

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE



Canada

Pont équestre Chartrand
Parc de la Gatineau
Luskville, Québec

N/DOSSIER : D-13345

16 JANVIER 2014

Distribution : M. Mathieu Villeneuve, C.E.T. – CCN

1 copie PDF



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

Tél. : 819-669-1225
Télec. : 819-669-1233



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

Rapport d'étude géotechnique

*Pont équestre Chartrand
Parc de la Gatineau
Luskville, 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-13345
Date : 16 janvier 2014

Distribution : M. Mathieu Villeneuve, C.E.T. – CCN

1 copie PDF

TABLE DES MATIÈRES

	<u>Page</u>
1.0 INTRODUCTION.....	1
2.0 DESCRIPTION DU SITE.....	2
3.0 MÉTHODES DE RECONNAISSANCE.....	3
3.1 TRAVAUX DE CHANTIER.....	3
3.1.1 <i>Remarques générales</i>	3
3.1.2 <i>Équipements</i>	3
3.1.3 <i>Échantillonnage et essais in situ</i>	3
3.1.4 <i>Instrumentation</i>	4
3.2 LOCALISATION ET NIVELLEMENT	4
3.3 TRAVAUX DE LABORATOIRE.....	4
4.0 NATURE ET PROPRIÉTÉS DES SOLS	6
4.1 REMARQUES GÉNÉRALES	6
4.2 REMBLAI PROBABLE.....	6
4.3 SOL ORGANIQUE.....	7
4.4 ARGILE SILTEUSE	7
4.5 SABLE.....	8
4.6 REFUS	8
5.0 EAU SOUTERRAINE.....	9
6.0 DISCUSSION ET RECOMMANDATIONS.....	10
6.1 REMARQUES GÉNÉRALES	10
6.2 CONSIDÉRATIONS SISMIQUES.....	11
6.3 EXCAVATIONS TEMPORAIRES	11
6.3.1 <i>Drainage</i>	11
6.3.2 <i>Stabilité des parois</i>	11
6.3.3 <i>Préparation des fonds d'excavations</i>	12
6.4 REMBLAI CONTRÔLÉ	13
6.5 POUSSÉE DES TERRES	14
6.5.1 <i>Matériaux de remblai derrière les culées</i>	14
6.5.2 <i>Pression des terres</i>	14
6.6 PROTECTION CONTRE LE GEL.....	15
6.7 FONDATIONS SUPERFICIELLES	15
6.7.1 <i>Capacité portante aux états limites ultimes (ÉLUL)</i>	15
6.7.2 <i>Capacité portante aux états limites d'utilisation (ÉLUT) et tassement</i>	16
6.8 FONDATIONS PROFONDES.....	17
6.8.1 <i>Concept</i>	17
6.8.2 <i>Fondations sur pieux vissés</i>	17
6.8.3 <i>Pieux battus au refus</i>	18
6.8.4 <i>Essais de chargement</i>	22
7.0 VALIDITÉ DES RECOMMANDATIONS.....	24

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1	Portée de l'étude	1 page
ANNEXE 2	Notes explicatives et rapports de forage	4 pages
ANNEXE 3	Abaque de plasticité	1 page
ANNEXE 4	Résistance au cisaillement selon l'élévation	1 page
ANNEXE 5	Cartes géologiques du secteur	4 pages
ANNEXE 6	Croquis de localisation des forages	1 page
ANNEXE 7	Résistance géotechnique latérale pondérée (sols cohérents)	7 pages

Note 1 : Ce rapport contient 24 pages et 7 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 de la construction du pont équestre Chartrand situé dans le parc de la Gatineau à l'intérieur du village de Luskville. Cette étude a été menée sous les termes de notre proposition de services 13-238 et en vertu du contrat intervenu entre *Qualitas* et la CCN.

Selon l'information disponible, un ponceau permettait autrefois le passage d'un sentier équestre par-dessus le ruisseau Chartrand. Ce dernier a toutefois été emporté par les eaux lorsque des pluies diluviennes se sont abattues sur la région de l'Outaouais. Il est donc prévu de construire un pont afin de permettre à nouveau aux usagés le passage du ruisseau.

Le but de l'étude géotechnique était de déterminer la nature et les propriétés géotechniques des sols 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 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.

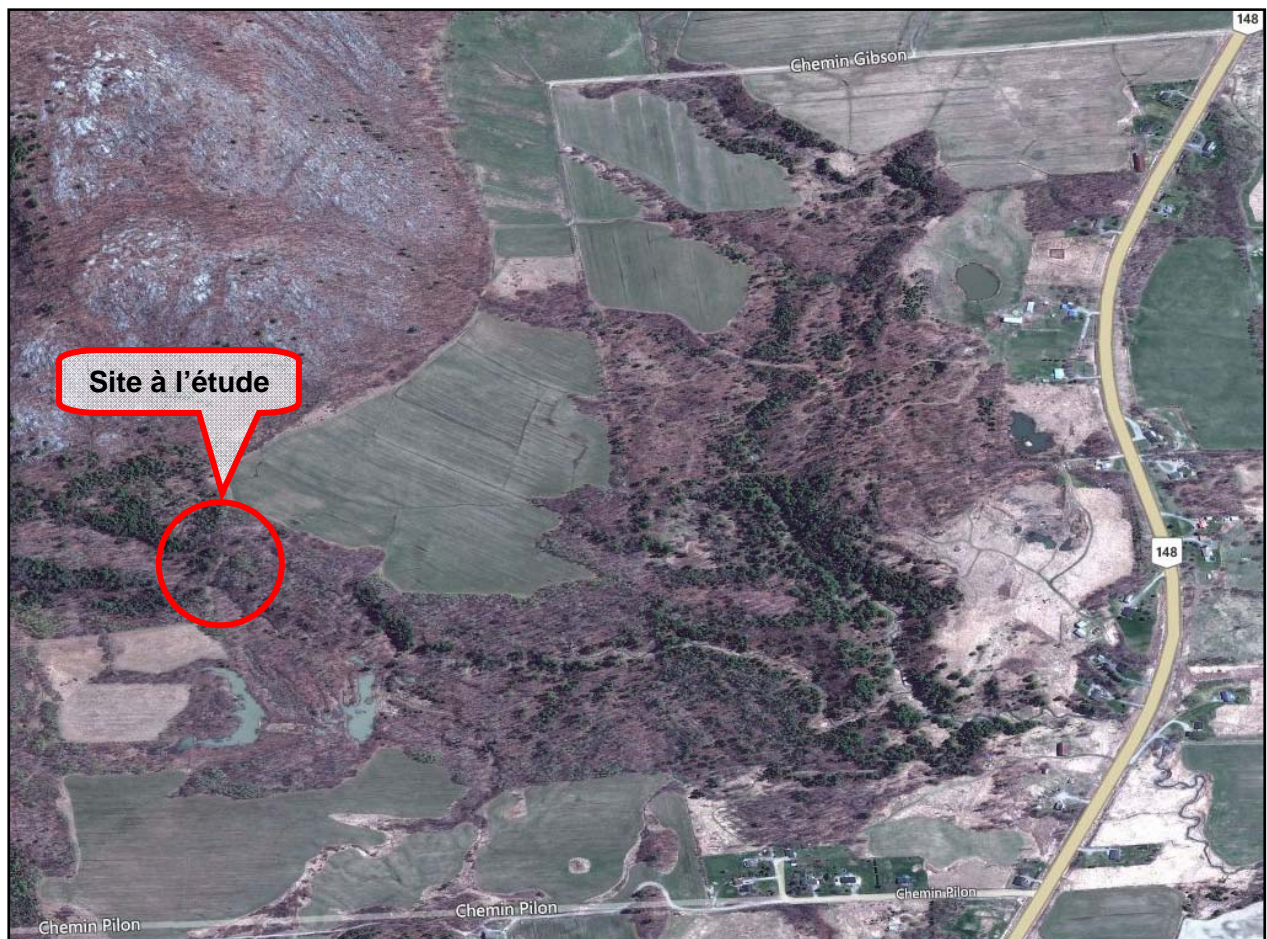
Ce rapport a été préparé spécifiquement pour la CCN et ses consultants dans le cadre du projet décrit plus haut. L'entrepreneur choisi demeure responsable de la réalisation en chantier incluant l'ordonnancement des travaux et le choix de l'équipement, des accessoires et du matériel en fonction des méthodes 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 traversera le ruisseau Chartrand situé entre les chemins Gibson et Pilon dans le village de Luskville, Québec. Plus précisément, le pont sera construit le long d'un sentier équestre du parc de la Gatineau. Les cartes géologiques du secteur, présentées à l'annexe 5, montrent la présence d'un dépôt argileux reposant sur une roche syénitique. La figure 1 présente une vue aérienne du site à l'étude.

FIGURE 1
Vue aérienne du site à l'étude



3.0 MÉTHODES DE RECONNAISSANCE

3.1 Travaux de chantier

3.1.1 Remarques générales

Avant le début des travaux de chantier, la localisation des utilités publiques souterraines a été vérifiée par Info-Excavation afin de réduire tout risque d'interception par nos forages. Ces derniers ont été réalisés les 10 et 11 décembre 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*.

3.1.2 Équipements

Deux (2) forages, identifiés F-13-01 et F-13-02, ont été effectués à l'aide d'une foreuse hydraulique de type CME-55 montée sur un chenillard. Les forages ont été avancés par rotation d'une tarière évidée et par battage d'une cuillère fendue. Ces forages ont été effectués respectivement aux appuis ouest et est du pont projeté. Ils se sont terminés à des profondeurs respectives de 14,8 et 13,5 m.

3.1.3 Échantillonnage et essais in situ

Dans les forages, des échantillons remaniés ont été prélevés à intervalles réguliers à l'aide d'un carottier fendu de calibre B de 51 mm de diamètre extérieur et de 610 mm de longueur, conformément aux exigences de la norme ASTM D1586-11 décrivant l'essai de pénétration standard (SPT). Cet essai consiste à battre le carottier fendu avec un marteau de 63,5 kg en chute libre sur 760 mm. Le nombre de coups requis pour avancer l'échantillonneur de 300 mm, après une pénétration de 150 mm, est appelé l'indice « N ». Cet indice qualifie l'état de compacité du dépôt.

Dans les deux (2) forages, la résistance au cisaillement non drainé des sols cohérents a été mesurée avec un scissomètre de type Nilcon. Les mesures de résistance intacte ont été prises à tous les 1 m.

À la fin de l'échantillonnage, un essai de pénétration dynamique à pointe conique a été réalisé au droit du forage F-13-01. Cet essai consiste à enfoncer dans le sol une pointe conique placée au bout d'un train de tiges de forage. Un refus est déterminé comme étant une pénétration de moins de 300 mm pour 100 coups.

Il est important de souligner que le refus atteint avec le pénétromètre dynamique ne correspond pas nécessairement à la présence de roc. En effet, il peut s'agir de blocs, de cailloux ou de sols granulaires très denses. De plus, il faut mentionner que les indices « N_{dc} » obtenus lors de l'essai de pénétration dynamique, contrairement aux indices « N » obtenus de l'essai de pénétration standard, ne doivent pas être utilisés pour une évaluation quantitative de la densité du sol. Cependant, les indices « N_{dc} » fournissent une appréciation visuelle des changements de densité du sol.

3.1.4 Instrumentation

Un (1) piézomètre hydraulique constitué d'un tube de plastique avec une partie crépinée a été installé au droit du forage F-13-01. Ce piézomètre permet de mesurer le niveau de l'eau souterraine. L'installation de ce dernier a été faite suivant les règles de l'art.

