

Port-au-Prince, le 22 SEPTEMBRE 2016

La Direction Technique

N/Référence : DT/JC/jc/16/1543

Dossier : B-16/ 241

*Construction du bâtiment devant loger le “Canaan up grading and Community
Development (CUCD)”*

ÉTUDES GÉOTECHNIQUES ET GÉOPHYSIQUES

Rapport définitif

CLIENT : GLOBAL COMMUNITIES

Delmas 33, Rue Toussaint Louverture # 27, Port-au-Prince, Haïti
TELEPHONE : (509) 48126853/ 48126866/48126875/48126884 / 48126804
Courriel : lnbtp@lnbtp.gouv.ht Internet : <http://www.lnbtp.gouv.ht>

I. INTRODUCTION

A. Objectifs de la campagne de reconnaissance d'études géotechnique et géophysique

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 et proposition d'une solution de fondations en fonction des éléments communiqués ;
- ▣ détermination de la classe de sol du site selon le code IBC ;
- ▣ détermination de la fréquence du sol.

B. Situation existante

Le site se trouve à Canaan plus précisément dans la localité corail, La présence de quelques arbres est remarquée sur le terrain. Des vestiges de fondation d'un ancien bâtiment est aussi présent sur le site (cf. figure #1). Les coordonnées géographiques suivantes : $18^{\circ}38'56.2''$ N et $72^{\circ}15'11.8''$ W correspondent à l'un des points de pénétration dynamique réalisé, soit PD1.

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



Figure # 1. – Vues panoramiques du site

II. MÉTHODOLOGIE D'INVESTIGATION

À la demande du client, trois (3) essais de pénétration dynamique approfondis chacun à 8.00 mètres numérotés PDi (i allant de 1 à 3) et 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 prévus (cf. figure #2).

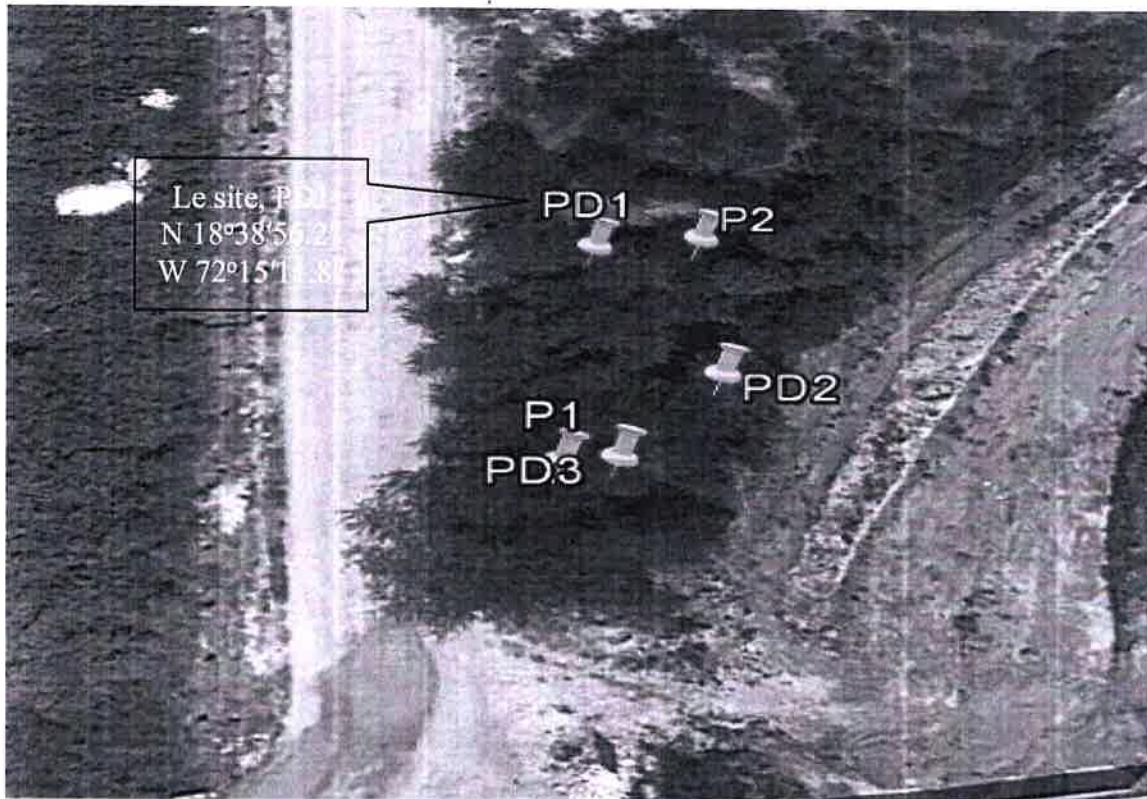


Figure # 2. –Localisation des points d'essais de pénétration dynamique et des puits manuels.

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 50 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 LMSR-VR.

B. Puits manuels

Les puits manuels ont été creusés à la pioche et à la pelle (cf. figure #3). Des échantillons de sols ont été prélevés dans le but de réaliser des essais physico-mécaniques en Laboratoire.

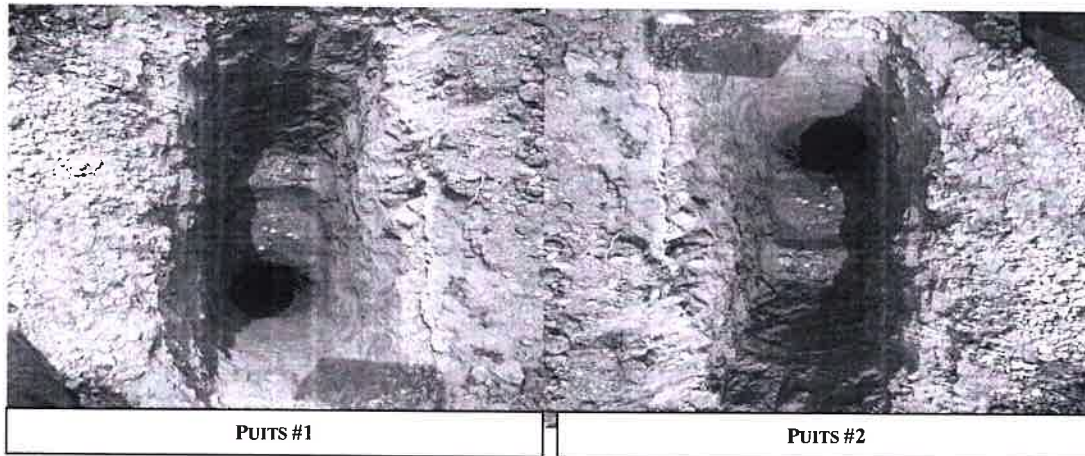


Figure # 3. – Photographie des parois des puits manuels

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, la centrale d'acquisition de données sismiques DAKLINK III et 24 géophones de fréquence propre 4.5 Hz, associés à une flûte sismique 24 traces ont été utilisés. La source est un marteau de 8 kg.

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

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 20 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 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 de faciès lithologiques préparée dans le cadre du projet de Microzonage sismique de Port-au-Prince, les couches traversées appartiennent aux formations alluvionnaires, cône d'épandages fluviaux, éboulis, mangroves.

(Voir la figure #4 extraite du rapport du projet de Microzonage sismique de Port-au-Prince).

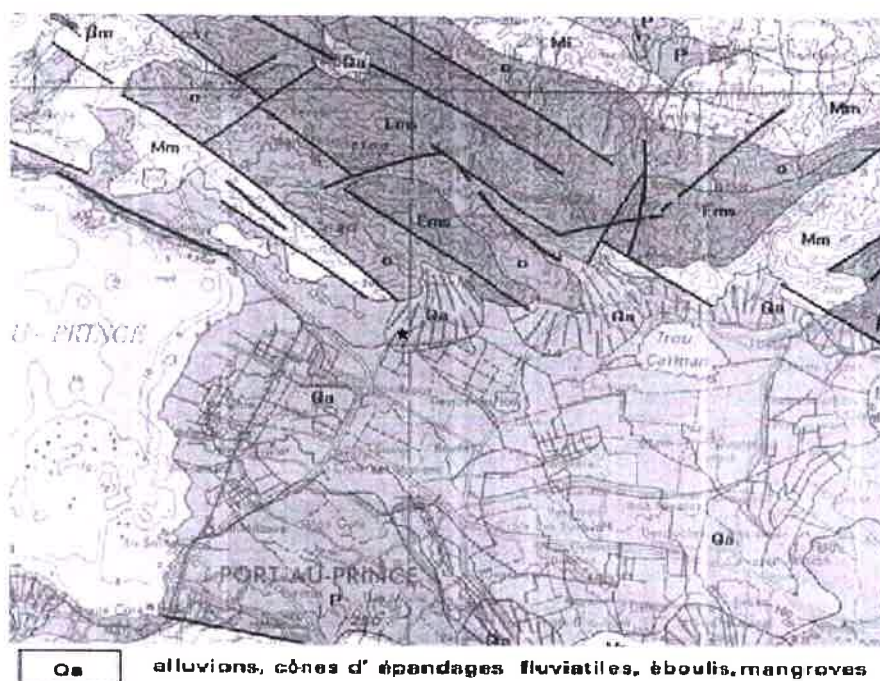


Figure # 4. – Environnement géologique du site

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 alluviaux à nappe libre (cf. fig. #5).

