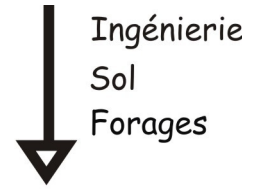


INSOLFOR

Email: insolfor1@gmail.com

Immeuble Hexagone, Angle rues Clerveau et Darguin, Petion-Ville

Tel 4289 9412



Monsieur Gilles Damais
Chief of Operation
BID

SONAPI : EXPANSION PIM

INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

RAPPORT

A la demande de la BID, nous avons conduit des investigations géotechniques sur le site de la SONAPI, conformément aux termes de référence du Contrat No HA007-16.

Nos investigations géotechniques concernent le site situé au nord-est du parc, d'une superficie de 45000 m² destiné à la construction de 2 grands bâtiments industriels devant recevoir des entreprises internationales. Le bâtiment 1 se trouve au nord, le bâtiment 2 au sud.

L'Annexe A1.1 montre la position des bâtiments.

Ce rapport comprend 2 parties :

- A. Examen des documents
- B. Etude Insolfor

Les annexes principales sont jointes à ce document. Les annexes secondaires sont placées sur Dropbox pour ne pas alourdir la transmission du rapport. On trouvera toutes les annexes et ce rapport avec le lien suivant : <https://www.dropbox.com/sh/5cour4x6a155ms1/AAAlbwbmF5xj3-127Iwk12hja?dl=0>

A. EXAMEN DES DOCUMENTS

PLAN DU RAPPORT

DOCUMENTS FOURNIS PAR LA SONAPI

AUTRES DOCUMENTS ETUDIES

RAPPORT GEOTECHNIQUE LNBTP

Travaux de chantier

Travaux de de laboratoire

MASW (LNBTP)

RAPPORTS TERRASSEMENTS

Rapport d'intervention de la firme RJ construction en date du 13 mars 2016

Rapport de cubature de terrassement de la firme CDC en date du 30 mars 2016

Rapport d'intervention de la firme VFM en date du 14 avril 2016

Conclusions

DOCUMENTS FOURNIS PAR LA FIRME RJ

**ETUDE GEOTECHNIQUE DU PARC INDUSTRIEL DE LA SONAPI RÉALISÉ PAR
LA FACULTÉ DES SCIENCES DE L'UNIVERSITE D'ETAT D'HAITI EN FEVRIER 2015.**

CONCLUSIONS DE L'EXAMEN DES DOCUMENTS

Géotechnique

Fondations bâtiments

Terrassements

Recommandations

ANNEXES

DOCUMENTS FOURNIS PAR LA SONAPI

Les documents suivants nous ont été fournis par la SONAPI le 1er juillet 2016 :

- rapport géotechnique provisoire du LNBTP en date du 22 décembre 2015 ;
- rapport d'intervention de la firme RJ construction en date du 13 mars 2016;
- rapport de cubature de terrassement de la firme CDC en date du 30 mars 2016;
- rapport d'intervention de la firme VFM en date du 14 avril 2016.

Le rapport géotechnique définitif du LNBTP nous a été transmis le 22 juillet et la localisation des puits le 4 août 2016.

AUTRES DOCUMENTS ETUDIES

- Documents fournis par la firme RJ. De nombreux documents, plans et rapports nous ont été fournis par la firme RJ.

- Etude géotechnique du parc industriel de la Sonapi réalisée par la Faculté des Sciences de

l'université d'Etat d'Haïti en date de février 2015. Ce document nous a été remis par la Faculté des Sciences

RAPPORT GEOTECHNIQUE LNBTP

Deux sites ont été étudiés par le LNBTP. Le site 2 correspond à l'emprise des bâtiments qui nous concernent.

Travaux de chantier

La reconnaissance géotechnique a été réalisée par des puits de 3 m de profondeur, des pénétromètres dynamiques de 8 m de profondeur, et des profils sismiques MASW de 46 m de long pouvant investiguer le sol jusqu'à 20 m environ. Le tableau ci-dessous résume les investigations réalisées sur chaque site.

	Site 2	Site 1	Total
Puits	12	11	23
Pénétration dynamique	24	11	35
MASW	2	2	4

Des essais de laboratoire d'identification de sol (granulométrie, limites d'Atterberg) sur les échantillons prélevés dans les puits jusqu'à 3 m de profondeur ont été effectués. Ces essais montrent que les sols de surface correspondent à des argiles très plastiques qui comprennent quelques inclusions de graves argileuses.

L'Annexe A1.2. montre la position des puits.

L'Annexe A1.3. montre la position des pénétromètres dynamiques.

Les 12 puits réalisés sur le site 2 correspondent à la position du bâtiment 2. Tous ces puits révèlent des argiles très plastiques à l'exception des puits P3 et P10 qui montrent des graves argileuses.

Sur les 24 pénétromètres dynamiques réalisés :

- 2 concernent le bâtiment 1, PD19, PD20,
- 7 concernent le bâtiment 2, PD1, PD4, PD5, PD13, PD14, PD15, PD21,
- 15 sont extérieurs aux 2 bâtiments, PD2, PD3, PD6, PD7, PD8, PD9, PD10, PD11, PD12, PD16, PD18, PD22, PD23, PD24.

Le tableau ci-dessous donne l'association des puits et des pénétrations dynamiques.

LNBTP		Qualité sol
Puits	PD	
P1	PD1	At molle jusqu'à 4.50 m ; sol dur de 4.50 à 8 m
P2	PD4	At molle de 2 à 3.50m ; sol dur de 5.50 à 8 m
P3		Ap de 0.5 à 1.8m ; GA de 1.8 à 3m
	PD3	Sol mou de 0 à 6 m
P4	PD10	At molle de 0 à 2.50 ; Ap ferme de 2.50 à 6 m
	PD5	Sol ferme de 0.40 à 2m
P5	PD11	At molle de 0 à 1.30 ; GA de 1,3 à 2.4 ; At de 2.40 à 2.80
P6		Argile/Limon très plastique
P7	PD6	At de 0.90 à 2.80 m ; Ap ferme de 0.90 à 2.8 m
	PD7	Sol mou de 3 à 5 m, sol ferme de 5 à 8 m
	PD8	Sol ferme de 0.6 à 4 m ; sol mou de 4.5 à 5 m ;sol ferme de 5 à 8m
	PD9	Sol ferme de 0.4 à 1.5m ; sol dur de 1.5 à 2m
P8	PD2	At molle de 0 à 1.70 m ; Ap molle de 1.60 à 4.5m ; sol ferme de 4.50 à 8m
	PD12	Sol dur de 0.5 à 1.5m
P9	PD13	At molle de 0 à 1.70 ; Ap dure de 2.50 à 8m
P10	PD14, PD17	GA peu compact de 0 à 3m ; sol dense de 3 à 4.20 ; sol dur de 4.2 à 7m
P11	PD16	At molle de 0 à 7m
P11	PD18	At molle de 0 à 1.5m ; ferme de 1.5 à 6m
P12	PD16	At molle de 0 à 1.60m
	PD15	Sol peu compact de 0 à 1.5m ; dur de 1.5 à 3.5m
	PD19	Sol mou de 0 à 2m ; ferme de 2 à 3m ; dur de 3 à 4m
	PD20	Sol ferme de 0 à 2m ; dur de 2 à 3m
	PD21, PD21	Gravier de 0 à 2.20m
	PD22	Sol dur de 0.40 à 1.60m
	PD23	Sol mou de 0 à 1.20 m
	PD24	Sol mou de 0 à 5.50 m ; ferme de 5.50 à 7m

Légende : At Argile très plastique
Ap Argile peu plastique
GA Grave argileuse
Couleur verte : site bâtiment 1
Couleur bleue : site bâtiment 2
Couleur noire : site hors bâtiments 1 et 2

Nous avons noté dans les 2 tableaux ci-dessous une synthèse de ces résultats sommaires de sol

bâtiment 1

	PD19	PD 20
Sol mou < 1 bar	0 à 3m	0 à 1m
Sol raide > 3 bars	3 à 3.60m	1 à 3m

bâtiment 2

	PD1	PD 4	PD 5	PD 9	PD10	PD11	PD12	PD13	PD14	PD15	PD17	PD21
Sol mou <1 b	0 à 4.50m	2m à 3.50m	0 à 0.40m					0 à 1.50m	0 à 3m	0 à 1.20m		0 à 0.20m
Sol raide >3 b	4.50 à 8m	5.50 à 8m	0.40 à 2m					1.50 à 8m	3 à 8m	1.20 à 3.50m		0.20 à 2m

Travaux de de laboratoire

Les essais de laboratoires réalisés par le LNBTP sont des essais d'identification, limites d'Atterberg et granulométries.

Les granulométries montrent que les sols sont essentiellement des argiles comprenant des incursions de graves. Les limites d'Atterberg montrent que les argiles sont essentiellement des argiles très plastiques classées At dans la classification USCS/ LNBTP.