3.2 Localisation et nivellement

La position des forages a été déterminée en fonction de l'accessibilité de la foreuse. 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 et le niveau des forages sont illustrés sur le croquis de localisation à l'annexe 6.

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.

Cinq (5) essais pour déterminer les limites de plasticité et de liquidité, selon la norme BNQ 2501-092, ainsi que cinq (5) teneurs en eau, selon la norme LC 21-201, ont été réalisés sur des échantillons des forages à différentes profondeurs. Les résultats des teneurs en eau et des limites sont présentés sur les rapports de forage à l'annexe 2. L'abaque de plasticité est présenté à l'annexe 3.

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

4.1 Remarques générales

La description des sols 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 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 la présence probable d'un remblai en surface suivi généralement par un épais dépôt d'argile silteuse reposant sur un sable. Les forages ont montré que l'épaisseur des dépôts meubles est généralement de l'ordre de 13,5 à 14,8 m.

Une description sommaire des sols 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 Remblai probable

À la surface jusqu'à des profondeurs variant entre 1,6 et 3 m, un remblai probable a été rencontré dans les deux (2) forages. Au forage F-13-01, ce remblai probable se compose d'argile silteuse avec un mince couvert organique en surface. Étant donné la nature similaire des matériaux dans ce forage, le contact exact entre le remblai probable et le sol naturel est difficile à délimiter. À cet endroit, la consistance du remblai d'argile silteuse varie de ferme à raide avec des valeurs de résistances mesurées de 39 et 55 kPa.

Au forage F-13-02, le remblai probable est composé d'argile silteuse avec un mélange de sable. Une résistance de 144 kPa a été mesurée sur l'argile silteuse à 0,6 m de profondeur à l'aide d'un scissomètre de poche de type Géonor.

Selon les limites d'Atterberg réalisées sur un (1) échantillon prélevé du remblai probable du forage F-13-01, l'argile silteuse possède une plasticité élevée. Les limites de plasticité (w_p) et de

liquidité (w_L) sont de 26 et 71 respectivement. Les indices de plasticité (I_P) et de liquidité (I_L), quant à eux, sont de 45 et de 0,6 respectivement. Suivant le système unifié de classification des sols (USCS), cette argile silteuse en remblai se classe comme un « CH ». Ce sol est considéré gélif.

4.3 Sol organique

Sous le remblai probable du forage F-13-02, une couche de sol organique mélangée à de l'argile silteuse et du sable a été rencontrée entre 1,6 et 2,2 m de profondeur. La compacité de ce sol est très lâche.

4.4 Argile silteuse

Un épais dépôt d'argile silteuse a été observé sous le remblai probable du forage F-13-01 à environ 3 m de profondeur et sous le sol organique du forage F-13-02 à une profondeur de l'ordre de 2,2 m. Sa consistance varie de ferme à raide avec des valeurs de résistances mesurées comprises entre 43 et 78 kPa. L'épaisseur approximative du dépôt d'argile silteuse est de 9,2 m au forage F-13-01 et de 10,2 m au forage F-13-02.

Selon les limites d'Atterberg réalisées sur les échantillons prélevés des deux (2) forages, l'argile silteuse possède une plasticité élevée en surface à moyenne. Les limites de plasticité (w_P) et de liquidité (w_L) varient respectivement de 20 à 22 et de 31 à 51. Les indices de plasticité (I_P) et de liquidité (I_L), quant à eux, varient respectivement de 11 à 29 et de 1,6 à 3,1. Suivant le système unifié de classification des sols (USCS), cette argile silteuse se classe comme un « CH » à « CL ». Ce sol est considéré gélif.

La pression de préconsolidation (σ'_p) de l'argile silteuse a été déterminée en fonction de la relation¹ $c_u/\sigma'_p = 0,2 + 0,0024 (I_P)$. Cette relation permet d'estimer la pression de préconsolidation avec la résistance au cisaillement mesurée en chantier et l'indice de plasticité. Les résultats obtenus montrent que l'argile silteuse à l'emplacement des forages est surconsolidée. L'écart minimal de préconsolidation de 50 kPa se situe à une élévation de l'ordre

¹ Leroueil, S., Tavenas, F. et Le Bihan, J-P. (1983). « Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada », Revue canadienne de géotechnique, vol. 20, pp. 681-705.

de 85 m. Cela signifie qu'afin de maintenir les tassements à un niveau qui ne menacera pas les fondations du pont projeté, les contraintes additionnelles induites dans les sols à cette élévation ne devront pas dépasser cette pression. Le profil de résistance au cisaillement selon l'élévation des forages est présenté à l'annexe 4.

4.5 Sable

Sous l'argile silteuse, à une profondeur variant entre 12,2 et 12,4 m, un dépôt de sable contenant des traces de gravier a été rencontré à l'emplacement des deux (2) forages. La compacité de ce dépôt est dense au forage F-13-01 et moyenne au forage F-13-02.

4.6 Refus

Un refus sur des sols très denses, un bloc ou le roc probable a été obtenu avec le pénétromètre dynamique au forage F-13-01 et avec la tarière évidée au forage F-13-02. Ces refus ont été atteints à des profondeurs respectives de 14,8 et 13,5 m.

5.0 EAU SOUTERRAINE

Le niveau de la nappe phréatique au droit des forages devrait sensiblement être similaire à celui du ruisseau à proximité. Un programme d'instrumentation composé d'un (1) piézomètre hydraulique constitué d'un tube de plastique avec une partie crépinée a été mis en place au droit du forage F-13-01 dans la couche de sable sous-jacent à l'argile silteuse.

Le niveau d'eau géodésique mesuré dans ce piézomètre en date du 11 décembre 2013 était situé à 87,4 m, tandis qu'à pareille date, le niveau du ruisseau Chartrand était de l'ordre de 88,8 m. La différence des niveaux indique la présence d'un gradient hydraulique descendant entre le dépôt d'argile silteuse et le sable sous-jacent. Ainsi, la pression effective des sols est légèrement supérieure aux contraintes rencontrées dans les sols sous un régime hydrostatique.

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. Il est commun de rencontrer, dans les argiles desséchées, une saturation rapide lors des pluies ou de la fonte des neiges formant pour ainsi dire une nappe d'eau transitoire perchée se dissipant graduellement par temps plus sec.

6.0 DISCUSSION ET RECOMMANDATIONS

6.1 Remarques générales

Selon l'information disponible à ce jour, un pont sera construit par-dessus le ruisseau Chartrand le long du sentier équestre situé dans le parc de la Gatineau à Luskville. Autrefois, il y avait un ponceau qui permettait le passage des usagés entre les deux (2) rives du ruisseau. Par contre, des pluies diluviennes, qui se sont abattues sur la région de l'Outaouais, ont délogé le ponceau de son emplacement. En date de ce rapport, les charges induites aux fondations du pont projeté n'étaient pas connues.

Selon l'information obtenue, la stratigraphie typique au droit des forages se caractérise par un remblai probable d'une épaisseur variant entre 1,6 et 3 m suivi par une couche de sol organique ou directement par un épais dépôt d'argile silteuse. Cette argile possède un écart minimal de préconsolidation de 50 kPa à un niveau de l'ordre de 85 m. Le dépôt d'argile silteuse repose sur un sable contenant des traces de gravier suivi par le roc probable.

Dans le cadre de ce projet, la CCN préconise la mise en place de fondations reposant sur des pieux vissés. Les sections suivantes de ce rapport présentes les recommandations géotechniques pour ce type de fondations. Ce rapport contient également les recommandations pour la mise en place de fondations conventionnelles suite à l'excavation du remblai de surface, ainsi que les recommandations pour la mise en place de pieux au refus si la capacité portante des sols n'est pas suffisante pour reprendre les charges induites par le pont.

Le concepteur devra se référer 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 (1) seule travée. Le site peut être classé de type « III » avec une valeur S de 1,5.

6.3 Excavations temporaires

Le choix de la solution pour les excavations relève de l'entrepreneur. Selon le type de fondations choisi, des excavations pouvant atteindre une profondeur de l'ordre de 3 m pourraient être nécessaires pour le retrait du remblai et la mise en place des culées du pont projeté. Il sera nécessaire de garder les excavations asséchées pour la mise en place de ces dernières.

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.

6.3.1 Drainage

Selon le niveau projeté des fondations du pont et le niveau du ruisseau Chartrand 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.

6.3.2 Stabilité des parois

Les inclinaisons des parois des excavations pour la mise en place 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 une argile silteuse, devront

avoir des pentes d'une (1) unité horizontale par unité verticale (1V :1H) au-dessus de la nappe d'eau.

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.

6.3.3 Préparation des fonds d'excavations

Les travaux de construction seront réalisés sur une argile silteuse sensible au remaniement pouvant être causé par les intempéries (pluie, gel, etc.), par les accumulations d'eau suite à un mauvais drainage ou par la circulation des ouvriers et de la machinerie sur le chantier. Lorsque ces sols sont remaniés, ceux-ci subissent une perte de résistance et doivent être excavés. Des mesures appropriées en fonction des conditions de travail et de température (coussins de travail, drainage, etc.) devront donc être prises par l'entrepreneur afin d'éviter ce problème.

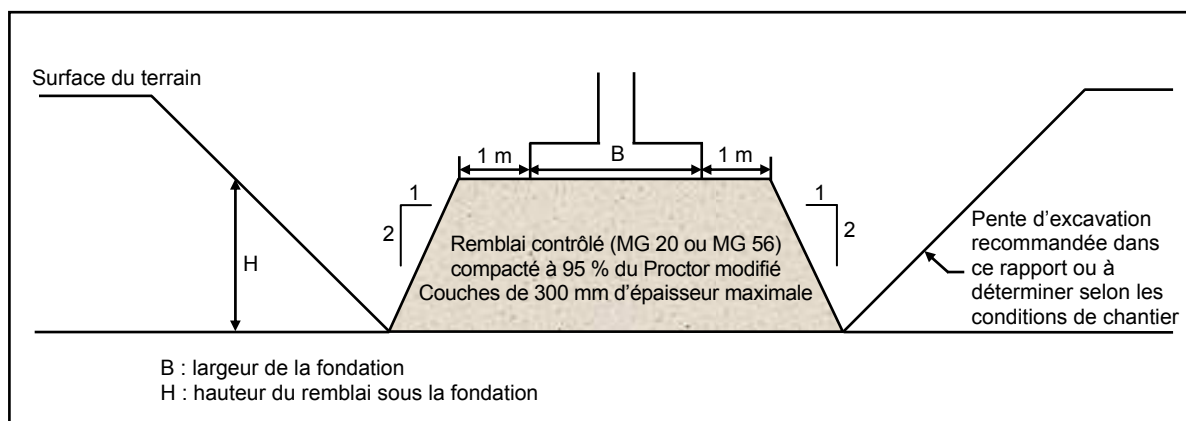
Il est très important que l'excavation à l'endroit des fondations soit faite avec grand soin afin d'éviter tout remaniement du sol. Pour les excavations dans un dépôt d'argile silteuse, il est généralement recommandé d'utiliser un godet muni d'une lame lisse au lieu de dents.

6.4 Remblai contrôlé

Dans le cas de surexcavation sous les fondations suite au retrait du remblai en place, le remblai contrôlé devrait être construit avec un gravier concassé ou une pierre concassée de calibre MG 20 ou MG 56, libre de débris, de shale pyriteux et de tous autres minéraux gonflants. La pierre concassée de la dernière couche située directement sous les fondations devra être de calibre MG 20.