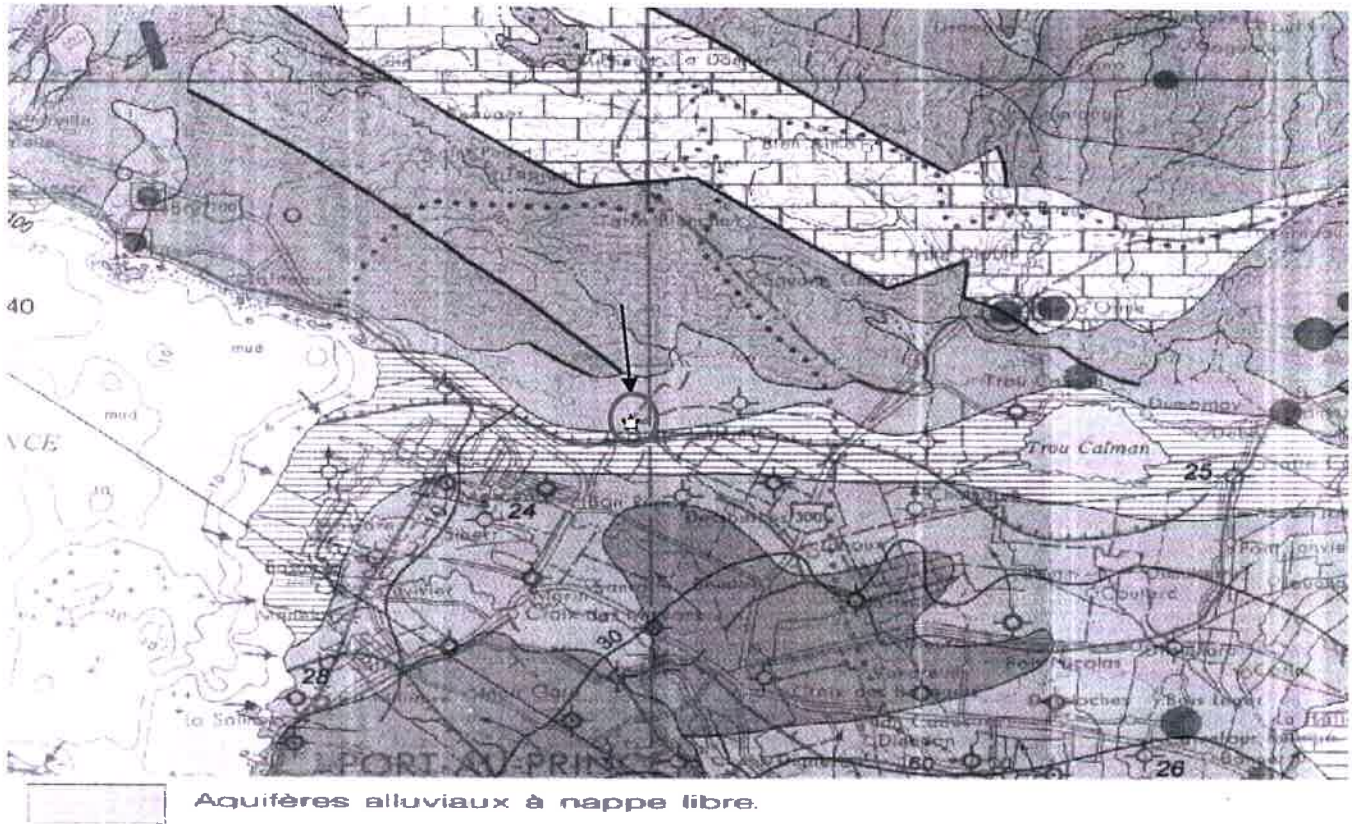


Figure # 5. – Carte hydrogéologique de la République d'Haïti

C. Sismicité

En se référant aux cartes d'aléa sismique donné par le Code National du Bâtiment (CNBH) pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, les accélérations suivantes peuvent être retenues :

$S_s=2.18g$; $S_1=0.72g$.

Les résultats des essais géophysique réalisés sur le terrain et les analyses de l'aléa sismique de la zone permettent de définir les paramètres du spectre de dimensionnement suivant le code IBC. Les valeurs définies pour un sol de classe D sont : $PGA=S_a(0)=0.58g$, $SD_s=1.45g$ et $SD_1=0.72g$.

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

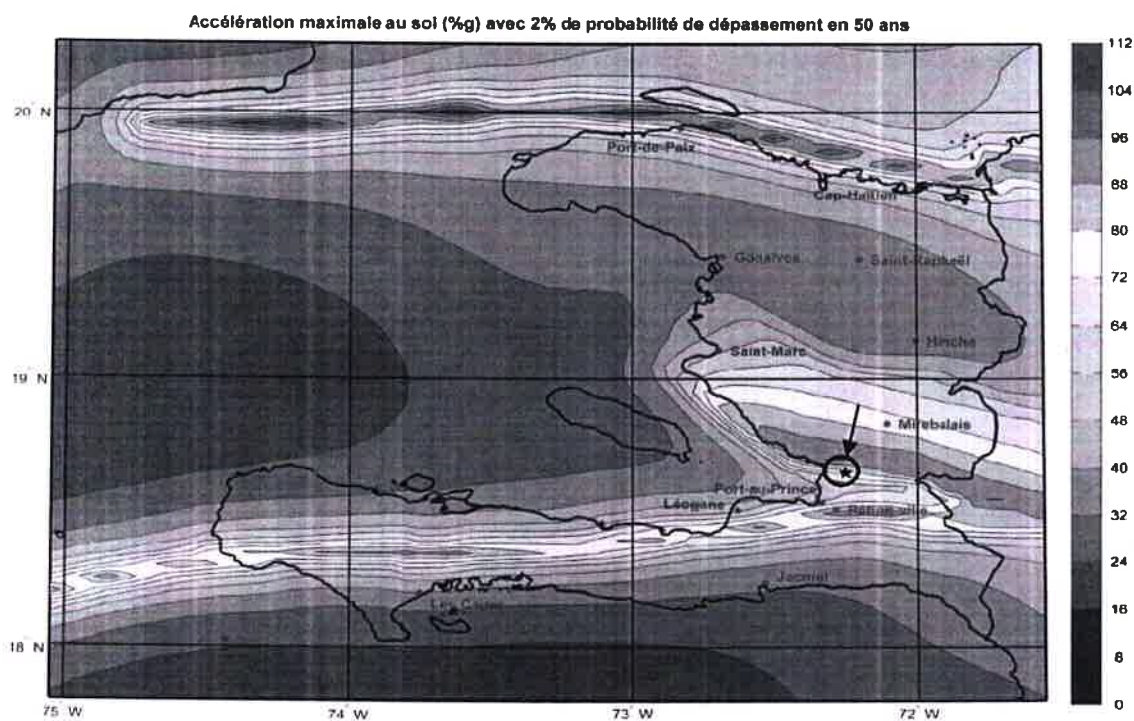


Figure # 6. – Accélération maximale du sol.

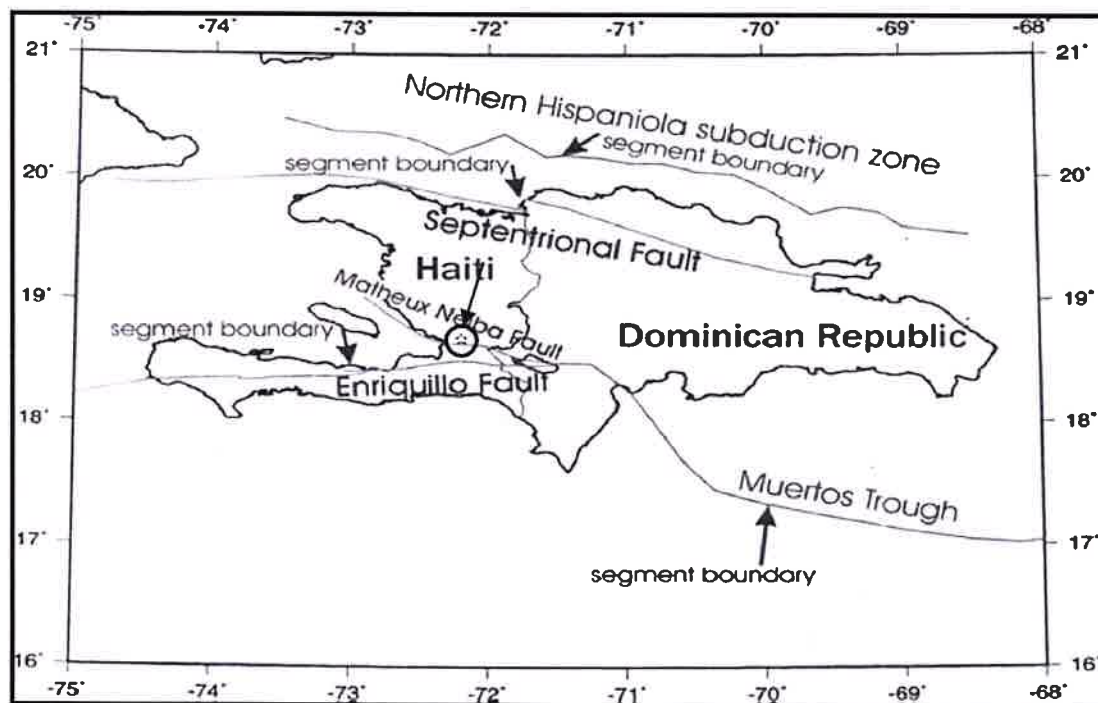


Figure # 7. – Ligne de faille et zone de subduction.

IV. RÉSULTATS DES ESSAIS IN SITU

A.- Essais géotechniques

1. Pénétromètre dynamique

Les résultats des essais pénétrométriques sont présentés dans les tableaux #1 à #3. 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- PD_1 .