Sur les 12 puits de 3 m de profondeur concernant ce site, on relève :

- 1 puits, P10, avec du gravier argileux, soit 8% des puits ;
- 3 puits, P3, P5, P7, avec du gravier argileux surmontés d'au moins 1.50 m d'argile At, soit 25% des puits ;
- 1 puits, P6, avec du limon très plastique, soit 8% des puits ;
- 5 puits, P1, P2, P4, P11, P12 avec de l'argile très plastiques At jusqu'à 3 m, soit 40% des puits ;
- 2 puits, P8, P9, avec de l'argile très plastiques At de 0 à 1.70 m sous laquelle se trouve une argile peu plastique Ap, soit 16 % des puits.

On note que 80% des puits contiennent de l'argile très plastique au moins sur les premiers 1.50 m.

L'Annexe A2 montre le diagramme de plasticité. On voit que la grande majorité des points sont regroupés dans les argiles très plastiques CIH ou At.

Le LNBTP relève que ces argiles peuvent être gonflantes basé sur ces identifications.

Nous avons dressé dans le tableau ci-dessous les risques de gonflement basés sur l'activité de l'argile telle que définie par Skempton et le rapport de plasticité $R = LL/LP$ ou $R = WL/WP$ selon les notations LNBTP.

Puits	Prof. (m)	Ident.	IP	R=LL/LP	Argile grain < 2 μ P _{0.02} (%)	Activité Act=IP/P _{0.02} (Skempton)		Potentiel de gonflement
								D'après Van der Merwe
P1	1.9 - 2.7	At	33	2.4	67	0.5	inactive	moyen
P2	0.6 - 2.1	At	24	1.9	60	0.4	inactive	bas
P2	2.1 - 3	At	46	2.5	73	0.6	inactive	haut
P3	0.5 - 1.8	Ap	21	2.1	44	0.5	inactive	bas
P4	0.8-1.7	At	27	2	46	0.6	inactive	moyen
P4	1.7-2.5	At	28	2	23	1.21	normale	haut
P4	2.5-2.8	At	23	2	37	0.6	inactive	moyen
P5	0.8 - 1.3	At	30	2.15	41	0.7	inactive	haut
P5	2.4-2.8	At	29	2.2	55	0.5	inactive	moyen
P6	0 - 0.7	Lt	29	1.9	61	0.5	inactive	bas
P7	0.3 - 0.9	At	29	2.1	60	0.5	inactive	bas
P7	0.9 -1.7	Ap	22	2.1	42	0.5	inactive	bas
P7	1.7-2.4	Ap	17	1.8	32	0.5	inactive	bas
P8	0.6 - 1.7	At	32	2.7	45	0.7	inactive	haut
P8	1.7 - 3	At	29	2.9	51	0.6	inactive	moyen
P9	0 - 1.7	At	31	2.1	66	0.5	inactive	bas
P9	1.7 - 2.4	Ap	11	1.6	34	0.3	inactive	bas
P9	2.4 - 2.8	Ap	8	1.3	38	0.2	inactive	bas
P10	0.7 - 1.4	Ap	27	2.5	34	0.8	normale	haut
P11	1.8 -2.7	At	39	2.3	64	0.6	inactive	moyen
P12	0.6 - 1.6	At	35	2.3	64	0.5	inactive	moyen

On constate que :

- selon Skempton, ces argiles sont inactives sauf deux, P4 entre 1.70 et 2.5 m et P10 entre 0.7 et 1.40 m qui ont une activité normale. On rappelle que les argiles sont inactives si $Act < 0.75$, normales si $0.75 < Act < 1.25$, actives si $Act > 1.25$.

- les valeurs du rapport de plasticité R sont de l'ordre de 2. Les valeurs de R et Act correspondent à des illites. Ces argiles, en général, n'ont pas un potentiel de gonflement élevé.

- selon le critère de Van der Merwe qui associe IP et P_{0.02}, 5 échantillons sur 21 ont un haut potentiel de gonflement. Trois puits concernent notre site : P2, P4, P5, sur de faibles hauteurs, inférieures à 1 m.

MASW (LNBTP)

Tous les profils sismiques réalisés montrent que la classe sismique de sol selon IBC est D, bien que les profondeurs investiguées n'atteignent pas 30 m.

RAPPORTS TERRASSEMENTS

Trois rapports nous ont été remis concernant les terrassement.

Rapport d'intervention de la firme RJ construction en date du 13 mars 2016

Le rapport nous apprend que 19,634 m³ de sol ont été déblayés et remplacé par 13,730 m³ de remblai.

Rapport de cubature de terrassement de la firme CDC en date du 30 mars 2016

Le rapport précise les déblais réalisés :

- 30 cm ont été décapés sur une superficie de 62 450 m², représentant un volume de 18730 m³
- 1.50 m a été décapé sur une superficie de 530 m², représentant un volume de 790 m³

Le volume total de déblai est donc de 19,520 m³ proche des 19,634 m³ mentionnés dans le précédent rapport.

Le volume de remblai mentionné est de 54,194 m³ sur la superficie de 62 450 m², ce qui donne une épaisseur moyenne de remblai de 0.80 m

Aucun plan de terrassement n'est fourni. On ne sait donc pas où se trouve la poche de 1.50 m qui a été purgée. Les 2 profils remis n'ont pas de repère et sont inutilisables.

Rapport d'intervention de la firme VFM en date du 14 avril 2016

Le rapport nous apprend que 33,000 m³ de remblai ont été mis en place.

Conclusions

Aucun plan de terrassement n'est fourni.

Déblais : - 30 cm ont été décapés sur une superficie de 62,450 m². Cette hauteur correspond à la couverture végétale du terrain.

- 1.50 m a été décapée sur une superficie de 530 m². Faute de plan, on suppose que ce décapage a été réalisé à l'entrée actuelle du site, là où se trouve la zone la plus basse.

Le volume total de déblai est de 19,634 m³

Remblais : Le volume de remblai est de 54,194 m³ repartit sur 62 450 m². 33,000 m³ auraient été mis en place par la firme VFM et 21,194 m³ par CDC. Faute de plan, on ne peut qu'estimer l'épaisseur moyenne de remblai à 0.80 m.

DOCUMENTS FOURNIS PAR LA FIRME RJ

La firme RJ nous a fourni de nombreux plans et un rapport intitulé "Rapport Usine " datant de Juin 2016 qui analyse et dimensionne les fondations. Ce rapport est signé par l'ingénieur Wesner Chery.

Le dimensionnement des fondations est basé sur les recommandations du rapport du LNBTP qui sont :

- fondation sur radier reposant sur un remblai de 2 m d'épaisseur ;
- taux admissible de travail du sol 100 kPa

Un plan des fondations est fourni. Chaque bâtiment est construit sur radier général de 75 x 175 m. Le radier a une épaisseur de 50 cm au droit des colonnes sur une largeur de 4 m et 25 cm d'épaisseur en dehors. Il comprend des nervures de rigidification longitudinale. Une rigidification transversale serait nécessaire.

Le rapport reprend les charges de calcul fourni par le constructeur DEAN. Pour tenir compte du séisme les charges sont forfaitairement majorée de 25%. Cette pratique est à proscrire. Les combinaisons de charges doivent être déterminées aux ELS et aux ELU, ces dernières devant comprendre la combinaison due au séisme.

Selon les documents reçus, les charges maximales sous poteaux données par DEAN sont de 42 kips = 190 kN dans la combinaison DL + LL. La charge maximale retenue par RJ est de 233kN. L'analyse de RJ donne une pression maximale du radier sur le sol de 52 kPa, transmise par les poteaux.

Il est nécessaire d'avoir un calcul précis aux ELS et aux ELU pour déterminer les fondations, et notamment la charge permanente pour déterminer les tassements.

A la charge du radier il faut probablement ajouter, selon le schéma donné :

- le poids de la dalle : $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.15 = 3.75 \text{ kPa}$
- le poids du remblai : $20 \text{ kN/m}^3 \times 0.35 = 7 \text{ kPa}$

10.75 kPa

ce qui paraît être un poids inutile.

ETUDE GEOTECHNIQUE DU PARC INDUSTRIEL DE LA SONAPI RÉALISÉ PAR LA FACULTÉ DES SCIENCES DE L'UNIVERSITÉ D'ÉTAT D'HAÏTI EN FEVRIER 2015.

Ce document concerne le site où les bâtiments sont déjà construits.

On retient de ce rapport :

- des argiles gonflantes existent sur le site qui ont entraîné des fissurations importantes dans des bâtiments ;
- un sondage réalisé par Géotechsol en 2014 jusqu'à 30 m de profondeur, montre un sol argileux très plastique plus ou moins sableux. Les valeurs SPT sont moyennes, entre 10 et 20, de 3 m à 12 m de profondeur, puis très élevées, 50, de 12 m à 30 m.
- des essais au pénétromètre Panda entre 0 et 3 m, donne une pression admissible du sol de 50 kPa.
- le niveau de la nappe phréatique est situé le plus souvent entre 1 et 2 m avec quelques points atteignant 5 et 10 m.

