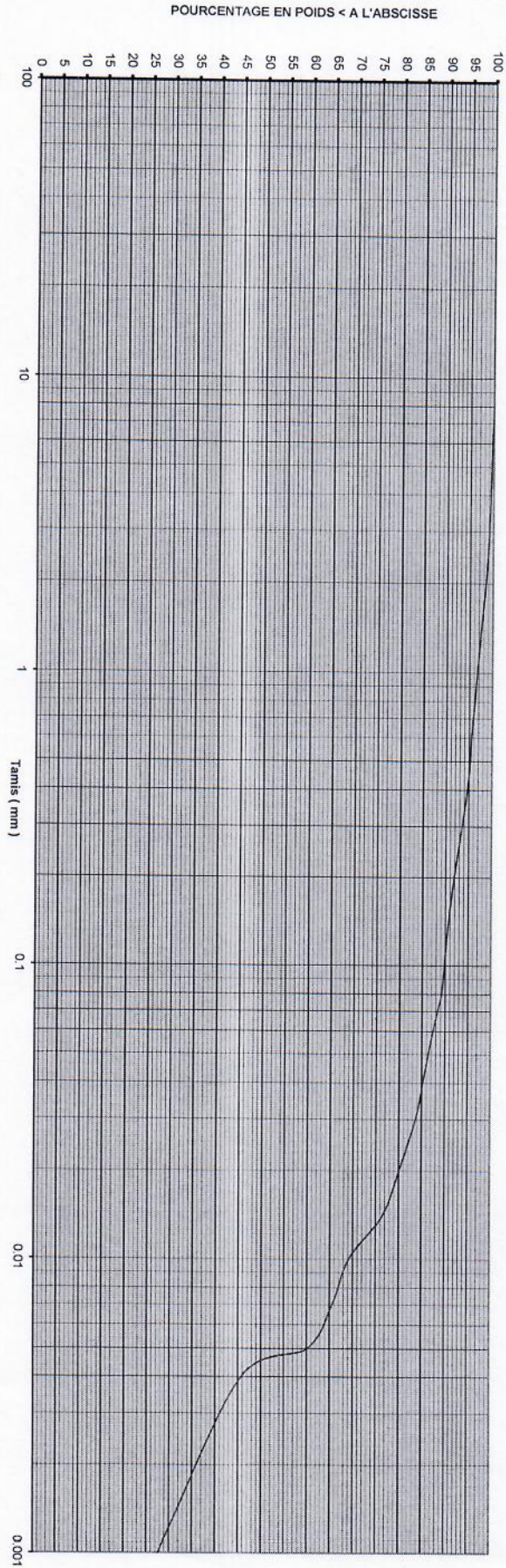
Argile (%): 36.6

Diamètre:	100mm	76mm	63mm	50mm	40mm	20mm	10mm	4.75mm	2mm	0.425mm	80µm	75µm	2µm	Activité colloïdale: $A_c = *$
Passant (%):	100	100	100	100	100	100	100	100	98	95	89	88.6	36.6	Remarque: Le critère IP est le plus adapté à la classification de ce type de sol en classification GTR.

TAMISAGE

SEDIMENTATION

CAILLLOUX		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	80µ	60µ	40µ	20µ	10µ	8µ	6µ	4µ	2µ



ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

Client: PNUD
Provenance: Port-au-prince

LIMITES D'ATTERBERG

Echantillon: *

WL%: 33

Équivalent sable:

ESV: *

ESP: *

MDE: *

LA: *

Mélange: *

Profondeur: *

P20: 0.00 m-3.00 m)

WP%: 18
IP: 15

Classification LPC:

LP (limon peu plastique)

γ_L (t/m³)

2.65

Classification GTR

A1 (limons peu plastiques, loess, silt alluvionnaires, sables fins peu pollus arènes peu plastiques...)