NUMÉRO ESSAI	COORDONNÉES GEOGRAPHIQUES	PROFONDEUR EN MÈTRE	RÉSISTANCE DYNAMIQUE DE RUPTURE EN POINTE RD EN MPa			CONTRAINTE ADMISSIBLE Q_{ADM} EN BAR		
			Max	moyenne	min	Max	moyenne	min
PD1	N 18° 38' 56.2" W 72° 15' 11.8"	0.20 à 3.20	4.90	2.00	0.80	2.45	1.00	0.40
		3.20 à 7.40	1.90	1.50	0.50	0.95	0.75	0.25

Tableau #2 – Résistance dynamique de rupture en pointe et contrainte admissible- PD_2 .

NUMÉRO ESSAI	COORDONNÉES GEOGRAPHIQUES	PROFONDEUR EN MÈTRE	RÉSISTANCE DYNAMIQUE DE RUPTURE EN POINTE RD EN MPa			CONTRAINTE ADMISSIBLE Q_{ADM} EN BAR		
			Max	moyenne	min	Max	moyenne	min
PD2	N 18° 38' 55.8" W 72° 15' 11.6"	0.40 à 2.40	4.00	3.50	1.00	2.00	1.75	0.50
		2.40 à 4.20	2.10	1.50	1.30	1.05	0.75	0.65
		4.20 à 5.80	2.10	0.50	0.40	1.05	0.25	0.20
		5.80 à 7.80	2.90	1.80	1.40	1.45	0.90	0.70

Tableau #3 – Résistance dynamique de rupture en pointe et contrainte admissible- PD_3 .

NUMÉRO ESSAI	COORDONNÉES GEOGRAPHIQUES	PROFONDEUR EN MÈTRE	RÉSISTANCE DYNAMIQUE DE RUPTURE EN POINTE RD EN MPa			CONTRAINTE ADMISSIBLE Q_{ADM} EN BAR		
			Max	moyenne	min	Max	moyenne	min
PD3	N 18° 38' 55.6" W 72° 15' 11.8"	0.20 à 2.40	4.00	3.50	1.80	2.00	1.75	0.90
		2.40 à 8.00	2.70	1.50	0.80	1.35	0.75	0.40

L'allure 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. Dans tous les points d'essais, la résistance dynamique à la rupture en pointe du sous-sol est peu appréciable en moyenne (0.50 à 1.00 MPa). En PD1, elle varie en moyenne de 2.0 à 4.0 MPa jusqu'à 2.40 m de profondeur. Elle reste ensuite à peu près constante (1.0 MPa) jusqu'à la profondeur investiguée de 8 m. En P2 entre 0.40 m

et 2.40 m la résistance dynamique à la rupture en pointe du sous-sol est peu appréciable en moyenne (3.50 MPa). Puis elle décroît légèrement jusqu'à la profondeur de 8 m investiguée en moyenne (1.80 MPa).

Avec un creux entre 4.20 et 5.0 m (0.50 MPa). En PD3 elle plus ou moins appréciable dans les deux premiers mètres (en moyenne 3.80 MPa). Puis elle décroît jusqu'à la profondeur de 8 mètres investiguées en moyenne (1.50 MPa).

NB : En PD₂ l'essai a été réalisé sur une couche de remblai de 60 cm.

2. 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.

Tableau #4 – Coordonnées géographiques des puits.

Numéro des puits	Coordonnées géographiques	
P1	N 18°38'55.6"	W 72°15'11.9"
P2	N 18°38'56.2"	W 72°15'11.6"

B. Essais géophysiques

1. Essai MASW

Un profil Vs 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. Les profils ont été réalisés sur une longueur de 48 m et les géophones étaient placés à 2.00 m les uns des autres.

Suivant les profils Vs obtenus à partir des essais MASW, la vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement à 30 m de profondeur (V_{S30}) est de 266.5 m/s. selon le code IBC le site est de classe D.

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 graphes obtenus montrent un pic clair autour 4.5 Hz. La fréquence de résonance du sol se situerait donc autour de cette fréquence de 4.5 Hz. Il ya un risque d'effet de site lithologique.

Les graphiques obtenus à partir des mesures H/V indiquent un pic significatif autour de 4.0 Hz. Il ya pas un risque d'effet de site. Les graphiques sont donnés en annexe D de ce procès-verbal.

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 réalisés 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 #5.

Tableau #5 – Résultats des essais de laboratoire (matériaux des tranchées d'expertise)

Puits	Profondeur (m)	Dénomination Géotechnique	Distribution pondérale des grains en mm								Poids volumique des grains solides (tf/m ³)	Teneur en eau	Limites d'Atterberg / Equivalent de sable	
			% passant sur tamis d'ouverture									W _{nat} (%)		
			63 mm	50 mm	40 mm	10 mm	4.75 mm	2 mm	80μ	2μ			WL	IP
P1	0.00 – 2.0	Argile peu plastique (Ap)	100	100	100	100	100	100	99	38.4	2.621	19	44	18
	2.0-3.0	Argile peu plastique (Ap)	100	100	100	100	100	100	88	35.1	*	23	36.10	18
P2	0.0 – 0.080	Argile très plastique (Ap)	100	100	100	100	97	100	97	43.5	2.547	14	50.90	20.69
	0.80 – 3.0	Argile peu plastique (Ap)	100	100	100	100	100	100	99	31.2	2.634	7	46.9	19.51

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 d'argile peu ou très plastique possédant un potentiel de plus ou moins élevé (% passant à 2 microns >30 %).

VI. ÉVALUATION DU RISQUE DE LIQUÉFACTION

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 $I_p \leq 12$.

Dans le tableau #6 suivant sont résumés les vérifications du potentiel de liquéfaction des couche plus ou moins cohérentes du sous-sol.

Tableau # 6 –Vérification de la susceptibilité à la liquéfaction des couches plus ou moins cohérentes du sous-sol

Couches	profondeur	D _{0.005} mm	W _L [%]	IP [%]	W [%]	Condition 1	Condition 2	Condition 3	Condition 4		Susceptibilité
						$D_{0.005} < 15\%$	$W_L < 35$	$W_{nat} > 0.90 \times W_L$	$W_{nat} > 0.85 \times W_L$	$I_P \leq 12$	
Lp	0.20-2.0	58%	*	*	19.0%	Non	Non	*	*	*	Non
Ap	2.0-3.0	53%	36.1	18	23.0%	Non	Non	Non	Non	Non	Non
Lp	0.0-0.80	64%	50.9	20.69	14.0%	Non	Non	Non	Non	Non	Non
Ap	0.80-3.0	42%	46.9	19.51	7.0%	Non	Non	Non	Non	Non	Non
		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Il n'y a aucun risque de liquéfaction des couches plus ou moins cohérentes du sous-sol.

VII. PRÉDIMENSIONNEMENT DE FONDATIONS

A. Description du projet

Le projet consiste la construction du bâtiment devant loger le "Canaan Up Grading Community Development (CUCD)". Aucune donnée relative aux charges qui seront transmises au sol n'est encore parvenue au LNBTP. Ces données sont nécessaires pour le dimensionnement des fondations.

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

Tenant compte du faible pouvoir portant du sous-sol et dans l'hypothèse que des charges relativement peu importantes lui seront transmises, un système de fondations superficielles par semelles filantes, peut être envisagé. Les semelles peuvent être établies à la profondeur minimale de 1.20 m. À partir de profondeur, une contrainte admissible minimale de l'ordre de 0.50 bar peut-être retenue pour les calculs..

C. Vérification des conditions de non-poinçonnement 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.

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 1.20 m, la résistance dynamique de rupture en pointe minimale est de l'ordre de 1.0 MPa soit 10.00 bars.

La contrainte admissible est de l'ordre de : $10/20 = 0.50$ bar.

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 file de colonnes

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

A et h_0 , respectivement la surface et l'épaisseur de la 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 son non poinçonnement 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 la plus chargée de la file;

P_c , désigne le périmètre de la section médiane de la partie de la semelle influencée par la charge. 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 partie de la semelle influencée par la charge ;

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 :

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

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

3. Sécurité vis-à-vis des tassements

Le milieu sous la fondation étant non saturé, une seule composante du tassement est à craindre : le tassement instantané, ce tassement sera faible et non préjudiciable pour le bâtiment.

Tassement instantané

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

$$s = f \times \frac{1-\nu^2}{E} \times B \times q \quad ([3]).$$

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.

Les calculs seront effectués une fois que les données relatives aux charges qui seront transmises au sol seront disponibles.

VIII. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'allure 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. Dans tous les points d'essais, la résistance dynamique à la rupture en pointe du sous-sol est peu appréciable en moyenne (0.50 à 1.00 MPa). En PD1, elle varie en moyenne de 2.0 à 4.0 MPa jusqu'à 2.40 m de profondeur. Elle reste ensuite à peu près constante (1.0 MPa) jusqu'à la profondeur investiguée de 8 m. En P2 entre 0.40 m et 2.40 m la résistance dynamique à la rupture en pointe du sous-sol est peu appréciable en moyenne (3.50 MPa). Puis elle décroît légèrement jusqu'à la profondeur de 8 m investiguée en moyenne (1.80 MPa). Avec un creux entre 4.20 et 5.0 m (0.50 MPa). En PD3 elle plus ou moins appréciable dans les deux premiers mètres (en moyenne 3.80 MPa). Puis elle décroît jusqu'à la profondeur de 8 mètres investiguées en moyenne (1.50 MPa).

