

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE



Remplacement du pont pédestre de l'aire de
pique-nique Old Chelsea
Parc de la Gatineau
Gatineau, Québec

N/DOSSIER : D-12311D

V/PROJET : 101809

4 DÉCEMBRE 2013

Distribution : M. Lawrence Yarema, P.Eng. – CCN 1 copie PDF
M. Luc Monette, P.Eng. – HP Engineering 1 copie PDF



202-40 Elgin Street
Ottawa, Ontario, K1P 1C7

Rapport d'étude géotechnique

*Remplacement du pont pédestre de l'aire de pique-nique Old Chelsea
Parc de la Gatineau
Gatineau, Québec*

Marie-Ève Roy, ing. jr
Chargée de projets en géotechnique
N° de membre OIQ : 5016354

Michel Timmons, ing., MBA
Directeur adjoint
N° de membre OIQ : 107349

N/Dossier : D-12311D
V/Projet : 101809
Date : 4 décembre 2013

Distribution : M. Lawrence Yarema, P.Eng. – CCN 1 copie PDF
M. Luc Monette, P.Eng. – HP Engineering 1 copie PDF

TABLE DES MATIÈRES

	<u>Page</u>
1.0 INTRODUCTION.....	1
2.0 DESCRIPTION DU SITE.....	2
3.0 MÉTHODES DE RECONNAISSANCE.....	4
3.1 TRAVAUX DE CHANTIER.....	4
3.1.1 <i>Remarques générales</i>	4
3.1.2 <i>Équipements</i>	4
3.1.3 <i>Échantillonnage et essais in-situ</i>	4
3.2 LOCALISATION ET NIVELLEMENT	4
3.3 TRAVAUX DE LABORATOIRE.....	5
4.0 NATURE ET PROPRIÉTÉS DES SOLS ET DU ROC.....	6
4.1 REMARQUES GÉNÉRALES	6
4.2 ROC.....	6
5.0 EAU SOUTERRAINE.....	8
6.0 DISCUSSION ET RECOMMANDATIONS.....	9
6.1 REMARQUES GÉNÉRALES	9
6.2 CONSIDÉRATIONS SISMIQUES.....	9
6.3 PRÉPARATION DU SITE.....	9
6.4 EXCAVATIONS TEMPORAIRES	10
6.4.1 <i>Drainage</i>	10
6.4.2 <i>Stabilité des parois</i>	10
6.4.3 <i>Excavation dans le roc</i>	11
6.5 FONDATIONS	12
6.5.1 <i>Capacité portante aux états limites d'utilisation (ÉLUT)</i>	12
6.5.2 <i>Capacité portante aux états limites ultimes (ÉLUL)</i>	12
6.5.3 <i>Protection contre le gel</i>	12
6.5.4 <i>Coefficient de frottement</i>	13
6.5.5 <i>Dimensionnement des ancrages</i>	13
6.6 POUSSÉE DES TERRES	14
6.6.1 <i>Matériaux de remblai derrière les culées</i>	14
6.6.2 <i>Pression des terres</i>	14
7.0 VALIDITÉ DES RECOMMANDATIONS.....	16

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1	Portée de l'étude	1 page
ANNEXE 2	Notes explicatives et rapports de forage	4 pages
ANNEXE 3	Dimensionnement des ancrages	7 pages
ANNEXE 4	Cartes géologiques du secteur	4 pages
ANNEXE 5	Croquis de localisation des forages	1 page

Note 1 : Ce rapport contient 16 pages et 5 annexes.

Note 2 : Ce rapport ne peut être reproduit, en partie ou en entier, sans l'autorisation écrite de **Qualitas**.

1.0 INTRODUCTION

La Commission de la Capitale Nationale (CCN) a retenu les services professionnels de *Qualitas* pour effectuer une étude géotechnique en vue du remplacement du pont pédestre de l'aire de pique-nique Old Chelsea dans le parc de la Gatineau. Cette étude a été menée sous les termes de notre proposition de services 13-230A et en vertu du contrat intervenu entre *Qualitas* et la CCN.

Selon la fiche descriptive du projet, le pont de bois existant sera remplacé par un pont de métal préfabriqué possédant une travée. Ce dernier reposera sur des appuis en béton armé. Les plans de conception seront réalisés par la firme HP Engineering.

Le but de l'étude géotechnique était de déterminer la nature et les propriétés géotechniques des sols et du roc afin d'orienter, dans une perspective géotechnique, la conception des fondations du pont. Le présent rapport contient toutes les données recueillies lors des travaux de chantier. Il comprend également une description sommaire du site, la description des méthodes de reconnaissance, la description des sols et du roc ainsi que les commentaires et recommandations pour la réalisation du projet. Toute copie subséquente devra contenir tous les éléments du rapport tels que listés dans la table des matières.

Ce rapport a été préparé spécifiquement pour la CCN et ses consultants dans le cadre du projet décrit plus haut. L'entrepreneur choisi demeure responsable de la réalisation en chantier incluant l'ordonnancement des travaux et le choix de l'équipement, des accessoires et du matériel en fonction des méthodes qu'il envisage mettre en œuvre. À ce titre, *Qualitas* ne peut être tenu responsable de travaux excédentaires reliés aux conditions de sol qui n'auraient pas été prévues ou qui auraient été ignorées par l'entrepreneur.

Toute modification au projet devra nous être soumise pour une évaluation de la pertinence des travaux de reconnaissance et des recommandations. Il est entendu que l'utilisation de ce rapport est soumise à la portée de l'étude énoncée à l'annexe 1. Il y est notamment mentionné que cette étude ne peut être substituée à une caractérisation environnementale du site.

2.0 DESCRIPTION DU SITE

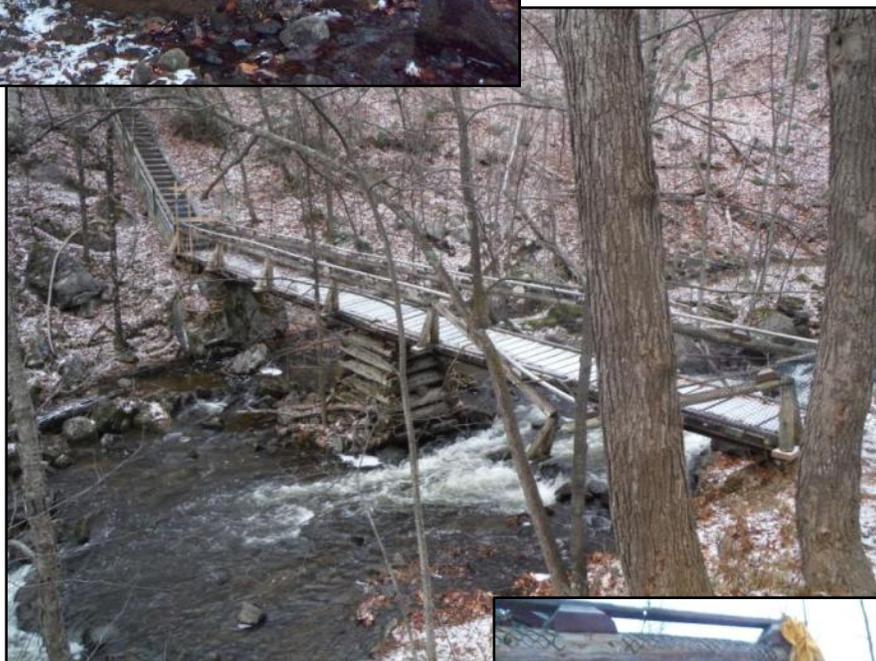
Le nouveau pont remplacera le pont de bois traversant le ruisseau Chelsea près de l'aire de pique-nique Old Chelsea du parc de la Gatineau. Les cartes géologiques récentes du secteur, présentées à l'annexe 4, montrent la présence d'un dépôt fluvioglaciaire reposant à l'interface d'une roche métamorphique d'origine granitique et d'une roche carbonatée de type marbre. De plus, la carte géologique détaillée du parc de la Gatineau publiée en 1970 par la Commission Géologique du Canada montre la présence probable d'une faille dans l'axe du ruisseau actuel. Plusieurs blocs et affleurements rocheux sont observables le long des parois et le fond de la ravine creusée par le ruisseau Chelsea.

Les figures 1 et 2 présentent une vue générale du site à l'étude, ainsi qu'une vue du pont existant et ses appuis.

FIGURE 1
Vue aérienne du site à l'étude



FIGURE 2
Vue du pont existant et ses appuis



3.0 MÉTHODES DE RECONNAISSANCE

3.1 Travaux de chantier

3.1.1 Remarques générales

En raison de l'accessibilité très limitée, un équipement manuel portatif de forage, tel qu'illustré à la figure 3, a été utilisé pour les travaux de chantier. Les forages ont été réalisés du 26 au 28 novembre 2013.

La nomenclature utilisée pour les forages est la suivante : F-13-01 où « F » pour forage, « 13 » pour l'année, « 01 » pour le numéro du forage. Les forages ont été réalisés sous la surveillance constante d'un membre du personnel technique de *Qualitas*.

FIGURE 3
Foreuse portative



3.1.2 Équipements

Deux (2) forages, identifiés F-13-01 et F-13-02, ont été effectués à l'aide d'une foreuse portative. Les forages ont été avancés par rotation d'un carottier diamanté. Ces forages ont été effectués respectivement aux appuis nord-est et sud-ouest du pont existant.

3.1.3 Échantillonnage et essais in-situ

Au droit de chacun des forages, le roc a été échantillonné à l'aide d'un carottier diamanté à paroi double de calibre NQ permettant de déterminer l'indice de qualité du roc « RQD » sur des carottes de 48 mm de diamètre, selon les exigences de la norme ASTM D6032-08.

3.2 Localisation et nivellement

La position des forages a été déterminée en fonction de l'accessibilité et de la présence d'une surface plane pour travailler. Par la suite, les forages ont été implantés et relevés par *Qualitas* à l'aide d'un GPS, modèle SXBlue II, dont la précision est de $\pm 0,6$ m. Les niveaux mentionnés

dans ce rapport sont géodésiques et ces derniers ont été estimés selon le relevé topographique fourni par la CCN. La position des forages est illustrée sur le croquis de localisation à l'annexe 5.