CONCLUSIONS DE L'EXAMEN DES DOCUMENTS

Géotechnique

La reconnaissance géotechnique des sols du LNBTP est des plus sommaire:

- puits de 3 m de profondeur sans avoir rencontré le niveau d'eau . Les 12 puits réalisés concernent le bâtiment 2, aucun ne concerne le bâtiment 1 ;
- pénétromètres dynamiques descendus à 8 m de profondeur. Cet essai est le plus rudimentaire pour déterminer la résistance du sol. Deux pénétromètres concernent le bâtiment 1, 7 pénétromètres concernent le bâtiment 2, 15 pénétromètres sont extérieurs aux 2 bâtiment ;
- aucun essai mécanique, cisaillement, oedomètre, n'ont été effectués. Seules des caractéristiques obtenues par corrélations ont été données, ce qui est insuffisant pour un projet d'envergure.

Les identifications de sols montrent que la plupart des sol rencontrés sont des argiles très plastiques dont beaucoup ont une activité colloïdale élevée ce qui est un indice d'argiles gonflantes comme le mentionne le rapport. Il est donc indispensable de déterminer les caractéristiques de ces argiles et notamment leur pression de gonflement, surtout si l'on veut mettre un radier comme fondation qui aura une faible pression sur le sol.

De plus, des argiles gonflantes identifiées sur le site de la Sonapi ont causées de nombreuses fissurations dans des bâtiments existants. Il est donc important de caractériser ces argiles.

Fondations bâtiments

Les fondations des bâtiments étudiés par la firme RJ construction, suite au rapport préliminaire du LNBTP sont des radiers de 75 m x 175 m travaillant à 100 kPa aux états de service.

Au vu de nombreux essais du rapport, il est douteux que les argiles molles puissent supporter une telle pression ou tout au moins les tassements seront très importants.

Des radiers de cette dimension concernent des sols profonds, et il est indispensable de reconnaître les sols au moins jusqu'à 30 m de profondeur en espérant rencontrer des sols résistants.

Un calcul précis des combinaisons de charges aux ELS et aux ELU est nécessaire.

Terrassements

Aucun plan de terrassement n'est fourni.

Un volume total de déblai de 19,634 m³ est mentionné correspondant à un décapage de la couche de terre végétale de 30 cm d'épaisseur sur une superficie de 62,450 m² et la purge sur 1.50 m d'une zone de 530 m².

Un volume total de remblai de 54,194 m³ est mentionné réparti sur une superficie de 62,450 m², ce qui correspond à une épaisseur moyenne de 80 cm.

L'examen du plan topographique remis par RJ montre que le terrain a une pente générale de 2.5 à 3 % allant du sud-est au nord-ouest, correspondant aux cotes 25 et 19. Un trou existe à l'entrée sud-est du terrain, de 3 m de hauteur, correspondant aux cotes 25 et 22.

Recommandations

Nous recommandons de réaliser un minimum de 2 sondages profonds de 30 m de profondeur, du type SPT avec prélèvement d'échantillons intacts pour effectuer des essais mécaniques, cisaillements et œdomètres.

Des puits de 5m de profondeur répartis sur le site permettront de contrôler l'épaisseur du remblai, sa qualité par des analyses granulométriques, son compactage par des mesures de densité et d'essais Proctor, ainsi que la qualité du terrain naturel sous-jacent.

Les essais de cisaillement permettront de déterminer la résistance du sol avec plus de précision que le pénétromètre dynamique utilisé par le LNBTP.

Les essais œdométriques permettront de déterminer les gonflements et les tassements. Des essais de gonflement nous paraissent très importants dans le contexte du Parc.

ANNEXES

A1. Plans d'implantation

A1.1. Position des bâtiments

A1.2. Position des puits LNBTP

A1.3. Position des pénétrations dynamiques LNBTP

A2. Diagramme de plasticité.

B. ETUDE INSOLFOR

PLAN DU RAPPORT

TRAVAUX REALISES

TRAVAUX DE CHANTIER : SONDAGES ET PUIITS. IDENTIFICATION DES SOLS.

Sondages profonds

Puits et sondages de surface.

Niveaux d'eau

Valeurs SPT

Scissomètre de chantier

Puits. Identification remblai.

TRAVAUX DE LABORATOIRE

Identification des sols.

Limites d'Atterberg.

Granulométries.

Densités. Poids volumiques.

Potentiel de gonflement.

Résistance à la compression

Résistance au cisaillement

Tassement. Gonflement.

ETUDE DES FONDATIONS

Charges.

Identification des sols.

Capacité portante du sol de surface.

Tassement.

Gonflement.

Fondations

1. Fondations sur semelles.

2. Fondations sur radier.

3. Fondations sur pieux.

Remblai.

CONCLUSIONS

ANNEXES

TRAVAUX REALISES

Les travaux de terrain ont été les suivants :

- réalisation de 2 sondages SPT de 30 m de profondeur, S1 et S2, dans le but de connaître la qualité des sols qui seraient influencés par un radier de grande largeur ;

- réalisation de 8 puits, P1 à P10, de 5 m de profondeur, dans le but de déterminer – l'épaisseur du remblai mis en place, - le compactage de ce remblai, - la qualité du terrain naturel sous-jacent. Les puits P8, P9, P10 ont été remplacés par 3 sondages, S3, S4, S5 de 5 m de profondeur pour des raisons de commodité, vitesse d'exécution et qualité des essais.

Les essais exécutés sur le chantier ont été :

- essais SPT dans les sondages,
- essais au scissomètre dans les sondages,
- mesure de densité dans les puits.

Les travaux de laboratoire, exécutés sur les échantillons prélevés dans les puits et sondages ont été les suivants :

- essais d'identifications, granulométrie et limites d'Atterberg,
- essais de cisaillement rectiligne,
- essais oedométriques,
- essais de gonflement,
- essais Proctor.
- essais CBR

L'annexe B1 montre la position des puits et sondages

TRAVAUX DE CHANTIER : SONDAGES ET PUIITS. IDENTIFICATION DES SOLS.

Sondages profonds

Deux sondages S1 et S2 ont été réalisés aux 2 extrémités des bâtiments 1 et 2 dans le but de reconnaître les couches profondes qui seraient concernées par un radier de 75 x 175 m.

Les annexe B2 donnent les coupes du sondage S1 et S2.

Les 2 sondages profonds montrent :

- en surface, entre 0 et 6 m, on rencontre une argile brune molle de 2 à 3 m d'épaisseur avec des petites couches de marne blanchâtre, de sable fin, d'argile rougeâtre intercalées d'environ 1 m d'épaisseur.

- à partir d'une profondeur de 5 m à S1 et 6 m à S2, le sol est constitué d'une argile brune très ferme avec des valeurs SPT supérieures à 11. On relève une inclusion d'argile gris bleu à S1 entre 5 et

11 m avec des SPT compris entre 11 et 17 (moyenne 15, médiane 16) . Dans l'argile brune de profondeur, les SPT sont compris entre 20 et 50 (moyenne 30, médiane 28 pour S1 et moyenne 36, médiane 37 pour S2).

Puits et sondages de surface.

16 puits ont été réalisés dans le but de reconnaître les couches d'argiles très plastiques molles révélées par le LNBTP ainsi que l'épaisseur et la compacité du remblai mis en place. Ils sont répartis de la manière suivante :

- bâtiment 1 : puits P2, P5, P6, P7, S4, S5, P12, P14
- bâtiment 2 : puits P3, P4, P5, P7, S4, S3, P13, P15
- dortoirs : puits P1, P11, P16.

Parmi les 16 puits 3, P8, P9, P10, ont été transformés en sondage S3, S4, S5 de 6 m de profondeur pour une meilleure détermination des caractéristiques des sols.

Les annexe B2 donnent les coupes des puits P1 à P16

Le tableau ci-dessous associe les puits Insolfor aux puits LNBTP.