Le remblai contrôlé devra être placé en couches de 300 mm d'épaisseur maximale et compacté à 95 % de la masse volumique maximale sèche obtenue à l'essai Proctor modifié. Le remblai contrôlé devra être de dimension supérieure aux fondations afin de contenir l'enveloppe de la distribution des charges dessinée selon un prisme pyramidal avec une projection vers le bas inclinée à 1H : 2V, tel qu'illustré à la figure 2. Il faut également que cette pyramide tronquée excède le pourtour de l'empreinte de la fondation d'au moins 1 m.

FIGURE 2
Dimensionnement du remblai contrôlé



6.5 Poussée des terres

6.5.1 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.

6.5.2 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 1. 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 1
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.

6.6 Protection contre le gel

Toutes les fondations exposées à l'action du gel, incluant les bases des fondations reposant sur pieux, 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 1 590 °C•jours pourra être utilisée pour la région de Luskville.

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.

6.7 Fondations superficielles

6.7.1 Capacité portante aux états limites ultimes (ÉLUL)

Si les charges de conception le permettent, une alternative aux pieux vissés serait de fonder le pont projeté sur des fondations superficielles. Celles-ci devront reposer sur une argile silteuse non remaniée ou un remblai contrôlé. La capacité portante aux états limites ultimes (ÉLUL) pour les fondations pourra être calculée à partir de la relation suivante :

$$q_{ELUL} = c_u N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

où

- q_{ELUL} : Capacité portante aux états limites ultimes (kPa);
- c_u : Résistance au cisaillement (kPa);
- N_c, N_q, N_γ : Coefficients de capacité portante, fonction de l'angle de frottement interne effectif, ϕ' ;
- s_c, s_q, s_γ : Coefficients de forme pour tenir compte de la géométrie de la fondation;
- i_c, i_q, i_γ : Coefficients d'inclinaison pour tenir compte des charges inclinées;
- q' : Contrainte effective exercée par le poids actuel des terres au niveau de la fondation (kPa) qui est obtenue par le produit de profondeur « D » de l'encastrement de la fondation par le poids volumique effectif du sol en place, pour des fondations sur argile, utiliser la contrainte totale;
- γ' : Poids volumique effectif du sol sous la fondation (kN/m³);
- B : Largeur de la fondation (m).

En présence d'argile silteuse et de remblai contrôlé sous la zone d'influence des fondations, il est conservateur d'utiliser les paramètres géotechniques du sol où une rupture serait la plus probable, en l'occurrence, l'argile silteuse. Le tableau 2 résume les paramètres géotechniques à utiliser pour calculer la capacité portante aux états limites ultimes. Le troisième terme de l'équation devient donc nulle en présence d'un sol cohésif.

TABLEAU 2
Paramètres géotechniques à l'ÉLUL

Paramètres	Valeurs à utiliser
Résistance au cisaillement mobilisable : c_u	45 kPa
Angle de frottement : ϕ'	0°
Coefficient de portance : N_c	5,14
Coefficient de portance : N_q	1
Coefficient de portance : N_γ	0
Poids volumique : γ	16 kN/m ³

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

6.7.2 Capacité portante aux états limites d'utilisation (ÉLUT) et tassement

Toutes fondations devront être conçues de manière à ne pas dépasser les contraintes permises dans le sol. Le tableau 3 présente les valeurs de capacité portante aux états limites d'utilisation (ÉLUT) pour des fondations d'une longueur maximale de 5 m placées à un niveau géodésique de 89 m, ou plus haut, sur une argile silteuse non remaniée ou un remblai contrôlé placé. Ces valeurs assurent des tassements globaux prévus sous les fondations inférieurs à 25 mm.

TABLEAU 3
Capacité portante à l'ÉLUT

Largeur de semelle (m)	Capacité portante à l'ÉLUT (kPa)
≤ 2	175
3	150
4	125

6.8 Fondations profondes

6.8.1 Concept

Pour limiter les excavations en bordure du ruisseau, l'utilisation de pieux vissés serait une solution envisageable. Le concepteur devra s'assurer que les charges mortes en service ne dépassent pas l'écart minimal de préconsolidation de l'argile silteuse. Si la capacité portante des sols ne peut pas reprendre les charges induites par le pont, le concepteur pourra avoir recours à des pieux en « H » ou tubulaires battus jusqu'au refus comme système de fondation. À titre indicatif, le profil de résistance de l'argile silteuse rencontrée dans les forages en fonction de l'élévation est présenté à l'annexe 4.

Le choix des pieux ainsi que la conception structurale de ces derniers devront pouvoir supporter les charges induites avec un coefficient de tenue adéquat. Les charges du vent et de glace sur la structure, ainsi que toutes les charges dynamiques provenant de la circulation et des séismes, doivent être considérées lors de l'évaluation des charges transitoires. Certains pieux peuvent, au choix du concepteur, être inclinés afin de reprendre une partie des charges latérales.

6.8.2 Fondations sur pieux vissés

La mise en place de pieux vissés devra être réalisée par un entrepreneur spécialisé dans le domaine. Il est recommandé que la capacité structurale des pieux soit suffisante pour résister à tous les efforts de tension, de traction et de renversement que subiront ces derniers durant leur vie utile. Les soudures doivent être particulièrement performantes.

La dernière édition du *Manuel canadien d'ingénierie des fondations* suggère que la capacité ultime (ÉLUL) des pieux hélicoïdaux soit estimée avec la mesure des moments de torsion appliqués à chaque pieu vissé. Cette mesure permet ainsi un contrôle qualitatif de l'installation des pieux. Il est donc important pour l'ingénieur-concepteur des pieux vissés de définir un moment de torsion à atteindre pour l'acceptation des pieux.

Les rapports de forage avec les caractéristiques des sols présentés à l'annexe 2 permettront au concepteur de dimensionner les pieux de façon à supporter les charges prévues. La profondeur d'enfoncement des pieux dépend principalement du moment de torsion requis pour résister aux différents efforts subis par ces derniers.

À titre indicatif, un pieu vissé placé dans une argile silteuse peut développer une capacité portante ultime (ÉLUL) par plaque hélicoïdale suivant l'expression :

$$Q_h = A_h (5,1c_u + \gamma' D_h)$$

où Q_h = capacité portante d'une plaque hélicoïdale individuelle (kN);
 A_h = aire projetée de la plaque hélicoïdale (m²);
 c_u = résistance au cisaillement moyenne au niveau de la plaque hélicoïdale (kPa);
 γ' = poids volumique déjaugé présenté au tableau 4 (kN/m³);
 D_h = profondeur de la plaque hélicoïdale (m).

TABLEAU 4
Poids volumique des sols

Poids volumique	Argile silteuse
Poids volumique humide (γ)	16 kN/m ³
Poids volumique déjaugé (γ')	6 kN/m ³

Un coefficient de tenue de 0,4 devra être appliqué à la valeur de la capacité portante aux états limites ultimes (ÉLUL) pour obtenir la résistance géotechnique pondérée.

Pour s'assurer des tassements inférieurs à 25 mm, la capacité portante aux états limites d'utilisation (ÉLUT) des pieux vissés ne devrait pas dépasser l'écart de préconsolidation de l'argile silteuse. Pour un pieu vissé avec une plaque hélicoïdale placée à un niveau de l'ordre de 87,5 m, ou plus haut, la charge morte ne devra pas dépasser 75 kPa, soit l'écart de préconsolidation de l'argile silteuse à ce niveau. Cet écart est réduit à 50 kPa à un niveau de l'ordre de 85 m puis augmente par la suite.

Si plus d'une hélice est utilisée par pieu, il est important que la distance entre deux (2) hélices successives soit équivalente à au moins trois (3) fois le diamètre de la plus grosse hélice.

6.8.3 Pieux battus au refus

6.8.3.1 Capacité à l'ÉLUL

Nous recommandons la méthode α en contraintes totales pour déterminer la capacité géotechnique à l'ÉLUL. La capacité géotechnique à l'ÉLUL d'un pieu en compression consiste en la somme de la résistance ultime qui peut être développée en frottement le long du fût du

pieu et de la résistance ultime en pointe. La capacité en compression à l'ÉLUL est alors obtenue suivant l'expression :

$$Q_u = A_s \alpha c_u + N_t c_u A_t$$

Où

- Q_u : Capacité axiale géotechnique du pieu en compression à l'ÉLUL (kN);
- c_u : Résistance au cisaillement non drainé (kPa) selon l'enveloppe de résistance au cisaillement de l'annexe 4;
- α : Facteur d'adhésion = $0,21 + 26 / c_u$ et $\alpha \leq 1$;
- A_s : Aire du pieu (m²);
- A_t : Surface de la pointe du pieu (m²);
- N_t : Coefficient de capacité portante à la pointe selon tableau 5.

TABLEAU 5
Paramètre N_t

Diamètre à la pointe du pieu	N_t
Inférieur à 0,5 m	9
De 0,5 à 1 m	7
Supérieur à 1 m	6

Pour des pieux prenant appui en pointe sur le roc, la capacité géotechnique est généralement égale ou supérieure à la capacité structurale qui correspond aux propriétés des matériaux qui constituent les pieux. La capacité structurale des pieux fabriqués de matériaux mixtes, comme des pieux tubulaires d'acier remplis de béton, doit tenir compte des propriétés élastiques des deux (2) matériaux, soit le béton et l'acier. Le tassement d'un pieu appuyé en pointe sur le roc est principalement relié à la compression élastique de l'acier lors de l'application des charges.

6.8.3.2 Résistance géotechnique pondérée à l'ÉLUL

La résistance géotechnique pondérée d'un pieu doit correspondre à sa capacité géotechnique à l'ÉLUL multipliée par le coefficient de tenue approprié. Pour le cas d'une analyse statique en compression, le coefficient de tenue est égal à 0,4. Par contre, la réalisation d'essai en compression dynamique ou statique en chantier permettrait d'augmenter le coefficient de tenue à 0,5 et 0,6 respectivement.

6.8.3.3 Capacité à l'ÉLUT

Pour des pieux battus jusqu'au refus sur le roc, la valeur de capacité géotechnique à l'ÉLUL pourra être utilisé pour la capacité à l'ÉLUT.

6.8.3.4 Pieux en arrachement à l'ÉLUL

La résistance géotechnique à l'ÉLUL d'un pieu en arrachement est obtenue par la somme de la résistance ultime qui peut être développée le long du pieu plus le poids du pieu lui-même. Cette résistance correspond au premier terme de l'équation présentée à la section 6.7.3.1. L'effet de groupe de pieux doit être également regardé pour estimer la résistance en arrachement.

La résistance géotechnique pondérée d'un pieu en arrachement à l'ÉLUL doit correspondre à la résistance géotechnique ultime multipliée par le coefficient de tenue approprié. Pour le cas d'une analyse statique en arrachement, le coefficient de tenue est égal à 0,3. Par contre, la réalisation d'essai statique en chantier permettrait d'augmenter le coefficient de tenue à 0,4.

6.8.3.5 Résistance latérale des pieux

Les sols entourant les pieux contribuent à la résistance latérale de ces derniers. Cette résistance se fait sentir surtout jusqu'à une profondeur équivalente à cinq (5) fois le diamètre du pieu sous le chapeau des pieux. Cependant, le MTQ recommande d'utiliser une profondeur critique de 5 m.

La méthode de calcul recommandée est celle proposée par Broms qui a été modifiée par le MTQ en 2006. Une copie de cette méthode est disponible à l'annexe 7. Les paramètres géotechniques à utiliser suivant la méthode de Broms en présence de sols cohérents sont présentés au tableau 6.

