

Le 20 novembre 2012

Dossier : PG2779-LET.01R

Robertson Martin Architects

216, avenue Pretoria

Ottawa (Ontario)

K1S 1X2

À l'attention de **M. Robert Martin**

Objet : **Étude géotechnique
Projet de réhabilitation du mur périmétrique
Pente Ouest - colline du Parlement - Ottawa**

Geotechnical Engineering
Environmental Engineering
Hydrogeology
Geological Engineering
Materials Testing
Building Science
Archaeological Studies

www.patersongroup.ca

Monsieur,

Le Paterson Group (Paterson) a rédigé le rapport suivant sous forme de lettre afin de présenter les constatations de son étude géotechnique et d'aborder les questions en suspens d'un point de vue géotechnique relativement au projet de réhabilitation du mur périmétrique qui serait réalisé le long de la pente Ouest de la colline du Parlement, dans la Ville d'Ottawa, en Ontario. Le rapport qui suit présente nos constatations et nos recommandations.

1.0 Étude sur place

Le volet de l'étude géotechnique qui a été effectué sur le terrain a été réalisé le 26 octobre 2012. Il a consisté dans le percement de trois (3) trous à l'aide d'un matériel de forage portatif. Tout le travail sur le terrain a été exécuté sous la supervision à temps plein du personnel de Paterson, sous la direction d'un ingénieur principal de la division géotechnique.

Le personnel sur le terrain de Paterson a fait le levé de l'emplacement et de l'élévation de la surface du sol des trous de forage. On a référencé les élévations en fonction d'un repère géodésique temporaire (RGT), soit le regard adjacent à l'escalier sud. Une élévation géodésique de 85,50 m a été établie pour le RGT. L'emplacement de celui-ci et des trous d'essai ainsi que l'élévation de la surface du sol de l'emplacement de ces trous se trouvent sur le dessin PG2779-1, intitulé plan d'emplacement des trous d'essai et joint à la présente lettre.

2.0 Observations sur place

Le profil de subsurface constaté à l'emplacement des trous de forage consiste en une couche de béton asphaltique ou de remblai de sable limoneux d'une épaisseur de 50 mm qui recouvre du remblai constitué de sable limoneux avec du mortier, de la brique, de la pierre concassée, du gravier et des pierres. Il y a eu refus de la cuillère à fente à tous les emplacements des trous de forage, à des profondeurs variant entre 2,4 et 3 m. Il faut se reporter aux feuilles qui sont consacrées au profil du sol et aux données d'essai et qui sont jointes à la présente pour consulter des renseignements précis sur le profil du sol constaté à l'emplacement des trous de forage.

On a observé que tous les trous de forage étaient secs à la fin du programme d'échantillonnage. Il faut prendre note que les niveaux de la nappe sont sujets à des fluctuations saisonnières. Par conséquent, ils pourraient varier au moment de la construction.

En outre, selon les cartes géologiques disponibles, le substratum rocheux est constitué de calcaire de la formation de Lindsay. On prévoit que sa profondeur varie entre 0 et 5 m sur le site concerné.

Compte tenu des observations effectuées dans les ouvertures d'exploration pratiquées le long de la base du mur existant, on a constaté que celui-ci repose sur un socle de béton d'environ 150 à 250 mm d'épaisseur. On a remarqué que le socle est composé d'un mélange de ciment et de pierres de mauvaise qualité. Le socle était intact en grande partie, mais détérioré lors de l'excavation. Le sol de fondation situé sous le socle de béton est constitué d'un sable limoneux avec des matériaux de remblayage constitué de gravier et de pierres. Cependant, il est entendu qu'on s'est trouvé en présence du substratum rocheux à environ 0,6 à 0,7 m sous la surface du sol existant dans l'ouverture d'exploration au pilier 48.

3.0 Évaluation géotechnique

Évaluation du mur existant

Compte tenu de nos observations et de l'âge du mur périmétrique, les conditions de fondation d'une grande partie du mur périmétrique fonctionnaient adéquatement. On a constaté que le mur était en grande partie vertical et qu'il y avait un joint étanche entre le sentier en béton asphaltique et le mur. Toutefois, la partie sud du mur qui se trouve dans le secteur de la colonie de chats se renverse vers l'est. Nous soupçonnons que le renversement est en partie causé par la profondeur insuffisante de la semelle, les dimensions de celle-ci et l'action importante du gel découlant de la circulation plus grande des piétons dans le secteur immédiat de la colonie de chats.

Recommandations relatives au mur périmétrique proposé

Il est entendu qu'une semelle peu profonde est prévue comme fondation de la structure du mur périmétrique. Il est également entendu que les dimensions de la semelle seront augmentées et qu'un ancrage rocheux sera installé à l'emplacement des piliers et muni d'un ancrage de protection contre les chutes. Selon nos constatations, le système de fondation proposé convient au site concerné. Nous recommandons que l'assiette de la semelle soit dotée d'un sol de couverture d'au moins 600 mm et repose sur une couche de pierre concassée granulaire A d'au moins 300 mm d'épaisseur. Les sols de mauvais rendement qui ont été décelés au niveau du sol de fondation devraient être enlevés et remplacés par des matériaux granulaires A ou B de type II, comme il est indiqué ci-dessous.