γ_L (t/m³)

*

Classification USCS

ML (limon peu plastique avec sable)

γ_L (t/m³)

*

(ASTM D2487):

Indice des vides e :

*

Porosité n (%):

*

Valeur bleu méthylène (VBS):

*

Indice de liquidité I_L :

*

Indice de consistance I_c :

*

Coef. d'uniformité C_u :

*

Teneur en eau W_{at} (%):

12.50

Degré de saturation S_r (%):

*

Coef. de courbure C_c :

*

Granulométrie: *

Etat hydrique: *

Etat de consistance: *

Diamètre:

100mm

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

80µm

75µm

2µm

32.7

2µm

32.7

32.7

32.7

32.7

32.7

Passant (%):

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

100

TAMISAGE

SEDIMENTATION

CAILLIUX

GRAVIER GROS

GRAVIER FIN

SABLE GROS

SABLE MOYEN

SABLE FIN

SILT

ARGILE

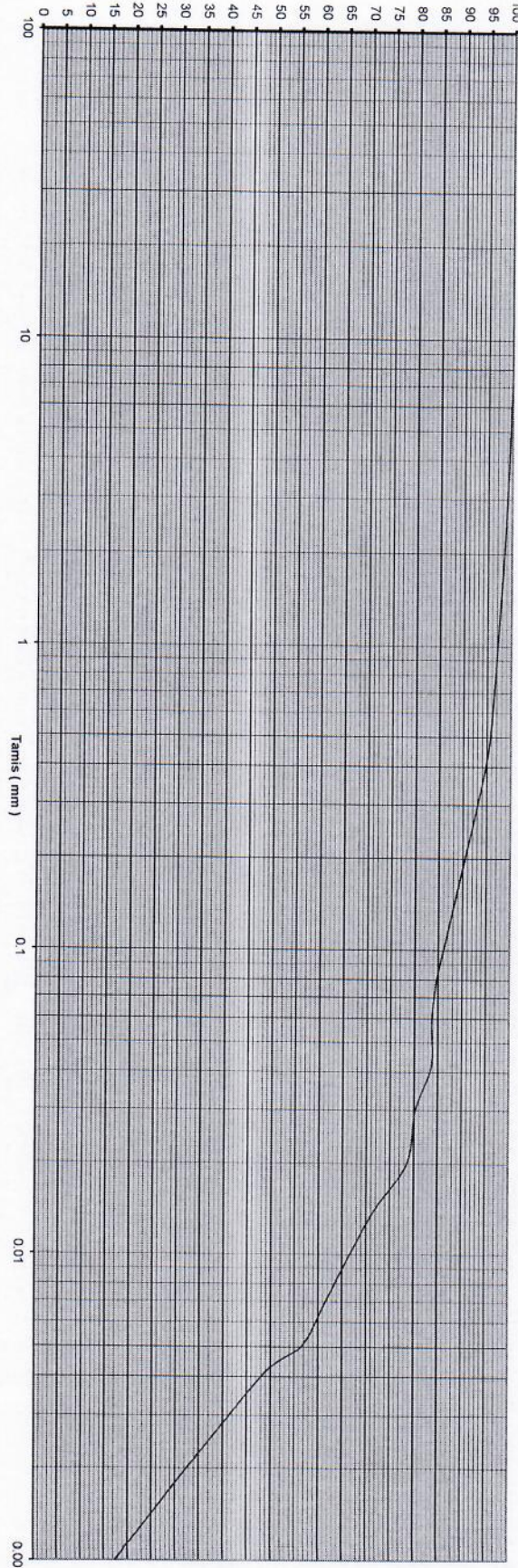
2µm

32.7

32.7

32.7

POURCENTAGE EN POIDS < A L'ABSCISSE



MODULES AFNOR

A.S.T.M.