Tenant compte du faible pouvoir portant du sous-sol et dans l'hypothèse que des charges relativement peu importantes lui seront transmises, un système de fondations superficielles par semelles filantes dans les deux directions, peut être envisagé. Les semelles peuvent être établies à la profondeur minimale de 1.20 m. À partir de cette profondeur une contrainte admissible minimale de l'ordre de 0.50 bar peut-être retenue pour les calculs..

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 d'argile peu ou très plastique cette dernière possède un potentiel de gonflement plus ou moins élevé (% passant à 2 microns > 30 %.)

La vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement à 30 mètres de profondeur est de 266.5 m/s. Selon le code IBC le site est de la classe D.

Les graphes des mesures H/V indiquent un pic significatif autour 4.5 Hz. La fréquence de résonance du sol se situerait donc autour de cette fréquence. Il y a un risque d'effet de site lithologique.

Les paramètres du spectre d'accélération de dimensionnement suivant le code IBC sont : $PGA=Sa(0)=0.58g$, $SDs=1.45g$ et $SD1=0.72g$.

Le sol étant cohérent et non saturé, aucun risque de liquéfaction des couches n'est à craindre.

Le site est situé sous l'influence de la faille des matheux. Il est donc classé comme étant à sismicité moyenne. Les structures des ouvrages projetés doivent être précisées par un spécialiste en calculs des structures.

XI. 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 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 et les massifs rocheux 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 puits 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 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.

VIII. ANNEXES

ANNEXE A. – DIAGRAMMES DE PENETRATION DYNAMIQUE



Port-au-Prince, HAÏTI

Dossier # B-16/241

Date 17/08/2016

Client

Projet

Chantier

GLOBAL COMMUNITIES S.A.

CANAAN UP GRADING COMMUNITY DEVELOPMENT(CUCD)

*

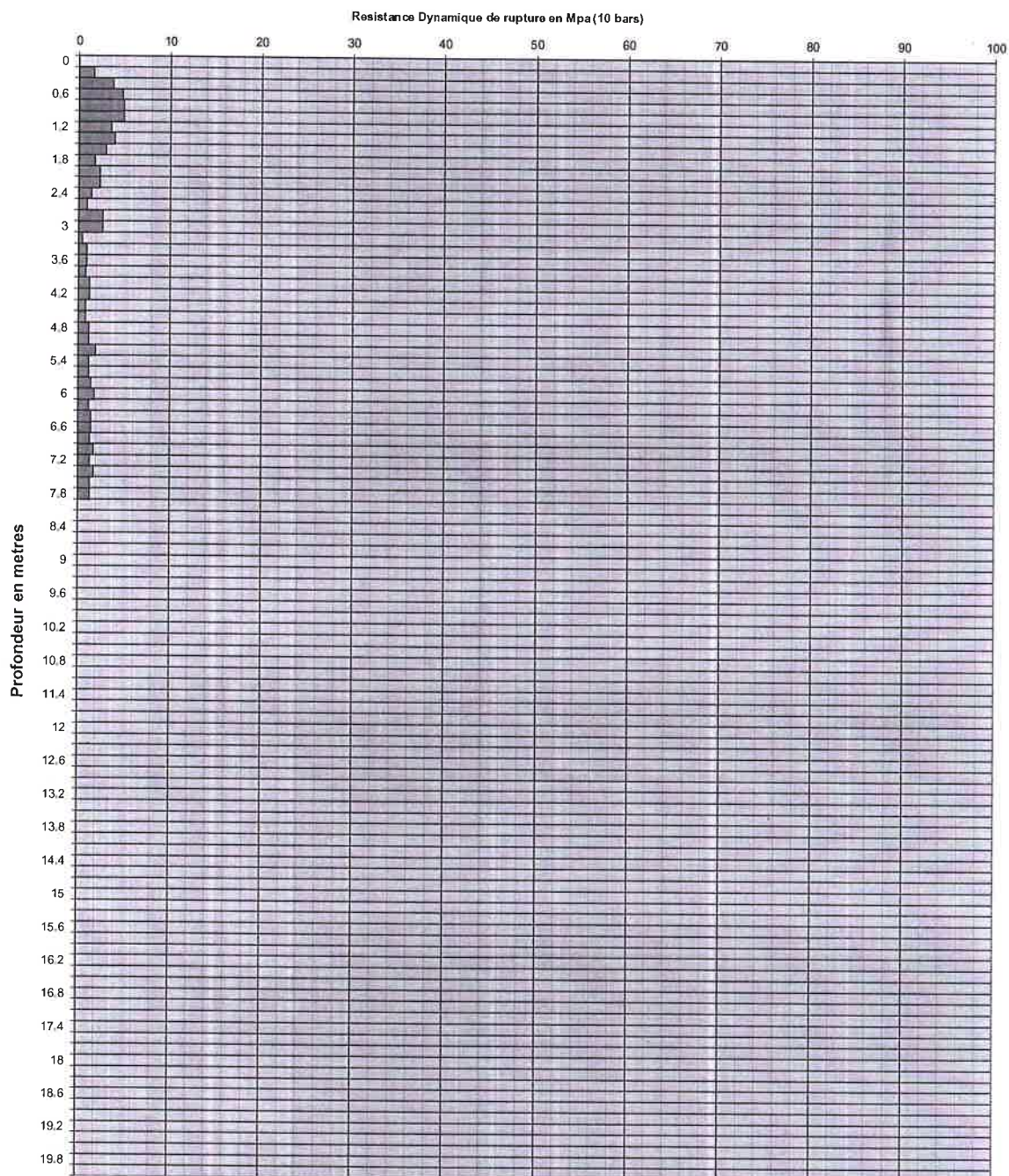
Type d'appareil LMSR-VK

Section pointe 19.95 cm²

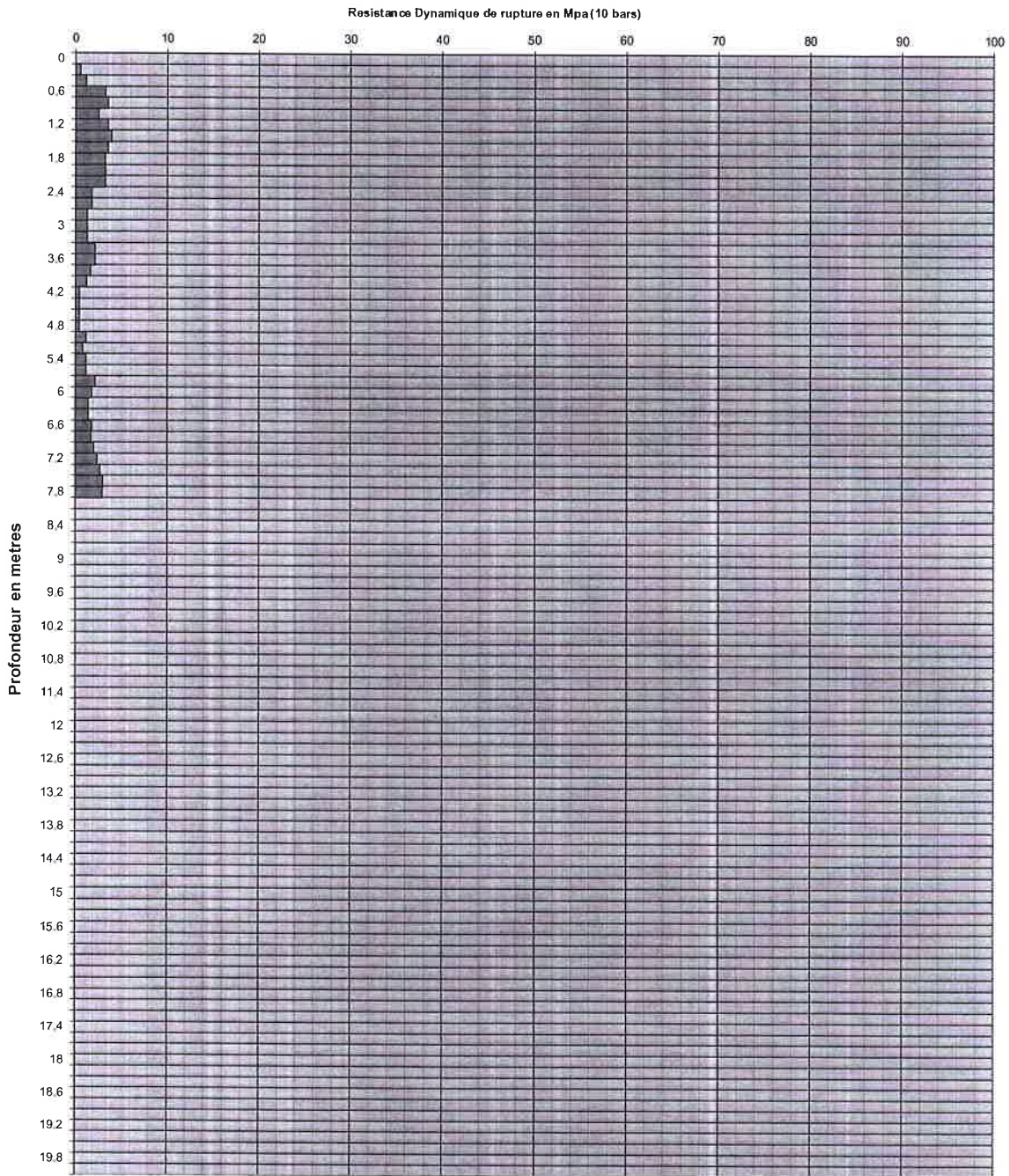
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE # PD1 :N 18 38'56.2"

W 72°15'11.8"

