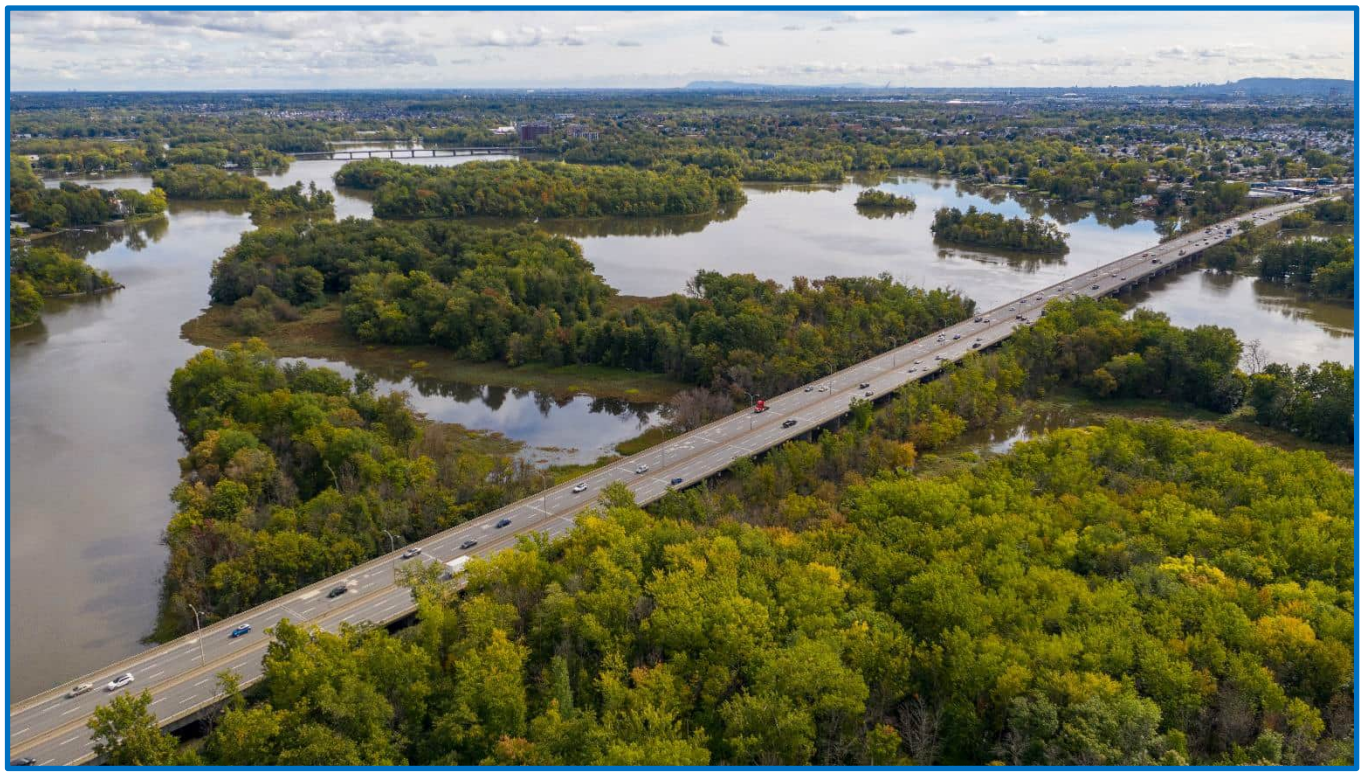
Ministère des Transports et de la Mobilité durable

Étude d'impact sur l'environnement

Projet de reconstruction du pont Gédéon-Ouimet (autoroute 15)
entre Laval et Boisbriand

Projet 154071398 | Mandat 3117-20-FE01



Annexe Z – Partie 2

Numéro de projet consortium : L03869A
23 février 2024 – Révision 04

CONSORTIUM Avenir 15

Ministère des Transports et de la Mobilité durable

Étude géotechnique et caractérisation environnementale sommaire des sols Reconstruction du pont Gédéon-Ouimet – Secteur pont Gédéon-Ouimet (Lot 220.22)

Version préliminaire

Préparation de l'avant-projet, P&D d'accompagnement lors de la surveillance des travaux de l'A-15 et du pont Gédéon-Ouimet, diverses municipalités

Projet 154071398 | Mandat 3117-20-FE01

Numéro de projet consortium : L03869A
21 septembre 2023 – Révision 00

CONSORTIUM Avenir A15

Ministère des Transports et de la Mobilité durable

Étude géotechnique et caractérisation environnementale sommaire des sols Reconstruction du pont Gédéon-Ouimet – Secteur pont Gédéon-Ouimet (Lot 220.22)

Version préliminaire

Préparation de l'avant-projet, P&D d'accompagnement lors de la surveillance des travaux de l'A-15 et du pont Gédéon-Ouimet, diverses municipalités

Projet 154071398 | Mandat 3117-20-FE01

Préparé par :

_____
Raluca Opris, ing. M.Sc.A.
Nº de membre O.I.Q. : 5088103

_____
Hamid Ghorbanbeigi, ing., Ph.D.
Nº de membre O.I.Q. : 5074616

_____
Simon Mérineau, ing.
Nº de membre O.I.Q. : 5070061

Vérifié par :

_____
Simon Grenier, ing., Ph.D.
Nº de membre O.I.Q. : 116216

_____
Étienne Pelletier, géo.
Nº de membre O.G.Q. : 1897

CONSORTIUM Avenir A15

600-3400, boulevard du Souvenir, Laval, (Québec) Canada H7V 3Z2

N/Réf. : CIMA+ : L03869A, Stantec : 159400390, WSP : 211-04094-00
21 septembre 2023 – Révision 00

Tableau des ressources impliquées

En plus des signataires du présent rapport, les personnes suivantes ont également participé à l'étude et la rédaction du rapport en tant qu'experts techniques au sein de l'équipe de projet :

Nom	Discipline
Arianne Laundry	Investigation géotechnique
Ehsan Solatiyan	Investigation géotechnique
Amélie Duval Courchesne	Investigation géotechnique
Bahar Ahoughalandari	Investigation géotechnique
Jean-Philippe Laramée	Investigation géotechnique
Ana Pereira	Investigation géotechnique
Abdul Karim Elsalfiti	Investigation géotechnique
Mathilde Bonin	Sciences de la Terre
Dominique Chayer	Sciences de la Terre
Fatima EL Madani	Mécanique des roches
Chloé Moreira	Géologie structurale
Geneviève Landry	Mécanique des roches

Tableau des émissions

Registre des révisions et émissions			
Nº de révision	Révisé par	Date	Description de la modification et/ou de l'émission
00	SG, SP	2023-09-21	Version préliminaire pour commentaires

Table des matières

1. Introduction 1

1.1 Objectif et contenu du rapport 2
1.2 Description du site et du PGO 3

2. Étude antérieure 4

3. Travaux et méthodologie 5

3.1 Travaux de chantier 5
3.1.1 Localisation des infrastructures souterraines 6
3.1.2 Travaux de forage 6
3.1.3 Échantillonnage et gestion des échantillons de sols 7
3.1.4 Profils scissométriques 8
3.1.5 Installation de tubes ouverts 8
3.1.6 Implantation, localisation et nivellement des sondages 8
3.2 Essais *in situ* 9
3.2.1 Pressiomètre 9
3.2.2 Dilatomètre 14
3.2.3 Piézocône 18
3.3 Relevés de géocaméra et rayon gamma 20
3.3.1 Relevés d'imagerie optique 21
3.3.2 Relevés d'imagerie acoustique 21
3.3.3 Diagraphie de rayonnement gamma spectral 22
3.3.4 Équipements 22
3.3.5 Traitement des données 23
3.4 Levé down-hole 26
3.5 Relevés sismiques MASW 26
3.6 Essais en laboratoire 28
3.6.1 Essais en laboratoire géotechnique 28
3.6.2 Analyses chimiques 28

4. Description des sols et du roc 30

4.1 Résumé de la stratigraphie 30
4.1.1 Nature des sols 34
4.2 Essais de corrosivité des sols 45
4.3 Socle rocheux 47
4.3.1 Structures géologiques majeures 52

5. Résultats des essais *in situ* 54

5.1 Pressiomètre 54
5.2 Dilatomètre 57
5.3 Piézocône 62

6. Résultats de l'imagerie optique, acoustique et diagraphie gamma dans le roc 64

6.1 Résultats des relevés de géocaméra 64
6.2 Résultats des relevés de rayon gamma spectral 65

7. Résultats des essais géophysiques de type down-hole 66

8. Résultats des relevés sismiques 67

9. Condition d'eau souterraine 69

10. Résultats environnementaux 71

10.1 Qualité des sols en place 71
10.1.1 Critères de comparaison des résultats 71
10.1.2 Indices de contamination 71
10.1.3 Résultats analytiques des sols 72
10.1.4 Résultats analytiques des matières granulaires 72
10.2 Résultats du programme d'assurance et de contrôle de la qualité 72

11. Recommandations 74

11.1 Généralités 74
11.2 Résumé des conditions géotechniques 74
11.2.1 Remblai et dépôts meubles 74
11.2.2 Socle rocheux 75
11.2.3 Niveau d'eau souterraine 75
11.3 Protection contre le gel 75
11.4 Aspects sismiques 76
11.4.1 Catégorie d'emplacement sismique 76
11.4.2 Paramètres sismiques 77
11.4.3 Potentiel de liquéfaction 78
11.5 Fondation superficielle aux culées 83
11.5.1 Préparation des assises des fondations sur roc 83
11.5.2 Fondations sur sol 83
11.5.3 Fondation sur roc 85
11.5.4 Résistance au renversement des fondations 86
11.5.5 Poussée des terres derrière les culées 87
11.5.6 Résistance géotechnique horizontale pondérée de la fondation 88
11.6 Fondations sur pieux caissons des piles 89
11.6.1 Caractéristiques du roc pour la conception 89
11.6.2 Résistance géotechnique axiale d'un pieu caisson avec emboîture dans le roc 92
11.6.3 Frottement négatif 97
11.6.4 Résistance géotechnique latérale d'un pieu caisson 99
11.6.5 Résistance géotechnique d'un groupe de pieux caissons 103
11.6.6 Charge de glaces 104
11.6.7 Protection contre l'affouillement 104
11.7 Ancrages dans le roc 105
11.8 Remblais d'approche 106

12. Recommandations et mises en garde pour la construction 107

12.1 Forage des pieux caissons 107
12.2 Excavation et soutènement temporaire 108
12.3 Drainage temporaire 109
12.4 Préparation des assises des fondations 109
12.5 Remblayage derrière les murs de culées 109
12.6 Réutilisation des sols en place 109

13. Conclusions et recommandations environnementales 111

13.1 Conclusions 111
13.2 Recommandations pour la gestion des sols et des matériaux granulaires 111
13.2.1 Gestion des sols 111
13.2.2 Gestion des matières granulaires 112
13.2.3 Observation en chantier 112

14. Recommandations pour le Ministère 113

14.1 Investigations complémentaires 113
14.2 Surveillance des travaux 113

Liste des tableaux

Tableau 3-1 : Essais pressiométriques à proximité du pont Gédéon-Ouimet 11
Tableau 3-2 : Essais dilatométriques à proximité du pont Gédéon-Ouimet 14
Tableau 3-3 : Relevés de géocaméra et rayons gamma 20
Tableau 3-4 : Code des structures relevées sur les relevés ABI et OBI 23
Tableau 3-5 : Paramètres analysés 29
Tableau 4-1 : Résumé de stratigraphie des forages du pont Gédéon-Ouimet 31
Tableau 4-2 : Résultats des analyses granulométriques sur les matériaux de remblai 35
Tableau 4-3 : Résultats des analyses granulométriques sur les sols cohérents 37
Tableau 4-4 : Limites de consistance et teneur en eau des échantillons de sols cohérents 39
Tableau 4-5 : Résultats des analyses granulométriques sur les sols pulvérulents 41
Tableau 4-6 : Résultats des analyses granulométriques réalisées sur le till 42
Tableau 4-7 : Résultats d'analyses chimiques et pointage selon le système ANSI/AWWA 46
Tableau 4-8 : Résultats d'analyses chimiques – Sulfates solubles et chlorures 46
Tableau 4-9 : Résultats des essais de compressions uniaxiales sur des carottes de roc 48
Tableau 4-10: Résultats des essais d'abrasivité CERCHAR sur carottes de roc 52
Tableau 5-1 : Résultats des essais pressiométriques 56
Tableau 5-2 : Résultats des essais au dilatomètre dans le roc 57
Tableau 9-1 : Profondeur de la nappe d'eau souterraine 69
Tableau 9-2 : Variation du niveau d'eau de la rivière des Mille-Îles durant les investigations géotechniques de 2022 69
Tableau 11-1 : Niveaux d'eau calculés au droit du pont projeté (extrait de l'étude hydraulique du Consortium, lot 315-21) 76
Tableau 11-2 : Paramètres sismiques pour un site de classe C (CNBC 2015) 78
Tableau 11-3 : Potentiel de liquéfaction faible à modérée 80
Tableau 11-4 : Potentiel de liquéfaction élevé 80
Tableau 11-5 : Paramètres géotechniques utilisés dans l'analyse d'étalement latéral 82
Tableau 11-6 : Paramètres géotechniques pour le calcul de la résistance aux ÉLUL 84
Tableau 11-7 : Résistances géotechniques en fonction des dimensions d'empattement 85
Tableau 11-8 : Paramètres géotechniques pour le calcul de la résistance horizontale pondérée 88

Tableau 11-9 : Paramètres géotechniques du roc et du béton pour la conception les piles 91
Tableau 11-10 : Recommandations de l'AASHTO (2020) concernant le coefficient de modification des joints liés à la qualité du roc RQD 94
Tableau 11-11 : Paramètres pour le calcul du frottement négatif le long d'un pieu en cas de liquéfaction 99
Tableau 11-12 : Paramètres géotechniques du modèle API Sand des courbes p-y 101
Tableau 11-13 : Paramètre des sols pour les piles des lalignements A et B 102
Tableau 11-14 : Valeur de P_m en fonction de la position et de l'espacement du pieu caisson 104
Tableau 11-15 : Paramètres géotechniques pour le calcul des ancrages dans le roc 106

Liste des figures

Figure 1-1 : Localisation du projet dans le secteur du pont Gédéon-Ouimet 1
Figure 2-1 : Emplacement des enjeux environnementaux (ÉES Phase I) 4
Figure 3-1 : Symboles et codes utilisés pour interpréter les relevés de géocaméra 24
Figure 3-2 : Illustration de la corrélation à l'aide de séquences clés (coupe A-A') 25
Figure 3-3 : Secteur dans lequel des relevés sismiques ont été réalisés 27
Figure 4-1 : Variation de la compacité du matériau de remblai 35
Figure 4-2 : Variation de la résistance au cisaillement non drainé in-situ 37
Figure 4-3 : Résultats des essais de cisaillement direct sur les sols cohérents - Échantillon PGO-13a/TS-4 40
Figure 4-4 : Variation de la compacité des sols pulvérulents 41
Figure 4-5 : Variation de la compacité du till 45
Figure 4-6 : Extrait de la carte géologique (SIGEOM, 2023) 52
Figure 5-1 : Profil de la vitesse des ondes de cisaillement – Sondages au piézocône 63
Figure 6-1 : Zone fracturée (blanc) et joint majeur ouvert (rouge) 64
Figure 7-1 : Profil de la vitesse des ondes de cisaillement du down-hole 66
Figure 8-1 : Résultats du levé MASW 2D 68
Figure 11-1 : Profil de la vitesse des ondes de cisaillement du down-hole du pont PGO 77
Figure 11-2 : Variation des paramètres de roc le long de l'alignement du pont 91
Figure 11-3 : Coefficient « n » de répartition des charges dans l'emboîture 95
Figure 11-4 : Courbe p-y normalisée selon le modèle de API Sand 100

Liste des annexes

Annexe A Limites et conditions générales
Annexe B
Plans
Plan B-1 : Localisation des sondages
Plan B-2 : Coupe stratigraphique Axe A-A'
Plan B-3 : Coupe stratigraphique Axe B-B'
Plan B-4 : Résultats des analyses chimiques effectuées sur les sols
Plan B-5 : Étendue présumée de la contamination dans les sols et les matières granulaires résiduelles

Annexe C Rapports de forage
Annexe D Rapports de sondage au piézocône
Annexe E Résultats d'essais en laboratoire géotechnique
Annexe F Résultats des essais au pressiomètre
Annexe G Résultats des essais au dilatomètre
Annexe H Résultats de l’essai down-hole
Annexe I Certificats d'analyses chimiques
Annexe J Tableaux de synthèse des résultats analytiques
Annexe K Grille de gestion des sols excavés
Annexe L Grille de gestion des sols excavés
Annexe M Schéma récapitulatif pour classement des MGR
Annexe N Grille des types d’usage pour les MGR

1. Introduction

Le Consortium Avenir A15 (Consortium) a été mandaté par le ministère des Transports et de la Mobilité durable (MTMD) afin de fournir des services d'ingénierie dans le cadre du projet de réfection majeure du pont Gédéon-Ouimet et de l'Autoroute 15 (ci-après A-15) à Laval entre Boisbriand et Montréal. Ce projet prévoit la réalisation de l'élargissement et l'ajout d'une voie réservée sur la rive gauche des deux directions de l'A-15 ainsi que la reconstruction des dalles de la chaussée entre les ponts Médéric-Martin et Gédéon-Ouimet. Cette voie réservée doit également permettre le transit des autobus vers le réseau local et le terminus de la station de métro Montmorency à Laval.

Il a été proposé dans le cadre de l'étude de l'Avant-projet préliminaire (APP) de procéder à la reconstruction du pont Gédéon-Ouimet (PGO), soit la structure existante portant le numéro P-09722 avec deux ponts parallèles pour chaque direction, ce qui inclut également les ouvrages connexes comme le pont de la route 344 (R-344), le ponceau au sud du PGO portant le numéro P-09744, la jetée et le mur de soutènement le long du ruisseau Hotte, ainsi que les aménagements nécessaires pour la construction du pont et de l'A-15 tel qu'illustré sur la figure 1-1. Une piste multifonctionnelle est également prévue sur le pont et qui longera la jetée au sud pour rejoindre le réseau à Laval et reliera Boisbriand au pied du talus ouest de la route 344.

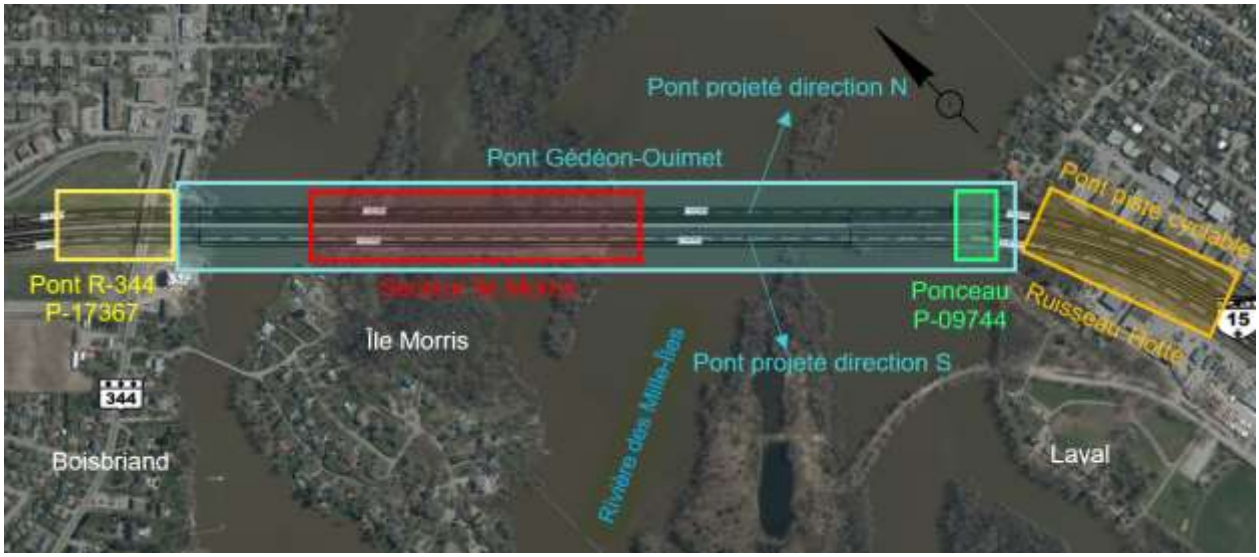


Figure 1-1 : Localisation du projet dans le secteur du pont Gédéon-Ouimet

Pour ce faire, une étude géotechnique et de caractérisation environnementale sommaire des sols a été menée conformément au plan de travail du lot 220-22. Ce lot prévoyait des investigations dans le cadre des infrastructures visées suivantes :

+ Construction du nouveau pont P-09722 – Gédéon-Ouimet composé de deux structures parallèles, soit la structure P-20311 en direction Nord à l'est et la structure P-18014 en direction Sud à l'ouest;
+ Élargissement de la jetée au sud du pont Gédéon-Ouimet;
+ Remplacement du ponceau P-09774 par un nouveau ponceau P-18013;
+ Ajout d'un mur de soutènement P-20585 le long du ruisseau Hotte;
+ Remplacement du pont P-17367 de la route 344 par un nouveau pont P-20310 et le pont temporaire au nord de la route 344;
+ Structures de chaussée de l'A-15, de la route 344 et des chemins du pont temporaire de la route 344.

Le lot 220-22 a été subdivisé en trois parties, soit la partie du pont principal couvrant le secteur du nouveau pont Gédéon-Ouimet, de la culée sud jusqu'au remblai d'approche de la culée nord, le secteur de l'approche sud englobant toutes les infrastructures projetées entre la culée sud du nouveau pont et le boulevard Sainte-Rose, et le secteur de l'approche nord couvrant les ouvrages prévus entre le remblai d'approche de la culée nord du nouveau pont jusqu'à la hauteur du pont temporaire de la route 344.

Ce rapport porte uniquement sur le secteur du nouveau pont Gédéon-Ouimet, qui consistera en deux structures parallèles soit la structure P-20311 en direction Nord et la structure P-18014 en direction Sud.

Les données factuelles présentées dans le présent rapport couvrent l'ensemble des ponts parallèles projetés, d'une culée à l'autre, soit les piles sur l'Île Morris ayant fait l'objet d'un rapport factuel intérimaire produit par le Consortium en janvier 2022 dans le cadre du plan de travail 220-21 Révision 4 (phase 1), les piles en rivière, et les culées.

1.1 Objectif et contenu du rapport

L'objectif de ce rapport est de présenter les conditions géotechniques à proximité du pont projeté et fournir les recommandations géotechniques pour la conception des fondations des piles et des culées. Des travaux de terrain ont été réalisés dans le but de définir la stratigraphie des sols, les propriétés des sols et du roc en place ainsi que les conditions de l'eau souterraine au droit des piles projetées. Quant au roc, les travaux de terrain ont aussi porté sur la détection et la localisation de la présence probable de la faille des Mille-Îles. Au total, 42 forages stratigraphiques, suivis de plusieurs essais géotechniques et géophysiques dans les sols et le roc ont été effectués dans le cadre de ce volet du mandat.

Parallèlement à l'étude géotechnique, une étude de caractérisation environnementale sommaire des sols a été réalisée. Cette caractérisation avait pour objectif de vérifier la qualité environnementale des sols et des matières granulaires au droit des forages. Les informations recueillies au chantier et au laboratoire ont permis d'émettre des recommandations pour la gestion des déblais à ces endroits, notamment les sédiments pour le secteur du PGO. Les résultats de la caractérisation environnementale sommaire des sols et les recommandations sont présentés dans le présent rapport.

Le présent rapport contient une description du site, une description des différentes méthodes de reconnaissance, une description détaillée de la nature et des propriétés des sols et du roc en place et des conditions de l'eau souterraine qui prévalent au site. Des commentaires et observations sont également fournis, notamment sur la présence de zones de roc fracturé et de possibles plans de faille. Les recommandations géotechniques de conception pour les fondations du pont sont également présentées dans ce rapport.

La portée et les limitations du présent rapport sont précisées à l'annexe A. Celles-ci s'avèrent importantes pour la compréhension des informations contenues dans le rapport et doivent être considérées comme faisant partie intégrante du présent document.

1.2 Description du site et du PGO

Le pont Gédéon-Ouimet relie l'Île de Laval et la Ville de Boisbriand. Il permet à l'A-15 de franchir la rivière des Mille-Îles. La structure existante comprend 41 travées, 2 culées et 40 piles dont plusieurs se situent en rivière et les autres sur les îles Morris et Lefebvre. Selon le rapport final de l'APP (Lot 315-21) du 1er décembre 2022 produit par le Consortium, il est prévu que le pont existant soit reconstruit pour devenir la direction Sud de l'A-15 et un nouveau pont sera construit à l'est de l'axe du pont existant pour la direction Nord.

Selon les données existantes le long du pont projeté, le site à l'étude comporte des dépôts de sols argileux, de sols sableux, de sols silteux et de till selon l'endroit spécifique. Les fondations anticipées pour cette structure consistent en des fondations profondes de type pieu caisson avec emboîture au roc ainsi que des fondations superficielles aux culées reposant sur le roc ou sur un remblai contrôlé.

Le plan présenté à l'annexe B-1 montre une vue en plan du site à l'étude dans son contexte local.

2. Étude antérieure

Le Consortium a procédé, en janvier 2022, à la réalisation d'une évaluation environnementale de site (ÉES) Phase I[1]. Cette étude a été réalisée dans le cadre de la préparation des avant-projets préliminaire et définitif, des plans et devis et de la fourniture de services d'accompagnement pour la mise en œuvre des voies réservées, en plus de la réfection de la chaussée sur l'A-15 à Laval (lot 255-21) ainsi que la reconstruction du pont Gédéon-Ouimet (lot 217-21).

Quelques enjeux réels, significatifs (EPS) et non significatifs (EPNS) ont été identifiés aux extrémités nord et sud du pont Gédéon-Ouimet :

- EPS-04 : Remblai de qualité inconnue dans l'emprise de la zone d'étude. Contaminants potentiels : HP C_{10}-C_{50}, HAP et métaux;
- EPS-05 : Anciens bâtiments (fermes ou habitations) présents dans l'emprise du Site avant la construction de l'autoroute (observés sur les plans d'expropriation pour la construction de l'autoroute). Contaminants potentiels : matières résiduelles (débris de construction), HP C_{10}-C_{50}, HAP, BTEX et métaux;
- EPS-47 : Concessionnaire automobile (L.a Autos) à proximité de la zone d'étude. Contaminants potentiels : HP C_{10}-C_{50}, COV, HAP et métaux;
- EPS-48 : Station-service (Couche-Tard inc.) titulaire d'un permis d'utilisation d'équipements pétroliers à risque élevé de la RBQ (n° : 1010506). Présente depuis au moins 1972 à proximité de la zone d'étude. Contaminants potentiels : HP C_{10}-C_{50}, COV, HAP et métaux;
- EPNS-49 : Station-service (Corporation Parkland) titulaire d'un permis d'utilisation d'équipements pétroliers à risque élevé (n° : 1009292). Présente depuis au moins 1972 à environ 90 m de la zone d'étude.

La présentation des enjeux significatifs a également été reprise sur la figure 2-1.

Figure 2-1 : Emplacement des enjeux environnementaux (ÉES Phase I)

[1] Consortium. 2023. Évaluation environnementale Phase I. Autoroute 15 à Laval et pont Gédéon-Ouimet. Préparation de l'avant-projet, P&D d'accompagnement lors de la surveillance des travaux de l'A-15 et du pont Gédéon-Ouimet, Laval et Boisbriand (Lots 255-21 et 217-21). Projets 154100992 et 154071398 | Mandat 3117-20-FE01. Préparé pour le Ministère des Transports du Québec.

3. Travaux et méthodologie

3.1 Travaux de chantier

Les travaux de chantier dans le secteur de l'Île Morris ont été effectués du 28 février au 14 avril 2022 et entre les 19 et 28 septembre 2022 alors que ceux dans le secteur aux approches du pont et dans la rivière des Mille-Îles ont été menés du 22 août 2022 au 24 avril 2023, sous la supervision constante d'un professionnel du Consortium. Le programme de sondages (nombre, emplacement et profondeur) a été établi en collaboration avec l'équipe de conception du Consortium. Un résumé des travaux effectués dans le cadre du présent mandat est présenté ci-dessous :

+ Réalisation de 42 forages stratigraphiques :
  - Six forages stratigraphiques au niveau des approches (PGO-0A, PGO-0B, PGO-1A, PGO-1B, PGO-16A et PGO-16B);
  - Dix-sept forages stratigraphiques sur la rivière des Mille Îles (PGO-2A à PGO-6A, PGO-2B à PGO-6B, PGO-6A_BIS, PGO-14A, PGO-14B, CM-IA, CM-IB, PGO-15A et PGO-15B);
  - Dix forages stratigraphiques sur l'Île Lefebvre (PGO-7A à PGO-9A et PGO-7B à PGO-9B ainsi que PGO-8C, PGO-8D, PGO-9C et PGO-9D)
  - Huit forages stratigraphiques sur l'Île Morris (PGO-10A à PGO-13A et PGO-10B à PGO-13B);
  - Un forage stratigraphique réalisé à des fins de gestion environnementale des sols (CONTAMINATION25)
+ Installation de deux tubes ouverts pour la mesure du niveau de l'eau souterraine dans les forages PGO-8B et PGO-12A;
+ Installation d'un tube de PVC pour la réalisation d'un relevé géophysique de type down-hole dans les forages PGO-7A et PGO-16B;
+ Réalisation de relevés sismiques de type MASW*;*
+ Échantillonnage géotechnique et environnemental des sols à intervalle régulier;
+ Échantillonnage du roc dans l'ensemble des forages incluant la description de celui-ci (lithologie, indice de qualité du roc, récupération);
+ Réalisation de profils scissométriques (PGO-2B, PGO-3B, PGO-11A, PGO-11B, PGO-12A, PGO-12B, PGO-13A, PGO-13B, PGO-15B, PGO-16A et PGO-16B) dans les forages afin d'obtenir la résistance au cisaillement non drainé s_u du dépôt argileux;
+ Réalisation d'essais pressiométriques (PGO-7B, PGO-8A, PGO-8D, PGO-9B, PGO-9C, PGO-11B, PGO-12A, PGO-13A, PGO-13B, PGO-15B, PGO-16A) dans les dépôts meubles pour déterminer les propriétés mécaniques des différents horizons de sols en place;
+ Réalisation d'essais au dilatomètre (PGO-0A, PGO-0B, PGO-1A, PGO-1B, PGO-2A, PGO-2B, PGO-3A, PGO-3B, PGO-4B, PGO-5B, PGO-6A, PGO-6b, PGO-7a, PGO-8B, PGO-8C, PGO-9A, PGO-9D, PGO-10B, PGO-11A, PGO-12B, PGO-14A, PGO-15A, PGO-15B, PGO-16B, CM-IA, CM-IB) dans le socle rocheux afin de déterminer le module d'élasticité de la masse rocheuse;

- Réalisation dans la plupart des forages de relevés géophysiques acoustiques, optiques et de type gamma au sein du socle rocheux afin d'identifier les différentes structures géologiques dans le socle rocheux;
- Réalisation de trois relevés au piézocône sismique, nommés 22-SCPT-01 (effectué près du forage PGO-13A), 22-SCPT-02 (effectué près du forage PGO-12B) et 22-SCPT-03 (effectué près du forage PGO-12A), afin de préciser les propriétés des dépôts meubles plus spécifiquement du dépôt argileux;
- Sélection et analyse d'échantillons de sol prélevés lors de la réalisation des forages pour des essais géotechniques ainsi que pour des analyses chimiques en laboratoire. La sélection des échantillons a été effectuée en fonction des besoins de conception et pour la gestion des déblais lors des travaux d'excavation. Les essais géotechniques effectués comprennent :
  - Des analyses granulométriques, des déterminations de la teneur en eau et de limites de consistance ainsi qu'un essai de cisaillement direct drainé sur des échantillons de sol;
  - Réalisation d'essais de résistance en compression uniaxiale, de mesures de module d'élasticité et de mesures d'abrasivité CERCHAR sur des échantillons de roc;
- Mesure de relevés du niveau d'eau dans les installations;
- Exécution d'un relevé d'arpentage pour la localisation des forages;
- Gestion des déblais de forage et des boues de forage hors site.

Certains essais *in situ* prévus initialement n'ont toutefois pas pu être réalisés en raison de bris d'équipement survenu durant les essais en chantier, d'obstruction du trou de forage par des fragments de roc instables ou de difficultés techniques lors de la prise de données qui a rendu les données inutilisables.

De plus, des relevés sismiques ont été entrepris sur les Îles Morris et Lefebvre en mars et juillet 2023 et d'autres relevés seront effectués sur l'eau à la fin août 2023 dans le cadre du lot de travail 227-22 pour la localisation de la faille des Mille-Îles. Les résultats de ces relevés seront ajoutés ultérieurement lorsqu'ils seront rendus disponibles.

3.1.1 Localisation des infrastructures souterraines

Avant l'implantation des forages sur la terre ferme, la localisation des infrastructures a été réalisée à l'aide du service Info-Excavation.

3.1.2 Travaux de forage

Tous les forages stratigraphiques sur la terre ferme ont été effectués à l'aide d'une foreuse de marque Central Mine Equipment Company, modèle CME-55 montée sur chenilles, opérée en sous-traitance par une équipe de forage de la compagnie Forage André Roy ou Forage L.L.E inc., sous la supervision constante du personnel technique du Consortium.

Les forages sur l'eau ont été effectués à l'aide d'une foreuse BBS modèle 15 montée sur une barge. Une barge d'appoint a été utilisée pour le système de filtration EDDY des eaux de forage avant de les retourner à la rivière. L'équipe de forage sur l'eau a été accompagnée en tout temps par une équipe de sécurité nautique.

Les forages ont été avancés au moyen de tubage de calibre NW (diamètre intérieur de 76 mm).

La plupart des échantillons de sol ont été récupérés à intervalles réguliers en utilisant des cuillères fendues standards de calibre B et N. Certains échantillons ont été toutefois récupérés avec une cuillère fendue de calibre H permettant ainsi une meilleure récupération des matériaux de chaussée. Lors des prélèvements, les indices « N » de l'essai de pénétration standard ont été mesurés pour chaque enfoncement de cuillère fendue conformément à la norme ASTM 1586-11. Cet indice correspond au nombre de coups requis pour faire pénétrer le carottier standard de calibre B de 300 mm lorsqu'il est battu à l'aide d'un marteau pesant 63,5 kg et tombant en chute libre d'une hauteur de 760 mm. L'essai SPT fournit notamment des indications sur la compacité des sols pulvérulents.

Le roc a principalement été carotté au moyen d'un carottier triple diamanté de calibre NQ3 (diamètre intérieur de 45 mm), à l'exception des forages PGO-0B, PGO-1A, PGO-8D, PGO-9D, PGO-10B, PGO-11A, PGO-13B, PGO-14A, PGO-15A et PGO-16A qui ont été carottés au moyen d'un carottier double diamanté de calibre NQ (diamètre intérieur de 48 mm). Le roc a été carotté sur des longueurs variant entre 4,39 et 32,76 m. Les carottes de roc ont été décrites par le technicien de chantier présent au moment des travaux et l'indice de qualité du roc, *Rock Quality Designation* (RQD), a été mesuré pour chaque course prélevée. Ces informations ont ensuite été révisées au laboratoire par les professionnels en mécanique des roches du Consortium. Les descriptions du roc et les valeurs de RQD sont présentées sur les rapports de forage présentés à l'annexe C.

Chacun des forages a fait l'objet d'une description stratigraphique complète incluant, en termes géologiques, la nature et la composition des différentes formations rencontrées, la nature des débris présents, le cas échéant, et de toute information supplémentaire jugée pertinente. Les données recueillies sur le terrain ont été compilées sur les rapports de forage.

Les détails des informations recueillies dans les forages ainsi que des notes explicatives portant sur les rapports de forage et la description des unités stratigraphiques sont également présentés à l'annexe C de ce rapport.

3.1.3 Échantillonnage et gestion des échantillons de sols

Le technicien de chantier du Consortium était responsable de la manipulation des divers échantillons prélevés durant les travaux de forage.

Les échantillons géotechniques (sols meubles et roc), récupérés dans les forages à des fins géotechniques, ont été mis dans des sacs scellés en plastique et les échantillons de roc ont été placés dans des boîtes de bois prévues à cet effet. Les échantillons seront conservés pour une période d'un an à partir de la date d'émission de la version finale de ce rapport, après quoi ils seront jetés à moins d'avis contraire de la part du MTMD.

Les échantillons prélevés à des fins environnementales ont été échantillonnés en suivant les méthodologies présentées dans les différents guides de caractérisation du MELCCFP, notamment celles du *Guide d'échantillonnage à des fins d'analyses environnementales : Cahier 5 – Échantillonnage des sols* en ce qui a trait au prélèvement, à l'identification, à l'entreposage temporaire et au transport des échantillons, de façon à assurer leur intégrité jusqu'à leur arrivée au laboratoire d'analyses.

3.1.4 Profils scissométriques

La résistance au cisaillement non drainé à l'état intact (s_u) de l'argile a été mesurée à l'aide d'un scissomètre Nilcon ou électronique près des forages PGO-2B, PGO-3B, PGO-11A, PGO-11B, PGO-12A, PGO-12B, PGO-13A, PGO-13B, PGO-15B, PGO-16A et PGO-16B. Cet équipement est composé d'ailettes (3 grosseurs disponibles), d'un raccord pivotant, de tiges d'acier et d'une unité d'enregistrement. Le choix de la grosseur de l'ailette à utiliser a été évalué par le technicien de chantier du Consortium en fonction de la consistance apparente du dépôt argileux. Selon l'épaisseur du dépôt à chaque emplacement des forages, les profils scissométriques comprennent généralement entre 3 et 8 mesures de résistance au cisaillement non drainé et ont été prises à chaque intervalle de 1 m. Certaines mesures ont été non concluantes, notamment près des forages PGO-2B, PGO-3B et PGO-16A, qui ont été affectés par la présence de vagues lors des travaux sur barge et la présence locale d'argile très raide ne permettant pas de compléter les essais. Des mesures de résistance au cisaillement non drainé à l'état remanié (s_{ur}) ont également été prises dans les forages PGO-12A, PGO-12B, PGO-13A et PGO-13B. Le ratio s_u/s_{ur} fournit une indication du degré de sensibilité au remaniement de l'argile.

3.1.5 Installation de tubes ouverts

Les forages PGO-8B et PGO-12A ont été convertis en tube ouvert afin de permettre la lecture ultérieure du niveau de l'eau souterraine. Les tubes ouverts sont composés d'un tube de polychlorure de vinyle (PCV) de 19 mm de diamètre intérieur à raccords vissés et sont dotés d'une crépine faite du même matériel. Dans ces installations, la partie crépinée des puits est enrobée d'un matériau filtrant constitué de sable de silice. Un bouchon de bentonite d'environ 60 cm d'épaisseur a été également mis en place au-dessus de la lanterne de silice afin d'éviter toute infiltration d'eau à partir de la surface ou de l'horizon sus-jacent. Finalement, afin de protéger l'installation, un bouchon de surface a été mis en place, suivi de protecteurs au ras du sol.

3.1.6 Implantation, localisation et nivellement des sondages

Les forages ont été implantés par un arpenteur du Consortium à l'aide d'un appareil de positionnement satellitaire (GPS) de marque Trimble (R8) de précision millimétrique. Le relevé est raccordé à un repère géodésique en MTM NAD83 (Système de coordonnées planes du Québec), fuseau 8.

Le plan B-1 de localisation des sondages est joint à l'annexe B.

3.2 Essais *in situ*

3.2.1 Pressiomètre

Lors de l'exécution de onze forages PGO-7B, PGO-8A, PGO-8D, PGO-9B, PGO-9C, PGO-11B, PGO-12A, PGO-13A, PGO-13B, PGO-15B, PGO-16A des essais au pressiomètre ont été effectués dans les sols dans le but de déterminer le module pressiométrique et la résistance latérale des sols. Ces essais ont été réalisés dans les forages en alternance avec des essais au dilatomètre qui eux ont été effectués dans le roc.

L'ensemble des essais au pressiomètre a été effectué et supervisé par le technicien de chantier du Consortium. Ces essais ont été exécutés à l'aide d'un pressiomètre de marque Texam et en utilisant une sonde de 70 mm de diamètre (calibre N). La réalisation des essais a été effectuée conformément à la procédure B de la norme ASTM D4719-07 consistant en la méthode par incréments de volume contrôlés. Des incréments de 40 cm^3 ont été utilisés. La préparation et la calibration des deux sondes utilisées ont été effectuées rigoureusement préalablement à la réalisation des différents travaux en chantier. Une calibration pour la correction du volume et de la pression a été effectuée pour chaque sonde utilisée. Les essais ont inclus à quelques reprises un cycle de déchargement et rechargement réalisé approximativement à la fin du domaine élastique.

Pour ces essais, la préparation de la zone d'essai a été réalisée par forage rotatif à injection axiale de boue de forage. Lors de l'utilisation de cette méthode, la sonde est insérée directement dans la cavité et est gonflée directement contre la paroi du forage. Pour obtenir des résultats satisfaisants, il est primordial que les pré trous réalisés possèdent un ratio de 1,03 à 1,15 fois le diamètre de la sonde au repos et que les parois de la cavité soient remaniées au minimum. La boue de forage injectée a pour objectif de stabiliser les parois et de lubrifier la zone de l'essai. Les outils de coupe utilisés pour la préparation des avant-trous ont été adaptés en conséquence du type de sol en présence et adaptés conformément au tableau 3 de la norme ASTM D4719-07.

Pour les essais réalisés dans les différents dépôts pulvérulents, la préparation des zones d'essai a été effectuée sur une longueur d'environ 1,52 m à l'aide d'un tricône à picots possédant un diamètre extérieur de 72 mm. Les deux produits utilisés pour la préparation de la boue de forage correspondaient soit à du Quick-Gel® de la compagnie Baroid ou à du Super Gel-X® de la compagnie Cetco. Les zones d'essai ont été préparées de façon à assurer un diamètre constant, ainsi qu'en assurant de remanier les sols le moins possible. Pour les sols très denses avec présence de cailloux, quelques essais ont été tentés à l'aide d'un carottier diamanté à simple paroi possédant un diamètre extérieur de 76 mm.

Pour les essais effectués dans les différents types de sols cohérents, différentes méthodes ont été tentées dans le premier forage (PGO-11b), afin de statuer sur la méthode la plus efficace et adaptée aux conditions du site. Cette tâche a principalement consisté à faire varier les différents paramètres suivants : le type et le diamètre des outils de coupe utilisés, les longueurs de passe pour la préparation de la zone d'essai, le type et la viscosité de la boue de forage injectée, ainsi que la vitesse de descente et de rotation de l'outil de forage. Lors de cette phase d'ajustement, les méthodes suivantes ont été mises à l'essai : forage rotatif à injection axiale de boue ou d'eau, réalisation d'un essai dans l'empreinte d'un tube à paroi mince de type Shelby, ainsi que l'alésage d'un trou pilote de plus faible diamètre. Basé sur les résultats des différents essais tentés, il a été décidé de poursuivre la préparation des zones d'essai par la réalisation de forage rotatif à injection axiale d'eau sur une longueur d'environ 1,20 à 1,50 m à l'aide d'un outil de coupe de type trilame possédant un diamètre d'environ 72 mm. Il était également important de ne pas laver la zone de l'essai après sa préparation. Les zones d'essai ont été préparées de façon à assurer un diamètre constant, ainsi qu'en assurant de minimiser le remaniement des sols.

Dans les onze forages où les essais pressiométriques ont été menés, au total, 33 essais ont été tentés et parmi ces essais, 17 d'entre eux ont été jugés interprétables. La présence de cailloux dans la couche de till représente une problématique majeure pour le respect des exigences de l'essai et explique les essais non réussis, car les cailloux ont tendance à faire dévier les outils de coupe et du même coup l'axe de la zone de l'essai en plus de causer une obstruction lors de l'insertion de la sonde.

Les essais pressiométriques réussis ont permis de mesurer les valeurs de pression limite et de pression de fluage ainsi que les valeurs du module pressiométrique.

Le tableau 3-1 énumère les différents essais tentés dans les différents forages réalisés dans le secteur de l'Île Morris. Les résultats d'essai au pressiomètre sont présentés à la section 5.1, sur les rapports de forage ainsi qu'à l'annexe F.