Pour les endroits où le substratum rocheux se trouve au niveau ou au-dessus du sol de fondation, l'assise en remblai granulaire recommandée n'est pas nécessaire. En outre, nous prévoyons qu'une protection supplémentaire contre le gel ne sera pas nécessaire pour les semelles posées sur une surface portante en substratum rocheux, du moment que celui-ci soit exempt de fractures et de veines de boue importantes.

Nous prévoyons que la structure proposée pour le mur sera conçue de façon à tolérer les mouvements minimes associés avec le soulèvement par le gel (p. ex., des joints de construction placés à des endroits stratégiques à la grandeur de la structure). Compte tenu des sols constatés, le soulèvement par le gel ne devrait pas être important de nature. Il occasionne une préoccupation limitée à l'égard de la structure proposée pour le mur. Pourvu que celle-ci puisse tolérer des mouvements mineurs, nous prévoyons que le sol de couverture susmentionné procurera une protection adéquate contre le gel.

Régalage et préparation du chantier

L'asphalte, la terre végétale et le remblai délétère, comme celui qui contient des matières organiques, doivent être enlevés sous les structures sensibles au tassement.

À moins d'indication contraire, le remblai employé pour le régalinge sous les structures sensibles au tassement devrait être du remblai granulaire importé propre, comme des matériaux granulaires A ou B de type II selon l'Ontario Provincial Standard Specification (OPSS). Il devrait être mis à l'essai et approuvé avant sa livraison au chantier. Le remblai devrait être placé en levées de 300 mm d'épaisseur tout au plus et compacté au moyen d'un matériel de compaction adéquat pour l'épaisseur des levées. Le remblai placé sous le mur périmétrique devrait être compacté à au moins 98 % de la densité sèche maximale déterminée avec l'essai standard de Proctor.

On peut utiliser le remblai non spécifié existant avec le sol creusé sur place comme remblai d'aménagement paysager général là où le tassement de la surface du sol constitue une préoccupation mineure. Il faudrait étendre ces matériaux en levées minces et les compacter au moins par les pistes de l'équipement d'épandage, afin de réduire les vides au minimum. Si l'on prévoit employer ces matériaux pour aménager le sol de fondation dans les endroits à asphalter, on devrait les compacter en levées minces jusqu'à une densité minimale de 95 % de la densité sèche maximale respective déterminée avec l'essai standard de Proctor.

Conception des fondations

On peut concevoir des semelles placées à l'état sec sur le remblai en sable limoneux existant et exempt de matières organiques et délétères, et ce, en utilisant une valeur de résistance d'appui de **100 kPa** aux états-limites de service (ELS) et une valeur pondérée de résistance à l'appui de **150 kPa** aux états-limites ultimes (ELU), en incorporant un facteur de résistance géotechnique de 0,5. Nous prévoyons que le tassement associé avec la valeur de résistance d'appui aux ELS sera négligeable.

Une surface portante au sol acceptable consiste en une surface de laquelle on a enlevé à l'état sec toute la terre végétale et tous les matériaux délétères, comme le sol meuble, gelé ou remanié, sur place ou non, avant la pose du béton pour les semelles.

Les semelles conçues à l'aide de la valeur de résistance d'appui aux ELS pour les sols susmentionnés seront assujetties à des tassements totaux et différentiels potentiels de 25 et 20 mm respectivement après la construction.

Il faut doter le matériau portant qui se trouve sous les structures soutenues par des semelles d'un appui latéral adéquat. On fournit un tel appui à un matériau portant constitué de sol quand un plan qui descend, puis s'éloigne du bord inférieur de la semelle à une pente minimale de 1,5H:1V ne passe qu'à travers du sol sur place ou du remblai stabilisé d'une capacité égale ou supérieure à celle du sol indigène.

Conception contre les tremblements de terre

On peut concevoir les fondations du mur proposé en se servant d'une réponse sismique de site de **classe C**, telle qu'elle est définie dans le Code du bâtiment de l'Ontario de 2006 (CBO 2006; tableau 4.1.8.4.A). Les sols qui se trouvent sous le site ne sont pas susceptibles de liquéfaction.

Conception des ancrages en rocher

La conception géotechnique des ancrages en rocher injectés de coulis dans le substratum sédimentaire repose sur deux modes de rupture possibles. L'ancrage peut céder soit par une rupture par cisaillement le long de l'interface du coulis et du rocher, soit par l'arrachement d'un cône de rocher de 60 à 90 degrés dont le sommet se trouve près du milieu de la longueur scellée de l'ancrage. Il faut noter qu'il peut survenir une interaction entre les cônes de rupture des ancrages qui sont relativement près les uns des autres, ce qui entraîne une capacité collective totale inférieure que la somme de la capacité de charge de chaque ancrage pris individuellement.