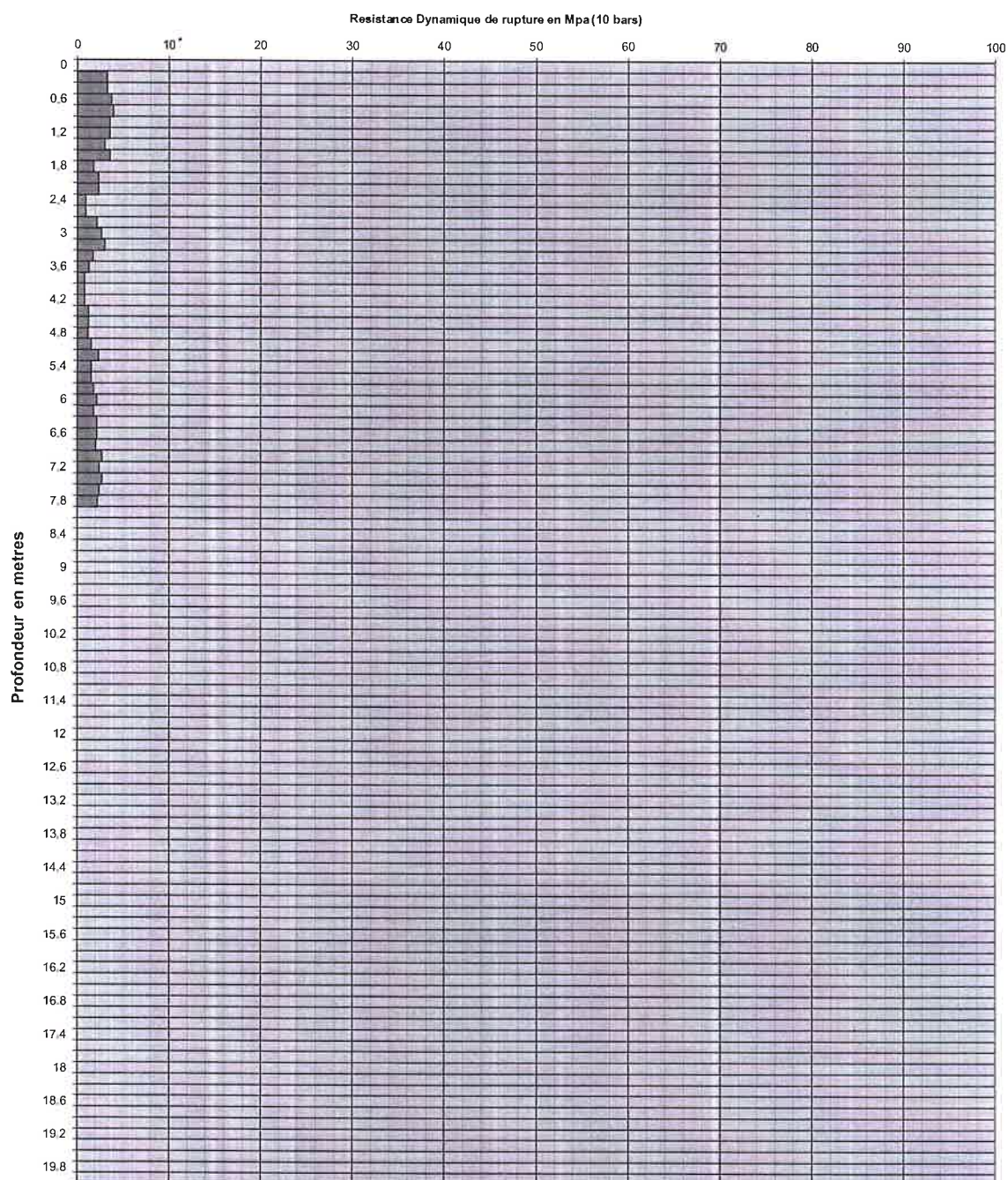
Observation: Premier rebond à 0.80 m, deuxième rebond et refus à 7.80 m.



LNB		Client	GLOBAL COMMUNITIES S.A.	
Port-au-Prince , HAÏTI		Projet	CANAAN UP GRADING COMMUNITY DEVELOPMENT(CUCD)	
Dossier #	B-16/241	Chantier	*	Type d'appareil LMSR-VK
Date	17/08/2016			Section pointe 19.95 cm ²
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE # PD2 :N 18 38'55.8" W 72°15'11.6"				
Observation: Aucune				



LNB	Client	GLOBAL COMMUNITIES S.A.		
Port-au-Prince, HAÏTI	Projet	CANAAN UP GRADING COMMUNITY DEVELOPMENT(CUCD)		
Dossier # B-16/241	Chantier	*	Type d'appareil	LMSR-VK
Date 16/03/2016			Section pointe	19.95 cm ²
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE # PD3 :N 18 38'56.2" W 72°15'11.8"				
Observation: Rebondissement entre 7.20 m et 7.40 m				



ANNEXE B. – COURBES GRANULOMÉTRIQUES

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

Client: Global Communities
Provenance: *

LIMITES D'ATTERBERG

Echantillon: P1(0.0-2.0)

WL%: 44

Équivalent sable:

ESV: *

ESP: *

MDE: *

LA: *

Mélange: *

Profondeur: *

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

Classification LPC:

ESV: *

ESP: *

MDE: *

LA: *

Mélange: *

Profondeur: *

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

Classification GTR

ESV: *

ESP: *

MDE: *

LA: *

Mélange: *

Profondeur: *

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

Classification USCS

ESV: *

ESP: *

MDE: *

LA: *

Mélange: *

Profondeur: *

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

Classification USCS

ESV: *

ESP: *

MDE: *

LA: *

Mélange: *

Profondeur: *

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

Classification USCS

ESV: *

ESP: *

MDE: *

LA: *

Mélange: *

Profondeur: *

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

Classification USCS

ESV: *

ESP: *

MDE: *

LA: *

Mélange: *

Profondeur: *

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

Classification USCS

ESV: *

ESP: *

MDE: *

LA: *

Mélange: *

Profondeur: *

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

Classification USCS

ESV: *

ESP: *

MDE: *

LA: *

Mélange: *

Profondeur: *

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.0

0.0-2.

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

Client: Global Communities
Provenance: *

LIMITES D'ATTERBERG

Echantillon: P1(2.0-3.0)

WL%: 36

Équivalent sable:	ESV: *	MD: *	Mélange: *	WP%: 19
	ESP: *	LA: *	Profondeur: 2.0-3.0	IP: 17

Classification LPC:	Ap (Argile peu plastique)	γ_s (t/m ³)	*	Cailloux (%): 0	0.0
---------------------	---------------------------	--------------------------------	---	-----------------	-----

Classification GTR (NF P 11300):	A2 (Sables fins argileux, limons et marnes peu plastiques, arènes...)	γ_d (t/m ³)	*	Gravier gros (%): 0	0.0
----------------------------------	---	--------------------------------	---	---------------------	-----

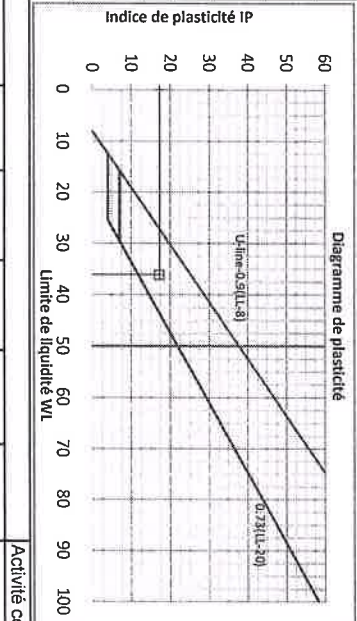
Classification USCS (ASTM D2487):	CL (Argile peu plastique)	γ_s (t/m ³)	*	Gravier fin (%): 0	0.0
		D_{max} (mm)	0.40	Sable gros (%): 0.0	12.5

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

Indice de liquidité I_L :	0.24	Indice de consistance I_c :	0.76	Coef. d'uniformité C_u :	*
-----------------------------	------	-------------------------------	------	----------------------------	---

Teneur en eau W_{nat} (%):	23.00	Degré de saturation S_r (%):	*	Coef. de courbure C_c :	*
------------------------------	-------	--------------------------------	---	---------------------------	---

Granulométrie: *	Etat hydrique: très humide	Etat de consistance: Plastique raide			
------------------	----------------------------	--------------------------------------	--	--	--