Tableau 3-1 : Essais pressiométriques à proximité du pont Gédéon-Ouimet

Forage	ID essai	Profondeur (m)	Méthode utilisée	Type de sol	Calibration	Date	Statut de l'essai et commentaires
PGO-7B	2	3,28	Forage rotationnel avec injection de boue de bentonite	Till : Gravier sableux et silteux, traces d'argile	Sonde 1900008 (2022-03-01)	2022-03-15	Potentiellement remanié. Zone plastique non atteinte
	1-3-4	-	Tricône et carottier à simple paroi	Till	-	2022-03-15	**Échec** des trois essais : présence de cailloux
PGO-8A	1	1,93	Forage rotationnel avec injection de boue de bentonite	Till: Silt et sable graveleux, traces d'argile	Sonde 1900008 (2022-03-01)	2022-03-31	Zone plastique partiellement atteinte
	2	3,45	Forage rotationnel avec injection de boue de bentonite	Till : Silt et sable graveleux, traces d'argile	Sonde 1900007 (2022-02-28)	2022-03-31	Zone plastique partiellement atteinte
	3	5,33	Tricône	Till : Gravier silteux et sableux	Sonde 1900007 (2022-02-28)	2022-03-31	**Échec**, présence de cailloux
	4	6,85	Carottier à simple paroi	Till : Gravier silteux et sableux	Sonde 1900007 (2022-02-28)	2022-03-31	**Échec**, présence de cailloux
PGO-8D	1	2,29	Tricône	Till : Sable, un peu de silt et de gravier, traces d'argile	Sonde 1900008 (2023-01-27)	2023-03-30	Succès
	2	3,80	Tricône	Till : Sable, un peu de silt et de gravier, traces d'argile	Sonde 1900008 (2023-01-27)	2023-03-30	Succès

Forage	ID essai	Profondeur (m)	Méthode utilisée	Type de sol	Calibration	Date	Statut de l'essai et commentaires
PGO-9B	1	±2,90	Tricône	Till : Sable silteux et graveleux	Sonde 1900007 (2022-03-01)	2022-03-22	**Échec**, présence de cailloux
	2	4,42	Forage rotationnel avec injection de boue de bentonite	Till : Sable silteux et graveleux, traces d'argile	Sonde 1900008 (2022-03-01)	2022-03-22	Zone plastique non atteinte
	3-4	-	Tricône	Till	Sonde 1900008 (2022-03-01)	2022-03-22	**Échec**, présence de cailloux
PGO-9C	1	2,29	Tricône sur tiges AW avec boregel	Remblai: Sable et gravier, traces de silt	Sonde 1900008 (2023-01-27)	2023-03-13	**Échec**, la sonde mal positionnée
	2	3,76	Tricône sur tiges AW avec boregel	Till : Sable graveleux, un peu de silt	Sonde 1900008 (2023-01-27)	2023-03-13	**Échec**, présence de cailloux
	3	5,33	Tricône	Till : Sable graveleux et silteux	Sonde 1900007 (2023-01-27)	2023-03-14	Succès
PGO-11B	1	2,10	Forage rotationnel avec injection de boue de bentonite	Sols cohérents	Sonde 1900008 (2022-03-01)	2022-03-19	**Échec**, cavité trop large
	1b	2,29	Forage rotationnel avec injection de boue de bentonite	Sols cohérents	Sonde 1900008 (2022-03-01)	2022-03-19	**Échec**, cavité trop large
	1c	2,13	Forage rotationnel avec injection de boue de bentonite	Sols cohérents	Sonde 1900008 (2022-03-01)	2022-03-08	**Échec**, potentiellement remanié
	2	3,53	Forage rotationnel avec injection d'eau	Sols cohérents	Sonde 1900008 (2022-03-01)	2022-03-19	Cavité trop ajustée, potentiellement légèrement remaniée
	2b	3,50	Shelby + trilame	Sols cohérents	Sonde 1900008 (2022-03-01)	2022-03-04	Cavité trop large
	2c	3,66	Forage rotationnel avec injection d'eau	Sols cohérents	Sonde 1900008 (2022-03-01)	2022-03-08	Succès
	3c	5,00	Forage rotationnel avec injection d'eau	Sols cohérents	Sonde 1900008 (2022-03-01)	2022-03-08	Succès
	4	2,10	Tricône à dents d'acier + eau	Sols cohérents	Sonde 1900008 (2022-03-01)	2022-03-04	**Échec**, présence d'un gravier grossier

Forage	ID essai	Profondeur (m)	Méthode utilisée	Type de sol	Calibration	Date	Statut de l'essai et commentaires
PGO-12A	1	2,59	Forage rotationnel avec injection d'eau	Sols cohérents	Sonde 1900008 (2022-02-28)	2022-04-12	Succès
	2	3,81	Forage rotationnel avec injection d'eau	Sols cohérents	Sonde 1900007 (2022-02-28)	2022-04-12	Succès
	3	5,03	Trilame + eau	Sols cohérents	Sonde 1900007 (2022-02-28)	2022-04-12	Succès
PGO-13A	1	5,33	Forage rotationnel à l'eau	Sols cohérents	Sonde 1900007 (2022-02-28)	2022-04-12	Cavité trop ajustée
	2	6,85	Forage rotationnel avec injection d'eau	Sols cohérents	Sonde 1900007 (2022-02-28)	2022-04-12	Succès
	3	8,38	Forage rotationnel avec injection d'eau	Sols cohérents	Sonde 1900007 (2022-02-28)	2022-04-12	Succès
	4	2,59	Trilame + eau	Sols cohérents	Sonde 1900007 (2022-02-28)	2022-04-12	**Échec**, foreuse instable
	5	4,11	Trilame + eau	Sols cohérents	Sonde 1900007 (2022-02-28)	2022-04-12	**Échec**, foreuse instable. Déplacement de l'emplacement du forage
PGO-13B	1	2,00	Trilame + eau	Sols cohérents	Sonde 1900008 (2022-11-16)	2022-11-16	Trilame, sans Bentonite, sonde endommagée lors de l'extraction du sol
PGO-15B	1	7,19	Tricône	Sols cohérents	Sonde 1900007 (06-09-2022)	2022-09-07	Succès
PGO-16A	1	5,33	Tricône	Sols cohérents	Sonde 1900007 (05-04-2023)	2023-04-26	Succès

3.2.2 Dilatomètre

Au droit de 26 forages, 129 essais au dilatomètre ont été effectués dans le roc à l'aide d'un dilatomètre de marque Probex. Ces essais ont été effectués à des profondeurs différentes dans chaque forage. Les essais au dilatomètre consistent à insérer une sonde cylindrique qui s'étend radialement dans le trou de forage afin de mesurer le module de déformation de la masse rocheuse (E_d). Les déformations sont obtenues par la mesure de la variation du volume total de la sonde. Il s'agit de la même méthode que celle utilisée avec certains modèles de pressiomètre.

Le système de câblage, soit les tubulures et le câble, ont été enfilés dans un tubage de calibre NQ qui permet de descendre la sonde à la profondeur de l'essai. Comme le tubage est retiré au fur et à mesurer de la réalisation des essais, il est essentiel de débuter par la lecture la plus en profondeur. Lorsqu'elle est dégonflée, la sonde a un diamètre de 73,7 mm. L'essai de chargement est réalisé par le contrôle des contraintes appliquées. Les incrémentations de pression sont effectuées par paliers successifs avec la pompe manuelle. L'étalonnage initial permet de déterminer l'inertie et la compressibilité de la sonde.

Le tableau 3-2 énumère les différents essais tentés dans les différents forages réalisés à proximité du pont Gédéon-Ouimet. Les résultats de ces essais au dilatomètre sont présentés à la section 5.2, sur les rapports de forage et à l'annexe G du présent rapport.

Tableau 3-2 : Essais dilatométriques à proximité du pont Gédéon-Ouimet

Forage	ID essai	Profondeur (m)	Lithologie	Date
PGO-0A	1	14,90	Dolomie avec interlits de shale	17/04/2023
	2	15,40		17/04/2023
	3	15,80		12/04/2023
	4	16,25		12/04/2023
	5	16,65		12/04/2023
PGO-0B	1	10,54	Dolomie avec interlits de shale	19/10/2022
	2	12,29		19/10/2022
PGO-1A	2	14,80	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie	11/04/2023
	3	15,55		11/04/2023
	4	16,55		11/04/2023
	5	17,20		07/04/2023

Forage	ID essai	Profondeur (m)	Lithologie	Date
PGO-1B	1	9,68	Dolomie avec interlits de shale	17/10/2022
	2	11,20		17/10/2022
	3	12,72		17/10/2022
	4	14,44		17/10/2022
	5	15,80		17/10/2022
PGO-2A	1	8,44	Dolomie avec interlits de shale	24/10/2022
	2	9,89		24/10/2022
	3	11,79	Shale avec des bandes de dolomie	24/10/2022
	4	13,04		24/10/2022
	5	15,77	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie	24/10/2022
PGO-2B	1	13,56	Dolomie avec interlits de shale	12/10/2022
	2	11,73		12/10/2022
	3	10,21		12/10/2022
	4	8,69		12/10/2022
	5	7,16		12/10/2022
PGO-3A	1	9,29	Dolomie calcareuse avec interlits de shale	26/10/2022
	2	11,19		26/10/2022
	3	13,54		26/10/2022
	4	15,79		26/10/2022
	5	17,29		26/10/2022
PGO-3B	1	12,95	Dolomie calcareuse avec interlits de shale	05/10/2022
	2	11,73		05/10/2022
	3	10,52		05/10/2022
	4	9,60		05/10/2022
	5	8,38		05/10/2022
PGO-4B	1	14,78	Alternance de dolomie et de shale	03/10/2022
	2	13,56		03/10/2022
	3	12,34	Dolomie calcareuse avec interlits de shale	03/10/2022
	4	10,82		03/10/2022
	5	9,30		03/10/2022
PGO-5B	1	14,02	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie	29/09/2022
	2	12,95		29/09/2022
	3	11,73	Dolomie avec interlits de shale	29/09/2022
	4	10,82		29/09/2022
	5	9,91		29/09/2022

Forage	ID essai	Profondeur (m)	Lithologie	Date
PGO-6A	1	24,79	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie	04/11/2022
	2	20,00		04/11/2022
	3	17,14		04/11/2022
	4	12,40		04/11/2022
	5	8,29		04/11/2022
PGO-6B	1	14,48	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie	26/09/2022
	2	13,56		26/09/2022
	3	12,34		26/09/2022
	4	11,13		26/09/2022
	5	9,90		26/09/2022
PGO-7A	1	18,29	Dolomie avec interlits de shale	29/03/2022
	2	15,24	Shale avec interlits de dolomie	29/03/2022
	3	12,19	Dolomie avec interlits de shale	29/03/2022
	4	10,67		29/03/2022
	5	9,14		29/03/2022
PGO-8B	1	16,76	Dolomie avec interlits de shale	30/03/2022
	2	15,24		30/03/2022
	3	13,72	Shale avec interlits de dolomie	30/03/2022
	4	11,58	Dolomie avec interlits de shale	30/03/2022
	5	10,06		30/03/2022
PGO-8C	1	20,50	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie	29/03/2022
	2	18,50		29/03/2022
	3	13,60		29/03/2022
	4	11,00		29/03/2022
	5	10,50		29/03/2022
	6	9,50		29/03/2022
PGO-9A	1	20,12	Dolomie avec interlits de shale	11/03/2022
	2	15,85		11/03/2022
	3	13,41		11/03/2022
	4	11,58	Shale avec interlits de dolomie	11/03/2022
	5	10,06	Dolomie avec interlits de shale	11/03/2022
PGO-9D	1	20,00	Dolomie avec interlits de shale	20/03/2023
	2	15,00		20/03/2023
	3	12,00		20/03/2023
	4	11,00		20/03/2023
	5	10,00		20/03/2023

Forage	ID essai	Profondeur (m)	Lithologie	Date
PGO-10B	1	18,20	Dolomie avec interlits de shale	07/03/2022
	2	16,23		07/03/2022
	3	14,10		07/03/2022
	4	11,96		07/03/2022
	5	9,53		07/03/2022
PGO-11A	1	30,00	Dolomie avec interlits de shale	23/09/2022
	2	18,50	Dolomie avec interlits de shale	23/09/2022
	3	16,25		23/09/2022
	4	15,25		23/09/2022
	5	11,75		23/09/2022
	6	10,75		23/09/2022
PGO-12B	1	16,76	Dolomie avec interlits de shale	13/04/2022
	2	15,24		13/04/2022
	3	13,72		13/04/2022
	4	10,67		13/04/2022
	5	8,53		13/04/2022
PGO-14A	1	12,00	Dolomie avec interlits de shale	31/08/2022
	2	15,20		31/08/2022
	3	17,25	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de shale	31/08/2022
	4	19,50		31/08/2022
	5	21,30		31/08/2022
CM-IA	1	11,50	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie	24/08/2022
	2	15,72		24/08/2022
	3	19,25		24/08/2022
	4	22,28	Alternance de dolomie avec interlits de shale avec interlits de dolomie	24/08/2022
	5	24,64		24/08/2022
CM-IB	1	23,16	Alternance de shale et de calcaire avec Interlits de shale	21/09/2022
	2	19,81		21/09/2022
	3	15,24	Alternance de dolomie calcareuse avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie	21/09/2022
	4	12,95		21/09/2022
	5	11,60		21/09/2022
	6	10,70		21/09/2022
PGO-15A	1	10,50	Dolomie calcareuse avec interlits de shale	02/09/2022
	2	11,50		02/09/2022
	3	13,75		02/09/2022
	4	15,50		02/09/2022
	5	18,25		02/09/2022

Forage	ID essai	Profondeur (m)	Lithologie	Date
PGO-15B	1	11,00	Dolomie avec interlits de shale	08/09/2022
	2	13,50		08/09/2022
	3	15,25		08/09/2022
	4	17,50		08/09/2022
	5	18,27		08/09/2022
PGO-16B	2	23,00	Dolomie avec interlits de shale	22/11/2022
	3	17,05		22/11/2022
	4	16,30		22/11/2022
	5	15,80		22/11/2022
	6	14,00		22/11/2022

La déformabilité d'un massif rocheux est étroitement liée au nombre d'imperfections présentes à l'échelle de l'élément de fondation. Un plus grand nombre d'imperfections (fissures, joints, ouvertures, etc.) permettra au massif de se déformer plus facilement pour une même charge. Ainsi, pour une même roche, un module de déformation plus faible dénotera un plus grand nombre de défauts ou un endommagement plus élevé.

La profondeur de réalisation de l'essai est généralement définie pour les endroits avec des récupérations élevées afin de ne pas briser la gaine et d'éviter que des cavités se produisent et ainsi d'améliorer les chances de réussite de l'essai. Cependant, bien que toutes les précautions nécessaires à la réussite de l'essai soient prises, le roc reste un matériau hétérogène et ponctuellement sujet à une paroi de mauvaise qualité par endroits, pouvant mener l'essai à l'échec. De nombreuses causes peuvent être à l'origine de cet échec, par exemple, l'écroulement d'une partie de la paroi avant l'essai en raison des joints ou la fracturation du roc au moment de l'essai.

3.2.3 Piézocône

Des sondages au piézocône sismique ont été réalisés dans le secteur nord de l'Île Morris où la présence plus importante d'argile était anticipée. Un total de trois sondages a été effectué en sous-traitance par la firme spécialisée VDH GEO Services. Les sondages identifiés 22-SCPT-01 à 22-SCPT-03 ont été foncés respectivement au voisinage des forages PGO-13A, PGO-12B et PGO-12A avec une sonde de marque Gouda Geo-equipment, à l'aide d'un bâti de poussée montée sur le chenillard VDH-101. La sonde est munie d'un module sismique composé de deux géophones perpendiculaires pour la mesure de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s).

Le piézocône mesure et enregistre les paramètres suivants :

+ La résistance en pointe (q_c);
+ La pression interstitielle mesurée à la base de la pointe (u_2);
+ Le frottement latéral (f_s).

Le paramètre q_c est corrigé pour tenir compte de la génération de pression interstitielle lors du fonçage, particulièrement dans les dépôts de sols cohérents. La valeur corrigée est notée q_t.

Les sondages 22-SCPT-01 à 22-SCPT-03 ont été arrêtés au refus de la sonde des élévations comprises entre 5,3 et 10,1 m.

La vitesse des ondes de cisaillement (V_s) a été également mesurée dans les trois sondages. La méthode utilisée pour mesurer V_s consiste à produire une onde de cisaillement par l'impact d'une masse sur l'extrémité d'une poutre d'acier placée à la surface du terrain sous les chenilles du bâti de poussée. Les mesures sont effectuées à des intervalles d'environ 0,5 m à l'aide des géophones installés dans le module sismique de la sonde au fur et à mesure de son enfoncement dans le sol. À chaque point de mesure, la vitesse de l'onde de cisaillement est enregistrée pour un impact à chaque extrémité de la poutre d'acier en direction opposée de façon à obtenir deux signaux inversement polarisés facilitant la détermination du temps d'arrivée à la sonde de l'onde de cisaillement.

Lors de l'exécution d'un sondage, les étapes suivantes ont été effectuées :

+ Saturation du capteur de pression interstitielle;
+ Conditionnement à la température du sol et stabilisation de la température de la sonde;
+ Prise de la lecture initiale lorsque la température de la sonde est stable. Lors de la prise des lectures initiales (*baselines*), la sonde est suspendue de façon qu'aucune contrainte ne s'applique sur les capteurs et les pesons;
+ Enfoncement du piézocône par séquences de 0,5 m de longueur, correspondant à la longueur des tiges;
+ Vérification à la fin de l'essai et après le retrait du piézocône hors du trou que la dérive de l'appareil par rapport aux valeurs de référence initiale est inférieure aux limites de validation.

Les résultats des sondages au piézocône sont présentés sous forme graphique en fonction de la profondeur sur les rapports de sondage au piézocône de l'annexe D. Sur ces figures, les résultats incluent les profils de quatre paramètres, soit la résistance en pointe corrigée (q_t), le profil de la résistance en frottement (f_s), la pression interstitielle générée lors du fonçage (u_2) et les profils mesurés et estimés de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s), le cas échéant. De plus, la classification des différentes couches, appelée SBTn (*normalized Soil Behavior Type*), indiquée sur ces figures, a été définie en tenant compte des indications de l'abaque proposé par Robertson (2010)[2]. Il est à noter que cet abaque présente le comportement des sols en fonction de l'analyse des mesures du piézocône et que la description donnée peut différer de la distribution granulométrique réelle du sol. Quand cette classification est utilisée, on devrait toujours mentionner « strate de sol se comportant comme (description du sol) lors de la réalisation du sondage au piézocône ». La description du sol utilisant la classification SBT normalisée (SBTn) ne correspond pas nécessairement à la terminologie descriptive indiquée dans les notes explicatives des rapports de forage. La stratigraphie interprétée est également indiquée à la dernière colonne du rapport de sondage.

2 Robertson, P.K., 2010. Soil behaviour type from the CPT: an update. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT-10, Huntington Beach, CA, USA.

3.3 Relevés de géocaméra et rayon gamma

Des relevés d'imagerie optique (OBI) et acoustique (ABI), couramment appelés relevés de géocaméra, ainsi que des relevés de rayon gamma spectral (SGR) ont été effectués dans les forages. Ces relevés ont pour but de détecter la présence de structures dans le roc, comme des joints et des zones fracturées, et de fournir des indices susceptibles d'indiquer la présence de structures géologiques importantes au niveau des piles, le cas échéant. Le tableau 3-3 résume les relevés géophysiques dans le roc.

La compagnie Géophysique GPR a été mandatée pour effectuer les relevés optiques et acoustiques dans les forages PGO-0B à PGO-6B, PGO-10A, PGO-11A, PGO-14B à PGO-16B et CM-IB. Tous les autres relevés dans le secteur du pont Gédéon-Ouimet ont été effectués par WSP. L'ensemble des relevées interprétés est présenté à l'annexe C à la suite des rapports de forage correspondant.

Tableau 3-3 : Relevés de géocaméra et rayons gamma

Forage	Profondeur du roc (m)	Date Relevés SGR	Date Relevés ABI	Date Relevés OBI	Profondeur SGR (m)	Profondeur ABI (m)	Profondeur OBI (m)
PGO-0A	12,92 – 19,76	2023-03-07	2023-03-07	2023-03-07	19,27	19,60	19,65
PGO-0B	4,39 – 14,81	2022-10-19	2022-10-19	2022-10-19	13,16	14,37	12,60
PGO-1A	11,58 – 22,08	2023-04-03	2023-04-03	2023-04-03	21,61	21,86	21,92
PGO-1B	4,88 - 16,46	2022-10-14	2022-10-14	2022-10-14	14,68	16,00	16,05
PGO-2A	5,30 - 16,34	2022-10-24	-	2022-10-24	15,74	-	15,70
PGO-2B	5,85 - 16,38	2022-10-12	2022-10-12	2022-10-12	14,82	15,93	19,98
PGO-3A	7,44 - 17,85	2022-10-26	-	2022-10-26	17,36	-	16,20
PGO-3B	7,05 - 18,04	2022-10-07	2022-10-07	2022-10-07	15,49	16,87	16,94
PGO-4A	7,84 - 17,85	2022-10-28	-	2022-10-28	17,24	-	17,52
PGO-4B	6,10 - 18,06	2022-10-03	2022-10-03	2022-10-03	16,50	17,81	17,87
PGO-5A	6,87 - 27,06	2022-11-02	-	2022-11-02	26,43	-	25,55
PGO-5B	4,42 - 16,31	2022-09-28	2022-09-28	2022-09-28	14,92	6,21	16,29
PGO-6A	6,27 - 26,96	2022-11-04	-	2022-11-04	25,84	-	25,48
PGO-6A_bis	6,29 – 27,08	2022-11-10	-	2022-11-10	26,38	-	26,09
PGO-6B	7,01 – 17,60	2022-09-23	2022-09-23	2022-09-23	16,11	17,42	17,48
PGO-7Aa	7,32 - 37,90	2022-03-24	2022-03-25	-	37,28	25,82	-
PGO-7B	7,64 - 18,29	-	2022-03-16	2022-03-16	-	17,95	17,56
PGO-8A	7,89 - 25,15	2022-03-31	-	2022-03-31	24,35	-	24,60
PGO-8B	7,85 - 18,28	2022-03-25	-	2022-03-31	17,57	-	17,49
PGO-8C	8,06 – 32,06	2023-03-28	2023-03-28	2023-03-28	31,32	31,71	30,88
PGO-8D	7,45 - 32,08	-	2023-03-28	2023-03-28	-	31,42	30,69
PGO-9A	7,77 - 37,55	2022-03-10	-	2022-03-10	36,77	-	35,41
PGO-9B	7,39 - 18,39	2022-03-24	2022-03-24	-	17,75	18,00	-
PGO-9C	8,53 - 30,63	2023-02-17	2023-02-17	2023-02-17	29,84	30,35	30,27

Forage	Profondeur du roc (m)	Date Relevés SGR	Date Relevés ABI	Date Relevés OBI	Profondeur SGR (m)	Profondeur ABI (m)	Profondeur OBI (m)
PGO-9D	8,80 – 32,04	-	2023-02-17	2023-02-17	-	31,64	30,71
PGO-10A	8,61 - 39,71	2022-09-28	2022-09-28	2022-09-28	38,84	38,84	38,94
PGO-10B	8,41 - 19,05	-	2022-03-24	2022-03-24	-	17,26	18,90
PGO-11A	32,00 - 37,80	2022-09-28	2022-09-28	2022-09-28	35,56	36,87	36,87
PGO-11B	6,44 – 16,55	-	2022-03-07	2022-03-07	-	15,91	16,00
PGO-12A	5,69 - 16,13	2022-04-12	2022-04-12	2022-04-12	15,15	15,42	15,52
PGO-12B	7,93 - 18,32	2022-04-12	2022-04-12	2022-04-12	17,83	17,98	18,09
PGO-13A	10,42 - 40,92	2022-04-12	-	2022-04-12	33,90	-	34,25
PGO-13B	11,94 - 27,71	-	-	2022-11-15	-	-	15,09
PGO-14A	6,05 - 22,46	2022-08-30	2022-08-30	2022-08-30	16,34	16,61	16,73
PGO-14B	9,94 - 25,45	2022-09-14	2022-09-14	2022-09-14	23,67	24,83	24,83
PGO-15A	8,89 - 19,38	2022-09-06	2022-09-06	2022-09-06	18,92	19,17	19,26
PGO-15B	9,33 - 19,4	2022-09-07	2022-09-07	2022-09-07	17,64	18,97	18,24
PGO-16A	9,24 - 15,64	2023-04-24	2023-04-24	2023-04-24	15,08	15,34	15,40
PGO-16B	11,47 - 32,76	2022-10-18	2022-10-18	2022-10-18	30,83	32,11	28,42
CM-IA	9,16 - 25,45	2022-08-25	2022-08-25	2022-08-25	24,43	24,65	24,77
CM-IB	8,85 - 24,32	2022-09-16	2022-09-16	2022-09-16	22,02	23,32	23,39

3.3.1 Relevés d’imagerie optique

L’imagerie optique permet d’obtenir une vision déroulée et orientée de la paroi du forage en couleurs réelles.

La sonde est constituée d’une caméra numérique centrée sur un miroir conique reflétant la paroi du forage. Les données sont numérisées, orientées de 0 à 360° et restituées « à plat » selon une succession de lignes, dont l’échantillonnage spatial est inférieur au millimètre. Cette image met en évidence la nature géologique et les joints ou structures des milieux traversés. Elle permet de mesurer l’orientation, le pendage et la densité de la fracturation. L’imagerie de paroi optique s’utilise en trou sec ou rempli d’eau claire.

3.3.2 Relevés d’imagerie acoustique

L’imagerie acoustique permet d’obtenir une vision déroulée et orientée de la paroi du forage en fausses couleurs. Ces dernières correspondent à l’énergie de retour des ondes ultrasoniques émises par un transducteur. Les informations rapportées sont le rapport d’amplitude entre le signal transmis et le signal réfléchi ainsi que le temps qu’a pris l’onde pour effectuer ce trajet. Une image de synthèse va ainsi être matérialisée par les différences de propriétés acoustiques de la paroi du forage. La sonde acoustique doit, quant à elle, s’utiliser dans un trou de forage rempli de liquide.

Il convient de mentionner que la qualité des images ABI de quelques relevés a été affectée par des zones de mauvaise qualité qui ont perturbé la centralisation de la sonde. Les mesures acoustiques sont très sensibles à la centralisation de la sonde. Par conséquent, les données ont été utilisées comme support aux images optiques lorsque ces dernières étaient disponibles.

Les relevés optiques et acoustiques peuvent ensuite être combinés et réconciliés pour obtenir des informations sur la localisation et l'ouverture des joints et des structures dans le roc, ainsi que préciser si ces joints sont remplis ou pas.

3.3.3 Diagraphie de rayonnement gamma spectral

La radioactivité gamma naturelle des roches est induite par les isotopes du potassium (40 K), de l'uranium (234 U, 235 U) et du thorium (232 Th) et les produits de leur désintégration. L'énergie du rayonnement gamma (longueur d'onde) est spécifique à chaque isotope. La concentration relative et la distribution spatiale de ces isotopes dans les roches sont le résultat de multiples processus géologiques. La radioactivité naturelle est donc un indicateur lithologique et stratigraphique important pour la reconstruction de l'histoire géologique locale. La méthode gamma spectrale consiste à mesurer toutes les longueurs d'onde du rayonnement gamma naturel pour extraire les concentrations en isotopes K, U et Th à partir desquelles il est possible de différencier les unités stratigraphiques les unes des autres.

La sonde utilisée est une nouvelle génération d'outils spectraux gamma pour la diagraphie de puits. Elle mesure les comptes gamma totaux en API ainsi que le spectre d'énergie complet de rayonnement gamma émis naturellement à partir des formations traversées dans un forage.

La sonde utilisée comprend une plate-forme modulaire équipée d'un cristal de scintillation qui se caractérise par une très bonne résolution spectrale et une sensibilité élevée. La courte valeur du temps mort du système combinée à la dernière conception de l'électronique de mesure permet d'assurer la linéarité du comptage gamma total. Cela rend l'outil particulièrement efficace lorsqu'une résolution spectrale fine est requise pour identifier les radio-isotopes avec des bandes d'énergie étroites.

Lors des relevés gamma, une durée variable d'attente est nécessaire avant le début de chaque relevé pour activer les détecteurs et afin que la sonde commence à enregistrer le signal spectral. La remontée de la sonde gamma est effectuée à faible vitesse d'environ 1 à 2 m/min avec un taux d'échantillonnage à tous les 0,01 m. Cet intervalle d'échantillonnage a l'avantage d'augmenter significativement la résolution du signal et de discriminer les émissions gamma pouvant éventuellement provenir de minces lits.

3.3.4 Équipements

Les relevés ABI, OBI et SGR ont été effectués respectivement à l'aide des sondes QL-ABI-2G, QL40 OBI-2G, et QL40 SGR-2G. Ces sondes, utilisées par WSP, sont fabriquées et commercialisées par les compagnies Mount Sopris Instruments et Advanced Logic Technology (ALT). Le système de diagraphie géophysique de forage comprenait un treuil de 200 m, un enregistreur de données (Scout Logging System), une interface électronique et un logiciel (Logger version 11). Les systèmes d'enregistrement utilisent un contrôleur numérique pour assurer les communications avec les sondes lors de la collecte des données. Les sondes utilisées par Géophysique GPR sont de la marque LIM.

Les sondes optiques et acoustiques ont été centrées dans le forage par des centralisateurs. La profondeur est suivie à l'aide d'un encodeur optique haute résolution monté sur le câble du treuil. Les données ont été enregistrées sur un ordinateur portable et affichées en temps réel, permettant une évaluation visuelle de la qualité des données pendant les relevés.

3.3.5 Traitement des données

3.3.5.1 Données optiques et acoustiques

Le traitement et l'interprétation des relevés géocaméra ont été effectués à l'aide du logiciel WellCAD (version 5.6) développé par Advanced Logic Technology (ALT).

Les étapes de traitement des données recueillies sur le site sont comme suit :

+ Importation de données brutes dans WellCAD - un logiciel conçu pour la manipulation et la présentation de données géophysiques;
+ Les images ont été corrigées en fonction du nord magnétique et la distorsion a été améliorée. L'imagerie optique donne généralement une bonne idée de l'ouverture des joints et la qualité générale du roc. Les pendages et directions de pendage des structures relevées se trouvent à l'annexe C. Les données fournies ont été corrigées par rapport au vrai nord;
+ Les discontinuités relevées ont été interprétées en utilisant le code décrit dans le tableau 3-4**Error! Reference source not found.** et schématisé dans la figure 2-1.

Tableau 3-4 : Code des structures relevées sur les relevés ABI et OBI

Code	Structure interprétée	Critère d'interprétation		
		Amplitude	Temps d'arrivée	Ouverture/Épaisseur (mm)
0	Zone fracturée	Continue, grossière	Visible	Variable
1	Joint/ Fracture ouverte majeure	Continue, grossière	Visible	>10
2	Joint/ Fracture ouverte mineure	Continue, grossière	Visible	1-10
3	Joint/ Fracture partiellement ouverte	Continue, fine à grossière	Partiellement visible	Variable
4	Joint/ Fracture avec remplissage	Continue, fine à grossière	Variable	Variable
5	Litage / stratification / foliation	Continue, fine à grossière	Non visible	Non applicable
6	Fracture induite	Continue, fine à grossière	Variable	Variable
7	Contact ouvert ou fermé	Continue, fine à grossière	Variable	Variable
8	Joints fermés	Continue, fine	Non visible	Aucune
9	Veines	Continue, fine à grossière	Variable	Variable

Code	Tadpole	Sine Wave	
0			Zone fracturée
1			Joint / Fracture ouverte majeure (> 10 mm)
2			Joint / Fracture ouverte mineure (< 10 mm)
3			Joint / Fracture partiellement ouverte
4			Joint / Fracture remplie
5			Litage / stratification / foliation
6			Fracture induite
7			Contact / Contact fermé
8			Joint / Fracture fermé
9			Veine / Veine fermée

Figure 3-1 : Symboles et codes utilisés pour interpréter les relevés de géocaméra

Le tubage métallique du forage affecte grandement les quelques mètres supérieurs des relevés. Les directions de pendage des structures interprétées dans les premiers mètres sous le tubage sont ainsi moins précises que celles des autres structures en profondeur. L'échelle de profondeur du rapport d'imagerie est relative à la surface du sol.

3.3.5.2 Données des rayons gamma spectraux

Les étapes d'interprétation du signal de rayon gamma sont les suivantes :

+ Importation de données brutes dans WellCAD, un logiciel de géophysique conçu pour manipuler et formater les données de diagraphie en forage;
+ Analyse des signaux SGR (Spectral Gamma Ray) des différents forages à la recherche de similitudes, de modèles répétés et de caractéristiques clés;
+ L'interprétation finale est le résultat d'un processus itératif où les différentes étapes énumérées ci-dessus sont répétées pour éliminer progressivement tout élément ambigu ou incohérent dans la corrélation stratigraphique entre les forages;
+ La corrélation entre les forages a été effectuée de deux manières :
  - En utilisant des pics uniques (amplitude et largeur) comme indicateurs potentiels d'un marqueur spécifique;
  - En utilisant des empreintes « clés », c'est-à-dire des successions de pics et de creux avec la même séquence et la même forme que l'on peut retrouver sur les profils obtenus dans différents forages comme l'illustre la figure 3-2. Dans cet exemple, on retrouve presque sur tous les profils ayant une séquence de pics gamma similaires. Les résultats sont aussi présents sur les coupes stratigraphiques de l'annexe B.

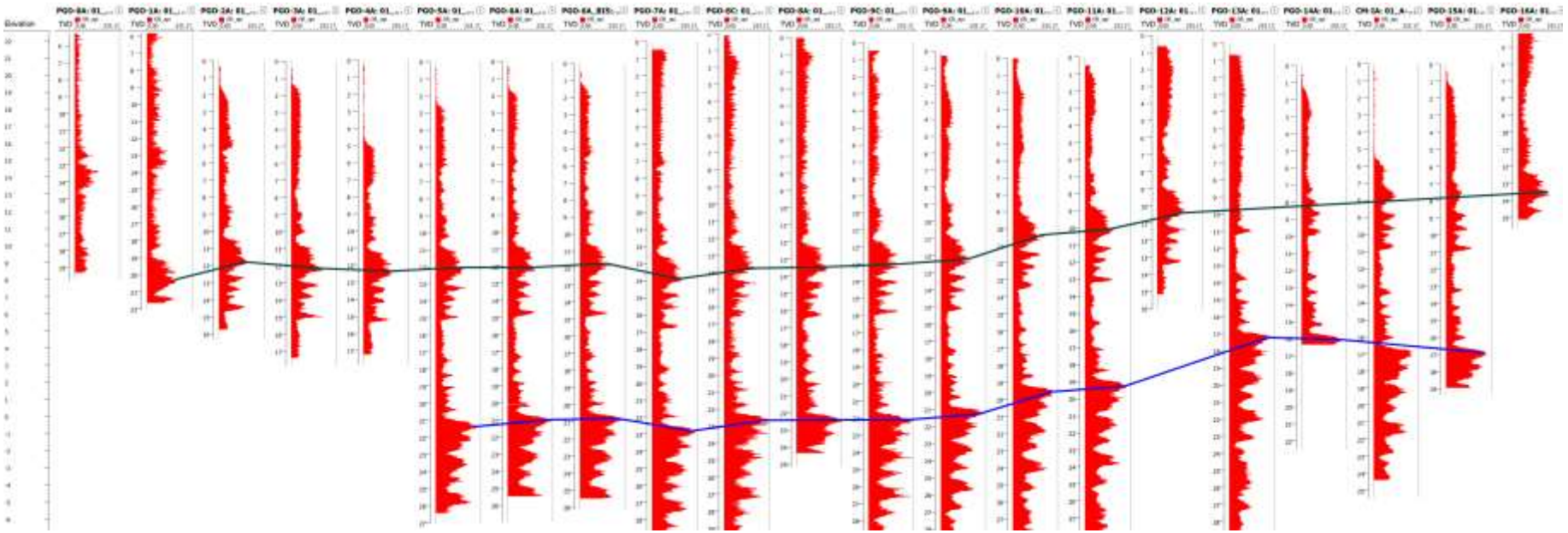


Figure 3-2 : Illustration de la corrélation à l'aide de séquences clés (coupe A-A')

Les résultats des relevés optiques, acoustiques et rayon gamma spectral sont présentés à l'annexe C à la suite de chacun des forages correspondants et les résultats sont discutés à la section 6.

3.4 Levé down-hole

Les levés géophysiques ont été réalisés dans le forage PGO-7a le 1er avril 2022 par la firme GPR International inc et dans le forage PGO-16b le 8 mars 2023 par WSP. Avant la réalisation des levés, un tube PVC de 5 cm de diamètre a été installé, et le trou de forage a par la suite été comblé d'un coulis de scellement de type ciment-bentonite pour permettre une transmission effective des signaux sismiques.

La source du signal sismique était une masse de 10 kg combinée à une poutre installée à 1,1 m du forage. Trois géophones orthogonaux ayant une fréquence de résonance de 15 Hz (BHG-3) ont été utilisés afin d'effectuer les mesures sismiques. Les mesures ont été réalisées dans le forage PGO-7A sur une profondeur totale de 35,5 m à des intervalles de 1,0 m et dans le forage PGO-16B sur une profondeur totale de 30,0 m à des intervalles de 1,0 m.

Les détails de la méthodologie et les résultats sont présentés à l'annexe H. Un résumé des résultats est également présenté à la section 7.

3.5 Relevés sismiques MASW

Le programme de relevés sismiques prévu au mandat du plan de travail 227-22 inclut les relevés suivants :

+ Relevé de sismique réflexion en rivière (à venir);
+ Relevé sismique combiné MASW2D, réfraction et réflexion terrestre.

Les relevés terrestres sur l'île Morris et l'île Lefebvre ont été réalisés dans les nuits du 7 et 8 février 2023 et le 19 juillet 2023. Ceux-ci ont été faits de nuit, en raison de la limitation du bruit et des vibrations importants provenant de la circulation sur le pont. Une opération de déneigement a été également effectuée en mars afin d'assurer le bon contact entre les capteurs et le sol.

Le secteur dans lequel les relevés ont été réalisés est présenté à la figure suivante à l'aide de l'encadré rouge.

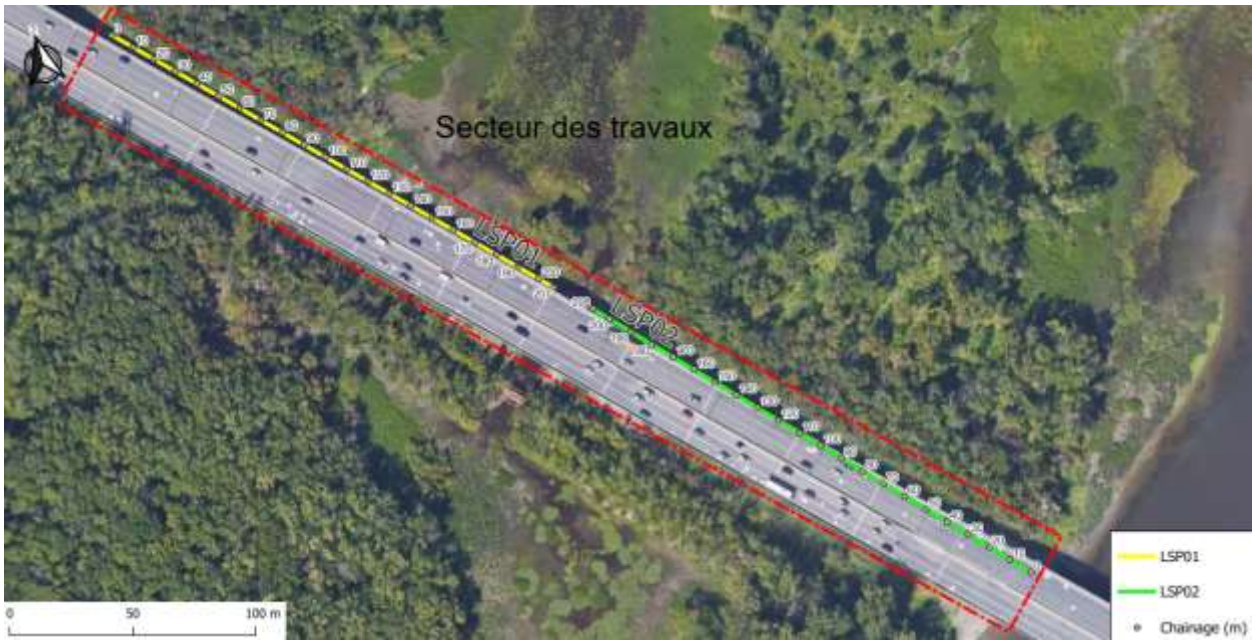


Figure 3-3 : Secteur dans lequel des relevés sismiques ont été réalisés

La firme Geostack a été mandatée afin de réaliser ces relevés sismiques à l'emplacement du pont projeté. Le but des relevés est de déterminer, sur la base des vitesses de propagation, l'épaisseur des dépôts naturels et les conditions du roc, ainsi que toute autre information utile au positionnement des piles du nouveau pont projeté et à la conception des fondations profondes.

Dans l'axe de la ligne de levé terrestre, des géophones ont été mis en place à une distance de 5 m à l'est du pont actuel. Sur l'ensemble du linéaire couvert par les géophones, des tirs ont été effectués pour chaque levé. Pour cela, le choix de la source utilisée s'est basé sur trois critères :

+ Une énergie suffisante pour atteindre le substratum rocheux;
+ Un couplage constant entre la source sismique et le sol;
+ Et un déploiement efficace sur le site.

Enfin, les équipements ayant permis la réalisation de ces relevés terrestres sont les suivants :

+ Source à génération d'impacts de type PEG-40;
+ Deux sismographes de 24 canaux de type GEODE de Geometrics;
+ Deux flûtes sismiques sur lesquelles les géophones ont été branchés;
+ Un ordinateur de terrain de type « Toughbook » avec le logiciel d'acquisition;
+ Et un système de géoréférencement avec base et unité mobile de type RTK.

Finalement, les levés sismiques sur l'eau auront lieu à la fin août 2023.

Les résultats des relevés sismiques terrestres de mars 2023 sont discutés sommairement à la section 8 et sont également disponibles dans l'annexe H. Les résultats des autres relevés (juillet et août 2023) seront intégrés ultérieurement dans ce rapport.

3.6 Essais en laboratoire

3.6.1 Essais en laboratoire géotechnique

Les essais suivants ont été effectués au laboratoire du Consortium et chez quatre laboratoires sous-traitant (Corrpro Canada inc., AGAT, laboratoire de l'École de technologie supérieure et Englobe) de façon à évaluer certaines propriétés géotechniques des sols et du roc échantillonnés dans les forages :

Essais sur les échantillons de sol

+ 78 analyses granulométriques par tamisage et lavage au tamis passant 80 µm (norme BNQ 2501-025);
+ 23 analyses granulométriques par sédimentation (norme BNQ 2501-025);
+ 107 déterminations de la teneur en eau (norme CAN/BNQ 2501-170);
+ 37 déterminations des limites de consistance (norme CAN/BNQ 2501-092);
+ 1 essai de résistance au cisaillement horizontal (ASTM D3080);
+ 2 essais de consolidation (LC22-301);
+ 3 mesures de taux d'agressivité (ANSI/AWWA C105/A21.5-99) et de mesures de sulfates hydrosolubles;

Essais sur les échantillons de roc

+ 87 essais de résistance à la compression uniaxiale sur carotte de roc (ASTM D7012);
+ 43 essais de résistance à la compression uniaxiale sur carotte de roc avec mesure du module d'élasticité (ASTM D7012);
+ 2 essais d'abrasivité CERCHAR (ASTM D7625).

Les résultats de ces essais ont permis de compléter l'information recueillie au chantier. Les principaux résultats des essais en laboratoire géotechniques sont présentés sur les rapports de forage de même qu'à l'annexe E à l'exception des résultats des trois essais de taux d'agressivité et mesures de sulfates hydrosolubles qui se retrouvent à l'annexe I. Ces résultats sont présentés et discutés à la section 4.

3.6.2 Analyses chimiques

Le programme analytique appliqué a été établi en tenant compte des recommandations du *Guide de caractérisation des terrains* du MELCCFP (2003).

La sélection des échantillons aux fins d'analyses chimiques a été effectuée en tenant compte des enjeux environnementaux identifiés dans le cadre de l'ÉES Phase I, de la stratigraphie et des indices organoleptiques (visuels et olfactifs) de contamination rencontrée en chantier. Bien que cette caractérisation soit préliminaire, les résultats pourront servir à définir le mode de gestion des sols et des matières granulaires excavés au droit des sondages effectués.

Au total, 61 échantillons de sol et de matières granulaires ainsi que neuf duplicatas ont été analysés chimiquement pour les paramètres pertinents, identifiés au tableau 3-5.

Tableau 3-5 : Paramètres analysés

Matrice	Paramètres
Sols	Hydrocarbures pétroliers (HP C_{10}-C_{50}), hydrocarbures aromatiques monocycliques (HAM), hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP), métaux/métalloïdes (14 éléments)1 et/ou mercure
Matières granulaires	HP C_{10}-C_{50}, HAP et métaux/métalloïdes (14 éléments)[1]

Note 1 : Argent, arsenic, baryum, cadmium, chrome, cobalt, cuivre, étain, manganèse, molybdène, nickel, plomb, sélénium, zinc.

3.6.2.1 Programme d'assurance et de contrôle de la qualité

Les analyses chimiques ont été effectuées par le laboratoire AGAT de Montréal, accrédité par le Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec (CEAEQ) pour les paramètres analytiques sélectionnés. Les résultats analytiques, les méthodes analytiques et les limites de détection rapportée (LDR) des appareils utilisés par le laboratoire sont présentés dans les certificats d'analyses chimiques placés à l'annexe J.

Le Consortium applique un système d'assurance et de contrôle de la qualité à l'intérieur de tous les projets qui lui sont confiés. Celui-ci inclut une réunion de démarrage, l'élaboration d'un programme de travail au chantier et de formulaires de compilation de données standardisés. Dans le cadre du présent mandat, les activités suivantes ont été effectuées :

+ L'analyse de duplicatas de terrain correspondant à au moins 10 % des échantillons analysés pour les sols;
+ La manipulation minutieuse des contenants d'échantillonnage;
+ La protection adéquate des échantillons durant le transport;
+ L'identification précise des échantillons expédiés au laboratoire sur les bordereaux de demandes d'analyses dûment remplis;
+ L'expédition des échantillons au laboratoire dans les délais requis;
+ La conservation des échantillons selon les méthodes recommandées par le MELCCFP.

De plus, le laboratoire AGAT applique un programme d'assurance et de contrôle de la qualité sur l'ensemble des procédures analytiques. Le programme d'assurance qualité comprend une série d'activités destinées à vérifier le bon fonctionnement des démarches associées à l'obtention des résultats analytiques. Le programme de contrôle de la qualité s'applique quant à lui à un ensemble d'activités et de vérifications intra laboratoires. Ce programme de contrôle définit toutes les étapes essentielles du processus analytique appliqué à un échantillon spécifique, depuis la réception et l'entreposage jusqu'à la validation des résultats. Le programme prévoit également jusqu'à cinq types de contrôle de la qualité de la procédure analytique : blancs de méthode analytique, duplicatas, échantillons fortifiés, matériaux de référence et étalons analogues (surrogates).

4. Description des sols et du roc

Un résumé de la stratigraphie et de la nature des sols et du roc est présenté dans cette section.

Les rapports de forage joints à l'annexe C présentent l'information détaillée de la stratigraphie des sols et de la lithologie. À la suite de ces rapports, une description structurale du roc et des photos des carottes de roc viennent compléter l'information recueillie pour le roc dans les forages. De plus, les résultats des sondages au piézocône sont présentés à l'annexe D alors que les résultats des autres essais in situ se retrouvent dans les annexes F à H. Les résultats des essais géotechniques en laboratoire sur les échantillons de sol et de roc sont joints à l'annexe E.

4.1 Résumé de la stratigraphie

Afin de faciliter la présentation des résultats, le secteur du pont Gédéon-Ouimet a été divisé en 3 parties (voir le plan B1 de localisation des sondages à l'annexe B) :

+ Secteur sud : Forages PGO-0A et PGO-0B à PGO-6A et PGO-6B inclusivement ainsi que PGO-6A_BIS;
+ Secteur de l'Île Morris et de l'Île Lefebvre: Forages PGO-7A et PGO-7B à PGO-13A et PGO-13B inclusivement ainsi que PGO-8C, PGO-8D, PGO-9C et PGO-9D;
+ Secteur nord : Forages PGO-14A et PGO-14B à PGO-16A et PGO-16B, ainsi que CM-IA, CM-Ib et CONTAMINATION25 inclusivement.

Le **Error! Reference source not found.**tableau 4-1 présente un résumé de la stratigraphie rencontrée dans les forages le long du pont projeté. Les coupes présentées à l'annexe B illustrent la variation de la stratigraphie simplifiée le long de la structure en direction Nord et de la structure en direction Sud. De façon générale, la stratigraphie des dépôts meubles est composée des unités suivantes :

+ Matériaux de remblai;
+ Sols organiques ou sédiments de la rivière;
+ Dépôts de sol naturel :
  - Sols cohérents;
  - Sols pulvérulents;
  - Till;
+ Socle rocheux.

Les sections suivantes présentent les principales caractéristiques géotechniques des sols et du roc.