3.3 Travaux de laboratoire

Tous les échantillons prélevés sur le chantier ont été apportés à notre laboratoire aux fins d'identification et de classification. Ils ont tous été soumis à une inspection visuelle par un ingénieur en géotechnique.

Un (1) essai en compression simple avec la préparation des extrémités d'une carotte de roc par sciage et meulage, selon les normes ASTM D7012-10 et ASTM D4543-08, a été effectué sur un échantillon de roc prélevé au forage F-13-02. La résistance en compression du roc est présentée sur les rapports de forage à l'annexe 2.

Les échantillons seront conservés pour une période de six (6) mois à compter de la date d'émission de ce rapport. Après cette date, nous en disposerons à moins d'avis contraire de votre part.

4.0 NATURE ET PROPRIÉTÉS DES SOLS ET DU ROC

4.1 Remarques générales

La description des sols et du roc est basée sur les pratiques courantes en géotechnique mentionnées dans la dernière édition du *Manuel canadien d'ingénierie des fondations*. La classification des sols se réfère au système unifié de classification des sols (USCS) ainsi qu'à la norme MTQ 1101, *Classification des sols du Tome VII – Matériaux*. Les termes utilisés pour décrire les sols et le roc ainsi que les notes explicatives des rapports de forage sont présentés au début de l'annexe 2.

La stratigraphie typique des sols en place se caractérise par un roc près de la surface avec la présence de plusieurs blocs. Les forages ont montré que l'épaisseur des dépôts meubles est généralement inférieure à 1 m.

Une description sommaire des sols et du roc rencontrés dans les forages est présentée dans les paragraphes qui suivent. Une description détaillée du sous-sol est présentée sur les rapports de forage à l'annexe 2.

4.2 Roc

Sous les dépôts meubles et les blocs de surface, le roc a été observé au droit des forages F-13-01 et F-13-02. Par la suite, le roc a été carotté sur une longueur de l'ordre de 2 m. Sur la base de l'indice de la qualité du roc (RQD), le roc est généralement de qualité mauvaise à l'emplacement du forage F-13-01 et d'excellente qualité au droit du forage F-13-02. Le RQD est une mesure indirecte du nombre de fractures et de l'ampleur de l'altération dans un massif rocheux permettant ainsi de faire la classification de celui-ci.

Le roc échantillonné au forage F-13-01, localisé à l'appui nord-est du pont existant, montre la présence d'une veine de quartz suivie par une roche intrusive verdâtre, tel qu'illustré à la figure 4. L'épaisseur des dépôts meubles au droit de ce forage est de l'ordre de 0,6 m. Tel que mentionné précédemment, la carte géologique de 1970 montre la présence d'une faille dans ce secteur. Malgré un taux de récupération faible du roc, les opérations de forages n'ont pas indiqué la présence de vides ou d'interstices de sable lors de la descente des tiges. Il est de notre opinion que nous sommes en présence de roc avec une faible probabilité que le roc

échantillonné soit un ou des gros blocs. De plus, il est important de mentionner qu'en raison de l'utilisation d'un équipement de forage portatif, la mauvaise qualité du roc doit être interprétée avec discernement. Par conséquent, la qualité de la roche intacte en place peut s'avérer supérieure.

Dans le cas du forage F-13-02 situé à l'appui sud-ouest du pont existant, un marbre blanc a été observé à une profondeur de 2 m par rapport au-dessus du tablier du pont. Cette profondeur correspond à un recouvrement de dépôts meubles et/ou de blocs de l'ordre de 0,8 m. Ce marbre est bien identifié sur les cartes géologiques récentes et la carte détaillée de 1970. La figure 5 ci-dessous montre le marbre observé au droit du forage F-13-02.

FIGURE 4
Roc observé au forage F-13-01

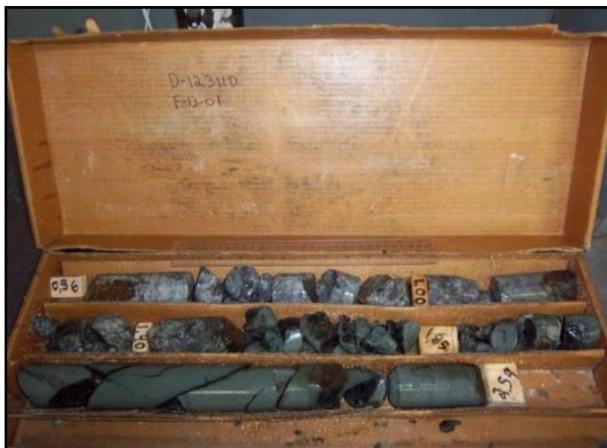


FIGURE 5
Roc observé au forage F-13-02



5.0 EAU SOUTERRAINE

Le niveau de la nappe phréatique au droit des forages devrait sensiblement être similaire à celui du ruisseau à proximité. Il est bon de souligner que le niveau de la nappe phréatique peut varier d'une façon significative avec les saisons ou suite à des précipitations intenses ou de la fonte des neiges.

6.0 DISCUSSION ET RECOMMANDATIONS

6.1 Remarques générales

Selon l'information disponible à ce jour, le nouveau pont sera mis en place à l'automne 2014, à l'emplacement de l'existant. Le démantèlement de ce dernier est prévu en décembre 2013. Le pont projeté, en acier préfabriqué, reposera sur des appuis en béton armé et sera légèrement plus long que le pont existant. Finalement, le nouveau pont possédera une seule travée. En date de ce rapport, les charges induites aux sols par les fondations du nouveau pont n'étaient pas disponibles.

Il est important de mentionner qu'en raison de l'accessibilité limitée et de l'utilisation d'un équipement portatif de forage, les recommandations dans ce rapport ont été formulées de façon conservatrice. Ces recommandations sont donc applicables pour des appuis reposant sur un roc et/ou un sol très dense avec la présence de cailloux et de blocs.

Le concepteur devra suivre la dernière édition de la norme CAN/CSA-S6-06 « *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* » de l'Association canadienne de normalisation (CSA) pour la conception du pont. Tous les matériaux granulaires requis lors de la réalisation du projet devront être conformes à la dernière édition de la norme NQ 2560-114, *Travaux de génie civil – Granulats*.

Il est bon de noter qu'étant donné la nature ponctuelle des observations qui sont faites lors d'une étude géotechnique, les travaux de construction devront être suivis de près par une personne compétente. Il est recommandé qu'un contrôle qualitatif soit implanté lors des travaux de chantier.

6.2 Considérations sismiques

Règle générale, l'analyse sismique ne s'impose pas dans le cas d'un pont possédant une seule travée. Le site peut être classé de type « I » avec une valeur S de 1,0.

6.3 Préparation du site

La topographie du site montre que l'appui sud-ouest du pont projeté reposera sur une pente relativement abrupte. Cette pente laisse présager que le roc sous-jacent peut posséder

également une pente abrupte. Pour empêcher la fondation de glisser vers le bas de la pente, il est recommandé de prévoir soit une excavation en forme d'escalier ou soit d'ancrer la culée au roc.

6.4 Excavations temporaires

Le choix de la solution pour des excavations temporaires relève de l'entrepreneur. Il est prévu que des excavations de faibles profondeurs seront nécessaires pour exposer le roc et mettre en place les fondations des culées. Il sera nécessaire de garder les excavations asséchées pour la mise en place des fondations.

Toutes les excavations requises devront être conformes aux normes de sécurité établies par la Commission de la santé et sécurité au travail (CSST) et à toutes autres réglementations en vigueur dans la région.

6.4.1 Drainage

Selon le niveau projeté des fondations et le niveau du ruisseau Chelsea en date des travaux de construction, il est possible que les excavations soient faites sous le niveau de l'eau souterraine. L'entrepreneur devra prendre les mesures appropriées à partir des observations faites au moment des excavations. Des pompes devront être prévues pour évacuer l'eau qui s'accumulerait éventuellement à l'intérieur des zones asséchées.

Il est de la responsabilité de l'entrepreneur de présenter des dessins d'atelier montrant tous les éléments du système d'excavation et du contrôle de l'eau. Avant le début des travaux, l'entrepreneur devra présenter, en plus des dessins d'atelier, un document décrivant la méthode qu'il entend appliquer. Les documents et les dessins doivent être préparés et scellés par un ingénieur compétent dans le domaine.

6.4.2 Stabilité des parois

Les inclinaisons des parois des excavations pour la mise en place des fondations des culées sont fonction du type de sol rencontré. Ces inclinaisons concernent la stabilité à court terme (excavations temporaires). Les parois des excavations, pour la mise en place des fondations dans

un sol granulaire très dense, devront avoir des pentes d'une (1) unité verticale par unité horizontale (1V :1H) au-dessus de la nappe d'eau. Pour les excavations dans le roc, des parois presque verticales seront acceptables. Cependant ces dernières devront être protégées ou profilées de façon à prévenir la chute de blocs en présence de roc très facturé.

Au-dessous de la nappe d'eau, les talus des excavations devront avoir une pente plus douce pour assurer la stabilité à court terme des excavations. Il est important de mentionner que les pentes données ci-dessus devront être ajustées en fonction des considérations locales de la nappe d'eau et de tout signe d'instabilité qui pourrait être décelé au cours des travaux d'excavation. Par conséquent, il est possible que les angles des pentes d'excavation recommandés doivent être adoucis suite à l'apparition de fissures près des crêtes d'excavation. Les parois devront être inspectées régulièrement afin de déceler tout élément susceptible de s'en détacher. Ceci est important principalement en raison de la présence de blocs dans le secteur à l'étude.

Tout matériau excavé devra être empilé de façon à ne pas entraîner l'instabilité des parois des excavations. Il est donc important de s'assurer de garder une distance au moins égale à la profondeur de l'excavation entre le sommet du talus et la base des tas de matériaux déposés au chantier. Cette distance est également applicable pour le passage de machinerie lourde près des excavations. Cette condition doit être respectée en tout temps à moins que des études particulières ne soient effectuées pour chaque cas.

Les pentes indiquées précédemment sont destinées uniquement au concepteur pour permettre les calculs de volume à des fins d'estimation des coûts de construction. Aux fins de construction, comme il s'agit de pentes temporaires, l'entrepreneur est responsable de leur stabilité ainsi que de la sécurité des travailleurs et de l'ouvrage à construire.