Par ailleurs, un ingénieur en structures qualifié peut également examiner un troisième mode de rupture, le long de l'interface coulis-acier, afin d'assurer que tous les modes de rupture courants ont été étudiés. Les fournisseurs d'ancrages en rocher ordinaires, comme Dywidag Systems International (DSI Canada), possèdent du personnel qualifié pour recommander des tailles et des matériaux adéquats pour ces produits.

Il convient de signaler également que l'entraxe entre les longueurs scellées doit correspondre à au moins quatre (4) fois le diamètre du trou d'ancrage et être supérieur à 1,2 m, afin de réduire les effets de l'influence collective. En outre, nous recommandons que les ancrages situés très près les uns des autres soient injectés de coulis en même temps afin de s'assurer que les fractures ou les vides sont entièrement colmatés et que le coulis liquide ne s'écoule pas d'un trou à un trou vide adjacent.

Les ancrages peuvent être de type " passif " ou " post-tensionné ", selon que l'acier d'ancrage est doté ou non d'une charge de post-tension avant sa mise en service. Pour résister aux pressions de soulèvement sismique, on peut utiliser un système d'ancrage en rocher passif. Il faut prendre note qu'un ancrage post-tensionné tolérera la charge de soulèvement avec beaucoup moins de déflexion qu'un ancrage passif.

Peu importe qu'un ancrage soit passif ou post-tensionné, nous recommandons qu'il ait une longueur scellée, ou longueur fixe, à sa base qui lui procurera sa capacité, ainsi qu'une longueur non scellée, ou longueur libre, entre la surface du roc et le début de la longueur scellée. Étant donné que la profondeur à laquelle le sommet du cône de rupture par cisaillement se produit se trouve au milieu de la longueur scellée, un ancrage entièrement scellé aurait tendance à posséder un cône beaucoup moins profond et, par conséquent, moins de résistance géotechnique, qu'un autre dont la longueur scellée est limitée à la partie inférieure de l'ancrage dans son ensemble.

Il faudrait doter les ancrages permanents d'une protection contre la corrosion. Il faut au moins que tout le trou foré soit rempli d'un coulis cimentaire. On obtient la longueur d'ancrage libre en installant un manchon en plastique qui sert à rompre l'adhérence.

Adhérence du coulis à la roche

Habituellement, la résistance à la compression non confinée du calcaire se situe entre 60 et 120 MPa, ce qui indique une résistance plus grande que celle de la plupart des coulis courants. Pour l'adhérence du coulis à la roche, on peut utiliser une valeur pondérée de résistance à la traction de **1,0 MPa** à l'état-limite ultime, valeur qui incorpore un facteur de résistance de 0,3. Nous recommandons, pour le coulis, une résistance minimum de 40 MPa.

Soulèvement du cône rocheux

Comme nous l'avons dit précédemment, la capacité géotechnique des ancrages en rocher dépend des dimensions de ceux-ci et de la configuration du système d'ancrage. Compte tenu des renseignements existants sur les sous-sols, on a attribué au substratum rocheux une valeur de 65 selon le système de classification des masses rocheuses **Rock Mass Rating (RMR)**. Des valeurs de **0,575 et de 0,00293** respectivement ont été calculées pour les paramètres de Hoek et Brown (**m et s**).

Longueurs recommandées des ancrages en rocher

On peut concevoir les longueurs des ancrages en rocher en fonction des charges exigées. Le tableau ci-dessous indique les longueurs qui ont été calculées pour certaines charges typiques. Au besoin, nous pouvons fournir des longueurs d'ancrage en rocher qui correspondent à des charges précises.

Pour nos calculs, nous avons utilisé les paramètres suivants.

| Tableau 1 - Paramètres utilisés pour l'examen des ancrages en rocher | |
|---|--------------------------------------|
| Résistance de l'adhérence du coulis à la roche - pondérée à l'état-limite ultime | 1,0 MPa |
| Résistance à la compression - coulis | 40 MPa |
| Rock Mass Rating (RMR) - calcaire de bonne qualité Paramètres de Hoek et Brown | 65 m = 0,575 et s = 0,00293 |
| Résistance à la compression non confinée - substratum de calcaire | 60 MPa |
| Poids unitaire - substratum rocheux submergé | 15 kN/m ³ |
| Angle du sommet du cône de rupture | 60° |
| Sommet du cône de rupture | milieu de la longueur d'ancrage fixe |

D'un point de vue géotechnique, la longueur d'ancrage fixe dépendra du diamètre des trous de forage. Le tableau 2 présente les longueurs d'ancrage recommandées pour des trous de 75 mm et de 125 mm de diamètre.

| Tableau 2 - Longueurs recommandées pour les ancrages en rocher - ancrage en rocher injecté de coulis | | | | |
|---|-------------------------|----------------------|-----------------|--|
| Diamètre du trou de forage (mm) | Longueurs d'ancrage (m) | | | Résistance pondérée à la traction (kN) |
| | Longueur scellée | Longueur non scellée | Longueur totale | |
| 75 | 1.2 | 0.6 | 1.8 | 250 |
| | 1.9 | 0.8 | 2.7 | 500 |
| | 3 | 1.5 | 4.5 | 1000 |
| 125 | 1.1 | 0.5 | 1.6 | 250 |
| | 1.5 | 0.7 | 2.2 | 500 |
| | 2.6 | 1 | 3.6 | 1000 |

Nous recommandons que le diamètre des trous d'ancrage forés soit de 1,5 à 2 fois plus grand que celui de l'acier d'ancrage. Nous recommandons aussi que les trous soient inspectés par du personnel géotechnique et rincés avant l'injection du coulis. Nous recommandons également l'utilisation d'un tube pour injecter le coulis dans les trous d'ancrage de bas en haut.