Tableau 4-1 : Résumé de stratigraphie des forages du pont Gédéon-Ouimet

Forage (élévation en surface, m)	Sol organique/ sédiments Élévation, m (épaisseur, m)	Remblai Élévation, m (épaisseur, m)	Sol naturel Élévation, m (épaisseur, m)			Roc Élévation, m	Fin de forage Élévation, m
			Sols cohérents	Sols pulvérulents	Till		
Secteur sud							
PGO-0A (27,51)	–	27,51 – 23,09 (4,42)	–	–	23,09 – 14,58 (8,51)	14,58	19,76
PGO-0B (20,57)	–	–	17,37 – 16,76 (0,61)	–	16,76 – 16,18 (0,58)	16,18	5,76
PGO-1A (28.08)	–	28,08 – 20,15 (7.93)	–	–	20,15 – 16,50 (3,65)	16,50	6,00
PGO-1B (20,42)	–	–	19,20 – 16,76 (2,44)	–	16,76 – 15,54 (1,22)	15,54	3,96
PGO-2A (20,63)	–	–	18,75 – 16,47 (2,28)	–	16,47 – 15,33 (1,14)	15,33	4,29
PGO-2B (20,49)	–	–	18,05 – 15,92 (2,13)	–	15,92 – 14,64 (1,28)	14,64	4,13
PGO-3A (20,61)	–	–	19,14 – 15,48 (3,66)	–	15,48 – 13,16 (2,64)	13,16	2,71
PGO-3B (20,70)	–	–	18,56 – 14,60 (3,96)	–	14,60 – 13,65 (0,95)	13,65	2,82
PGO-4A (20,66)	–	–	–	–	15,43 – 12,82 (2,61)	12,82	2,81
PGO-4B (20,74)	–	–	–	–	16,02 – 14,64 (1,38)	14,64	2,68
PGO-5A (20,56)	–	–	–	17,82 – 16,75 (1,07)	16,75 – 13,69 (3,06)	13,69	-6,50
PGO-5b (20,65)	–	–	–	–	18,52 – 14,91 (2,29)	14,91	4,34
PGO-6A_BIS (20,47)	–	–	–	–	18,92 – 14,18 (4,74)	14,18	-6,61
PGO-6A (20,58)	–	–	–	–	18,55 – 14,31 (1,16)	14,31	-6,38
PGO-6B (20,53)	–	–	18,40 – 15,96 (2,44)	–	15,96 – 13,52 (2,44)	13,52	2,93

Forage (élévation en surface, m)	Sol organique/ sédiments Élévation, m (épaisseur, m)	Remblai Élévation, m (épaisseur, m)	Sol naturel Élévation, m (épaisseur, m)			Roc Élévation, m	Fin de forage Élévation, m
			Sols cohérents	Sols pulvérulents	Till		
Secteur de l'Île Morris et de l'Île Lefebvre							
PGO-7A (21,74)	–	21,74 – 21,13 (0,61)	21,13 – 20,67 (0,47)	–	20,67 – 14,42 (6,24)	14,42	-16,16
PGO-7B* (21,68)	–	21,68 – 21,07 (0,57)	21,07 – 20,02 (1,05)	–	20,02 – 14,04 (5,98)	14,04	3,39
PGO-8A (21,99)	–	21,99 – 21,23 (0,76)	21,23 – 20,31 (0,92)	–	20,31 – 14,10 (6,21)	14,10	-3,16
PGO-8b (21,94)	–	21,94 – 21,59 (0,32)	21,59 – 19,81 (1,81)	–	19,81 – 14,08 (5,73)	14,08	3,66
PGO-8C (22,22)	–	22,22 – 21,00 (1,20)	21,00 – 19,78 (1,24)	–	19,78 – 14,16 (5,62)	14,16	-9,83
PGO-8D (22,06)	–	22,06 – 20,13 (1,93)	–	–	20,13 – 14,61 (5,52)	14,61	-10,02
PGO-9A* (21,19)	–	21,19 – 18,90 (2,29)	18,90 – 16,62 (2,28)	–	16,62 – 13,42 (3,2)	13,42	-16,37
PGO-9B (20,92)	–	20,92 – 18,63 (2,29)	18,63 – 17,87 (0,76)	–	17,87 – 13,53 (4,34)	13,53	2,53
PGO-9C (21,70)	–	21,70 – 19,30 (2,40)	19,30 – 18,96 (0,34)	–	18,96 – 13,20 (5,76)	13,20	-8,94
PGO-9D (21,68)	–	21,68 – 19,85 (1,83)	19,85 – 18,94 (0,91)		18,94 – 12,88 (6,06)	12,88	-10,36
PGO-10A* (20,78)	18,50 – 17,66 (0,84)	20,78 – 18,50 (2,28)	17,66 – 16,72 (0,94) 14,33 – 13,93 (0,40)	16,72 – 14,33 (2,39)	13,93 -12,17 (1,76)	12,17	-18,93
PGO-10B* (20,61)	20,61 – 19,09** (1,52)	–	–	–	19,09 – 12,20 (6,89)	12,20	1,56
PGO-11A (20,83)	‘–	20,83 – 19,76 (1,07)	19,76 – 17,17 (2,59)	–	17,17 – 14,51 (2,66)	14,51	-16,97
PGO-11B* (20,72)	–	–	20,72 – 14,89 (5,83)	–	14,89 – 14,28 (0,61)	14,28	4,17
PGO-12A (22,11)	–	22,11 – 21,50 (0,61)	21,50 – 16,42 (5,08)	–	–	16,42	5,98

Forage (élévation en surface, m)	Sol organique/ sédiments Élévation, m (épaisseur, m)	Remblai Élévation, m (épaisseur, m)	Sol naturel Élévation, m (épaisseur, m)			Roc Élévation, m	Fin de forage Élévation, m
			Sols cohérents	Sols pulvérulents	Till		
PGO-12B (21,84)	–	21,84 – 21,08 (0,76)	21,08 – 14,83 (6,25)	–	14,83 – 13,91 (0,92)	13,91	3,52
PGO-13A (21,63)	–	21,63 – 20,87 (0,76)	20,87 – 11,21 (9,66)	–	–	11,21	-19,29
PGO-13B (20,86)	–	–	20,86 – 20,25 (10,67) 18,57 – 10,19 (8,38)	20,25 – 18,57 (1,68)	10,19 – 8,92 (1,27)	8,92	-6,85
Secteur nord							
PGO-14AA (20,34)	–	–	18,87 – 17,29 (1,58)	–	17,29 – 14,29 (3,00)	14,29	-2,12
PGO-14B (20,30)	–	–	–	–	11,89 – 10,37 (1,52)	10,37	-5,15
CM-IA (20,45)	–	–	–	–	14,79 – 11,29 (3,50)	11,29	-5,00
CM-IB (20,32)	–	–	–	14,05 – 13,44 (0.61)	13,44 – 11,70 (1,74)	11,70	-3,69
PGO-15A (20,41)	–	–	17,46 – 13,99 (3,47)	19,29 – 17,46 (1,83)	13,99 – 11,52 (2,47)	11,52	1,02
PGO-15B (20,32)	–	–	17,88 – 11,94 (5,94)	–	11,94 – 10,99 (0,95)	10,99	0,92
PGO-16A (26,43)	–	26,43 – 22,46*** (3,97)	22,46 – 18,96 (3,50)	–	18,96 – 17,13 (1,83)	17,13	10,78
PGO-16B (22,97)	22,97 – 22,87 (0,10)	22,87 – 19,92 (2.95)	19,31 – 15,35 (3,96)	19,92 – 19,31 (0,61)	15,35 – 11,50 (3,85)	11,50	-9,79
CONTAMINATION 25 (24,90)	24,90 – 24,59 (0,30)	24,59 – 21,24 (3,35)	–	–	–	–	21,24

* Présence de glace en surface.

** Sédiments de la rivière.

*** Présence d'une structure de chaussée 50 mm d'enrobé, 410 mm de dalle et 0.91 mm de fondation.

4.1.1 Nature des sols

4.1.1.1 Matériaux de remblai

Les matériaux de remblai ont été interceptés en surface dans tous les forages du secteur de l'Île Morris, à l'exception des forages PGO-10B et PGO-11B. Ils n'ont pas été rencontrés dans les forages au nord et au sud de ce secteur à l'exception des forages PGO-0A, PGO-16A et PGO-16B aux extrémités du pont projeté. L'épaisseur de la couche de remblai varie généralement entre 0,61 et 3,97 m.

Ces matériaux sont majoritairement composés de silt et sable avec une quantité variable de gravier et des traces d'argile. La présence de matières organiques a été également observée dans les échantillons. Dans les forages PGO-0A et PGO-16A, la chaussée existante consiste en des matériaux de remblai constituant la fondation de la chaussée (pierre concassée et du sable et gravier par la suite) en plus des revêtements sur la chaussée existante. L'épaisseur de l'asphalte et de la dalle est respectivement de 0,2 à 0,46 m dans les forages PGO-0A et PGO-16A.

Les résultats des essais SPT dans cette couche indiquent des valeurs N (corrigées pour une cuillère fendue de calibre B) généralement entre 3 et 15 coups pour 300 mm de pénétration, avec des valeurs ponctuelles supérieures à 20. Basée sur les valeurs de N, la compacité de cette couche peut être décrite comme étant généralement lâche à compacte, avec des horizons localisés très lâche à très dense. La figure 4-1 montre la variation de la compacité de ce dépôt avec la profondeur.

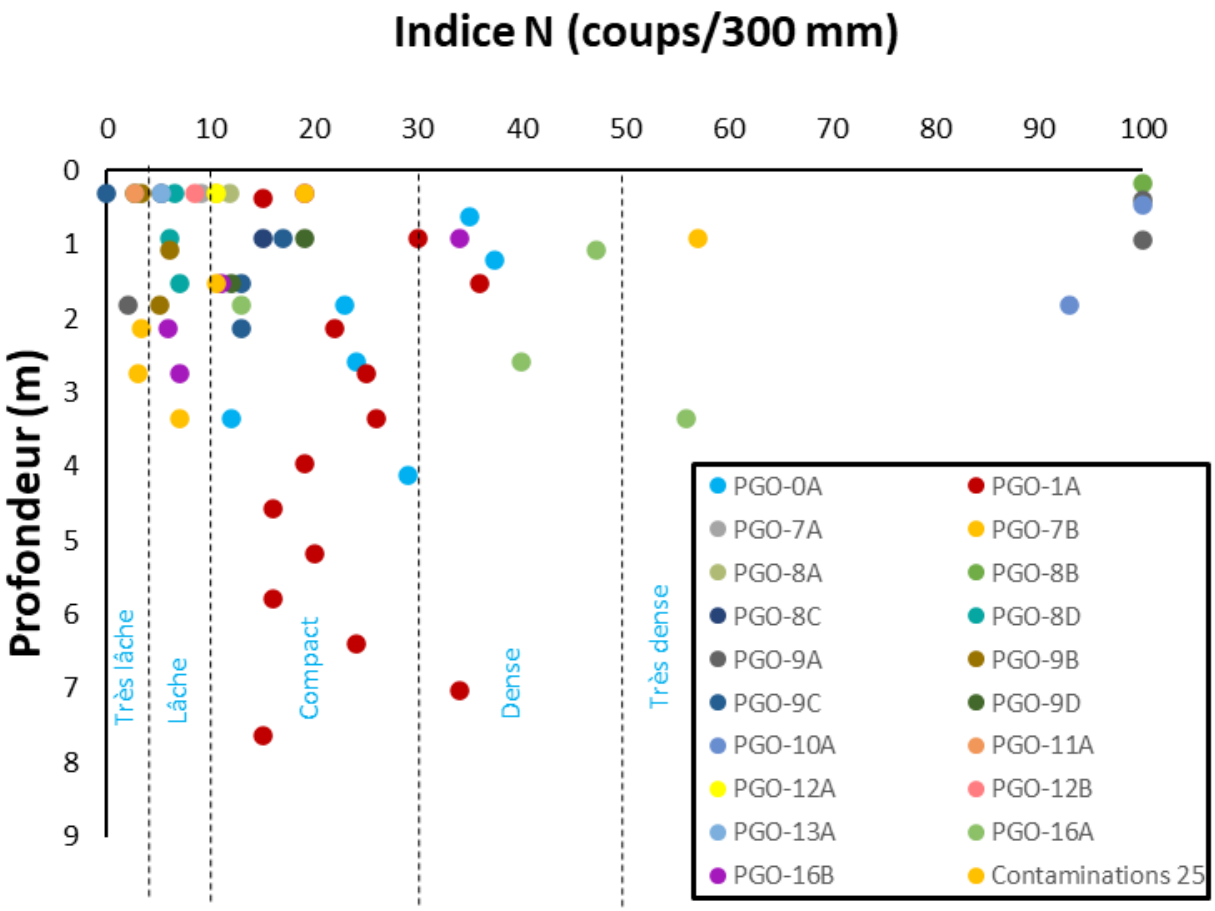


Figure 4-1 : Variation de la compacité du matériau de remblai

Les résultats des analyses granulométriques sur des échantillons des sols de remblai sont présentés au tableau 4-2 ainsi qu'à l'annexe E du présent rapport.

En fonction de leur utilisation et de leur grand niveau d'impureté, les remblais observés ne sont pas considérés comme étant des matières granulaires résiduelles (MGR) au sens du *Règlement concernant la valorisation des matières résiduelles* (RVMR).

Tableau 4-2 : Résultats des analyses granulométriques sur les matériaux de remblai

Forage	Échantillon	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Gravier >5 mm (%)	Sable < 5 mm et > 80 µm (%)	Silt < 80 µm et > 2 µm (%)	Argile < 2 µm (%)	Description
PGO-0A	CF-03	0,91 - 1,52	-	50,5	27,9	21,6		Gravier sableux et silteux
PGO-0A	CF-09	5,33 – 5,94	6,0	56,4	34,4	9,2		Gravier sableux, traces de silt
PGO-1A	CF-02	0,15 - 0,61	9,4	26,7	54,5	18,8		Sable graveleux, un peu de silt

Forage	Échantillon	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Gravier >5 mm (%)	Sable < 5 mm et > 80 µm (%)	Silt < 80 µm et > 2 µm (%)	Argile < 2 µm (%)	Description
	CF-04	1,22 - 1,83	-	65,0	25,2	9,8		Gravier sableux, traces de silt
PGO-8D	CF-03	1,22 - 1,83	33,9	9,0	17,0	74,0		Silt, un peu de sable, traces de gravier
PGO-9B	CF-01	0,00 - 0,61	-	14,0	35,0	35,0	16,0	Sable silteux, un peu d'argile et de gravier
PGO-16B	CF-03	1,22-1,83	17,9	20,0	42,0	38,0		Sable et silt graveleux

4.1.1.2 Sols organiques et sédiments de la rivière

Des sols organiques ont été rencontrés dans le forage PGO-10A sous des sols de remblai, entre les profondeurs de 2,28 et 3,12 m, et dans le forage PGO-16B sur le premier 0,10 m de profondeur. Dans le forage PGO-10B, des sédiments de la rivière ont été interceptés sur le premier 0,86 m de profondeur.

Les résultats des essais SPT dans ces dépôts indiquent des valeurs N (corrigées pour une cuillère fendue de calibre B) entre 0 et 3 coups pour 300 mm de pénétration. Basée sur les valeurs de N, la compacité de ces dépôts peut être décrite comme étant très lâche.

4.1.1.3 Sols cohérents

À l'exception des forages PGO-0A, PGO-4A, PGO-4B, PGO-5A, PGO-5B, PGO-6A, PGO-10B, PGO-14B et CM-IA et CM-IB où aucun sol cohérent n'a été rencontré, le dépôt de sols cohérents a été intercepté dans tous les autres forages, généralement sous la couche des matériaux de remblai ou des sols organiques. Ce dépôt est composé principalement de l'argile de plasticité moyenne à élevée (CL à CH) avec une quantité variable de silt et parfois des traces de sable. L'épaisseur de cette couche varie généralement entre 0,40 et 9,00 m.

Afin d'évaluer la consistance des sols cohérents, les valeurs de la résistance au cisaillement non drainé, mesurée à l'aide d'un scissomètre de chantier, ont été utilisées. Les profils de résistance au cisaillement non drainé à l'état intact et remanié sont résumés dans la figure 4-2. Selon les résultats obtenus, la consistance de l'argile est généralement ferme à raide, avec des horizons de consistance molle. Le rapport des mesures de la résistance au cisaillement à l'état intact sur celle à l'état remanié indique des sols argileux de sensibilité faible à moyenne au remaniement (C_u/C_{ur} entre 3,5 et 10,2).

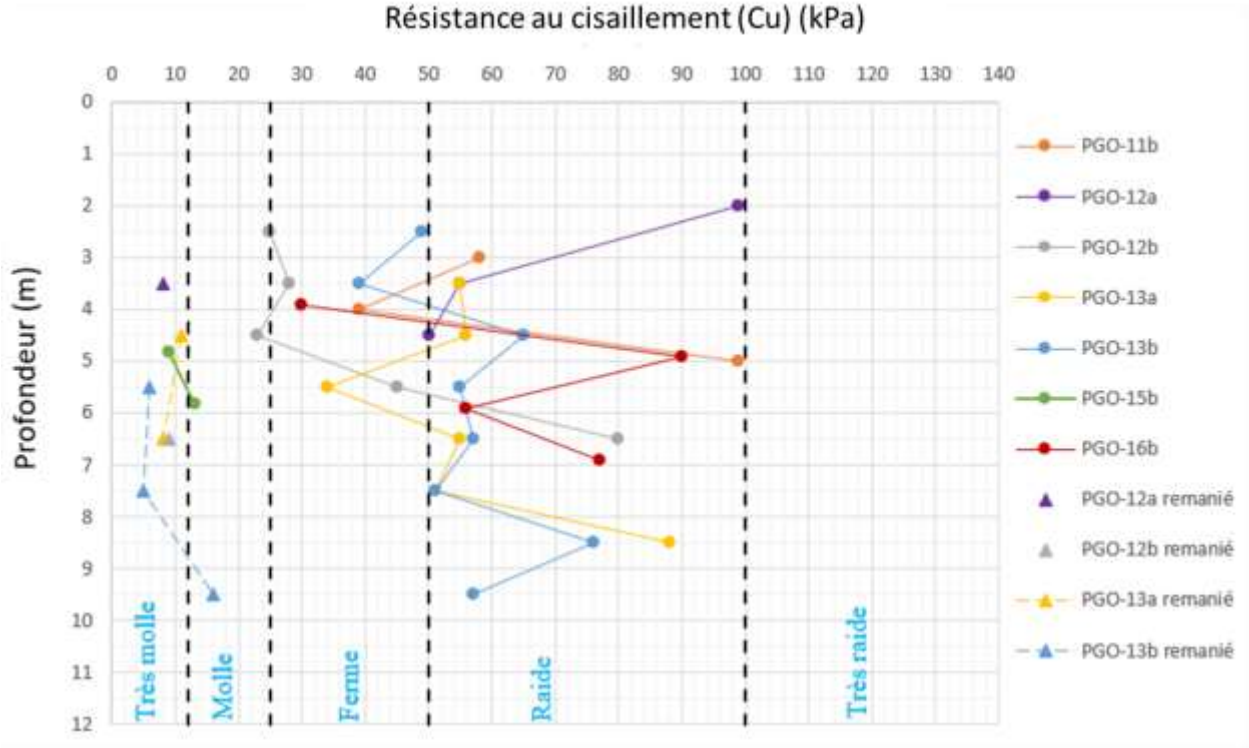


Figure 4-2 : Variation de la résistance au cisaillement non drainé in-situ

Les résultats des limites de consistance et l'analyse granulométrique sur des échantillons du dépôt de sols cohérents sont présentés aux tableaux 4-3 et 4-4 ainsi qu'à l'annexe E du présent rapport.

Tableau 4-3 : Résultats des analyses granulométriques sur les sols cohérents

Forage	Échantillon	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Gravier >5 mm (%)	Sable < 5 mm et > 80 µm (%)	Silt < 80 µm et > 2 µm (%)	Argile < 2 µm (%)	Description
Secteur Sud								
PGO-0B	CF-01	3,20 - 3,81	122,2	0,0	0,0	74,0	26,0	Silt argileux
PGO-1B	CF-02	2,13 - 2,74	40,2	0,0	2,0	80,0	18,0	Silt, un peu d'argile, traces de sable
PGO-2A	CF-03	3,10 - 3,71	107,0	0,0	0,0	51,0	49,0	Silt et argile
PGO-2B	CF-01	2,44 - 3,05	106,8	0,0	1,0	76,0	23,0	Silt argileux
PGO-3B	CF-05	5,33 - 5,94	94,5	0,0	0,0	56,0	44,0	Silt et argile

Forage	Échantillon	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Gravier >5 mm (%)	Sable < 5 mm et > 80 µm (%)	Silt < 80 µm et > 2 µm (%)	Argile < 2 µm (%)	Description
Secteur de l'Île Morris et de l'Île Lefebvre								
PGO-11A	CF-03	1,52 - 2,13	59,8	0,0	0,0	71,0	29,0	Silt argileux
PGO-11B	CF-01	0,86 - 1,47	-	17,0	13,0	43,0	27,0	Silt argileux, un peu de gravier et de sable
PGO-12A	CF-04	2,29 - 2,90	43,0	0,0	0,0	35,0	65,0	Argile silteuse
PGO-12B	CF-07	4,57 - 5,18	37,1	0,0	0,0	51,0	48,0	Argile et silt
PGO-13A	CF-10	6,86 - 7,47	27,6	0,0	0,0	60,0	40,0	Argile et silt
	CF-14	9,75 -10,18	-	0,0	9,0	44,0	47,0	Argile et silt, traces de sable
PGO-13B	CF-05	3,05 - 3,66	27,3	0,0	0,0	38,0	62,0	Argile et silt
Secteur Nord								
PGO-15A	CF-06	4,57 - 5,18	111,2	0,0	0,0	50,0	50,0	Silt et argile
PGO-15B	CF-03	3,81 - 4,42	99,8	0,0	0,0	53,0	47,0	Silt et argile
PGO-16B	CF-07	3,66 - 4,27	18,7	0,0	0,0	73,0	27,0	Silt argileux
	CF-09	4,88 - 5,49	38,2	0,0	0,0	53,0	47,0	Silt et argile

Tableau 4-4 : Limites de consistance et teneur en eau des échantillons de sols cohérents

Forage	Échantillon	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Limites de consistance				Classification USCS
				Limite de liquidité (%)	Limite de plasticité (%)	Indice de plasticité (%)	Indice de liquidité (%)	
Secteur Sud								
PGO-1B	CF-02	2,13 - 2,74	40,2	28,5	16,8	12,0	2,0	CL
PGO-2A	CF-03	3,10 - 3,71	107,0	95,1	36,1	59,0	1,2	CH
PGO-2B	CF-01	2,44 - 3,05	106,8	46,3	32,0	14,0	5,3	ML
PGO-3A	CF-01	1,46 - 2,07	80,1	82,8	39,2	44,0	0,9	MH
	CF-04	3,29 - 3,90	116,8	95,1	39,3	56,0	1,4	CH
PGO-3B	CF-02	3,05 - 3,66	122,0	100,7	39,9	61,0	1,4	CH
	CF-05	5,33 - 5,94	97,5	82,7	31,6	51,0	1,3	CH
PGO-6B	CF-02	3,05 - 3,66	105,7	102,8	38,9	64,0	1,1	CH
Secteur de l'Île Morris et de l'Île Lefebvre								
PGO-7A	CF-02	0,76 - 1,07	39,2	61,1	28,4	33,0	0,3	CH
PGO-8A	CF-02	0,76 - 1,37	46,0	51,4	25,4	26,0	0,8	CH
PGO-8B	CF-03	1,52 - 2,13	41,3	70,2	31,7	39,0	0,3	CH
PGO-9B	CF-04	2,29 - 2,90	56,0	73,5	34,6	39,0	0,6	MH
PGO-11A	CF-03	1,52 - 2,13	59,8	68,0	34,1	34,0	0,8	MH
	CF-05	3,05 - 3,66	63,6	64,8	25,0	40,0	1,0	CH
PGO-11B	CF-03	3,05 - 3,66	1,9	38,8	19,1	20,0	0,7	CL
	CF-04	3,96 - 4,57	32,9	44,4	19,5	25,0	0,5	CL
PGO-12A	CF-02	0,76 - 1,37	39,2	45,3	23,9	21,0	0,7	CL
	CF-03	1,52 - 2,13	45,0	64,7	27,1	38,0	0,5	CH
	CF-06	3,96 - 4,57	39,3	44,0	19,8	24,0	0,8	CL
PGO-12B	CF-02	0,76 - 1,37	34,0	48,3	26,1	22,0	0,4	CL
	CF-04	2,29 - 2,90	42,8	49,2	24,1	25,0	0,8	CL
	CF-06	3,96 - 4,57	35,2	42,0	18,4	24,0	0,7	CL
	CF-08	5,33 - 5,94	43,5	48,8	20,2	29,0	0,8	CL
PGO-13A	CF-03	1,52 - 2,13	35,5	44,2	21,6	23,0	0,6	CL
	TS-04	2,29 - 3,20	39,9	46,1	20,1	26,0	0,8	CL
	CF-05	3,20 - 3,81	44,5	53,6	24,4	29,0	0,7	CH
	CF-09	6,10 - 6,71	29,0	33,1	18,4	15,0	0,7	CL
	CF-11	7,62 - 8,23	33,9	38,3	18,8	20,0	0,8	CL
	CF-13	8,99 - 9,60	25,7	24,8	18,1	7,0	1,1	CL-ML
PGO-13B	CF-09	6,10 - 6,71	-	40,4	19,1	21,0	-	CL
Secteur Nord								
PGO-15A	CF-06	4,57 - 5,18	111,2	111,4	40,5	71,0	1,0	CH
PGO-15B	CF-03	3,81 - 4,42	99,8	91,2	34,7	57,0	1,1	CH
	CF-05	5,33 - 5,94	89,7	79,8	28,9	51,0	1,2	CH
PGO-16A	CF-09	5,33 - 5,94	47,3	47,8	20,6	27,0	1,0	CL
	CF-11	6,86 - 7,47	22,6	31,8	16,8	15,0	0,4	CL
PGO-16B	CF-09	4,88 - 5,49	38,2	48,6	23,3	25,0	0,6	CL

Un essai de cisaillement direct à 3 points en condition drainée a également été effectué au laboratoire de l'École de technologie supérieure de Montréal sur un échantillon prélevé à l'aide d'un tube à paroi mince dans le dépôt de sol cohérent, soit sur l'échantillon PGO-13A/TS-4. Le rapport de l'essai de cisaillement direct sur l'argile est présenté à l'annexe E. Sur la base de ces résultats illustrés sur la figure 4-3, l'angle de friction interne effectif (ϕ') et la cohésion effective (c') du sol cohérent sont évalués respectivement à 25,7° et 5 kPa en considérant les résistances de pic.

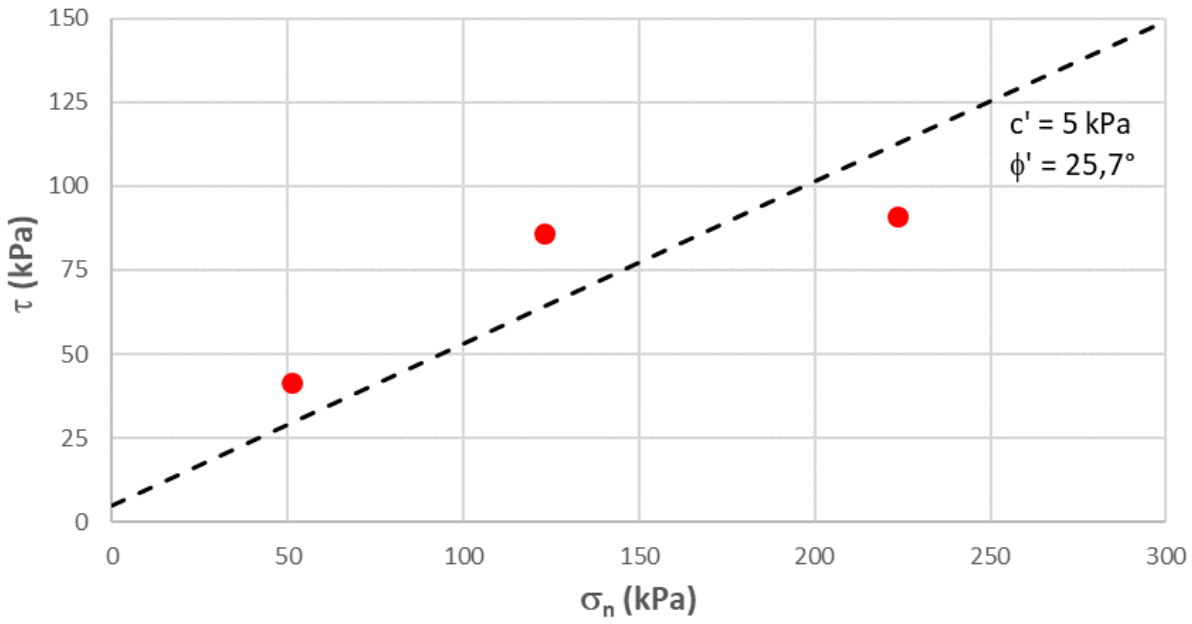


Figure 4-3 : Résultats des essais de cisaillement direct sur les sols cohérents - Échantillon PGO-13a/TS-4

Les résultats montrés sur la figure 3-3 suggèrent que l'échantillon a probablement été remanié. Cela explique que l'angle de frottement interne effectif est relativement plus faible comparativement aux valeurs typiques pour les argiles de la mer de Champlain faiblement surconsolidées qui sont de l'ordre de ϕ' de 27° à 29° à grandes déformations (Lefebvre, 1981)[3]; les valeurs de pic *in situ* pourraient donc être plus grandes que celles mesurées en laboratoire.

4.1.1.4 Sols pulvérulents

Les sols pulvérulents ont été rencontrés localement aux forages PGO-5A, PGO-15A et CM-IB en surface du sol, au forage PGO-10A entre deux couches de sols cohérents, ainsi qu'au forage PGO-16B sous-jacent aux sols de remblai. Ces sols sont généralement composés de sable avec une portion variable de silt et gravier. L'épaisseur de cette couche varie entre 0,61 à 2,4 m.

Les résultats des essais SPT dans cette couche indiquent des valeurs N (corrigées pour une cuillère fendue de calibre B) entre 2 et 8 coups pour 300 mm de pénétration. Basée sur les valeurs de l'indice N, la compacité des sols peut être décrite comme étant très lâche à lâche. La Figure 4-4 montre la variation de la compacité des sols de ce dépôt selon la profondeur.

[3] Lefebvre, Guy. Fourth Canadian Geotechnical Colloquium: Strength and slope stability in Canadian soft clay deposits. Canadian Geotechnical Journal 18, no. 3 (1981): 420-442.

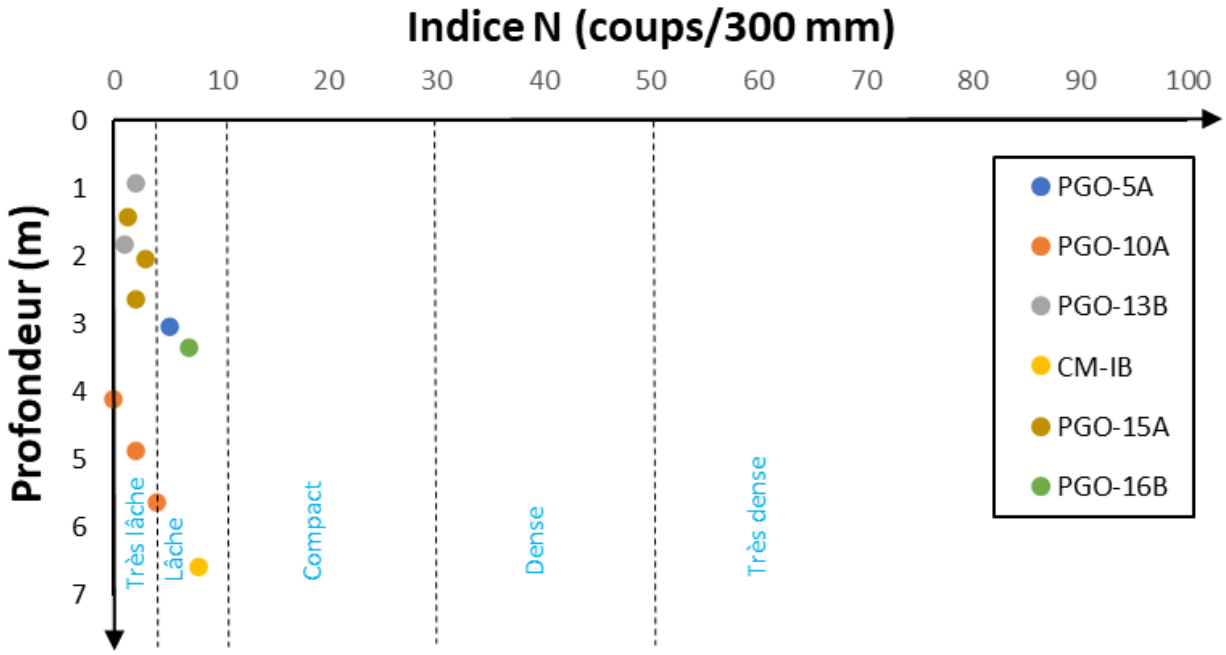


Figure 4-4 : Variation de la compacité des sols pulvérulents

Les résultats des analyses granulométriques effectuées sur des échantillons du dépôt de sols pulvérulents sont présentés au tableau 4-5.

Tableau 4-5 : Résultats des analyses granulométriques sur les sols pulvérulents

Forage	Échantillon	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Gravier >5 mm (%)	Sable< 5 mm et > 80 µm (%)	Particules fines (%)	Description
PGO-10A	CF-5B	4,06 - 4,42	25,3	0,0	78,7	21,3	Sable silteux
	CF-07	5,33 - 5,94	23,7	0,0	97,0	2,0	Sable, traces de silt
PGO-13Bb	CF-03	1,52 - 2,13	32,2	18,0	33,0	49,0	Silt sableux, un peu de gravier
PGO-15A	CF-02	1,73 - 2,34	12,5	45,0	53,0	2,0	Sable et gravier, traces de silt
PGO-15B	CF-02	3,05 - 3,66	-	1,0	65,0	34,0	Sable silteux, traces de gravier

4.1.1.5 Dépôt de till

Le dépôt du till a été observé sous les sols de remblai dans le forage PGO-0A, des sols pulvérulents dans le forage PGO-5A, sous le dépôt de sol organique dans le forage PGO-10B et sous le dépôt des sols cohérents dans les autres forages à l'exception des forages PGO-4A, PGO-4B, PGO-5B, PGO-6A, PGO-6A_BIS, PGO-14B et CM-IA où le till a été rencontré en surface. L'épaisseur de ce dépôt varie entre 0,36 et 10,80 m.

Les résultats des analyses granulométriques sur la matrice du dépôt de till sont présentés sur les figures correspondantes jointes à l'annexe E et résumés dans le tableau 4-6. La matrice du dépôt (particules <35 mm) est majoritairement composée de sable ou de gravier avec une quantité variable de silt et des traces d'argile. Des cailloux et des blocs ont été interceptés dans les forages au sein de la matrice. En raison de son origine glaciaire, des cailloux et des blocs sont présents ailleurs au sein du dépôt de till.

Tableau 4-6 : Résultats des analyses granulométriques réalisées sur le till

Forage	Échantillon	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Gravier >5 mm (%)	Sable < 5 mm et > 80 µm (%)	Silt < 80 µm et > 2 µm (%)	Argile < 2 µm (%)	Description
CM-IA	CF-04	7,62 - 8,14	4,8	68,0	30,0	2,0		Gravier sableux, traces de silt,
CM-IB	CF-02	6,89 - 7,50	6,3	41,0	43,0	16,0		Sable et gravier, un peu de silt,
PGO-0B	CF-02	3,81 - 4,39	6,6	52,0	29,0	19,0		Gravier sableux, un peu de silt
PGO-1A	CF-15	7.93 - 8.54	23,2	26,5	26,6	36,6	10,3	Silt graveleux et sableux, un peu d'argile
PGO-1B	CF-04	3,66 - 4,27	5,3	62,0	23,0	15,0		Gravier sableux, un peu de silt
PGO-2A	CF-05	4,32 - 4,93	-	51,0	36,0	13,0		Gravier et sable, un peu de silt
PGO-3A	CF-07	5,12 - 5,73	7,3	41,0	51,0	8,0		Sable et gravier, traces de silt
PGO-3B	CF-06	6,10 - 6,71	10,7	56,0	32,0	12,0		Gravier sableux, un peu de silt
PGO-4A	CF-01	5,23 - 5,84	3,4	66,0	27,0	7,0		Gravier sableux, traces de silt
	CF-03	6,45 - 7,06	6,7	35,0	39,0	26,0		Sable et gravier silteux
PGO-4B	CF-02	5,33 - 5,94	15,0	62,0	29,0	9,0		Gravier sableux, traces de silt
PGO-5B	CF-10	2,13 - 2,74	8,5	33,0	43,0	24,0		Sable graveleux et silteux,
PGO-6A	CF-01	2,03 - 2,64	7,6	36,0	42,0	22,0		Sable et gravier silteux,

Forage	Échantillon	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Gravier >5 mm (%)	Sable < 5 mm et > 80 µm (%)	Silt < 80 µm et > 2 µm (%)	Argile < 2 µm (%)	Description
PGO-6B	CF-04	4,57 - 5,18	11,1	68,0	9,0	18,0	5,0	Gravier, un peu de silt, traces de sable et d'argile,
	CF-06	6,10 - 6,71	5,8	72,0	17,0	11,0		Gravier, un peu de sable et de silt,
PGO-7A	CF-03	1,52 - 2,13	9,0	27,0	40,0	34,0		Sable silteux et graveleux
	CF-07	4,42 - 4,95	9,3	0,0	33,0	67,0		Silt sableux
PGO-7B	CF-04	2,29 - 2,84	7,8	44,0	32,0	24,0		Gravier sableux et silteux
	CF-06	3,81 - 4,16	5,8	43,0	37,0	20,0		Gravier et sable, un peu de silt
	CF-09	6,10 - 6,71	5,5	0,0	64,0	35,0		Sable et silt
PGO-8A	CF-04	2,29 - 2,52	11,8	22,0	36,0	42,0		Silt et sable graveleux
	CF-09	6,10 - 6,55	6,6	0,0	63,0	37,0		Sable et silt
	CF-11	7,32 - 7,89	8,1	0,0	77,0	22,0		Sable silteux
PGO-8B	CF-04	2,29 - 2,64	11,2	35,0	34,0	31,0		Gravier sableux et silteux
	CF-07	4,50 - 5,11	6,3	0,0	76,0	23,0		Sable silteux
	CF-10	6,86 - 7,29	7,6	0,0	55,0	45,0		Sable et silt
PGO-8C	CF-05	2,44 - 2,90	7,9	29,0	36,0	27,0	8,0	Sable graveleux et silteux, traces d'argile
	CF-11	6,10 - 6,71	7,0	28,0	42,0	30,0		Sable silteux et graveleux
PGO-8D	CF-11	6,10 - 6,53	8,1	13,0	54,0	33,0		Sable silteux, un peu de gravier
PGO-9A	CF-07	4,57 - 5,18	8,7	0,0	81,0	19,0		Sable, un peu de silt
	CF-08	5,33 - 5,94	8,4	32,0	53,0	15,0		Sable silteux
	CF-09	6,10 - 6,71	6,4	42,0	36,0	22,0		Gravier et sable silteux
PGO-9B	CF-05	3,05 - 3,34	10,2	22,0	40,0	28,0	10,0	Sable silteux et graveleux, traces d'argile
	CF-07	4,50 - 5,03	6,3	38,0	33,0	22,0	6,0	Gravier sableux et silteux, traces d'argile
	CF-10	6,86 - 7,38	6,2	41,0	35,0	25,0		Gravier sableux et silteux
PGO-9C	CF-08	4,27 - 4,88	6,9	34,0	41,0	25,0		Sable graveleux et silteux

Forage	Échantillon	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Gravier >5 mm (%)	Sable < 5 mm et > 80 µm (%)	Silt < 80 µm et > 2 µm (%)	Argile < 2 µm (%)	Description
PGO-10A	CF-5B	4,06 - 4,42	25,3	0,0	74,0	21,0		Sable silteux
	CF-10	7,62 - 8,23	7,2	35,0	44,0	21,0		Sable graveleux et silteux
PGO-10B	CF-02	1,52 - 2,13	6,3	65,0	25,0	10,0		Gravier sableux, un peu de silt
	CF-04	2,97 - 3,58	6,4	54,0	34,0	13,0		Gravier sableux, un peu de silt
PGO-10A	CF-06	4,57 - 5,12	5,1	64,0	27,0	10,0		Gravier sableux, un peu de silt
	CF-08	6,09 - 6,70	4,5	63,0	29,0	8,0		Gravier sableux, un peu de silt
PGO-11A	CF-06	4,57 - 5,18	12,4	40,0	48,0	12,0		Sable et gravier, un peu de silt
PGO-11B	CF-07	5,94 - 6,44	5,5	53,0	32,0	15,0		Gravier sableux, un peu de silt
PGO-13B	CF-14	10,67 - 11,28	10,7	46,2	39,2	14,6		Gravier et sable, un peu de silt
PGO-14Aa	CF-04	3,81 - 4,42	4,2	64,3	25,3	10,4		Gravier sableux, un peu de silt
PGO-14B	CF-02	9,14 - 9,75	5,7	47,1	98,5	14,3		Gravier et sable, un peu de silt
PGO-15A	CF-10	7,62 - 8,23	11,0	66,0	28,4	5,6		Gravier sableux, traces de silt
PGO-15B	CF-09	8,38 - 8,99	-	80,5	15,7	3,8		Gravier, un peu de sable, traces de silt
PGO-16A	CF-12	7,62 - 8,23	6,4	46,6	39,4	14,0		Gravier et sable, un peu de silt.
PGO-16B	CF-15	9,14 - 9,69	11,1	21,7	33,0	40,0	6,0	Silt sableux et graveleux, traces d'argile

Les résultats des essais SPT dans cette couche indiquent des valeurs N (corrigées pour une cuillère fendue de calibre B) généralement entre 20 et 54, avec des valeurs ponctuelles supérieures à 50. Il est à noter qu'étant donné la présence de graviers, de cailloux et de blocs dans le dépôt du till, des refus de l'enfoncement de la cuillère fendue – présentés par un indice de N égale à 100 – ont été obtenus à différentes élévations.

Basée sur les valeurs de N, la compacité de cette couche peut être décrite comme étant généralement compacte à dense, avec des horizons très denses. La figure 3-5 montre la variation de l'indice N et de la compacité des sols du dépôt de till selon la profondeur.

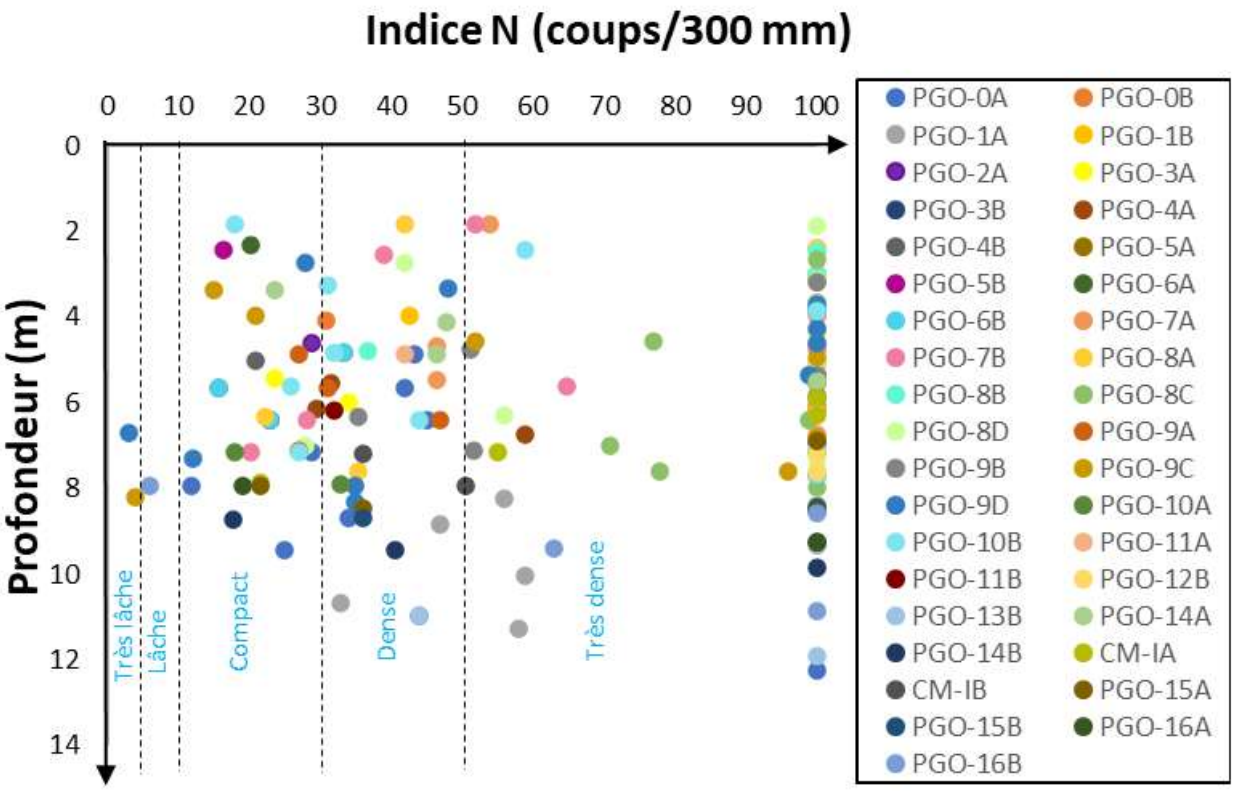


Figure 4-5 : Variation de la compacité du till

4.2 Essais de corrosivité des sols

Une analyse du taux d'agressivité des sols a été effectuée sur quatre échantillons de sols, soit les échantillons PGO-7B-CF-07, PGO-10A-CF-06 et PGO-11B-CF-02 et PGO-1A-CF-16[4]. Les échantillons ont été soumis au laboratoire Corrpro (Corrpro) pour l'analyse de la corrosivité du sol selon la norme AWWA C105 et au Bureau Veritas pour la détermination de la teneur en sulfates solubles selon la norme BNQ 2560-500m. La détermination du taux d'agressivité des sols comprend les analyses suivantes : pH, résistivité, potentiel redox et les concentrations en sulfures. Les résultats des analyses sont indiqués au tableau 4-7 ainsi que dans le certificat d'analyses chimiques présenté à l'annexe I.

[4] Dans le rapport de Corrpro, l'échantillon est nommé 23MG0908 (PGO-1A/CF-16)

Tableau 4-7 : Résultats d'analyses chimiques et pointage selon le système ANSI/AWWA

Paramètres	Forage / Échantillon		Forage / Échantillon		Forage / Échantillon		Forage / Échantillon	
	PGO-7B -CF-07		PGO-10A -CF-06		PGO-11B -CF-02		PGO-1A -CF-16	
	Résultats	Points	Résultats	Résultats	Résultats	Points	Résultats	Points
Type de dépôt	Till		Sols pulvérulents		Sols cohérents		Till	
Résistivité (ohm*cm)	3 740	0,0	4 210	0,0	367,0	10,0	1 626,0	8,0
pH	7,5	0,0	6,7	0,0	7,3	0,0	7,5	0,0
Potentiel redox (mV)	215,0	0,0	176,0	0,0	231,0	0,0	102,0	0,0
Sulfures	Positif	3,5	Négatif	0,0	Traces	2,0	Positif	3,5
Humidité	Saturé	2,0	Saturé	2,0	Saturé	2,0	Saturé	2,0
Présence de sulfures et potentiels redox <100 mv	-	0,0	-	0,0	-	0,0	-	0,0
TOTAL		5,5	-	2,0	-	14,0		13,5

Afin de déterminer le taux d'agressivité des sols, les résultats des analyses sont comparés au système ANSI/AWWA pour les métaux (acier) et la fonte. Le choix du pointage est effectué en conservant la valeur la plus conservatrice pour chacun des paramètres. Un sol est considéré comme agressif si le total des points dépasse 10.