TABLEAU 6
Paramètres géotechniques pour la méthode de Broms

Paramètre	Valeur à utiliser
Résistance au cisaillement non drainé (c_u)	Voir enveloppe de résistance au cisaillement de l'annexe 4
Facteur de correction du coefficient de réaction : K_h	0,3

La résistance latérale des pieux étant reprise sur les premiers mètres de sol, le coussin de travail construit par l'entrepreneur pour supporter ces équipements lors du battage devra être compacté adéquatement pour permettre également de reprendre les efforts latéraux. De plus, l'entrepreneur devra porter une attention particulière afin de ne pas remanier le dépôt d'argile silteuse en surface lors de ces travaux.

6.8.3.6 Condition de battage

L'enfoncement des pieux s'effectuera principalement dans un dépôt argileux. Lors du battage de pieux dans une argile silteuse, des pressions interstitielles sont susceptibles de se développer le long du fût du pieu. Le phénomène se fait particulièrement sentir pour les cas des pieux tubulaires munis d'une plaque à l'extrémité. De telles conditions peuvent causer des inconvénients, particulièrement le soulèvement des pieux avoisinants déjà en place. Un rebattage après 48 heures est généralement nécessaire pour s'assurer que les pieux ont atteint la profondeur voulue.

De plus, les conditions de battage peuvent être telles qu'il peut y avoir rebondissement du pieu au moment de son enfoncement. Ce phénomène a été observé surtout lorsque les pieux s'enfoncent dans une argile dont l'indice de liquidité (I_L) est supérieur à 0,7. Dans certains cas, les pressions ont été assez fortes pour faire soulever le pieu jusqu'à son niveau avant l'impact. Le dépôt argileux présente des indices de liquidité supérieurs à 0,7 sur presque la totalité de son épaisseur. Il est donc possible que des retards durant la construction puissent être causés par ce phénomène.

Les méthodes disponibles qui ont déjà été utilisées avec succès pour la diminution ou l'élimination complète des effets négatifs de ce phénomène sont :

- ne pas utiliser de plaque à l'extrémité;
- utiliser des pieux en « H » qui sont moins susceptibles au rebondissement qu'un pieu tubulaire en acier à bout fermé;
- alourdir le pieu tubulaire en acier au moment de son battage en remplissant le pieu avec de l'eau;
- changer, modifier et adapter la séquence de battage; et,
- prévoir des périodes d'attente lors du battage des pieux.

6.8.3.7 Critère de refus au battage

Si le concepteur opte pour des pieux prenant appui sur le roc, il est important de déterminer un critère de refus qui établira la profondeur du pieu où se développera la capacité de ce dernier. Un tel critère est établi de différentes façons, mais généralement selon des formules dynamiques de battage comme celle de Hiley ou de Gates. Par contre, il faut préciser que toutes formules dynamiques de battage de pieu sont basées sur des hypothèses qui peuvent s'avérer fausses et erronées. Ainsi les résultats obtenus au moyen de ces formules peuvent être seulement utilisés sur une base préliminaire et en première approximation. Ce critère doit être soumis par l'entrepreneur avant le début des travaux.

Il est préférable que le critère de refus soit établi suivant l'équation d'onde unidimensionnelle (wave-equation analysis) qui tient compte non seulement des propriétés du marteau, mais aussi celles du pieu et des sols traversés par ce dernier. Le critère de refus doit toujours être confirmé par des essais de chargement dynamique effectués en début de travaux. Il se peut alors que le critère de refus établi par l'essai de chargement soit plus sévère que le critère calculé par les formules dynamiques. Si tel est le cas, tous les pieux déjà enfoncés selon le critère des formules dynamiques devront être rebattus de façon à atteindre le critère de refus établi par l'essai de chargement dynamique.

6.8.3.8 Conditions particulières

Pour des pieux en frottement, il a été observé par le passé, dans la région de l'Outaouais, la présence de blocs à l'intérieur du dépôt argileux naturel de la Mer de Champlain. Par conséquent, même en l'absence de till, il est recommandé d'utiliser un sabot de battage à la pointe des pieux.

6.8.4 Essais de chargement

Pour le cas de pieux battus au refus, la capacité géotechnique des pieux devra être confirmée à l'aide d'un essai de chargement dynamique selon la norme ASTM D4945 combiné avec une analyse CAPWAP. Par unité de fondation, il est recommandé de faire des essais dynamiques sur au moins 10 % des pieux. Le coefficient de tenue à appliquer pour les essais dynamiques est de 0,5.

Au moment de l'exécution d'essais dynamiques, il faut que les pieux aient une longueur hors-sol au moins égale à 5 fois leur diamètre, mais avec un minimum de 1,5 m, afin de permettre l'installation des jauges.

7.0 VALIDITÉ DES RECOMMANDATIONS

Les recommandations contenues dans ce rapport ont été élaborées en supposant que le profil et les propriétés des sols 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 Marie-Ève Roy, ing. jr sous la supervision de Michel Timmons, ing., MBA.

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 SONDAGE ET INTERPRÉTATION 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 :

NOM	DIMENSION (mm)	
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 :

TERMINOLOGIE DESCRIPTIVE	PROPORTION DE PARTICULES (%)	
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 :

COMPACTITÉ	INDICE DE PÉNÉTRATION « N » (coups / 300 mm)	
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

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

PLASTICITÉ

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

SENSIBILITÉ

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

JOINTS

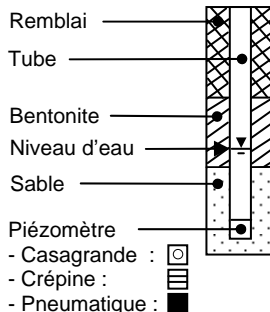
	ESPACEMENT MOYEN (mm)	
Très rapprochés	0 -	60
Rapprochés	60 -	200
Moyennement espacés	200 -	600
Espacés	600 -	2000
Très espacés	>	2000

RÉSISTANCE

	RÉSISTANCE À LA COMPRESSION SIMPLE, q_u (MPa)	
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.



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.

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, %

CLIENT : Commission de la Capitale Nationale
PROJET : Construction du pont équestre Chartrand
ENDROIT: Parc de la Gatineau, Luskville (Québec)
DOSSIER: D-13345

FORAGE: F-13-01

DATE: 2013-12-10 au 2013-12-10

COORD. N: 5045898,9 E: 340843,0
(SCOPQ NAD83)

COUPE STRATIGRAPHIQUE			ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET EN LABORATOIRE			
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) GÉODÉSIQUE	DESCRIPTION	NIVEAU D'EAU 2012-12-11	TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	LIMITES DE CONSISTANCE $\frac{W_p}{W_L}$ (W (%))	AUTRES ESSAIS
	92,60							20 40 60 80	<ul style="list-style-type: none"> ● N_{dc} (coups/300 mm) ▲ C_u (kPa) △ C_r (kPa) ▼ C_{us} (kPa) ◆ C_{up} (kPa) ▽ C_{rs} (kPa) ◇ C_{rp} (kPa)
									50 100 150 200
1		REMBLAI PROBABLE: argile silteuse avec un mince couvert organique à la surface.		CF-1	×	21	3		
2		- Consistance: ferme à raide.		CF-2	×	75	5		
3		- Plasticité: élevée.		CF-3	×	75	1	26 71 51	▲55
4	89,60	ARGILE SILTEUSE.		CF-4	×	100	0		▲39
5		- Consistance: ferme à raide.		CF-5	×	100	0	22 41 60	▲53
6	87,42	- Plasticité: moyenne.		CF-6	×	100	0		▲46
7		- Classification (USCS): CL.		CF-7	×	100	0		▲46
8				CF-8	×	100	0		▲43
9				CF-9	×	100	0	20 31 54	▲43
10				CF-10	×	58	39		▲53
11				CF-11	×	100	38	20 36 51	▲55
12	80,36	SABLE, traces de gravier.							▲59
13		- Compacité: dense.							▲71
14	78,27								
15	77,76	Début de l'essai de pénétration dynamique.							85 84 100
16		FIN DU FORAGE.							
17		Refus du pénétromètre dynamique sur des sols très denses, un bloc ou le roc probable.							
18									

REMARQUES: 1- N = 0 : la cuillère s'enfonce sous le poids des tiges.
2- Position du forage relevée à l'aide d'un GPS dont la précision est de ± 0,6 m.
3- Le niveau du forage a été estimé à partir du relevé topographique fourni par la CCN.

Marie-Ève Roy, ing. jr
membre OIQ: 5016354

MÉTHODE DE FORAGE: Tarière évidée et pénétromètre dynamique, Foreuse CME-55 montée sur un chenillard.

DATE: 2014-01-15

CLIENT : Commission de la Capitale Nationale
PROJET : Construction du pont équestre Chartrand
ENDROIT: Parc de la Gatineau, Luskville (Québec)
DOSSIER: D-13345

FORAGE: F-13-02

DATE: 2013-12-11 au 2013-12-11

COORD. N: 5045894,8 E: 340860,2
(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	AUTRES ESSAIS	<div>● N_{dc} (coups/300 mm) ▲ C_u (kPa) △ C_r (kPa) ▼ C_{us} (kPa) ◆ C_{up} (kPa) ▽ C_{rs} (kPa) ◇ C_{rp} (kPa)</div>
	91,40							<div><div>W_P</div><div><div>W (%)</div><div>W_L</div></div></div>		
<div><div>1</div><div>1,62</div><div>2</div><div>2,21</div><div>3</div><div>4</div><div>5</div><div>6</div><div>7</div><div>8</div><div>9</div><div>10</div><div>11</div><div>12</div><div>12,36</div><div>13</div><div>13,51</div><div>14</div><div>15</div><div>16</div><div>17</div><div>18</div></div>	<div>89,78</div> <div>89,19</div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div>79,04</div> <div></div> <div>77,89</div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div>	<div>REMBLAI PROBABLE: argile silteuse avec un mélange de sable.</div> <div>SOL ORGANIQUE, avec un mélange d'argile silteuse et de sable.<div>- Compacité: très lâche.</div></div> <div>ARGILE SILTEUSE.<div>- Consistance: ferme à raide.</div><div>- Plasticité: élevée en surface à moyenne.</div><div>- Classification (USCS): CH à CL.</div></div> <div>SABLE, traces de gravier.<div>- Compacité: moyenne.</div></div> <div>FIN DU FORAGE.<div>Refus de la tarière évidée sur un bloc ou le roc probable.</div></div>	<div>CF-1</div> <div>CF-2</div> <div>CF-3</div> <div>CF-4</div> <div>CF-5</div> <div></div> <div>CF-6</div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div>CF-7</div> <div></div> <div></div> <div>CF-8</div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div>	<div>✕</div> <div>✕</div> <div>✕</div> <div>✕</div> <div>✕</div> <div></div> <div>✕</div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div>✕</div> <div></div> <div></div> <div>✕</div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div>	<div>54</div> <div>71</div> <div>71</div> <div>79</div> <div>100</div> <div></div> <div>100</div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div>100</div> <div></div> <div></div> <div>83</div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div>	<div>5</div> <div>7</div> <div>1</div> <div>1</div> <div>0</div> <div></div> <div>0</div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div>0</div> <div></div> <div></div> <div>13</div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div>	<div></div> <div></div> <div></div> <div><div>22</div><div>51</div><div>68</div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div>	<div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div>≡ Niveau du cours d'eau (2013-12-11)</div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div>	<div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div>	

REMARQUES: 1- N = 0 : la cuillère s'enfonce sous le poids des tiges.
2- Position du forage relevée à l'aide d'un GPS dont la précision est de ± 0,6 m.
3- Le niveau du forage a été estimé à partir du relevé topographique fourni par la CCN.

