

RAPPORT N° : 171-06536-00

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

SENTIER COMMUNAUTAIRE PROJETÉ, CHELSEA (QUÉBEC)

13 NOVEMBRE 2017





ÉTUDE GÉOTECHNIQUE SENTIER COMMUNAUTAIRE PROJETÉ, CHELSEA (QUÉBEC)

MUNICIPALITÉ DE CHELSEA

RAPPORT (VERSION FINALE)

PROJET NO.: 171-06536-00

DATE : NOVEMBRE 2017

WSP CANADA INC.
480, BOUL. DE LA CITE, BUREAU 200
GATINEAU (QUÉBEC) J8T 7W3

TÉLÉPHONE : +1 819-243-2827
TÉLÉCOPIEUR : +1 819-243-2019
WSP.COM



13 novembre 2017

M. Claude Doucet
MUNICIPALITÉ DE CHELSEA
Directeur par intérim, Service des travaux publics et infrastructures
100, chemin Old Chelsea,
Chelsea (QC) J9B 1C1

Objet : Étude géotechnique – Sentier communautaire projeté, Chelsea (Québec)
Réf. : 171-06536-00

Monsieur

Vous trouverez dans le rapport ci-dessous notre étude géotechnique effectuée pour répondre à votre appel d'offres numéro AO-TP-010-17.

L'équipe de réalisation de l'étude est indiquée ci-dessous.

Nous demeurons disponibles pour tout renseignement supplémentaire.

Veillez agréer, Monsieur, l'expression de nos sentiments distingués.

Salutations,

David Feghali
Chargé de discipline

Isabelle Sanchez
Chargée de projet


GESTION DE LA QUALITÉ

	PREMIÈRE ÉMISSION/RÉVISION	ÉMISSION	RÉVISION 1	RÉVISION 2	RÉVISION 3
Remarques		Version préliminaire - À ne pas publier	Version finale		
Date		2017-07-26	2017-11-13		
Préparé par		David Feghali	David Feghali		
Vérifié par		Isabelle Sanchez	Luc Paquette		
Numéro de projet		171-06536-00	171-06536-00		

SIGNATURES

PRÉPARÉ PAR

David Feghali, ing.
(OIQ #144300)
Chargé de discipline



Kristina Bondy, ing.
(OIQ 146117)
Chargée de discipline

RÉVISÉ PAR

Isabelle Sanchez, ing , M.Ing., MBA
(OIQ #131296)
Chargée de projet

Luc Paquette, ing.
(OIQ #110523)
Chef d'équipe

Le présent rapport a été préparé par WSP pour le compte de MUNICIPALITÉ DE CHELSEA conformément à l'entente de services professionnels. La divulgation de tout renseignement faisant partie du présent rapport incombe uniquement au destinataire prévu. Son contenu reflète le meilleur jugement de WSP à la lumière des informations disponibles au moment de la préparation du rapport. Toute utilisation que pourrait en faire une tierce partie ou toute référence ou toutes décisions en découlant sont l'entière responsabilité de ladite tierce partie. WSP n'accepte aucune responsabilité quant aux dommages, s'il en était, que pourrait subir une tierce partie à la suite d'une décision ou d'un geste basé sur le présent rapport. Cet énoncé de limitation fait partie du présent rapport.

© 2017, Municipalité de Chelsea. Tous droits réservés.

La préparation de la présente étude géotechnique fait partie de l'étude de faisabilité réalisée avec le concours du Fonds municipal vert, un fonds financé par le gouvernement du Canada et administré par la Fédération canadienne des municipalités. Malgré cet apport, les opinions exprimées sont celles des auteurs, et la Fédération canadienne des municipalités et le gouvernement du Canada n'assument aucune responsabilité à leur égard.

ÉQUIPE DE RÉALISATION

MUNICIPALITÉ DE CHELSEA

Directrice du service des travaux publics et infrastructures Paola Zurro, ing. jr., LEED AP : BD+C

Chargé de projet Claude Doucet, ing. Urbaniste

WSP CANADA INC. (WSP)

Chargée de projet Isabelle Sanchez, ing , M.Ing., MBA

Chargé de discipline David Feghali, ing.