Client: PNUD

Provenance: Port-au-prince

LIMITES D'ATERBERG

Echantillon: *

Équivalent sable:

ESV: *

MD: *

Mélange: *

Profondeur: P1(0.55 m-1.23 m)

WL%: 28

WP%: 19

IP: 9

Classification LPC:

Classification GTR (NF P 11300): A1 (limons peu plastiques, loess, silt alluvionnaires, sables fins peu pollués argènes peu plastiques...)

γ_s (t/m³): 2.66

Calloux (%): 0

Classification USCS (ASTM D2487): ML (limon peu plastique avec sable)

γ_d (t/m³): *

γ_h (t/m³): *

Gravier gros (%): 0

Indice des vides e : *

Porosité n (%): *

Valeur bleu méthylène (VBS): *

Gravier fin (%): 0.6

Indice de liquidité I_L : *

D_{max}(mm): 4.00

Coeff. d'uniformité Cu: *

Sable moyen (%): 1.9

Teneur en eau W_{me} (%): 20.00

Degré de saturation S_r (%): *

Coeff. de courbure Cc: *

Sable fin (%): 14.5

Granulométrie: *

Etat hydrique: *

Etat de consistance: *

Limons (%): 14.5

Diamètre: 100mm

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

Passant (%): 100

100

100

100

100

100

99

98

92

78

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