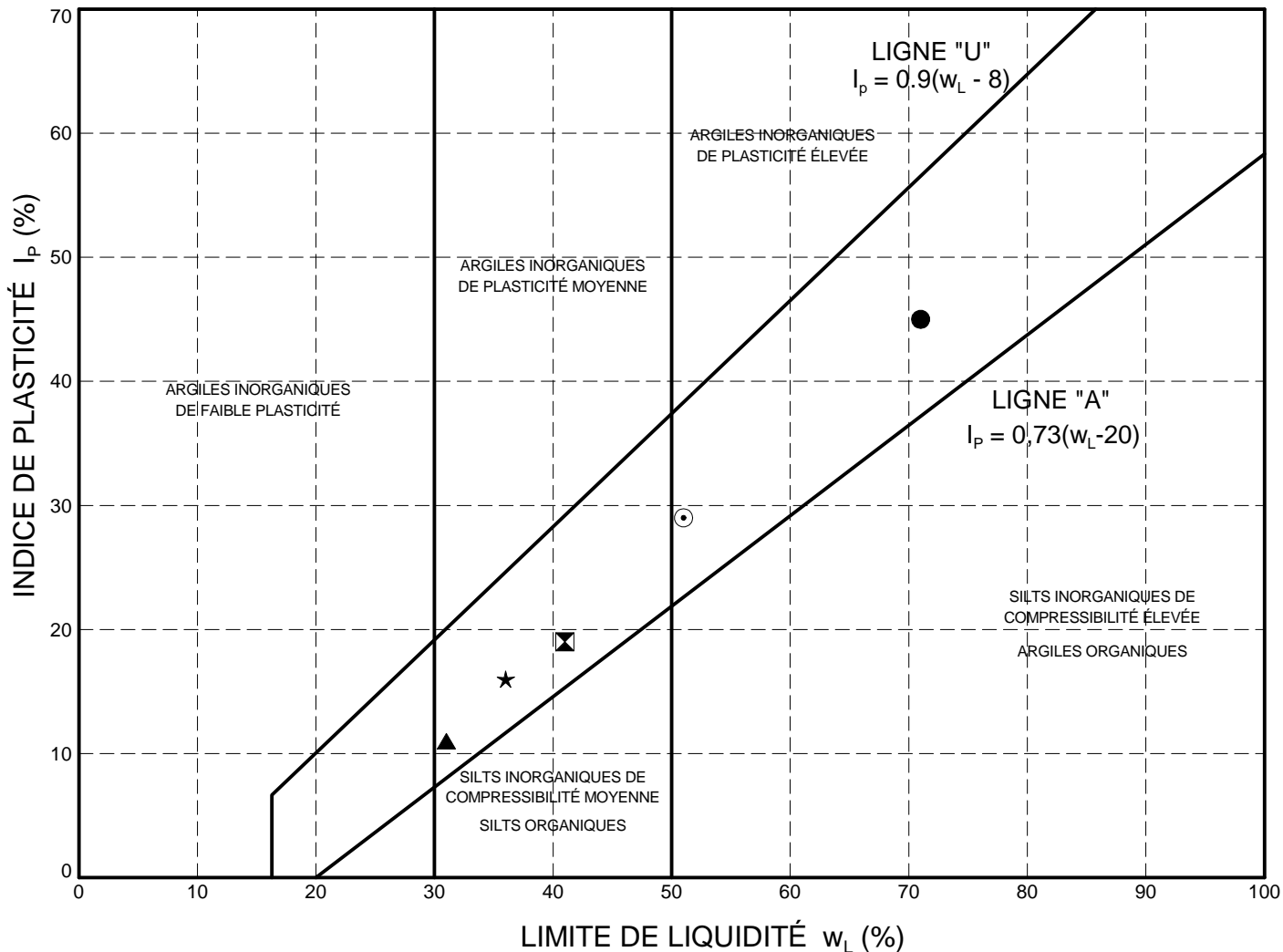
Marie-Ève Roy, ing. jr
membre OIQ: 5016354

MÉTHODE DE FORAGE: Tarière évidée, Foreuse CME-55 montée sur un chenillard.

DATE: 2014-01-15

ANNEXE 3
ABAQUE DE PLASTICITÉ
(1 page)

CLIENT : Commission de la Capitale Nationale
 PROJET : Construction du pont équestre Chartrand
 ENDROIT: Parc de la Gatineau, Luskville (Québec)
 DOSSIER: D-13345



	Sondage	Éch.	Profondeur (m)	w (%)	w_L	w_P	I_p	I_L	Description
●	F-13-01	CF-3	1,52 à 2,13	51	71	26	45	0,6	Remblai probable d'argile silteuse (CH), plasticité élevée.
⊗	F-13-01	CF-5	4,57 à 5,18	60	41	22	19	2,0	Argile silteuse (CL), plasticité moyenne.
▲	F-13-01	CF-7	7,62 à 8,23	54	31	20	11	3,1	Argile silteuse (CL), plasticité moyenne.
★	F-13-01	CF-9	10,67 à 11,28	51	36	20	16	1,9	Argile silteuse (CL), plasticité moyenne.
⊙	F-13-02	CF-4	2,29 à 2,90	68	51	22	29	1,6	Argile silteuse (CH), plasticité élevée.

REMARQUES:

DATE: 2014-01-15

Marie-Ève Roy, ing. jr
 # membre OIQ: 5016354

ANNEXE 4

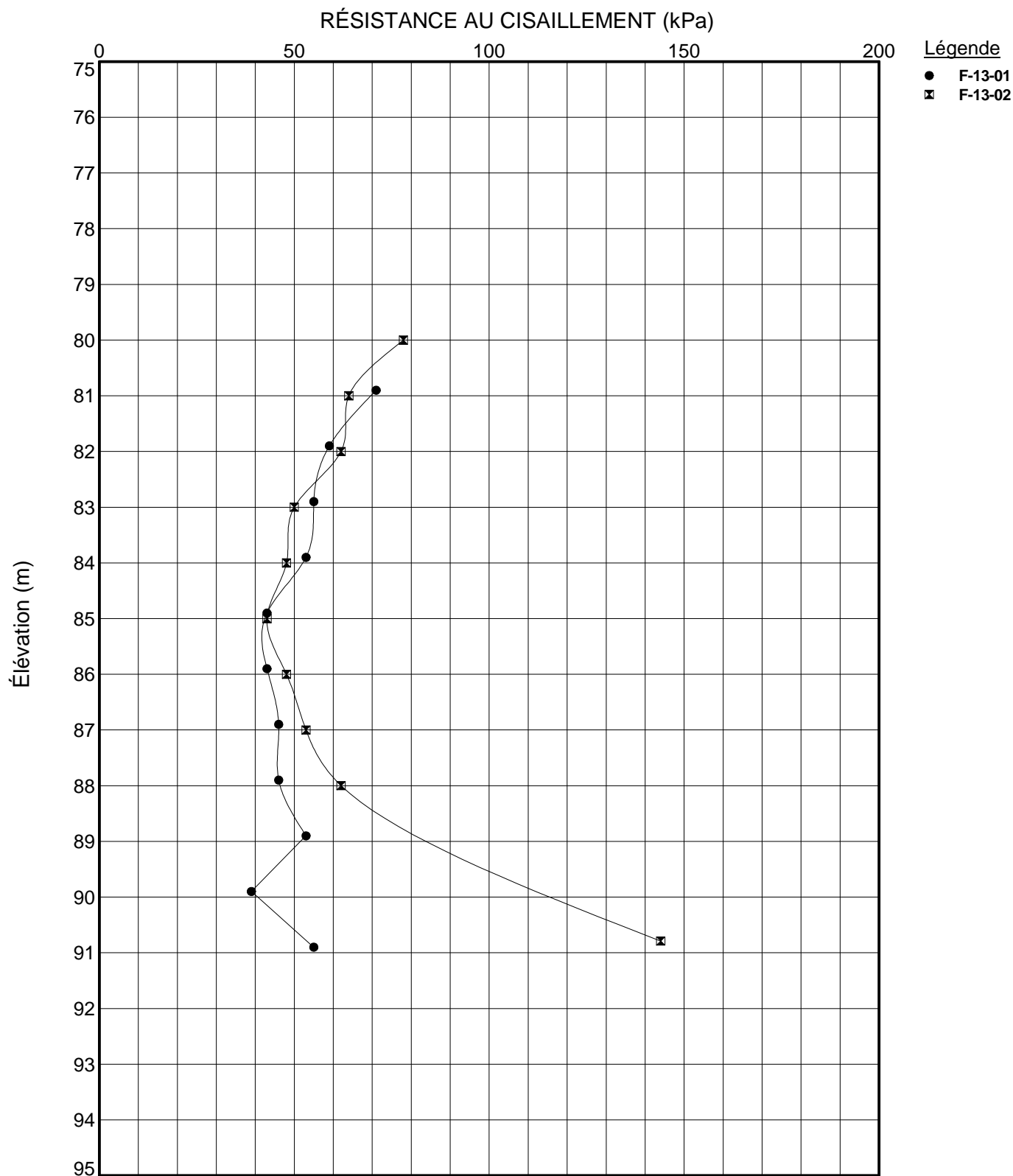
PROFIL DE RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT SELON L'ÉLEVATION

(1 page)

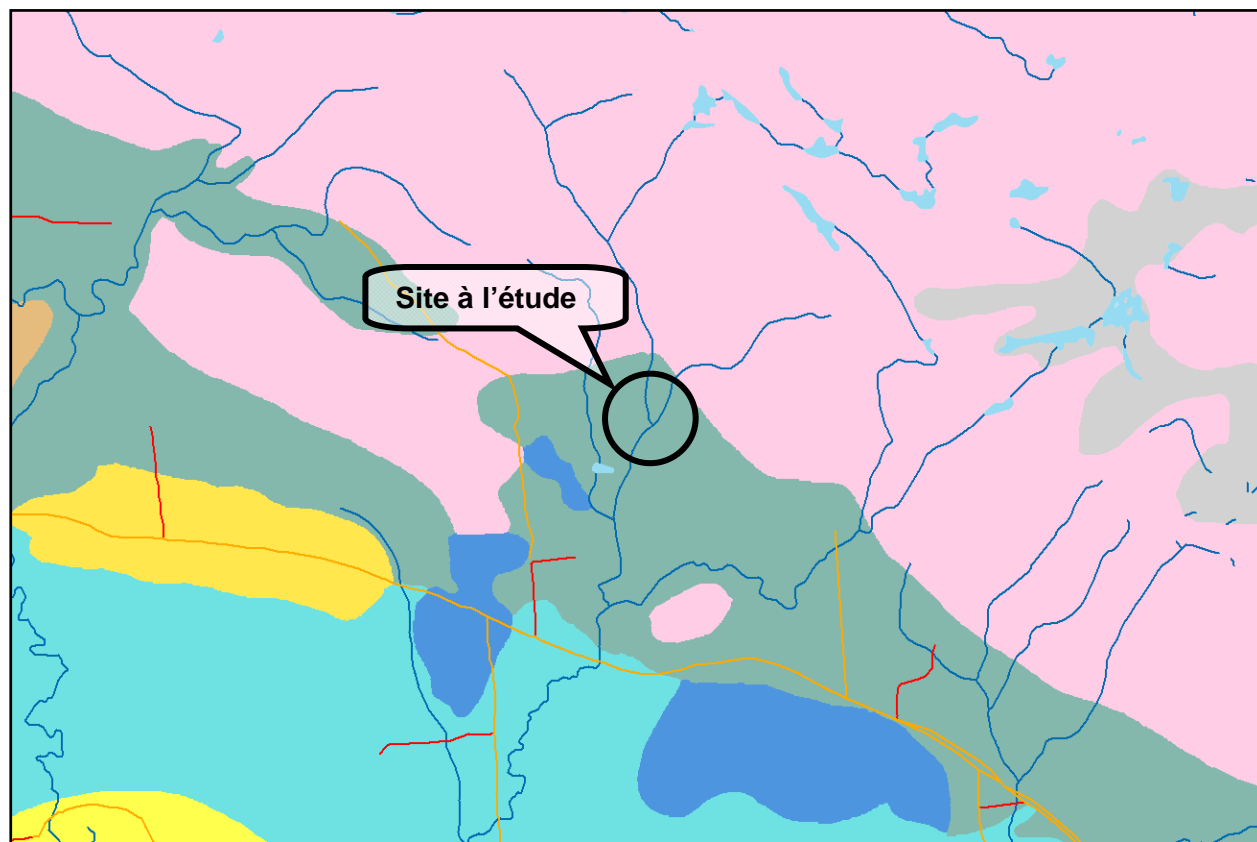


Qualitas PROFIL DE RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT

CLIENT : Commission de la Capitale Nationale
PROJET : Construction du pont équestre Chartrand
ENDROIT: Parc de la Gatineau, Luskville (Québec)
DOSSIER: D-13345