Chargée de discipline Mylène Sansoucy, ing., M.Sc.

Analyses de stabilité Kristina Bondy, ing., M.ing.

Assistante de projet, rapports de forage et reportage Bintou Keïta, ing. jr.

Assistante de projet, supervision de forages Andréa Dufour, tech.

Assistante de projet, arpentage Nadine Chartrand, tech.

Assistant de projet, arpentage David St-Jean, tech.

Chef de laboratoire Nick Krebs, tech.

Assistant de projet, essais de laboratoire Jesse Meehan, tech.

Assistante de projet, cartographie Iveline Douce, cartographe

Assistant de projet, cartographe Sébastien Major, tech.

Adjointe administrative Denise Bélair

SOUS-TRAITANTS

Compagnie de forage Forage Grenville

Essais au piezocone Stratum CPT ltd

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	1
1.1	Contexte	1
1.2	Objectifs.....	1
1.3	Limitations.....	1
2	SECTEUR A.....	3
2.1	Description du site	3
2.2	Méthodologie	3
2.2.1	Études antérieures	3
2.2.2	Visite du site.....	3
2.3	Observations et recommandations	4
3	SECTEUR B	7
3.1	Description du site	7
3.2	Méthodologie	7
3.2.1	Études antérieures	7
3.2.2	Localisation des infrastructures souterraines	8
3.2.3	Visite du secteur et implantation des sondages.....	8
3.2.4	Sondages au piézocône	8
3.2.5	Forages	8
3.2.6	Puits d'observation.....	9
3.2.7	Arpentage.....	9
3.2.8	Essais de laboratoire	10
3.3	Conditions souterraines	10
3.3.1	Remblais.....	11
3.3.2	Sable argileux/silteux	11
3.3.3	Dépôt cohérent	12
3.3.4	Dépôt pulvérulent	14
3.3.5	Sol dense ou socle rocheux.....	14
3.3.6	Eau souterraine.....	14
3.4	Recommandations	15

3.4.1	Généralités.....	15
3.4.2	Propriétés géotechniques des sols et des matériaux	15
3.4.3	Méthode d'analyse et cas de chargement étudié	16
3.4.4	Résultats des analyses de stabilité	17
3.4.5	Travaux de stabilisation recommandés.....	17
3.4.6	Risque de rétrogression	18
3.4.7	Travaux de stabilisation.....	18
4	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	21

TABLEAUX

TABLEAU 2.1	OBSERVATIONS DE LA VISITE DU SECTEUR A.....	4
TABLEAU 3.1	COORDONNEES, ELEVATION ET PROFONDEUR DES SONDAGES.....	9
TABLEAU 3.2	ESSAIS DE LABORATOIRE.....	10
TABLEAU 3.3	RESUME DE LA STRATIGRAPHIE	11
TABLEAU 3.4	RÉSULTATS DE L'ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE SUR LE SABLE ARGILEUX ET SILTEUX.....	12
TABLEAU 3.5	RÉSULTATS DES LIMITES DE CONSISTANCE SUR LE SABLE ARGILEUX ET SILTEUX.....	12
TABLEAU 3.6	RÉSULTATS DE L'ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE SUR LE DÉPÔT COHÉRENT	12
TABLEAU 3.7	RÉSULTATS DES LIMITES DE CONSISTANCE SUR LE DÉPÔT COHÉRENT	13
TABLEAU 3.8	VALEURS DE RÉSISTANCE AU CISAILEMENT NON DRAINÉ DU SCISSOMÈTRE NILCON.....	13
TABLEAU 3.9	PROFONDEUR DE L'EAU SOUTERRAINE.....	14
TABLEAU 3.10	PROPRIETES DES MATERIAUX UTILISES POUR LES ANALYSES DE STABILITE.....	16
TABLEAU 3.11	RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE TALUS À L'ÉTAT ACTUEL.....	17
TABLEAU 3.12	RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE TALUS SUITE À LA STABILISATION	18