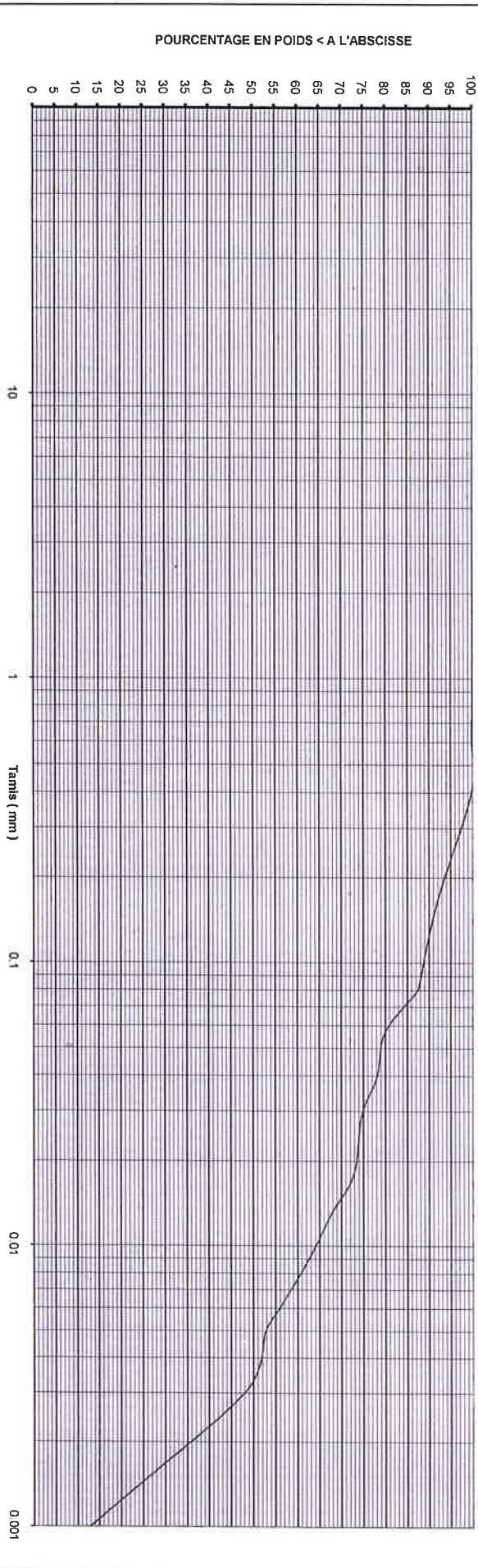


Activité colloïdale: $A_c = 0.49$	
Remarque: Le critère IP est le mieux adapté à l'identification de ce type de sol en classification GTR.	
Argile (%):	35.1
Sable fin (%):	12.3
Sable moyen (%):	0.2
Sable gros (%):	0.0
Gravier fin (%):	0
Gravier gros (%):	0
Cailloux (%):	0

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	80µ
40µ	20µ	10µ	8µ	6µ	4µ	2µ	

SEDIMENTATION

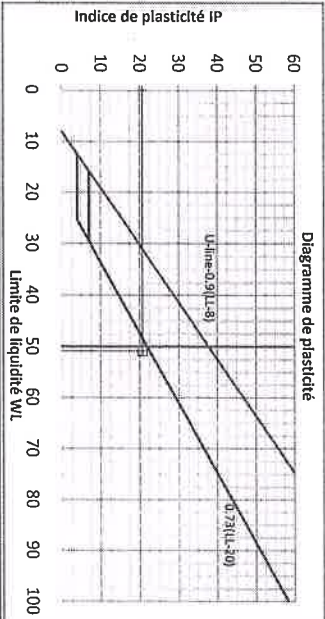


ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

Echantillon :	P2(0.0-0.80)	LIMITES D'ATTERBERG
Équivalent sable:	ESV: * ESP: *	WL%: 51 WP%: 30 IP: 21
Classification LPC :	MDE : * LA : *	
Classification GTR (NF P 11300):	Lt (limon très plastique)	
Classification USCS (ASTM D2487):	A2 (Sables fins argileux, limons et marnes peu plastiques, arènes...) MH (limon très plastique)	

Mélange :	*	γ _s (t/m ³)	2.55
Profondeur :	0.0-0.80	γ _d (t/m ³)	*
		γ _w (t/m ³)	*
		D _{max} (mm)	0.04

Indice des vides e :	*	Porosité n (%) :	*	Valeur bleu méthylène (VBS):	*
Indice de liquidité I _L :	-0.78	Indice de consistance I _c :	1.78	Coef. d'uniformité Cu :	*
Teneur en eau W _{max} (%) :	14.00	Degré de saturation S _r (%) :	*	Coef. de courbure C _c :	*
Granulométrie :	*	Etat hydrique: très sec		Etat de consistance: Solide dure	

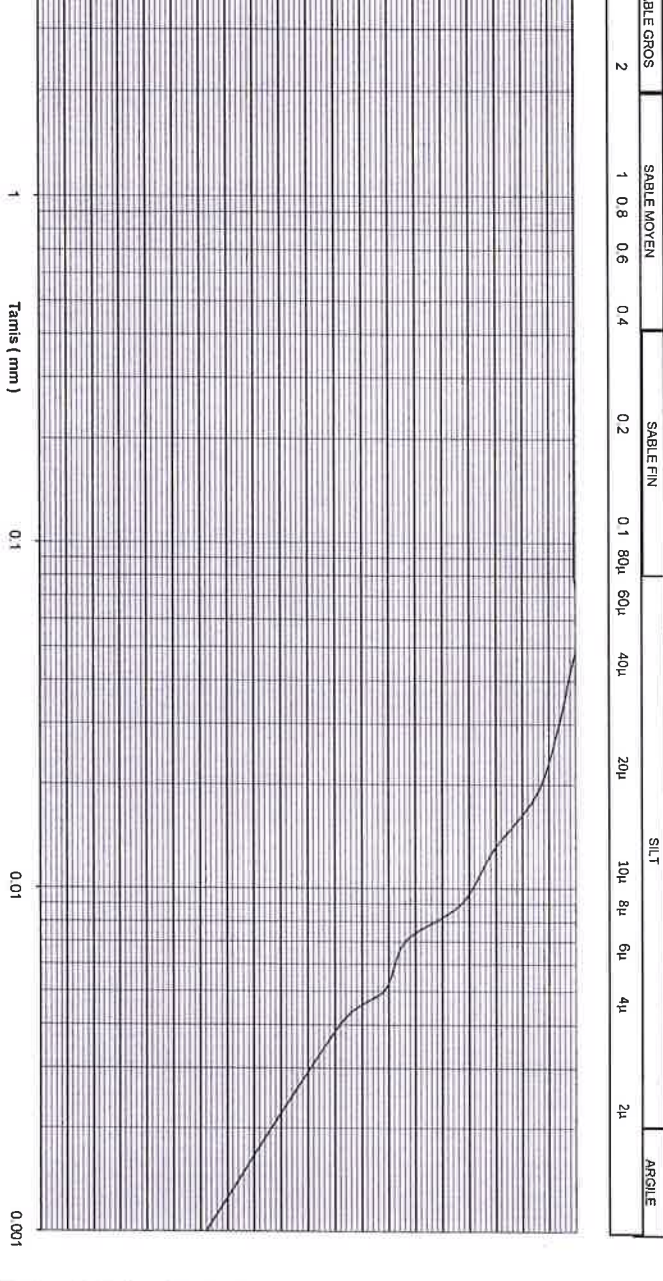


Diamètre:	100mm	76mm	63mm	50mm	40mm	20mm	10mm	4.75mm	2mm	0.425mm	80μm	75μm	2μm	43.5
Passant (%):	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	43.5

TAMISAGE

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

SEDIMENTATION



Client: community
Global Communities

LIMITES D'ATTERBERG

Echantillon : P2(0.80-3.0)

Équivalent sable:

ESV:

ESP:

MDL:

LA:

Mélange:

Profondeur:

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

Classification LPC :

ESV:

ESP:

MDL:

LA:

Mélange:

Profondeur:

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

Classification GTR

ESV:

ESP:

MDL:

LA:

Mélange:

Profondeur:

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

Classification USCS

ESV:

ESP:

MDL:

LA:

Mélange:

Profondeur:

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

Indice des vides e :

ESV:

ESP:

MDL:

LA:

Mélange:

Profondeur:

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

Indice de liquidité I_L :

ESV:

ESP:

MDL:

LA:

Mélange:

Profondeur:

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

Teneur en eau W_{nat} (%) :

ESV:

ESP:

MDL:

LA:

Mélange:

Profondeur:

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

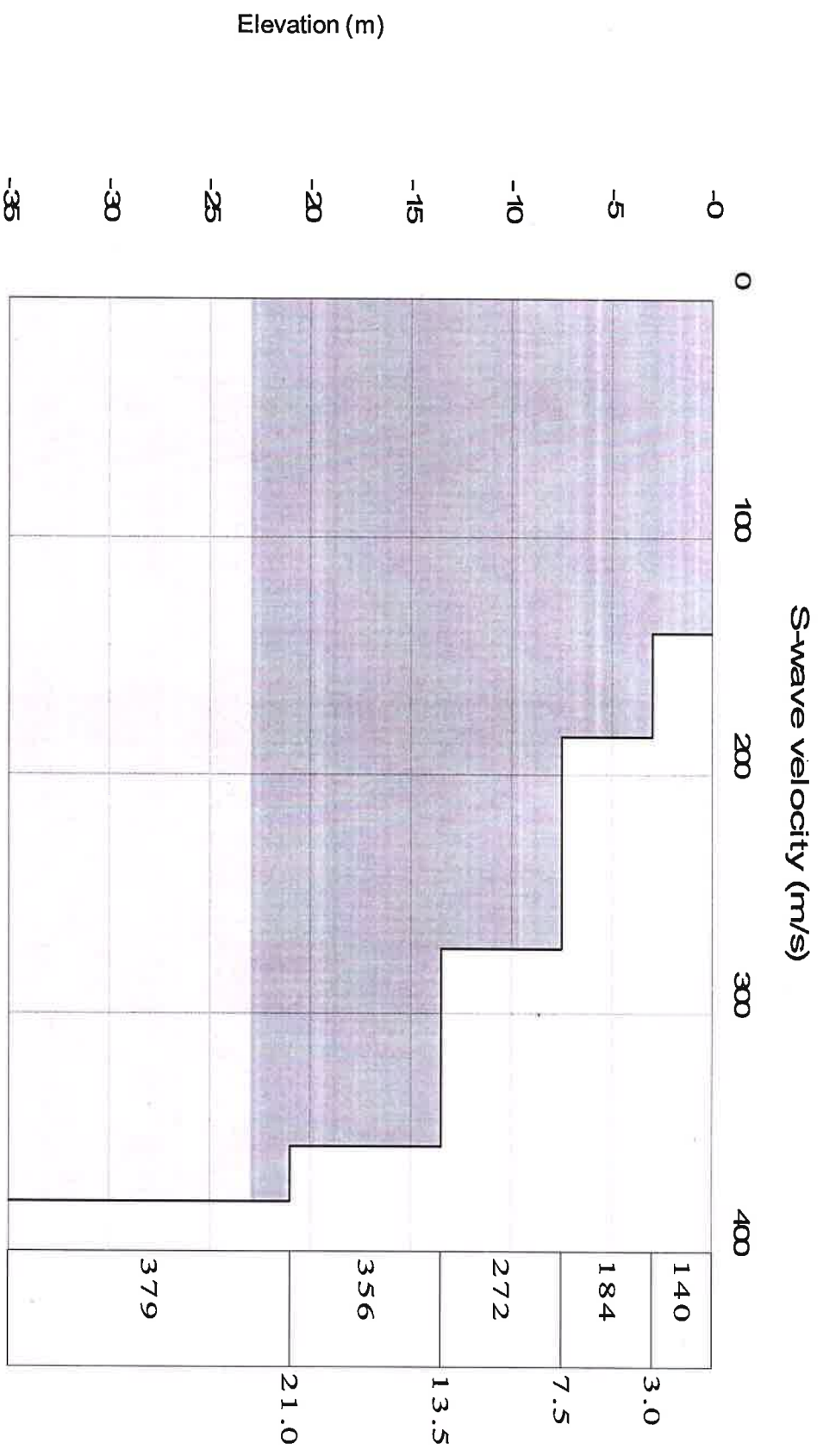
0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