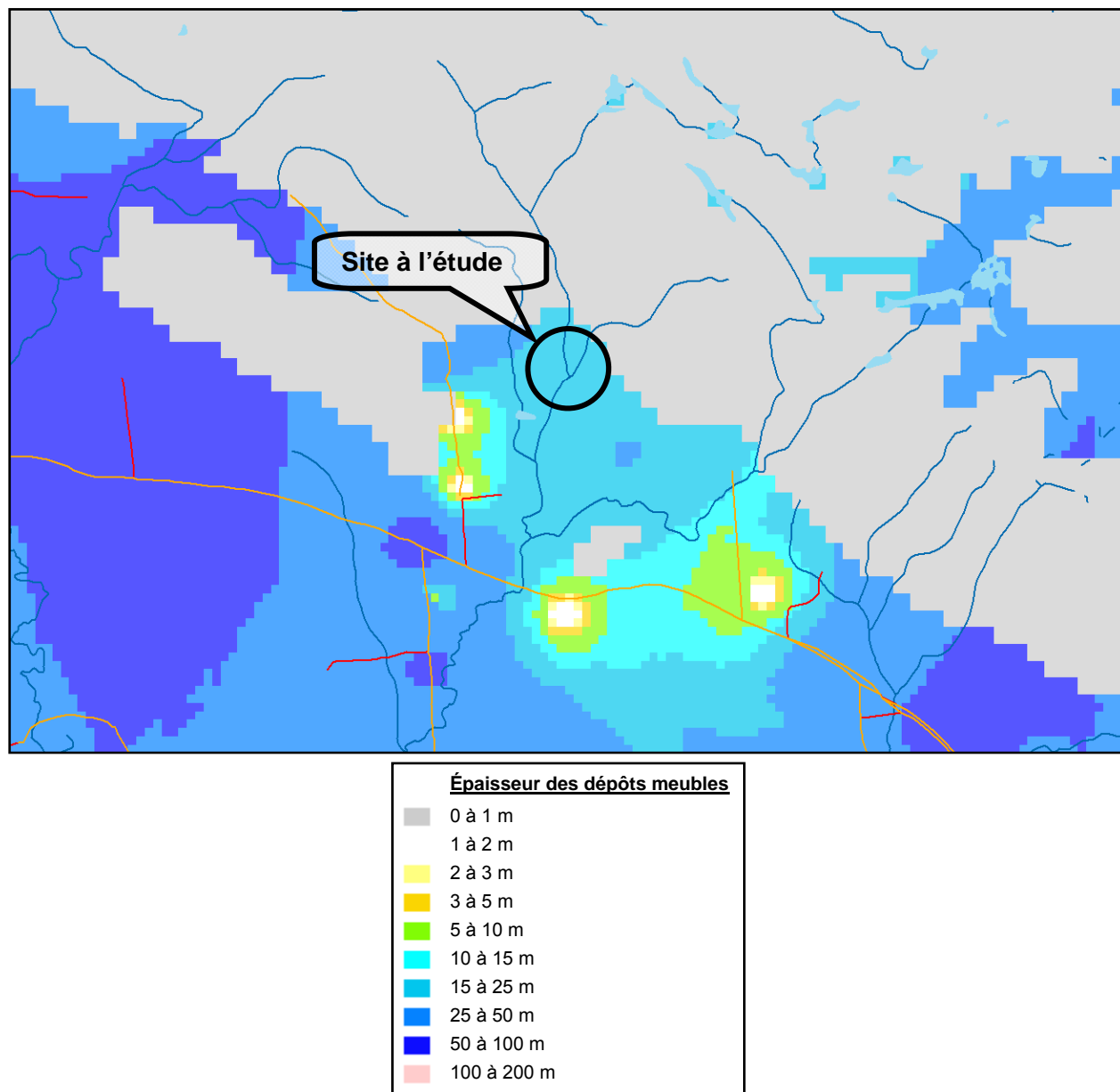


ANNEXE 5
CARTES GÉOLOGIQUES DU SECTEUR
(4 pages)

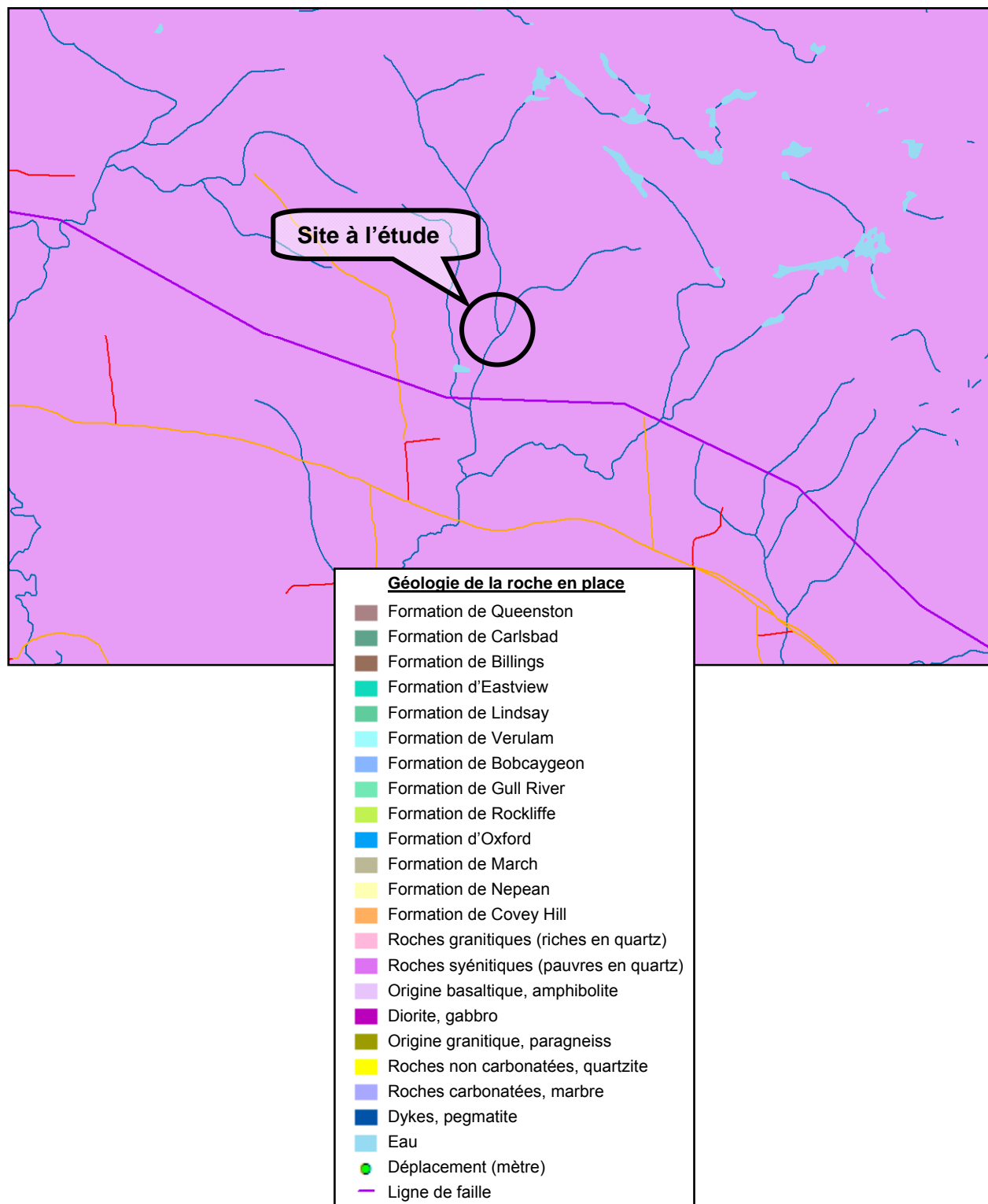


<u>Géologie des formations en surface</u>	
	Dépôts organiques
	Dunes, dépôts sableux remaniés
	Plaines d'inondation ; sable, silt et argile
	Terrasses fluviales ; sable et silt
	Dépôts marins remaniés
	Plages ; blocs, gravier et sable
	Sable ; dépôts fluvioglaciaires remaniés
	Dépôts deltaïques et estuariens
	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