FIGURES

FIGURE 1	SECTEURS DU SITE À L'ÉTUDE
FIGURE 2	OBSERVATIONS DANS LE SECTEUR A (ET SOUS-FIGURES 2A À 2D)
FIGURE 3	SONDAGES EFFECTUÉS AU SECTEUR B ET SECTIONS DE PROFIL (ET SOUS-FIGURES 3A À 3C)
FIGURE 4	CROQUIS : MÉTHODES DE STABILISATION (FIGURES 4A À 4C)

ANNEXES

- A** LIMITES ET CONDITIONS GÉNÉRALES
- B** COURBES DE PIÉZOCÔNE
- C** RAPPORTS DES FORAGE
- D** RÉSULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE
- E** ANALYSES DE STABILITÉ
- F** RISQUE DE RÉTROGRESSION

1 INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

Les services de WSP Canada inc. (WSP) ont été retenus par la Municipalité de Chelsea afin de réaliser une étude environnementale de site Phase II et une étude géotechnique dans le cadre de la transformation du chemin de fer existant en un sentier communautaire, traversant la municipalité de Chelsea à partir du chemin Loretta au sud jusqu'à sa limite nord. Ce rapport traite spécifiquement de l'étude géotechnique. L'étude environnementale de site Phase II sera remise dans un rapport distinct.

Cette étude est effectuée pour répondre à l'appel d'offres N° AO-TP-010-17 de la municipalité de Chelsea.

Le site à l'étude est séparé en deux secteurs, A et B, couvrant environ 20 km le long du tracé de la voie ferrée, et traités séparément dans les sections 2 et 3 respectivement dans ce rapport. La description générale de chaque secteur se retrouve aux sections 2.1 et 3.1 pour les secteurs A et B respectivement.

La figure 1 montre la localisation du site à l'étude ainsi que les deux secteurs, la figure 2 montre le secteur A ainsi que les points à intérêt observés, alors que la figure 3 se limite au secteur B, l'emplacement des sondages effectués ainsi que les sections effectués pour l'analyse de stabilité des talus.

1.2 OBJECTIFS

Les travaux réalisés pour l'étude géotechnique consistent à effectuer une visite dans le secteur A, et une investigation détaillée dans le secteur B.

Pour le secteur A, l'objectif est de détecter les signes visuels précurseurs à des instabilités potentielles qui pourraient avoir lieu, tout en considérant les études géotechniques antérieures qui ont été effectuées dans ce secteur.

Le secteur B se retrouve quant à lui dans une zone à risque de glissements de terrain. L'étude géotechnique aura donc pour objectif d'évaluer les mesures à prendre préalablement à l'implantation du sentier communautaire. Plus précisément, ce secteur sera visité, les anciennes études considérées et les talus identifiés comme étant les plus à risque seront sondés et analysés pour identifier la stabilité actuelle et les mesures nécessaires pour les rendre sécuritaires, si nécessaire.

1.3 LIMITATIONS

Le présent rapport a été préparé pour la Municipalité de Chelsea dans le cadre d'un projet de transformation d'une ancienne voie ferroviaire en un sentier communautaire. Ce rapport ne peut pas être utilisé dans un autre contexte sans l'approbation écrite de WSP et de la Municipalité de Chelsea.

Les recommandations dans le présent rapport ont été élaborées selon l'information fournie par le Client et celle obtenue lors de la reconnaissance géotechnique du site. Toute modification au projet devra être communiquée à WSP afin que les recommandations puissent être révisées.

Ce rapport est assujéti à certaines conditions limitatives qui découlent de la problématique inhérente aux phénomènes reliés aux profils géologique, géotechnique et hydrogéologique de tout site faisant l'objet d'investigation par sondage. Il est important de faire ressortir que ces conditions et limitations font partie du présent rapport et permettent une meilleure compréhension de celui-ci. Ces dernières sont présentées en détail à l'annexe A.