La capacité géotechnique de chaque ancrage en rocher devrait faire l'objet d'un essai de rupture par traction lors de la construction. Sur demande, nous pouvons fournir des renseignements supplémentaires sur cet essai. Nous recommandons la réalisation d'un essai de résistance à la compression du coulis des ancrages en rocher. Un ensemble de cubes de coulis devrait faire l'objet d'un essai chaque jour que du coulis est préparé.

Structure du revêtement

Il est prévu de rétablir le sentier existant, qui est revêtu de béton asphaltique, après la fin des travaux de réhabilitation du mur. Nous recommandons la structure de revêtement indiquée au tableau 3 pour le sentier.

| Tableau 3 - Structure de revêtement recommandée - sentier piétonnier | |
|--|--|
| Épaisseur (mm) | Description des matériaux |
| 50 | COUCHE D'USURE - béton asphaltique HL-3 ou Superpave 12.5 |
| 200 | COUCHE DE BASE - pierre concassée granulaire A selon l'OPSS |
| SOL DE FONDATION - Du sol sur place, du remblai ou des matériaux granulaires B de type II selon l'OPSS posés sur le sol sur place ou le remblai | |

Pour ce projet, on devrait utiliser un béton asphaltique d'un niveau de résistance optimale d'au moins 58-34. Si des points faibles surviennent dans le sol de fondation durant la compaction ou à cause du trafic de chantier, les zones touchées devraient être excavées et remplacées par des matériaux granulaires B de type II selon l'OPSS.

La couche de base et la couche de fondation en matériaux granulaires du revêtement devraient être posées en levées d'une épaisseur maximale de 300 mm et compactées à au moins 98 % de la densité sèche maximale des matériaux, déterminée avec l'essai standard de Proctor.

4.0 Précautions relatives à la conception et à la construction

Pentes latérales des excavations

Les pentes latérales des excavations dans les matériaux à déblayer devraient être retranchées à des pentes acceptables, depuis le début de l'excavation jusqu'au remblayage de la structure. Nous supposons qu'il y a assez d'espace pour qu'une bonne partie des excavations soit réalisée par des méthodes à ciel ouvert (p. ex., des excavations non étayées).

Jusqu'à une profondeur maximale de 3 m, les pentes latérales des excavations au-dessus du niveau de la nappe devraient être retranchées à 1,5H:1V ou moins. La pente moins prononcée est nécessaire pour l'excavation sous le niveau de la nappe. Le sol de la subsurface est considéré comme étant surtout des types 2 et 3, selon le document Occupational Health and Safety Act and Regulations for Construction Projects.

Le sol excavé ne devrait pas être empilé directement au sommet des excavations et le matériel lourd devrait être tenu éloigné des côtés des excavations.

Les pentes d'une hauteur de plus de 3 m devraient être inspectées périodiquement par l'expert-conseil en géotechnique afin de déceler celles qui présentent des signes de défaillance.

Nous recommandons l'utilisation d'un caisson de tranchée en tout temps, afin de protéger le personnel travaillant sur des côtés raides ou verticaux. On prévoit que des installations techniques seront posées par des méthodes de tranchée couverte et que les excavations ne dureront pas longtemps.

Contrôle des eaux souterraines

L'entrepreneur devrait être prêt à diriger l'eau dans une direction opposée à l'ensemble des surfaces portantes et des sols de fondation, peu importe sa source, afin d'empêcher la perturbation du milieu de fondation.

Le débit d'écoulement des eaux souterraines dans l'excavation à travers le terrain de couverture devrait être faible pour le niveau de fondation prévu. Nous prévoyons que le pompage depuis des puisards ouverts suffira à contrôler l'afflux d'eaux souterraines par les côtés des excavations.

5.0 Recommendations

Un programme de services d'essai des matériaux et d'observation est nécessaire pour que les données de conception de la fondation qui ont été fournies soient pertinentes. L'expert-conseil en géotechnique devrait s'occuper des aspects suivants du programme:

- ☐ l'observation de toutes les surfaces portantes avant la pose du béton;
- ☐ l'échantillonnage et l'essai du béton et des matériaux de remblayage utilisés;
- ☐ au besoin, l'observation périodique de l'état des pentes latérales non étayées des excavations qui sont d'une hauteur supérieure à 3 m;
- ☐ l'observation de tous les sols de fondation avant le remblayage;
- ☐ les essais de densité sur place, afin de déterminer le degré de compaction atteint.