Les échantillons PGO-11B-CF-02 et PGO-1A-CF-16 ont obtenu un pointage supérieur à 10. Par conséquent, le sol doit être considéré comme agressif pour les éléments métalliques en contact avec les sols. Une protection contre la corrosion externe est recommandée si la mise en place d'éléments métalliques est anticipée. Les autres échantillons soit PGO-7B-CF-07 et PGO-10A-CF-06 ont obtenu un pointage inférieur à 10 ce qui classifie les problématiques relatives à la corrosion d'éléments métalliques en contact avec les sols comme bénignes. Dans le rapport de Corrpro, l'échantillon est nommé 23MG0908 (PGO-1A/CF-16).

Il est à noter que d'autres facteurs peuvent influencer le processus de détérioration des éléments métalliques comme la quantité des sels dans les sols ainsi que la présence de courants vagabonds (transport utilisant des trames électriques, etc.).

Les mêmes échantillons ont été analysés afin de déterminer la quantité de sulfates solubles en regard du risque de détérioration des ouvrages en béton. Les résultats sont résumés au tableau 4-8.

Tableau 4-8 : Résultats d'analyses chimiques – Sulfates solubles et chlorures

Paramètres	Forage / Échantillon	Forage / Échantillon	Forage / Échantillon	Forage / Échantillon
	PGO-7b-CF-07	PGO-10a-CF-06	PGO-11b-CF-02	PGO-1a-CF-16
Sulfate (ppm)	400	140	340	300

Les teneurs en sulfate sont inférieures à 0,1 %, ce qui indique que le sol n'est pas agressif selon le tableau 3 de la section 9 de la norme CSA A23.1-14.

4.3 Socle rocheux

Le socle rocheux a été atteint dans tous les forages à des profondeurs comprises entre un minimum de 4,39 m et un maximum de 11,94 m, correspondant respectivement à des élévations entre 16,18 et 8,92 m.

Le roc est généralement composé de :

- Dolomie avec des interlits millimétriques de shale et dolomie calcareuse, fraîche (indice d'altération W1, selon Brown 1981), à litage subhorizontal, de couleur gris moyen à foncé, micritique à grain très fin et de forte résistance (indice de résistance R4, selon Brown 1981[5]);
- Shale avec des interlits millimétriques à centimétriques de dolomie micritique, fraîche, à litage subhorizontal, noir, aphanitique et de forte résistance.

Le roc est généralement un peu fracturé sur les premiers 1 à 3 m et devient de meilleure qualité en profondeur. Des joints subhorizontaux et inclinés ainsi que des zones fracturées ont été traversés par les forages à différents endroits. Ces structures ont été colligées dans les rapports de la description structurale et dans les tableaux des structures interprétées à partir des relevés de géocaméra présentés à l'annexe C à la suite des rapports de forage correspondants.

La description structurale du roc est réalisée en suivant les étapes ci-dessous :

- Vérification des profondeurs, de la récupération et du RQD de chaque course;
- Identification des principales structures (joints mécaniques, joints naturels, zones fracturées, etc.);
- Description lithologique et structurale;
- Choix et identification des échantillons pour les essais de laboratoire;
- Photographie des carottes de roc.

Les résultats d'essais de laboratoire effectués sur le socle rocheux (compressions uniaxiales, mesures du module d'élasticité, du coefficient de Poisson, du poids volumique et l'indice CAI d'abrasivité CERCHAR) sont présentés sur les rapports de forage dans la colonne appropriée de l'annexe C et dans les tableaux 4-9 et 4-10. Les résultats détaillés des essais en laboratoire sont également disponibles à l'annexe E.

[5] Brown, Edwin T. "Rock characterization, testing & monitoring: ISRM suggested methods." (Published for the Commission on Testing Methods, International Society for Rock Mechanics by Pergamon Press) (1981).

Tableau 4-9 : Résultats des essais de compressions uniaxiales sur des carottes de roc

Forage	Échantillon	Profondeur (m)	Lithologie	Module élasticité axial (GPa)	Résistance en compression (MPa)	Coefficient de Poisson	Poids volumique (kN/m³)
PGO-0A	CR-17	13,04 - 13,15	Dolomie	-	310	-	27,7
	CR-18	15,10 - 15,21	Dolomie	94	314	0,32	-
	CR-19	16,09 - 16.20	Dolomie	-	275	-	-
PGO-0B	CR-04	4,85 - 4,96	Dolomie	-	165	-	27,5
	CR-05	6,87 - 6,98	Dolomie	82	304	0,34	-
	CR-07	8,99 - 9,10	Dolomie	-	205	-	-
PGO-1A	CR-21	11,94 - 12,06	Dolomie	-	318	-	-
PGO-1A	CR-23	14,86 - 14,97	Dolomie	65	329	0,34	-
PGO-1A	CR-25	16,42 - 16,54	Dolomie	-	176	-	-
PGO-1B	CR-07	5,84 - 5,95	Dolomie	-	346	-	-
PGO-1B	CR-08	8,12 - 8,23	Dolomie	70	256	0,28	-
PGO-1B	CR-09	9,12 - 9,23	Dolomie	-	74	-	-
PGO-2A	CR-08	7,24 -7,35	Dolomie	-	255	-	-
PGO-2A	CR-10	10,87 - 10,98	Dolomie	57	283	0,30	-
PGO-2A	CR-12	14,31 - 14,42	Dolomie	-	243	-	-
PGO-2B	CR-06	12,24 - 12,35	Dolomie	-	200	-	-
PGO-2B	CR-09	12,24 - 12,35	Dolomie	48	176	0,12	27,2
PGO-2B	CR-11	15,91 - 16,05	Dolomie	-	239	-	-
PGO-3A	CR-11	9,62 - 9,98	Dolomie calcareuse	-	283	-	-
PGO-3A	CR-16	17,45 - 17,67	Dolomie calcareuse	-	17	-	-
PGO-3B	CR-10	9,25 - 9,36	Dolomie calcareuse	-	185	-	-
PGO-3B	CR-12	12,25 - 12,36	Dolomie calcareuse	107	273	0,47	-
PGO-3B	CR-15	17,02 -17,21	Dolomie calcareuse	-	262	-	-
PGO-4A	CR-08	10,15 -10,26	Dolomie calcareuse	-	220	-	-
PGO-4A	CR-12	17,47 - 17,58	Dolomie calcareuse	-	251	-	-
PGO-4B	CR-04	8,29 - 8,40	Dolomie calcareuse	-	198	-	-
PGO-4B	CR-07	12,29 - 12,40	Dolomie calcareuse	170	347	0,93	-
PGO-4B	CR-10	17,46 - 17,57	Dolomie calcareuse	-	94	-	-
PGO-5A	CR-09	10,39 - 10,50	Dolomie	-	-	-	-

Forage	Échantillon	Profondeur (m)	Lithologie	Module élasticité axial (GPa)	Résistance en compression (MPa)	Coefficient de Poisson	Poids volumique (kN/m^3)
PGO-5A	CR-11	13,14 - 13,25	Dolomie	77	327	0,24	27,5
PGO-5A	CR-13	16,49 - 16,60	Dolomie	-	-	-	-
PGO-5B	CR-06	5,89 - 6,00	Dolomie	-	161	-	-
PGO-5B	CR-09	10,39 - 10,50	Dolomie	71	282	0,29	-
PGO-5B	CR-11	14,42 - 14,53	Dolomie	-	304	-	-
PGO-6A	CR-11	10,58 - 10,69	Dolomie		302		
PGO-6A	CR-12	12,79 -12,90	Dolomie	52	194	1,21	27,4
PGO-6A	CR-14	12,79 -12,90	Dolomie	-	81	-	-
PGO-6A_BIS	CR-03	10,54 - 10,65	Dolomie	-	301	-	-
PGO-6A_BIS	CR-04	13,75 -13,86	Dolomie	71	329	0,33	27,3
PGO-6A_BIS	CR-05	17,15 - 17,26	Dolomie	-	194	-	-
PGO-6B	CR-09	9,04 - 9,15	Dolomie	-	233	-	-
PGO-6B	CR-14	16,64 - 16,75	Dolomie	-	276	-	-
PGO-7A	CR-13	8,85 - 8,96	Dolomie	42	167	0,23	27,5
PGO-7A	CR-14	10,37 - 10,48	Dolomie	-	304	-	28,4
PGO-7A	CR-15	11,24 - 11,36	Dolomie	-	354	-	27,7
PGO-7A	CR-18	14,22 - 14,34	Shale	-	276	-	26,7
PGO-7A	CR-22	20,33 - 20,45	Dolomie	-	329	-	27,1
PGO-7A	CR-24	23,56 - 23,67	Dolomie	-	130	-	26,8
PGO-7A	CR-27	28,54 - 28,66	Dolomie	-	136	-	27,5
PGO-7A	CR-31	35,10 - 35,13	Dolomie	-	223	-	29,2
PGO-7A	CR-33	37,58 - 37,69	Dolomie	-	113	-	27,8
PGO-7B	CR-12	7,81 - 7,89	Dolomie	75	258	0,22	27,4
PGO-7B	CR-14	9,98 - 10,28	Dolomie	-	206	-	27,5
PGO-7B	CR-18	15,26 - 15,38	Dolomie	-	222	-	27,5
PGO-8A	CR-13	8,68 - 8,79	Dolomie	68	310	0,28	27,5
PGO-8A	CR-15	10,78 - 10,90	Dolomie	-	268	-	27,5
PGO-8A	CR-17	13,77 - 13,88	Shale dolomitique	61	137	0,27	26,5
PGO-8B	CR-14	10,28 - 10,41	Dolomie	-	153	-	27,8
PGO-8B	CR-13	8,77 - 8,88	Dolomie	67	158	0,22	27,8
PGO-8C	CR-16	8,56 - 8,67	Shale dolomitique	-	266	-	-
PGO-8C	CR-17	10,55 - 10,65	Shale dolomitique	33	74	0,16	-
PGO-8C	CR-19	13,07 - 13,18	Shale dolomitique	-	181	-	-
PGO-8D	CR-15	8,56 - 8,67	Dolomie	-	306	-	-

Forage	Échantillon	Profondeur (m)	Lithologie	Module élasticité axial (GPa)	Résistance en compression (MPa)	Coefficient de Poisson	Poids volumique (kN/m^3)
PGO-8D	CR-16	9,76 - 9,84	Dolomie	184	295	-	-
PGO-8D	CR-17	11,51 - 11,63	Dolomie	-	325		--
PGO-9A	CR-13	8,54 - 8,65	Dolomie	28	61	0,12	27,2
PGO-9A	CR-15	10,78 - 10,90	Dolomie	-	265	-	27,5
PGO-9A	CR-16	13,06 - 13,18	Dolomie	-	169	0,12	27,0
PGO-9A	CR-19	16,88 - 16,99	Dolomie	83	302	0,31	27,6
PGO-9A	CR-24	25,45 - 25,56	Dolomie	-	90	-	26,3
PGO-9A	CR-28	30,71 - 30,83	Dolomie	-	81	-	27,4
PGO-9B	CR-12	8,27 - 8,38	Dolomie	65	245	0,25	27,8
PGO-9B	CR-13	10,46 - 10,58	Dolomie	-	237	-	27,3
PGO-9B	CR-15	13,22 - 13,33	Dolomie	71	161	0,22	27,4
PGO-9C	CR-17	9,38 - 9,49	Dolomie	-	295	-	-
PGO-9C	CR-18	11,17 - 11,28	Dolomie	44	84	0,20	-
PGO-9C	CR-19	13,52 - 13,63	Dolomie	-	123	-	-
PGO-9D	CR-10	9,10 - 9,21	Dolomie	-	264	-	-
PGO-9D	CR-11	10,41 - 10,52	Dolomie	60	287	0,39	-
PGO-9D	CR-12	13,52 - 13,63	Dolomie	-	144	-	-
PGO-10A	CR-13	8,75 - 8,86	Dolomie	52	204	0,30	27,1
PGO-10A	CR-14	10,24 - 10,35	Shale	-	84	-	27,2
PGO-10A	CR-16	13,30 - 13,42	Dolomie	-	300	-	27,4
PGO-10A	CR-18	16,65 - 16,77	Dolomie	-	321	-	27,5
PGO-10A	CR-21	20,22 - 20,44	Shale	-	102	-	26,1
PGO-10A	CR-23	24,09 - 24,21	Dolomie	-	139	-	26,6
PGO-10A	CR-26	28,10 - 28,22	Dolomie	-	155	-	26,9
PGO-10A	CR-29	32,89 - 33,15	Dolomie	67	189	0,24	27,2
PGO-10B	CR-13	9,26 - 9,37	Dolomie	75	314	0,33	27,6
PGO-10B	CR-14	11,71 - 11,90	Dolomie	68	176	0,21	27,4
PGO-11A	CR-12	12,25 - 12,37	Dolomie	-	93	-	-
PGO-11A	CR-14	14,57 - 14,68	Dolomie	83	286	0,24	27,5
PGO-11A	CR-15	16,84 - 16,96	Dolomie	-	145	-	-
PGO-11B	CR-09	7,22 - 7,33	Dolomie	66	215	0,24	27,5
PGO-11B	CR-11	9,48 - 9,60	Dolomie	-	254	-	27,7
PGO-12A	CR-10	6,40 - 6,51	Dolomie	49	154	0,21	27,4
PGO-12A	CR-12	9,71 - 9,82	Shale	60	69	0,24	26,5
PGO-12A	CR-13	10,60 - 10,72	Dolomie	-	224	-	26,5
PGO-12A	CR-14	12,59 - 12,71	Dolomie	-	246	-	27,2

Forage	Échantillon	Profondeur (m)	Lithologie	Module élasticité axial (GPa)	Résistance en compression (MPa)	Coefficient de Poisson	Poids volumique (kN/m^3)
PGO-12B	CR-15	11,28 - 11,50	Dolomie	38	46	0,24	26,8
PGO-12B	CR-18	14,88 - 14,99	Dolomie	-	90	-	27,8
PGO-13A	CR-16	11,27 - 11,45	Dolomie	88	307	0,30	27,9
PGO-13A	CR-17	13,50 - 13,61	Dolomie	-	83	-	27,7
PGO-13A	CR-24	22,88 - 22,99	Dolomie	-	204	-	27,0
PGO-13A	CR-26	26,14 - 26,33	Dolomie	60	20	0,04	27,3
PGO-13A	CR-28	29,63 - 29,74	Dolomie	-	273	-	27,8
PGO-13A	CR-33	36,64 - 36,75	Dolomie	-	106	-	27,7
PGO-13B	CR-18	15.16 - 15,28	Shale	-	22	-	-
PGO-13B	CR-25	24,39 - 24,50	Dolomie	-	243	-	-
PGO-14A	CR-10	9,79 - 9,88	Dolomie	-	35	-	-
PGO-14A	CR-13	13,92 -14,04	Dolomie	70	360	0,42	-
PGO-14A	CR-17	17,89 - 18,06	Dolomie	-	58	-	-
PGO-14B	CR-07	13,40 - 13,51	Dolomie calcareuse	-	207	-	-
PGO-14B	CR-10	18,63 - 18,75	Dolomie calcareuse	88	270	0,32	27,2
CM-IB	CR-07	11,0 - 11,11	Dolomie calcareuse	-	210	-	-
CM-IB	CR-10	15,38 - 15,49	Dolomie calcareuse	-	346	-	-
CM-IB	CR-13	19,44 - 19,55	Shale et calcaire	82	271	0,48	-
CM-IB	CR-15	23,37 - 23,48	Shale et calcaire	-	220	-	-
PGO-15A	CR-14	11,00 - 11,12	Dolomie calcareuse	-	291	-	-
PGO-15A	CR-16	14,74 - 14,85	Dolomie calcareuse	170	276	0,62	-
PGO-15A	CR-19	19,02 - 19,20	Dolomie calcareuse	-	148	-	-
PGO-15B	CR-13	10,03 - 10,14	Dolomie	-	279	-	-
PGO-15B	CR-15	13,08 - 13,19	Dolomie	69	329	0,32	-
PGO-15B	CR-15	15,27 - 15,38	Dolomie	-	253	-	-
PGO- 16A	CR-15	9,82 - 9,93	Dolomie	-	97	-	-
PGO- 16A	CR-16	10,61 - 10,72	Dolomie	54	293	0,06	-
PGO- 16A	CR-17	12,06 - 12,17	Dolomie	-	208	-	-
PGO-16B	CR-18	12,56 - 12,67	Dolomie	-	191	-	27,8
PGO-16B	CR-20	15,46 - 15,57	Dolomie	79	277	0,29	-
PGO-16B	CR-21	17,00 - 17,11	Dolomie	-	300	-	-

Note : 1 : Présence d'une microfissure probable dans l'échantillon

Les figures de l'annexe B montrent deux profils stratigraphiques, A et B, respectivement le long des ponts ouest et est projetés. Il est possible d'y observer les variations stratigraphiques du mort terrain, du niveau supérieur du roc et de la qualité du roc selon la profondeur (valeurs RQD). Les résultats des relevés gamma sont également présentés sur les deux profils.

Tableau 4-10: Résultats des essais d'abrasivité CERCHAR sur carottes de roc

Forage	Échantillon	Lithologie	Profondeur (m)	Indice CAI	Abrasivité
PGO-8B	CR-14	Dolomie	9,29 – 9,48	1,04	Moyenne
PGO-12A	CR-11	Dolomie	7,83 – 8,26	0,79	Faible

4.3.1 Structures géologiques majeures

Comme le montre l'extrait de la carte géologique de la Figure 4-6 (SIGEOM, 2023), le site est caractérisé par la présence de deux structures géologiques majeures, soit : la faille des Mille-Îles, qui est une faille normale dans l'axe de la rivière approximativement située au centre du pont existant, et l'anticlinal de l'Île Jésus à Laval, au sud de la jetée, près du boulevard Ste-Rose.

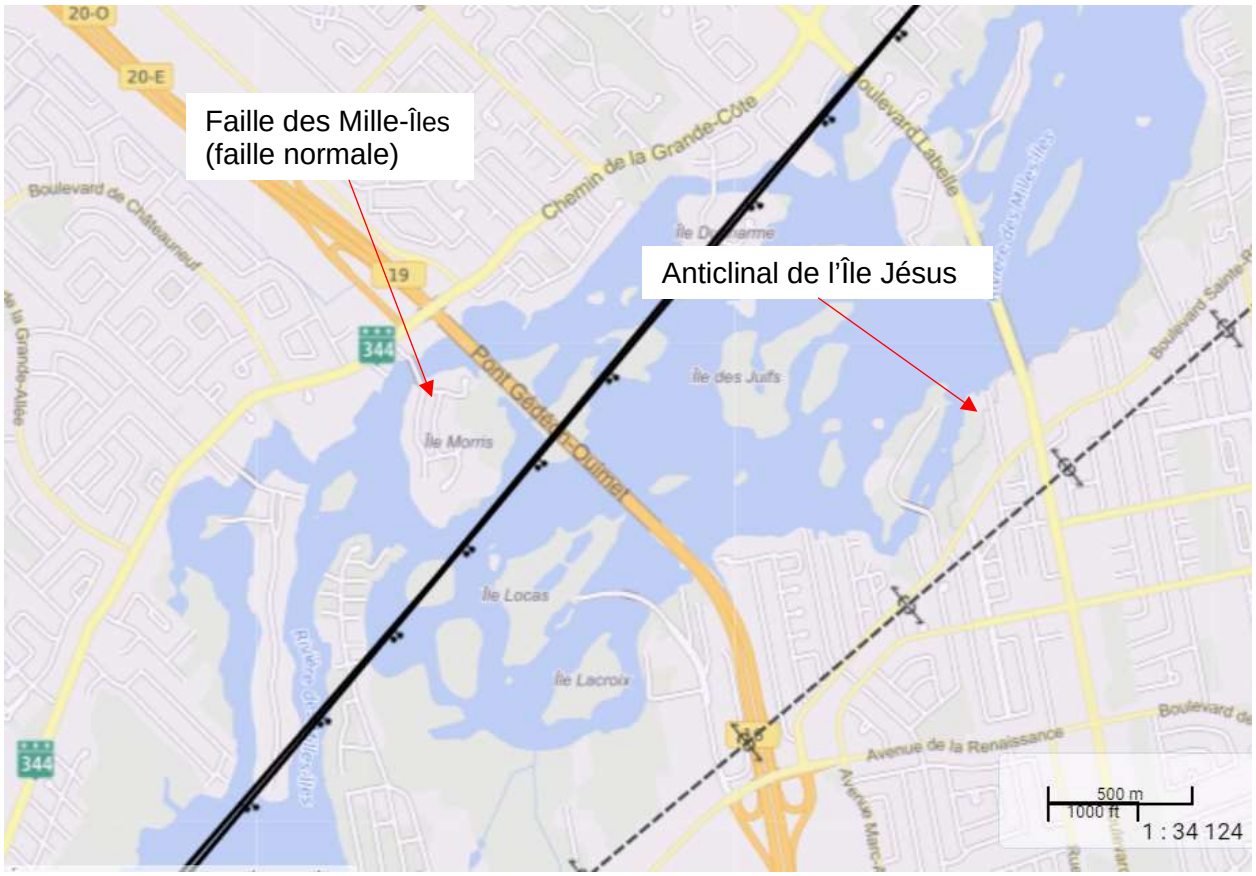


Figure 4-6 : Extrait de la carte géologique (SIGEOM, 2023)

Pour tenter de déterminer la localisation de la faille des Mille-Îles et la qualité du roc au droit de cette faille, diverses méthodes d'investigation ont été utilisées, notamment les forages et les relevés sismiques. Les forages révèlent des données ponctuelles au niveau de la stratigraphie et de la qualité du socle rocheux alors les relevées sismiques permettent d'avoir une interprétation en deux dimensions du sous-sol dans l'enlignement du relevé.

Tel que mentionné précédemment, l'examen des carottes de roc récupérées et l'interprétation des relevés de géocaméra (optiques et acoustiques) ont pour objectif de détecter des structures comme des joints et des zones fracturées dans le roc. À cet effet, il a été noté que, dans les forges PGO-13A, PGO-13B et PGO-14A, le roc montre un niveau de fracturation légèrement supérieur aux autres forages réalisés dans le secteur. Cela peut suggérer la proximité d'une structure géologique majeure, tel que la faille des Mille-Îles. Bien que le roc soit un peu plus fracturé, il est important de noter qu'il n'y a pas de roc broyé ni de gouge de faille qui a été intercepté dans ces forages.

Des relevés géophysiques de type sismique combiné (MASW2D, réfraction et réflexion) ont également été effectués afin de déterminer de potentielles anomalies à l'aide des ondes de volume (V_p et V_s) recueillies dans un alignement parallèle au pont Gédéon-Ouimet. À ce stade du projet, seulement une partie des relevés a pu être complétées sur l'Île Morris. Les autres relevés sur l'Île Lefebvre et sur l'eau sont en cours et les résultats seront disponibles ultérieurement. Ces relevés ont déjà permis de mettre en évidence des zones de roc ayant de faibles vitesses à la hauteur des forages PGO-13A et PGO-13B, sans confirmer la localisation de la faille. Ces plus faibles vitesses pourraient être associées à un roc plus fracturé.

L'analyse des résultats SGR a révélé une forte corrélation entre les signaux gamma mesurés dans les forages du pont Gédéon-Ouimet, ce qui suggère une continuité stratigraphique des roches sédimentaires. Un déplacement vertical d'environ 2 m a été identifié entre les forages PGO-13A et PGO-12A. Le déplacement vertical pourrait être associé à une faille ou encore à des ondulations du litage.

En somme à ce stade-ci du projet, il est probable que la faille soit située du côté nord de l'Île Morris. La présence de roc fracturé sur une épaisseur importante dans les forages PGO-13A, PGO-13B et PGO-14A abonde dans ce sens, en plus des résultats de la sonde gamma. Les relevés sismiques aideront à confirmer la présence ou non de la faille et à la localiser le cas échéant.

5. Résultats des essais *in situ*

5.1 Pressiomètre

Au total,33 essais pressiométriques ont été tentés le long du pont projeté et un total de 17 essais est jugé interprétable. Seulement les essais valides sont présentés et retenus dans le tableau 5-1. Les résultats détaillés des différents essais pressiométriques, ainsi que des rapports de calibrations des différentes sondes et gaines utilisées lors des différents essais sont présentés à l'annexe F.

Les profondeurs au centre de la zone de chaque essai ainsi que la synthèse des résultats des essais sont présentés au tableau 5-1, qui inclut le module pressiométrique (E_m), le module de rechargement (E_r), la pression limite corrigée (P_L*), la pression de fluage (P_F), le rapport entre le module pressiométrique et la pression limite corrigée (E_m/P_L*), le rapport entre le module de rechargement et le module pressiométrique (E_r/E_m) et le ratio entre la pression limite et la pression de fluage (P_L/P_F).

Il convient de noter qu'ici, le paramètre P_L* correspond à la pression nette corrigée prenant en considération la contrainte totale horizontale.

Il est aussi important de mentionner que les règles empiriques de Ménard et Rousseau (1962) recommandent de respecter un ratio (E_m/P_L*) compris entre 6 et 10 pour un dépôt de sable et graviers normalement consolidé et supérieur à 10 pour un dépôt surconsolidé. Pour les dépôts composés de silt et d'argile, la littérature indique que le ratio (E_m/P_L*) devrait se situer entre 8 et 14 pour un dépôt normalement consolidé et supérieur à 14 dans le cas d'un dépôt surconsolidé.

Les valeurs typiques de Ménard recommandent que les valeurs de pression limites corrigées se retrouvent à l'intérieur de la plage 1 000 et 5 000 kPa pour un dépôt de till et entre 50 et 300 kPa dans un dépôt cohésif de consistance molle, entre 300 et 800 kPa pour un dépôt d'argile de consistance ferme et entre 800 et 2 500 kPa pour un dépôt de consistance raide. De plus, selon la littérature, il est recommandé que le ratio entre la pression limite et la pression de fluage (P_L/P_F) soit minimalement de 1,5 à 2. Pour des essais pressiométriques réalisés dans un dépôt de sable, basé sur la littérature, il est aussi d'usage de considérer un ratio (E_r/E_m) situé entre 3 et 10 dans un dépôt de sable et entre 1,5 et 5 dans l'argile. Ces différentes valeurs de la littérature, ainsi que l'allure générale des différentes courbes des essais permettent de porter un jugement critique sur la qualité des différents essais, ainsi que sur la fiabilité des résultats.

Basée sur ces différentes informations, la qualité des résultats de certains essais est jugée compromise (faible) et non valide due au ratio E_m/P_L* largement trop faibles. De plus, les allures générales des courbes des essais PGO-13A-2, PGO-13A-3 et PGO-11B-2, ainsi que les ratios E_m/P_L* légèrement inférieures à 8 semblent indiquer que la paroi du trou de forage était trop ajustée et a potentiellement été remaniée lors de l'insertion de la sonde pendant ces deux essais. Par conséquent, les résultats de ces deux essais sont potentiellement légèrement sous-estimés.

Pour l'essai PGO-7B-2 réalisé dans le dépôt de till dense, la courbe indique que la cavité de l'essai était légèrement trop large. Basé sur les valeurs typiques de la littérature, ainsi que sur les indices SPT mesurés dans ce dépôt, le contact avec la paroi était potentiellement non franc et les résultats mesurés en fin d'essai sont probablement sous-estimés.

De plus, le ratio $E_r/ E_m < 1$ de l'essai PGO-9B-2 peut être un indicateur que la paroi du forage pourrait avoir été remaniée lors de la réalisation de l'essai. Par conséquent, il est à noter que le module pressiométrique de cet essai pourrait potentiellement avoir été légèrement sous-estimé.

Quant à l'essai PGO-16A-1, le ratio E_r/ E_m semble élevé pour un dépôt de sols cohérents. Par conséquent, il est à noter que le module de rechargement de cet essai pourrait potentiellement avoir été légèrement surestimé. Également, le ratio P_L/P_F est inférieur à 1,5, ce qui diminue la fiabilité du résultat.

Finalement, le ratio (E_r/E_m) semble faible pour les essais PGO-8D-1 et PGO-9C-1.

Tableau 5-1 : Résultats des essais pressiométriques

Forage	ID essai	Profondeur (m)	Module pressiométrique initial E_m (kPa)	Module de rechargement E_r (kPa)	Pression limite P_L (kPa)	Pression de fluage P_F (kPa)	E_m/P_L*	E_r/E_m	P_L/P_F	Fiabilité de l'essai	Type de sol
PGO-7B	2	3,28	11 854,0	14 363,0	n.a.	n.a.	n.a.	1,2	n.a.	Moyenne	Till
PGO-8A	1	1,93	7 592,0	18 842,0	966,0	584,0	7,9	2,5	1,6	Bonne	Till
	2	3,45	54 095,0	72 385,0	3 887,0	n.a.	13,9	1,3	n.a.	Bonne	Till
PGO-8D	1	2,29	6 491,0	10 409,0	907,0	379,0	7,2	1,6	2,4	Moyenne	Till
	2	3,80	12 058,0	93 085,0	1 782,0	365,0	6,8	7,7	4,9	Bonne	Till
PGO-9B	2	4,42	27 567,0	21 856,0	n.a.	n.a.	n.a.	0,8	n.a.	Moyenne	Till
PGO-9C	3	5,33	98 748,0	106 419,0	7 029,0	4 315,0	14,0	1,0	1,6	Moyenne	Till
PGO-11B	2	3,53	2 575,0	n.a.	428,0	366,0	6,0	n.a.	1,2	Bonne	Sol cohérent
	2c	3,66	3 626,0	12 950,0	456,0	319,0	7,9	3,6	1,4	Excellente	Sol cohérent
	3c	5,00	10 291,0	27 597,0	720,0	409,0	14,3	2,7	1,8	Excellente	Sol cohérent
PGO-12A	1	2,59	4 820,0	9 979,0	500,0	361,0	9,8	2,1	1,4	Excellente	Sol cohérent
	2	3,81	4 052,0	11 799,0	407,0	271,0	9,9	2,9	1,5	Excellente	Sol cohérent
	3	5,03	9 831,0	18 593,0	685,0	410,0	14,3	1,9	1,6	Excellente	Sol cohérent
PGO-13A	2	6,85	1 978,0	7 700,0	341,0	215,0	5,8	3,9	1,6	Bonne	Sol cohérent
	3	8,38	1 487,0	5 137,0	305,0	193,0	4,9	3,4	1,6	Bonne	Sol cohérent
PGO-15B	1	7,19	2 697,0	n.a.	292,0	174,0	9,3	n.a.	1,6	Bonne	Sol cohérent
PGO-16A	1	5,33	1 495,0	17 243,0	201,0	504,0	7,5	11,5	0,4	Moyenne	Sol cohérent

5.2 Dilatomètre

Au total, cent vingt-neuf essais au dilatomètre ont été réalisés le long du pont projeté parmi lesquels cent vingt-quatre essais sont jugés valides pour l'interprétation.

Les profondeurs du centre de la zone de chaque essai, le résultat obtenu de module dilatométrique (E_D), aussi appelé module, la masse rocheuse (E_m) et la lithologie du socle rocheux sont présentés dans le tableau 5-2.

Les essais au dilatomètre, se sont révélés être l'un des essais *in situ* les plus appropriés pour la détermination du module de déformation de la masse rocheuse. Concernant la fiabilité des résultats, il faut considérer que selon Bieniawski (1989)[6] même dans un vaste programme d'essais *in situ* avec des conditions d'une masse rocheuse assez uniformes et de bonne qualité, les données de déformabilité peuvent présenter un écart de 25 % ou jusqu'à 10 GPa pour un module moyen *in situ* de 40 GPa.

Il est généralement connu que le type de dilatomètre utilisé pour les tests, son étalonnage et la précision de la mesure peuvent affecter les résultats. Les procédures de forage peuvent causer des dommages aux parois du trou de forage ou entraîner une libération des contraintes due à la récupération de la carotte. Afin d'apprécier la précision des mesures, des corrélations empiriques basées sur le RMR et le GSI ont également été utilisées pour estimer les modules de déformation de la masse rocheuse. Les résultats des essais *in situ* sont, en général, inférieurs aux valeurs issues de ces corrélations empiriques. Les essais au dilatomètre procurent donc des valeurs prudentes du module de masse rocheuse comparativement à ces corrélations empiriques pour les conditions de roc dans ce secteur du pont.

Parmi les cent vingt-quatre essais jugés valides pour l'interprétation, six essais sont considérés comme des échecs. Les échecs sont essentiellement dus à la qualité de la roche qui n'a pas permis de développer une pression suffisante dans les limites d'expansion de la gaine de l'appareil. Ces essais ont été interrompus afin d'éviter d'endommager la gaine.

Les résultats des cent dix-huit essais dilatométriques réussis (fiabilité faible ou bonne) sont présentés à l'annexe G.

Tableau 5-2 : Résultats des essais au dilatomètre dans le roc

Forage	Profondeur (m)	Module dilatométrique initial ED (GPa)	Module de rechargement ER (GPa)	Fiabilité de l'essai	Type de roc
PGO-0A	14,90	1,6	-	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	15,40	11,5	23,1	Bonne	
	15,80	21,1	30,9	Bonne	
	16,25	13,9	22,3	Bonne	
	16,65	12,5	22,1	Bonne	
PGO-0B	10,54	7,8	23,2	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	12,29	13,8	21,6	Bonne	

6 Bieniawski, Zdzisław Tadeusz. Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. John Wiley & Sons, 1989.

Forage	Profondeur (m)	Module dilatométrique initial ED (GPa)	Module de rechargement ER (GPa)	Fiabilité de l'essai	Type de roc
PGO-1A	14,80	15,8	21,7	Bonne	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie
	15,55	15,5	26,0	Bonne	
	16,55	16,4	28,7	Bonne	
	17,20	24,4	39,4	Bonne	
PGO-1B	9,68	-	-	**Essai non réussi**	Dolomie avec interlits de shale
	11,20	12,2	25,1	Bonne	
	12,72	5,0	8,8	Bonne	
	14,44	21,7	27,4	Bonne	
	15,80	19,3	26,4	Bonne	
PGO-2A	8,44	16,4	22,1	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	9,89	16,4	22,8	Bonne	
	11,79	11,5	16,0	Bonne	Shale avec des bandes de dolomie
	13,04	20,4	27,3	Bonne	
	15,77	16,7	22,9	Bonne	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie
PGO-2B	13,56	13,4	21,1	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	11,73	9,7	16,0	Bonne	
	10,21	16,6	23,0	Bonne	
	8,69	10,3	16,7	Bonne	
	7,16	13,2	16,2	Bonne	
PGO-3A	9,29	0,3	-	Faible	Dolomie calcareuse avec interlits de shale
	11,19	3,9	8,5	Bonne	
	13,54	23,5	27,5	Bonne	
	15,79	18,2	24,0	Bonne	
	17,29	7,9	11,3	Bonne	
PGO-3B	12,95	7,2	16,5	Bonne	Dolomie calcareuse avec interlits de shale
	11,73	1,5	5,7	Faible	
	10,52	7,7	17,8	Bonne	
	9,60	7,4	18,5	Bonne	
	8,38	8,0	18,6	Bonne	

Forage	Profondeur (m)	Module dilatométrique initial ED (GPa)	Module de rechargement ER (GPa)	Fiabilité de l'essai	Type de roc
PGO-4B	14,78	9,4	26,6	Bonne	Alternance de dolomie et de shale
	13,56	9,9	20,5	Bonne	
	12,34	6,3	13,5	Bonne	Dolomie calcareuse avec interlits de shale
	10,82	12,0	31,4	Bonne	
	9,30	10,4	20,9	Bonne	
PGO-5B	14,02	11,5	24,7	Bonne	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie
	12,95	11,9	16,0	Bonne	
	11,73	16,4	27,3	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	10,82	15,5	24,8	Bonne	
	9,91	15,8	21,3	Bonne	
PGO-6A	24,79	19,3	-	Faible	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie
	20,00	13,8	-	Faible	
	17,14	5,6	-	Faible	
	12,40	13,0	-	Faible	
	8,29	11,7	-	Faible	
PGO-6B	14,48	7,2	13,1	Bonne	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie
	13,56	18,5	25,7	Bonne	
	12,34	21,5	23,3	Bonne	
	11,13	9,1	11,1	Bonne	
	9,90	9,4	13,3	Bonne	
PGO-7A	9,14	5,5	10,7	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	10,67	13,1	19,7	Bonne	
	12,19	17,5	28,8	Bonne	
	15,24	20,3	32,7	Bonne	Shale avec interlits de dolomie
	18,29	23,6	37,1	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
PGO-8B	10,06	9,9	14,8	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	11,58	7,8	13,4	Bonne	
	13,72	14,6	19,1	Bonne	Shale avec interlits de dolomie
	15,24	12,8	21,7	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	16,76	8,8	18,9	Bonne	

Forage	Profondeur (m)	Module dilatométrique initial ED (GPa)	Module de rechargement ER (GPa)	Fiabilité de l'essai	Type de roc
PGO-8C	9,50	1,6	-	Faible	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie
	10,50	2,4	-	Faible	
	11,00	0,2	-	**Essai non réussi**	
	13,60	15,6	-	Faible	
	18,50	7,3	-	Faible	
	20,50	15,4	-	Faible	
PGO-9A	10,06	4,7	9,6	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	11,58	19,0	27,2	Bonne	Shale dolomitique
	13,41	16,3	22,7	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	15,85	22,5	31,6	Bonne	
	20,12	25,2	37,5	Bonne	
PGO-10B	9,53	22,8	21,6	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	11,96	21,6	21,9	Bonne	
	14,10	20,8	21,9	Bonne	
	16,23	0,4	1,0	**Essai non réuss**	
	18,21	27,1	29,4	Bonne	
PGO-11A	10,75	-	-	**Essai non réuss**	Dolomie avec interlits de shale
	11,75	-	-	**Essai non réuss**	
	15,25	12,2	24,5	Bonne	
	16,25	9,5	27,6	Bonne	
	18,50	5,0	11,0	Bonne	
	30,00	7,5	17,0	Bonne	
PGO-12B	8,53	1,2	4,0	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	10,67	8,9	14,5	Bonne	
	13,72	11,7	21,0	Bonne	
	15,24	21,1	26,9	Bonne	
	16,76	11,2	21,7	Bonne	
PGO-14A	12,00	8,6	16,3	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	15,20	9,1	13,0	Bonne	
	17,25	9,4	12,3	Bonne	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de shale
	19,50	7,9	12,2	Bonne	
	21,30	8,7	14,0	Bonne	

Forage	Profondeur (m)	Module dilatométrique initial ED (GPa)	Module de rechargement ER (GPa)	Fiabilité de l'essai	Type de roc
PGO-15A	10,50	7,0	13,4	Bonne	Dolomie calcareuse avec interlits de shale
	11,50	11,5	14,8	Bonne	
	13,75	10,6	14,7	Bonne	
	15,50	6,0	10,9	Bonne	
	18,25	9,9	15,6	Bonne	
PGO-15B	11,00	22,1	14,9	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	13,50	25,8	16,5	Bonne	
	15,25	23,9	17,5	Bonne	
	17,50	24,0	14,9	Bonne	
	18,27	20,2	13,5	Bonne	
PGO-16B	14,00	14,1	15,7	Bonne	Dolomie avec interlits de shale
	15,80	13,2	15,3	Bonne	
	16,30	13,5	15,8	Bonne	
	17,05	11,0	14,8	Bonne	
	23,00	12,6	20,5	Bonne	
CM-IA	11,50	4,3	11,0	Bonne	Alternance de dolomie avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie
	15,72	5,5	14,9	Bonne	
	19,25	5,1	13,4	Bonne	
	22,28	5,2	19,5	Bonne	
	24,64	5,5	17,8	Bonne	Alternance de dolomie avec interlits de shale avec interlits de dolomie
CM-IB	23,16	27,9	30,5	Bonne	Alternance de shale et de calcaire avec interlits de shale
	19,81	15,9	27,5	Bonne	
	15,24	0,1	-	**Essai non réussi**	Alternance de dolomie calcareuse avec interlits de shale et de shale avec interlits de dolomie
	12,95	17,7	29,0	Bonne	
	11,60	19,9	26,3	Bonne	
	10,70	12,1	18,6	Bonne	

5.3 Piézocône

Les résultats détaillés des sondages au piézocône 22-SCPT-01 à 22-SCPT-03 sont présentés à l'annexe D. Ces sondages ont respectivement été effectués au voisinage des forages PGO-13a, PGO-12b et PGO-12a.

Les essais au piézocône ont permis de mettre en évidence la présence de type de comportements « argile » de la classification normalisée SBTn (*Normalized Soil Behaviour Type*), sur toutes les profondeurs de la réalisation des essais. L'épaisseur des sols de ce dernier comportement a été de 10,11 m à 22-SCPT-01, 6,80 m à 22-SCPT-02 et 5,28 m à 22-SCPT-03. Ces valeurs correspondent à celles du dépôt de sols cohérents interceptés dans les forages à proximité.

Dans tous les sondages, la valeur de la résistance à la pointe, q_t, varie de 0,5 à 1,5 MPa dans les sols cohérents. Un facteur de calibration, N_{kt}, de 14 a été obtenu afin de calibrer les valeurs calculées de s_u par rapport aux valeurs mesurées lors des essais *in situ* à l'aide d'un scissomètre de chantier. Ainsi, les valeurs calculées de la résistance au cisaillement non drainé, s_u, varient entre 50 et 100 kPa, ce qui est caractéristique d'un sol de consistance raide.

Par ailleurs, la vitesse des ondes de cisaillement, V_s, a été mesurée à partir de 1,0 m de profondeur à des intervalles de 0,5 m jusqu'au refus d'enfoncement de la sonde. La figure 5-1figure 5-1 présente la variation des valeurs de V_s en fonction des élévations dans les trois sondages.

Les résultats indiquent que les valeurs de V_s dans les sols cohérents varient de 23 à 328 m/s. Étant donné que le refus de la sonde a été atteint à des profondeurs inférieures à 30 m, les résultats des sondages au piézocône ne peuvent pas être utilisés à eux seuls pour calculer la valeur de V_{s30}.

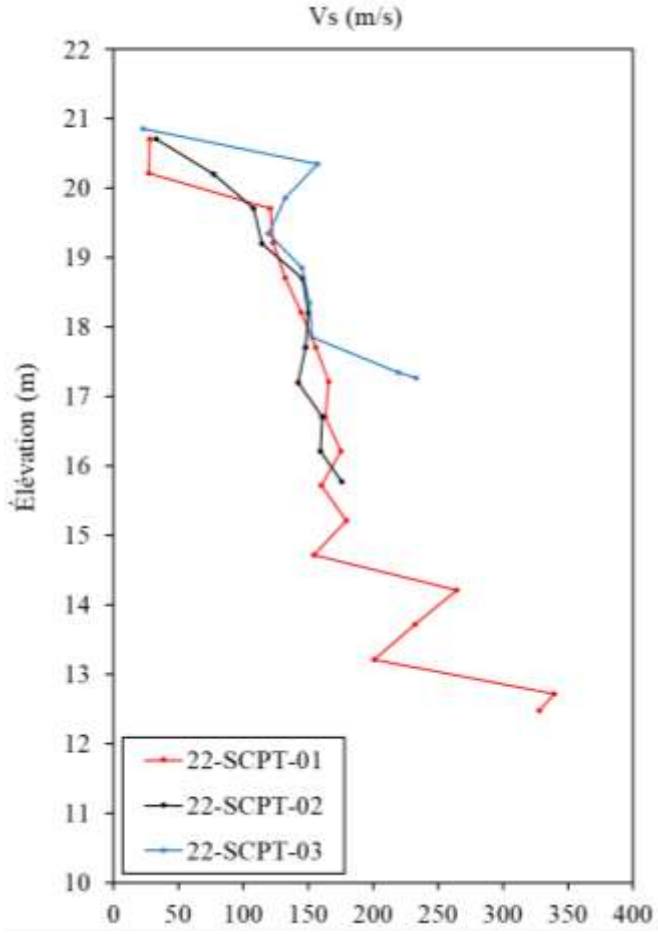


Figure 5-1 : Profil de la vitesse des ondes de cisaillement – Sondages au piézocône

6. Résultats de l'imagerie optique, acoustique et diagraphie gamma dans le roc

6.1 Résultats des relevés de géocaméra

Des joints, fractures, et zones fracturées ont été interprétés à partir des relevés de géocaméra. De manière générale, le roc est fracturé en surface, sur 1 à 2 m d'épaisseur, et devient plutôt massif en profondeur. Des joints ouverts et des zones fracturées ont été identifiés dans la portion massive du roc. À noter que le roc à l'emplacement du forage PGO-13a est de mauvaise qualité sur toute la longueur du forage ce qui suggère la présence d'une structure géologique importante à proximité.

L'interprétation des relevés de géocaméra, incluant les informations sur l'ouverture des joints et leurs orientations ainsi que l'emplacement des zones fracturées, se trouvent à l'annexe C.

Des exemples de joint ouvert majeur et d'une zone fracturée sont illustrés sur la figure 6-1figure 6-1.

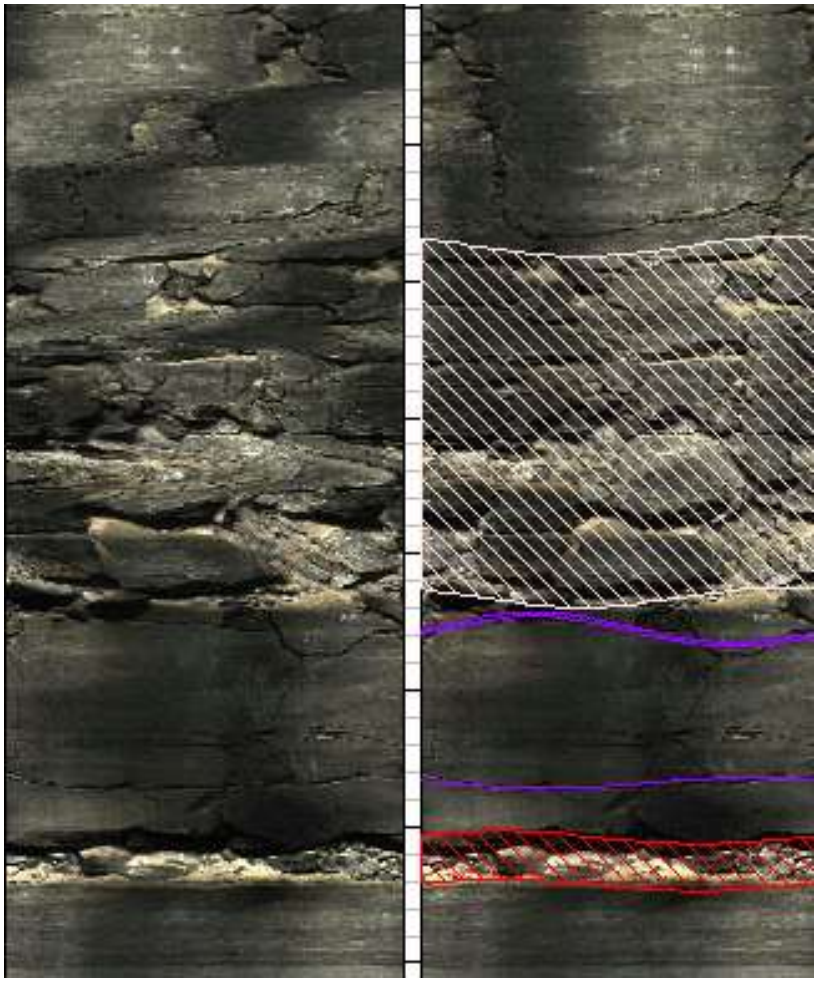


Figure 6-1 : Zone fracturée (blanc) et joint majeur ouvert (rouge)

Les valeurs du RQD calculées par course sur les carottes de roc ont été ajoutées aux relevés de géocaméra et du gamma, ainsi que les valeurs estimées du RMR_{89} (selon Bieniawski 1989) et celles du GSI (2013). Les profils des valeurs de RMR_{89} et de GSI (2013) sont présentés à titre d'information et sont uniquement destinés aux fins de conception des pieux caissons par l'équipe de conception du Consortium et du MTQ. Ces deux derniers profils ont été interprétés sur la base de la description structurale des carottes de roc, des essais en laboratoire sur ces carottes et d'hypothèses propres à la détermination du RMR_{89} (condition d'eau souterraine favorable sans infiltration, aucun pointage pour l'orientation des joints) et, ils ne constituent en aucun cas des données garanties pour des fins de soumission et de construction. Il convient de souligner que ces profils ne sont pas issus de l'interprétation des données d'imagerie de géocaméra.