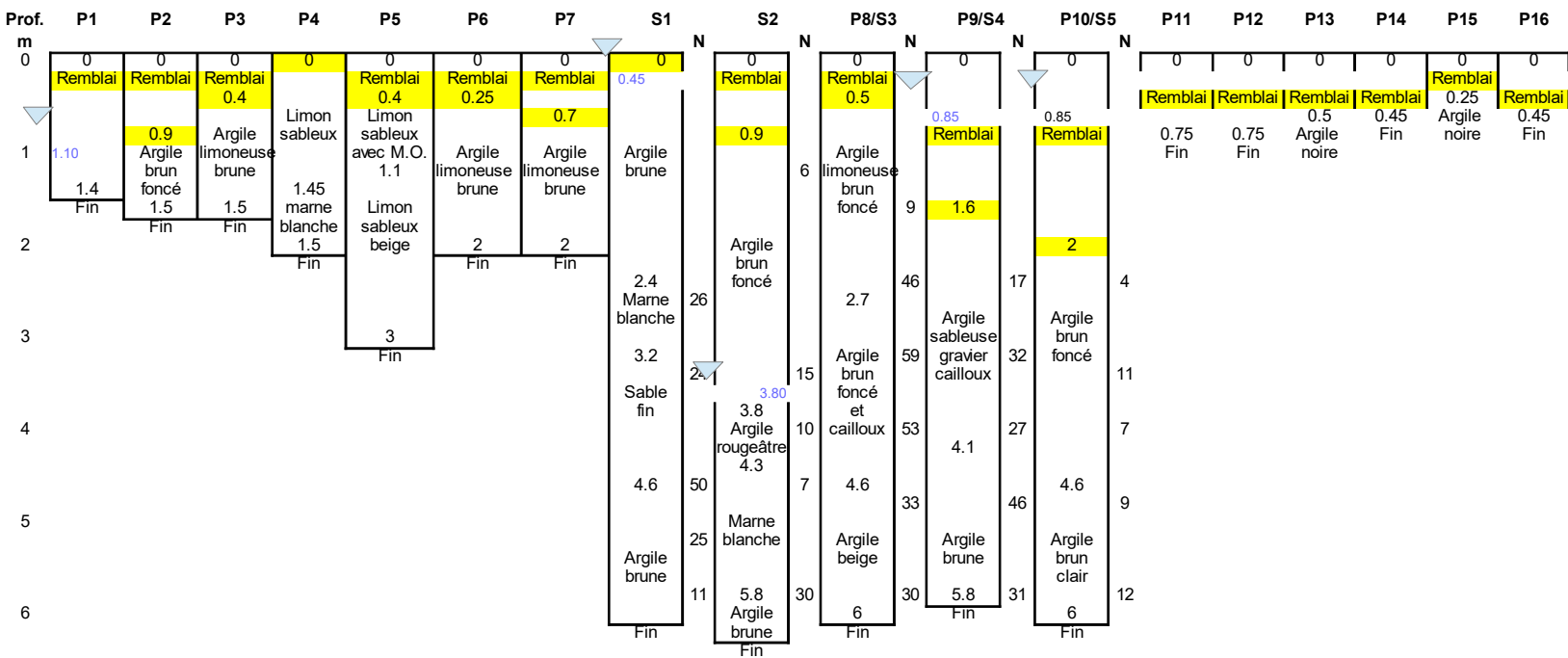
LNBTP		INSOLFOR	Qualité sol
Puits	PD	Puits et Sondages	
P1	PD1	P3, S2	At molle jusqu'à 4.50 m ; sol dur de 4.50 à 8 m
P2	PD4	S3	At molle de 2 à 3.50m ; sol dur de 5.50 à 8 m
P3			Ap de 0.5 à 1.8m ; GA de 1.8 à 3m
	PD3		Sol mou de 0 à 6 m
P4	PD10		At molle de 0 à 2.50 ; Ap ferme de 2.50 à 6 m
	PD5		Sol ferme de 0.40 à 2m
P5	PD11	P4	At molle de 0 à 1.30 ; GA de 1,3 à 2.4 ; At de 2.40 à 2.80
P6			Argile/Limon très plastique
P7	PD6		At de 0.90 à 2.80 m ; Ap ferme de 0.90 à 2.8 m
	PD7		Sol mou de 3 à 5 m, sol ferme de 5 à 8 m
	PD8		Sol ferme de 0.6 à 4 m ; sol mou de 4.5 à 5 m ; sol ferme de 5 à 8m
	PD9		Sol ferme de 0.4 à 1.5m ; sol dur de 1.5 à 2m
P8	PD2		At molle de 0 à 1.70 m ; Ap molle de 1.60 à 4.5m ; sol ferme de 4.50 à 8m

	PD12		Sol dur de 0.5 à 1.5m
P9	PD13		At molle de 0 à 1.70 ; Ap dure de 2.50 à 8m
P10	PD14, PD17	P13	GA peu compact de 0 à 3m ; sol dense de 3 à 4.20 ; sol dur de 4.2 à 7m
P11	PD16		At molle de 0 à 7m
P11	PD18		At molle de 0 à 1.5m ; ferme de 1.5 à 6m
P12	PD16		At molle de 0 à 1.60m
	PD15	S4	Sol peu compact de 0 à 1.5m ;; dur de 1.5 à 3.5m
	PD19	P12	Sol mou de 0 à 2m ; ferme de 2 à 3m ; dur de 3 à 4m
	PD20		Sol ferme de 0 à 2m;dur de 2 à 3m
	PD21, PD21	P5	Gravier de 0 à 2.20m
	PD22		Sol dur de 0.40 à 1.60m
	PD23		Sol mou de 0 à 1.20 m
	PD24		Sol mou de 0 à 5.50 m ; ferme de 5.50 à 7m

Couleur verte : site bâtiment 1

Couleur bleue : site bâtiment 2

On a tracé le profil des sols de surface à partir des puits et sondages, que l'on trouvera à l'Annexe B3 et qui est reproduit ci-dessous.



Profil Puits et Sondages.

Les sols de surface sont hétérogènes. Les argiles brunes et les argiles limoneuses brunes prédominent. On trouve des inclusions de marne blanche (P4, S1, S2), de limon sableux (P4, P5), d'argile rougeâtre (S2), de sable fin (S1), d'argile noire (P13, P15).

A partir de 6 m de profondeur, les sondages S1 et S2 montrent des argiles très fermes jusqu'à 30 m. A S2 toutes les valeurs SPT, N, sont supérieures à 20. A S1 N est compris entre 11 et 17 jusqu'à 12 m, puis est supérieur à 20 jusqu'à 30 m.

Niveaux d'eau

Au cours des reconnaissances de terrain qui ont duré 15 jours, une eau stagnante est restée en permanence dans une zone proche du sondage S1. On a donc placé un piézomètre dans S1, à 4.50 m de profondeur. On trouvera les relevés d'eau effectués durant le chantier dans le tableau ci-dessous ainsi que les niveaux d'eau dans tous les puits et sondages.

Relevés des niveaux d'eau dans les puits

Sondage ou Puits	Profondeur Investiguée (m)	Niveau d'eau	Date
S1	31	0.46 m	04/08/16
S2	31	3.80 m	08/08/16
S3	6	Pas d'eau	11/08/16
S4	5.8	0.86 m	12/08/16
S5	6	0.86 m	11/08/16
P1	1.4	1.07 m	02/08/16
P2	1.52	Pas d'eau	02/08/16
P3	1.52	Pas d'eau	02/08/16
P4	1.52	Pas d'eau	02/08/16
P5	3	Pas d'eau	02/08/16
P6	2	Pas d'eau	02/08/16
P7	2	Pas d'eau	02/08/16

Relevé du Piézomètre (S1)

Date	Heure	N.E
06/08/20	pluie dans la soirée	
07/08/20	7H AM	0.71 m
08/08/20	7H AM	0.76 m
09/08/20	7H AM	0.76 m
10/08/20	7H AM	0.76 m
11/08/20	7H AM	0.78 m

Le piézomètre est crepiné entre 3 et 4.50 m

Dans le sondage S1, le niveau d'eau relevé à 0.46 m au moment du sondage, s'est stabilisé entre 0.70 et 0.80 m dans le piézomètre. A P1, l'eau est à 1 m de profondeur. P1 est situé sur un remblai surélevé par rapport à S1. Ces 2 points correspondent à la zone d'eau stagnante.

Dans le sondage S2, le niveau d'eau est à 3.80 m, ce qui est confirmé par P3 qui n'a pas rencontré d'eau à 1.50 m de profondeur.

Au milieu du terrain, points S4, S5, l'eau est rencontrée à 0.90 m de profondeur.

Partout ailleurs, S3, P2, P4, P5, P6, P7, on n'a pas rencontré d'eau en surface, tout au moins pas avant 1.50 m de profondeur et plus selon le tableau ci-dessus.

Valeurs SPT

En surface, jusqu'à 5 m de profondeur, les valeurs SPT, N, sont très variables. Les plus faibles valeurs sont :

- N = 4 à S5, 2.50 m
- N = 6 à S2, 1.20 m
- N = 7 à S2, 4.50 m
- N = 7 à S5, 4 m
- N = 9 à S3, 1.60 m
- N = 9 à S5, 4.80 m
- N = 10 à S2, 4 m

A partir de 6 m toutes les valeurs SPT sont supérieures à 11.

Scissomètre de chantier

Des essais scissométriques ont été réalisés dans les sol fins (argile, limon) de surface.

L'Annexe B4 donne les résultats des essais.

Le tableau ci-dessous résume ces résultats

Sondage	Essai	Profondeur (m)	Description	Cohésion (kPa)	
				calibrée	estimée
S1	1	1.6	argile brune	26	35
S2	1	2.4	argile brune	26	26
S3/P8	1	1.1	argile limoneuse brune	>74	90
S5	1	3.25	argile brune	>26	50
P2	1	3.4	argile brune	>26	50
P3	1	1.8	argile limoneuse brune	>148	180
P6	1	2	argile limoneuse brune	57	
P7	1	2	argile limoneuse brune	>74	115

Les cohésions C_u sont toutes supérieures à 26 kPa, cette valeur étant la plus faible obtenue à S2, à 2.40 m de profondeur.

On note que les argiles brunes ont les valeurs les plus faibles entre 26 et 50 kPa. Les argiles limoneuses brunes ont des valeurs plus élevées entre 57 et 180 kPa.