6.4.3 Excavation dans le roc

Il est possible que le niveau projeté des culées requière l'excavation du roc. Tout roc peut être excavé avec un marteau-piqueur ou par dynamitage. La méthode choisie devient fonction de l'analyse des coûts versus le volume moyen excavé par jour et des contraintes externes à respecter (vibrations, structures à proximité, équipements disponibles, etc.).

Le roc dans le secteur à l'étude est de nature métamorphique. Ce type de roc a habituellement une résistance élevée et il est possible que l'utilisation d'un marteau pneumatique pour procéder à l'excavation ne soit pas suffisante.

6.5 Fondations

6.5.1 Capacité portante aux états limites d'utilisation (ÉLUT)

En raison de la faible profondeur du roc, les fondations des culées reposeront directement sur le roc. Toutes fondations devront être conçues de manière à ne pas dépasser les contraintes permises dans le roc.

La valeur de la capacité portante aux états limites d'utilisation (ÉLUT) recommandée pour la conception des fondations placées directement sur le roc bien nettoyé est de **500 kPa**. Cette valeur assure que les tassements seront inférieurs à 12 mm sous une telle pression.

6.5.2 Capacité portante aux états limites ultimes (ÉLUL)

La capacité portante aux états limites ultimes (ÉLUL) dans le roc est équivalente à la capacité portante ultime (q_u). Il est généralement reconnu que cette valeur est au moins égale à trois (3) fois la capacité portante admissible (q_a). Ainsi, en fonction de ce qui a été présenté au point précédent, la capacité portante recommandée aux états ultimes (ÉLUL) est alors **1 MPa**.

Un coefficient de tenue de 0,5 doit être appliqué à la valeur de la capacité aux états limites ultimes (ÉLUL) pour obtenir la résistance géotechnique pondérée.

6.5.3 Protection contre le gel

Toutes les fondations exposées à l'action du gel devront avoir une couverture de sol d'une épaisseur minimale de 1,8 m afin de les protéger contre ses effets dommageables. Des matériaux isolants comme du polystyrène extrudé (*Styrofoam*) peuvent être utilisés afin de diminuer l'épaisseur de la protection nécessaire contre le gel. Aux fins de conception, une valeur de l'indice de gel rigoureux de 1 500 °C•jours pourra être utilisée.

Si la construction est effectuée en période de gel, des précautions devront être prises afin de protéger les fondations, les excavations ou tous éléments sensibles au gel. Il est important de préciser que la charge morte appliquée sur du polystyrène ne doit pas dépasser 50 % de sa résistance en compression afin de ne pas provoquer le phénomène de fluage.

6.5.4 Coefficient de frottement

Pour vérifier la résistance latérale des fondations reposant directement sur le roc, le concepteur pourra utiliser dans ses calculs un coefficient de frottement de 0,7 au contact béton-roc.

6.5.5 Dimensionnement des ancrages

En raison de l'inclinaison probable du roc du côté de l'appui sud-ouest, il est possible que le concepteur décide d'ancrer cette culée. Pour le dimensionnement des ancrages au roc, les paramètres géotechniques à utiliser sont présentés dans le tableau 1. Le concepteur pourra se référer à la méthode de dimensionnement présentée à l'annexe 3.

Pour déterminer le dimensionnement et le choix des ancrages, il est recommandé de tenir compte des quatre (4) modes de rupture suivants :

- Rupture de la tige d'acier;
- Rupture de l'adhérence tige d'acier-coulis;
- Rupture de l'adhérence roc-coulis;
- Rupture de la masse rocheuse.

Pour le cas d'une charge transitoire et d'une charge permanente, il est possible d'utiliser un coefficient de tenue de 0,4 pour le dimensionnement de la rupture du cône de roc.

TABLEAU 1
Paramètres géotechniques pour le calcul des ancrages

Mode de rupture	Paramètres		
	Symbole	Description	Valeur
Rupture tige d'acier	σ_y	Contrainte admissible en tension de l'acier	Voir fabricant
Rupture tige d'acier-coulis	f'_c	Résistance en compression simple du coulis	30 MPa (spécifiée)
Rupture roc-coulis	f'_c	Résistance en compression simple du coulis	30 MPa (spécifiée)
	q_u	Résistance en compression simple du roc	>30 MPa (mesurée)
	L_{s2}	Longueur minimale de scellement compte tenu de la qualité du roc (m)	30 fois le diamètre du trou dans le roc *
Rupture de la masse rocheuse	β	Demi-angle au sommet du cône de roc	45°
	γ	Poids volumique total du roc	26 kN/m ³
	γ'	Poids volumique déjaugé du roc	16 kN/m ³

* La longueur de scellement ne doit pas être inférieure à 3 m.

6.6 Poussée des terres

6.6.1 Matériaux de remblai derrière les culées

En conformité avec le *Cahier des charges et devis généraux (CCDG)*, les matériaux de remblai doivent consister en un sol granulaire mis en place par couche de 300 mm d'épaisseur maximum densifié au moins à 90 % de la masse volumique maximale du matériau granulaire, telle que déterminée à l'essai Proctor modifié. Les matériaux des derniers 150 mm sous la ligne d'infrastructure doivent être densifiés au moins à 95 % de cette valeur de référence.

6.6.2 Pression des terres

Les culées seront soumises à des pressions horizontales engendrées par le sol en place derrière ces dernières. Afin d'évaluer les poussées horizontales du sol, il est recommandé d'utiliser une distribution triangulaire des contraintes. Les charges attribuables aux poussées des terres doivent être déterminées en tenant compte des paramètres au tableau 2. À l'intérieur de ce tableau, le

coefficient de butée a été réduit par un facteur de 0,5 pour tenir compte à la fois de l'effet du gel et du déplacement nécessaire pour mobiliser la résistance passive.

TABLEAU 2
Paramètres géotechniques pour la poussée des terres

Paramètre	Valeur à utiliser
Poids volumique humide du remblai (γ)	22 kN/m ³
Angle de frottement interne effectif (ϕ')	33°
Coefficient de poussée active (K_a)	0,29
Coefficient de butée (K_p)	1,70

Le dimensionnement des éléments structuraux des culées doit tenir compte des effets des pressions de compactage. En effet, le compactage du remblai derrière les culées tend à augmenter la pression horizontale. L'utilisation d'équipement léger est donc recommandée pour la compaction directement à l'arrière des culées. À cet effet, le CCDG recommande que dans la zone adjacente à la paroi des culées, sur 1,5 m de largeur, le compactage doit être fait avec des compacteurs dynamiques, de plaques vibrantes ou des rouleaux vibrants dont la masse par mètre de rouleau est inférieure à 800 kg (8 kN). La poussée horizontale engendrée par un tel compactage est pratiquement négligeable.

7.0 VALIDITÉ DES RECOMMANDATIONS

Les recommandations contenues dans ce rapport ont été élaborées en supposant que le profil et les propriétés des sols et du roc rencontrés dans les forages sont représentatifs des conditions qui prévalent sur tout le site. Il convient également de souligner que les recommandations sont émises en fonction des informations et des hypothèses en ce qui a trait aux travaux projetés et qui étaient connues par *Qualitas* au moment de la rédaction de ce rapport. Nous devons être informés de toute modification du projet ou advenant que des conditions de terrain différentes soient rencontrées au cours des travaux afin que des révisions, modifications ou confirmations des présentes recommandations soient émises.

Qualitas dénie toute responsabilité, envers toute personne physique ou morale, à l'exception de la CCN, le gestionnaire de projet, pour tout dommage, perte, dépense, amende ou pénalité qui peut survenir ou résulter de l'utilisation des informations ou des recommandations contenues dans ce rapport. Toute utilisation de ce rapport faite par un tiers, ou toute dépendance ou décision basée sur le contenu de ce rapport est l'entière et unique responsabilité de ce tiers.

Par ailleurs, soulignons que *Qualitas* offre tous les services de géotechnique, de contrôle et d'essai sur les matériaux qui seront requis lors de la réalisation de ce projet.

La rédaction de ce rapport a été effectuée par Michel Timmons, ing., MBA avec la collaboration de Marie-Ève Roy, ing. jr.

Nous espérons le tout à votre entière satisfaction et demeurons disponibles pour tout renseignement supplémentaire.

ANNEXE 1
PORTÉE DE L'ÉTUDE
(1 page)

1. UTILISATION DU RAPPORT

a) **Modification au projet** : Les données factuelles, les interprétations et les recommandations contenues dans ce rapport ont trait au projet spécifique tel que décrit dans le rapport et ne s'appliquent à aucun autre projet ni autre site. Si le projet est modifié du point de vue conception, dimensionnement, emplacement ou niveau, Qualitas devra être consulté de façon à confirmer que les recommandations déjà données sont encore valides et applicables.

b) **Nombre de sondages** : Les recommandations données dans ce rapport n'ont pour but que de servir de guide à l'ingénieur en conception. Le nombre de sondages pour déterminer toutes les conditions souterraines qui peuvent influencer les travaux de construction (coûts, techniques, matériels, échancier), devrait normalement être plus élevé que celui pour les besoins du dimensionnement. Les entrepreneurs qui soumissionnent, ou qui sous-traitent le travail, devraient compter sur leurs propres études ainsi que sur leurs propres interprétations des résultats factuels des sondages pour apprécier de quelle façon les conditions souterraines peuvent affecter leur travail.