20mm

10mm

4.75mm

2mm

0.425mm

100

76mm

63mm

50mm

40mm

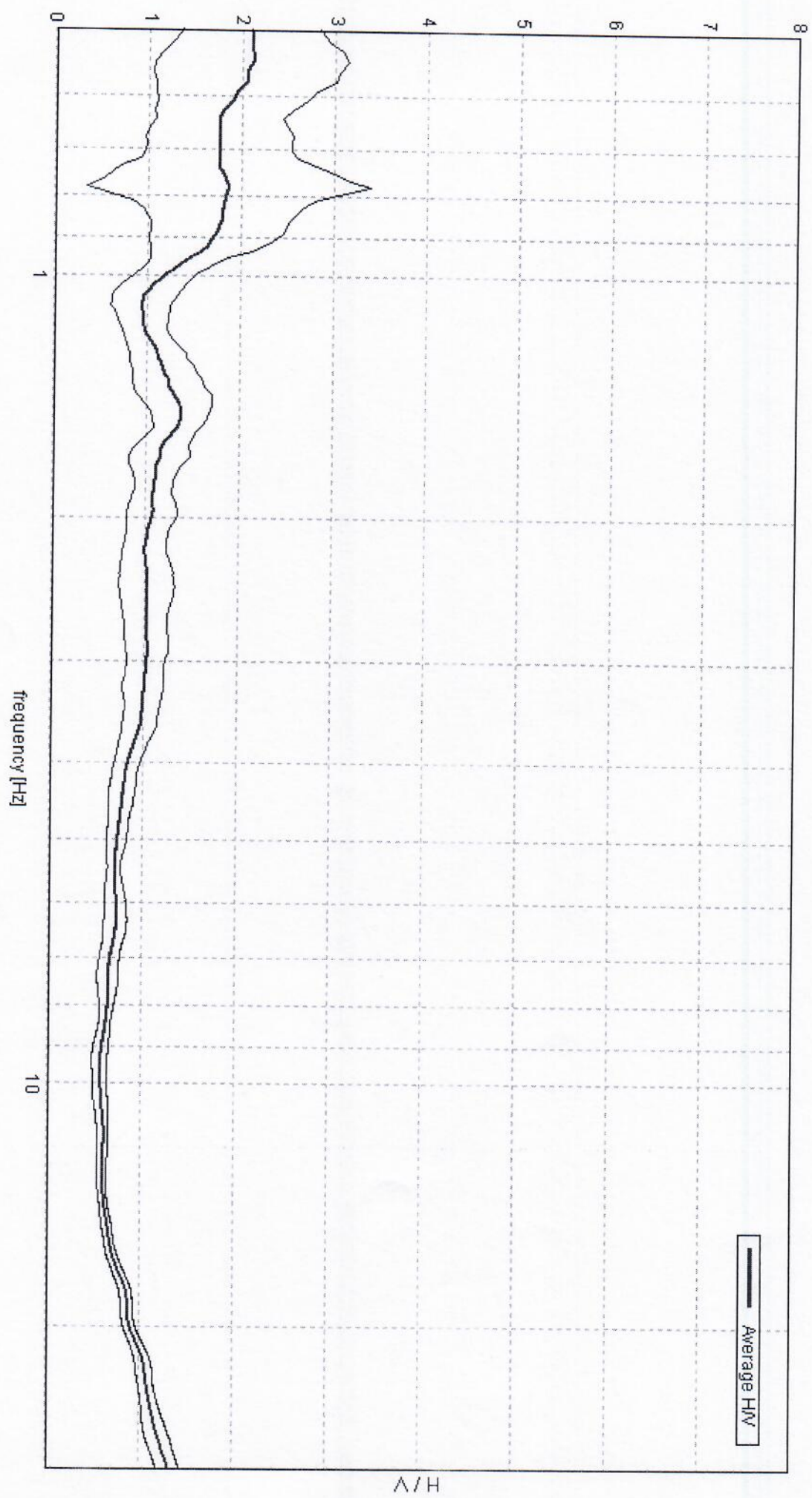
20mm

10mm

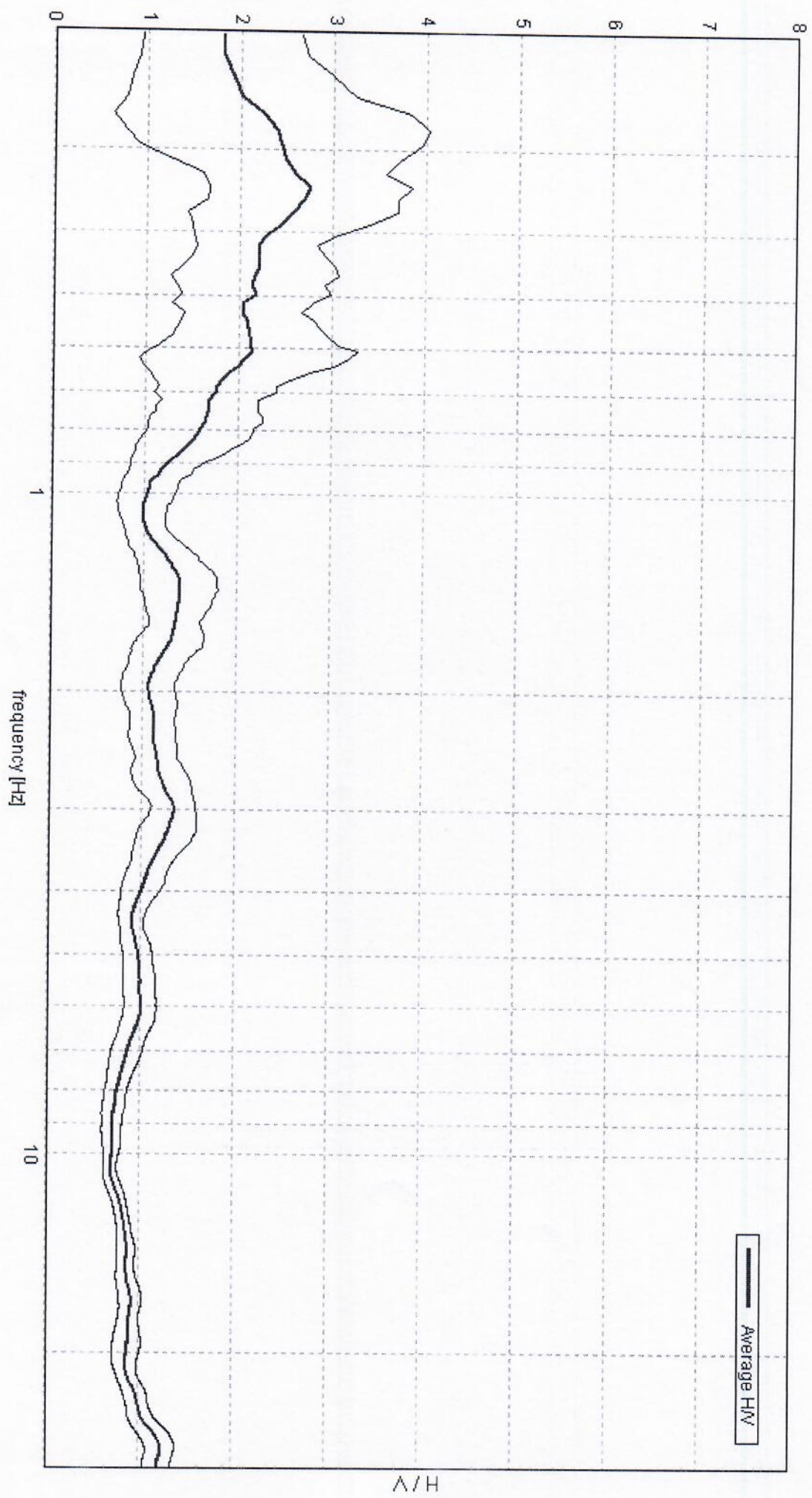
ANNEXE C. – PROFIL DE VITESSE DES ONDES DE CISAILLEMENT

ANNEXE D. - GRAPHIQUES H/V

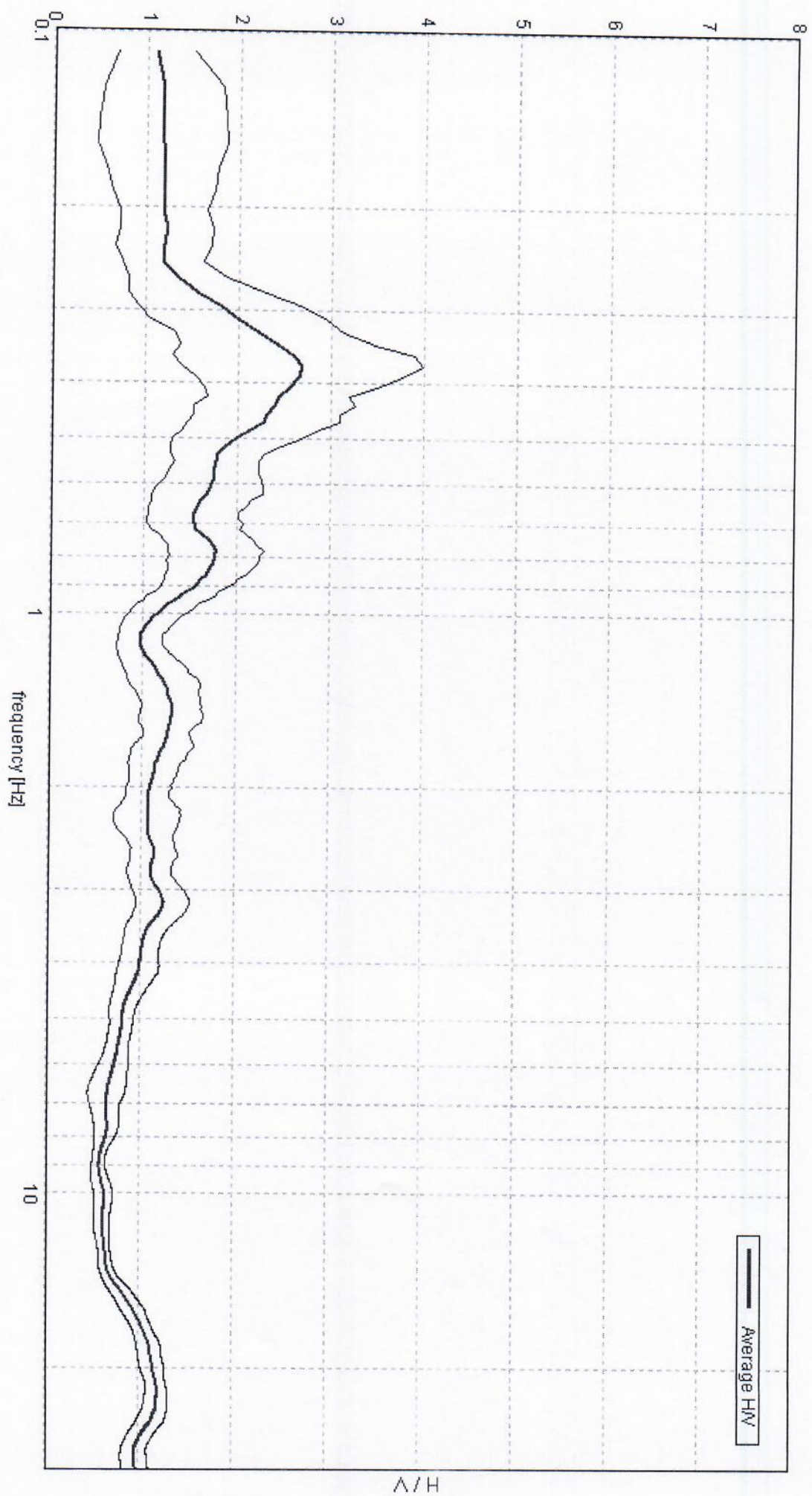
Max. H/V at 0.53 ± 0.01 Hz. (In the range 0.5 - 30.0 Hz).