Puits. Identification remblai.

L'Annexe B3. Profil des Puits et Sondages donne les épaisseurs de remblai.

Nous avons effectué des densités au densitomètre à membrane dans le remblai. Les valeurs sont données dans le tableau des densités en place, situées à l'Annexe B5. Les densités varient de 13 à 20 kN/m³.

L'Annexe B6 donne le profil du Remblai avec les épaisseurs, les densités et les compacités en fonction de la profondeur .

Les épaisseurs de remblai varient de 0.25 à 2 m.

On voit que les densités sont meilleures en surface qu'en profondeur. Il semble que les compacités sont de l'ordre de 90% de l'OPM en surface et diminuent avec la profondeur pour être de l'ordre de 80% à 0.75 m de profondeur. Il faudra attendre les essais Proctors en cours pour confirmer ces compacités. Il faut s'attendre à un compactage difficile du remblai en contact avec le sol mou.

On notera la présence de nombreux gros blocs mentionnés dans l'Annexe B5. Le puits P1 a du être repris 3 fois, la fouille ayant été très difficile à cause des blocs. La présence de ces blocs est acceptable dans la partie basse du remblai. Ils devront être éliminés dans la partie haute pour obtenir un bon compactage d'assise des fondations.

TRAVAUX DE LABORATOIRE

Identification des sols.

L'Annexe B7 présente les résultats des analyses de laboratoire effectuées pour l'identification des sols.

Limites d'Atterberg.

Les limites d'Atterberg montrent en surface des argiles plastiques CIL et très plastiques CIH dans la classification USCS/LCPC. Les argiles très plastiques correspondent aux argiles brunes et argiles limoneuses brunes ; les argiles plastiques correspondent aux argiles beiges qui sont plus marneuses. Les teneurs en eau sont proches de la limite de plasticité, ce qui confère aux argiles une consistance très ferme avec des indices de consistance compris entre 0.8 et 1. On relève l'existence de poches molles de consistance nulle comme dans S2 entre 5 et 5.50 m, dues probablement à la présence de sable favorisant l'intrusion d'eau.

En profondeur, au delà de 8 m, toutes les argiles sont très plastiques et de consistance très ferme.

L'Annexe B8 donne les essais de limites d'Atterberg.

On a reporté sur le diagramme de plasticité de l'Annexe A2, les valeurs des limites d'Atterberg en distinguant les sols en surface de ceux à plus de 6 m de profondeur.

On constate que les sols de surface sont très variés. Il y a - un groupe d'argile de très haute plasticité, - un groupe d'argile de haute plasticité, - quelques argiles de plasticité intermédiaire, - quelques argiles peu plastiques. En profondeur la majorité des argiles sont très plastiques.

Granulométries.

L'Annexe B9 donne les courbes granulométriques du sol.

L'Annexe B10 donne les courbes granulométriques du remblai.

Les 2 tableaux ci-dessous résument les résultats des granulométries de sol.

Classification USCS selon ASTM D6913

S	SPT	Prof. (m)	GRAVE		SABLE			FINES	USCS
			grossier	fin	grossier	moyen	fin		
Dim. Particule (mm):			75	20	4.75	2	0.43	0.075	
P4	Sh1	0.8 – 1.2	0	0	0	0	4		Cl
			0		4			96	Argile
S1	Sh1	0.8 – 1.4	12	15	1	1	1		(Cl)Gr
			27		3			70	Argile avec Gravier
S1	SPT2	3.0 – 3.6	0	2	1	18	38		Sa(Cl)
			2		57			41	Sable argileux
S1	SPT12	15.2 – 15.8	0	3	1	2	4		Cl
			3		7			90	Argile
S2	Sh1	1.4 – 1.9	7	21	7	2	3		Gr(Cl)
			28		12			60	Argile graveleuse
S2	SPT4	4.6 – 5.2			10	17	16		Sa(Cl)
			0		43			57	Argile sableuse
S3	SPT1	1.5 – 2.1	0	0	0	1	5		Cl
			0		6			94	Argile
S3	SPT2	2.3 – 2.7	9	19	4	10	18		Sa(Cl)Gr
			28		32			40	Argile sableuse avec gravier
S3	SPT3	3.0 – 3.7	0	2	2	4	5		Cl
			2		11			87	Argile

S3	SPT4	3.8 – 4.3	27	19	6	10	8		Cl(Gr)Sa
			46		24			30	Gravier argileux avec sable
S4	SPT1	2.3 – 2.9	0	7	6	26	31		Si(Sa)
			7		63			30	Sable limoneux
S4	SPT2	3 – 3.5	12	25	12	14	13		Cl(Sa)Gr
			37		39			24	Sable argileux avec gravier

Classification selon norme européenne EN ISO 14688-1

S	SPT	Prof. (m)	GRAVE			SABLE			FINES	ISO
			grossier	moyen	fin	grossier	moyen	fin		
Dim. Particule(mm):			63	20	6.3	2	0.63	0.2	0.080	
P4	Sh1	0.8 – 1.2	0	0	0	0	2	2		Cl
			0			4			96	Argile
S1	Sh1	0.8 – 1.4	12	14	2	1	1	1		grCl
			28			3			69	Argile avec gravier
S1	SPT2	3.0 – 3.6	0	0	3	9	28	21		clSa
			3			58			39	Sable avec argile
S1	SPT12	15.2 – 15.8	0	2	2	2	2	2		Cl
			4			6			90	Argile
S2	Sh1	1.4 – 1.9	7	19	9	2	1	2		grCl
			35			5			60	Argile avec gravier
S2	SPT4	4.6 – 5.2			10	12	14	7		SaCl
			10			33			57	Argile avec sable
S3	SPT1	1.5 – 2.1	0	0	0	0	2	3		Cl
			0			5			95	Argile
S3	SPT2	2.3 – 2.7	9	16	7	6	12	11		SaGrCl
			32			29			39	Argile avec gravier et sable
S3	SPT3	3.0 – 3.7	0	1	3	2	4	4		saCl
			4			10			86	Argile légèrement sableuse
S3	SPT4	3.8 – 4.3	27	18	7	8	6	4		saclGr
			52			18			30	Graviers avec argile sableuse
S4	SPT1	2.3 – 2.9	0	6	7	17	26	15		grclSa
			13			58			29	Sable avec argile graveleuse

S4	SPT2	3 – 3.5	12	22	15	11	10	7		clsaGr
			49		28			23		Grave avec sable argileuse

Selon les recommandations de l'AGI, le composant secondaire selon son pourcentage P%, - est précédé de "avec" si 25<P<50, - suivi de l'adjectif "eux" si 10<P<25, - suivi de légèrement "eux" si 5<P<10.

Ces granulométries montrent qu'il y a de nombreuses inclusions de sable et graviers dans l'argile notamment sur les 5 premiers mètres.

Les 2 tableaux ci-dessous résument les résultats des granulométries du remblai.

Classification USCS selon ASTM D6913

S	SPT	Prof. (m)	GRAVE		SABLE			FINES	USCS
			grossier	fin	grossier	moyen	fin		
Dim. Particule (mm):			75	20	4.75	2	0.43	0.075	
P1	sac		36	20	8	9	7		Cl(Gr)Sa
			56		24			20	Graviers argileux avec sable
P2	sac	0.4 – 0.8	28	28	10	11	10		Cl(Gr)Sa
			56		31			13	Graviers argileux avec sable
P2	Sac	0.46	55	23	6	6	5		(GP-GC)SaCl
			78		17			5	Gravier mal gradués avec argile et sable
P3	sac	0.15	30	26	10	9	6		Cl(Gr)Sa
			56		25			19	Gravier avec sable argileux
P5	sac		32	27	9	9	9		Cl(Gr)Sa
			59		27			14	Gravier avec sable argileux
P6	sac		32	24	7	8	9		Cl(Gr)Sa
			56		24			20	Gravier avec sable argileux
P7	sac		43	24	6	8	14		(Gr)Sa
			67		28			5	Graviers avec sable
P8	sac		48	25	4	4	4		Cl(Gr)
			73		12			15	Graviers argileux
P9	sac		34	32	7	6	6		Cl(Gr)Sa

			66			19			15	Gravier avec sable argileux
P10	sac		53	18	5	6	4		Cl(Gr)Sa	
			71			15			14	Gravier avec sable argileux

Classification selon norme européenne EN ISO 14688-1

S	SPT	Prof. (m)	GRAVE			SABLE			FINES	ISO
			grossier	moyen	fin	grossier	moyen	fin		
Dim. Particule(mm):			63	20	6.3	2	0.63	0.2	0.080	
P1	sac		36	16	12	8	5	3		saclGr
			64			16			20	Graviers argileux et sableux
P2	sac	0.4 – 0.8	28	22	16	9	7	5		saclGr
			66			21			13	Graviers argileux et sableux
P2	Sac	0.46	55	20	9	5	3	3		saGr
			84			11			5	Graviers sableux
P3	sac		30	21	15	7	5	3		clsaGr
			66			15			19	Grave sableuse et argileuse
P5	sac		32	23	13	7	5	6		saclGr
			68			18			14	Graviers sableux et argileux
P6	sac		32	20	11	6	6	5		clsaGr
			63			17			20	Graviers argileux et sableux
P7	sac		43	21	9	6	7	11		saGr
			73			24			3	Gravier sableux
P8	sac		48	22	7	3	3	2		clGr
			77			8			15	Graviers argileux
P9	sac		34	28	11	5	4	3		clsaGr
			73			12			15	Grave sableuse et argileuse
P10	sac		53	16	7	5	3	2		clsaGr
			76			10			14	Grave sableuse et argileuse

Toutes les granulométries donnent des graves mal gradués. Seuls les échantillons P2(0.46) et P7 ont moins de 10% de fines, critère d'appréciation d'une granulométrie bien graduée.