2. RAPPORTS DE SONDRAGE ET INTERPRÉTRATION DES CONDITIONS SOUTERRAINES

a) **Description des sols et du roc** : Les descriptions des sols et du roc données dans ce rapport proviennent de méthodes de classification et d'identification communément acceptées et utilisées dans la pratique du domaine professionnel de la géotechnique. La classification et l'identification du sol et du roc font souvent appel à un jugement. Qualitas ne garantit pas que les descriptions soient identiques en tout point à celles faites par un autre géotechnicien possédant les mêmes connaissances des règles de l'art en géotechnique, mais assure une exactitude seulement à ce qui est communément utilisé dans la pratique géotechnique.

b) **Conditions des sols et du roc à l'emplacement des sondages** : Les rapports de sondage ne fournissent que des conditions du sous-sol à l'emplacement des sondages seulement. Les limites entre les différentes couches sur les rapports de sondage sont souvent approximatives, correspondant plutôt à des zones de transition, et ont donc fait l'objet d'une interprétation. La précision avec laquelle les conditions souterraines sont indiquées dépend de la méthode de sondage, de la fréquence et de la méthode d'échantillonnage ainsi que de l'uniformité du terrain rencontré. L'espacement entre les sondages, la fréquence d'échantillonnage et le type de sondage sont également le reflet de considérations budgétaires et de délais d'exécution qui sont hors du contrôle de Qualitas.

c) **Conditions des sols et du roc entre les sondages** : Les formations de sol et de roc sont variables sur une plus ou moins grande étendue. Les conditions souterraines entre les sondages sont interpolées et peuvent varier de façon significative des conditions rencontrées à l'endroit des sondages. Qualitas ne peut en effet garantir les résultats qu'à l'endroit des sondages effectués. Toute interprétation des conditions présentées entre les sondages comporte des risques. Ces interprétations peuvent conduire à la découverte de conditions différentes de celles qui étaient prévues. Qualitas ne peut être tenu responsable de la découverte de conditions de sol ou de roc différentes de celles décrites ailleurs qu'à l'endroit des sondages effectués.

d) **Niveaux de l'eau souterraine** : Les niveaux de l'eau souterraine donnés dans ce rapport correspondent seulement à ceux observés à l'endroit et à la date indiqués dans le rapport. Ces conditions peuvent varier de façon saisonnière ou suite à des travaux de construction sur le site ou sur des sites adjacents. Ces variations sont hors du contrôle de Qualitas.

3. SUIVI DE L'ÉTUDE ET DES TRAVAUX

a) **Vérification en phase finale** : Tous les détails de conception et de construction ne sont usuellement pas connus au moment de l'émission du rapport. Il est donc recommandé que les services de Qualitas soient retenus pour apporter toute la lumière sur les conséquences que pourraient avoir les travaux de construction sur l'ouvrage final.

b) **Inspection durant la réalisation** : Il est recommandé que les services de Qualitas soient retenus pendant la construction, pour vérifier et confirmer d'une part que les conditions souterraines sur toute l'étendue du site ne diffèrent pas de celles données dans le rapport et d'autre part, que les travaux de construction n'auront pas un effet défavorable sur les conditions du site.

4. **CHANGEMENT DES CONDITIONS** : Les conditions de sol décrites dans ce rapport sont celles observées au moment de l'étude. À moins d'indication contraire, ces conditions forment la base des recommandations du rapport. Les conditions de sol peuvent être modifiées de façon significative par les travaux de construction (circulation, excavation, etc.) sur le site ou sur les sites adjacents. Une excavation peut exposer les sols à des changements dus à l'humidité, au séchage ou au gel. Sauf indication contraire, le sol doit être protégé de ces changements ou remaniements pendant la construction.

Lorsque les conditions rencontrées sur le site diffèrent de façon significative de celles prévues dans ce rapport, soit en raison de la nature hétérogène du sous-sol ou encore de travaux de construction, il est du ressort du client et de l'utilisateur de ce rapport de prévenir Qualitas des changements et de fournir à Qualitas l'opportunité de réviser les recommandations de ce rapport. Reconnaître un changement des conditions souterraines demande une certaine expérience. Il est donc recommandé qu'un ingénieur géotechnicien expérimenté soit dépêché sur le site afin de vérifier si les conditions ont changé de façon significative.

5. **DRAINAGE** : Le drainage de l'eau souterraine est souvent requis aussi bien pour des installations temporaires que permanentes du projet. Une conception ou exécution impropre du drainage peut avoir de sérieuses conséquences. Qualitas ne peuvent en aucun cas prendre la responsabilité des effets du drainage à moins que Qualitas ne soient spécifiquement impliqués dans la conception détaillée et le suivi des travaux de construction du système de drainage.

6. **CONDITIONS ENVIRONNEMENTALES** : Dans certains cas, les terrains sur lesquels Qualitas effectue des reconnaissances peuvent avoir subi des déversements de contaminants ou encore la nappe phréatique peut contenir des polluants provenant d'un site à l'extérieur des terrains à étudier. De telles conditions requièrent une caractérisation environnementale complète qui n'est pas l'objet de ce rapport. La présente étude ou expertise ne peut donc être substituée à une caractérisation environnementale du site. Il est bon de noter que les lois et règlements relatifs à l'environnement peuvent avoir des effets importants sur la viabilité, l'orientation et les coûts d'un projet. Ces lois et règlements sont susceptibles d'amendement et devront être vérifiés et pris au moment de la conception et la préparation du projet.

ANNEXE 2
NOTES EXPLICATIVES ET RAPPORTS DE FORAGE
(4 pages)

Un rapport de sondage permet de résumer la stratigraphie des sols et du roc, leurs propriétés ainsi que les conditions d'eau souterraine. Cette note a pour but d'expliquer la terminologie, les symboles et abréviations utilisés.

COUPE STRATIGRAPHIQUE

1. PROFONDEUR – NIVEAU

La profondeur et le niveau des différents contacts stratigraphiques sont donnés par rapport à la surface du terrain à l'endroit des sondages au moment de leur exécution. Les niveaux sont indiqués en fonction d'un système indiqué dans l'entête du rapport de sondage.

2. DESCRIPTION DES SOLS

Les sols sont décrits selon leur nature et leurs propriétés géotechniques.

Les dimensions des particules constituant un sol sont les suivantes :

<u>NOM</u>	<u>DIMENSION (mm)</u>	
Argile	<	0,002
Silt	0,002	- 0,08
Sable	0,08	- 5
Gravier	5	- 80
Caillou	80	- 300
Bloc	>	300

La proportion des divers éléments de sol, définis selon la dimension des particules, est donnée d'après la terminologie descriptive suivante :

<u>TERMINOLOGIE DESCRIPTIVE</u>	<u>PROPORTION DE PARTICULES (%)</u>	
Traces	1	- 10
Un peu	10	- 20
Adjectif (ex. : sableux, silteux)	20	- 35
Et (ex. : sable et gravier)	>	35

2.1 COMPACTITÉ DES SOLS PULVÉRULENTS

La compacité des sols pulvérulents est évaluée à l'aide de l'indice de pénétration « N » obtenu par l'essai de pénétration standard :

<u>COMPACTITÉ</u>	<u>INDICE DE PÉNÉTRATION « N » (coups / 300 mm)</u>	
Très lâche	<	4
Lâche	4	- 10
Compacte ou moyenne	10	- 30
Dense	30	- 50
Très dense	>	50

2.2 CONSISTANCE, PLASTICITÉ ET SENSIBILITÉ DES SOLS COHÉRENTS

La consistance des sols cohérents est évaluée à partir de la résistance au cisaillement. La résistance au cisaillement non drainé de l'argile intacte (c_u) et de l'argile remaniée (c_r) est mesurée en chantier ou en laboratoire.

CONSISTANCE

	<u>RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT, c_u (kPa)</u>	
Très molle	<	12
Molle	12	- 25
Ferme	25	- 50
Raide	50	- 100
Très raide	100	- 200
Dure	>	200

PLASTICITÉ

	<u>LIMITE DE LIQUIDITÉ, w_L</u>	
Faible	<	30
Moyenne	30	- 50
Élevée	>	50

SENSIBILITÉ

	<u>c_u INTACTE/REMANIÉE</u>	
Faible	<	2
Moyenne	2	- 4
Forte	4	- 8
Très forte	8	- 16
Argile sensible	16	>

3. DESCRIPTION DU ROC

Le roc est décrit en fonction de sa nature géologique, de ses caractéristiques structurales et de ses propriétés mécaniques.

L'indice de qualité du roc (RQD) est obtenu par la sommation des longueurs de carotte égales ou supérieures à 100 mm par rapport à la course du carottier de calibre NX ou NQ dans le roc. Le résultat s'exprime en pourcentage :

CLASSIFICATION

	<u>INDICE DE QUALITÉ RQD (%)</u>	
Très mauvaise qualité	<	25
Mauvaise qualité	25	- 50
Qualité moyenne	50	- 75
Bonne qualité	75	- 90
Excellente qualité	90	- 100

JOINTS

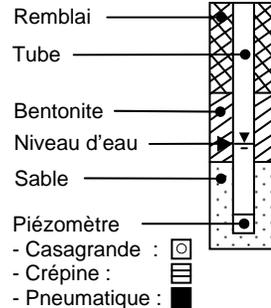
	<u>ESPACEMENT MOYEN (mm)</u>	
Très rapprochés	0	- 60
Rapprochés	60	- 200
Moyennement espacés	200	- 600
Espacés	600	- 2000
Très espacés	>	2000

RÉSISTANCE

	<u>RÉSISTANCE À LA COMPRESSION SIMPLE, q_u (MPa)</u>	
Extrêmement faible	<	1
Très faible	1	- 5
Faible	5	- 25
Moyennement forte	25	- 50
Forte	50	- 100
Très forte	100	- 250
Extrêmement forte	>	250

NIVEAU D'EAU

La colonne « Niveau d'eau » indique le niveau de l'eau souterraine mesuré dans un tube d'observation, un piézomètre, un puits d'observation ou directement dans un sondage. La date du relevé est également indiquée dans cette colonne. Le croquis ci-contre illustre les différents symboles utilisés.