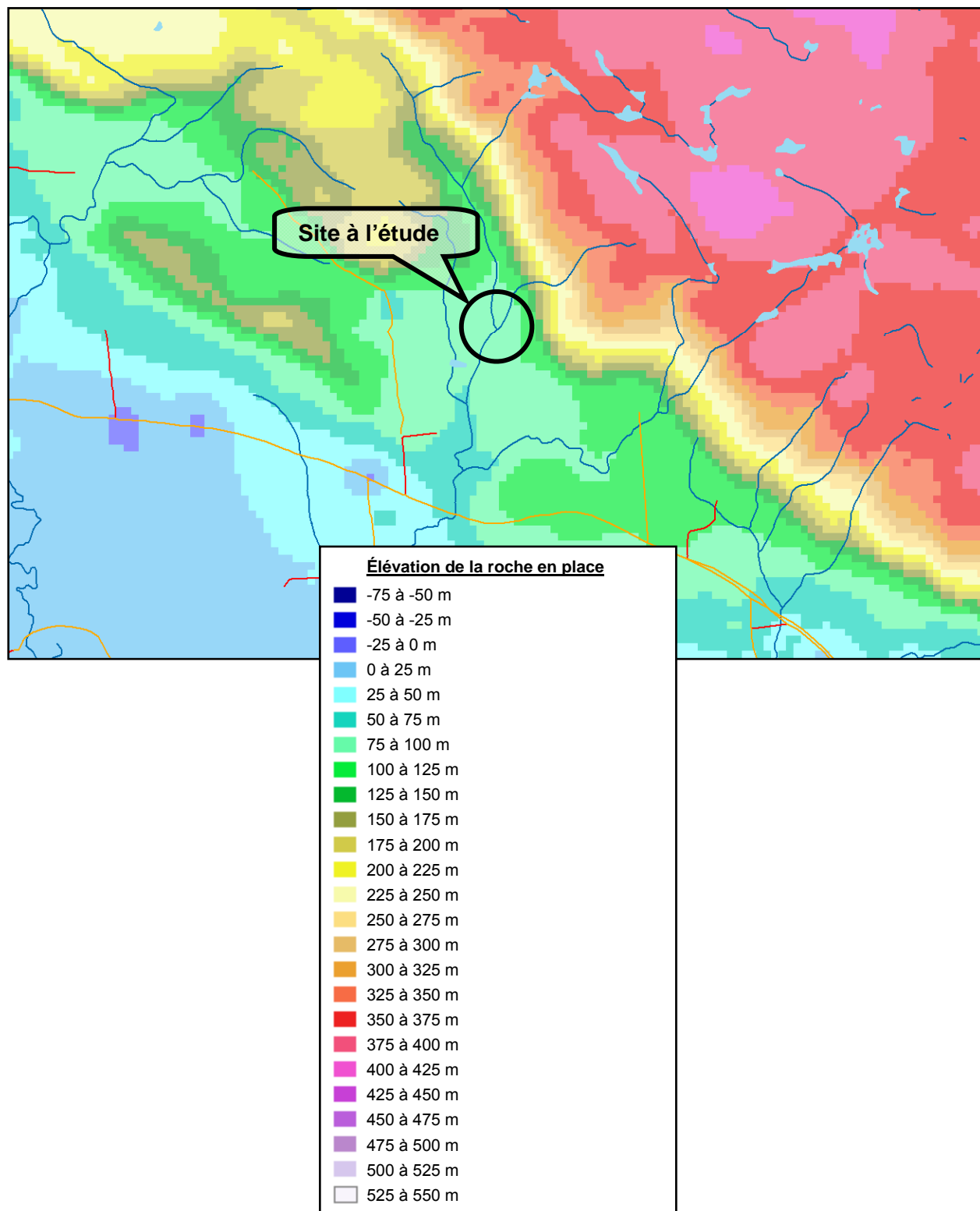
Carte 1 : Dépôts meubles



Carte 2 : Épaisseur en mètre des dépôts meubles



Carte 3 : Socle rocheux



Carte 4 : Élévation en mètre du socle rocheux

ANNEXE 6

CROQUIS DE LOCALISATION DES FORAGES

(1 page)

ANNEXE 7
RÉSISTANCE GÉOTECHNIQUE LATÉRALE PONDÉRÉE
(SOLS COHÉRENTS)
(7 pages)

Résistance géotechnique latérale pondérée (sols cohérents)

Pour la détermination de la résistance géotechnique latérale, il est recommandé d'utiliser la méthode proposée par Broms qui est décrite dans l'article suivant :

- Broms, B.B., « Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils », Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division - ASCE, vol. 90, no. SM2, March, pp. 27-63, (1964).

L'approche par étapes décrite ci-dessous est inspirée du manuel « Design and construction of driven pile foundations, workshop manual vol. 1 » de la FHWA, publication no. FHWA HI 97-013 (révision de 1998). Elle s'établit comme suit :

1. Déterminer le type de sol (cohérent ou pulvérulent) présent à l'intérieur de la profondeur critique sous la surface (le manuel de la FHWA parle de 4 à 5 fois le diamètre des pieux, Qualitas recommande plutôt une valeur de 5 m). La méthode présentée ici n'est valable que pour les sols cohérents ;
2. Déterminer le coefficient de réaction horizontal du sol, K_h à l'aide de la relation suivante :
 $K_h = 67c_u / b$
où : c_u = résistance en cisaillement non drainé (en kPa),
 b = largeur ou diamètre de pieu (m)
3. Ajuster la valeur de K_h déterminée à l'étape 2 en fonction de la consistance du sol cohérent :
 - multiplier K_h par 0,17 à 0,33 pour une argile très molle à molle
 - multiplier K_h par 0,25 à 0,50 pour une argile ferme à très raide ;
4. Déterminer les propriétés suivantes du pieu:
 - module d'élasticité, E , (MPa)
 - moment d'inertie, I , (m^4)

- module de section, S , (m^3) autour d'un axe perpendiculaire au plan de chargement
 - contrainte admissible, f_y , dans l'acier, ou résistance à la compression ultime, f'_c , pour le béton (MPa)
 - longueur enfouie du pieu, D , (m)
 - excentricité de la charge appliquée en tête du pieu, e_c , pour les pieux à têtes libres (m)
 - facteur de forme C_s (pour pieux d'acier seulement), où :
 1. $C_s = 1,3$ pour un pieu avec section circulaire
 2. $C_s = 1,1$ pour un pieu « H » lorsque la charge latérale est perpendiculaire aux semelles
 3. $C_s = 1,5$ pour un pieu « H » lorsque la charge latérale est parallèle aux semelles
 - moment résistant du pieu, M_y , (kN-m), où :
 1. pour des pieux d'acier : $M_y = C_s f_y S$
 2. pour des pieux de béton : $M_y = f'_c S$;
5. Déterminer le coefficient β :
- $$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h b}{4EI}} ;$$
6. Déterminer le facteur de longueur adimensionnel égal à β multipliée par D ;
7. Déterminer le type de pieu (court ou long) :
- si $\beta D > 2,25 \rightarrow$ long
 - si $\beta D < 2,25 \rightarrow$ court
- (Note : pour des valeurs de βD situées entre 2,0 et 2,5, il est suggéré de faire les calculs qui suivent selon les méthodes pour pieu long et court, et de retenir la valeur la plus faible) ;
8. Déterminer la résistance géotechnique latérale ultime Q_u d'un pieu isolé selon ce qui suit :
- a. *Pieu court*

À l'aide de D/b (et de e_o/D pour le cas à tête libre), utiliser l'abaque de la figure 1 pour choisir la valeur correspondante de $Q_u/c_u b^2$ et résoudre pour trouver Q_u (en kN).

b. Pieu long

À l'aide de $M_y/c_u b^3$ (et de e_o/b pour le cas à tête libre), utiliser l'abaque de la figure 2 pour choisir la valeur correspondante de $Q_u/c_u b^2$ et résoudre pour trouver Q_u (en kN) ;

9. Déterminer, pour un pieu isolé, la résistance géotechnique latérale pondérée (à L'ÉLUL) Q_m en multipliant Q_u par un coefficient de tenue de 0,5 ;
10. Déterminer la réaction à l'ÉLUT (la charge latérale de service) Q_a en fonction du déplacement admissible choisi par le concepteur (une valeur de 15 mm peut être utilisée en l'absence de plus d'information). À l'aide de βD (et de e_o/D pour le cas à tête libre), utiliser l'abaque de la figure 3 pour choisir la valeur correspondante de $yK_h b D/Q_a$ et résoudre pour trouver Q_a (en kN) ou y (en m) ;
11. Comparer Q_a et Q_m :
 - si $Q_a > Q_m$, utiliser Q_m et calculer y_m selon l'étape 10
 - si $Q_a < Q_m$, utiliser Q_a et calculer y
 - si Q_a et y ne sont pas disponibles, utiliser Q_m et y_m ;
12. Réduire la capacité des pieux isolés calculée à l'étape 11 en fonction de l'effet de groupe. La réduction est fonction de l'espacement dans le groupe de pieux et le facteur de réduction approprié est déterminé à l'aide du tableau 2 (l'espacement des pieux est calculé centre à centre dans la direction de la charge latérale) :

Tableau 2 : Facteur de réduction de groupe

Espacement des pieux	Facteur de réduction
8b	1,0
6b	0,8
4b	0,5
3b	0,4

13. En ajout à cette méthode, il est recommandé d'ajuster la capacité latérale des pieux inclinés en fonction de leur inclinaison par rapport à la verticale et de l'orientation de la charge latérale. Le tableau 3, dont les valeurs sont tirées du

« Foundation Engineering Handbook », Whiternorn & Fang (1975), présente les facteurs d'accroissement ou de réduction à appliquer :

Tableau 3 : Facteurs d'accroissement et de réduction pour l'inclinaison

Inclinaison ω du pieu par rapport à la verticale (°)	Facteur multiplicatif
22,5	0,75
15,0	0,80
7,5	0,90
0	1,00
-7,5	1,08
-15,0	1,16
-22,5	1,22
-30,0	1,27

Dans le tableau 3, le signe de ω doit être déterminé à l'aide de la figure 4 :

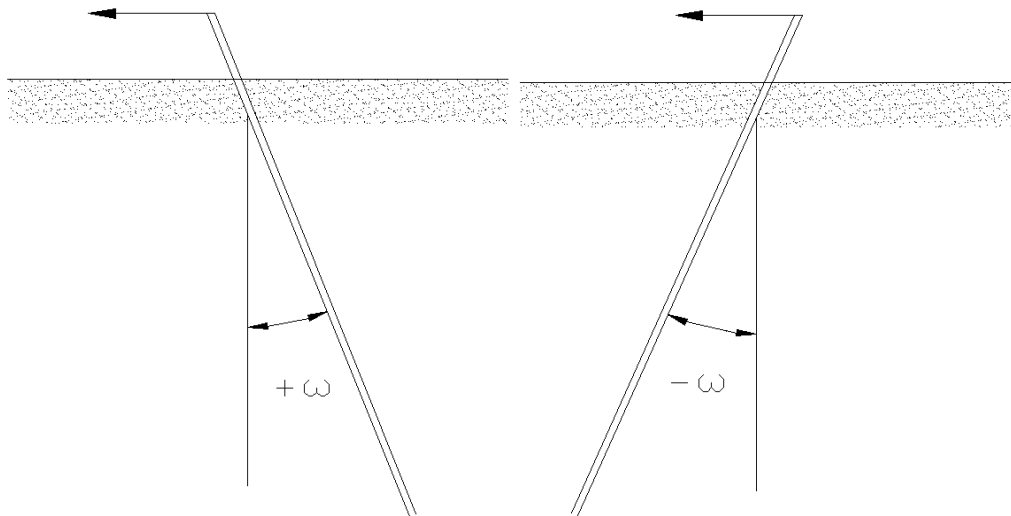


Figure 4 : détermination du signe de l'inclinaison du pieu

14. Déterminer la capacité totale du groupe de pieux. Il est à noter qu'aucune résistance n'est attribuée au sol entourant la semelle dans laquelle les pieux sont encastrés.