Max. H/V at 0.34 ± 0.02 Hz. (In the range 0.2 - 10.0 Hz).



Max. H/V at 0.38 ± 0.01 Hz. (In the range 0.2 - 30.0 Hz).



ANNEXE E. – CLASSIFICATION DES SOLS SUIVANT IBC

ANNEXE F. – SPECTRE DE REPONSE

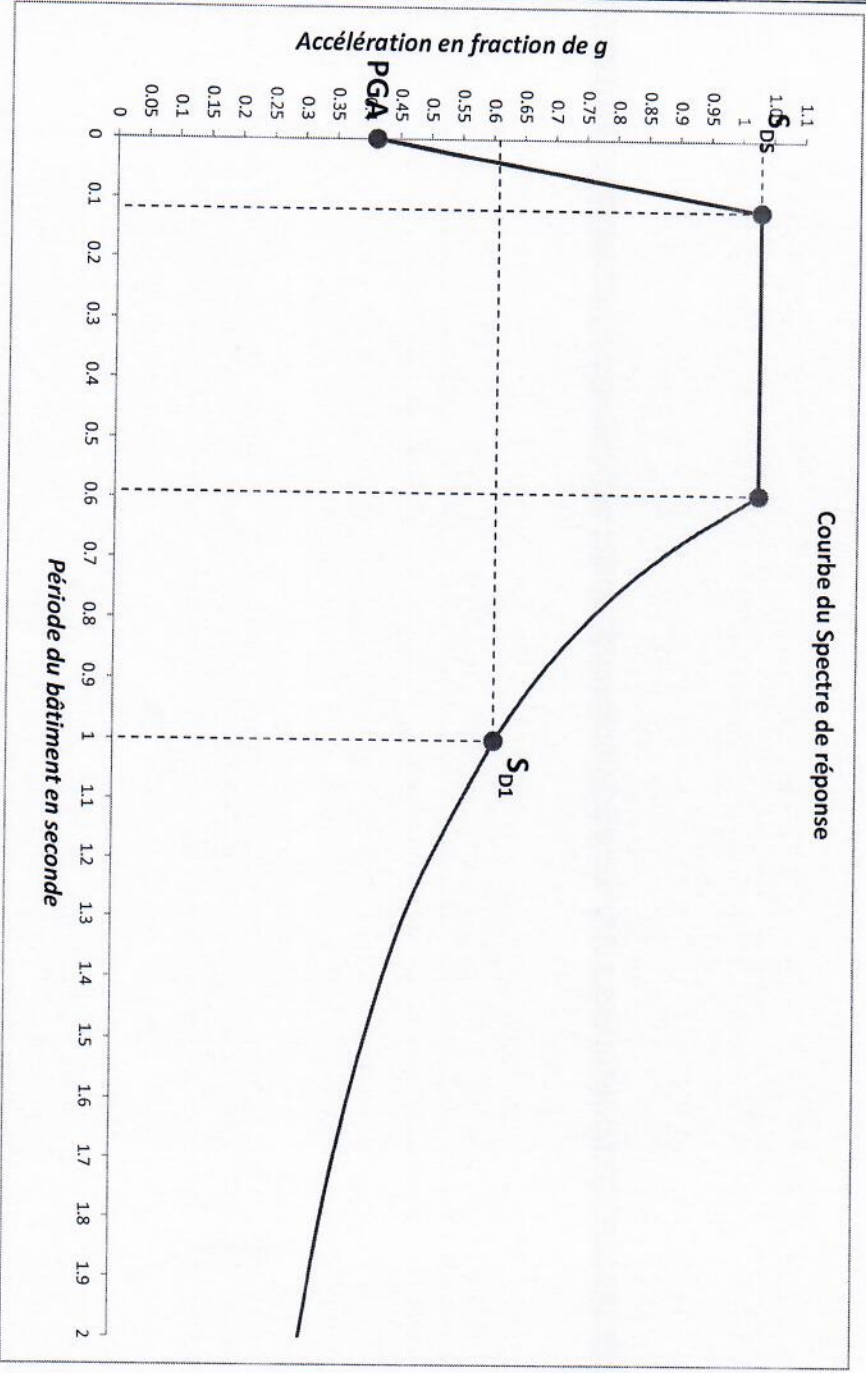


Port-au-Prince HAÏTI

Dossier :	B-19/216					
Client :	PNUD					
Projet :	Construction du batiment du Tribunal de Paix de Port-au-Prince de l'la					
Site :	Port-au-prince					
Date :	13-mai-19					