ABRÉVIATIONS

A	Absorption, L/min-m (essai d'eau sous pression)
AC	Analyses chimiques
C	Essai de consolidation
C _c	Coefficient de courbure
C _u	Coefficient d'uniformité
c _u	Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au scissomètre de chantier, kPa
c _r	Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au scissomètre de chantier, kPa
c _{us}	Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au cône suédois, kPa
c _{rs}	Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au cône suédois, kPa
c _{up}	Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au scissomètre portatif, kPa
c _{rp}	Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au scissomètre portatif, kPa
D _r	Densité relative des particules solides
E _M	Module pressiométrique, kPa ou MPa
G	Analyse granulométrique par tamisage et lavage
I _L	Indice de liquidité
I _p	Indice de plasticité, %
k _c	Coefficient de perméabilité (conductivité hydraulique) mesuré en chantier, m/s
k _L	Coefficient de perméabilité (conductivité hydraulique) mesuré en laboratoire, m/s
N _{dc}	Indice de pénétration (essai de pénétration dynamique au cône, DCPT)
N	Indice de pénétration (essai de pénétration standard, SPT)
P ₈₀	Analyse granulométrique par lavage au tamis 80 µm
P _L	Pression limite de l'essai pressiométrique, kPa
P _r	Essai Proctor
PV	Poids volumique, kN/m ³
PV'	Poids volumique déjaugé, kN/m ³
q _c	Résistance de pointe, kPa (essai de pénétration statique portatif au cône, CPT)
q _u	Résistance à la compression simple de la roche, MPa
S	Analyse granulométrique par sédimentométrie
S _i	Sensibilité (c _u /c _r)
w	Teneur en eau, %
w _L	Limite de liquidité, %
w _p	Limite de plasticité, %

ÉCHANTILLONS
1. TYPE ET NUMÉRO

La colonne « Type et numéro » correspond à la numérotation de l'échantillon. Il comprend deux lettres identifiant le type d'échantillonnage, suivi d'un chiffre séquentiel. Les types d'échantillonnage sont les suivants :

CF : Carottier fendu	EL : Lavage
CG : Carottier grand diamètre	ET : Tarière
TM : Tube à paroi mince	VR : Vrac (puits)
CR : Carottier diamanté	

2. ÉTAT

La profondeur, la longueur et l'état de chaque échantillon sont indiqués dans cette colonne. Les symboles suivants illustrent l'état de l'échantillon :


3. RÉCUPÉRATION

La récupération de l'échantillon correspond à la longueur récupérée de l'échantillon par rapport à la longueur de l'enfoncement de l'échantillonneur, exprimée en pourcentage.

ESSAIS IN SITU ET EN LABORATOIRE

Les résultats des essais effectués en chantier et en laboratoire sont indiqués dans les colonnes « Essais in situ et en laboratoire » à la profondeur correspondante.

La liste d'abréviations suivante sert à identifier ces essais.

CLIENT : Commission de la Capitale Nationale
PROJET : Remplacement du pont pédestre de l'aire de pique-nique Old Chelsea
ENDROIT: Parc de la Gatineau, Chelsea, Québec
DOSSIER: D-12311D

FORAGE: F-13-01

DATE: 2013-11-26 au 2013-11-27

 COORD. N: 5040519,5 E: 358574,3
(SCOPQ NAD83)

COUPE STRATIGRAPHIQUE			NIVEAU D'EAU	ÉCHANTILLONS		ESSAIS IN-SITU ET EN LABORATOIRE			
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) GÉODÉSIQUE	DESCRIPTION		TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	LIMITES DE CONSISTANCE	AUTRES ESSAIS
	119,80						$\frac{W_p}{W} \left(\frac{W_l}{W} \right)$	● N_{dc} (coups/300 mm) ▲ C_u (kPa) △ C_r (kPa) ▼ C_{us} (kPa) ◆ C_{up} (kPa) ▽ C_{rs} (kPa) ◇ C_{rp} (kPa)	
							20 40 60 80		40 80 120 160
0,10	119,70	SOL ORGANIQUE. SABLE , traces de silt.							
0,56	119,24	ROC : veine de quartz sur le premier mètre suivie d'une roche intrusique felsique à intermédiaire de couleur verdâtre d'origine granitique. -Qualité: très mauvaise qualité mais à prendre avec discernement en raison de la méthode de forage avec un équipement portatif. -Joints: très rapprochés avec signes d'altération et d'oxydation.	CR-1		86	23			
			CR-2		65	0			
			CR-3		56	0			
			CR-4		81	24			
2,57	117,23	FIN DU FORAGE.							

REMARQUES: 1- Niveau géodésique estimé selon le plan topographique fourni par la CCN.

 Michel Timmons, ing., MBA
 # membre OIQ: 107349

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation d'un carottier diamanté NQ, foreuse portative.

DATE: 2013-12-04

CLIENT : Commission de la Capitale Nationale
PROJET : Remplacement du pont pédestre de l'aire de pique-nique Old Chelsea
ENDROIT: Parc de la Gatineau, Chelsea, Québec
DOSSIER: D-12311D

FORAGE: F-13-02
DATE: 2013-11-27 au 2013-11-28
COORD. N: 5040502,3 **E**: 358559,2
(SCOPQ NAD83)

COUPE STRATIGRAPHIQUE		NIVEAU D'EAU	ÉCHANTILLONS		ESSAIS IN-SITU ET EN LABORATOIRE			
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) GÉODÉSIQUE		DESCRIPTION	TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	LIMITES DE CONSISTANCE
							$\frac{W_p}{W} \left(\frac{W_l}{W} \right)$	● N_{dc} (coups/300 mm) ▲ C_u (kPa) ▼ C_{us} (kPa) ◆ C_{up} (kPa) ▽ C_{rs} (kPa) ◇ C_{rp} (kPa)
							20 40 60 80	40 80 120 160
0,08	119,42	TABLIER DU PONT. VIDE.						
0,46	119,04	BOIS, partie probable des fondations du pont.						
1,17	118,33	BLOCS PROBABLES.	CR-1		39	0		
1,99	117,51	ROC: marbre blanc. -Qualité: excellente. -Joints: moyennement espacés. -Résistance: moyennement forte.	CR-2		92	90		$q_u = 37,6 \text{ MPa}$
3,88	115,62	FIN DU FORAGE.	CR-3		100	100		

REMARQUES: 1- Niveau géodésique estimé selon le plan topographique fourni par la CCN.

Michel Timmons, ing., MBA
membre OIQ: 107349

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation d'un carottier diamanté NQ, foreuse portative.

DATE: 2013-12-04

ANNEXE 3
DIMENSIONNEMENT DES ANCRAGES
(7 pages)

1. SCHÉMA D'UN ANCRAGE DANS LE ROC

- : longueur totale d'ancrage (m)
- : longueur de scellement (m)
- : longueur du cône contre l'arrachement (m)
- : diamètre du trou de l'ancrage (m)
- : demi-angle du cône contre l'arrachement (°)
- : charge à l'arrachement (kN)

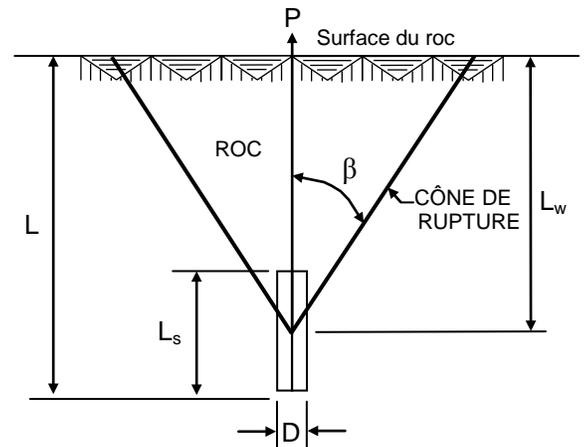


FIGURE 1

2. OBJECTIF DE LA MÉTHODE DE CALCUL

L'objectif d'un système d'ancrage est de développer une résistance à l'arrachement supérieure à la charge d'arrachement.

Ainsi $R_a \geq P$ $R_a = R \times \Phi$

- où R_a : résistance admissible à l'arrachement (kN)
- R : résistance ultime à l'arrachement (kN)
- P : charge d'arrachement (kN)
- Φ : coefficient de tenue

La méthode de calcul à la section 3 ci-après, prend en compte les 4 modes de rupture suivants :

- tension dans la tige d'acier
- adhérence entre la tige d'acier et le coulis
- adhérence entre le roc et le coulis
- rupture de la masse rocheuse

La résistance maximale doit être étudiée pour chacun de ces 4 modes de rupture et la résistance la plus défavorable est retenue comme étant la résistance à appliquer.

3. ÉTAPES DE CALCUL

TENSION DANS LA TIGE D'ACIER

Pour ce mode de rupture, la résistance admissible est directement reliée à la section de la tige ainsi qu'à la contrainte admissible en tension de l'acier. Le fabricant des tiges d'acier spécifie la contrainte admissible en fonction du grade et de la qualité de l'acier. Il faut s'assurer que le facteur de sécurité soit suffisant pour définir la résistance admissible.

ADHÉRENCE TIGE D'ACIER-COULIS

L'objectif de ce calcul est d'obtenir une longueur de scellement du coulis sur la tige, soit l'adhérence acier-coulis, qui est suffisamment longue afin de développer une résistance admissible à l'arrachement. Cette résistance est obtenue par l'expression :

$$R_a = \pi d L_{s1} S_b$$

où d : diamètre de la tige d'acier avec cannelures (m)

L_{s1} : longueur de scellement entre la tige et le coulis de façon à développer l'adhérence tige d'acier-coulis (m)

S_b : contrainte d'adhérence admissible entre la tige et le coulis (kPa)

$$\text{où } S_b = 0,95 \sqrt{f'_c} \times \Phi \times 1000 \text{ (kPa)}$$

f'_c : résistance à la compression du coulis qui est généralement spécifiée à 30 MPa à 28 jours (MPa)

Φ : coefficient de tenue égal à 0,4

$$\text{Ainsi } L_{s1} = \frac{R_a}{\pi d S_b}$$

3.3 ADHÉRENCE ROC-COULIS

L'objectif de ce calcul est d'obtenir une longueur de scellement du coulis en contact avec le roc, soit l'adhérence roc-coulis, qui est suffisamment longue afin de développer une résistance admissible à l'arrachement. Cette résistance est obtenue par l'expression :

$$R_a = \pi D L_{s2} S_r$$

où D : diamètre du trou de l'ancrage dans le roc (m)

L_{s2} : longueur de scellement entre la roche et le coulis de façon à développer l'adhérence roc-coulis (m)

S_r : contrainte d'adhérence admissible entre le roc et le coulis (kPa)

S_r est égal à la plus faible valeur obtenue en considérant les 3 critères suivants :

$$S_r \leq 0,1 q_u \times \Phi \quad S_r \leq 0,1 f'_c \times \Phi \quad S_r = 1\,300 \text{ kPa}$$

où q_u : résistance à la compression simple du roc (kPa)

f'_c : résistance à la compression simple du coulis, généralement spécifiée à 30 MPa à 28 jours (kPa)

Φ : coefficient de tenue égal à 0,4

$$\text{Ainsi } L_{s2} = \frac{R_a}{\pi D S_r}$$

Cependant, il faut également tenir compte des critères suivants :

- Pour une roche de qualité moyenne à excellente ($RQD > 50\%$), la longueur de scellement L_{s2} doit être au moins égale à 30 fois le diamètre du trou de l'ancrage dans le roc.
- Pour une roche de qualité très mauvaise à mauvaise ($RQD \leq 50\%$), la longueur de scellement L_{s2} doit être au moins égale à 40 fois le diamètre du trou de l'ancrage dans le roc.
- Pour une roche constituée de shale ou avec des lits de shale, la longueur de scellement L_{s2} doit être au moins égale à 80 fois le diamètre du trou de l'ancrage dans le roc.
- Pour tous les cas, la longueur de scellement L_{s2} doit être d'au moins 3 m.