0.80-3.0

ANNEXE C. – PROFIL DE VITESSE DES ONDES DE CISAILLEMENT



S-wave velocity model (inverted): 00000001.sg2
Average Vs 30m = 266.5 m/sec

PROFIL VS

ANNEXE D. - GRAPHIQUES H/V

PREMIER ESSAI, BANK

Instrument: TEP-0140/01-11

Start recording: 17/08/16 14:13:12 End recording: 17/08/16 14:33:12

Smoothing type: Triangular window

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h20'00".

Analyzed 100% trace (automatic window selection)

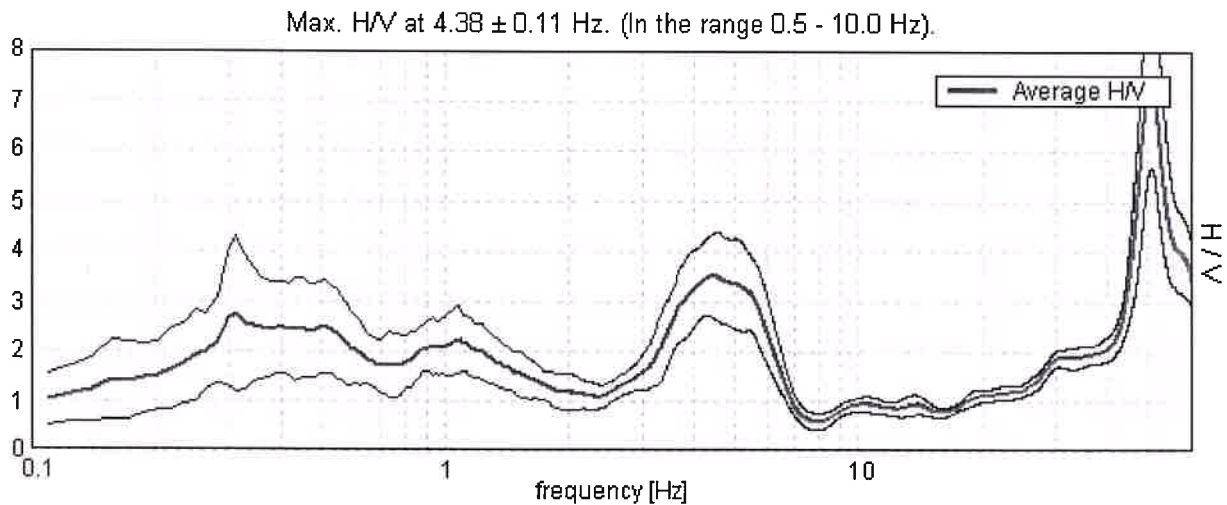
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 40 s

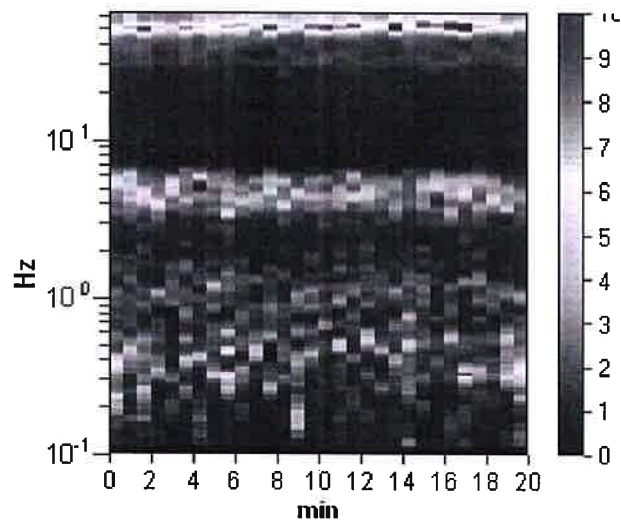
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

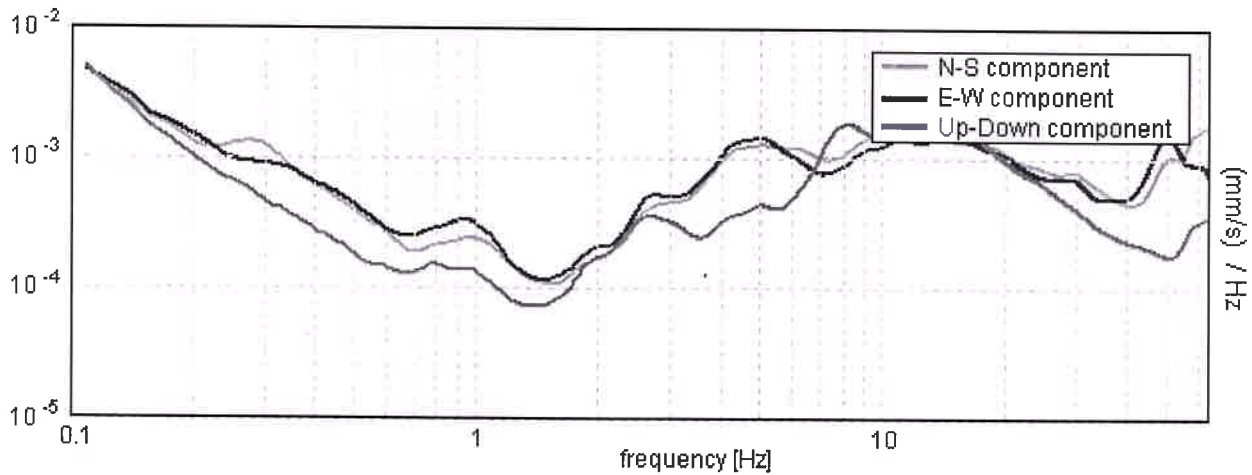
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



H/V TIME HISTORY



SINGLE COMPONENT SPECTRA



SESAME GUIDELINES (2005)

Max. H/V at 4.38 ± 0.11 Hz (in the range 0.5 - 10.0 Hz).

$f_0 > 10 / Lw$: $4.38 > 0.25$ [OK]

$nc(f_0) > 200$: $5250.0 > 200$ [OK]

$sA(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$

$sA(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$ Exceeded 0 out of 421 times [OK]

Exists f- in $[f_0/4, f_0]$ | $AH/V(f_-) < A_0 / 2$: 3.156 Hz [OK]

Exists f+ in $[f_0, 4f_0]$ | $A_H/V(f_+) < A_0 / 2$: 6.391 Hz [OK]

$A_0 > 2$: $3.50 > 2$ [OK]

$f_{\text{peak}}[A_H/V(f) \pm sA(f)] = f_0 \pm 5\%$: $|0.01224| < 0.05$ [OK]

$sf < e(f_0)$: $0.05353 < 0.21875$ [OK]

$sA(f_0) < q(f_0)$: $0.3912 < 1.58$ [OK]

DEUXIEME ESSAI, BANK

Instrument: TRZ-0191/01-12

Start recording: 17/08/16 14:03:39 End recording: 17/08/16 14:23:39

Smoothing type: Triangular window

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h20'00".