De nombreux blocs, supérieurs à 100 mm et ne pouvant faire partie de l'analyse granulométrique ont été rencontrés dans les puits. Une liste de ces blocs est relevée dans le tableau de l'Annexe B5.

Deux sédimentométries ont donné un fort pourcentage d'argile tel que le montre le tableau ci-dessous.

Echantillon	Profondeur m	Pourcentage		Plasticité IP	Activité Ia= IP / %2μ
		Fines < 80μ	Argile < 2μ		
S1 Sh1	0.80 – 1.50	96	89	55	0.6
S2 Sh1	0.80 – 1.50	97	91	48	0.5

Ces valeurs confirment que ces argiles sont inactives selon Skempton. On a reporté ces 2 valeurs avec celles obtenues par le LNBTP sur un diagramme d'activité situé à l'Annexe B16. La corrélation obtenue entre l'indice de plasticité I_p et le pourcentage d'argile $P_{0.02}$ est la suivante: $IP = 0.5 P_{0.02} + 3.1$

Densités. Poids volumiques

15 densités ont été réalisées.

Les densités sèches sont en générales supérieures à 16 kN/m^3 . On constate des faibles valeurs en surface : - S1 (1m) 13.6 kN/m^3 , - S1(5m) 15 kN/m^3 , S2 (2m) 12.34 kN/m^3 , S2 (4m) 13.5 kN/m^3 , S3 (2m) 13.7 kN/m^3 , S5 (3.7m) 13.9 kN/m^3 .

Potentiel de gonflement.

Il existe de nombreuses classifications de sols gonflants le plus souvent en contradiction. Il en résulte que les classifications et corrélations existantes appartiennent à des groupes d'argiles dans un contexte géologique et une composition minéralogique donnée qu'il reste à définir. L'identification des argiles gonflantes étant importante nous avons tenté d'établir ces corrélations :

- activité de l'argile selon Skempton : diagramme Annexe B16
- potentiel de gonflement :
 - d'après Dakshanamurthy, selon les valeurs des limites de liquidité LL. Annexe B17.
 - . De nombreuses argiles avec un $LL > 70$ ont un haut potentiel de gonflement.
 - d'après Chen, selon les valeurs de l'indice de plasticité IP. Annexe B17. De nombreuses argiles avec un $IP > 45$ ont un très haut potentiel de gonflement.

Les densités peu élevées sont l'indication d'un faible potentiel de gonflement.

Résistance à la compression

Nous avons effectué 9 résistances à la compression sur les échantillons SPT d'argiles cohérentes

Les courbes de compression se trouvent à l'Annexe B13.

Au delà de 8 m de profondeur, les valeurs Rc sont élevées, supérieures à 200 kPa.

En surface, on obtient les plus faibles valeurs à - S1(5m) avec Rc=86 kPa, - S5(3.7m) avec Rc=130 kPa
A S3, les valeurs sont bonnes, supérieures à 250 kPa entre 1.50 et 3 m.

On trouve une bonne corrélation entre les Rc et les valeurs SPT N. Le rapport moyen Rc/N est compris entre 11 et 13.

Résistance au cisaillement

Nous avons effectué 2 résistances au cisaillement direct CU sur des échantillons intacts prélevés au tube Shelby .

Les courbes de cisaillement se trouvent à l'Annexe B14.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Echantillon	Profondeur	Identification	Cohésion Cu	Angle frottement ϕ_u
	m		kPa	degré
S1 Sh1	0.8 - 1.4	Argile très plastique CIH	9	20
S2 Sh1	'1.4 - 2	Argile très plastique CIH	18	17

Tassement. Gonflement.

Nous avons effectué 3 essais oedométriques sur des échantillons intacts prélevés au tube Shelby :

- S2 Sh1, un essai oedométrique complet comprenant tassement et gonflement, selon la norme P94-090-1

- S1Sh1, un essai oedométrique comprenant le seul tassement, à cause d'une panne électrique,

- P2 Sh, un essai de gonflement à l'oedomètre, selon la norme ASTM D4546.

Les courbes oedométriques se trouvent à l'Annexe B14.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Echant.	Profond.	Identif.	Contrainte de préconsolidation	Contrainte effective	Indice vides	Indice compression	Pression gonflement	Indice Gonflement	Coefficient gonflement
	m		σ'_p (kPa)	σ'_0 (kPa)	e_p	C_c	kPa	C_s	C_g
S1 Sh1	0.8 - 1.4	CIH	51	14	1.06	0.13	entre 20 et 40		
S2 Sh1	'1.4 - 2	CIH	100	30	0.89	0.1	entre 20 et 35	0.02	0.21
P2 Sh	2.4 - 2.9	CIH		41			22		

CIH argile très plastique

Les pressions de gonflement déterminées à partir des essais oedométriques ne dépassent pas 40 kPa. La courbe oedométrique du S2 Sh1 présente une courbe de déchargement inhabituelle. Le coefficient de gonflement est très élevé $C_g=0.21$, deux fois plus élevé que l'indice de compression. Il est possible que la durée d'imbibition de l'échantillon au début de l'essai n'est pas suffisante et que le gonflement se manifeste pleinement après le 9^{em} palier qui correspond à 6 jours d'imbibition.

Les indices de compression 0.1 et 0.13 donnent des rapports $C_c/(1+e)$ respectivement de 0.05 et 0.06 qui correspondent à des argiles peu compressibles.

ETUDE DES FONDATIONS

Charges

Les charges que nous avons relevées sous le poteau le plus chargé sont :

- charge donnée par le constructeur DEAN : 42 kips = 190 kN dans la combinaison DL + LL.
- charge donnée par l'entreprise RJ : 233 kN. Par ailleurs, l'analyse de RJ donne une pression maximale du radier sur le sol de 52 kPa.

La différence de charges entre le constructeur et l'entreprise semble provenir du fait que l'entreprise a majorée forfaitairement les charges du constructeur de 20% pour tenir compte des effets du séisme. Cette pratique est à proscrire. Les combinaisons de charge doivent être calculées aux ELS et aux ELU, les capacités portantes étant différentes selon les combinaisons.

Avec ces charges, des semelles de 2 m x 2 m donneraient des pressions sur le sol respectivement de $190 / 4 = 48$ kPa , $233 / 4 = 58$ kPa inférieures à la pression admissible de 80 kPa.

Ces charges sont données dans la combinaison charges permanentes + charges d'exploitation. En considérant les seules charges permanentes responsables des tassements elles seront plus faibles et les tassements ne devraient pas être importants.

Identification des sols

Le sol de surface jusqu'à 6 m de profondeur est hétérogène et contient des argiles très plastiques qui conditionnent la portance des sols. Au-delà de 6 m et jusqu'à 30 m, profondeur investiguée, les argiles

sont très fermes avec de bonnes valeurs de résistance.

Capacité portante du sol de surface.

La capacité portante du sol est déterminée à partir des essais scissométriques et des essais de cisaillement.

Les essais scissométriques ont donné une valeur minimale de cohésion de 26 kPa sur les argiles de surface. Cela correspond à une pression ultime de $26 \times 9 = 234$ kPa et une pression admissible de 80 kPa, en tenant compte d'un coefficient de sécurité de 3.

Les essais de cisaillement ont donné 2 valeurs voisines à partir desquelles on a calculé la pression ultime p_u et la pression admissible p_a selon la théorie de la plasticité :

$$p_u = 0.5 s_\gamma \gamma B N_\gamma + s_q q_o N_q + s_c c N_c$$

Pour des semelles carrées enterrées de 1 m : $s_\gamma = 0.8$, $s_q = 1$, $s_c = 1.2$, $\gamma = 18$ kN/m³, $q_o = 18$ kPa, le tableau ci-dessous explicite les calculs :

Ech.	Prof.	c_u	ϕ_u	N_γ	N_q	N_c	p_u	B=2m
	m	kPa	degré				kPa	kPa
S1 Sh1	1 m	9	20	3.5	6.4	14.8	25.2B+275	325
S2 Sh1	1.5	18	17	2.2	5	12.5	15.8B+360	390

Pour une semelle carrée de 2 m, la pression ultime minimum est 325 kPa donnant une pression admissible de 108 kPa, en tenant compte du coefficient de sécurité traditionnel de 3.

Tassement.