Sur demande, un rapport confirmant que ces travaux ont été effectués d'une manière généralement conforme à nos recommandations pourrait être publié après l'achèvement d'un programme satisfaisant d'essai des matériaux et d'observation par l'expert-conseil en géotechnique.

6.0 Déclaration de limitation

Les recommandations formulées dans le présent rapport sont conformes avec notre compréhension actuelle du projet. Elles devraient être examinées lorsque les dessins et le devis du projet seront terminés.

L'étude des terrains est un échantillonnage limité d'un site. Si l'on constate des conditions différentes de celles des emplacements d'essai, nous demandons d'être avertis immédiatement pour que nous puissions réévaluer nos recommandations.

Le présent rapport ne s'applique qu'au projet décrit dans ses pages. Son utilisation à d'autres fins que celles qui sont décrites dans le document ou par une ou des personnes autres que Robertson Martin Architects ou ses agents n'est pas autorisée sans un examen par notre cabinet de l'applicabilité de nos recommandations à l'usage modifié du rapport.

Veuillez agréer, Monsieur, l'expression de nos sentiments les meilleurs.

Paterson Group Inc.



Richard Groniger, C.Tech.



David J. Gilbert, P.Eng.

Pièces jointes

- ☐ Soil Profile and Test Data sheets
- ☐ Figure 1 - Key Plan
- ☐ Dessin PG2779-1 - Plan d'emplacement des trous d'essai

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Perimeter Wall Rehabilitation - West Slope
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

DATUM Borehole ground surface elevations referenced to a geodetic datum.

FILE NO. PG2779

REMARKS

HOLE NO. **BH 1**

BORINGS BY Portable Drill

DATE October 26, 2012

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Perimeter Wall Rehabilitation - West Slope
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

DATUM Borehole ground surface elevations referenced to a geodetic datum.

FILE NO. **PG2779**

REMARKS

HOLE NO. **BH 2**

BORINGS BY Portable Drill

DATE October 26, 2012

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Perimeter Wall Rehabilitation - West Slope
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG2779

HOLE NO. **BH 3**

DATE October 26, 2012

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Parliament Hill - West Slope
Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG2143

HOLE NO. **BH 1**

DATE October 13, 2011

| SOIL DESCRIPTION | STRATA PLOT | SAMPLE | | | | DEPTH (m) | ELEV. (m) | Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone | | | | Piezometer Construction | |
|---|-------------|--------|--------|---------------|-------------------|--------------|--------------|--|----|----|----|----------------------------|--|
| | | TYPE | NUMBER | RECOVERY % | N VALUE or RQD | | | ○ Water Content % | | | | | |
| | | | | | | | | 20 | 40 | 60 | 80 | | |
| GROUND SURFACE | | | | | | | | | | | | | |
| TOPSOIL | 0.05 | | | | | 0 | 85.77 | | | | | | |
| FILL: Dark brown silty sand with gravel, cobbles and boulders | | SS | 1 | 8 | 5 | | | | | | | | |
| | | SS | 2 | 8 | 8 | 1 | 84.77 | | | | | | |
| | | SS | 3 | 0 | 50+ | | | | | | | | |
| | | SS | 4 | 33 | 10 | 2 | 83.77 | | | | | | |
| | | SS | 5 | 0 | 50+ | | | | | | | | |
| | | | | | | 3 | 82.77 | | | | | | |
| | 3.35 | | | | | | | | | | | | |
| BEDROCK: Grey limestone | | RC | 1 | 100 | 75 | | | | | | | | |
| | 3.96 | | | | | | | | | | | | |
| End of Borehole | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |

DATUM TBM - Top of catchbasin (refer to Test Hole Location Plan). Geodetic elevation = 85.50m.

REMARKS

BORINGS BY Portable Drill

DATE October 14, 2011

FILE NO. PG2143

HOLE NO. BH 2

| SOIL DESCRIPTION | STRATA PLOT | SAMPLE | | | | DEPTH (m) | ELEV. (m) | Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone | | | | Piezometer Construction |
|--|-------------|--------|--------|---------------|-------------------|--------------|--------------|--|----|----|----|----------------------------|
| | | TYPE | NUMBER | RECOVERY % | N VALUE or RQD | | | ○ Water Content % | | | | |
| | | | | | | | | 20 | 40 | 60 | 80 | |
| GROUND SURFACE | | | | | | | | | | | | |
| TOPSOIL | 0.08 | | | | | 0 | 84.22 | | | | | |
| FILL: Dark brown to black silty sand with gravel, cobbles and boulders | | SS | 1 | 100 | 6 | | | | | | | |
| | | SS | 2 | 100 | 4 | 1 | 83.22 | | | | | |
| | | SS | 3 | 4 | 3 | | | | | | | |
| | | SS | 4 | 4 | 5 | 2 | 82.22 | | | | | |
| | 2.62 | SS | 5 | 14 | 50+ | | | | | | | |
| BEDROCK: Grey limestone | | RC | 1 | 60 | 50 | 3 | 81.22 | | | | | |
| | | RC | 2 | 100 | 90 | | | | | | | |
| End of Borehole | 4.01 | | | | | 4 | 80.22 | | | | | |
| | | | | | | | | 20 | 40 | 60 | 80 | 100 |
| | | | | | | | | Shear Strength (kPa) | | | | |
| | | | | | | | | ▲ Undisturbed △ Remoulded | | | | |