En aucun cas, les profils de RMR_{89} et de GSI présentés sur les rapports de relevés de géocaméra pourront être utilisés à d'autres fins que celle indiquée précédemment ni pour quelconque recours et réclamation contre le MTQ et le Consortium. Finalement, il convient de préciser que l'Entrepreneur doit effectuer ses propres interprétations et déterminer les valeurs des indices géomécaniques relatifs au roc requis pour ses besoins de conception et de construction.

6.2 Résultats des relevés de rayon gamma spectral

L'examen des résultats montrés précédemment sur la figure 2.2 de la figure 3-2section 3.3.5.2 suggère une forte corrélation entre les signaux gamma mesurés dans les forages PGO-1A à PGO-15A dans le secteur de l'Île Morris. Cette correspondance suggère une continuité stratigraphique latérale avec un faible pendage. Un léger déplacement vertical d'environ 2 m est noté entre les forages PGO-11A et PGO-13A. Ce déplacement peut être associé à une zone de faille possible. Les données de forage et les relevés de géocaméra à l'emplacement du forage PGO-13a montrent un roc plus fracturé comparé aux restes des forages dans le secteur de l'île Morris.

Un autre déplacement vertical, moins marqué d'environ de 1 m, est noté entre les forages PGO 9A et PGO-10A. Il faut noter toutefois que le roc à cet endroit apparaît de bonne qualité à l'exception de la zone fracturée à la limite supérieure du roc.

Il est à noter que les relevés sismiques en rivière sont en cours d'analyse ce qui devrait permettre de bonifier la détection et la localisation de la faille des Mille-Îles. À la lumière de ces nouvelles informations, cette section sera revue au besoin.

7. Résultats des essais géophysiques de type down-hole

Les rapports détaillés des essais géophysiques down-hole sont disponibles à l'annexe H. La figure 7-1 présente le profil de la vitesse des ondes sismiques, V_s, aux forages PGO-7A et PGO-16B, mesuré lors du levé en forage de type down-hole.

Dans les sols de remblai et les sols naturels, les valeurs de V_s varient entre 137 et 420 m/s au sein du forage PGO-7A. Il convient de rappeler que les sols interceptés dans le forage PGO-7A sont composés d'une couche mince de remblai en surface, d'une mince couche d'argile de consistance apparente raide, suivie par un dépôt du till de compacité très dense rencontré à une profondeur de 1,07 m (20,67 m d'élévation). Le roc est retrouvé à une profondeur de 7,32 m (élévation : 14,42 m) avec une valeur de V_s de 1 201 m/s sur le premier mètre, suivi par une valeur de 2 203 m/s.

Quant au forage PGO-16B, les vitesses V_s dans les sols de remblai des sols naturels composés de sols cohérents sont de l'ordre de 200 m/s. Une deuxième couche représentant le dépôt de till se présente à 7,6 m (élévation : 15,35 m) avec des vitesses V_s de l'ordre de 450 m/s. Le roc se présente quant à lui à une profondeur de 11,5 m (élévation : 11,50 m) avec des vitesses V_s supérieure à 1 500 m/s sous l'élévation d'environ 4,0 m.

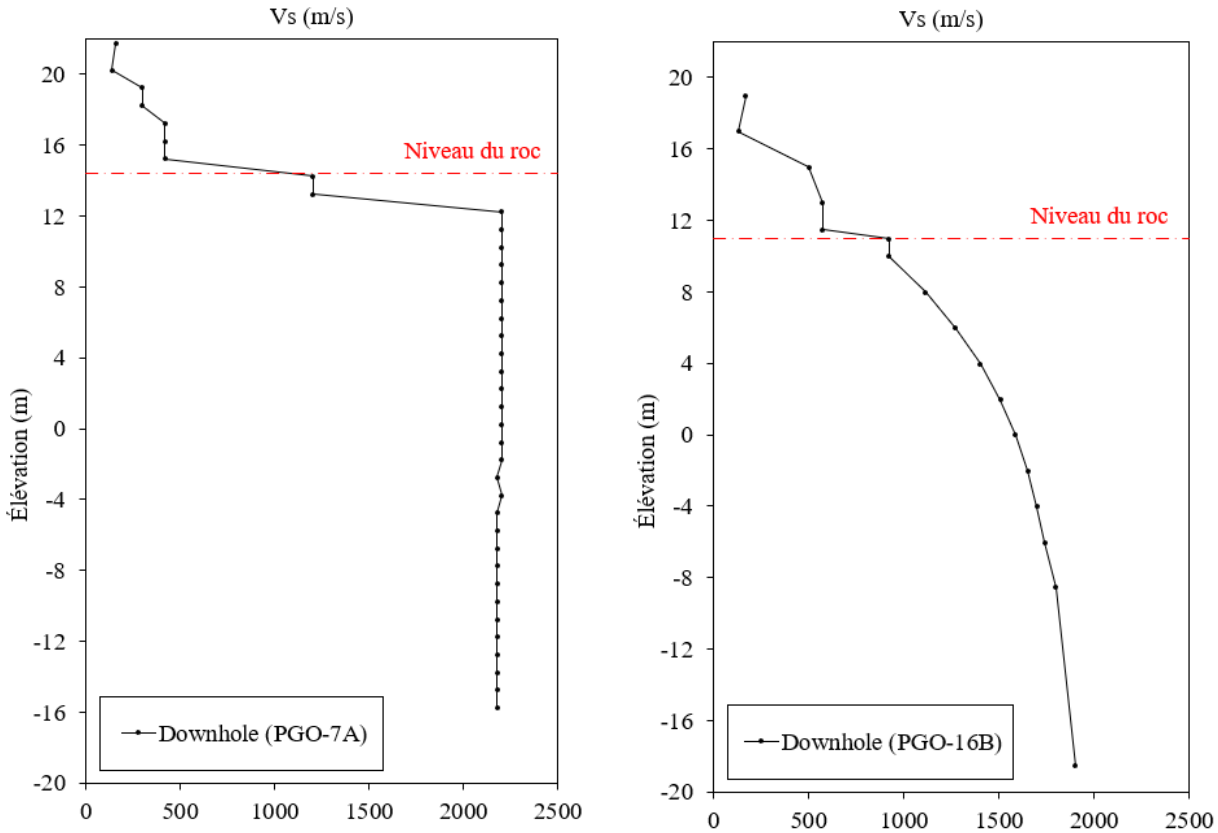


Figure 7-1 : Profil de la vitesse des ondes de cisaillement du down-hole

8. Résultats des relevés sismiques

Tel que mentionné précédemment, le programme de relevés sismiques prévus au mandat de ce plan de travail inclut les relevés suivants :

+ Relevé de sismique réflexion en rivière;
+ Relevé sismique combiné MASW 2D, réfraction et réflexion terrestre.

La figure 8-1 présente les résultats des vitesses sismiques mesurées. Il est possible de constater que les vitesses sismiques varient de 100 à 240 m/s en surface, soit à des élévations approximatives comprises entre 22 et 16 m. Ces vitesses passent ensuite à des valeurs comprises dans un intervalle 520 à 800 m/s à partir d'élévations approximatives variant de 16 à 11 m. Finalement, des vitesses sismiques supérieures à 800 m/s et allant jusqu'à plus de 1 360 m/s ont été mesurées plus en profondeur.

En comparant ces résultats avec la stratigraphie rencontrée dans les forages, la première couche qui présente des vitesses sismiques variant de 100 à 240 m/s correspond à la couche de remblai et de sols cohérents, alors que la couche caractérisée par des vitesses sismiques comprises entre 520 et 800 m/s est associée au dépôt de till. Finalement, les vitesses sismiques supérieures à 800 m/s sont associées au roc où les valeurs les plus faibles dénotent le roc fracturé.

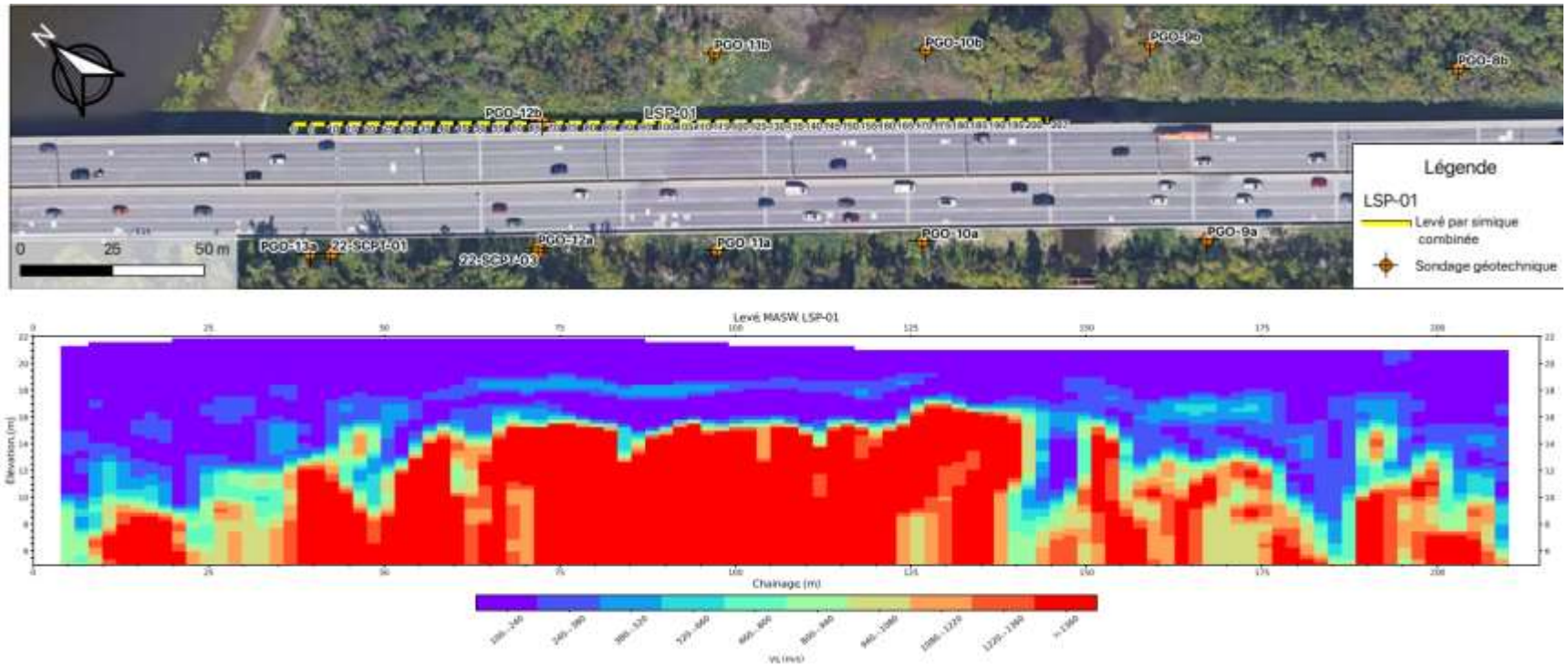


Figure 8-1 : Résultats du levé MASW 2D

9. Condition d'eau souterraine

Le niveau de l'eau souterraine a été mesuré le 14 avril 2022 par le personnel du Consortium dans les tubes ouverts installés au sein des forages PGO-8B et PGO-12A. Le tableau suivant résume la profondeur des niveaux d'eau mesurés à partir de la surface du sol.

Tableau 9-1 : Profondeur de la nappe d'eau souterraine

Sondage/ Élévation (m)	Type d'installation	Profondeur de l'eau souterraine (m) [Élévation (m)]	Date de la mesure
PGO-8b /21,94	Tube ouvert	0,35 [**21,59**]	14 avril 2022
PGO-12a /22,11	Tube ouvert	0,07 [**22,04**]	14 avril 2022

Les informations relatives aux conditions d'eau souterraine doivent être interprétées avec beaucoup de précautions puisque les conditions se rapportent uniquement à celles observées aux endroits et à la date indiquée dans ce rapport.

Il est important de noter que le niveau de l'eau dans les sols peut être influencé par plusieurs facteurs, tels que les précipitations, la fonte des neiges et les modifications apportées au milieu physique. Ainsi, le niveau de l'eau est susceptible de fluctuer à la hausse ou à la baisse en fonction des modifications apportées au milieu physique et selon les saisons et/ou les conditions climatiques, et peut donc se retrouver à des profondeurs différentes à d'autres périodes de l'année et dans le temps. Le niveau d'eau dans les sols est également grandement tributaire du niveau de l'eau de la rivière des Mille-Îles, et le secteur de l'Île Morris où se situe le pont Gédéon-Ouimet est susceptible d'être inondé en période de crue.

Il est à noter que la mesure de la fluctuation du niveau de l'eau par rapport à un point fixe sur le pont de bois menant à l'Île Morris (situé sur le chemin des Îles à Boisbriand) a été relevée régulièrement lors des travaux de terrain. Entre le début des travaux le 28 février 2022 et la fin des travaux le 14 avril 2022, une différence de l'ordre de 1,12 m dans le niveau d'eau de la rivière a été notée.

Tableau 9-2 : Variation du niveau d'eau de la rivière des Mille-Îles durant les investigations géotechniques de 2022

Date de la mesure	Profondeur d'eau par rapport à un point fixe sur le pont de bois	Date de la mesure	Profondeur d'eau par rapport à un point fixe sur le pont de bois
2022-02-28	4,01	2022-03-23	3,01
2022-03-02	3,99	2022-03-24	3,13
2022-03-03	3,98	2022-03-25	3,32
2022-03-04	3,91	2022-03-28	3,47
2022-03-07	3,85	2022-03-29	3,63
2022-03-08	3,87	2022-03-30	3,66
2022-03-09	3,87	2022-03-31	3,57

Date de la mesure	Profondeur d'eau par rapport à un point fixe sur le pont de bois	Date de la mesure	Profondeur d'eau par rapport à un point fixe sur le pont de bois
2022-03-10	3,91	2022-04-04	3,13
2022-03-11	3,95	2022-04-05	2,89
2022-03-14	3,94	2022-04-06	2,90
2022-03-15	3,91	2022-04-08	2,92
2022-03-16	3,25	2022-04-11	2,92
2022-03-17	3,15	2022-04-12	4,01
2022-03-18	3,16	2022-04-13	3,99
2022-03-21	3,17	2022-04-14	3,98
2022-03-22	3,06		

10. Résultats environnementaux

10.1 Qualité des sols en place

10.1.1 Critères de comparaison des résultats

La qualité environnementale des sols est établie en fonction des critères génériques A, B et C du Guide d'intervention du MELCCFP qui se définissent comme suit :

- Critère A : teneurs de fond des métaux et métalloïdes de la province géologique des Basses-Terres du Saint-Laurent pour les paramètres inorganiques et limite de quantification pour les paramètres organiques. La limite de quantification est définie comme la concentration minimale qui peut être quantifiée à l'aide d'une méthode d'analyse avec une fiabilité définie.
- Critère B : limite maximale acceptable pour des terrains résidentiels ou des terrains où se déroulent certains usages institutionnels sensibles (établissements d'enseignement primaire ou secondaire, centres de la petite enfance, garderies, centres hospitaliers, centres d'hébergement et de soins de longue durée, centres de réadaptation, centres de protection de l'enfance ou de la jeunesse, établissements de détention) et le premier mètre des aires de jeu des parcs municipaux.
- Critère C : limite maximale acceptable pour des terrains industriels, commerciaux, institutionnels non sensibles et récréatifs (pistes cyclables et parcs municipaux, sauf le premier mètre des aires de jeu), de même que pour ceux destinés à former l'assiette d'une chaussée ou d'un trottoir en bordure de ceux-ci.

Compte tenu de l'usage actuel et projeté du Site à l'étude, soit une voie de circulation, les critères C du Guide d'intervention du MELCCFP sont applicables comme limite acceptable de contamination.

Or, pour fins de gestion des sols excavés, les résultats analytiques ~~des échantillons de sols~~ ont également été comparés aux critères génériques A et B du Guide d'intervention du MELCCFP ainsi qu'aux valeurs limites de l'annexe I du *Règlement sur l'enfouissement des sols contaminés* (RESC).

Finalement, les résultats analytiques des matériaux granulaires ont été comparés aux teneurs maximales définies dans les colonnes 1 et 2 des tableaux 1 et 2 présentés à l'Annexe I du *Règlement concernant la valorisation des matières résiduelles* (RVMR) afin de définir leur mode de gestion ou de valorisation s'ils doivent être excavés.

10.1.2 Indices de contamination

Aucun indice de contamination n'a été observé lors de la réalisation des forages à l'exception des remblais situés entre 1,83 et 2,44 m de profondeur dans le forage "CONTAMINATION25", qui présentaient des odeurs d'hydrocarbures.

Des matières résiduelles (bois) ont été observées dans le remblai du forage PGO-9C, entre 0,20 et 2,40 m de profondeur.

10.1.3 Résultats analytiques des sols

Les résultats analytiques des échantillons de sol prélevés lors des travaux sont présentés au tableau A de l'annexe K, sur les plans B-2 de l'annexe B et dans les certificats analytiques présentés à l'annexe J.

L'examen des résultats d'analyses des échantillons de sol montre que tous les échantillons analysés pour les HP C_{10}-C_{50}, HAM, HAP et/ou métaux (incluant le mercure) respectent les critères d'usage (critères C), à l'exception de l'échantillon de remblai "PGO-12B-CF-01" qui présente une concentration en métaux (zinc) située dans la plage C-RESC du Guide d'intervention entre 0,0 et 0,61 m de profondeur.

10.1.4 Résultats analytiques des matières granulaires

Les résultats analytiques de l'échantillon de matières granulaires prélevé lors des travaux sont présentés au tableau B de l'annexe K, sur les plans B-2 de l'annexe B et dans les certificats analytiques présentés à l'annexe J.

Les résultats d'analyses en HP C_{10}-C_{50}, HAP et métaux présentent des concentrations inférieures à la limite de détection du laboratoire pour les paramètres organiques et, aux teneurs de la colonne 1 du tableau 1 du RVMR (correspondant aux critères A du Guide d'intervention) pour les métaux.

Sur la base des résultats analytiques, les matières granulaires provenant du sondage PGO-16A pourraient être valorisées, si excavées, en suivant les usages des catégories 1 ou 4 de l'article 27 du RVMR. Il est à noter que la catégorisation finale des matières granulaires est conditionnelle à leur contenu en impuretés, en mercure, en cyanures disponibles et fluorures disponibles.

Le schéma récapitulatif de la catégorisation des matières granulaires extrait du Guide d'application du RVMR est présenté à l'annexe M.

10.2 Résultats du programme d'assurance et de contrôle de la qualité

Les résultats analytiques relatifs aux échantillons de sol et de sédiments prélevés en duplicata sont présentés au tableau C de l'annexe K. L'écart relatif entre les résultats de l'échantillon d'origine (concentration A) et son duplicata (concentration B) est utilisé afin de comparer les données obtenues. Cet écart est défini selon l'équation suivante :

$$\%\ \acute{E}cart\ = \left(\frac{\left| \ Concentration\ A - Concentration\ B\ \right|}{moyenne\ des\ concentrations\ A\ et\ B} \right) \times 100$$

Il est à noter que ce calcul s'applique seulement lorsque les concentrations mesurées sont dix fois supérieures à la LDR dans les deux échantillons comparés. À des fins de comparaison, les guides des méthodes d'analyses du CEAEQ décrivent les critères d'acceptabilité suivants pour les échantillons prélevés en duplicata :

- HP C_{10}-C_{50} : l'écart relatif devrait être inférieur à 30 %;
- HAP : l'écart relatif devrait être inférieur à 30 % pour 70 % des paramètres analysés;
- Métaux : l'écart relatif devrait être inférieur à 30 %.

Les résultats obtenus montrent que les pourcentages d'écart respectent les critères d'acceptabilité lorsqu'applicables à l'exception des écarts pour le manganèse des couples d'échantillons PGO-12B-CF-01/DUP1-060422 (49 %) et PGO-16B-CF-03/DUP02 (34 %), et le zinc des couples d'échantillons PGO-8D-CF-01/DUP-07-20230324 (64 %) et PGO-12B-CF-01/DUP1-060422 (63 %). Ces écarts obtenus à l'intérieur de remblais mettent en lumière l'hétérogénéité de ces derniers. D'autre part, comme les résultats sont de même ordre de grandeur ou situés dans la même plage de critères, ils sont considérés comme étant fiables et représentatifs des horizons rencontrés.

En résumé, les résultats du contrôle de la qualité permettent de valider la méthode de prélèvement utilisée sur le terrain.

D'autre part, les résultats du programme AQ/CQ mis en œuvre par AGAT (blanc, duplicata, pourcentage de récupération des échantillons fortifiés, matériaux de référence, etc.) sont présentés dans les certificats analytiques fournis à l'annexe J. Les rapports indiquent que les résultats des contrôles ont satisfait les critères préétablis du programme.

Aussi, les résultats sont jugés valables et acceptables aux fins de contrôle de la qualité.

11. Recommandations

11.1 Généralités

Le nouveau pont Gédéon-Ouimet comprend deux tabliers distincts pour chacune des directions nord et sud de l'A15. Chacune des directions sera composée de trois voies de circulation, deux accotements et une voie réservée. Le pont en direction sud aura également une piste multifonctionnelle.

Il est prévu selon l'étude l'APD que les piles du nouveau pont prendront appui sur des fondations de type pieu caisson avec emboîture au roc. Quant aux culées, elles consisteront en des fondations superficielles fondées sur le roc ou alternativement sur le till, un remblai contrôlé ou encore sur une couche de béton. De part et d'autre de Le groupe de culées au nord et au sud, des murs en aile sont prévus. Au sud de l'ouvrage le long de la jetée, ceux-ci seront prolongés par les murs de la piste multifonctionnelle.

11.2 Résumé des conditions géotechniques

11.2.1 Remblai et dépôts meubles

La stratigraphie du site se compose des unités suivantes : des matériaux de chaussée et de remblai aux approches et dans le secteur de l'Île Morris, des sols organiques ou des sédiments de la rivière, des dépôts de sols cohérents, de sols pulvérulents et de till.

Les matériaux de chaussée se composent des structures de chaussée de l'A15 aux approches Nord et Sud. Les matériaux de remblai se trouvent principalement à la surface dans le secteur de l'Île Morris et aux extrémités du pont projeté. Ils sont composés de silt, de sable, de gravier et contiennent parfois des traces d'argile et de matières organiques. Leur épaisseur varie généralement de 0,61 à 2,95 m. La compacité de ces matériaux est généralement lâche à compacte et il y a présence de blocs et de cailloux par endroit.

Des sols organiques ont été rencontrés à une profondeur de 2,28 à 3,12 m dans le forage PGO-10A, PGO-16B et CONTAMINATION-25. Les sédiments de la rivière ont été interceptés jusqu'à 0,86 m de profondeur dans le forage PGO-10B.

Les sols cohérents sont présents dans la plupart des forages de l'Île Morris et à l'est de la jetée existante ainsi qu'à l'approche nord près de la rive de la rivière. Ils se situent généralement sous la couche de matériaux de remblai ou de sols organiques. Ces sols cohérents sont principalement composés d'argile de plasticité moyenne à élevée, avec du silt et parfois des traces de sable. Leur épaisseur varie approximativement de 0,4 à 9 m dont la partie la plus épaisse est située sur l'Île Morris. La consistance de l'argile est généralement ferme à raide, avec des horizons de consistance molle. Les sols argileux sont peu sensibles au remaniement.

Des sols pulvérulents, principalement composés de sable avec du silt et du gravier, ont été trouvés localement à différentes profondeurs au-dessus du dépôt de till. Leur épaisseur varie de 0,36 à 2,4 m. La compacité de ces sols est généralement très lâche à lâche.

Le dépôt de till se trouve soit directement au fond de la rivière ou soit sous les sols de remblai ou les autres dépôts. La matrice du dépôt de till est composée de sable, de gravier, de silt avec des traces d'argile. Des cailloux et des blocs sont disséminés au sein de la matrice du dépôt en raison de son origine glaciaire. L'épaisseur du till varie de 0,36 à 6,89 m selon l'endroit. Sa compacité est généralement compacte à dense, avec des horizons très denses.

11.2.2 Socle rocheux

Selon les résultats des sondages, le socle rocheux est généralement constitué de dolomie et de shale dolomitique. À l'exception des forages à proximité des axes 14 et 15 du pont projeté, le roc est généralement fracturé sur les premiers 1 à 3 m avec une qualité très mauvaise à moyenne et il devient moins fracturé plus en profondeur avec une qualité bonne à excellente. Dans le secteur des axes 14 et 15, le roc est plus fracturé avec une qualité souvent très mauvaise à mauvaise sur les profondeurs forées.

Tel que mentionné précédemment, plusieurs indices suggèrent que la faille des Mille-Îles puisse se situer à proximité des axes 14 et 15 du pont projeté, mais aucun forage n'a intercepté directement cette faille. Les résultats à venir des relevés sismiques en rivières permettront possiblement d'avoir une appréciation sur des zones potentiellement problématiques localisées entre les forages existants.

11.2.3 Niveau d'eau souterraine

Le niveau de l'eau souterraine, mesuré le 14 avril 2022 dans les forages PGO-8B et PGO-12A, se situe à des profondeurs comprises respectivement entre 0,35 et 0,07 m par rapport au niveau du terrain naturel, ce qui correspond à des élévations variantes entre 21,59 et 22,04 m.

L'étude hydraulique du Consortium effectuée dans le cadre du lot 315-21 a permis de déterminer les niveaux anticipés de l'eau dans la rivière des Mille-Îles pour diverses conditions d'étiage et de crue. Le tableau 11-1 présente ces valeurs à cinq points de suivi. Il ressort de cette étude que le nouveau pont n'aura pas d'impact significatif sur les niveaux de l'eau de la rivière.

11.3 Protection contre le gel

Selon la section 6.2.1 du Manuel de conception des structures du MTMD, la profondeur de gel doit être déterminée en tenant compte de l'indice de gel normal défini à la section « Transitions » du Chapitre 1 – *Terrassement* du Tome II – *Construction routière* de la Collection *Normes* – *Ouvrages routiers* du MTMD. Pour le secteur du nouveau pont, où l'indice de gel est inférieur à 1 200°C jours, la profondeur minimale de protection des fondations du pont contre les effets nuisibles du gel est de 2,0 m en considérant la catégorie « Autoroute et route nationale » pour cet ouvrage.

Tableau 11-1 : Niveaux d'eau calculés au droit du pont projeté (extrait de l'étude hydraulique du Consortium, lot 315-21)

Scénario	Niveau d'eau au point (m)* [Différence avec les conditions actuelles]				
	Nord	Morris	Centre	Jetée amont	Jetée aval
CP-Étiage	19,36 [-]	-	19,36 [+0,01]	19,37 [+0,01]	19,35 [-]
CP-DMA	20,19 [-]	-	20,19 [-]	20,19 [-]	20,18 [-]
CP-2	21,75 [-]	21,71 [-0,01]	21,71 [-0,01]	21,70 [-0,01]	21,69 [-]
CP-20	22,50 [-]	22,46 [-0,01]	22,47 [-0,01]	22,46 [-]	22,45 [-]
CP-50	22,74 [-]	22,72 [-]	22,73 [-]	22,71 [-0,01]	22,70 [-]
CP-100**	22,92 [-]	22,91 [-]	22,92 [-]	22,90 [-0,01]	22,89 [-]

Notes : * Les points d'extraction sont illustrés à la figure suivante :

** crue de conception

11.4 Aspects sismiques

11.4.1 Catégorie d'emplacement sismique

Afin de déterminer la catégorie d'emplacement sismique, des levés géophysiques down-hole ont été effectués. Ces levés ont été menés dans les forages PGO-7A et PGO-16Bb, sur des profondeurs respectives de 37,5 et 29 m, et à des intervalles de 1,0 à 2,0 m. Les résultats sont montrés sur la Figure 11-1.

Pour des fondations implantées sur ou dans le roc, la valeur de V_{s30} est de 1 834 m/s au PGO 7A et 1 537 m/s au PGO-16B. Dans de telles conditions avec une valeur de V_{s30} supérieure à 1 500 m/s, la catégorie d'emplacement sismique est celle d'un site de classe A, selon le tableau 4.1 du Code de calcul des ponts routiers (*Code des ponts*, CSA S6-19).

Cette catégorie d'emplacement est valable pour les piles sur pieux caissons avec emboîture au roc de même que pour une culée fondée sur le roc ou une couche de béton. Dans le cas de la culée nord, il se pourrait que la culée soit fondée moins profondément et prenne appui dans le dépôt de till ou sur une couche de remblai contrôlé. Si la couche de till ou de remblai contrôlé possède une épaisseur de 3,0 m et moins, alors la catégorie d'emplacement sismique de cette culée pourra être considérée de classe B. Autrement, dans le cas où le dessous de la semelle se situe à plus de 3,0 m du roc, alors une classe du site C devra être utilisée à cet endroit.

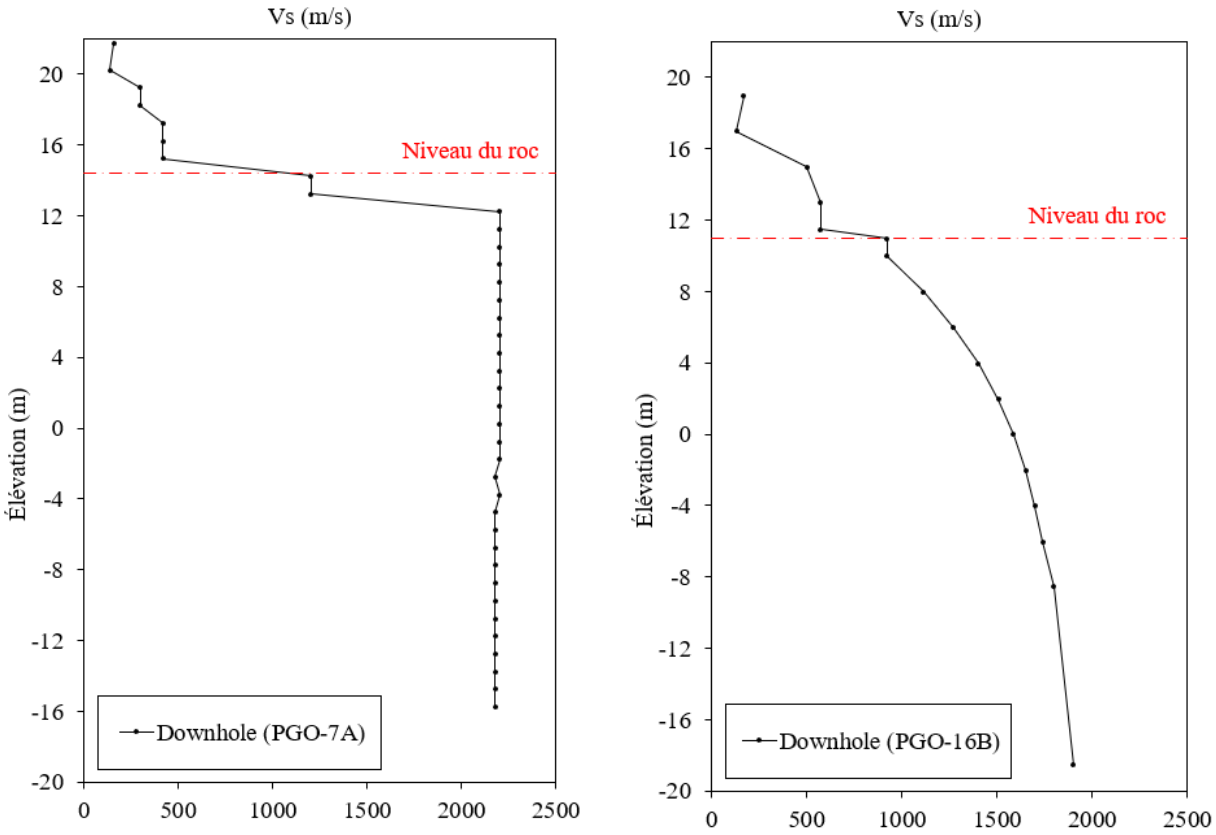


Figure 11-1 : Profil de la vitesse des ondes de cisaillement du down-hole du pont PGO

11.4.2 Paramètres sismiques

Pour le secteur à l'étude, les données d'accélération spectrales à différentes périodes et l'accélération maximale au sol sont présentées au tableau 11-2. Les valeurs sont données pour un site de classe C et doivent être corrigées à l'aide des coefficients de site en fonction de la catégorie de performance sismique du pont selon la catégorie d'emplacement sismique donnée précédemment. Les valeurs spectrales utilisées sont celles fournies par Séisme Canada selon le Code national du bâtiment du Canada (CNBC) de l'édition de 2015.

Au moment de la conception des ouvrages, la version 2024 du Code des ponts sera en vigueur si bien que les valeurs du CNBC 2020 pourraient être requises. Le Ministère devra aviser le Consortium de l'orientation à prendre à cet effet.

Tableau 11-2 : Paramètres sismiques pour un site de classe C (CNBC 2015)

Localisation du site	Probabilité de dépassement sur 50 ans	Données sismiques				
		Sa (0,2)	Sa (0,5)	Sa (1,0)	Sa (2,0)	AMS (g)
Pont Gédéon-Ouimet, Laval/Boisbriand, QC	2 %	0,593	0,310	0,148	0,068	0,376
	5 %	0,340	0,176	0,084	0,038	0,219
	10 %	0,208	0,108	0,052	0,024	0,133

11.4.3 Potentiel de liquéfaction

La liquéfaction des sols se définit comme la transformation d'un sol saturé qui passe momentanément d'un état solide à un état liquide à la suite d'une augmentation brusque de la pression interstitielle provoquée par un séisme ou des vibrations importants et qui entraîne la perte de la résistance du sol. Les principales conséquences de la liquéfaction sont :

+ La perte temporaire de la capacité portante du sol suivant l'évènement sismique qui peut conduire à un effondrement soudain de la structure construite sur des dépôts liquéfiables;
+ Les tassements post-liquéfaction qui peuvent éventuellement dépasser l'amplitude que peuvent supporter les constructions ou les infrastructures souterraines et réduire durablement leur capacité de service;
+ L'étalement latéral des sols causant un déplacement horizontal de la masse de sols susceptible d'entraîner les structures sur un terrain en pente même s'il présente une pente aussi faible que 4 % en raison d'une perte de résistance dans des horizons de sols plus ou moins continus.

Dans le cas du présent projet, la liquéfaction des sols pourrait influencer la stabilité des pentes des remblais d'approche aux culées, ajouter des charges issues de l'étalement latéral des sols ou de frottement négatif aux pieux caissons.

11.4.3.1 Évaluation de la liquéfaction

Le potentiel de liquéfaction des sols a été évalué de façon préliminaire en utilisant la méthode de calcul simplifiée proposée par Idriss et Boulanger (2014), Zhang et al. (2002) et Andrus (2004) avec les indications du *Code des ponts* et les spécifications techniques du CCDG pour la réalisation d'une étude géotechnique pour le remplacement ou la construction d'ouvrages d'art. Par ailleurs, d'autres analyses ont été effectuées à l'aide du logiciel CLiq en se basant sur les données des CPT, les vitesses des ondes sismiques et la résistance au cisaillement non drainé.

La magnitude du séisme de conception a été établie à 6,41 à partir des données de désagrégation fournies par Séisme Canada. Les calculs ont été effectués pour une probabilité de dépassement de 2 % dans 50 ans.

11.4.3.2 Estimation du ratio des contraintes cycliques (CSR)

Le CSR est calculé avec la méthode donnée par Idriss et Boulanger (2008), où un facteur de réduction de la contrainte de cisaillement est appliqué à l'accélération maximale pour chaque couche :

$$CSR = 0{,}65 \times PGA/g \times \sigma/\sigma'_{vo} \times r_d$$

où σ est la contrainte totale, σ'_{vo} la contrainte effective, r_d le facteur de réduction de la contrainte de cisaillement et le PGA (AMS) obtenu sur la base de l'analyse des risques sismiques fournie par Séismes Canada.

11.4.3.3 Estimation du rapport de résistance cyclique (CRR)

La valeur du CRR_{Mw} = 7,5, σ = 1 atm est calculée à chaque sous-couche pour un séisme avec une magnitude de moment (M_w) de 7,5 et une contrainte de surcharge initiale de 1 atm (P_a = 101,6 kPa) en fonction de $(N_1)_{60cs}$ – la valeur N_{SPT} corrigée pour :

1) L'énergie du marteau;

2) La normalisation des contraintes de surcharge;

3) La teneur en fines.

Les valeurs SPT N_{60} dérivées des forages des alignements A et B ont été prises en compte pour l'évaluation de la liquéfaction.

La méthode appliquée pour dériver les valeurs SPT N_{60} considère une correction C_N pour le morts-terrain. Ce facteur de correction est basé sur le rapport de l'indice N_{SPT} mesurée à un niveau de contrainte effective verticale σ'_{vo} à la résistance mesurée à un niveau de contrainte standard (pression atmosphérique 1 atm). Le facteur C_N d'Idriss et Boulanger (2008) est appliqué comme suit :

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60}$$

Le CRR est ensuite ajusté pour les niveaux de contrainte de confinement, via le facteur de niveau de contrainte de confinement K_σ, et pour la magnitude du séisme qui est différente de M_w = 7,5, via une échelle de magnitude de facteur (MSF), comme suit :

$$CRR = CRR_{Mw} = 7{,}5,\ \sigma = 1\ atm \times K_\sigma \times MSF$$

Facteur de sécurité (FS) :

$$FS = CRR / CSR$$

11.4.3.4 Résultats des analyses de liquéfaction

Le tableau 11-3 présente les résultats où le risque de liquéfaction est jugé faible à modéré, ainsi que leurs emplacements et leurs couches critiques. Il convient de noter que dans PGO13A et PGO 16B, un potentiel de liquéfaction élevé avait été initialement estimé sur la base des N_{SPT}. De même, aux emplacements des forages PGO-12A, PGO-12B et PGO-13A, des essais de pénétration de cône sismique (SCPT-3 à SCPT-1 respectivement) ont été effectués pour évaluer les conditions locales des sols. Une première évaluation utilisant la résistance de la pointe CPT (q_c) et le frottement du manchon (f_s) indiquait un potentiel de liquéfaction modéré à élevé à ces endroits. Cependant, les résultats des essais en laboratoire ont montré que ces couches sont

composées de sols cohérents avec un indice de plastique supérieur à 12 (IP > 12). Par conséquent, ces sols ne présentent pas un risque de liquéfaction, mais pourraient plutôt être affectés par une perte de résistance cyclique. De plus, l'analyse des données de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s) obtenues avec les essais SCPT mentionnés précédemment, ainsi que lors de l'essai down-hole réalisé dans le forage PGO-16B qui permettre de conclure que ces sols ne présentent pas de risque de liquéfaction.

Tableau 11-3 : Potentiel de liquéfaction faible à modérée

Forage	Potentiel de liquéfaction	Profondeur de la couche liquéfiable (m)
PGO-2A	faible	3,82 à 4,16
PGO-6B	faible	5,33 à 6,09
PGO-9A	Modéré	0 à1,5
PGO-10B	Modéré	5,33 à 6,85
PGO-11A	faible	0 à 0,76
PGO-13B	Modéré	0 à 1,52
PGO-15B	Moderé	0 à 3,8
PGO-16A	faible	1 à 1,5
PGO-16B – down-hole	Modéré	0 à 3,04

Potentiel de liquéfaction	Tassement calculé
Négligeable	Moins que 10mm
Faible	Moins que 50mm
Moderé	Entre 50 et 100mm
Elevé	Plus que 100mm

Les résultats résumés dans le tableau 11-4 concernent les emplacements où un potentiel de liquéfaction élevé a été déterminé.

Tableau 11-4 : Potentiel de liquéfaction élevé

Forage	Tassement prévu (mm)	Profondeur de la couche liquéfiable (m)	Élévation de la couche liquéfiable (m)	$N_{1(60)}$	Description des couches liquéfiables
PGO-9B	111	0 à 2,29	20,92 à 18,63	0 à 3	Silt et gravier, un peu d'argile et sable, brun et gris, lâche, très humide.
PGO-10A	197	3,06 à 6,45	16,72 à 14,32	0 à 6	Sable, traces de silt à silteux, brun, très lâche, très humide.
PGO-15A	143	0 à 3,81	20,41 à 16,60	0 à 2	Sable (fin à moyen), un peu de silt, traces d'argile et gravier (fin à grossier), brun et gris, très lâche, très humide.

La prédiction du potentiel de liquéfaction à l'endroit du forage PGO-15A est probablement surestimée en raison de la présence considérable de gravier dans cette couche. Dans les quatre autres emplacements, les analyses granulométriques montrent la présence d'un silt sableux.

Il est noté que les limites de consistance n'ont pas été effectuées en raison d'une quantité insuffisante d'argile dans les couches de PGO-9B et PGO-15B. Par conséquent, ces couches sont considérées comme pouvant encore subir la liquéfaction.

En conclusion, les résultats des analyses indiquent localement la présence de sols potentiellement liquéfiables et sont situés dans les couches superficielles sur des épaisseurs de l'ordre de 0,5 à 3 m, qui sont généralement constitués de sédiments granulaires.

Les conséquences de la liquéfaction provoqueront essentiellement une perte de résistance latérale le long des pieux caissons avec un peu de frottement négatif dans la couche des sols de remblai sus-jacents. Compte tenu des faibles épaisseurs de sol en jeu, ces conséquences de la liquéfaction ne sont pas des éléments déterminants pour la conception des unités de fondation. Par conséquent, la liquéfaction ne représente pas un enjeu majeur compromettant la faisabilité technique de pieux caissons comme système de fondation des piles à ces endroits.

11.4.3.5 Module de réaction horizontale des sols liquéfiables

Pour les cas de chargement impliquant des charges sismiques, le module de réaction horizontale doit être considéré comme étant nul (K_s = 0 MPa) pour les couches de sols liquéfiables.

11.4.3.6 Étalement latéral et poussé sur les colonnes

À l'emplacement des dernières piles, juste en face de chaque culée nord (axe 17), la liquéfaction des sols pourrait entraîner non seulement une diminution de la résistance latérale le long des pieux caissons, mais aussi une augmentation des poussées supplémentaires en raison de l'étalement latéral vers le fond du chenal.

Dans le but d'évaluer l'ampleur potentielle de cette expansion latérale et des forces exercées sur les fondations de la culée, un modèle Plaxis 3D a été développé. Trois scénarios ont été pris en compte dans ces analyses : le cas statique, le cas post-liquéfaction et le cas de répliques sismiques.

+ Cas statique : Ce scénario évalue les forces et les déformations sur les fondations en l'absence de mouvements sismiques ou de liquéfaction des sols. Il sert de référence pour comparer les résultats des autres cas;
+ Cas post-liquéfaction : Ce scénario prend en compte l'effet de la liquéfaction des sols sur les forces et les déformations. Lorsque les sols liquéfient, leur résistance diminue considérablement, ce qui peut entraîner des déformations et une perte de capacité portante des fondations;
+ Répliques sismiques : Ce scénario simule les forces et les déformations induites par des tremblements de terre. La combinaison de la liquéfaction des sols avec les mouvements sismiques peut augmenter encore davantage les forces et les déformations sur les fondations.

Les principales hypothèses de cette analyse sont énumérées ci-dessous :

+ Les dimensions du modèle sont de 150,0 m x 80,0 m;
+ Aucun effort extérieur n'a été appliqué au sommet des pieux caissons;
+ L'étape de post-liquéfaction a été simulée en contrôlant les propriétés de la couche de sable graveleux;

- La méthode de calcul de la réduction de la résistance c' - ϕ' a été utilisée pour estimer le facteur de sécurité de stabilité du talus;
- Le modèle de sol Mohr-Coulomb a été utilisé pour toutes les couches de sol;
- La section du pieu caisson est constituée de béton avec un module d'élasticité E = 21 GPa.

Tableau 11-5 : Paramètres géotechniques utilisés dans l'analyse d'étalement latéral

Couche de sol	Modèle du sol	γ	c	ϕ	E	ν
		kN/m³	kN/m²	°	kN/m²	
Remblai	Mohr-coulomb	19	0	33	25 000	0.3
Sable graveleux (statique)	Mohr-coulomb	18	0	30	10 000	0.3
Sable graveleux (liquéfié)	Mohr-coulomb	18	5	0	10 000	0.3
Argile 1	Mohr-coulomb	16	30	0	12 000	0.4
Argile 2	Mohr-coulomb	16	35	0	15 000	0.4
Till	Mohr-coulomb	22	0	38	100 000	0.3
Roc	Mohr-coulomb	26.5	1000	40	1 000 000	0.2

Analyse et résultats

Deux mouvements critiques se sont produits au stade de la post-liquéfaction, qui sont situés au niveau de la culée et de la première fondation du pont. Le déplacement maximal du caisson dû à l'étalement latéral de la couche de sable graveleux est d'environ 0,5 mm. Cette déformation latérale se traduit par une force horizontale supplémentaire d'environ 117 kN à la base sur la couche de sable graveleux (élévation ~18,60 m).

Le facteur de sécurité de stabilité pour le cas de post-liquéfaction est de 2,28. En raison du changement de la pente au niveau du sol, il a été constaté que la défaillance critique du cas post-liquéfaction s'est produite au niveau de la culée du pont.

La déformation pour le cas de réplique séismique une MAS, d'une réplique séismique, a été calculée à 0,16, ce qui réduira le facteur de sécurité de stabilité de pente à 1,00.

Les conclusions de ces analyses sont les suivantes :

- Les facteurs de stabilité de la pente pour les scénarios statiques et post-liquéfaction sont respectivement de 3,6 et 2,28, ce qui indique une bonne stabilité latérale;
- Les forces maximales exercées sur chaque pieu caisson en raison de l'étalement latéral sont d'environ 117 kN, appliquées au bas de la couche liquéfiable;
- La déformation maximale dans les pieux caissons due à l'étalement latéral est d'environ 0,5 mm.

Dans les cas de post-liquéfaction et de réplique séismique, la surface critique de la pente se trouve loin des piles du pont et approximativement au niveau de la culée nord du pont. Étant donné que la culée nord du pont sera construite sur le socle rocheux, le till, un remblai contrôlé ou une couche de béton, toutes les couches liquéfiables auront été excavées, éliminant par le fait même tout risque d'instabilité pour la culée nord du pont.

Ces résultats suggèrent que, malgré la liquéfaction des sols et l'étalement latéral potentiel, les fondations du pont et la stabilité de la pente peuvent être maintenues dans des limites acceptables.