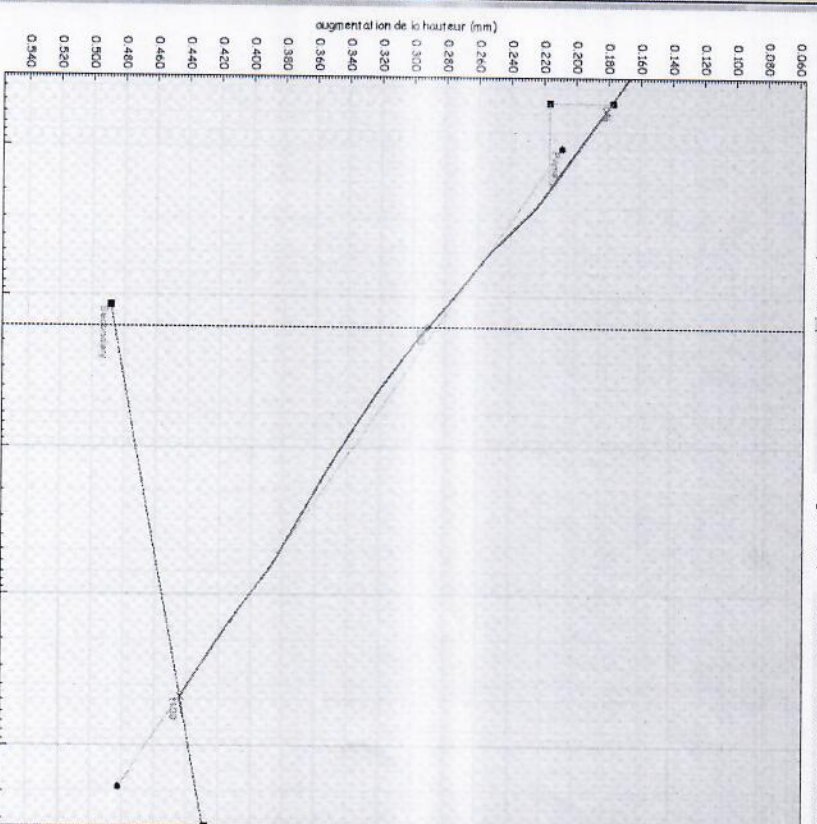
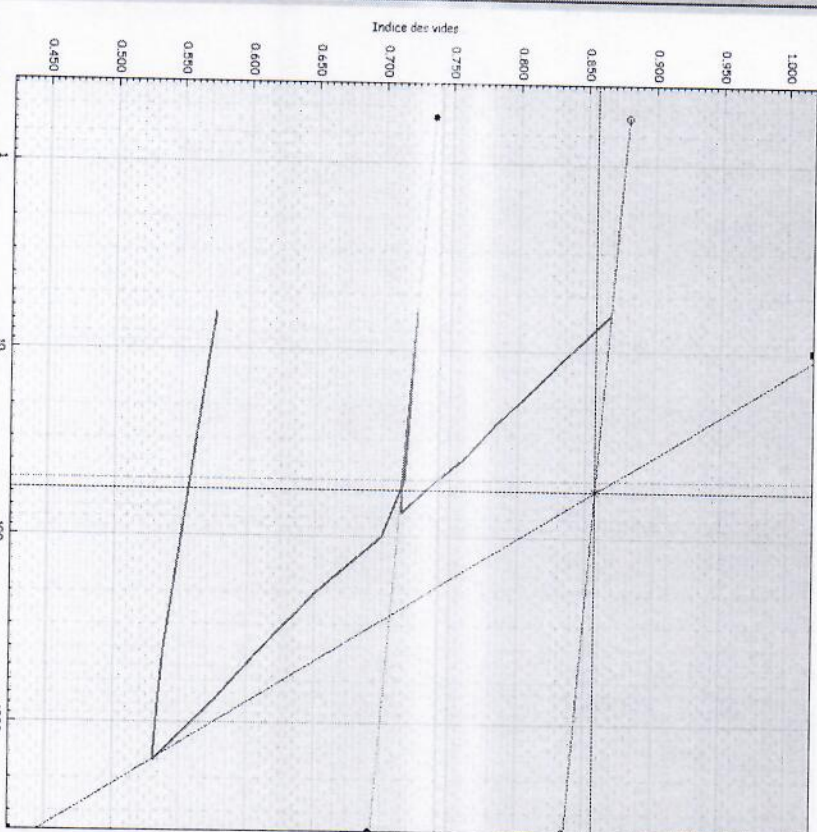
ANNEXE:

$S_{D2} = 1.03$ $S_{D1} = 0.61$ Classe du site: D $PGA = 41\%$
 $S_s = 1.55$ $S_1 = 0.61$



g est l'accélération de la pesanteur et peut être prise égale à 9.81m/s²
Spectre obtenu à partir des cartes dressées par Nicolas Luco et Arthur D. Fran

ANNEXE G. – RESULTAT DES ESSAIS ŒDOMETRIQUES ET CISAILLEMENT



Consolidation

Time (log min)	Height (mm)
0.1	0.040
0.2	0.080
0.5	0.120
1	0.160
2	0.200
5	0.240
10	0.280
20	0.320
50	0.360
100	0.400
200	0.440
500	0.480
1000	0.520
2000	0.560
5000	0.600
10000	0.640
20000	0.680
50000	0.720
100000	0.760
200000	0.800
500000	0.840
1000000	0.880
2000000	0.920
5000000	0.960
10000000	1.000