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Parliament Hill - West Slope
Ottawa, Ontario**

FILE NO. **PG2143**

HOLE NO. **BH 3**

DATE October 14, 2011

| SOIL DESCRIPTION | STRATA PLOT | SAMPLE | | | | DEPTH (m) | ELEV. (m) | Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone | | | | Piezometer Construction |
|---|-------------|--------|--------|------------|----------------|-----------|-----------|--|----|----|----|-------------------------|
| | | TYPE | NUMBER | RECOVERY % | N VALUE or RQD | | | ○ Water Content % | | | | |
| | | | | | | | | 20 | 40 | 60 | 80 | |
| GROUND SURFACE | | | | | | | | | | | | |
| TOPSOIL | 0.05 | | | | | 0 | 84.91 | | | | | |
| FILL: Brown to black silty sand with gravel, cobbles and boulders | | SS | 1 | 12 | 7 | | | | | | | |
| | | RC | 2 | 14 | 7 | | | | | | | |
| | 1.14 | | | | | 1 | 83.91 | | | | | |
| BEDROCK: Grey limestone | | RC | 1 | 60 | 40 | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | |
| | 2.13 | | | | | 2 | 82.91 | | | | | |
| End of Borehole | | | | | | | | | | | | |

20406080100

Shear Strength (kPa)

▲ Undisturbed △ Remoulded

SYMBOLES ET TERMINOLOGIE

DESCRIPTION DES SOLS

Les propriétés du comportement, comme la structure et la résistance, ont préséance sur la granulométrie des particules lorsqu'on décrit les sols. Voici la terminologie qui décrit la structure des sols :

| | | |
|--------------------------|---|---|
| Desséché | - | présentant des signes visibles de météorisation par l'oxydation des minéraux argileux, des fissures de retrait, etc. |
| Fissuré | - | présentant des fissures et, donc, une structure polyédrique |
| Varvé | - | composé de couches alternantes régulières de limon et d'argile |
| Stratifié | - | composé de couches alternantes de différents types de sol, p. ex., du limon et du sable ou du limon et de l'argile |
| Bien gradué | - | possédant une gamme étendue de calibres de grain et des quantités importantes de tous les calibres intermédiaires de particules (voir « Granulométrie »). |
| À granulométrie uniforme | - | possédant surtout des grains d'un seul calibre (voir « Granulométrie »). |

Le terme normalisé pour décrire la résistance des sols pulvérulents est « densité relative ». On déduit habituellement celle-ci à partir du coefficient N obtenu lors de l'essai de pénétration normalisé, dont l'acronyme anglais est SPT. Le coefficient N du SPT correspond au nombre de coups d'un mouton de 63,5 kg tombant de 760 mm qui sont nécessaires pour enfoncer un échantillonneur à cuillère à fente d'un diamètre extérieur de 51 mm 300 mm dans le sol après une pénétration initiale de 150 mm.

| Densité relative | Coefficient N | Densité relative (%) |
|------------------|---------------|----------------------|
| Très meuble | < 4 | < 15 |
| Meuble | 4-10 | 15-35 |
| Compact | 10-30 | 35-65 |
| Dense | 30-50 | 65-85 |
| Très dense | > 50 | > 85 |

Le terme normalisé pour décrire la résistance des sols cohérents est « consistance », qui repose sur la résistance au cisaillement sans consolidation à l'état non perturbé, mesurée par des essais au scissomètre sur place ou en laboratoire, des essais au pénétromètre, des essais de compression non confinée ou, occasionnellement, des essais de pénétration normalisés.

| Consistance | Résistance au cisaillement sans consolidation (kPa) | Coefficient N |
|---------------|---|---------------|
| Très meuble | < 12 | < 2 |
| Meuble | 12-25 | 2-4 |
| Ferme | 25-50 | 4-8 |
| Glaizeux | 50-100 | 8-15 |
| Très glaiseux | 100-200 | 15-30 |
| Dur | > 200 | > 30 |

SYMBOLES ET TERMINOLOGIE (suite)

DESCRIPTION DES SOLS (suite)

On peut aussi classifier les sols cohérents en fonction de leur « sensibilité ». Il s'agit du rapport entre la résistance au cisaillement sans consolidation du sol à l'état non perturbé et la résistance au cisaillement sans consolidation à l'état remanié.

La terminologie employée pour la description des strates de sol en fonction de la texture ou de la proportion des calibres de particule présents dans le sol se trouve dans le tableau de classification texturale des sols qui se situe à la fin de la trousse de renseignements.