11.5 Fondation superficielle aux culées

Il est prévu d'implanter les fondations des culées sur le roc, le dépôt de till dense ou sur un remblai contrôlé. Aussi, il est possible que la culée nord du nouveau pont soit construite en partie sur la semelle en béton de la culée existante.

11.5.1 Préparation des assises des fondations sur roc

Dans le cas de fondation prenant appui au roc, il sera alors possible que des excavations soient requises dans le roc pour régler la surface du roc au niveau d'assise de la fondation. Aussi, une couche de forme en béton pourra être nécessaire à cet effet. Il conviendra d'utiliser un béton ayant une résistance en compression équivalente à celle du béton de la fondation pour ne pas induire un horizon de moindre résistance sous le système de fondation. Dans le cas de la culée nord dans l'axe du pont existant, la semelle pourrait être conservée en place si le béton est de qualité et agrandie au besoin avec du béton pour constituer une assise stable pour la future culée.

Préalablement au bétonnage des fondations, il est requis de s'assurer que la surface d'assise sur le roc aura été convenablement nettoyée et débarrassée de tout sol meuble et de tout fragment de roc n'adhérant pas à la masse rocheuse.

11.5.2 Fondations sur sol

Au niveau de la culée nord, l'élévation du till varie entre 15 et 19 m, tandis qu'à la culée sud, son élévation varie entre 17 et 25 m. Dans le cas où les fondations seront placées sur le till, les sols devront être excavés jusqu'au till dense.

Advenant qu'un remblai contrôlé soit mis en place au-dessus du till, celui-ci devra être constitué de matériau MG 20 ou MG 56 (NQ 2560-114) mis en place en couches d'une épaisseur minimum de 300 mm et compacté au moins à 95 % de la masse volumique sèche maximale obtenue par l'essai avec énergie de compactage modifiée selon la norme NQ 2501-255. Le remblai contrôlé au niveau de la fondation devra excéder celle-ci d'une largeur de 1,0 m et devra être profilé jusqu'au till dense ou jusqu'au roc avec une pente de 1H : 2V ou moins abruptement. Les matériaux devront être exempts de shale pyriteux et de minéraux gonflants. Ils devront être certifiés « Matériaux DB » selon les exigences de la norme NQ 2560-510, intitulée *Granulats Guide d'application de la méthode d'essai pour la caractérisation du potentiel de gonflement sulfatique des matériaux granulaires*.

11.5.2.1 Résistance géotechnique aux états limites ultime (ÉLUL)

Dans le cas d'une fondation qui prend appui sur le till de compacité dense à très dense ou un remblai contrôlé, la résistance géotechnique aux états limites ultimes (ÉLUL) pour une fondation superficielle est déterminée à l'aide de la relation suivante du *Code des ponts* :

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

où :

+ q_u : résistance géotechnique aux ÉLUL (kPa);
+ s_u : résistance au cisaillement non drainé du sol (kPa);
+ N_c, N_q, N_γ : coefficients de portance, 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' : pression effective de confinement 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 du sol;
+ γ' : poids unitaire effectif des sols sous la fondation (kN/m³);
+ B : largeur de la fondation (m).

Les coefficients de portance, de forme et d'inclinaison sont présentés à la section 6.10.2 du *Code des ponts*. La résistance géotechnique aux états ultimes pourra être calculée en considérant les hypothèses suivantes :

+ La surface du sol devant la fondation et l'assise de la fondation sont horizontales;
+ Pour des sols au-dessus du niveau d'eau ou des sols drainés le poids volumique total doit être utilisé et pour les sols en-dessous du niveau d'eau le poids volumique déjaugé doit être utilisé.

Les paramètres géotechniques sont présentés dans le tableau 11-6**Error! Reference source not found.**.

Tableau 11-6 : Paramètres géotechniques pour le calcul de la résistance aux ÉLUL

Paramètre	Matériaux	
	Remblai contrôlé	Dépôt de till
Poids volumique, γ (kN/m^3)	21,5	22,0
Poids volumique déjaugé, γ' (kN/m^3)	11,7	12,2
Angle de frottement interne, ϕ (°)	33	38
Cohésion effective, c', ou apparente, s_u (kPa)	0	0
Coefficients de capacité portante, N_c – N_q - N_γ	39 – 26 – 27	61 – 49 – 61

Dans le cas présent, le calcul de la résistance aux ÉLUL devra tenir compte de l'inclinaison de la résultante des efforts sur la fondation. La section 6.10.2 du *Code des ponts* fournit les coefficients de réduction de l'inclinaison à utiliser pour tenir compte de cet effet des charges sur la résistance des sols.

La résistance géotechnique aux ÉLUL devra être multipliée par un coefficient de conséquence (ψ) ainsi que par le coefficient de tenue géotechnique ultime (ϕ_{gu}) pour obtenir la résistance géotechnique pondérée. Ces facteurs sont présentés respectivement aux tableaux 6.1 et 6.2 du *Code des ponts*. Le coefficient de tenue géotechnique ultime (ϕ_{gu}) pour le cas d'une fondation superficielle est de 0,5.

11.5.2.2 Résistance géotechnique aux états limites d'utilisation (ÉLUT)

Le tableau 11-7 présente la résistance géotechnique aux états limites d'utilisation (ÉLUT) pour différentes largeurs et une longueur de semelle de 15 m. Les valeurs présentées dans ce tableau considèrent que les fondations prennent assises sur le dépôt de till dense et que le sol au niveau de l'assise est intact et non remanié ou sur un remblai contrôlé après excavation des sols jusqu'au niveau du till dense.

Il est à noter que les résistances géotechniques présentées dans le tableau 11-7 ont été établies pour une contrainte appliquée verticalement seulement, et elles ne tiennent pas compte de l'excentricité des efforts. Il revient au concepteur en structure de déterminer la largeur effective de la semelle et de comparer cette largeur effective aux largeurs fournies dans ce tableau pour déterminer, par interpolation linéaire, la résistance géotechnique correspondante, comme décrit à la section 6.10.5 du *Code des ponts*. Pour ce faire, il convient de considérer les sols du dépôt de till linéairement élastiques sans plastification.

Tableau 11-7 : Résistances géotechniques en fonction des dimensions d'empattement

Longueur (m)	Culée	Sol d'assise	Largeur (m)		
			4	8	10
15	Nord	Till dense	450 kPa	400 kPa	350 kPa
		Remblai contrôlé sur till dense	200 kPa	150 kPa	100 kPa
	Sud	Till dense	250 kPa	175 kPa	150 kPa
		Remblai contrôlé sur till dense	175 kPa	125 kPa	100 kPa

La résistance géotechnique aux ÉLUT consiste en la pression qui peut être transmise aux sols en plus du poids actuel des terres. Pour les valeurs indiquées ci-dessus, le tassement total anticipé sera inférieur à 25 mm.

La résistance géotechnique aux ÉLUT devra être multipliée par un coefficient de conséquence (ψ) ainsi que par le coefficient de tenue géotechnique d'utilisation (ϕ_{gs}) afin d'obtenir la résistance géotechnique pondérée. Ce coefficient est présenté au tableau 6.2 du *Code des ponts*. Le coefficient de tenue géotechnique d'utilisation (ϕ_{gs}) pour le cas d'une fondation superficielle est de 0,8.

11.5.3 Fondation sur roc

Dans le cas où la fondation est implantée sur le roc, il est possible que des excavations soient alors requises dans le roc ou bien qu'une couche de forme en béton soit nécessaire pour régler la surface du roc au niveau de l'assise de la fondation. Il se peut aussi que le béton de la semelle existante de la culée nord soit élargi si nécessaire.

11.5.3.1 Résistance géotechnique aux états limites d'utilisation (ÉLUT)

La résistance géotechnique aux états limites d'utilisation (ÉLUT) du roc a été déterminée en utilisant la relation proposée par Peck et al. (1974) en fonction du RQD.

Pour la culée sud, la qualité du roc varie de mauvaise à excellente. Dans l'éventualité où la fondation de la culée du nouveau pont prend assise sur le roc ayant une valeur de RQD d'au moins 50 %, la résistance géotechnique aux états limites d'utilisation (ÉLUT) est estimée à 7 MPa. Dans le cas contraire, une résistance géotechnique aux états limites d'utilisation (ÉLUT) de 3 MPa devra être considérée.

Pour la culée nord, la qualité du roc varie de bonne à excellente avec des RQD d'au moins 67 %. Par conséquent, la résistance géotechnique aux états limites d'utilisation (ÉLUT) est estimée d'au moins 10 MPa.

Dans le cas d'une fondation prenant appui sur le béton, les mêmes résistances géotechniques mentionnées ci-dessus peuvent être utilisées.

La résistance géotechnique aux ÉLUT consiste en la pression qui peut être transmise aux sols en plus du poids actuel des terres. Pour les valeurs indiquées ci-dessus, le tassement total anticipé sera inférieur à 10 mm.

La résistance géotechnique aux ÉLUT devra être multipliée par un coefficient de conséquence (ψ) ainsi que par le coefficient de tenue géotechnique d'utilisation (ϕ_{gs}) afin d'obtenir la résistance géotechnique pondérée. Ce coefficient est présenté au tableau 6.2 du *Code des ponts*. Le coefficient de tenue géotechnique d'utilisation (ϕ_{gs}) pour le cas d'une fondation superficielle est de 0,8.

11.5.3.2 Résistance géotechnique aux états limites ultime (ÉLUL)

La résistance géotechnique non pondérée aux ÉLUL du roc sera donc égale à 3 fois la résistance géotechnique aux ÉLUT. Pour une telle fondation, la résistance géotechnique non pondérée aux états limites ultimes (ÉLUL) est d'au moins 9 MPa pour la culée sud et 30 MPa pour la culée nord.

Pour obtenir la même résistance en ÉLUL dans le cas d'une fondation sur béton, il faudrait que la résistance en compression du béton soit minimalement de 35 MPa.

La résistance géotechnique aux ÉLUL devra être multipliée par un coefficient de conséquence (ψ) ainsi que par le coefficient de tenue géotechnique ultime (ϕ_{gu}) pour obtenir la résistance géotechnique pondérée. Ces facteurs sont présentés respectivement aux tableaux 6.1 et 6.2 du *Code des ponts*. Le coefficient de tenue géotechnique ultime (ϕ_{gu}) pour le cas d'une fondation superficielle est de 0,5.

11.5.4 Résistance au renversement des fondations

La section 11.5.5 ci-après présente les paramètres géotechniques pour le calcul des efforts horizontaux dus aux sols qui solliciteront les culées au reversement.

La résistance au renversement peut être obtenue par une fondation superficielle suffisamment large ou par des ancrages au roc décrits dans la section 11.7.

Le calcul de la résistance au renversement aux ÉLUT donnant lieu à une inclinaison de la culée doit être effectué en vérifiant que la contrainte maximale due au renversement en service est inférieure à la résistance géotechnique aux ÉLUT de la fondation superficielle. De même, la résistance au renversement aux ÉLUL doit être vérifiée en s'assurant que la contrainte maximale due au renversement à l'ultime est inférieure à la résistance géotechnique aux ÉLUL de la fondation superficielle.

Les résistances géotechniques aux ÉLUT et ÉLUL devront être multipliées par un coefficient de conséquence (ψ) et un coefficient de tenue et présentés aux tableaux 6.1 et 6.2 du *Code des ponts*, pour obtenir les résistances géotechniques pondérées. Le coefficient de tenue géotechnique d'utilisation pour l'inclinaison (ϕ_{gs}) prend une valeur de 0,8 dans le cas d'une fondation superficielle. Le coefficient de tenue géotechnique ultime (ϕ_{gu}) pour le cas d'une fondation superficielle est de 0,5.

11.5.5 Poussée des terres derrière les culées

La section 6.12.2 du *Code des ponts* décrit les méthodes de calcul des poussées horizontales susceptibles de s'appliquer sur les ouvrages de soutènement des terres comme les culées.

Les paramètres suivants sont recommandés selon la Section 2.6.2 du Tome III – *Ouvrages d'art*, de la Collection *Normes – Ouvrages routiers* et du Manuel de conception des structures du MTMD pour calculer les poussées des terres provenant des remblais d'approche, qui s'exerceront sur la face intérieure des culées.

La valeur du coefficient sismique horizontal k_h est de 0,22 (AMS = 0,431 g pour une période de retour de 2 % en 50 ans). Les coefficients dynamiques KAE et KPR définis plus bas ont été déterminés à l'aide des équations de Mononobé-Okabé décrites dans les sections 6.7.1 et 24.9 du Manuel canadien d'ingénierie des fondations (MCIF) (2013).

Les paramètres suivants peuvent être utilisés pour le calcul des efforts horizontaux dus aux sols servant de remblai aux culées :

+ Poids volumique du remblai contrôlé: γ = 22 kN/m³;
+ Angle de frottement interne du remblai contrôlé : ϕ' = 33°;
+ Coefficient de poussée au repos : K_o = 0,46;
+ Coefficient de poussée active : K_a = 0,29;
+ Coefficient de butée : K_p = 3,39;
+ Coefficient de poussée horizontale dynamique K_{AE} = 0,47;
+ Coefficient de butée horizontale dynamique K_{PE} = 2,71.

Le coefficient de poussée active K_a doit être utilisé pour le calcul des structures non retenues au sommet telles les culées, et le coefficient de poussée des terres au repos K_o doit être utilisé pour les structures retenues tels les portiques. Dans le cas du coefficient de butée, il convient de réduire sa valeur à une valeur compatible avec celle de la rotation (D/h) de la culée selon la figure C6.27 du Commentaire du *Code des ponts*.

Le calcul de la pression latérale s'exerçant sur les faces intérieures d'un mur de culée d'une hauteur H, peut être effectué au moyen des équations suivantes :

+ $P = ½ \, g \, K_a \, H^2$ (structures non retenues);
+ $P = ½ \, g \, K_o \, H^2$ (structures retenues).

La poussée horizontale dynamique, P_{AE}, et la butée horizontale dynamique, P_{PE}, peuvent être calculées en utilisant la méthode de Mononobe-Okabe (M-O), conformément aux sections 6.7.1, 24.9 et 27.3.5 du MCIF (2013).

En plus de la pression horizontale triangulaire due aux sols à l'arrière des murs, il faudra ajouter la surcharge de compaction générée par la mise en place et le compactage du remblai granulaire. La section 6.12.13 du *Code des ponts* recommande de prévoir une poussée supplémentaire minimale de 12,0 kPa à la surface du remblai, qui diminue linéairement jusqu'à 0 kPa à une profondeur de 2,0 m sous la surface pour tenir compte de la force latérale exercée par la compaction. La poussée due à la compaction n'est pas applicable dans les calculs effectués pour établir la largeur des semelles lorsque les structures sont non retenues au sommet.

Dans le cas d'éléments structuraux qui se retrouveront sous le niveau de l'eau souterraine, les poussées hydrostatiques devront être prises en compte en plus des poussées des terres. Si les ouvrages ne sont pas munis d'un système de drainage, une poussée hydrostatique additionnelle devra être prévue derrière le mur.

11.5.6 Résistance géotechnique horizontale pondérée de la fondation

Tel qu'indiqué à l'article 6.10.4 du *Code des ponts*, la résistance géotechnique horizontale pondérée ne doit pas être inférieure à la composante horizontale de la charge pondérée (H_f). Puisque les fondations prendront appui directement sur la surface du till, du roc ou encore sur une couche de béton, la résistance horizontale pondérée au cisaillement de l'interface entre la fondation ou le béton et le roc (H_{ri}) est celle qui contrôle la résistance horizontale de la fondation.

Pour calculer la résistance géotechnique horizontale pondérée au cisaillement à l'interface de la fondation et du sol, l'équation suivante doit être utilisée :

$$H_{ri} = \psi\phi_{gu}(A'c'_i + V_f \tan\delta'_i) \geq H_f$$

où :

- H_{ri} : résistance pondérée au cisaillement horizontal à l'interface entre la fondation et le roc (kN);
- ψ : coefficient de conséquence (tableau 6.1 du *Code des ponts*);
- ϕ_{gu} : coefficient de tenue pour la résistance géotechnique ultime de 0,8 au glissement;
- A' : surface de contact effective (m^2);
- c'_i : cohésion effective à l'interface fondation-sol (kPa);
- V_f : force verticale pondérée (kN);
- $\tan\delta'_i$: coefficient de frottement;
- H_f : composante horizontale de la charge pondérée appliquée sur la fondation (kN).

Les paramètres géotechniques à utiliser pour l'équation précédente sont indiqués au tableau 11-8.

Tableau 11-8 : Paramètres géotechniques pour le calcul de la résistance horizontale pondérée

Paramètre	Dépôt de till / remblai contrôlé	Roc / béton
Cohésion effective fondation (c'$_i$)	0 kPa	0 kPa
Coefficient de frottement (tan δ'$_i$)	0,45	0,70

Le coefficient de frottement (tan δ'_i), indiqué au tableau 11-8, agissant entre le béton et l'assise des fondations s'applique pour une fondation coulée en place. Il a été déterminé suivant le tableau 24.4 de MCIF (2013).

Finalement, la résistance au glissement de fondations aménagées sur une assise rocheuse lisse ou inclinée doit être renfoncée par des clés, des goujons ou des ancrages dans le roc, à moins que la résistance et la stabilité horizontale puissent être assurées autrement.

11.6 Fondations sur pieux caissons des piles

Pour les piles en rivière, le type de fondation prévu consiste en des colonnes circulaires reposant sur des pieux caissons forés avec une emboîture au roc. Il y a un total de 16 piles. Chaque pieu caisson est constitué d'une gaine d'acier permanente prolongée d'une emboîture dans le roc dans lesquelles une cage d'acier d'armature est insérée, le tout rempli de béton. Pour les fins de conception, une résistance à la compression du béton (f'_c) de 35 MPa et un module d'élasticité (E_c) du béton de 28 GPa ont été considérés.

Le roc a été atteint au droit de tous les forages à des profondeurs de 1,52 et 12,93 m depuis la surface du sol. Le niveau du roc varie entre l'élévation 8,92 et 17,13 m. Les profils stratigraphiques dans l'axe des forages des deux structures parallèles du pont Gédéon-Ouimet sont présentés sur les plans joints à l'annexe B. On peut aussi y observer l'épaisseur du roc fracturé ainsi que l'élévation du roc massif qui a été définie selon l'analyse des relevés de géocaméra et des carottes de roc récupérées.

Le niveau des emboîtures devra être déterminé en considérant la qualité du roc de façon à atteindre le roc massif.

11.6.1 Caractéristiques du roc pour la conception

Les propriétés géotechniques du roc ont été dérivées à partir des données recueillies sur le terrain et en laboratoire, et complétées par des analyses statistiques des données. Les données spécifiques recueillies au cours de l'étude actuelle et utilisées dans la détermination des propriétés géotechniques du roc comprennent :

+ Les descriptions des carottes de roc, comprenant le type de roc, le taux de récupération et la désignation de la qualité du roc;
+ Les photos des carottes de roc;
+ Les descriptions structurales qui quantifient les caractéristiques des joints;
+ Les sondages optiques et acoustiques et les structures interprétées correspondantes;
+ Les essais au dilatomètre;
+ Les essais en laboratoire, comprenant les essais de compression uniaxiales et de mesure du module d'élasticité du roc intact.

Les sections suivantes décrivent les différentes propriétés du roc développées à partir de ces données pour l'obtention des paramètres de roc.

Des analyses statistiques ont été réalisées afin d'examiner la variation spatiale des paramètres GSI, qu, RQD et du E_m le long de l'alignement. Ces analyses prennent en compte uniquement la partie du roc où la majorité des caissons seront installés, soit les neuf premiers mètres. La figure 11-2 présentet ces paramètres en fonction des axes du pont le long de l'alignement, en regroupant toutes les données au sein d'un secteur donné, tel qu'indiqué. Lorsque des données significatives étaient disponibles, le coefficient de variation diminuait lorsque les données étaient subdivisées en groupes selon les secteurs structuraux. De plus, pour sélectionner les valeurs de conception appropriées pour chaque secteur, un ensemble de données réduit a été utilisé, tenant compte de la zone d'influence et excluant les données statistiquement aberrantes. Les valeurs sélectionnées correspondent généralement à la moyenne de cet ensemble de données réduit. Sur la base de l'interprétation de ces données et compte tenu de la présence d'une faille dans les secteurs des axes 14 à 16, il a été décidé de distinguer les données en quatre secteurs distincts. Cette approche permet de prendre en compte l'ensemble des axes de forage environnants dans chaque secteur, plutôt que de simplement se baser sur des valeurs ponctuelles. Concernant le module d'élasticité intact du roc, la majorité des valeurs sont supérieures à 60 GPa avec une moyenne de 79 GPa. Une valeur prudente de conception de 60 GPa a alors été retenue.

Pour la partie supérieure du roc, qui tend à être plus fracturée, des valeurs plus prudentes, en lien avec un roc fracturé, ont été utilisées. Il est à noter que bien que le roc soit fracturé localement, sa qualité n'empêchera pas la réalisation de fondations sur pieux caissons. Toutefois, il pourrait être nécessaire d'effectuer des travaux préparatoires comme un pré-bétonnage pour assurer la stabilité de la paroi de l'emboîture là où le roc est le plus fracturé.

Figure 11-2 : Variation des paramètres de roc le long de l'alignement du pont

Les paramètres du roc utilisés pour la conception des pieux caissons ont été classés en fonction de leur localisation dans les quatre catégories R1, R2, R3 et RF. Cette classification a été établie dans le but de faciliter la conception en tenant compte des propriétés spécifiques du roc le long de l'alignement du pont. Le tableau 11-9 montre les paramètres de roc à utiliser pour chacun des axes du pont. Il inclut aussi, à titre indicatif, les propriétés usuelles du béton des pieux caissons, qui pourront être revues au choix du Concepteur en structure.

Tableau 11-9 : Paramètres géotechniques du roc et du béton pour la conception les piles

Paramètres de conception / type de roc		Roc massif			Roc fracturé
Catégorie de roc		R1	R2	R3	RF
Axe applicable		2 à 7 et 16 à 17	8 à 12	13 à 15	2 à 17
γ_{tot} (kN/m^3)		27	27	27	27
γ' (kN/m^3)		17	17	17	17
Roc	q_u (MPa)	180	150	100	50
	RQD (%)	70	55	40	30
	GSI	60	50	40	35
	Ei (GPa)	60	60	60	60
	Em (GPa)	10	6	4	4
	ν	0,25	0,25	0,25	0,25
	m_i	8	8	8	8

Paramètres de conception / type de roc		Roc massif			Roc fracturé
Catégorie de roc		R1	R2	R3	RF
Axe applicable		2 à 7 et 16 à 17	8 à 12	13 à 15	2 à 17
Béton	f'c (MPa)	35			
	E_s (GPa)	28			

11.6.2 Résistance géotechnique axiale d'un pieu caisson avec emboîture dans le roc

La résistance géotechnique axiale d'un pieu caisson foré avec emboîture dans le roc peut être déterminée sur la base de plusieurs hypothèses. À ce sujet, à la section 18.6.2 du MCIF, il y est mentionné que l'une des trois hypothèses suivantes peut être utilisée :

+ La résistance géotechnique provient uniquement de la résistance à la base du pieu caisson foré;
+ La résistance géotechnique provient uniquement de l'adhérence béton-roc à la surface latérale de l'emboîture;
+ La résistance géotechnique provient en partie de la résistance à la base du pieu caisson et en partie de l'adhérence autour de l'emboîture.

L'estimation de la résistance géotechnique axiale des pieux caissons est présentée dans les sections qui suivent. Il s'agit de la résistance géotechnique provenant de la résistance à la base du pieu caisson et de celle de l'adhérence béton-roc autour de l'emboîture. Toutefois, s'il est convenu d'utiliser en partie ou seulement la résistance en point à la base du pieu caisson, de nombreuses précautions devront être mises en œuvre au moment de la construction, comme discuté à la section 12.1.

Suivant les indications de la section 18.6.2 du MCIF intitulée « Pieux caissons forés – hypothèses de calcul », la profondeur de l'emboîture dans le roc doit être typiquement égale à une valeur de 1 à 3 fois le diamètre du pieu caisson.

Il est fortement recommandé de ne pas prévoir la mise en place de pieux caissons inclinés dans le roc en raison des difficultés inhérentes au forage de tels pieux caissons.

Une inspection adéquate est toutefois requise pour s'assurer que les emboîtures des pieux caissons dans le roc sont propres et que les caractéristiques du roc le long de l'emboîture correspondent à celles observées au droit de chacun des forages.

11.6.2.1 Résistance géotechnique aux ÉLUL développée à la base du caisson

La résistance géotechnique aux ÉLUL « $q_{ult.b}$ » peut être obtenue par la relation proposée par Carter et Kulhawy (1988). Comme recommandé dans le MCIF, la résistance maximale en pointe est donnée par :

$$q_{ult.b} = 3K_{sp}q_u\mathrm{d} \leq f_c'$$

où :

+ K_{sp} : coefficient empirique qui prend en considération l'espacement des discontinuités, l'ouverture des discontinuités et le diamètre du pieu caisson, d'une valeur prudente de 0,1 au niveau de la pointe de l'emboîture est recommandée;

- q_u : résistance en compression du roc au niveau de la pointe qui varie selon les conditions du roc (R1, R2, R3 et RF);
- d : coefficient de profondeur = 1+0,4 (L/B) ≤ 3, où L et B sont la longueur et le diamètre de l'emboîture;
- f'_c : résistance en compression du béton, typiquement de 35 MPa.

Pour un ratio L/B de 3, la valeur de « $q_{ult.b}$ » obtenue est de l'ordre de 66 à 119 MPa pour une emboîture de 3B en considérant seulement le roc. Or, la résistance en compression du béton étant inférieure à ces valeurs, c'est donc la résistance du béton de 35 MPa qui doit être utilisée comme valeur de « $q_{ult.b}$ ».

11.6.2.2 Résistance géotechnique aux ÉLUL développée le long de la paroi d'un pieu caisson au contact du roc

La résistance géotechnique aux ÉLUL « $q_{ult.s}$ » se développe le long de l'emboîture du pieu caisson, et la rupture peut survenir au contact roc-béton ou dans le roc, selon les caractéristiques du roc et du béton. La valeur de « $q_{ult.s}$ » à retenir pour la conception est la plus faible des deux valeurs de la résistance géotechnique aux ÉLUL du roc ou du béton.

Pour le calcul de la résistance en compression d'un pieu caisson avec emboîture au roc, l'adhésion latérale ultime béton-roc « $q_{ult.s}$ » peut être déterminée selon l'équation suivante basée sur une équation proposée par Kulhawy et al. (2005)[7] :

$$q_{ult.s} = C \cdot P_a \cdot \sqrt{\frac{q_u}{P_a}}$$

où :

$q_{ult.s}$: adhésion ultime (MPa);

C : constante empirique à utiliser dans le calcul aux états limites;

α_E : coefficient de modification des joints issus de l'AASHTO (2020);

q_u : résistance en compression moyenne;

P_a : pression atmosphérique égale à 0,1 MPa;

f'_c : résistance en compression du béton, typiquement de 35 MPa.

Le coefficient de modification des joints α_E doit être déterminé suivant le tableau 11-10 selon la valeur du RQD dans l'emboîture et la condition des joints.

[7] Kulhawy, F. H., W. A. Prakoso, et S. O. Akbas. Evaluation of Capacity of Rock Foundation Sockets. Proc., Alaska Rocks 2005, 40th U.S. Symposium on Rock Mechanics, American Rock Mechanics Association, Anchorage, AK, 2005, p. 8.

Tableau 11-10 : Recommandations de l'AASHTO (2020) concernant le coefficient de modification des joints liés à la qualité du roc RQD

RQD (%)	Coefficient de modification des joints α_E en fonction du RQD	
	Joints fermés	**Joints ouverts ou remplis**
100	1,00	0,85
70	0,85	0,55
50	0,60	0,55
30	0,50	0,50
20	0,45	0,45

L'AASHTO (2020) recommande d'utiliser une valeur de la constante empirique C de 1,0 dans des conditions normales de roc, sur la base des analyses les plus récentes des essais de chargement de Kulhawy et al. (2005). Toutefois, le MCIF recommande une plage de valeurs de C comprises entre 0,63 et 1,41, reflétant la variabilité des résultats d'essais obtenus par différents chercheurs. Pour ce projet, il est recommandé d'utiliser une valeur de C de 1,0 pour la conception des emboîtures de pieux caissons dans un roc massif, correspondant à des conditions normales.

Il est aussi important de tenir compte de la variabilité de la dolomie selon le RQD. Selon une étude récente menée sur la dolomie (Diab et al., 2019[8]), un facteur de modification des joints, fonction du RQD et du type de joint (ouvert vs. fermé), a été intégré à cette équation. Il a également été constaté que la valeur de C1 pour la dolomie est de 1,1. Les valeurs de αe ont été déterminées en se basant sur les recommandations de l'AASHTO (2020), qui s'appuient sur les travaux de O'Neill et Reese (1999)[9], ce qui donne l'équation suivante :

$$q_{ult.s} = C_1 \cdot \alpha_e \cdot P_a \cdot \sqrt{\frac{q_u}{P_a}}$$

Cette équation est généralement utilisée lorsque la résistance du roc prévaut sur celle du béton. Cependant, il convient de noter que dans certaines situations, la résistance du béton peut dominer la résistance de l'emboîture. Pour prendre en compte cet effet, il est recommandé d'utiliser l'équation suivante et de retenir la valeur de la résistance la plus faible entre l'équation précédente et l'équation suivante pour la conception de l'emboîture du pieu caisson :

$$q_{ult.s} = \mathrm{C} \cdot P_a \cdot \sqrt{\frac{f_c'}{P_a}}$$

[8] Diab, R., D'Amours, L., Zirmi, D. et Habib, J. Design of large diameter single drilled shafts supporting the 650-span structure for the REM project in Montreal using axial and lateral static load test. TAC-ITS Canada, Joint Conference, Halifax, Canada, 2019, p. 20.

[9] O'Neil, Michael W., and Lymon C. Reese. Drilled shafts: Construction procedures and design methods. No. FHWA-IF-99-025. United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure, 1999.

11.6.2.3 Répartition des charges transmises par un pieu caisson

Selon les indications de la section 18.6.5 du MCIF, la charge transmise par un pieu caisson (Q) se répartit entre la base de celui-ci et le long de l'emboîture au contact roc-béton. Cette répartition de la charge dépend des dimensions de l'emboîture dans le roc, mais aussi des modules de déformation du massif de roc et du béton utilisés pour la construction du pieu caisson. Les proportions des charges transmises peuvent être déduites comme suit de la section 18.6.5 du MCIF :

+ proportion de la charge (Q) transmise à la base du pieu caisson : $Q_t = n \times Q$;
+ proportion de la charge (Q) transmise à la paroi du pieu caisson, au contact roc béton :

$$Q_s = (1 - n) \times Q$$

où :

+ Q : charge appliquée par le pieu caisson;
+ n : coefficient de répartition de la charge « Q », déterminé en fonction des modules de déformation du massif de roc (E_m) et du béton (E_c) utilisés pour la construction du pieu caisson. Une valeur de n = 10 % peut être considérée pour un ratio longueur sur diamètre de l'emboîture égale à 3 (L/r = 6).

La figure 11-3 permet de déterminer le coefficient « n » (MCIF, section 18.6.5). Sur cette figure, la valeur « L » est la longueur de l'emboîture du pieu caisson dans le roc et « r » le rayon de l'emboîture du pieu caisson.

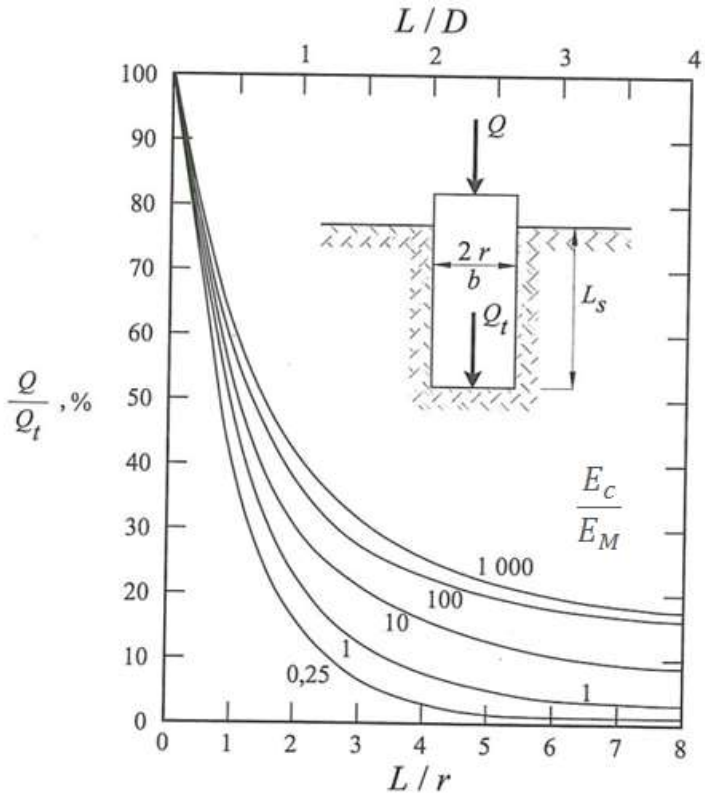


Figure 11-3 : Coefficient « n » de répartition des charges dans l'emboîture

Vérification de la résistance géotechnique à la base du pieu caisson

Les indications des sections 18.6.3 et 18.6.5 du MCIF précise que la vérification de la résistance géotechnique pondérée à la base du pieu caisson doit être effectuée en utilisant l'équation suivante :

$$\phi_{gu} q_{ult.b} \frac{\pi B_s^2}{4} \geq n\, Q$$

où :

- ϕ_{gu} : coefficient de tenue égal à 0,4;
- $q_{ult.b}$: résistance géotechnique à l'ÉLUL développée à la base du pieu caisson (kPa);
- B_s : diamètre du pieu caisson au niveau de l'emboîture (m);
- n : coefficient de répartition de la charge exprimé en unité.

Vérification de la résistance géotechnique sur la paroi du pieu caisson

Les indications des sections 18.6.4 et 18.6.5 du MCIF précisent que la vérification de la résistance géotechnique le long des parois du pieu caisson, au contact roc-béton, doit être effectuée en utilisant l'équation suivante :

$$\phi_{gu} q_{ult.s} \pi B_s L_s \geq n\, Q$$

où :

- ϕ_{gu} : coefficient de tenue égal à 0,4;
- $q_{ult.s}$: résistance géotechnique à l'ÉLUL développée le long de l'emboîture du pieu caisson (kPa);
- B_s : diamètre du pieu caisson au niveau de l'emboîture (m) [réduction de 150 mm par rapport au diamètre nominal];
- L_s : longueur de l'emboîture (m);
- n : coefficient de répartition de la charge exprimé en unité.

11.6.2.4 Résistance géotechnique aux ÉLUT

Afin d'assurer la performance de l'ouvrage, la résistance géotechnique des pieux caissons aux ÉLUT doit être déterminée. La résistance géotechnique aux ÉLUT est reliée aux déformations engendrées par l'ouvrage. Le tassement engendré par les charges sur un pieu caisson peut être estimé par la méthode résumée à la section 18.7.4.4 du MCIF.

De façon générale, le tassement devrait être négligeable. La résistance géotechnique aux ÉLUT est alors du même ordre de grandeur que celle aux ÉLUL.

11.6.2.5 Résistance à l'arrachement d'un pieu caisson

La résistance à l'arrachement aux ÉLUL ($Q_{ÉLUL_T}$) est obtenue par la combinaison du frottement se développant le long du fût dans le roc et par le poids du pieu caisson lui-même en utilisant l'équation suivante :

$$Q_{ÉLUL_T} = (\pi B_s L_s q_{ult.s}) + W$$

où :

+ B_s : diamètre du pieu caisson au niveau de l'emboîture (m);
+ L_s : longueur de l'emboîture (m);
+ W : poids du pieu caisson (kN).

En plus du coefficient d'importance, un coefficient de tenue (ϕ_{gu}) de 0,3 doit être appliqué à la première partie de l'équation précédente et non au poids du pieu caisson pour le calcul de la résistance à l'arrachement pondéré d'un pieu caisson.

11.6.3 Frottement négatif

D'après Hannigan et al. (1997), le frottement négatif s'amorce dans les sols lorsque le tassement autour du pieu ou d'un pieu caisson est supérieur à 10 mm.

Il est entendu qu'à l'endroit des piles, il n'y a aucun rehaussement de la surface si bien qu'aucun tassement des sols en place n'est à prévoir. Par conséquent, il n'y a pas lieu de considérer le frottement négatif comme charge additionnelle sur les pieux caissons.

Cependant, le frottement négatif sur les pieux caissons peut se produire après la liquéfaction, pendant la dissipation de la pression de l'eau interstitielle et le réarrangement des grains de sol. Cela doit être pris en compte que dans l'épaisseur de la couche liquéfiable et les couches sus-jacentes qui tasseront.

Il convient de souligner que les pieux caissons en acier permanents réduisent le frottement négatif d'un facteur variant de 50 à 80 % par rapport au frottement s'appliquant aux pieux caissons en béton. Selon l'AASHTO LRFD (2020), il est commun d'appliquer un facteur de réduction compris entre 0,6 et 0,7 à la résistance en frottement calculée le long d'un pieu caisson avec une gaine d'acier. Il est donc recommandé de considérer un facteur de réduction prudent de 0,7 pour obtenir la force de frottement unitaire appliquée le long du pieu caisson sur l'épaisseur de sol subissant un tassement dû à la liquéfaction.

L'équation suivante pourra être utilisée pour le calcul du frottement négatif :

$$F_n = \int_h^{h+H} C \times q_{fn} \times dz$$

où :

+ C est la circonférence ou le périmètre du pieu (en m) ;
+ H est l'épaisseur de remblai ou de la couche de sol sus-jacente à la couche liquéfiée causant le tassement autour du pieu (en m);
+ h est la profondeur supérieure de la couche où le frottement négatif s'effectue (en m);
+ q_{fn} est le frottement négatif unitaire le long de la sous-couche de sol d'épaisseur dz (en kPa).

Dans le but de dimensionner les pieux caissons pour résister aux frottements négatifs, il est suggéré de considérer une résistance au cisaillement non drainé de 5 kPa dans les sols liquéfiés de telle sorte que :

$$q_{fn} = s_u$$

Dans le cas des sols sus-jacents, le frottement négatif pourra être évalué à l'aide des indications suivantes selon la nature des sols.

11.6.3.1 Sols granulaires

Le frottement négatif unitaire (q_{fn}) dans le sol granulaire dû au tassement du sol autour du pieu peut être calculé à l'aide de la méthode β recommandée par l'AASHTO LRFD (2020). Le frottement unitaire nominal du fût estimé ainsi est lié à la contrainte effective des dépôts meubles et au coefficient de transfert de charge β_d, comme suit :

$$q_{fn} = \beta_d \times \sigma'_v$$

où le paramètre β_d est calculé comme suit :

$$\beta_d = (1-\sin\phi)\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v}\right)^{\sin\phi}\tan\phi$$

où :

- ϕ est l'angle de friction interne déterminé selon la corrélation suivante :

$$\phi = 27.5 + 9{,}2\log(N_1)_{60}$$

- σ'_v est la contrainte verticale effective ;
- σ'_p est la pression de préconsolidation, fonction de l'indice N_{60} de l'essai de pénétration standard et du type de sol (sable ou gravier) selon les deux corrélations suivantes :

<u>Sable</u>

$$\frac{\sigma'_p}{P_a} = 0{,}47((N_1)_{60})^m$$

<u>Gravier</u>

$$\frac{\sigma'_p}{P_a} = 0{,}15(N_1)_{60}$$

avec :

- P_a est la pression atmosphérique de 100 kPa;
- m égal à 0,6 pour un sable propre et 0,8 pour un sable silteux à silt sableux.

11.6.3.2 Sols cohérents

Le frottement négatif unitaire (q_{fn}) se calcule à l'aide de l'équation suivante dans les sols cohérents :

$$q_{fn} = \beta \times \sigma'_v$$

où :

+ β est le coefficient combiné de résistance égale à 0,3;
+ σ'_v est la contrainte verticale effective.

11.6.3.3 Sommaire pour le calcul du frottement négatif

Le tableau 11-11 présente les paramètres pour le calcul du frottement négatif unitaire le long d'un pieu caisson en cas de liquéfaction selon les différents axes de pile potentiellement problématique. Sous l'élévation 13,76 m, les tassements seront négligeables, si bien qu'il n'est pas nécessaire de tenir compte du frottement négatif plus profondément.

Tableau 11-11 : Paramètres pour le calcul du frottement négatif le long d'un pieu en cas de liquéfaction

Couche	Élévation (m)	Sol	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	β	s_u (kPa)
Axe 3A						
1	18,75 – 16,92	Argile silteuse	16	6,2	0,3	-
	16,92 – 16,47	Argile silteuse	16	6,2	-	5
Axe 7B						
1	18,40 – 15,96	Argile silteuse	16	6,2	0,3	-
2	15,96 – 15,20	Till	22	12,2	2,46	-
3	15,20 – 14,43	Till	22	12,2	-	5
Axe 11A						
1	20,78 – 18,50	Remblai	20	10,2	3,37	-
2	18,50 – 17,66	Sol organique	16	6,2	0,3	-
3	17,66 – 16,72	Argile silteuse	16	6,2	-	5
4	16,72 – 14,33	Sable	18	6,2	-	5
5	14,33 – 13,93	Argile silteuse	16,5	6,7	-	5
Axe 11B						
1	20,61 – 19,09	Sable silteux	17	7,2	0,76	-
2	19,09 – 15.28	Till	22	12,2	2,25	-
3	15,28 – 13,76	Till	22	12,2	-	5

11.6.4 Résistance géotechnique latérale d'un pieu caisson

Les charges latérales sur un pieu caisson peuvent être engendrées par diverses sollicitations comme le vent, les efforts sismiques, etc. La capacité d'un pieu caisson à résister aux charges latérales dépend de plusieurs paramètres dont la rigidité du pieu caisson, ainsi que l'épaisseur et les caractéristiques de déformation des sols et du roc entourant le pieu caisson.

La résistance géotechnique latérale d'un pieu caisson peut être calculée en utilisant les courbes p-y, où « p » correspond à la résistance développée par les sols et le roc exprimé en unité de force par longueur de pieu caisson, et « y » représente la déflexion latérale du pieu caisson.

11.6.4.1 Courbe p-y dans les sols

Les courbes p-y dans les sols granulaires peuvent être modélisées en utilisant le modèle de l'Institut américain du pétrole pour les sols sableux (API, 2000). Selon ce modèle la résistance latérale dépend de l'angle de frottement interne, ϕ, du poids volumique effectif du sol, γ', du coefficient de réaction horizontale, k, et du diamètre du pieu caisson, B. La figure 11-5 montre une courbe p-y normalisée du modèle API Sand ainsi que la formulation mathématique du modèle.

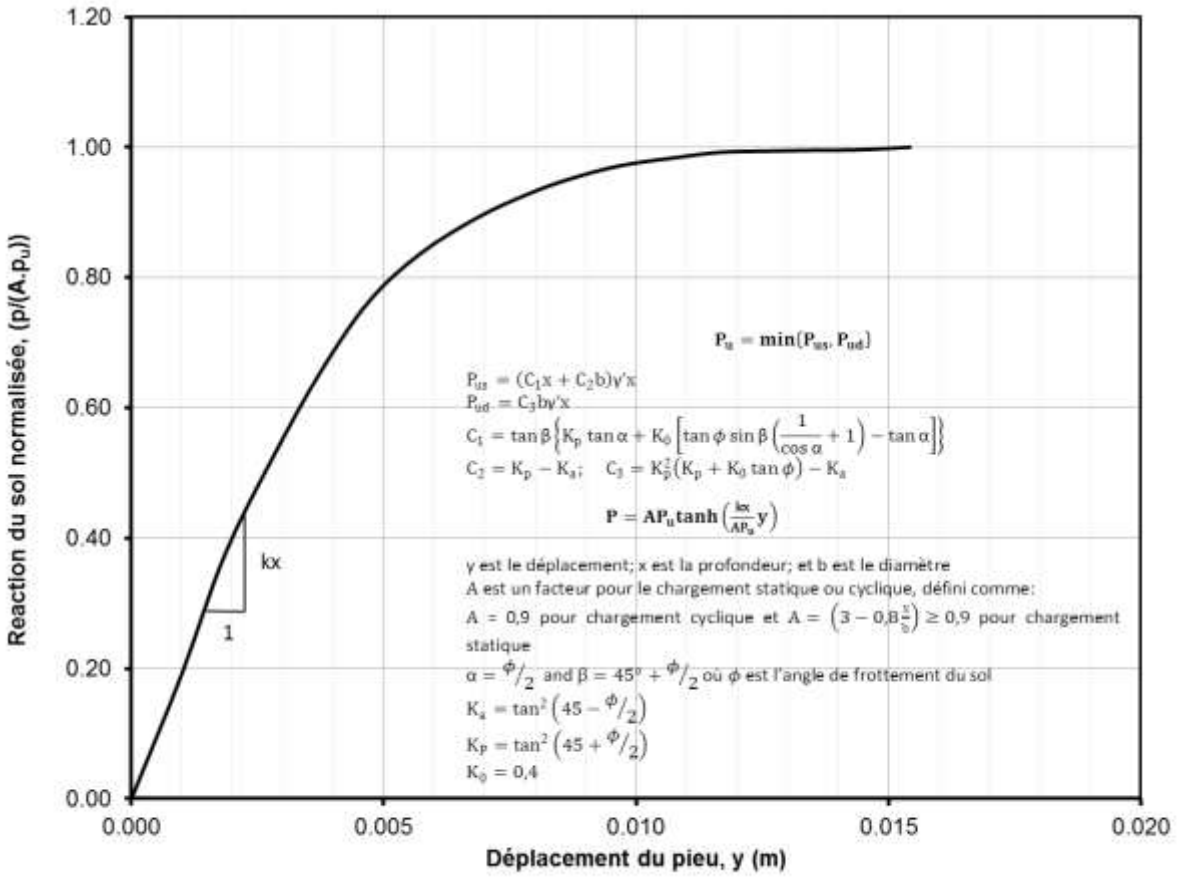


Figure 11-4 : Courbe p-y normalisée selon le modèle de API Sand

Afin de déterminer les paramètres de ces modèles aux fins de calcul, les paramètres d'entrée ont été estimés à l'aide des indices N mesurés dans chaque type de sol.

Les paramètres du modèle pour les sols et le roc sont donnés dans le tableau 11-12. Ces paramètres de résistance latérale des pieux caissons, supposent une surface de terrain plane au droit ou à proximité de la pile.

Le tableau 11-12 indique quel groupe de paramètres à utiliser pour chacune des unités stratigraphiques à chacune des piles.