2 SECTEUR A

2.1 DESCRIPTION DU SITE

Le secteur A à l'étude est constitué de la voie ferrée à partir de son intersection avec le chemin Mill et la limite Nord de la municipalité, soit une distance de 17,15 km. À des fins d'identification, un chainage a été adopté, soit débutant au niveau du chemin Mill à 100+000 et finissant à la limite nord avec un chainage de 117+150.

Le secteur débute au niveau de l'ancienne gare de Chelsea. En général, la voie ferrée longe le profil de la rivière Gatineau se retrouvant vers l'est, en étant même directement adjacent à celle-ci dans certains emplacements. Le chemin de fer intersecte aussi plusieurs rues locales et notamment le chemin de la rivière aux environs du chainage 113+900. Le chemin de fer longe par la suite ce chemin jusqu'à la limite nord du secteur.

Les rails composant l'ancien chemin de fer sont encore présents tout au long du secteur étudié.

Le chemin de fer passe au travers d'une topographie très variable, à travers des collines et des vallées, donc dans des zones de déblais et de remblais respectivement. Plusieurs ponts traversent aussi le chemin de fer. La description détaillée est présentée dans les sections qui suivent, notamment ce qui est observé lors de la visite.

2.2 MÉTHODOLOGIE

2.2.1 ÉTUDES ANTÉRIEURES

Plusieurs études géotechniques antérieures ont été effectuées au fil des années. Trois de celles-ci traitent du secteur A à l'étude:

- Groupe Qualitas Inc. 2009. *Rapport final - Projet : Détection de signes visuels précurseurs à des instabilités potentielles, tronçon du train à vapeur H.C.W. de Gatineau à Wakefield, Québec*. N/Dossier : D-08351;
 - Groupe Qualitas Inc. 2011. *Compte Rendu - Visite du tracé du train à vapeur H.C.W. de Gatineau à Wakefield, Québec*. N/Dossier : D-11318.
 - Groupe Qualitas Inc. 2013. *Expertises géotechniques - Études géotechniques des sites 13 et 16 (rapport D-08351) et visite du tracé de l'intersection du chemin Mill (Chelsea) à la fin de la ligne (Wakefield)*. N/Dossier : D-12334.
-

2.2.2 VISITE DU SITE

La visite du secteur A a eu lieu en date du 24 et 25 mai 2017. Mme Isabelle Sanchez et M. David Feghali ont notamment effectué la visite de tout le secteur à l'aide d'un véhicule tout-terrain et identifié tous les points critiques et susceptibles à présenter des problèmes de stabilité pour la future voie multidisciplinaire.

2.3 OBSERVATIONS ET RECOMMANDATIONS

Le tableau 2.1 ci-dessous présente les observations effectuées lors de cette visite, ainsi que les recommandations des prochaines étapes à suivre. La figure 2 et les sous-figures associées montrent l'emplacement des points mentionnés dans le tableau.

Tableau 2.1 Observations de la visite du secteur A

POINT GPS	CHAINAGE APPROXIMATIF	OBSERVATIONS	RECOMMANDATIONS
343	101+100	Présence d'un ponceau avec des signes d'instabilité et d'érosion et une pente relativement raide. Ponceau semble en mauvais état.	Remplacement du ponceau et étude géotechnique pour la stabilité du secteur.
344	101+220	Présence de remblais probables supérieurs à 6 m de hauteur.	Rabaissement du profil recommandé.
345	101+450	Présence d'un ponceau, bon état.	Intervention géotechnique non requise.
346	101+800	Érosion visible au niveau des talus.	Enrochement recommandé pour contrôler l'érosion.
347	102+220	Zone de berge adjacente à la rivière Gatineau. Présence de quelques affleurements rocheux. Quelques fissures sont néanmoins visibles en surface.	Étude géotechnique recommandée pour valider la stabilité de ce secteur.
348	103+500	Présence d'un ponceau en état médiocre	Remplacement du ponceau et étude géotechnique pour la stabilité du secteur.
349	103+950	Présence d'un ponceau en état médiocre	Remplacement du ponceau et enrochement pour stabiliser le secteur.
350	104+020	Présence d'un ponceau. Affaissement visible en surface dans l'axe du ponceau indiquant la possibilité d'un défoncement du ponceau	Remplacement du ponceau.
351	104+200	Présence d'un ponceau en mauvais état	Remplacement du ponceau.
352	104+360	Présence d'un ponceau. Érosion du côté amont du talus	Vérification de l'état du ponceau et contrôle de l'érosion.
353	106+360	Présence d'un ponceau et signes d'affaissement en surface. Milieu humide semble présent du côté est.	Remplacement du ponceau.
354	107+250	Présence d'un ponceau et signes d'affaissement en surface.	Remplacement du ponceau.
355	107+570	Parois rocheuses très fracturées.	Écaillage des parois rocheuses pour enlever les débris à risques.