DESCRIPTION DES ROCHES

La description structurale de la masse du substratum rocheux repose sur la désignation de la qualité de la roche, dont l'acronyme anglais est « RQD ».

La classification RQD repose sur le pourcentage de récupération d'une carotte modifiée dans laquelle tous les morceaux de carotte saine d'une longueur supérieure à 100 mm sont comptés comme étant de la récupération. On considère que les morceaux plus petits résultent de discontinuités très proches (engendrées par le cisaillement, la fissuration, la formation de failles ou la météorisation) dans la masse rocheuse. Ils ne sont pas comptés. Idéalement, la RQD est déterminée à partir d'une carotte de calibre NXL. Cependant, on peut y faire appel pour des carottes de plus petit calibre, comme BX, si la plus grande partie des fractures causées par les pressions de forage (appelées « ruptures mécaniques ») se distinguent facilement des fractures normales sur place.

| RQD (%) | QUALITÉ DE LA ROCHE |
|---------|---|
| 90-100 | Excellente, intacte, très saine |
| 75-90 | Bonne, massive, modérément fissurée ou saine |
| 50-75 | Passable, polyédrique et veinée, fracturée |
| 25-50 | Mauvaise, fragmentée et très veinée ou polyédrique, gravement fracturée |
| 0-25 | Très mauvaise, écrasée, très gravement fracturée |

TYPES D'ÉCHANTILLONS

| | | |
|----|---|---|
| SS | - | Échantillon prélevé avec une cuillère à fente (obtenu lors de l'exécution de l'essai de pénétration normalisé [SPT]) |
| TW | - | Échantillon prélevé avec un tube à paroi mince ou tube de Shelby |
| PS | - | Échantillon prélevé avec un piston |
| AU | - | Échantillon prélevé avec une tarière ou échantillon en vrac |
| WS | - | Échantillon prélevé par lavage |
| RC | - | Carotte rocheuse (carotte de calibre AXT, BXL, etc.). On obtient les carottes rocheuses à l'aide de couronnes à diamants normalisées. |

SYMBOLES ET TERMINOLOGIE (suite)

GRANULOMÉTRIE

| | | |
|------|---|---|
| MC % | - | Teneur en humidité naturelle ou en eau de l'échantillon (%) |
| LL | - | Limite liquide (%) (teneur en eau au-dessus de laquelle le sol se comporte comme un liquide) |
| PL | - | Limite de plasticité (%) (teneur en eau au-dessus de laquelle le sol adopte un comportement plastique) |
| PI | - | Indice de plasticité (%) (différence entre la LL et la PL) |
| Dxx | - | Calibre de grain lorsque xx % du sol est constitué, selon le poids, de grains de calibres plus fins. On n'utilise pas ces descriptions de calibres de grains à un calibre inférieur à 0,075 mm |
| D10 | - | Calibre de grain lorsque 10 % du sol est constitué de grains plus fins (calibre réel du grain) |
| D60 | - | Calibre de grain lorsque 60 % du sol est constitué de grains plus fins |
| Cc | - | Coefficient de concavité = $(D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ |
| Cu | - | Coefficient d'uniformité = D_{60} / D_{10} |

Le Cc et le Cu servent à évaluer le calibre des sables et des graviers.

Cc et Cu des graviers bien calibrés : $1 < Cc < 3$ et $Cu > 4$

Cc et Cu des sables bien calibrés : $1 < Cc < 3$ et $Cu > 6$

Les sables et les graviers qui ne respectent pas les exigences ci-dessus sont mal calibrés ou calibrés uniformément.

Les coefficients Cc et Cu ne peuvent pas servir à la description des sols qui renferment plus de 10 % de limon et d'argile (plus de 10 % de grains d'un calibre plus fin que 0,075 mm ou que celui d'un tamis n° 200)

ESSAI DE CONSOLIDATION

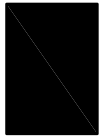
| | | |
|------------------|---|---|
| p'_o | - | Contrainte géostatique réelle à la profondeur de l'échantillon |
| p'_c | - | Contrainte de préconsolidation de (la pression antérieure maximale sur) l'échantillon |
| Ccr | - | Indice de recompression (aux pressions inférieures à p'_c) |
| Cc | - | Indice de compression (aux pressions supérieures à p'_c) |
| Indice SC | | Indice de surconsolidation = p'_c / p'_o |
| Indice des vides | | Indice des vides initial de l'échantillon = volume des vides / volume des solides |
| Wo | - | Teneur en eau initiale (au début de l'essai de consolidation) |

ESSAI DE PERMÉABILITÉ

| | | |
|---|---|---|
| k | - | Le coefficient de perméabilité ou de conductivité hydraulique est une mesure de la capacité de l'eau à couler à travers l'échantillon. La valeur k est mesurée à un poids unitaire précis pour les échantillons de sol pulvérulent (remanié), parce qu'elle varie avec le poids unitaire ou la densité de l'échantillon durant l'essai. |
|---|---|---|

SYMBOLS AND TERMS (continued)