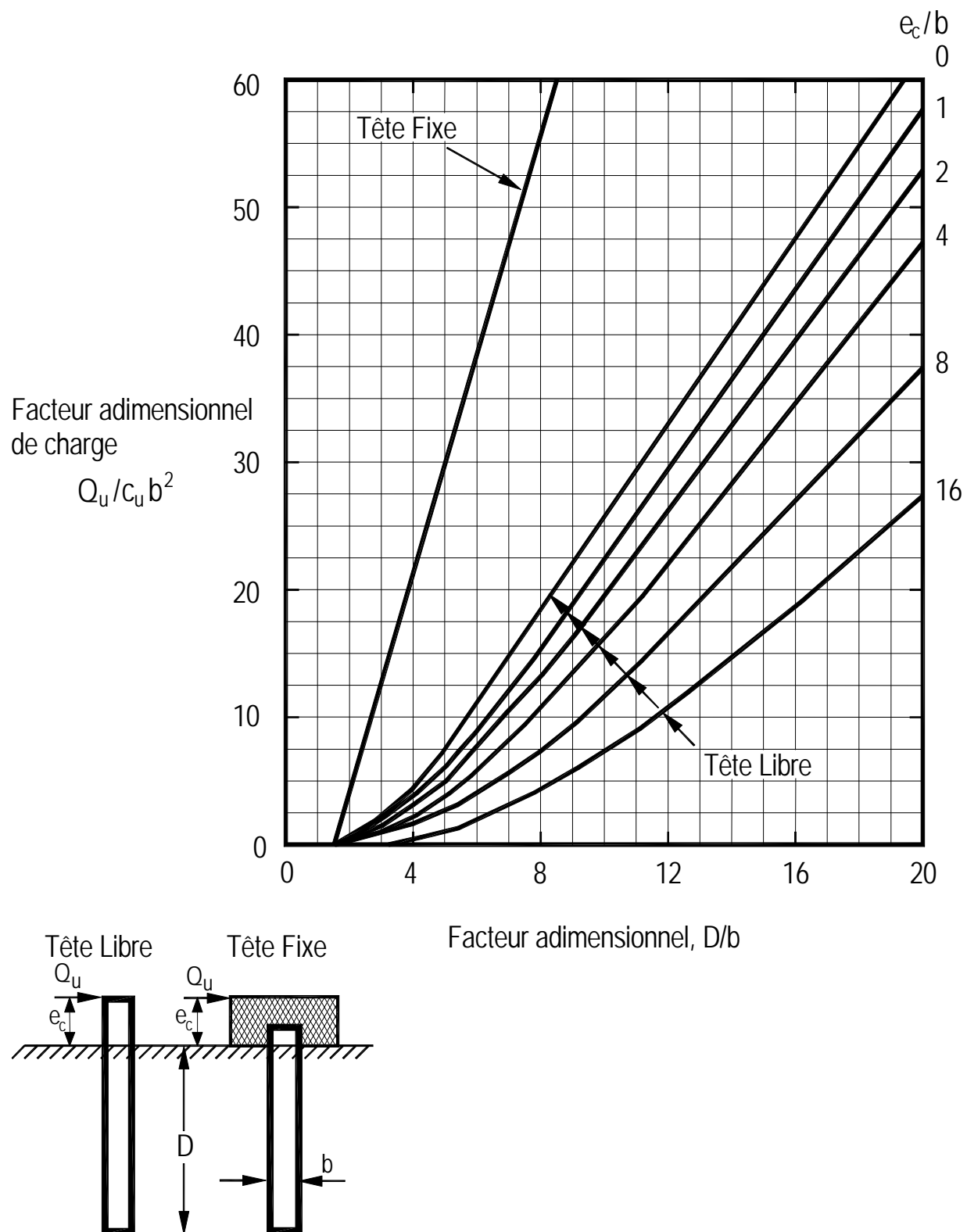


Figure 1 –Capacité à l'ÉLUL des pieux courts dans les sols cohérents.

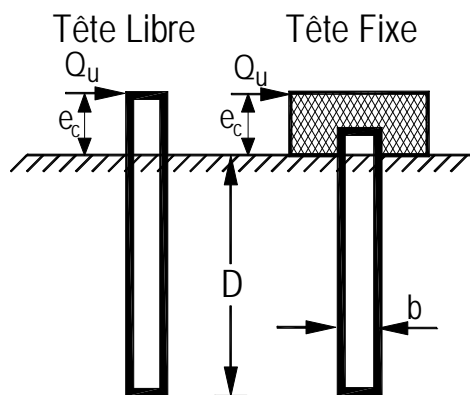
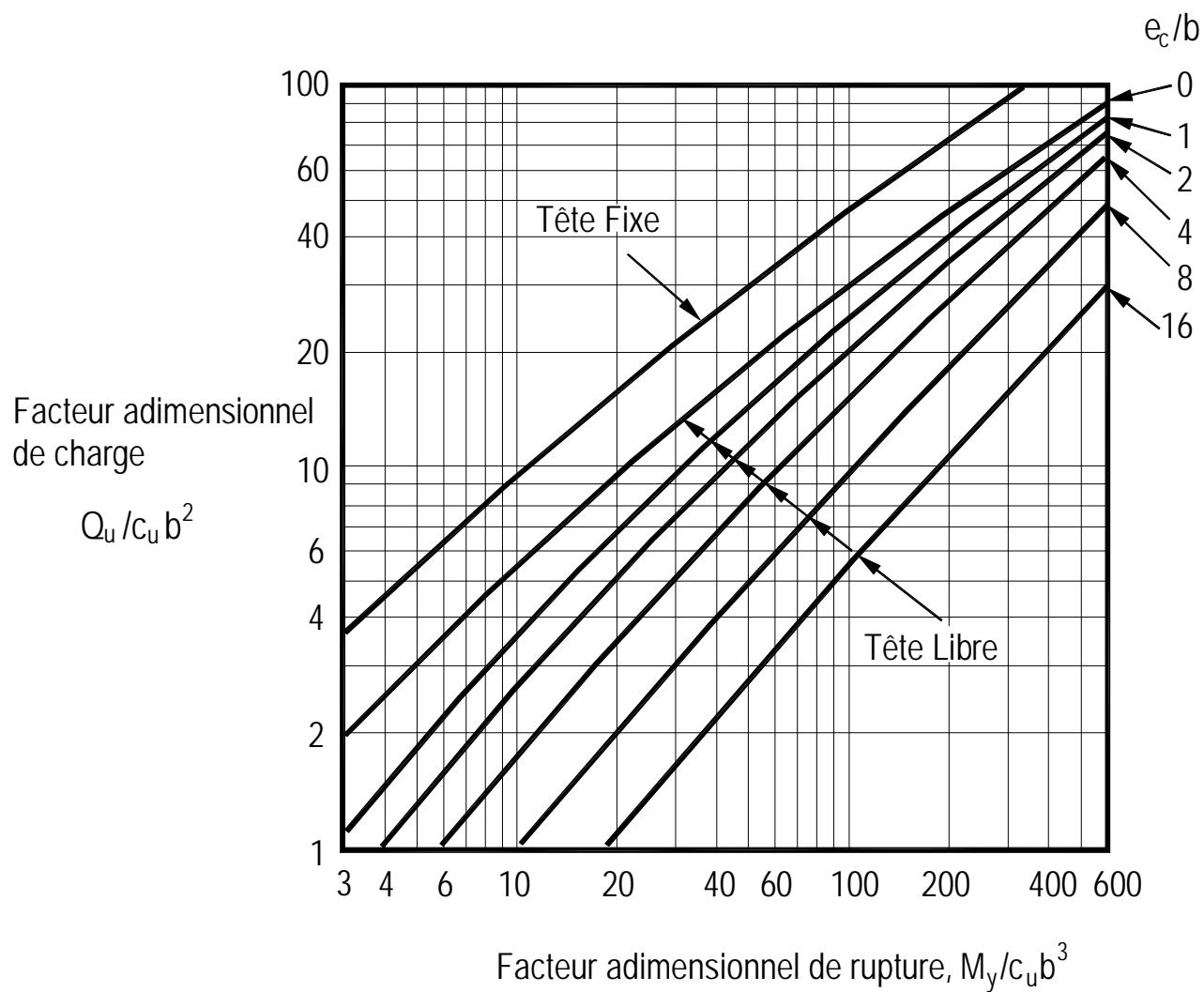


Figure 2 - Capacité à l'ÉLUL des pieux longs dans les sols cohérents

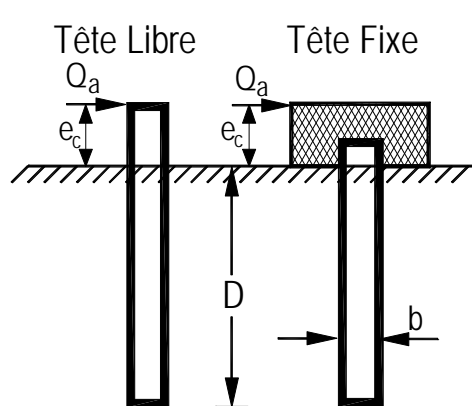
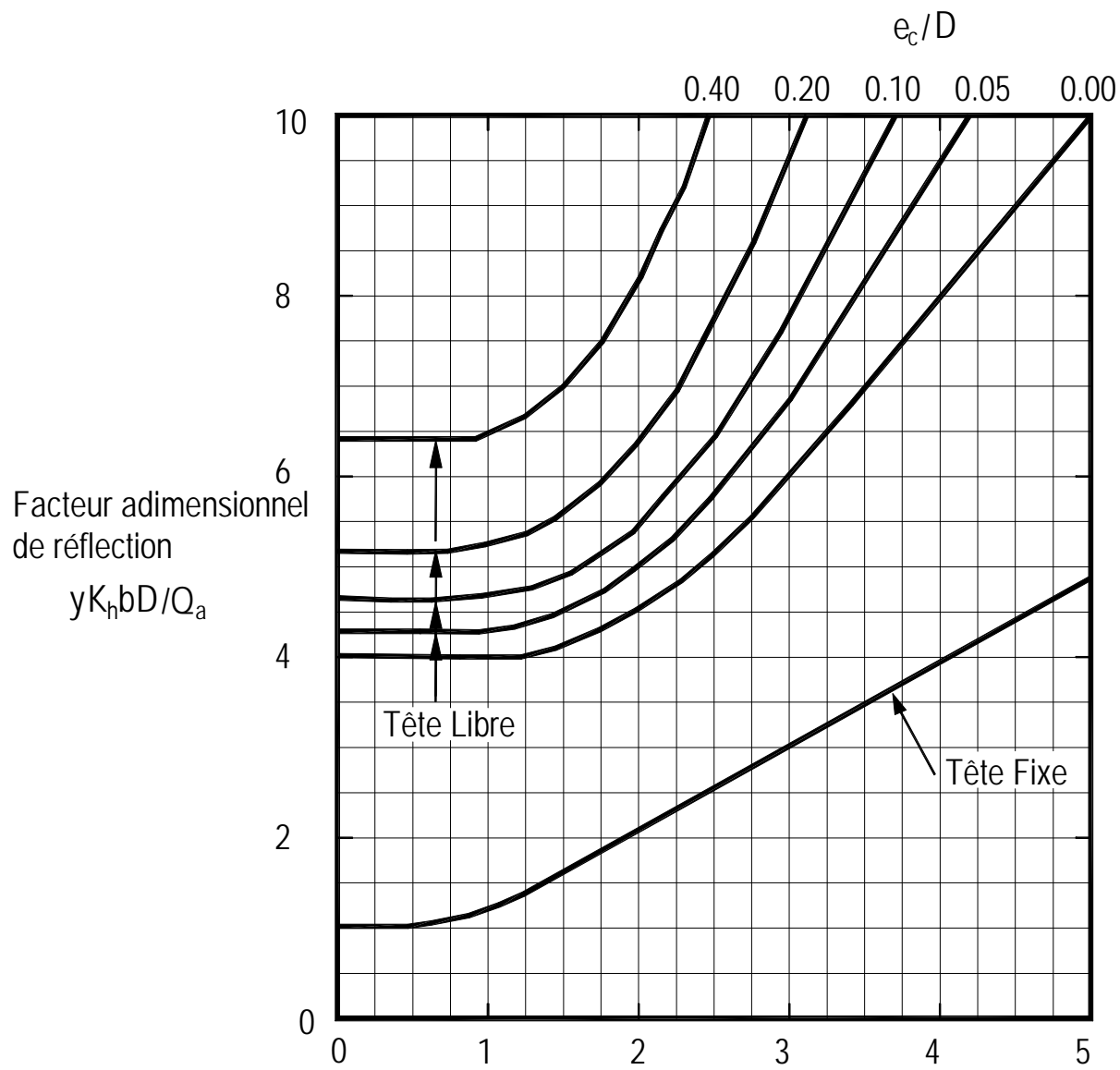
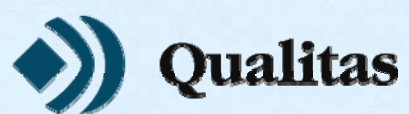


Figure 3 - Capacité à l'ÉLUT des pieux dans les sols cohérents



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