3.4 RUPTURE DE LA MASSE ROCHEUSE

Ce calcul sert à évaluer la longueur totale de l'ancrage pour assurer la stabilité générale. Pour cette analyse, on pose l'hypothèse que pour un seul ancrage, un cône de roc est arraché du massif rocheux. Ce cône inversé a un angle égal à 2 fois β à son sommet qui se situe au centre de la longueur de scellement de l'ancrage.

$$R_a = L_w^3 \gamma \tan^2 \beta \Phi \quad L_w = L - \frac{L_s}{2} \quad (\text{suivant la figure 1})$$

où L_w : longueur ou hauteur du cône formé à partir du centre de la longueur de scellement de l'ancrage jusqu'à la surface du roc (m)

L : longueur totale de l'ancrage (m)

L_s : longueur de scellement de l'ancrage qui correspond à la valeur la plus élevée de L_{s1} ou de L_{s2} obtenue aux étapes 3.2 et 3.3 (m)

γ : poids volumique du roc (kN/m^3)

β : demi-angle au sommet du cône ($^\circ$)

- $\beta = 30^\circ$ pour du roc de qualité très mauvaise à mauvaise ($\text{RQD} \leq 50\%$)

- $\beta = 45^\circ$ pour du roc de qualité moyenne à excellente ($\text{RQD} > 50\%$)

Φ : coefficient de tenue égal à 0,4

La longueur totale de l'ancrage devient ainsi :

$$L = L_w + \frac{L_s}{2}$$

ou encore

$$L = \left(\frac{R_a}{\gamma \tan^2 \beta \Phi} \right)^{1/3} + \frac{L_s}{2}$$

4. INTERACTION ENTRE PLUSIEURS ANCRAGES

4.1 MÉTHODE EXACTE RECOMMANDÉE

Pour plusieurs ancrages, on doit tenir compte de l'interaction de la surface des cônes des ancrages adjacents en réduisant la charge sur chacun des ancrages de la façon suivante :

$$P' = \psi' P$$

où P' : charge à l'arrachement réduite prenant en compte un ancrage adjacent (kPa)

P : charge à l'arrachement d'un ancrage (kPa)

ψ' : coefficient de réduction en fonction du rapport a/r

Pour 1 ancrage adjacent : $\psi' = 0,5 + 0,4 a/r$ si $0 < a < 1,25 r$

Pour 2 ancrages adjacents : $\psi' = (0,5 + 0,4 a/r)^2$ si $0 < a < 1,25 r$

$\psi' = 1$ si $a \geq 1,25 r$

où a : distance entre 2 ancrages (m)

r : distance entre le centre d'un ancrage et le cône de rupture à la surface du roc (m)

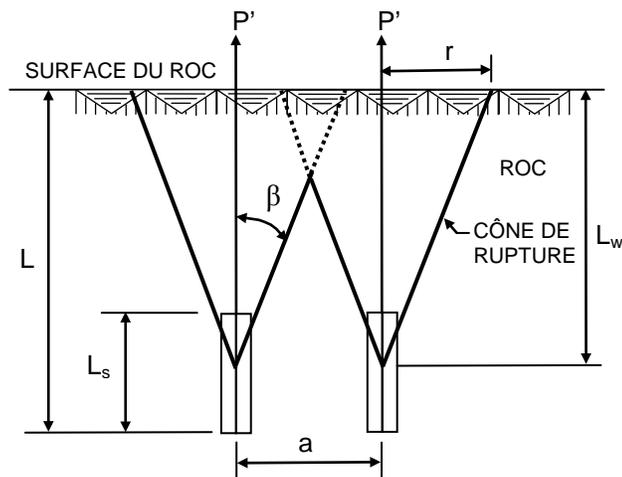


FIGURE 2

4.2 MÉTHODE EMPIRIQUE POUR ANCRAGES RAPPROCHÉS

Pour les cas où les ancrages dans le roc sont rapprochés (entre 5 et 10 fois le diamètre du trou dans le roc), ils peuvent être considérés comme un tout dans le calcul de la masse rocheuse contre les forces d'arrachement. La surface de rupture de la masse rocheuse prend alors la forme d'une pyramide tronquée inversée, dont la dimension de la partie tronquée est celle du patron d'ancrage, tel que montré à la figure 3.

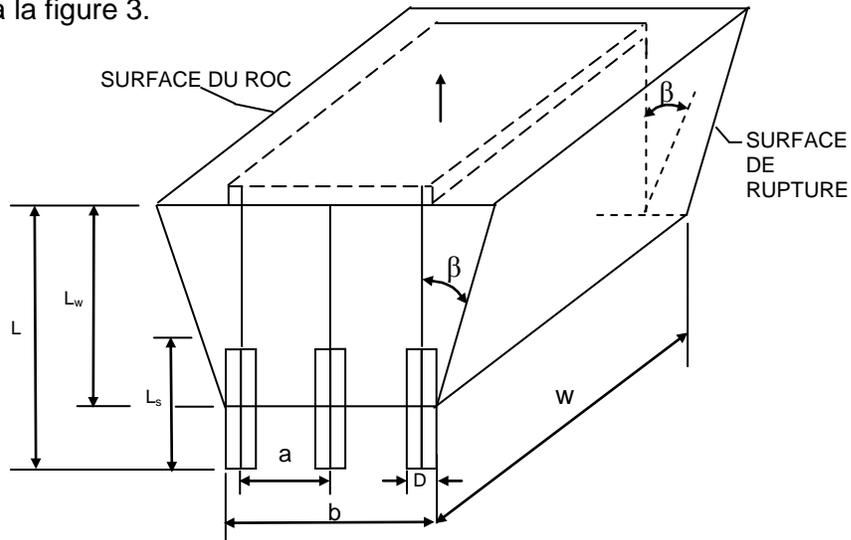


FIGURE 3

Pour $a < 10 D$, la résistance contre l'arrachement devient alors :

$$R_{ag} = \frac{1}{3} \gamma L_w (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 A_2}) \times \Phi$$

- où
- R_{ag} : résistance admissible globale à l'arrachement (kPa)
 - Φ : coefficient de tenue égal à 0,4
 - γ : poids volumique du roc (kN/m^3)
 - L_w : longueur ou hauteur de la pyramide tronquée inversée formée à partir du centre de la longueur de scellement des ancrages jusqu'à la surface du roc (m)
 - A_1 : surface formée par le groupe d'ancrages (m^2) ($A_1 = b \times w$)
 - A_2 : surface de la partie supérieure de la pyramide inversée (surface du roc) (m^2)
 $A_2 = 4 L_w^2 \tan^2 \beta + 2 L_w \tan \beta (b + w) + b w$
 - b : largeur du groupe d'ancrages (m)
 - w : longueur du groupe d'ancrages (m)
 - β : demi-angle au sommet du cône (°)
 - $\beta = 30^\circ$ pour du roc de qualité très mauvaise à mauvaise ($\text{RQD} \leq 50\%$)
 - $\beta = 45^\circ$ pour du roc de qualité moyenne à excellente ($\text{RQD} > 50\%$)
 - a : distance entre 2 ancrages (m)
 - D : diamètre du trou de l'ancrage (m)

5. AUTRES RECOMMANDATIONS

L'espace minimal entre 2 ancrages doit être supérieur à 5 fois le diamètre du trou dans le roc.

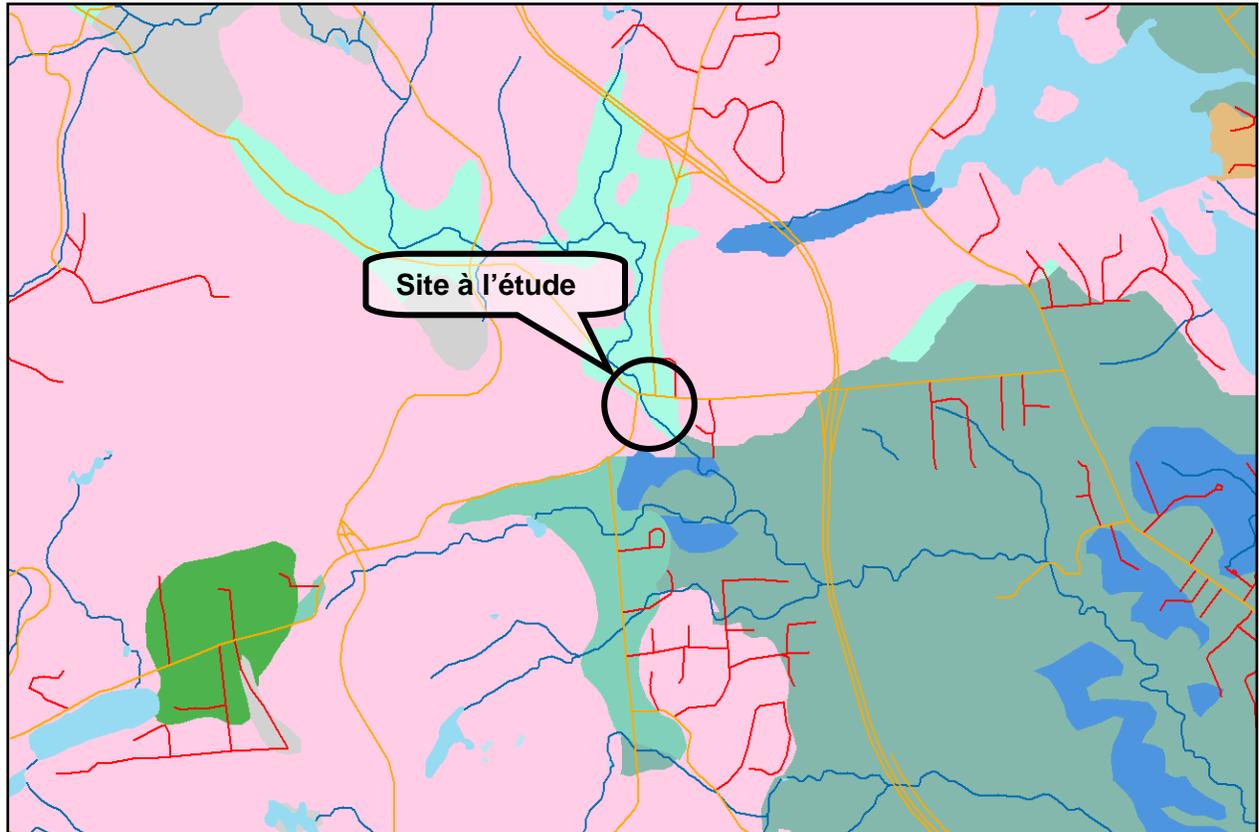
Les trous doivent être complètement remplis avec un coulis maigre au-dessus de la longueur de scellement afin de protéger les ancrages.