Analyzed 93% trace (automatic window selection)

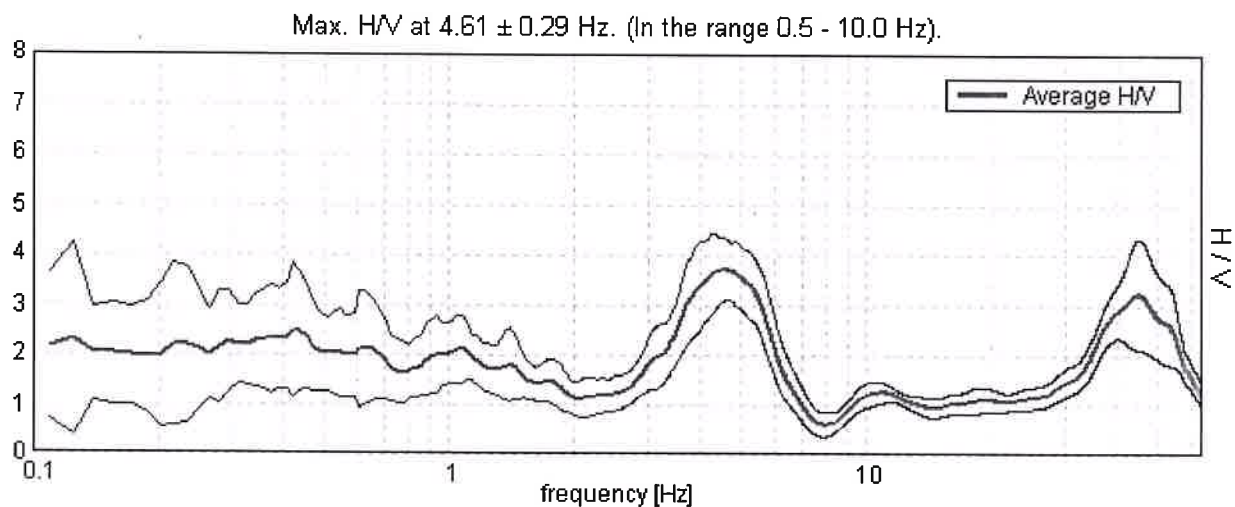
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 40 s

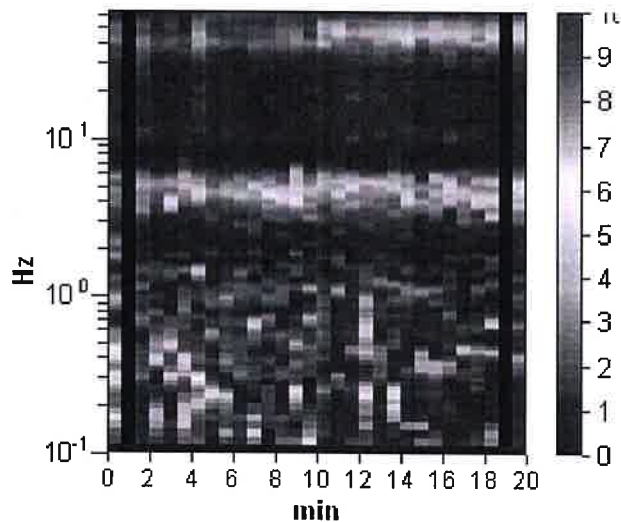
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

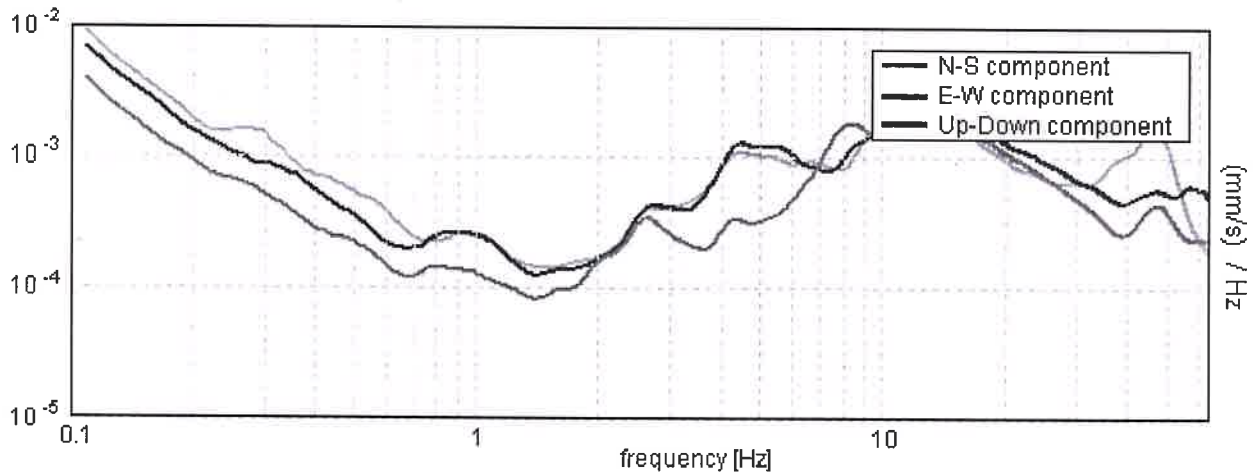
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



H/V TIME HISTORY



SINGLE COMPONENT SPECTRA



SESAME GUIDELINES (2005)

Max. H/V at 4.61 ± 0.29 Hz (in the range 0.5 - 10.0 Hz).

$f_0 > 10 / Lw$: $4.61 > 0.25$ [OK]

$nc(f_0) > 200$: $5162.5 > 200$ [OK]

$sA(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$

$sA(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$ Exceeded 0 out of 444 times [OK]

Exists f- in $[f_0/4, f_0]$ | $A_{H/V}(f_-) < A_0 / 2$: 3.047 Hz [OK]

Exists f+ in $[f_0, 4f_0]$ | $A_{H/V}(f_+) < A_0 / 2$: 6.188 Hz [OK]

$A_0 > 2$: $3.71 > 2$ [OK]

$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm sA(f)] = f_0 \pm 5\%$: $|0.02965| < 0.05$ [OK]




$sf < e(f_0)$: $0.13667 < 0.23047$ [OK]

$sA(f_0) < q(f_0)$: $0.2872 < 1.58$ [OK]

ANNEXE E. – CLASSIFICATION DES SOLS SUIVANT IBC

IBC & ASCE Codes-Seismic Site classification

TABLE 20.3-1 SITE CLASSIFICATION

Site Class: A - F				
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	
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1		Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: <ul style="list-style-type: none">• Plasticity index $PI > 20$,• Moisture content $w \geq 40\%$, and• Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf See Section 20.3.1		

ASCE 7-05

ASCE 7-05

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

ANNEXE F. – SPECTRE DE REPONSE



Port-au-Prince HAÏTI

Dossier :	B-16/241				
Client :	GLOBAL				
Projet :	Construction du bâtiment devant logger CUCD				
Site :	SITE 1				
Date :	17-08-16				

ANNEXE:

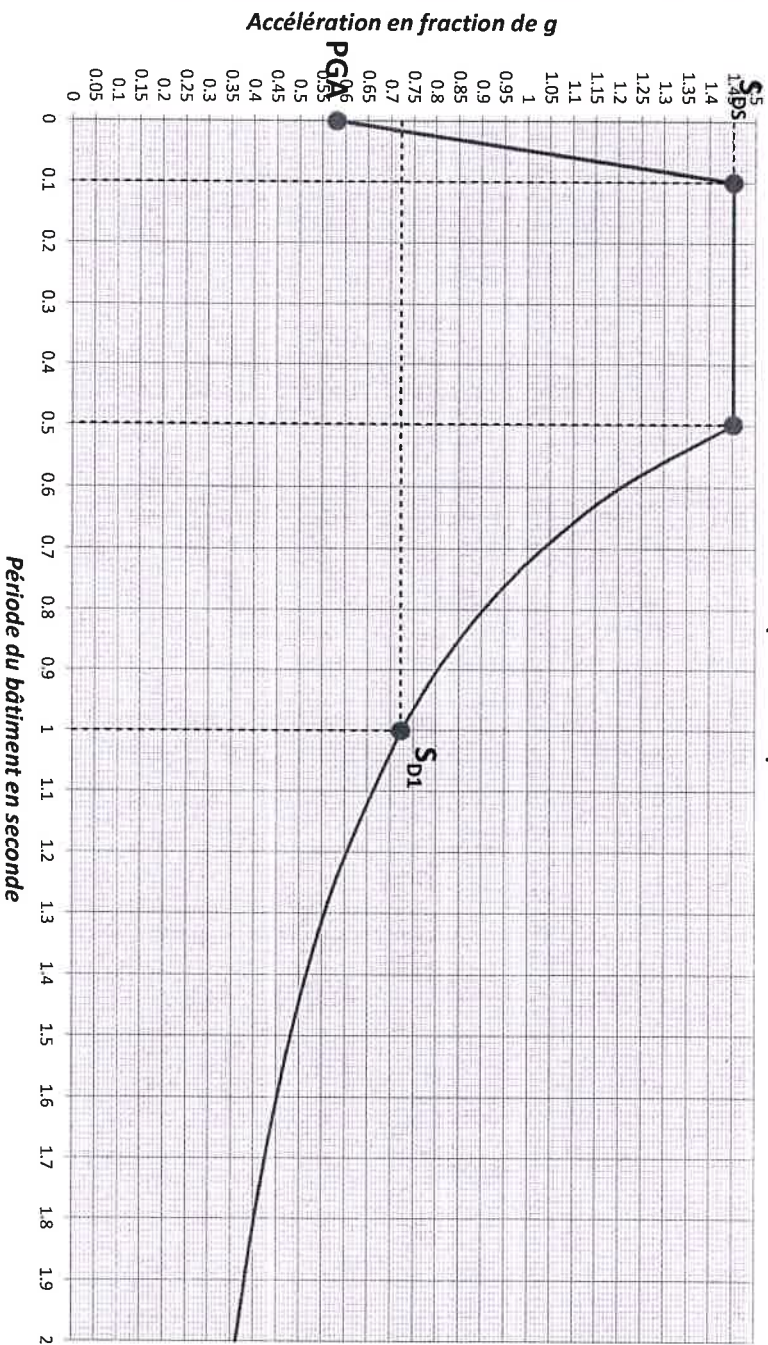
E

données d'aléa sismique au rocher:

données du spectre de dimensionnement (IBC):

$S_s =$	2.18	$S_1 =$	0.72	$PGA =$	87 %g
$S_{0s} =$	1.45	$S_{01} =$	0.72	$PGA(Sa_0) =$	58 %g

Courbe du Spectre de réponse



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 Lucio et Arthur D. Frankel pour le compte de l'USGS