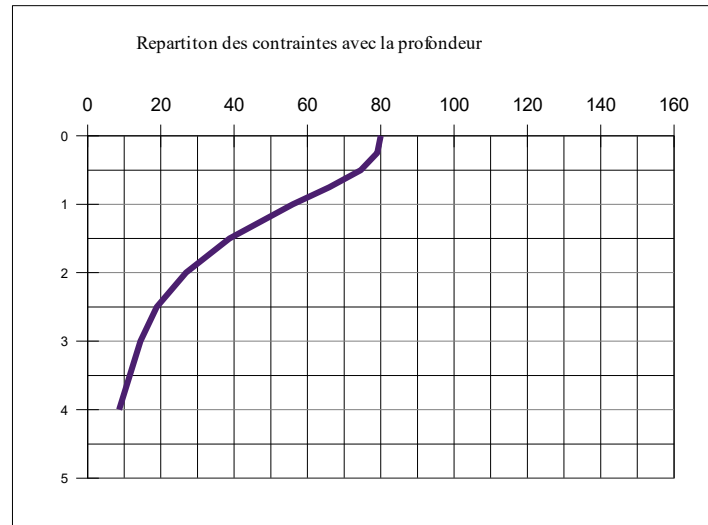
Le tassement est calculé à partir des valeurs données par les 2 oedomètres qui sont très proches. Nous avons retenu les valeurs suivantes :

$$\sigma'_p = 50 \text{ kPa}, Cc = 0.13, e_p = 1.06, Cs = 0.02$$

Le tassement Δh est donné par la formule :
$$\Delta H = H \left(\frac{Cs}{1 + e_p} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_1} + \frac{Cc}{1 + e_p} \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_p} \right)$$

Nous avons pris l'exemple d'une semelle carrée de 2 m enterrée de 1 m, chargée à 80 kPa. La répartition des contraintes σ' en profondeur est la suivante :

largeur (m) b	2	
longueur (m) l	2	
Charge (bars)	80	
l/b	1.0	
Profondeur z	Contrainte	
m	1	kPa
0	1	80.00
0.25	0.988	79.04
0.50	0.932	74.56
0.75	0.824	65.92
1.00	0.7	56.00
1.50	0.484	38.72
2.00	0.336	26.88
2.50	0.236	18.88
3.00	0.18	14.40
4.00	0.108	8.64



Le calcul du tassement est conduit dans le tableau ci-dessous :

Profondeur (m)	Coefficient	Repartition	poids terre	Contrainte	σ_p/σ_0	$\log \sigma_p/\sigma_0$	$\Delta H1$	σ/σ_p	$\log \sigma/\sigma_p$	$\Delta H2$	$\Delta H=$	
/TN	sous semelle	d'influence	contrainte	σ_0	totale σ		cm			cm	$\Delta H1+\Delta H2$	
0												
1	0	1	80	18								
1.5	0.5		68	27	95	1.8519	0.27	0.26	1.90	0.28	1.76	2.02
2	1	0.7	56	36								
2.5	1.5		41.4	45	86.4	1.1111	0.05	0.04	1.73	0.24	1.50	1.54
3	2	0.336	26.9	54								
3.5	2.5		20.6	63	83.6	0		0	1.33	0.12	0.78	0.78
4	3	0.18	14.4	72								
valeurs moyennes au milieu de la couche										Total	4.04	

Le tassement donné par l'oedomètre est de 4 cm. On lui applique la correction de Bjerrum estimée à 0.7 pour obtenir le tassement sous la semelle : $0.7 \times 4 = 2.8$ cm.

C'est une valeur acceptable. En fait les tassements différentiels seront plus à craindre du fait de l'hétérogénéité du sol.

Gonflement.

Les essais oedométriques réalisés donnent des pressions de gonflement qui ne dépassent pas 40 kPa. On dimensionnera les semelles pour avoir une charge supérieure dans la combinaison quasi-permanente aux ELS.

Toutefois il convient d'être prudent, car cette pression de gonflement résulte d'essais oedométriques ordinaires réalisés dans le cadre de cette étude. Il se pourrait que le gonflement nécessite une imbibition prolongée pour qu'il se manifeste pleinement. Seuls des oedomètres de longue durée (3 à 4

mois) pourront nous rassurer.

Fondations

1. Fondations sur semelles.

Compte tenu des paramètres suivants :

- charge DL + LL = 190 kN ,
- pression de rupture du sol 240 kPa donnant une pression admissible aux ELS de 80 kPa,
- pression de gonflement 40 kPa.

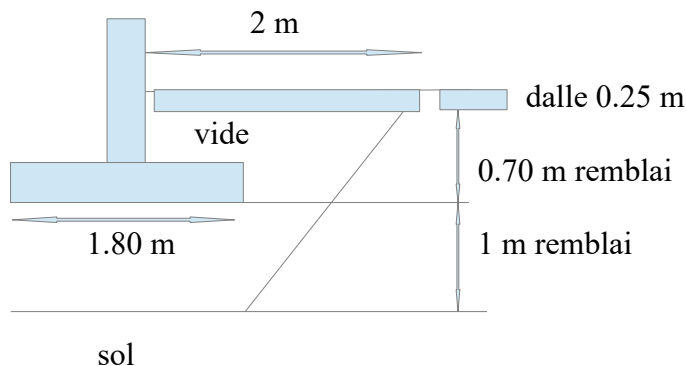
Nous proposons des semelles travaillant à 60 kPa.

Ces semelle auront une superficie de $190 / 60 = 3.2 \text{ m}^2$, soit des semelles carrées de 1.80 x 1.80 m.

Ces semelles seront enterrées de 1 m dans le remblai.

La dalle de plancher sera désolidarisée des semelles.

Les schéma des semelles est le suivant :



$$\begin{aligned} \text{pression de la fondation sur le sol : remblai } & 20 \text{ kN/m}^3 \times 1.70 \text{ m} = 34 \text{ kPa} \\ \text{pression semelle } & 60 \text{ kPa} \times 0.7 = 42 \text{ kPa} \\ & \text{-----} \\ & 76 \text{ kPa} < 80 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{pression dalle sur le sol : remblai } & 20 \text{ kN/m}^3 \times 1.70 \text{ m} = 34 \text{ kPa} \\ \text{poids dalle } & 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.25 \text{ m} = 6.25 \text{ kPa} \\ & \text{-----} \\ & 40.25 \text{ kPa} > 40 \text{ kPa} \end{aligned}$$

La pression de la dalle est supérieure à la pression de gonflement.

La pression de la semelle est inférieure à la pression admissible.

S'il était nécessaire de mettre plus de remblai, ce qui serait bénéfique pour la dalle, il faudrait envisager un vide au dessus des semelles pour que le remblai ne les surchargent pas.

Les semelles devront être chaînées correctement longitudinalement et transversalement selon les règles parasismiques.

Il serait intéressant que les joints nécessaires à la dalle du plancher soient proches des semelles, environ 2 à 3 m.

2. Fondations sur radier

Des fondations sur radier ne sont pas appropriées à des portiques ayant de grandes portées, parce que le transfert de charge dans la fondation ne peut pas se faire au centre du radier.

L'influence du radier en profondeur entraînerait des tassements beaucoup plus importants.

3. Fondations sur pieux

Des fondations sur pieux battus dans l'argile ferme peuvent être envisagés. Le pieu battu présente l'avantage de s'adapter aux hétérogénéités du sol, en étant battu plus profondément dans les zones moins résistantes.

Les pieux sont calculés à partir des valeurs de cohésion déduites des valeurs SPT N. Au préalable nous avons déterminé le N_{60} normalisé, auquel nous avons appliqué les corrélations utilisés dans la littérature dont celles provenant des auteurs suivants : Terzaghi (1967), Sower (1979), Kulhawy (1990), Stroud (1974), Hara (1974).

A titre d'exemple, nous avons calculé la capacité portante de pieux H12 battus.

Section 915 cm^2 , Périmètre 175 cm

Pieu battu à 10 m de profondeur

Sondage S2

Résistance de pointe

Elle est calculée à partir des valeurs de N entre 9.50 et 11.50 m : $N=38$ et $N=30$ qui donnent $N_{60}=36.1$ et $N_{60}=30$, moyenne $N_{60}=33$. Une estimation prudente de C_u donne $C_u = 150 \text{ kPa}$.

La pression ultime $p_u = p_0 + 9C_u = 9 \text{ kN/m}^3 \times 4 \text{ m} + 19 \text{ kN/m}^3 \times 6 \text{ m} + 9 \times 150 \text{ kPa} = 1500 \text{ kPa}$
et la résistance limite de pointe $1500 \times 0.0915 = 137 \text{ kN} = 13.7 \text{ T}$

Résistance au frottement

La pression ultime $p_s = \beta C_u$ avec $\beta = 0.5$ pour un pieu battu, borné à $p_{s, \max} = 80 \text{ kPa}$

Le calcul est explicité dans le tableau ci-dessous.