Deux ancrages devront être mis à l'épreuve sur le chantier. La charge maximale devra atteindre au moins 1,33 fois la résistance à l'arrachement R_a déterminée plus haut.

6. RÉFÉRENCES

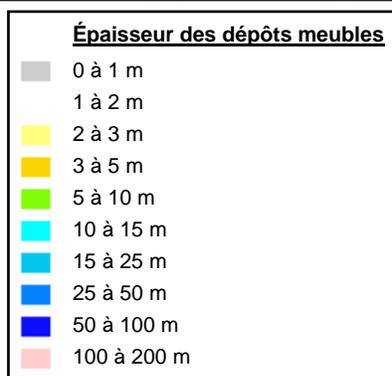
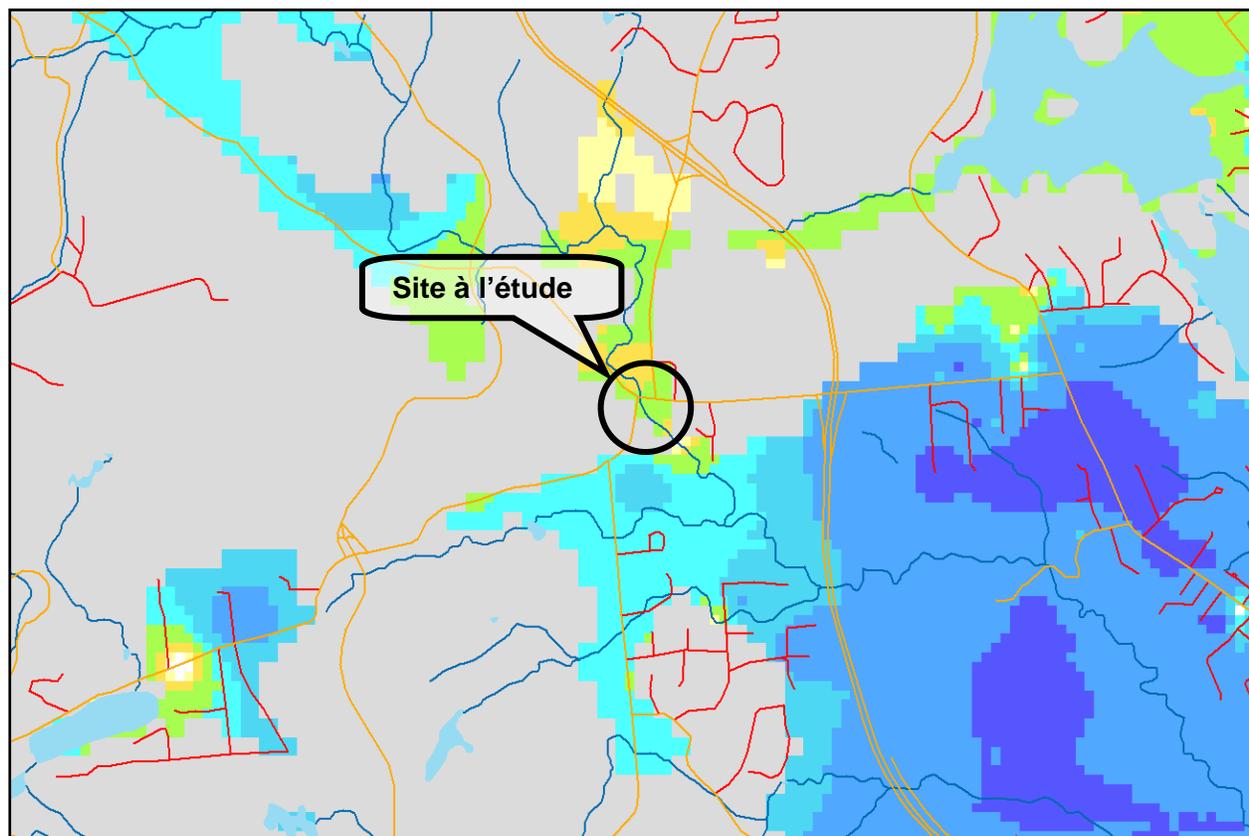
- 1) BUREAU SÉCURITAS. *Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrage*, Éditions Eyrolles, Paris, 1972.
- 2) LITTLEJOHN, G.S. et D.A. Bruce. *Rock Anchors – State of the Art – Part 1: Design, Ground Engineering*, mai 1975, vol. 8, n° 3.
- 3) RADHAKRISHNA, H.S., J.J. Deans et F. Devisser. *Shallow Rock Anchors*, La Société canadienne de géotechnique, Papers for a Symposium on Anchor Systems in Geotechnical Engineering, 1986.
- 4) NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND. *Design Manual – Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*, Virginie, 1971.

ANNEXE 4
CARTES GÉOLOGIQUES DU SECTEUR
(4 pages)

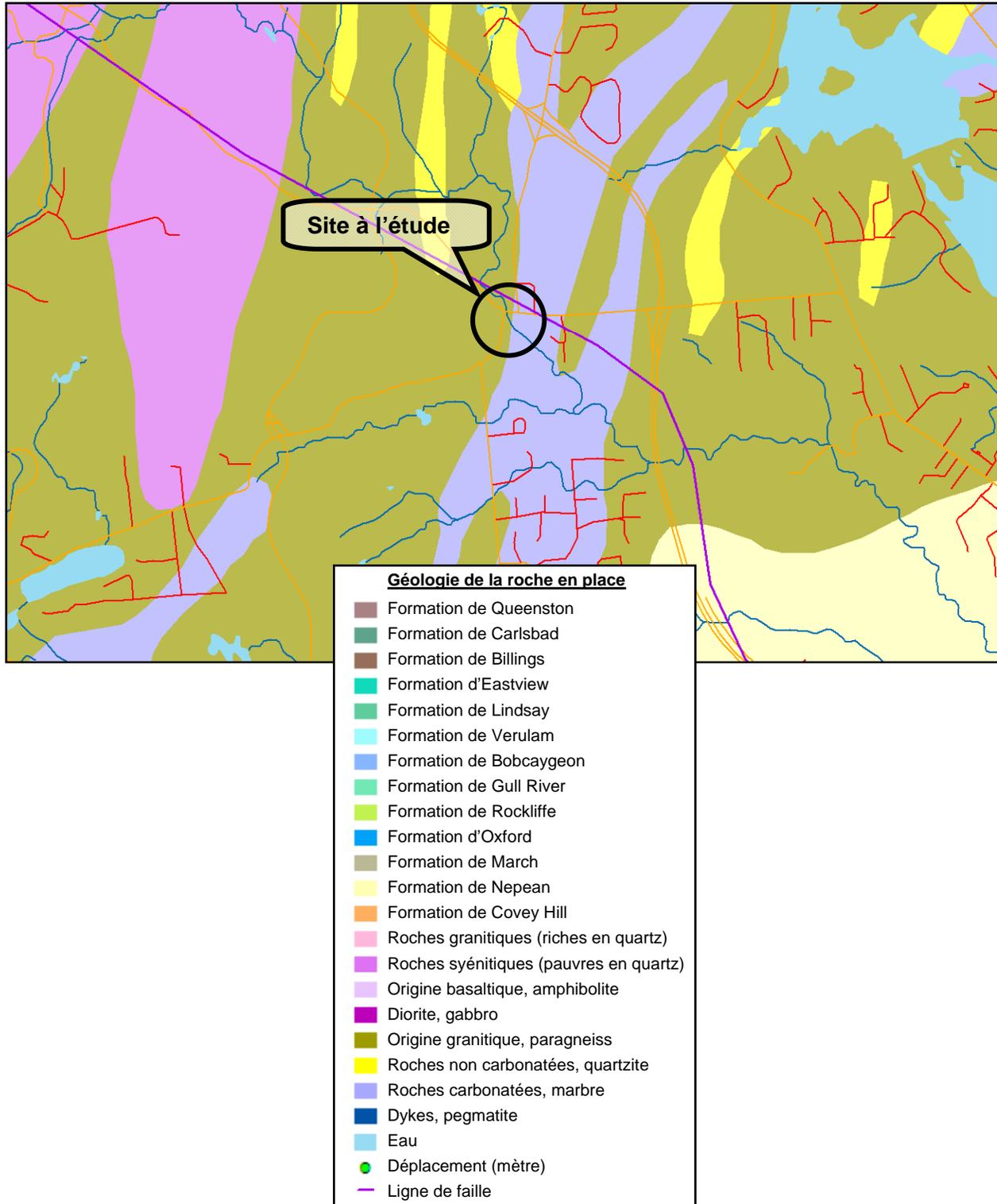


Géologie des formations en surface	
■	Dépôts organiques
■	Dunes, dépôts sableux remaniés
■	Plaines d'inondation ; sable, silt et argile
■	Terrasses fluviales ; sable et silt
■	Dépôts marins remaniés
■	Plages ; blocs, gravier et sable
■	Sable ; dépôts fluvioglaciaires remaniés
■	Dépôts deltaïques et estuariens
■	Dépôts marins ; argile et silt
■	Terrasses d'érosion
■	Dépôts fluvioglaciaires
■	Till, plaine
■	Till, à drumlins
■	Till, bosselé à fortement ondulé
■	Roche en place paléozoïque
■	Roche en place précambrienne
■	Eau