Tableau 11-12 : Paramètres géotechniques du modèle API Sand des courbes p-y

Paramètres de conception / type de sol		Remblai			Sol cohérent			Sol pulvérulent	
Catégorie de sol		R1	R2	R3	C1	C2	C3	P1	P2
γ_{tot} (kN/m^3)		18	19	20	16	16	16.5	17	22
γ' (kN/m^3)		8.2	9.2	10.2	6.2	6.2	6.7	7.2	12.2
ϕ' (°)		28	30	32	-	-	-	27	38
K_a		0.36	0.33	0.31	-	-	-	0.38	0.24
K_0		0.53	0.50	0.47	-	-	-	0.55	0.38
K_p		2.77	3.00	3.25	-	-	-	2.66	4.20
C_u (kPa)		-	-	-	10	30	50	-	-
ε_{50}		-	-	-	0.024	0.013	0.010	-	-
K_{py} (MN/m^3)	Sous l'eau	3.8	9.4	14.8	17.9	53.9	90	0.8	32.6
	Au-dessus de l'eau	4.2	12.9	22.6				0.9	56.8

Abréviations :

ϒ : poids volumique total

ϒ' : poids volumique déjaugé

Φ'' : angle de frottement interne

K_{py} : coefficient de réaction horizontale

k_h : coefficient de réaction horizontale

K_0 : coefficient de poussée au repos

K_a : coefficient de poussée active

Kp : coefficient de poussée passive

Tableau 11-13 : Paramètre des sols pour les piles des lalignements A et B

Axe A																													
2A		3A		4A		5A		6A		7A		8A		9A		10A		11A		12A		13A		14A		15A		16A		17A	
Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)	
20,15		17,8		18,9		15,5		18,1		20,1		22,4		21,9		21,2		20,6		21,0		21,9		21,4		19,0		14,7		19,5	
Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Épaisseur (m)
P2	3,3	C1	1,3	C1	3,4	P2	2,7	P1	1,7	P2	5,4	R3	1,4	R2	2,5	R3	0,5	R3	2,8	R1	1,4	R2	0,4	R1	0,5	C1	2,0	P2	3,3	P1	2,0
		P2	1,0	P2	2,3			P2	2,7			C3	1,6	C2	0,4	P1	1,9	C1	0,9	C1	2,6	C3	4,7	C3	9,0	P2	2,8			C1	3,5
												P2	5,2	P2	5,8	C1	2,4	P1	2.40	P2	2,7	P2	0,4	P2	0,4					P2	2,4
																P2	2,8	C3	0,3												
																		P2	1,9												

Axe B																													
2B		3B		4B		5B		6B		7B		8B		9B		10B		11B		12B		13B		14B		15B		16B		17B	
Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)		Niveau (m)	
21,0		18,3		18,6		16,0		18,5		20,8		22,1		20,8		20,7		20,3		20,8		21,7		21,0		12,7		14,7		19,7	
Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Épaisseur (m)	Catégorie	Épaisseur (m)	Épaisseur (m)
C1	2.44	C1	2.13	C1	3.97	P2	1.38	P2	3.61	C1	2.44	R3	1.93	R3	1.83	R2	2.29	P2	6.89	C3	5.83	R2	0.76	C1	0.61	P2	1.52	P1	0.61	C1	4.27
P2	1.22	P2	1.28	P2	0.94					P2	2.44	P2	6.00	C2	0.91	C2	0.76			P2	0.81	C2	5.25	P1	1.68					C2	1.67
														P2	6.06	P2	4.34					C3	1.00	C3	8.38					P2	0.95
																						P2	0.92	P2	1.27						

Notes : Les épaisseurs et les niveaux sont interpolés entre les forages à l'endroit des axes selon les coupes stratigraphiques simplifiées fournis à l'annexe B

11.6.4.2 Courbe p-y dans le roc

Le roc pourra être modélisé en utilisant le modèle de roc développé par Liang et al. (2009). D'après ce modèle, la courbe p-y est exprimée par une courbe hyperbolique comme suit :

$$p = \frac{y}{\frac{1}{K_i} + \frac{y}{P_u}}$$

où :

- K_i : module de réaction horizontal du roc;
- P_u : résistance ultime par unité de longueur définie dans Liang et al. (2009).

Le module de ressort du roc est exprimé comme suit :

$$K_i = E_m \left({B_s}/{D_{ref}}\right) e^{-2\mu} \left(\frac{E_p I_p}{E_m B_s^4}\right)^{0.284}$$

où :

- E_p et I_p : module de Young et moment d'inertie du pieu caisson, respectivement;
- B_s : diamètre de l'emboîture du pieu caisson;
- D_{ref} : diamètre de référence égal à 0,3 m;
- μ : coefficient de Poisson du roc;
- E_m : module de la masse rocheuse.

Les autres paramètres du roc pour utiliser ce modèle dans un logiciel comme LPile sont les suivants :

- q_u : résistance en compression simple du roc;
- GSI : *Geological strenght index*;
- m_i : constante du roc selon Hoek et Brown.

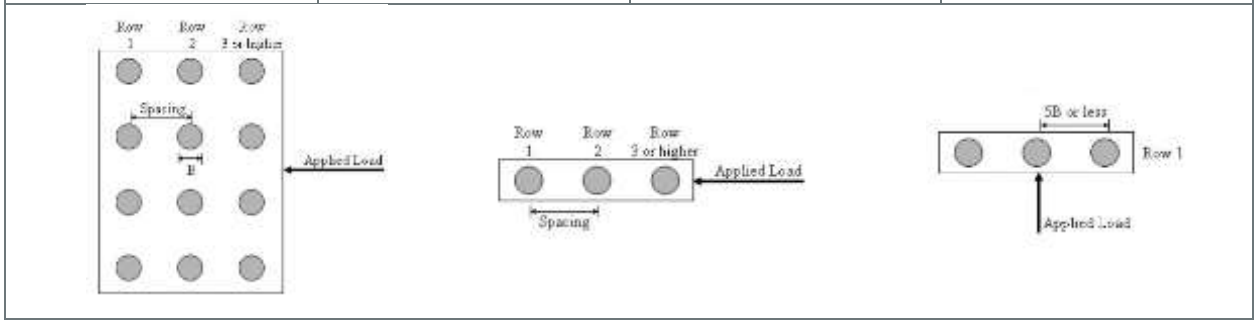
11.6.5 Résistance géotechnique d'un groupe de pieux caissons

Puisque les pieux caissons développeront essentiellement leur résistance axiale dans l'emboîture du roc, il est recommandé d'utiliser la somme des résistances individuelles de chaque pieu caisson pour obtenir la résistance géotechnique axiale du groupe. Néanmoins, les pieux caissons doivent être espacés à une distance centre à centre d'au moins trois fois leur diamètre nominal.

Lors de l'évaluation de la résistance latérale du groupe, les effets de l'interaction des pieux caissons dans le groupe doivent être pris en compte. Une des méthodes les plus courantes pour l'évaluation de la résistance latérale du groupe est de modifier la courbe p-y à l'aide d'un p-multiplicateur, P_m (Hannigan et al. 2006). Dans cette approche, la résistance du sol et du roc est réduite par un facteur constant appelé le p-multiplicateur, P_m. La valeur de P_m dépend essentiellement de l'espacement des pieux caissons et de la position du pieu caisson dans le groupe. Les valeurs recommandées de P_m sont indiquées au tableau 11-14. Dans le cas où la charge latérale est appliquée perpendiculairement à une seule rangée de pieux caissons, la valeur P_m à utiliser est celle dans la colonne « Rangée 1 » du tableau 11-14 selon l'espacement entre les pieux caissons, comme le montre la figure dans ce tableau. Pour des espacements différents de ceux mentionnés dans le tableau 11-13, il est possible d'interpoler entre les valeurs d'espacement.

Tableau 11-14 : Valeur de P_m en fonction de la position et de l'espacement du pieu caisson

Espacement	Rangée 1(1)	Rangée 2(1)	Rangée 3 et plus(1)
2D	0,7	0,35	0,25
3D	0,8	0,40	0,30
5D	1,0	0,85	0,70
8D	1,0	1,0	1,0



Note :

1 La rangée 1 est celle qui est la plus éloignée dans la direction de l'application de la charge latérale.

11.6.6 Charge de glaces

La prise en compte des charges de glace sur les colonnes d'un pont est essentielle lors de la conception des pieux caissons. Les charges de glace peuvent exercer une pression significative sur les éléments structurels, et négliger cet aspect pourrait compromettre la sécurité et la stabilité du pont.

Par conséquent, la partie amont ou aval du nouveau pont devra être conçue suffisamment solides pour résister à ces poussées. Ces charges sont indiquées dans l'étude hydraulique du Consortium effectuée dans le cadre du lot 315-21.

11.6.7 Protection contre l'affouillement

Les effets d'affouillement sont étudiés afin d'évaluer la stabilité de l'ouvrage, en particulier autour des piles en rivière. Le Tome III – *Ouvrages d'art* de la Collection *Normes - ouvrages routiers* du MTMD précise les critères de conception à respecter.

Les piles du pont projeté seront construites directement sur le roc, lequel se trouve à une faible profondeur sous le lit de la rivière.

Les recommandations suivantes sont tirées de l'étude hydraulique du Consortium effectuée dans le cadre du lot 315-21 et reprises ici pour faciliter la conception des ouvrages.

11.6.7.1 Profondeur d'affouillement

Ainsi, pour le site du pont Gédéon-Ouimet, les critères suivants sont recommandés puisqu'ils correspondent à la plus basse des élévations mentionnées ci-dessus :

+ Culées : surface inférieure des semelles superficielles à une profondeur sous le lit original d'au moins 1,5 m;
+ Piles : surface inférieure des semelles superficielles à une profondeur sous le lit original d'au moins 2,0 m.

11.6.7.2 Protection contre l'affouillement

Un enrochement doit être mis en place afin de protéger le talus des culées du pont projeté contre l'érosion et l'affouillement. Ainsi, le calibre d'enrochement recommandé pour protéger le talus des culées du pont projeté est :

+ Un revêtement en pierres de calibre 400-600 de 1 000 mm d'épaisseur, encastré de 1 m sous le lit naturel de la rivière et montant jusqu'à 300 mm au-dessus du niveau des eaux hautes de conception (E.H.C), soit 22,92 m + 0,30 = 23,22 m;
+ Un revêtement en pierres de calibre 200-300 de 500 mm d'épaisseur au-dessus et jusqu'au sommet du remblai;
+ À la pointe de la jetée sud, il est recommandé de prolonger le perré de protection de calibre 400-600 mm dans le cours d'eau de manière à recouvrir le lit sur une épaisseur minimale de 1 000 mm dans toute la zone où la jetée existante aura été excavée.

Les piles du pont projeté seront composées de pieux caissons emboîtés au roc, lequel se trouve à une faible profondeur sous le lit de la rivière. Le calibre minimal recommandé des pierres est 100-200 mm avec un D50 de 150 mm. Le dessus de l'enrochement correspond à l'élévation du lit du cours d'eau.

11.7 Ancrages dans le roc

La résistance à l'arrachement aussi bien que les efforts horizontaux sur les fondations superficielles, notamment pour les culées du pont projeté, peuvent être obtenus par l'entremise d'ancrages forés dans le roc.

Pour déterminer le dimensionnement et le choix des ancrages dans le roc, les quatre modes de rupture suivants doivent être évalués :

+ 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.

Les paramètres géotechniques habituellement requis pour la conception d'ancrages dans le roc sont indiqués au Tableau 11-15 .

Tableau 11-15 : Paramètres géotechniques pour le calcul des ancrages dans le roc

Mode de rupture	Paramètres		
	Symbole	Description	Valeur
Rupture de la tige d'acier	σ_y	Contrainte admissible en tension de l'acier	Voir fabricant
Rupture de l'adhérence tige d'acier-coulis	f_c'	Résistance à la compression simple du coulis	selon le type de coulis
Rupture de l'adhérence roc-coulis	f_c'	Résistance à la compression simple du coulis	≥ 35 MPa (valeur spécifiée)
	q_u	Résistance à la compression simple du roc	180 MPa (Dolomie) 20 MPa (Shale)
	L_{s2}	Longueur minimale de scellement	3 m
	L_{s2}	Longueur minimale de scellement compte tenu de la qualité du roc	30 fois le diamètre du trou (m)
Rupture de la masse rocheuse	β	Demi-angle au sommet du cône de roc selon la qualité du roc	45° si RQD ≥ 50 % 30° si RQD < 50 %
	γ	Poids volumique du roc	27 kN/m^3

Le choix du type de coulis d'ancrage est de première importance pour réduire les délais de mise en œuvre de l'ancrage. Dans le cas présent, il est donc suggéré d'utiliser un coulis d'ancrage à haute performance avec agent expansif diminuant le potentiel de retrait afin d'atteindre la résistance à la compression simple du coulis le plus rapidement possible. Il pourra s'agir d'un coulis permettant d'obtenir une résistance à la compression d'au moins 30 MPa à 3 jours.

Il est recommandé que des essais de mise en charge soient effectués sur 10 % des ancrages ou, le cas échéant, sur au moins deux ancrages. La charge d'épreuve devra être égale au moins à 1,33 fois la charge ultime pondérée. La procédure recommandée est celle indiquée à l'article 26.12.4.8 du MCIF.

11.8 Remblais d'approche

Les remblais d'approche derrière les culées sont discutés dans les rapports des approches Nord et Sud du pont PGO. Les questions des stabilités des remblais et des tassements y sont discutées.

12. Recommandations et mises en garde pour la construction

12.1 Forage des pieux caissons

Les travaux de forage des pieux caissons doivent être effectués selon les exigences de l'article 15.3.5.1.3 du CCDG.

L'entrepreneur responsable des travaux de forage des pieux caissons devra porter une attention particulière au fait qu'une couche de blocs et cailloux est présente dans la partie inférieure du dépôt de till par endroits. De plus, l'entrepreneur spécialisé en pieux caissons forés devra adapter sa méthode de travail pour tenir en compte que le roc peut parfois être de qualité très mauvaise à mauvaise pour la réalisation des emboîtures. Il pourrait donc être requis d'effectuer une pré-emboîture et de mettre en place un coulis cimentaire pour sceller ces joints et éviter des venues d'eau et de sédiments ou encore l'effondrement d'une partie de la paroi de l'emboîture. L'entrepreneur spécialisé en pieux caissons devra aussi tenir compte, dans le choix de sa méthode de travail, de la présence de la stratigraphie du socle rocheux (dolomie avec interlits de shale) caractérisée par des résistances variables pouvant également posséder une dureté et une abrasivité différentes.

Avant le début des opérations de forages des emboîtures, le niveau de l'eau à l'intérieur du caisson doit être maintenu au-dessus du niveau de l'eau souterraine, de manière à éviter les remontées de sol dans la gaine. Par ailleurs, il est interdit que des boues de forages (bentonite, borax, etc.) soient utilisées lors du forage des emboîtures.

À la fin des opérations de forages des emboîtures, l'entrepreneur doit s'assurer que les parois et le fond de l'emboîture de chaque pieu sont rigoureusement exempts de tous débris, fragments de roc, résidus de sol, etc. Le nettoyage de l'emboîture doit être exécuté à l'aide d'un équipement approprié, de façon à obtenir une eau claire à l'intérieur des gaines et l'emboîture pour permettre leur inspection. Par ailleurs, le niveau d'eau à l'intérieur de la gaine doit être maintenu constamment au-dessus du niveau de l'eau souterraine ou le niveau de l'eau de la rivière.

L'inspection par caméra vidéo est requise jusqu'au fond de l'emboîture de chacun des pieux caissons pour valider la qualité de l'emboîture et l'épaisseur de sédiment au fond de l'emboîture. La caméra vidéo doit permettre au géologue ou à l'ingénieur en géotechnique d'effectuer les observations suivantes :

+ Examen de l'encastrement dans le roc (qualité du contact, infiltration, déformation de la gaine, déchirure, bris hors profil du roc, etc.);
+ Examen de la paroi de l'emboîture (qualité, texture, nature, bris hors profil ou cavitation, etc.);
+ Examen du fond de l'emboîture (qualité, épaisseur, nature, texture, débris de roc ou de sédiments).

L'épaisseur de sédiments au fond de l'emboîture doit être inférieure à 15 mm sur au moins 50 % de la surface. L'épaisseur maximale des sédiments doit être inférieure à 40 mm partout au fond de l'emboîture.

Le béton à l'intérieur du pieu caisson devra être coulé du bas vers le haut à l'aide d'une trémie dont l'extrémité sera placée au fond de l'emboîture. L'extrémité de la trémie sera remontée avec précaution au fur et à mesure que le pieu caisson se remplira de béton, tout en la conservant à au moins 1 m sous le niveau de la surface du béton frais.

Des essais d'auscultation sonique de type *Crosshole sonic integrity logging* (CSL) sont nécessaires pour valider la qualité du bétonnage. À moins d'indications contraires, ces essais doivent être réalisés selon la méthode décrite dans la norme ASTM D6760-14, *Standard test method for integrity testing of concrete deep foundations by ultrasonic crosshole testing*.

Le choix de la méthode et des équipements de forages pour les pieux caissons est au soin de l'entrepreneur qui devra tenir compte des informations précédentes et des conditions des sols et du roc. Les travaux de mise en place des caissons devront être effectués de façon à éviter d'endommager le pont existant et les caissons voisins. Il est recommandé que l'entrepreneur prévoie l'installation des équipements requis pour mesurer et contrôler les vibrations induites par les opérations de forages des caissons. Dans certains cas, étant donné la proximité du pont existant, une attention particulière devra être portée aux vibrations induites par les travaux.

12.2 Excavation et soutènement temporaire

Compte tenu de la nécessité de mettre en place des formations superficielles pour les culées du pont, il sera nécessaire de prévoir un système de soutènement temporaire. De plus, l'utilisation d'un batardeau ou d'autres aménagements en rivière sera nécessaire pour la construction des piles. Dans certains endroits, les soutènements temporaires pourraient atteindre jusqu'à 11 m de hauteur.

Le système de soutènement temporaire devra être conçu en prenant en compte les particularités géotechniques du site, les conditions des eaux souterraines, les conditions climatiques, la poussée des glaces et la présence des unités de fondation existantes à proximité. Il est recommandé de se référer aux indications du chapitre 26 du MCIF (2013) pour la conception d'un tel système. Pour la conception du système de soutènement, les pressions d'eau et les charges du trafic au niveau de l'ouvrage doivent être prises en compte.

Pour les paramètres géotechniques moyens à prendre en considération lors de la conception du système de soutènement temporaire pour les excavations, les paramètres du tableau 11-11 et 11-12. Il est important de noter qu'un mouvement relativement important de la paroi du système de soutènement doit avoir lieu pour mobiliser la butée en entier. En conséquence, il est recommandé de réduire la valeur de K_p par un facteur de 2 à 3.

L'entrepreneur devra tenir compte dans le choix de ses méthodes de travail de la présence de cailloux et de blocs dans le remblai et le till qui pourraient limiter le fonçage des palplanches ou affecter leur mise en place. Compte tenu de la profondeur des excavations qui pourraient attendre le roc, le système de soutènement temporaire devra être en partie ancré dans le roc pour assurer à stabilité. Compte tenu de la hauteur du soutènement temporaire, il pourrait être nécessaire d'ajouter au moins un niveau d'ancrages au système de soutènement temporaire. Les paramètres géotechniques présentés au tableau11-14 pour alors être utilisés.

La conception du système de temporaire est de la responsabilité de l'entrepreneur. Il est impératif que ce système soit conçu et scellé par un ingénieur qualifié.

12.3 Drainage temporaire

Tel que mentionné précédemment, le niveau de l'eau souterraine, mesuré le 14 avril 2022 dans les forages PGO-8B et PGO-12A, se situe à des profondeurs comprises respectivement entre 0,35 et 0,07 m par rapport au niveau du terrain naturel, ce qui correspond à des élévations variantes entre 21,59 et 22,04 m. Par conséquent, en plus des eaux de ruissellement, en fonction du niveau des semelles enfouies, des venues d'eau pourraient être à anticiper durant les excavations au droit des culées et des piles sur la terre-ferme. Pour les piles en rivière, l'entrepreneur devra tenir compte des fluctuations du niveau d'eau.

Au droit des excavations projetées et au fur et à mesure de la réalisation des travaux d'excavation, il faudra, si requis, s'assurer de mettre en place un système de drainage approprié pour rabattre la nappe phréatique d'au moins 0,3 m sous le niveau d'excavation dans les sols, ou encore au niveau de la limite supérieure du roc.

L'entrepreneur doit prévoir la mise en place d'un système d'assèchement des excavations afin d'évacuer les eaux de ruissellement de surface et les eaux d'infiltration qui peuvent s'accumuler au fond des excavations lors de pluies abondantes par exemple.

12.4 Préparation des assises des fondations

Le fond des excavations devra faire l'objet d'une acceptation de la part d'un ingénieur en géotechnique ou son représentant afin de s'assurer que tous les matériaux indésirables sont enlevés et que les assises sont stables.

12.5 Remblayage derrière les murs de culées

Selon les exigences du CCDG, le remblayage devra être effectué au moyen d'un matériau granulaire de type MG 112 placé en couches minces, n'excédant pas 300 mm à la fois, et uniformément compacté à une valeur minimale correspondant à au moins 90 % de la masse volumique sèche maximale selon la norme CAN/BNQ 2501–255 « Sols – Détermination de la relation teneur en eau-masse volumique sèche – Essai avec énergie de compactage modifiée (2 700 kN•m/m^3) » sur le matériau utilisé.

12.6 Réutilisation des sols en place

La réutilisation des déblais d'excavation issus de la fondation et la sous-fondation de chaussée, du remblai d'approches ainsi que des sols naturels comme matériel d'emprunt de deuxième classe pour remblayer les excavations doit d'abord être évaluée et approuvée par un ingénieur en géotechnique.

Les sols d'excavation jugés réutilisables pour le remblayage pourront être temporairement entreposés (en tas) sur le site si l'espace le permet, alors que les sols jugés non conformes devront être disposés hors site ou étendus ailleurs sur le site, si cela est acceptable d'un point de vue environnemental.

La mise en place ou l'utilisation des déblais jugés conformes pourra être effectuée durant des périodes de conditions climatiques appropriées, soit par temps sec et ensoleillé. Une telle utilisation est aussi conditionnelle à ce que les teneurs en eau soient appropriées pour permettre le compactage à 90 % de la masse volumique maximale de référence.

De plus, ces sols devront être, au préalable, débarrassés des débris qu'ils renferment et ne devront pas contenir d'inclusion de matières organiques ou de sols organiques.

Les sols que l'on entend réutiliser devront également respecter les critères environnementaux du MELCC.

13. Conclusions et recommandations environnementales

13.1 Conclusions

Dans le cadre de cette caractérisation environnementale sommaire, des échantillons de sols et de matériaux granulaires ont été prélevés et analysés chimiquement pour les paramètres jugés pertinents sur la base des enjeux environnementaux identifiés lors de l'ÉES Phase I, de la stratigraphie et des indices de contamination rencontrés en chantier. Les résultats analytiques ont ensuite été comparés aux critères C du Guide d'intervention du MELCCFP, applicables pour le site à l'étude qui est destiné à former une assiette de chaussée. Aux fins de gestion des matériaux qui seront éventuellement excavés, les résultats de sols ont également été comparés aux critères A et B du Guide d'intervention ainsi qu'aux valeurs limites de l'annexe I du RESC. Quant aux résultats de matériaux granulaires, ils ont été comparés aux teneurs maximales définies dans les tableaux 1 et 2 (annexe I) du RVMR.

Les résultats analytiques indiquent que les sols respectent les critères C applicables, à l'exception d'un résultat situé dans la plage C-RESC (zinc) provenant du remblai de surface du sondage PGO-12B.

Quant aux concentrations mesurées dans l'échantillon de matières granulaires, elles sont toutes inférieures aux teneurs établies à la colonne 1 des tableaux 1 et 2 du RVMR, ce qui permet de les valoriser selon les usages prescrits pour les matières granulaires résiduelles (MGR) de catégorie 1 ou 4 définies à l'article 27 du RVMR. Il est à noter que les modes de valorisation sont également conditionnels à leurs contenus en impuretés, en mercure, en cyanures et en fluorure disponibles, limités à l'intérieur dudit règlement.

13.2 Recommandations pour la gestion des sols et des matériaux granulaires

13.2.1 Gestion des sols

Les sols excavés peuvent être réutilisés sur le site à l'étude (s'ils respectent les recommandations géotechniques), à l'exception des remblais associés à l'échantillon PGO-12B-CF-01, ou devront être disposés hors site dans un centre autorisé à les recevoir. Les options générales de gestion des sols excavés, selon leur degré de contamination, sont détaillées dans la *Grille de gestion des sols excavés* du Guide d'intervention du MELCCFP présentée à l'annexe L.

Ainsi, afin de faciliter la gestion des sols excavés, l'ensemble des résultats générés dans le cadre de ce mandat a servi à compléter le tableau D (annexe K), qui présente la qualité environnementale mesurée et souvent interprétée pour la plupart des matériaux rencontrés à l'intérieur des forages. En raison de l'absence d'analyse chimique demandée sur les sols provenant de 17 forages (CM-IA, CM-IB, PGO-0A, PGO-2A, PGO-3A, PGO-4A, PGO-5A, PGO-6A, PGO-6B, PGO-9A, PGO-10A, PGO-10B, PGO-11B, PGO-14A, PGO-14B, PGO-15A et PGO-15B), le niveau d'incertitudes des interprétations faites est jugé élevé. Pour réduire cette incertitude, des travaux de caractérisation complémentaire sont recommandés dans ces secteurs avant ou pendant les travaux.

13.2.2 Gestion des matières granulaires

Les matières granulaires caractérisées dans le cadre de ce mandat pourront, à condition que leurs caractéristiques géotechniques le permettent, être revalorisées sur le Site ou hors site en tant que matières granulaires résiduelles (MGR) de catégorie 1 ou 4 au sens du RVMR.

En effet, en vertu de l'article 19 du RVMR, les MGR provenant d'infrastructures routières et qui sont valorisées dans le cadre de travaux de telles infrastructures par le même exploitant n'ont pas besoin d'être caractérisées au préalable.

À défaut de pouvoir les réutiliser sur place, les MGR pourraient être valorisées selon les usages prescrits à l'article 27 du RVMR en tant que matériaux de catégorie 1 conditionnellement à ce que leurs contenus en impuretés, en mercure, en cyanures et en fluorures disponibles respectent les limites fixées dans ledit règlement.

La grille des types d'usage des matières granulaires résiduelles du RVMR est présentée à l'annexe N.

13.2.3 Observation en chantier

Toute observation effectuée et/ou tout indice de contamination perçu au moment des travaux d'excavation et qui diffèreraient des données collectées au cours de ce mandat devraient déclencher une série de mesures visant à confirmer la qualité environnementale des matériaux excavés et la gestion adéquate de ceux-ci.

14. Recommandations pour le Ministère

L'équipe géotechnique sera impliquée à l'étape des plans et devis, ce qui lui permettra de s'assurer de l'intégration des recommandations géotechniques lors de la conception de la solution finale. Il sera alors possible de passer en revue les aspects géotechniques de la conception et de travailler en étroite collaboration avec l'équipe de conception pour trouver des pistes d'optimisation de cette solution.

14.1 Investigations complémentaires

Les investigations effectuées à ce jour n'ont pas permis la réalisation de forages dans le secteur boisé de l'Île Morris à l'est du pont projeté. De plus, certains axes du pont ont été déplacés, si bien que quelques forages additionnels pourraient être nécessaires pour compléter l'information requise à la conception détaillée des ouvrages et la préparation des plans et devis.

Les relevés sismiques sur l'eau seront réalisés prochainement et pourraient apporter des informations complémentaires sur la localisation de la faille des Mille-Îles et révéler des conditions de roc particulières à proximité de celle-ci. Au besoin, des investigations spécifiques pourraient être utiles pour préciser ces conditions.

14.2 Surveillance des travaux

Il est recommandé que l'ingénieur en géotechnique soit impliqué dans la validation des essais de contrôle pour la construction des pieux caissons afin de s'assurer que les conditions correspondent aux hypothèses de conception et que les correctifs soient mis en œuvre le cas échéant.

Il est recommandé qu'un ingénieur en géotechnique soit consulté en cas de difficultés lors des travaux d'excavation et de soutènement temporaire pour les culées.

Lors des travaux de chaussée, il faudra s'assurer d'une surveillance, d'un contrôle qualitatif des matériaux et de leur mise en place adéquate, afin de vérifier également que les conditions de sols effectivement rencontrées sur le site valident les données décrites dans ce rapport. La surveillance permettra aussi de s'assurer que les sols contaminés sont gérés conformément à la règlementation en vigueur.

A

Annexe A
Limites et conditions générales

LIMITES ET CONDITIONS GÉNÉRALES

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

Utilisation du rapport

Les données factuelles, les interprétations et les recommandations contenues dans ce rapport se rapportent à un projet spécifique tel que décrit dans ledit rapport et ne s'appliquent à aucun autre projet ni à aucun autre site. Si le projet est modifié du point de vue de la conception, de l'emplacement ou de l'élévation ou encore, si le projet n'est pas amorcé dans les dix-huit mois suivant la date d'émission du rapport, WSP devra être consultée de façon à réviser la validité des recommandations données dans le présent rapport.

Les recommandations données dans ce rapport ne servent qu'à guider l'ingénieur concepteur. Les entrepreneurs soumissionnaires ou exécutant les travaux devront compter sur leurs propres interprétations des résultats factuels des sondages pour déterminer de quelle manière les conditions géotechniques, hydrogéologiques et géologiques peuvent affecter leurs travaux.

Pour conserver l'intégrité de ce rapport et permettre son interprétation avec pertinence, aucune donnée, valeur ou résultat ne peut en être partiellement retiré. Le présent rapport ne doit être utilisé qu'aux fins pour lesquelles il a été préparé.

Suivi de l'étude et des travaux

Certains ou tous les détails de conception et de construction peuvent ne pas être connus au moment de la parution du rapport de WSP. Il est donc essentiel que les services de WSP soient retenus lors de l'étape finale de conception pour réviser les dessins de conception et les devis se rapportant aux fondations, aux terrassements, aux ouvrages de retenue des terres et au drainage. Cette révision sert à vérifier si la conception corrobore les données et les recommandations géotechniques du rapport de WSP.

Il est recommandé que les services de WSP soient retenus pendant la construction, d'abord pour vérifier et confirmer que les conditions géotechniques, hydrogéologiques et géologiques présentes sur l'ensemble du chantier ne diffèrent pas de celles indiquées dans le rapport de WSP. Ensuite, il est essentiel de certifier que les travaux de construction n'ont pas d'effets défavorables sur les recommandations du rapport.

Conditions des sols et du roc

Les descriptions des sols et du roc inscrites dans ce rapport proviennent de méthodes de classification et d'identification communément acceptées et utilisées en pratique géotechnique. La classification et l'identification des sols et du roc nécessitent un jugement d'un ingénieur de WSP, qui ne garantit pas que les descriptions soient exactes.

Cependant, WSP applique une description convenant à la nomenclature communément utilisée en pratique géotechnique.

Les conditions des sols et du roc décrites dans ce rapport sont celles observées au moment de l'étude. À moins d'indication contraire, ces conditions représentent les fondements qui ont amené à établir les recommandations du rapport. Les conditions des sols et du roc peuvent cependant être sensiblement modifiées par les travaux de construction (circulation d'équipements, excavation, fonçage de pieux, dynamitage, etc.) sur le site ou sur les sites voisins. Une excavation peut exposer les sols à des changements de propriétés provoqués par l'humidité, le séchage ou le gel. Sauf indication contraire, les sols et le roc doivent être protégés contre l'effet dommageable de ces changements ou du remaniement pendant la construction.

Rapports de forage et interprétation des conditions observées

Les dépôts meubles et le massif rocheux sont de nature et de propriété variables sur une plus ou moins grande superficie et aussi en profondeur. Les rapports de forages ne fournissent que des conditions approximatives et ponctuelles de ces formations géologiques à l'emplacement des forages et des sondages. Les contacts entre les différentes couches indiquées sur les rapports

peuvent être difficiles à distinguer. En effet, la nature des sols peut changer progressivement avec la profondeur, de sorte que le contact entre deux couches peut être imprécis et correspondre plutôt à une zone de transition. La précision de la stratigraphie rencontrée dépend de la méthode de forage, de la fréquence et de la méthode d'échantillonnage puis de l'homogénéité des sols rencontrés. L'espacement entre les forages, la fréquence d'échantillonnage et le type de forage dépendent des considérations budgétaires et des délais d'exécution, tous deux établis avant le début des travaux.

Les conditions géotechniques, hydrogéologiques et géologiques entre les emplacements des forages font l'objet d'une interprétation par interpolation ou encore, elles dépendent du jugement de l'ingénieur géotechnicien. En réalité, la stratigraphie peut varier sensiblement, de sorte que l'interprétation des résultats de l'étude doit être faite avec précaution par le lecteur du rapport.

Les niveaux de l'eau souterraine indiqués dans ce rapport sont uniquement ceux observés à l'endroit et à la date des relevés, tels que présentés dans le rapport. Ces conditions peuvent varier selon les saisons ou à la suite de travaux de construction sur le site ou sur les sites voisins.

Changement des conditions observées

Lorsque les conditions géotechniques, hydrogéologiques ou géologiques rencontrées sur le site diffèrent de celles indiquées au rapport, soit à cause de la nature hétérogène des sols et du roc ou encore, parce que des changements sont survenus à la suite de travaux de construction (ou pour toute autre raison), le client doit, comme condition d'utilisation du rapport, prévenir WSP du changement des conditions et fournir à WSP l'opportunité de réviser les recommandations émises dans ce rapport. Reconnaître un changement des conditions des sols et du roc requiert une certaine expérience; il est donc recommandé qu'un ingénieur géotechnicien expérimenté soit dépêché sur le site pour prendre position sur les changements des conditions rencontrées.

Drainage

Le drainage de l'eau souterraine est souvent requis aussi bien pour des ouvrages temporaires que pour des ouvrages permanents. La conception ou l'exécution impropre d'un système de drainage peut entraîner de sérieuses conséquences. WSP ne peut en aucun cas endosser la responsabilité des dommages causés par un système inadéquat de drainage, à moins que WSP n'ait été spécifiquement impliquée à la fois dans la conception détaillée et le suivi continu au chantier, lors de la construction du système de drainage.

ÉTUDE ENVIRONNEMENTALE

Utilisation du rapport

Le présent rapport a été préparé à la demande et pour l'usage exclusif du client, via son représentant, dans le contexte déterminé par les termes spécifiques du mandat accordé à WSP Canada Inc. (WSP) par le client et selon l'entente intervenue entre les deux parties. WSP n'assume aucune responsabilité découlant de l'utilisation éventuelle de ce rapport par un tiers. Aucune copie en tout ou en partie de ce rapport ne peut être réalisée sans le consentement explicite du client.

Caractérisation

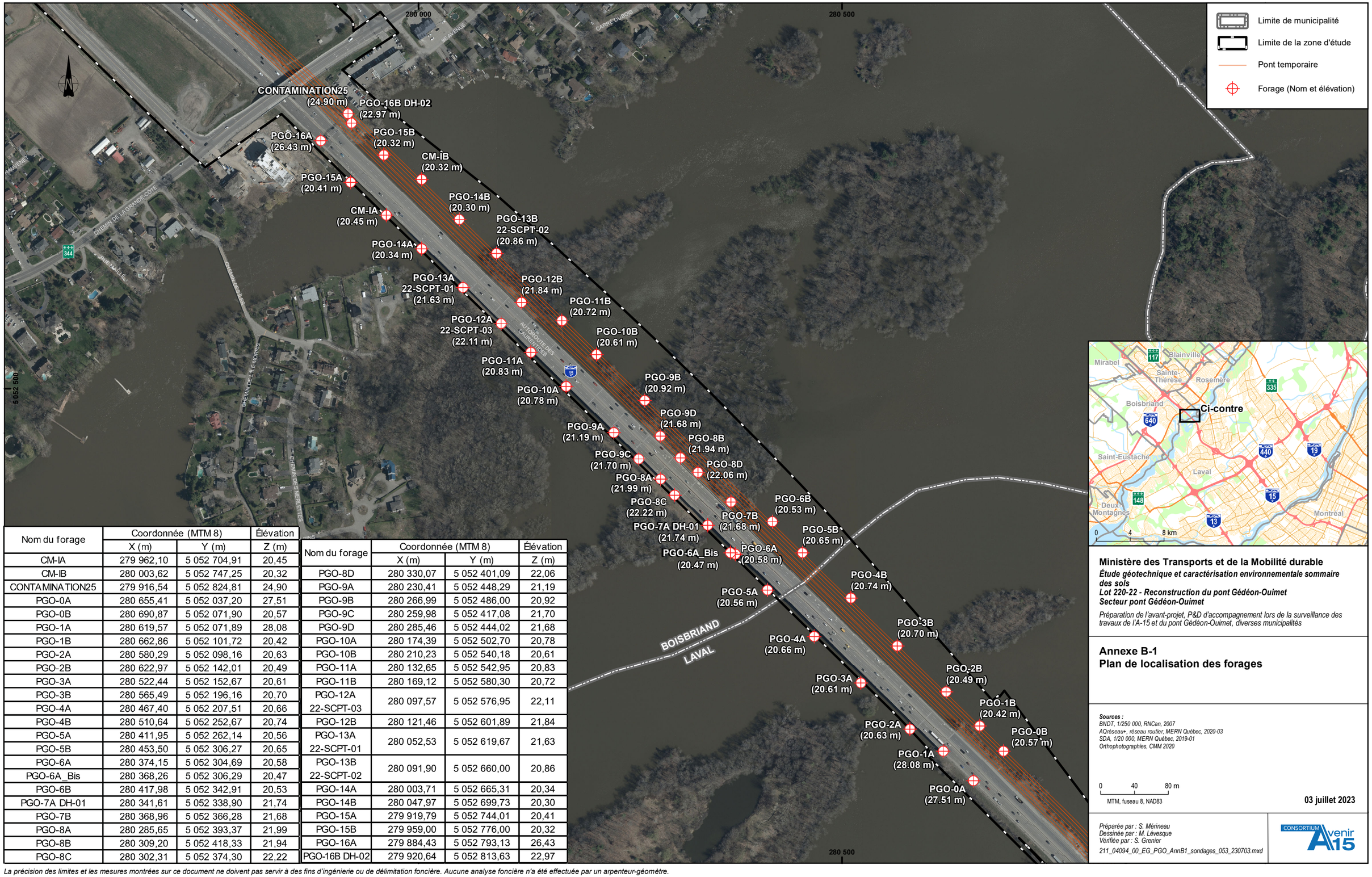
De façon générale, la caractérisation environnementale ne prétend pas couvrir de façon exhaustive l'ensemble des enjeux environnementaux potentiels de la propriété à l'étude, ni de ponctuels sites de contamination. Ainsi, le contenu de ce rapport ne doit en aucun temps, être considéré comme un jugement définitif ou final de la contamination et de tout autre aspect environnemental rattaché au terrain à l'étude.

Les constatations insérées dans ce rapport sont strictement issues des renseignements et des résultats obtenus au cours des travaux de caractérisation des sols effectués par WSP et autres documents remis par le client en début de mandat.

B

Annexe B
Plans

Plan B-1 : Localisation des sondages
Plan B-2 : Coupe stratigraphique Axe A-A’
Plan B-3 : Coupe stratigraphique Axe B-B’
Plan B-4 : Résultats des analyses chimiques effectuées sur les sols
Plan B-5 : Étendue présumée de la contamination dans les sols et les matières granulaires résiduelles



Nom du forage	Coordonnée (MTM 8)		Élévation
	X (m)	Y (m)	Z (m)
CM-IA	279 962,10	5 052 704,91	20,45
CM-IB	280 003,62	5 052 747,25	20,32
CONTAMINATION25	279 916,54	5 052 824,81	24,90
PGO-0A	280 655,41	5 052 037,20	27,51
PGO-0B	280 690,87	5 052 071,90	20,57
PGO-1A	280 619,57	5 052 071,89	28,08
PGO-1B	280 662,86	5 052 101,72	20,42
PGO-2A	280 580,29	5 052 098,16	20,63
PGO-2B	280 622,97	5 052 142,01	20,49
PGO-3A	280 522,44	5 052 152,67	20,61
PGO-3B	280 565,49	5 052 196,16	20,70
PGO-4A	280 467,40	5 052 207,51	20,66
PGO-4B	280 510,64	5 052 252,67	20,74
PGO-5A	280 411,95	5 052 262,14	20,56
PGO-5B	280 453,50	5 052 306,27	20,65
PGO-6A	280 374,15	5 052 304,69	20,58
PGO-6A_Bis	280 368,26	5 052 306,29	20,47
PGO-6B	280 417,98	5 052 342,91	20,53
PGO-7A DH-01	280 341,61	5 052 338,90	21,74
PGO-7B	280 368,96	5 052 366,28	21,68
PGO-8A	280 285,65	5 052 393,37	21,99
PGO-8B	280 309,20	5 052 418,33	21,94
PGO-8C	280 302,31	5 052 374,30	22,22

Nom du forage	Coordonnée (MTM 8)		Élévation
	X (m)	Y (m)	Z (m)
PGO-8D	280 330,07	5 052 401,09	22,06
PGO-9A	280 230,41	5 052 448,29	21,19
PGO-9B	280 266,99	5 052 486,00	20,92
PGO-9C	280 259,98	5 052 417,08	21,70
PGO-9D	280 285,46	5 052 444,02	21,68
PGO-10A	280 174,39	5 052 502,70	20,78
PGO-10B	280 210,23	5 052 540,18	20,61
PGO-11A	280 132,65	5 052 542,95	20,83
PGO-11B	280 169,12	5 052 580,30	20,72
PGO-12A 22-SCPT-03	280 097,57	5 052 576,95	22,11
PGO-12B	280 121,46	5 052 601,89	21,84
PGO-13A 22-SCPT-01	280 052,53	5 052 619,67	21,63
PGO-13B 22-SCPT-02	280 091,90	5 052 660,00	20,86
PGO-14A	280 003,71	5 052 665,31	20,34
PGO-14B	280 047,97	5 052 699,73	20,30
PGO-15A	279 919,79	5 052 744,01	20,41
PGO-15B	279 959,00	5 052 776,00	20,32
PGO-16A	279 884,43	5 052 793,13	26,43
PGO-16B DH-02	279 920,64	5 052 813,63	22,97

Ministère des Transports et de la Mobilité durable

Étude géotechnique et caractérisation environnementale sommaire des sols
Lot 220-22 - Reconstruction du pont Gédéon-Ouimet
Secteur pont Gédéon-Ouimet

Préparation de l'avant-projet, P&D d'accompagnement lors de la surveillance des travaux de l'A-15 et du pont Gédéon-Ouimet, diverses municipalités

Annexe B-1
Plan de localisation des forages

Sources :
BNDT, 1/250 000, RNCan, 2007
AQréseau+, réseau routier, MERN Québec, 2020-03
SDA, 1/20 000, MERN Québec, 2019-01
Orthophotographies, CMM 2020

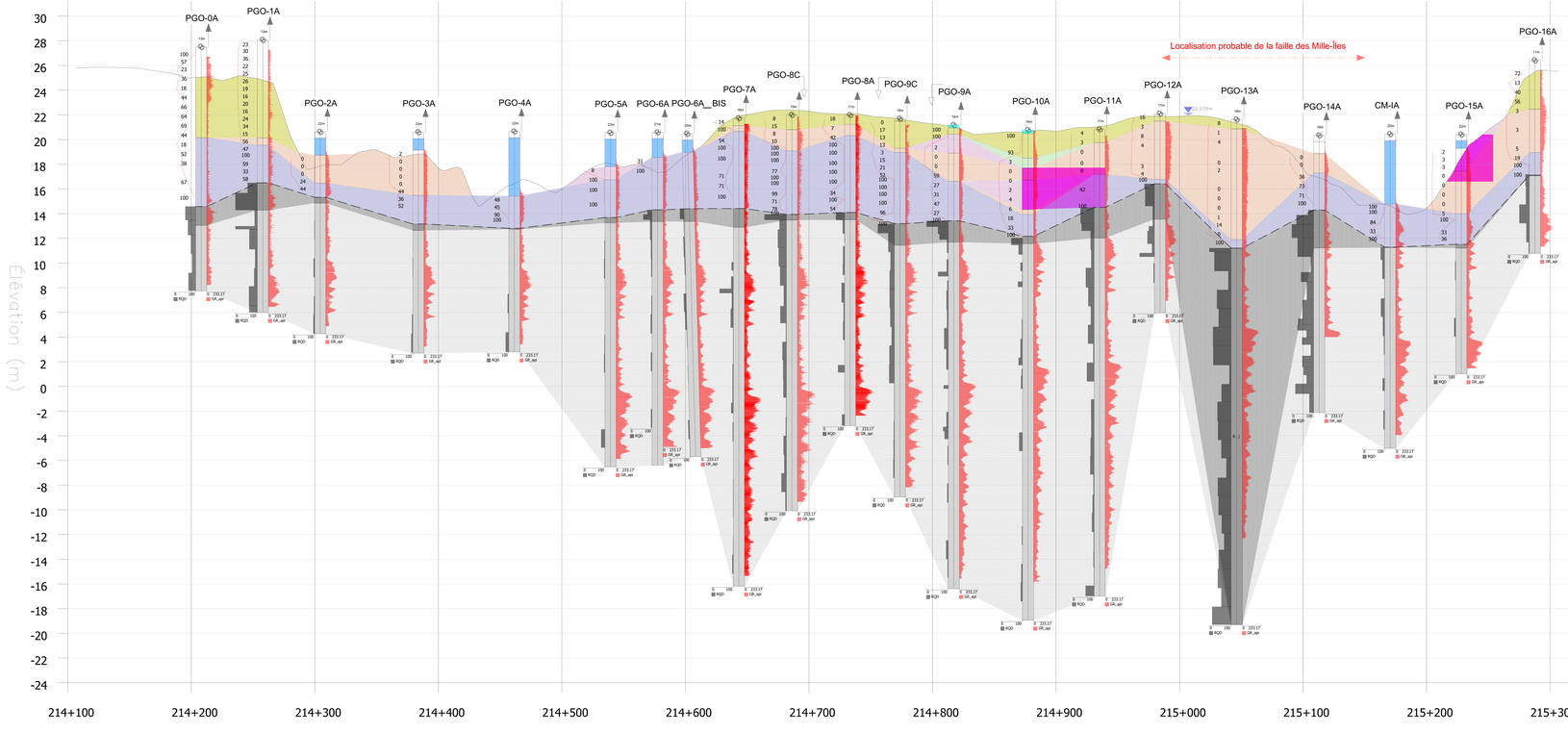
0 40 80 m
MTM, fuseau 8, NAD83

03 juillet 2023

Préparée par : S. Mérineau
Dessinée par : M. Lévesque
Vérifiée par : S. Grenier
211_04094_00_EG_PGO_AnnB1_sondages_053_230703.mxd

CONSORTIUM Avenir A15

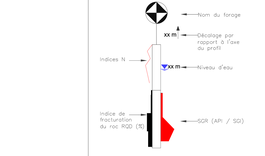
La précision des limites et les mesures montrées sur ce document ne doivent pas servir à des fins d'ingénierie ou de délimitation foncière. Aucune analyse foncière n'a été effectuée par un arpenteur-géomètre.



LÉGENDE:

- Glace
- Eau
- Couche liquéfiable
- Sol organique
- Remblai
- Sol cohérent
- Sol pulvérulent
- Till
- Roc fracturé
- Roc
- Limite supérieur roc fracturé
- Déplacement vertical (Faille probable)
- Bathymétrie / TN
- Coupe A-A'
- Coupe B-B'

DESCRIPTION:



NOTE :
1. SYSTÈME DE COORDONNÉES NAD83 MTM Zone 8, Québec 75-720 Ouest.