Prof. m	Type	N	N ₆₀	Cu kPa	p _s kPa	q _s x h kN/m
6	CIH	30	28.5	171	80	80
7	CIH	23	21.9	131	66	65.55
8	CIH	49	46.6	233	80	80
9	CIH	38	36.1	181	80	80
10		30	30	150		
						305.55
						1
						534.71

la résistance limite au frottement est 534 kN

La résistance limite totale à 10 m de profondeur est $137 + 534 = 671$ kN

En tenant compte des coefficients de sécurité traditionnels, les résistances admissibles sont :

- aux ELU combinaison fondamentale : 480 kN = 48 T
- aux ELU combinaison accidentelle (séisme) : 560 kN = 56 T
- aux ELS : combinaison quasi permanentes : 335 kN = 33.5 T

Le même calcul pour le sondage S1 donne les valeurs suivantes plus faibles :

résistance limite de pointe $950 \times 0.0915 = 87$ kN = 8.7 T

résistance limite au frottement est 440 kN = 44 T

résistance limite totale à 10 m de profondeur 527 kN = 52.7 T

résistances admissibles

- aux ELU combinaison fondamentale : 376 kN = 37.6 T
- aux ELU combinaison accidentelle (séisme) : 440 kN = 44 T
- aux ELS : combinaison quasi permanente : 263 kN = 26.3 T

Toutes ces valeurs sont bien supérieures à la charge du poteau de 190 kN qui correspond au combinaison de charges quasi permanentes aux ELS.

Remblai.

Les épaisseurs de remblai varient de 0.25 à 2 m.

Des essais Proctor Modifiés et des essais CBR ont été réalisés pour évaluer le compactage du remblai.

Les granulométries réalisées (Annexe B10) ont permis de classer les matériaux de remblai en 3 groupes, comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

S	Ech	Prof. (m)	Grave	Sable	Fines	USCS	Groupe
P1	sac	0 – 0.45	56	24	20	Graviers argileux avec sable	1
P2	sac	0.4 – 0.8	56	31	13	Graviers argileux avec sable	2
P2	sac	0.46	78	17	5	Graviers mal gradués avec argile et sable	3
P3	sac	0.15	56	25	19	Gravier avec sable argileux	1
P5	sac		59	27	14	Graviers argileux avec sable	2
P6	sac		56	24	20	Graviers argileux avec sable	1
P7	sac		67	28	5	Graviers avec sable	3
P8	sac		73	12	15	Graviers argileux	2
P9	sac		66	19	15	Gravier avec sable argileux	2
P10	sac		71	15	14	Gravier avec sable argileux	2

Le groupe 1 correspondent à des graves avec 20 % de fines.

Le groupe 2 correspondent à des graves avec 13 à 15 % de fines.

Le groupe 3 correspondent à des graves avec 5 % de fines.

Sur chacun des groupes, des essais Proctor Modifiés et des essais CBR ont été réalisés pour évaluer le compactage du remblai.

L'Annexe B11 donne les essais Proctor modifiés réalisés.

L'Annexe B12 donne les essais CBR réalisés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Groupe	Proctor Modifié		CBR		
	W	Y _d	W	Y _d	CBR
1					
2					
3	6.5	21.8	7.7	20.6	67
1	9	20.2	9.3	20.1	20
2					
1					
3					
2					
2	9.5	19.8	7.5	19.9	117
2					

Les groupes 2 et 3 donnent de bonnes valeurs de CBR supérieures à 60. Le groupe 1 donne une mauvaise valeur de 20 due au pourcentage élevé de fines. Ce matériau doit être rejeté dans la partie supérieure du remblai.

L'Annexe B6 donne les compacités des points réalisés en fonction de la profondeur. On constate que les sols de surface sont les mieux compactés entre 80 et 100% :

- quelques points sont faibles, autour de 80%, P7, P13 ;
- beaucoup de points autour de 90%, P1, P2, P3, P9, P10, P12, ;

- beaucoup de points proches de 100%, P6, P8, P11 P14, P15, P16.

En profondeur, la compacité est plus faible, ce qui est normal, car il est impossible de compacter sur un matériau mou.

L'épaisseur de remblai nécessaire au projet dépend de l'étude de drainage, ce qui conditionne également le niveau des fondations.

CONCLUSIONS

Les sols de surface jusqu'à 6 m de profondeur sont hétérogènes et principalement composés d'argiles très plastiques. Après 6 m de profondeur, 2 sondages profonds ont révélé des argiles très fermes au moins jusqu'à 30 m, profondeur d'arrêt des sondages.

Les sols de surface qui conditionnent bien évidemment les fondations superficielles sont principalement composés d'argiles très plastiques qui comprennent des poches sableuses et graveleuses favorisant la circulation de l'eau. Les niveaux d'eau varient de 0.5 m à plus de 6 m de profondeur, contribuant à hétérogénéité des sols de surface.

Les argiles très plastiques ont un historique d'argile gonflante qui ont provoqué des désordres dans certains bâtiments du parc. Les essais de gonflement réalisés dans le cadre de cette étude donnent des pressions de gonflement inférieures à 40 kPa. Il convient néanmoins d'être prudent car des essais de gonflement à long terme n'ont pu être réalisés.

Des fondations superficielles sont conditionnées par la capacité admissible des argiles de surface de 80 kPa et par leur pression de gonflement de 40 kPa. Nous suggérons de fonder les portiques du bâtiment sur des semelles travaillant à 60 kPa. Une charge de 190 kN conduirait à des semelles de 1.80 x 1.80 m.

La dalle plancher doit être désolidarisée des semelles. D'autres dispositions suivant la hauteur de remblai peuvent être prises, comme explicité dans le texte.

La hauteur de remblai dépend de l'étude de drainage. D'un point de vue géotechnique, il serait bon de mettre une hauteur de remblai de 2 m pour combattre le gonflement qui soulèverait la dalle. Ce remblai ne devra pas apporter une surcharge trop importante aux semelles qui seront enterrées dans le remblai. Une solution sera donnée à partir du niveau de remblai établi par le drainage et les charges en pied de poteaux.

Le remblai mis en place est dans l'ensemble bien compacté en surface. Dans de nombreux endroits il est argileux (pourcentage de fines 20%) et contient de nombreux gros blocs. Ce remblai est acceptable sur l'argile molle. Il devra être sélectionné sur une hauteur de 1 m sous les semelles et dans sa partie supérieure qui recevra la dalle et les voiries.

Pour s'affranchir des problèmes posés par des fondations superficielles (faible portance, argile gonflante), on peut envisager des fondations sur pieux ancrés dans la couche d'argile très ferme située à 6 m de profondeur. La capacité portante dépendra de la profondeur d'ancrage. Par exemple un pieu H12

battu à 10 m de profondeur aura une capacité portante admissible de $260 \text{ kN} = 26 \text{ T}$ sous combinaison de charges quasi permanentes aux ELS. Les futurs bâtiments à construire pourrait être adaptés à ces fondations.

ANNEXES

B1. Position des puits et sondages

B2. Coupes de sondage :

- B2.1. Coupe du sondage S1.
- B2.2. Coupe du sondage S2.
- B2.3. Coupe du puits P1.
- B2.4. Coupe du puits P2.
- B2.5. Coupe du puits P3.
- B2.6. Coupe du puits P4.
- B2.7. Coupe du puits P5.
- B2.8. Coupe du puits P6.
- B2.9. Coupe du puits P7.
- B2.10. Coupe du sondage P8/S3.
- B2.11. Coupe du sondage P9/S4.
- B2.12. Coupe du P10/S5.
- B2.13. Coupe du puits P11.
- B2.14. Coupe du puits P12.
- B2.15. Coupe du puits P13.
- B2.16. Coupe du puits P14.
- B2.17. Coupe du puits P15.
- B2.18. Coupe du puits P16.

B3. Profil des Puits et Sondages.

B4. Essais au scissomètre.

- B4.1. Scissomètre S1
- B4.2. Scissomètre S2
- B4.3. Scissomètre S3/P8
- B4.4. Scissomètre S5
- B4.5. Scissomètre P2
- B4.6. Scissomètre P3
- B4.7. Scissomètre P6
- B4.8. Scissomètre P7

B5. Remblai. Densités en place.

B6. Remblai. Densités et compacités selon profondeur

B7. Résultats des analyses de laboratoire.

B8. Limites d'Atterberg

B9. Courbes granulométriques sol.

B10. Courbes granulométriques remblai.

B11. Essais Proctor Modifié.

B12. Essais CBR

B13. Résistance à la compression simple.

B13.1. Rc S1 SPT 5

B13.2. Rc S1 SPT 7

B13.3. Rc S2 SPT 8

B13.4. Rc S2 SPT 11

B13.5. Rc S2 SPT 16

B13.6. Rc S3 SPT 1

B13.7. Rc S3 SPT 2

B13.8. Rc S3 SPT 5

B13.9. Rc S5 SPT 2

B14. Résistance au cisaillement direct

B14.1. S1 Sh1

B14.2. S2 Sh1

B15. Essais oedométriques

B15.1 S1 Sh1

B15.2 S2 Sh1

B15.3 P2 Sh

B 16. Diagramme d'activité des argiles

B 17. Potentiel de gonflement :

Port-au-Prince, le 6 octobre 2016

Michel Magnier, Directeur