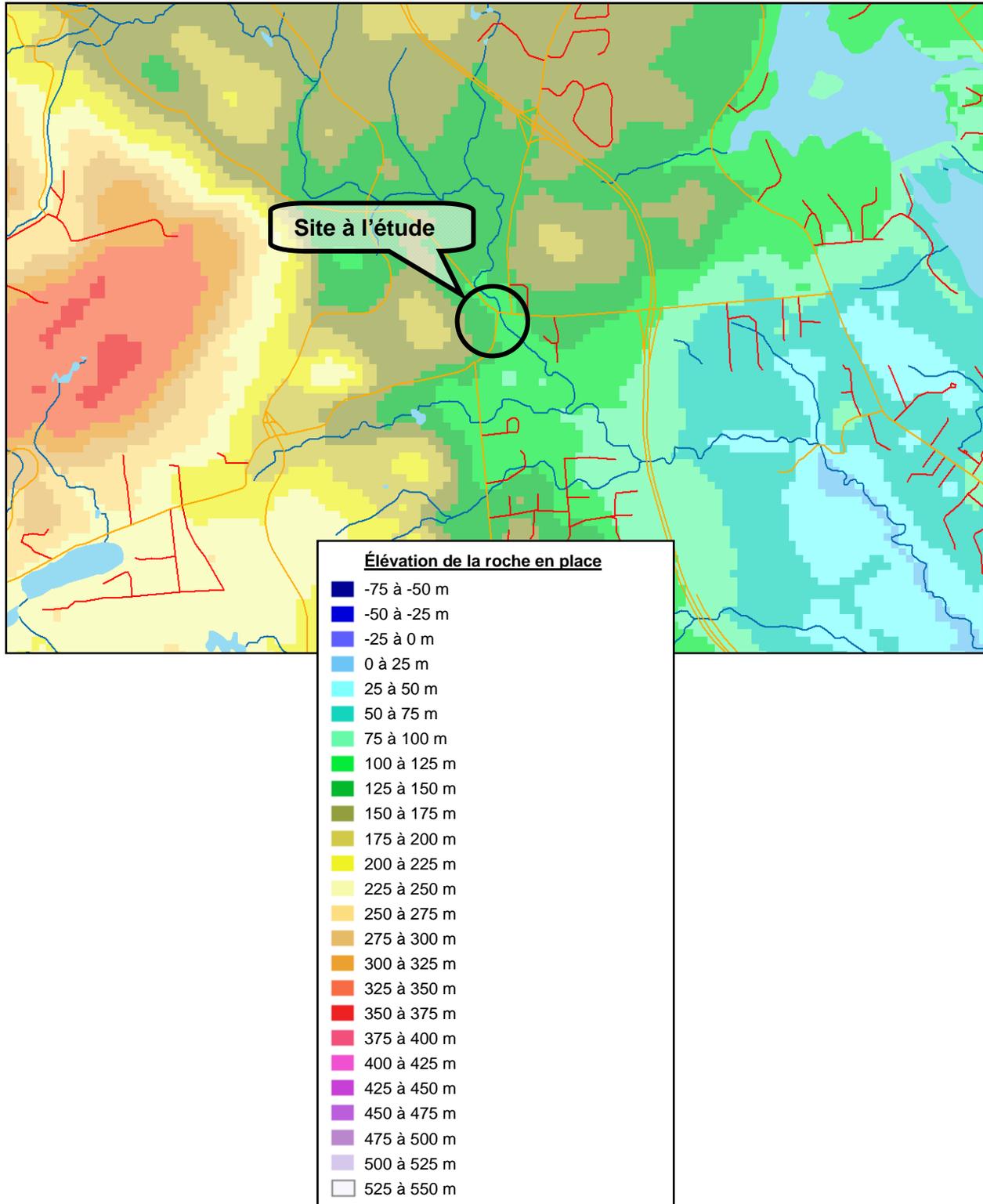
Carte 1 : Dépôts meubles



Carte 2 : Épaisseur en mètre des dépôts meubles



Carte 3 : Socle rocheux

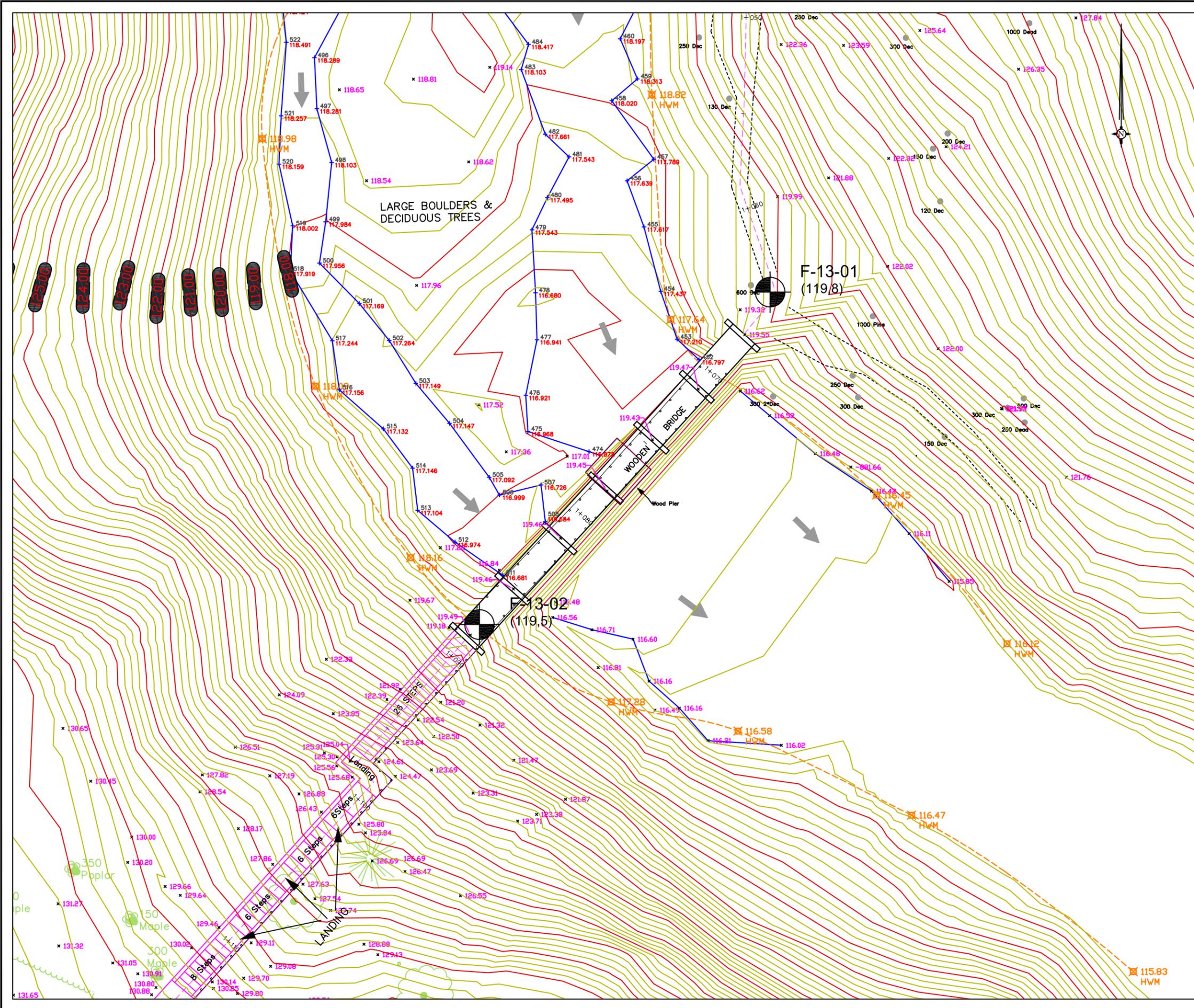


Carte 4 : Élévation en mètre du socle rocheux

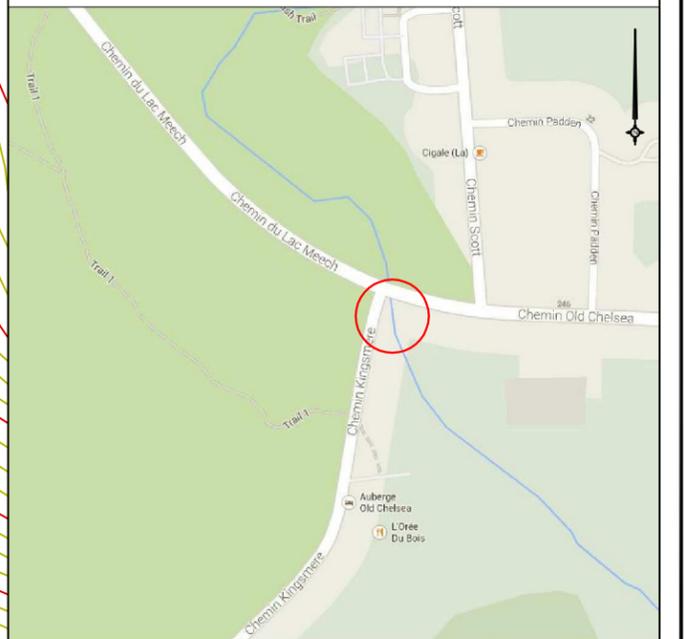
ANNEXE 5

CROQUIS DE LOCALISATION DES FORAGES

(1 page)



SITE À L'ÉTUDE:



LÉGENDE:

-  F-13-01 (119,8) - Forage #1
-  - Niveau géodésique (m)

NOTE(S):

- 1- Fond de plan fourni par la Commission de la Capitale Nationale.
- 2- Niveaux géodésiques estimés à partir du plan fourni par la Commission de la Capitale Nationale.



TITRE : Croquis de localisation		
CLIENT : Commission de la Capitale Nationale		
PROJET : Remplacement du pont pédestre de l'aire de pique-nique Old Chelsea		
ENDROIT : Parc de la Gatineau Chelsea, Québec		
INGÉNIEUR: Michel Timmons, ing., MBA #OIQ: 107349		
ÉCHELLE :  1:200		
DATE : Décembre 2013	DOSSIER : D-12311D	DESSIN : 1 de 1



GROUPE QUALITAS INC.
www.qualitas.qc.ca
420, boul. Maloney Est
Bureau 6
Gatineau (Québec)
Canada J8P 1E7