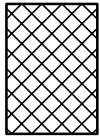
STRATA PLOT



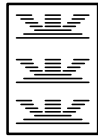
Topsoil



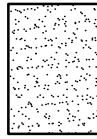
Asphalt



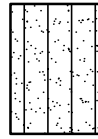
Fill



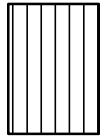
Peat



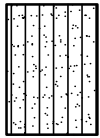
Sand



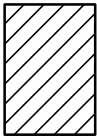
Silty Sand



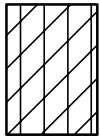
Silt



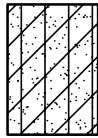
Sandy Silt



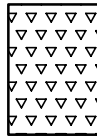
Clay



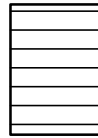
Silty Clay



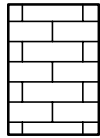
Clayey Silty Sand



Glacial Till



Shale



Bedrock

MONITORING WELL AND PIEZOMETER CONSTRUCTION

MONITORING WELL CONSTRUCTION



PIEZOMETER CONSTRUCTION



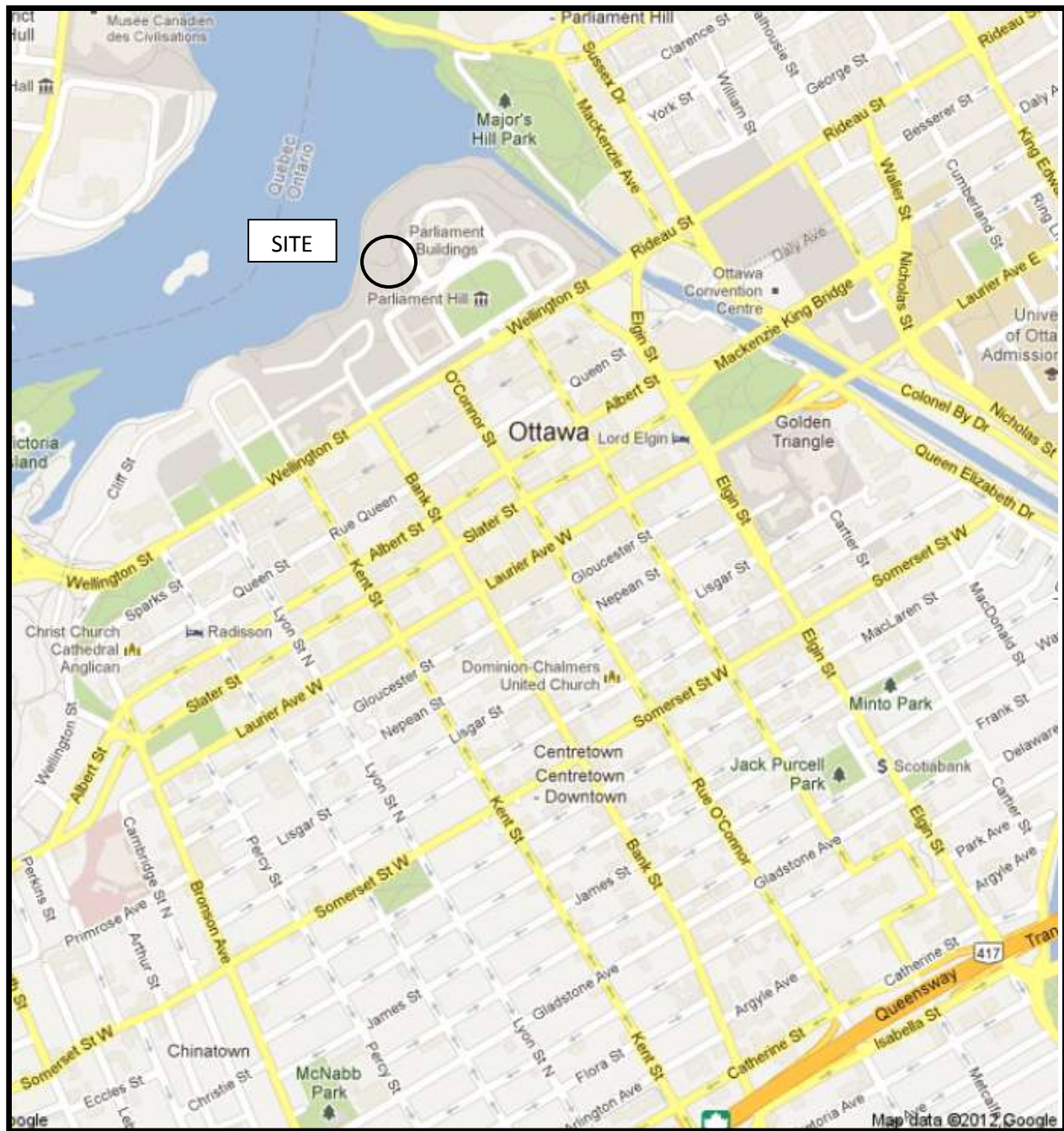


FIGURE 1
KEY PLAN