	CLIENT : Transports et Mobilité durable Québec
MANDATAIRE : CONSORTIUM Avenir A15	UNITÉ ADMINISTRATIVE : SOUS-MINISTERIAT AUX TERRITOIRES, DIRECTION GÉNÉRALE PRINCIPALE DE LA RÉGION MÉTROPOLITAINE DE MONTRÉAL
IDENTIFICATION DU DOSSIER : 3117-ZA-E01	IDENTIFICATION DU PROJET : 154271308

TITRE : **Ministère des Transport et de la Mobilité durable**
Étude géotechnique et caractérisation environnementale sommaire des sols
Lot 220-22 - Reconstruction du pont Gédéon-Ouimet
Secteur pont Gédéon-Ouimet

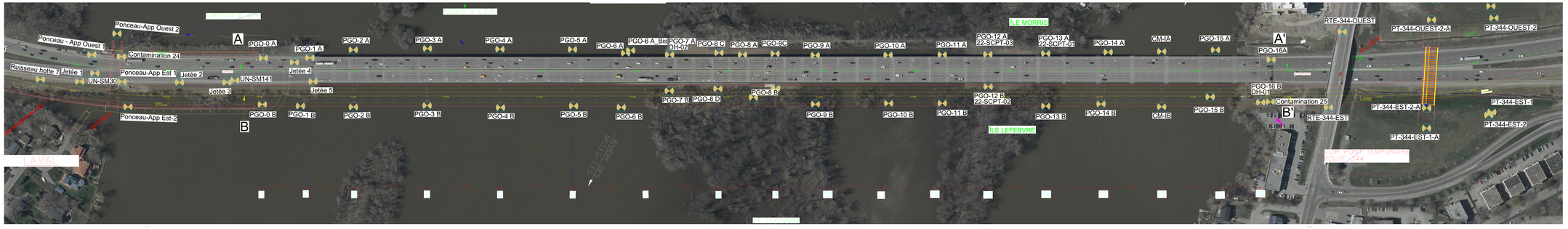
Préparation de l'avant-projet, P&D d'accompagnement lors de la surveillance des travaux de l'A-15 et du pont Gédéon-Ouimet, diverses municipalités

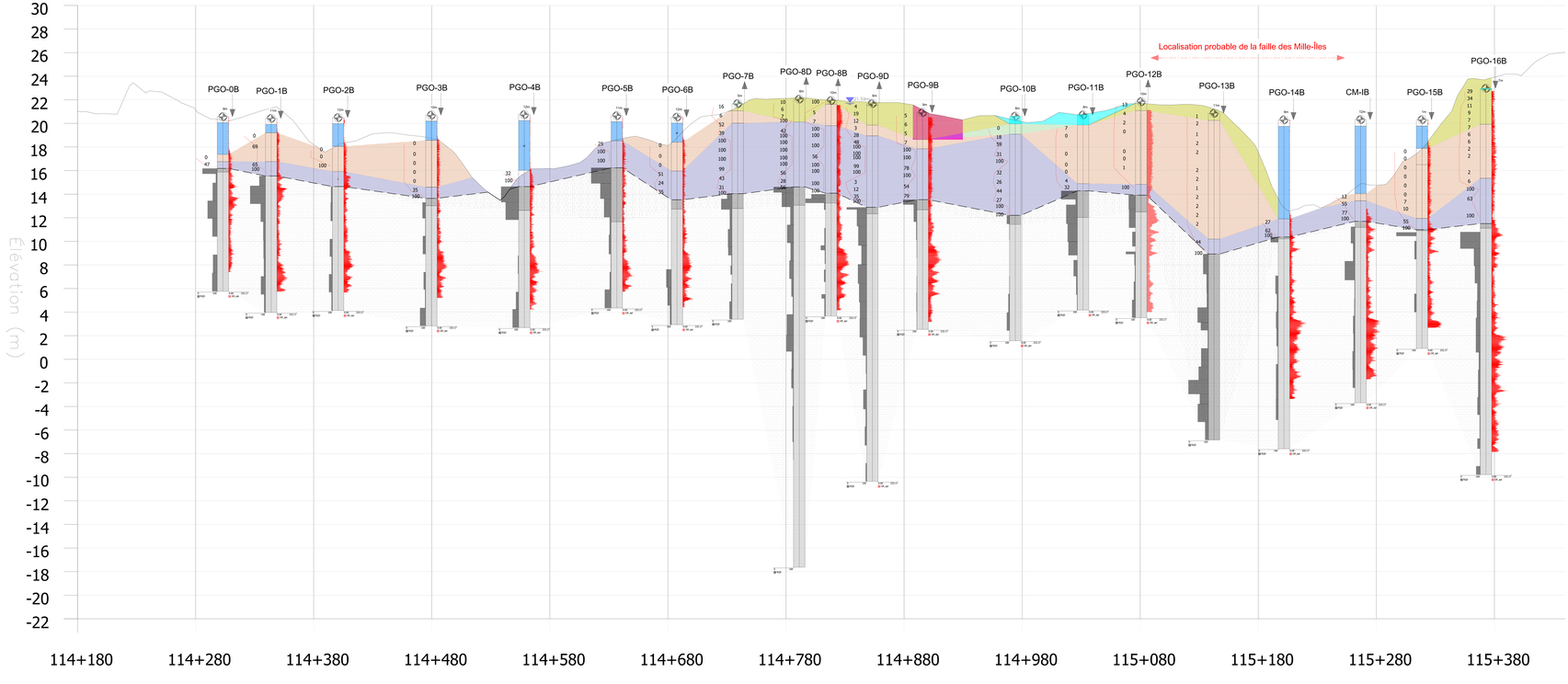
FEUILLET : COUPE LONGITUDINALE A-A'

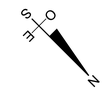
PROJET NO. : 211-04094-00	DISCIPLINE : GÉOTECHNIQUE
CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION PRÉLIMINAIRE	ÉCHELLE : 1:750 EXAGÉRATION VERTICALE x10 0 25 50 75 100m

DESSINÉ PAR : Sâleh Khodr CPI., M.Ing, M.BIM
VÉRIFIÉ PAR : Ana Pereira, M.Sc.
Fatima El Madani, M.Sc.A.
Raluca Opris, Ing. (Gc.BC), M.Sc. A.
APPROUVÉ PAR : Geneviève Landry, Ing.
DATE : 2023-09-14
DESSIN NO. : 1

No.	REV.	DATE	DESCRIPTION







LÉGENDE:

- Glace
- Eau
- Couche liquéfiable
- Sol organique
- Remblai
- Sol cohérent
- Sol pulvérulent
- Till
- Roc fracturé
- Roc
- Limite supérieur roc fracturé
- Déplacement vertical (Faille probable)
- Bathymétrie / TN
- Coupe A-A'
- Coupe B-B'

DESCRIPTION:

NOTE :
1. SYSTÈME DE COORDONNÉES NAD83 MTM Zone 8, Québec 75-720 Ouest.

wsp

CLIENT :
Transports et Mobilité durable Québec

MANDATAIRE :
CONSORTIUM Avenir A15

UNITÉ ADMINISTRATIVE :
SOUS-MINISTRIAT AUX TERRITOIRES, DIRECTION GÉNÉRALE PRINCIPALE DE LA RÉGION MÉTROPOLITAINE DE MONTRÉAL

IDENTIFICATION DU DESSIN : 3117-20-F01
IDENTIFICATION DU PROJET : 154271398

TITRE :
Ministère des Transport et de la Mobilité durable
Étude géotechnique et caractérisation environnementale sommaire des sols
Lot 220-22 - Reconstruction du pont Gédéon-Ouimet
Secteur pont Gédéon-Ouimet

Préparation de l'avant-projet, P&D d'accompagnement lors de la surveillance des travaux de l'A-15 et du pont Gédéon-Ouimet, diverses municipalités

FEUILLET :
COUPE LONGITUDINALE B-B'

PROJET NO. : 211-04094-00
DISCIPLINE : GÉOTECHNIQUE

CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION

PRÉLIMINAIRE

ÉCHELLE : 1:750
EXAGÉRATION VERTICALE x10
0 25 50 75 100m

DESSINÉ PAR :
Sâmi Khalfi CPI., M.Ing, M.BIM
VÉRIFIÉ PAR :
Ana Pereira, M.Sc.
Fatima El Madani, M.Sc.A.
Raluca Opris, Ing. (Qc,BC), M.Sc. A.
APPROUVÉ PAR :
Geneviève Landry, Ing.

DATE : 2023-09-14
DESSIN NO. : 2

No.	REV.	DATE	DESCRIPTION

CONTAMINATION25					*21 févr. 2023*
CF-01B	0,30 - 0,61	**HP C_{10}-C_{50}**	HAM	**HAP**	**Mtx**
CF-04	1,83 - 2,44	HP C_{10}-C_{50}	HAM	**HAP**	Mtx
CF-06	3,05 - 3,66	HP C_{10}-C_{50}	-	HAP	Mtx

PGO-16B				*17 nov. 2022*
CF-03	1,22 - 1,83	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx
CF-05	2,44 - 3,05	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**
CF-08	4,27 - 4,88	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx

PGO-16A				*19 avr. 2023*
CF-03^{MGR}	0,76 - 1,37	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx
CF-05	2,29 - 2,90	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx
CF-07B	3,96 - 4,42	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx

PGO-13B				*14 nov. 2022*
CF-02	0,61 - 1,22	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**
CF-04	2,29 - 2,90	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx
CF-07	4,57 - 5,18	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx

PGO-13A			*4 avr. 2022*
CF-01	0,00 - 0,61	**HAP**	**Mtx**
CF-02	0,76 - 1,37	HAP	Mtx
CF-10	6,86 - 7,47	**HAP**	Mtx

PGO-12B			*6 avr. 2022*
CF-01	0,00 - 0,61	**HAP**	**Mtx**
CF-02	0,76 - 1,37	-	Mtx
CF-06	3,96 - 4,57	**HAP**	Mtx

PGO-12A				*11 avr. 2022*
CF-01	0,00 - 0,61	**HP C_{10}-C_{50}**	HAP	**Mtx**
CF-02	0,76 - 1,37	**HP C_{10}-C_{50}**	HAP	Mtx
CF-03	1,52 - 2,13	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx
CF-08	5,33 - 5,38	**HP C_{10}-C_{50}**	HAP	**Mtx**

PGO-11A				*21 sept. 2022*
CF-01	0,00 - 0,61	**HP C_{10}-C_{50}**	HAP	**Mtx**
CF-02B	1,07 - 1,37	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx
CF-03	1,52 - 2,13	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx

PGO-9B				*21 mars 2022*
CF-01	0,00 - 0,61	**HP C_{10}-C_{50}**	HAP	Mtx
CF-03	1,52 - 2,13	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx
CF-05	3,05 - 3,34	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**

PGO-9D				*15 mars 2023*
CF-01B	0,15 - 0,61	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**
CF-03	1,22 - 1,83	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx
CF-10	5,18 - 5,55	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**
CF-13	7,01 - 7,62	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**

Limite de municipalité

Limite de la zone d'étude

Pont temporaire

Forage (Nom et élévation)

Résultats analytiques des échantillons de matériaux en fonction des critères[1], des valeurs limites[2] et des teneurs maximales[3] du MELCCFP

SONDAGE		*Date*
Échantillon	Intervalle de profondeur (m)	Paramètres analysés

Sols	
-	: Non défini ou non analysé
HAP	: Concentration ≤ A ou non détecté
HAP	: Concentration > A et ≤ B
HAP	: Concentration > B et ≤ C
HAP	: Concentration > C et < RESC
HAP	: Concentration ≥ RESC

MGR	
-	: Non défini ou non analysé
100	: Concentrations inférieures ou égales aux teneurs maximales des catégories 1 et 4
100	: Concentrations inférieures ou égales aux teneurs maximales des catégories 2 et 4
100	: Concentrations inférieures ou égales aux teneurs maximales des catégories 3 et 4
100	: Concentrations classifiées "hors catégorie"

[1] : Critères génériques du *Guide d'intervention : Protection des sols et de réhabilitation des terrains contaminés* (2021, mis à jour sur le portail MELCCFP).
[2] : Valeurs limites de l'Annexe I du *Règlement sur l'enfouissement des sols contaminés* (RESC).
[3] : Teneurs maximales établies pour les catégories 1, 2, 3 et 4 de matières granulaires dans le *Règlement concernant la valorisation des matières résiduelles* (RVMR).

(MGR) : Matières granulaires résiduelles au sens du RVMR (fondation granulaire)

HP C_{10}-C_{50} : Hydrocarbures pétroliers C_{10}-C_{50}
HAM : Hydrocarbures aromatiques monocycliques
HAP : Hydrocarbures aromatiques polycycliques
Mtx : Métaux : Ag, As, Ba, Cd, Cr, Co, Cu, Sn, Mn, Mo, Ni, Pb, Se, Zn
Hg : Mercure

Ministère des Transports et de la Mobilité durable

Étude géotechnique et caractérisation environnementale sommaire des sols
Lot 220-22 - Reconstruction du pont Gédéon-Ouimet
Secteur pont Gédéon-Ouimet

Préparation de l'avant-projet, P&D d'accompagnement lors de la surveillance des travaux de l'A-15 et du pont Gédéon-Ouimet, diverses municipalités

Annexe B-2
Résultats d'analyses chimiques effectuées sur les matériaux prélevés

Feuillet 1/2

Sources :
BNDT, 1/250 000, RNCan, 2007
AQréseau+, réseau routier, MERN Québec, 2020-03
SDA, 1/20 000, MERN Québec, 2019-01
Orthophotographies, CMM 2020

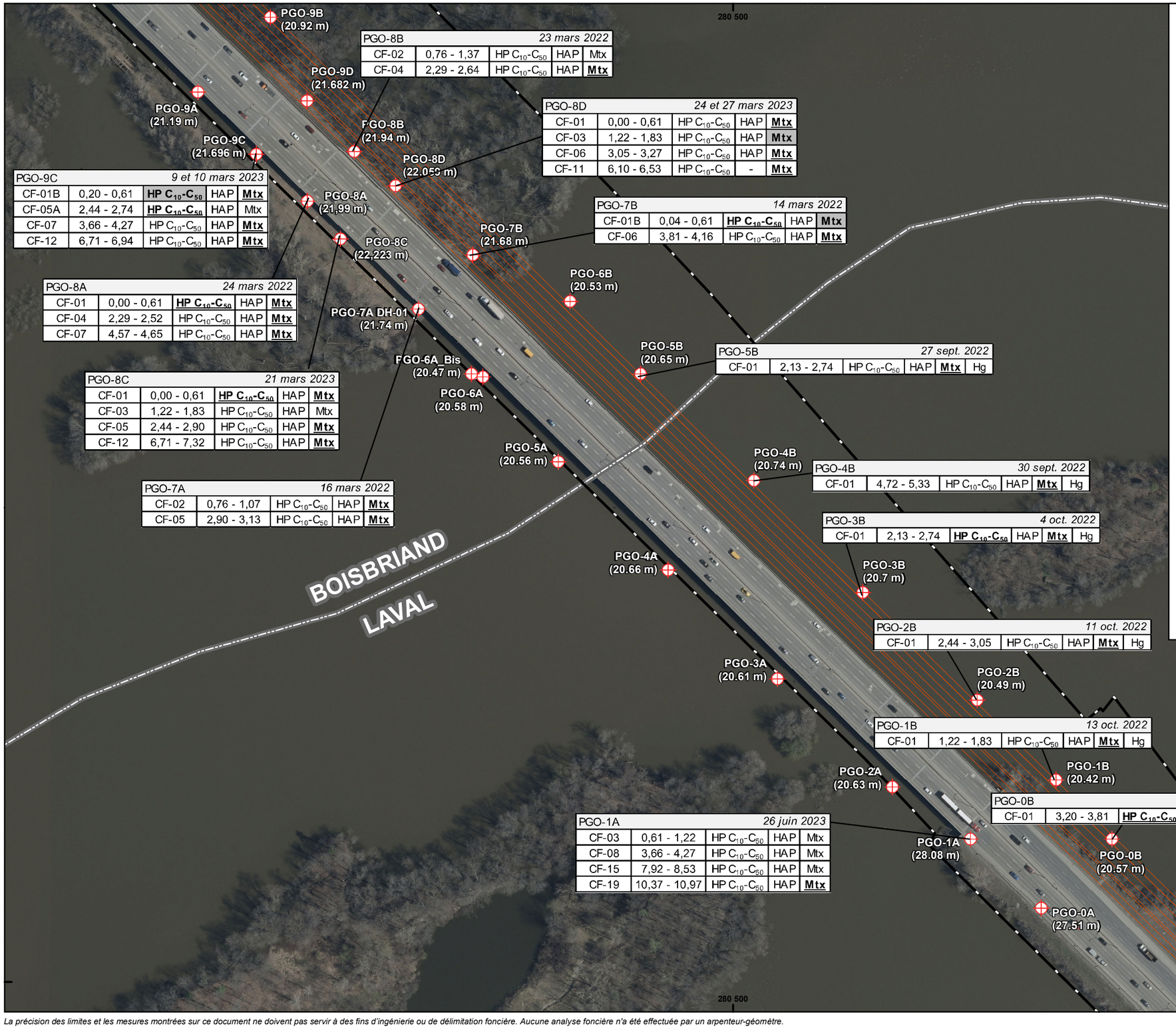
0 20 40 m
MTM, fuseau 8, NAD83

03 juillet 2023

Préparée par : S. Mérineau
Dessinée par : M. Lévesque
Vérifiée par : S. Grenier
211_04094_00_EG_PGO_AnnB2Results1_054_230703.mxd

CONSORTIUM Avenir A15

La précision des limites et les mesures montrées sur ce document ne doivent pas servir à des fins d'ingénierie ou de délimitation foncière. Aucune analyse foncière n'a été effectuée par un arpenteur-géomètre.



PGO-8B				23 mars 2022
CF-02	0,76 - 1,37	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx
CF-04	2,29 - 2,64	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**

PGO-8D				24 et 27 mars 2023
CF-01	0,00 - 0,61	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**
CF-03	1,22 - 1,83	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**
CF-06	3,05 - 3,27	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**
CF-11	6,10 - 6,53	HP C_{10}-C_{50}	-	**Mtx**

PGO-9C				9 et 10 mars 2023
CF-01B	0,20 - 0,61	**HP C_{10}-C_{50}**	HAP	**Mtx**
CF-05A	2,44 - 2,74	**HP C_{10}-C_{50}**	HAP	Mtx
CF-07	3,66 - 4,27	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**
CF-12	6,71 - 6,94	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**

PGO-7B				14 mars 2022
CF-01B	0,04 - 0,61	**HP C_{10}-C_{50}**	HAP	**Mtx**
CF-06	3,81 - 4,16	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**

PGO-8A				24 mars 2022
CF-01	0,00 - 0,61	**HP C_{10}-C_{50}**	HAP	**Mtx**
CF-04	2,29 - 2,52	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**
CF-07	4,57 - 4,65	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**

PGO-5B						27 sept. 2022
CF-01	2,13 - 2,74	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**	Hg	

PGO-8C				21 mars 2023
CF-01	0,00 - 0,61	**HP C_{10}-C_{50}**	HAP	**Mtx**
CF-03	1,22 - 1,83	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx
CF-05	2,44 - 2,90	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**
CF-12	6,71 - 7,32	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**

PGO-4B						30 sept. 2022
CF-01	4,72 - 5,33	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**	Hg	

PGO-7A				16 mars 2022
CF-02	0,76 - 1,07	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**
CF-05	2,90 - 3,13	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**

PGO-3B						4 oct. 2022
CF-01	2,13 - 2,74	**HP C_{10}-C_{50}**	HAP	**Mtx**	Hg	

PGO-2B						11 oct. 2022
CF-01	2,44 - 3,05	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**	Hg	

PGO-1B						13 oct. 2022
CF-01	1,22 - 1,83	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**	Hg	

PGO-0B						19 oct. 2022
CF-01	3,20 - 3,81	**HP C_{10}-C_{50}**	**HAP**	**Mtx**	Hg	

PGO-1A				26 juin 2023
CF-03	0,61 - 1,22	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx
CF-08	3,66 - 4,27	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx
CF-15	7,92 - 8,53	HP C_{10}-C_{50}	HAP	Mtx
CF-19	10,37 - 10,97	HP C_{10}-C_{50}	HAP	**Mtx**

Limite de municipalité

Limite de la zone d'étude

Pont temporaire

Forage (Nom et élévation)

Résultats analytiques des échantillons de matériaux en fonction des critères[1], des valeurs limites[2] et des teneurs maximales[3] du MELCCFP

SONDAGE		*Date*
Échantillons	Intervalles de profondeur (m)	Paramètres analysés

Sols	
-	: Non défini ou non analysé
HAP	: Concentration ≤ A ou non détecté
HAP	: Concentration > A et ≤ B
HAP	: Concentration > B et ≤ C
HAP	: Concentration > C et < RESC
HAP	: Concentration ≥ RESC

MGR	
-	: Non défini ou non analysé
100	: Concentrations inférieures ou égales aux teneurs maximales des catégories 1 et 4
100	: Concentrations inférieures ou égales aux teneurs maximales des catégories 2 et 4
100	: Concentrations inférieures ou égales aux teneurs maximales des catégories 3 et 4
100	: Concentrations classifiées "hors catégorie"

(1) : Critères génériques du *Guide d'intervention : Protection des sols et de réhabilitation des terrains contaminés* (2021, mis à jour sur le portail MELCCFP).
(2) : Valeurs limites de l'Annexe I du *Règlement sur l'enfouissement des sols contaminés* (RESC).
(3) : Teneurs maximales établies pour les catégories 1, 2, 3 et 4 de matières granulaires dans le *Règlement concernant la valorisation des matières résiduelles* (RVMR).

(MGR) : Matières granulaires résiduelles au sens du RVMR (fondation granulaire)

HP C_{10}-C_{50} : Hydrocarbures pétroliers C_{10}-C_{50}
HAM : Hydrocarbures aromatiques monocycliques
HAP : Hydrocarbures aromatiques polycycliques
Mtx : Métaux : Ag, As, Ba, Cd, Cr, Co, Cu, Sn, Mn, Mo, Ni, Pb, Se, Zn
Hg : Mercure

Ministère des Transports et de la Mobilité durable

Étude géotechnique et caractérisation environnementale sommaire des sols
Lot 220-22 - Reconstruction du pont Gédéon-Ouimet
Secteur pont Gédéon-Ouimet

Préparation de l'avant-projet, P&D d'accompagnement lors de la surveillance des travaux de l'A-15 et du pont Gédéon-Ouimet, diverses municipalités

Annexe B-2
Résultats d'analyses chimiques effectuées sur les matériaux prélevés

Feuillet 2/2

Sources :
BNDT, 1/250 000, RNCan, 2007
AQréseau+, réseau routier, MERN Québec, 2020-03
SDA, 1/20 000, MERN Québec, 2019-01
Orthophotographies, CMM 2020

0 20 40 m
MTM, fuseau 8, NAD83

03 juillet 2023

Préparée par : S. Mérineau
Dessinée par : M. Lévesque
Vérifiée par : S. Grenier
211_04094_00_EG_PGO_AnnB2Results2_055_230703.mxd

CONSORTIUM Avenir A15

La précision des limites et les mesures montrées sur ce document ne doivent pas servir à des fins d'ingénierie ou de délimitation foncière. Aucune analyse foncière n'a été effectuée par un arpenteur-géomètre.

CONTAMINATION25			
0,00 - 0,30	TV	A-B (HP, HAP et Mtx)*
0,30 - 0,61	R	A-B (HP, HAP et Mtx)
0,61 - 1,60		A-B (HP, HAP et Mtx)*
1,60 - 2,44		A-B (HAP)
2,44 - 3,66		≤ A

PGO-16B			
0,00 - 0,10	TV	A-B* (HP, HAP et Mtx)
0,10 - 2,14	R	≤ A
2,14 - 3,05		A-B (Mtx)
3,05 - 3,66	SN	≤ A*
3,66 - 4,88		≤ A
4,88 - 7,62		≤ A*
7,62 - 9,69	SN (till)	≤ A*
9,69 - 11,47		≤ A*
11,47 +	Roc	

PGO-15B			
2.44 - 3.66	SN	n.d.
3.66 - 6.71		n.d.
6.71 - 8.38		n.d.
8.38 - 9.33	SN (till)	n.d.
9,33 +	Roc	

CM-IB			
6.28 - 6.89	SN	n.d.
6.89 - 8.63	SN (till)	n.d.
8,63 +	Roc	

PGO-16A			
0,00 - 0,05	Enrobé bitumineux	
0,05 - 0,46	Béton	
0,46 - 1,37	MGR	Catégorie 1 ou 4
1,37 - 3,96	R	≤ A
3,96 - 7,47	SN	≤ A
7,47 - 9,30	SN (till)	≤ A*
9,30 +	Roc	

PGO-15A			
1.12 - 2.95	SN	n.d.
2.95 - 6.42		n.d.
6.42 - 8.89	SN (till)	n.d.
8,89 +	Roc	

CM-IA			
5.66 - 6.02	SN (till)	n.d.
6.02 - 9.16		n.d.
9,16 +	Roc	

PGO-14A			
1.47 - 3.05	SN	n.d.
3.05 - 6.05	SN (till)	n.d.
6,05 +	Roc	

PGO-13A			
0,00 - 0,76	R	A-B (HAP et Mtx)
0,76 - 4,12	SN	≤ A
4,12 - 8,44		A-B (HAP)
8,44 - 10,42		A-B (HAP)*
10,42 +	Roc	

PGO-14B			
8.41 - 9.94	SN (till)	n.d.
9,94 +	Roc	

PGO-13B			
0,00 - 0,61	SN	≤ A*
0,61 - 2,29		A-B (Mtx)
2,29 - 4,50		≤ A
4,50 - 10,67		≤ A
10,67 - 11,94	SN (till)	≤ A*
11,94 +	Roc	

PGO-12B			
0,00 - 0,76	R	C-RESC (Mtx)
0,76 - 2,67	SN	≤ A
2,67 - 7,01		A-B (HAP)
7,01 - 7,93	SN (till)	A-B (HAP)*
7,93 +	Roc	

CONTAMINATION25 (24.9 m)
PGO-16B DH-02 (22.97 m)
PGO-16A (26.427 m)
PGO-15B (20.32 m)
CM-IB (20.32 m)
PGO-15A (20.41 m)
CM-IA (20.45 m)
PGO-14B (20.3 m)
PGO-14A (20.34 m)
PGO-13B 22-SCPT-02 (20.86 m)
PGO-13A 22-SCPT-01 (21.63 m)
PGO-12B (21.84 m)

9E AVE
CHEMIN DES ÎLES
280 000

Limite de municipalité
Limite de la zone d'étude
Pont temporaire
Forage (Nom et élévation)

Résultats analytiques des échantillons de matériaux en fonction des critères[1], des valeurs limites[2] et des teneurs maximales[3] du MELCCFP

Sondage	Profondeur [4] (m)	Type	Plage ou Catégorie

[1] : Critères génériques du *Guide d'intervention: Protection des sols et de réhabilitation des terrains contaminés* (2021, mis à jour sur le portail MELCCFP).
[2] : Valeurs limites de l'Annexe I du *Règlement sur l'enfouissement des sols contaminés* (RESC).
[3] : Teneurs maximales établies pour les catégories 1, 2, 3 et 4 de matières granulaires dans le *Règlement concernant la valorisation des matières résiduelles* (RVMR).
[4] : Profondeur (en m) par rapport à la surface du sol ou de la barge (voir les rapports de forages à l'annexe C).

HP : Hydrocarbures pétroliers C_{10}-C_{50}
HAM : Hydrocarbures aromatiques monocycliques (paramètres analysés : benzène, éthylbenzène, toluène et xylènes totaux (BTEX))
HAP : Hydrocarbures aromatiques polycycliques
Mtx : Métaux : Ag, As, Ba, Cd, Cr, Co, Cu, Sn, Mn, Mo, Ni, Pb, Se, Zn
Hg : Mercure

MGR : Matières granulaires résiduelles au sens du RVMR (fondation granulaire)
R : Remblai
SN : Sol naturel
TV : Terre végétale

n.a. : non analysé
n.d. : Plage de contamination ou catégorie de matières granulaires résiduelles non définie, à caractériser ultérieurement
* : Données interprétées sur la base des résultats sectoriels et de la stratigraphie, à confirmer ultérieurement.

Ministère des Transports et de la Mobilité durable
Étude géotechnique et caractérisation environnementale sommaire des sols
Lot 220-22 - Reconstruction du pont Gédéon-Ouimet
Secteur pont Gédéon-Ouimet

Préparation de l'avant-projet, P&D d'accompagnement lors de la surveillance des travaux de l'A-15 et du pont Gédéon-Ouimet, diverses municipalités

Annexe B-3
Interprétation de la qualité environnementale des matériaux en place

Feuillet 1/3

Sources :
BNDT, 1/250 000, RNCan, 2007
AQréseau+, réseau routier, MERN Québec, 2020-03
SDA, 1/20 000, MERN Québec, 2019-01
Orthophotographies, CMM 2020

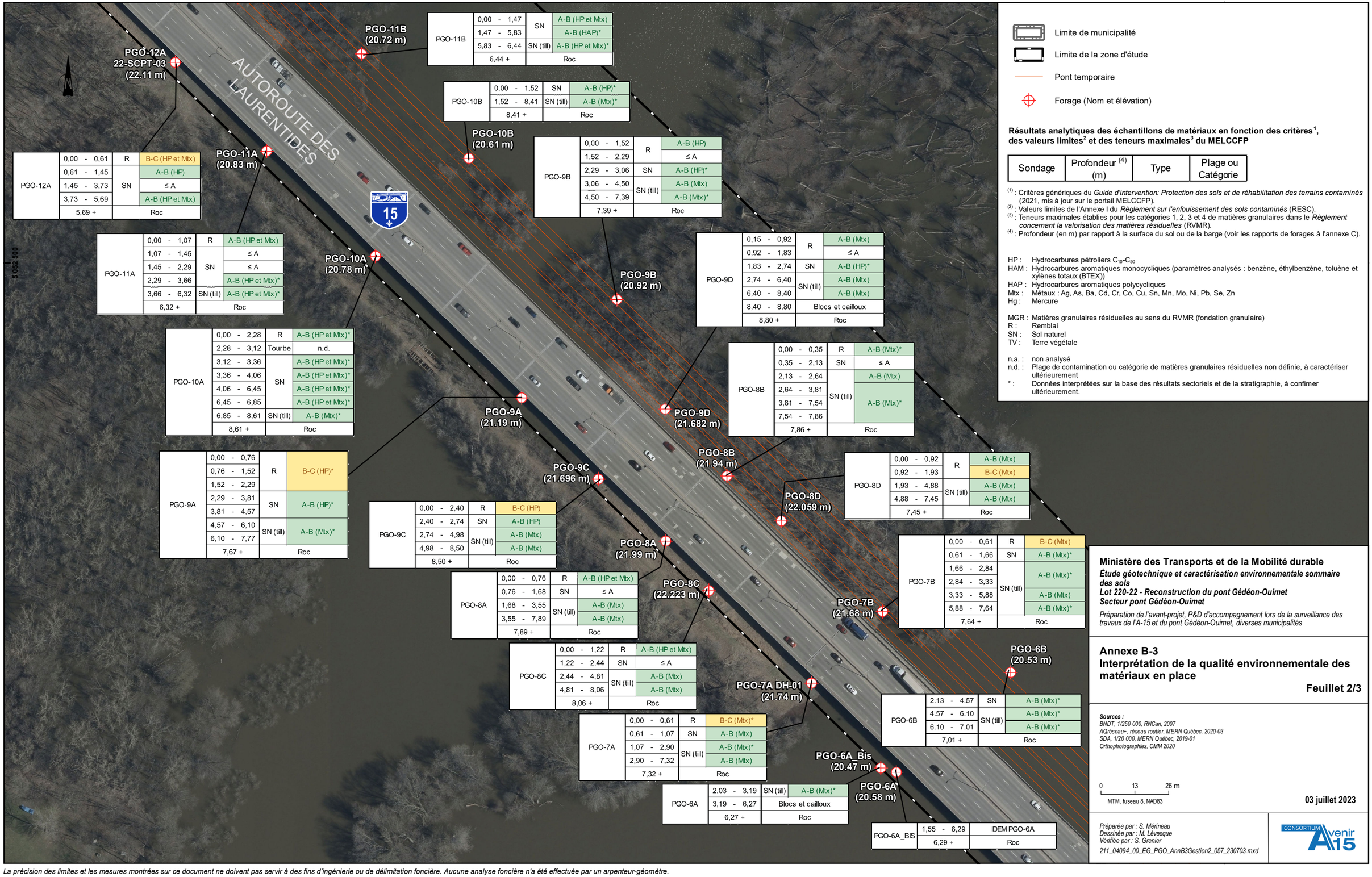
0 13 26 m
MTM, fuseau 8, NAD83

03 juillet 2023

Préparée par : S. Mérineau
Dessinée par : M. Lévesque
Vérifiée par : S. Grenier
211_04094_00_EG_PGO_AnnB3Gestion1_056_230703.mxd

CONSORTIUM Avenir A15

La précision des limites et les mesures montrées sur ce document ne doivent pas servir à des fins d'ingénierie ou de délimitation foncière. Aucune analyse foncière n'a été effectuée par un arpenteur-géomètre.



PGO-12A			
	0,00 - 0,61	R	B-C (HP et Mtx)
	0,61 - 1,45	SN	A-B (HP)
	1,45 - 3,73		≤ A
	3,73 - 5,69		A-B (HP et Mtx)
	5,69 +	Roc	

PGO-11B			
	0,00 - 1,47	SN	A-B (HP et Mtx)
	1,47 - 5,83		A-B (HAP)*
	5,83 - 6,44	SN (till)	A-B (HP et Mtx)*
	6,44 +	Roc	

PGO-10B			
	0,00 - 1,52	SN	A-B (HP)*
	1,52 - 8,41	SN (till)	A-B (Mtx)*
	8,41 +	Roc	

PGO-9B			
	0,00 - 1,52	R	A-B (HP)
	1,52 - 2,29		≤ A
	2,29 - 3,06	SN	A-B (HP)*
	3,06 - 4,50	SN (till)	A-B (Mtx)
	4,50 - 7,39		A-B (Mtx)*
	7,39 +	Roc	

PGO-11A			
	0,00 - 1,07	R	A-B (HP et Mtx)
	1,07 - 1,45	SN	≤ A
	1,45 - 2,29		≤ A
	2,29 - 3,66		A-B (HP et Mtx)*
	3,66 - 6,32	SN (till)	A-B (HP et Mtx)*
	6,32 +	Roc	

PGO-9D			
	0,15 - 0,92	R	A-B (Mtx)
	0,92 - 1,83		≤ A
	1,83 - 2,74	SN	A-B (HP)*
	2,74 - 6,40	SN (till)	A-B (Mtx)
	6,40 - 8,40		A-B (Mtx)
	8,40 - 8,80	Blocs et cailloux	
	8,80 +	Roc	

PGO-10A			
	0,00 - 2,28	R	A-B (HP et Mtx)*
	2,28 - 3,12	Tourbe	n.d.
	3,12 - 3,36	SN	A-B (HP et Mtx)*
	3,36 - 4,06		A-B (HP et Mtx)*
	4,06 - 6,45		A-B (HP et Mtx)*
	6,45 - 6,85		A-B (HP et Mtx)*
	6,85 - 8,61	SN (till)	A-B (Mtx)*
	8,61 +	Roc	

PGO-8B			
	0,00 - 0,35	R	A-B (Mtx)*
	0,35 - 2,13	SN	≤ A
	2,13 - 2,64	SN (till)	A-B (Mtx)
	2,64 - 3,81		A-B (Mtx)*
	3,81 - 7,54		
	7,54 - 7,86		
	7,86 +	Roc	

PGO-9A			
	0,00 - 0,76	R	B-C (HP)*
	0,76 - 1,52		
	1,52 - 2,29		
	2,29 - 3,81	SN	A-B (HP)*
	3,81 - 4,57		
	4,57 - 6,10	SN (till)	A-B (Mtx)*
	6,10 - 7,77		
	7,67 +	Roc	

PGO-9C			
	0,00 - 2,40	R	B-C (HP)
	2,40 - 2,74	SN	A-B (HP)
	2,74 - 4,98	SN (till)	A-B (Mtx)
	4,98 - 8,50		A-B (Mtx)
	8,50 +	Roc	

PGO-8D			
	0,00 - 0,92	R	A-B (Mtx)
	0,92 - 1,93		B-C (Mtx)
	1,93 - 4,88	SN (till)	A-B (Mtx)
	4,88 - 7,45		A-B (Mtx)
	7,45 +	Roc	

PGO-8A			
	0,00 - 0,76	R	A-B (HP et Mtx)
	0,76 - 1,68	SN	≤ A
	1,68 - 3,55	SN (till)	A-B (Mtx)
	3,55 - 7,89		A-B (Mtx)
	7,89 +	Roc	

PGO-7B			
	0,00 - 0,61	R	B-C (Mtx)
	0,61 - 1,66	SN	A-B (Mtx)*
	1,66 - 2,84	SN (till)	A-B (Mtx)*
	2,84 - 3,33		
	3,33 - 5,88		A-B (Mtx)
	5,88 - 7,64		A-B (Mtx)*
	7,64 +	Roc	

PGO-8C			
	0,00 - 1,22	R	A-B (HP et Mtx)
	1,22 - 2,44	SN	≤ A
	2,44 - 4,81	SN (till)	A-B (Mtx)
	4,81 - 8,06		A-B (Mtx)
	8,06 +	Roc	

PGO-6B			
	2.13 - 4.57	SN	A-B (Mtx)*
	4.57 - 6.10	SN (till)	A-B (Mtx)*
	6.10 - 7.01		A-B (Mtx)*
	7,01 +	Roc	

PGO-7A			
	0,00 - 0,61	R	B-C (Mtx)*
	0,61 - 1,07	SN	A-B (Mtx)
	1,07 - 2,90	SN (till)	A-B (Mtx)*
	2,90 - 7,32		A-B (Mtx)
	7,32 +	Roc	

PGO-6A			
	2,03 - 3,19	SN (till)	A-B (Mtx)*
	3,19 - 6,27	Blocs et cailloux	
	6,27 +	Roc	

PGO-6A_BIS		
	1,55 - 6,29	IDEM PGO-6A
	6,29 +	Roc

Limite de municipalité

Limite de la zone d'étude

Pont temporaire

Forage (Nom et élévation)

Résultats analytiques des échantillons de matériaux en fonction des critères[1], des valeurs limites[2] et des teneurs maximales[3] du MELCCFP

Sondage	Profondeur [4] (m)	Type	Plage ou Catégorie

[1] : Critères génériques du *Guide d'intervention: Protection des sols et de réhabilitation des terrains contaminés* (2021, mis à jour sur le portail MELCCFP).
[2] : Valeurs limites de l'Annexe I du *Règlement sur l'enfouissement des sols contaminés* (RESC).
[3] : Teneurs maximales établies pour les catégories 1, 2, 3 et 4 de matières granulaires dans le *Règlement concernant la valorisation des matières résiduelles* (RVMR).
[4] : Profondeur (en m) par rapport à la surface du sol ou de la barge (voir les rapports de forages à l'annexe C).

HP : Hydrocarbures pétroliers C_{10}-C_{50}
HAM : Hydrocarbures aromatiques monocycliques (paramètres analysés : benzène, éthylbenzène, toluène et xylènes totaux (BTEX))
HAP : Hydrocarbures aromatiques polycycliques
Mtx : Métaux : Ag, As, Ba, Cd, Cr, Co, Cu, Sn, Mn, Mo, Ni, Pb, Se, Zn
Hg : Mercure

MGR : Matières granulaires résiduelles au sens du RVMR (fondation granulaire)
R : Remblai
SN : Sol naturel
TV : Terre végétale

n.a. : non analysé
n.d. : Plage de contamination ou catégorie de matières granulaires résiduelles non définie, à caractériser ultérieurement
* : Données interprétées sur la base des résultats sectoriels et de la stratigraphie, à confirmer ultérieurement.

Ministère des Transports et de la Mobilité durable

Étude géotechnique et caractérisation environnementale sommaire des sols
Lot 220-22 - Reconstruction du pont Gédéon-Ouimet
Secteur pont Gédéon-Ouimet

Préparation de l'avant-projet, P&D d'accompagnement lors de la surveillance des travaux de l'A-15 et du pont Gédéon-Ouimet, diverses municipalités

Annexe B-3
Interprétation de la qualité environnementale des matériaux en place

Feuillet 2/3

Sources :
BNDT, 1/250 000, RNCan, 2007
AQréseau+, réseau routier, MERN Québec, 2020-03
SDA, 1/20 000, MERN Québec, 2019-01
Orthophotographies, CMM 2020

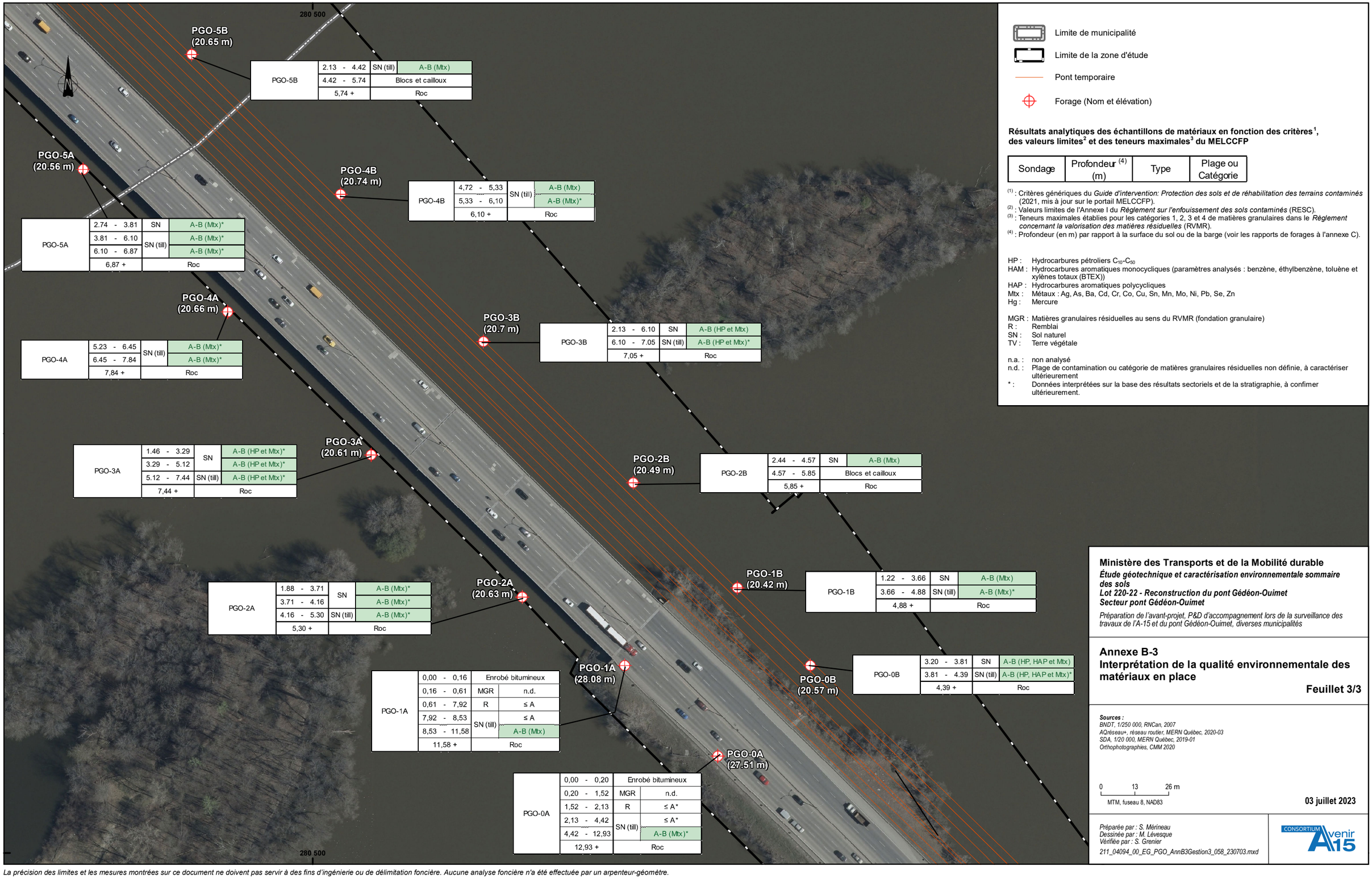
0 13 26 m
MTM, fuseau 8, NAD83

03 juillet 2023

Préparée par : S. Mérineau
Dessinée par : M. Lévesque
Vérifiée par : S. Grenier
211_04094_00_EG_PGO_AnnB3Gestion2_057_230703.mxd

CONSORTIUM Avenir A15

La précision des limites et les mesures montrées sur ce document ne doivent pas servir à des fins d'ingénierie ou de délimitation foncière. Aucune analyse foncière n'a été effectuée par un arpenteur-géomètre.



Limite de municipalité

Limite de la zone d'étude

Pont temporaire

Forage (Nom et élévation)

Résultats analytiques des échantillons de matériaux en fonction des critères[1], des valeurs limites[2] et des teneurs maximales[3] du MELCCFP

Sondage	Profondeur [4] (m)	Type	Plage ou Catégorie

[1] : Critères génériques du *Guide d'intervention: Protection des sols et de réhabilitation des terrains contaminés* (2021, mis à jour sur le portail MELCCFP).
[2] : Valeurs limites de l'Annexe I du *Règlement sur l'enfouissement des sols contaminés* (RESC).
[3] : Teneurs maximales établies pour les catégories 1, 2, 3 et 4 de matières granulaires dans le *Règlement concernant la valorisation des matières résiduelles* (RVMR).
[4] : Profondeur (en m) par rapport à la surface du sol ou de la barge (voir les rapports de forages à l'annexe C).

HP : Hydrocarbures pétroliers C_{10}-C_{50}
HAM : Hydrocarbures aromatiques monocycliques (paramètres analysés : benzène, éthylbenzène, toluène et xylènes totaux (BTEX))
HAP : Hydrocarbures aromatiques polycycliques
Mtx : Métaux : Ag, As, Ba, Cd, Cr, Co, Cu, Sn, Mn, Mo, Ni, Pb, Se, Zn
Hg : Mercure

MGR : Matières granulaires résiduelles au sens du RVMR (fondation granulaire)
R : Remblai
SN : Sol naturel
TV : Terre végétale

n.a. : non analysé
n.d. : Plage de contamination ou catégorie de matières granulaires résiduelles non définie, à caractériser ultérieurement
* : Données interprétées sur la base des résultats sectoriels et de la stratigraphie, à confirmer ultérieurement.

Ministère des Transports et de la Mobilité durable

Étude géotechnique et caractérisation environnementale sommaire des sols
Lot 220-22 - Reconstruction du pont Gédéon-Ouimet
Secteur pont Gédéon-Ouimet

Préparation de l'avant-projet, P&D d'accompagnement lors de la surveillance des travaux de l'A-15 et du pont Gédéon-Ouimet, diverses municipalités

Annexe B-3
Interprétation de la qualité environnementale des matériaux en place

Feuillet 3/3

Sources :
BNDT, 1/250 000, RNCan, 2007
AQréseau+, réseau routier, MERN Québec, 2020-03
SDA, 1/20 000, MERN Québec, 2019-01
Orthophotographies, CMM 2020

0 13 26 m
MTM, fuseau 8, NAD83

03 juillet 2023

Préparée par : S. Mérineau
Dessinée par : M. Lévesque
Vérifiée par : S. Grenier
211_04094_00_EG_PGO_AnnB3Gestion3_058_230703.mxd

CONSORTIUM Avenir A15

La précision des limites et les mesures montrées sur ce document ne doivent pas servir à des fins d'ingénierie ou de délimitation foncière. Aucune analyse foncière n'a été effectuée par un arpenteur-géomètre.