POINT GPS	CHAINAGE APPROXIMATIF	OBSERVATIONS	RECOMMANDATIONS
356	108+300	Présence d'un ponceau et signes d'affaissement en surface.	Remplacement du ponceau.
357	108+760	Présence d'un très vieux ponceau. Semble fonctionnel.	Vérification de l'état du ponceau.
358	109+070	Présence d'un très vieux ponceau en état médiocre.	Vérification de l'état du ponceau.
359 à 360	109+240	Parois rocheuses très fracturées.	Écaillage des parois rocheuses pour enlever les débris à risques.
361	109+610	Présence d'un ponceau et signes d'affaissement en surface.	Remplacement du ponceau.
362	109+700	Présence d'un ponceau en béton en mauvais état. Présence d'érosion de part et d'autre.	Remplacement du ponceau et contrôle de l'érosion.
363	110+300	Présence d'un ponceau et signes d'affaissement en surface.	Remplacement du ponceau.
364	110+960	Présence d'un ponceau et signes d'affaissement en surface.	Remplacement du ponceau.
365	111+720	Parois rocheuses très fracturées.	Écaillage des parois rocheuses pour enlever les débris à risques.
366	112+390	Présence d'un ponceau et signes d'affaissement en surface.	Remplacement du ponceau.
367	112+590	Présence d'un ponceau et signes d'affaissement en surface.	Remplacement du ponceau.
N/A	113+500	Présence d'un ponceau et signes d'affaissement en surface.	Remplacement du ponceau.
N/A	113+550	Présence d'un ponceau, semble en bon état.	Vérification de l'état du ponceau.
N/A	113+800 à 114+200	Talus en bordure de la rivière Gatineau, semble en bon état, aucun signe d'instabilité.	Pas de stabilisation requise.
N/A	114+260	Présence d'un ponceau rouillé et vieux.	Remplacement du ponceau.
N/A	115+130	Présence d'un pont en bois, en bon état.	Pas de travaux requis.
N/A	115+130 à 115+210	Remblai dans le milieu humide, graveleux. Semble en bon état.	Pas de travaux requis.
N/A	116+070	Ponceau enterré, très peu visible.	Remplacement du ponceau.
N/A	117+100	Présence d'un ponceau en PVC à l'intérieur d'un ponceau en béton.	Remplacement du ponceau.

Il est à noter que dans le cadre de remplacement de ponceaux, il est possible qu'une étude géotechnique soit requise pour évaluer la stabilité globale et la capacité portante des sols. Dans la colonne des recommandations, seules des études géotechniques ont été recommandées lorsque nous jugions que la stabilité des talus est à vérifier indépendamment de la présence des ponceaux en place.

3 SECTEUR B

3.1 DESCRIPTION DU SITE

Le secteur B à l'étude est constitué de la voie ferrée à partir de son intersection avec le chemin Mill au nord jusqu'à son intersection avec le chemin Loretta au sud, soit une distance de 3,4 km. À des fins d'identification, un chainage a été adopté, soit débutant au niveau du chemin Loretta à 200+000 et finissant à la limite nord avec un chainage de 203+406.

La voie ferrée se retrouve du côté est de la route 105 et la traverse au chainage approximatif 200+800 pour se retrouver de son côté ouest. Le chemin de fer intersecte aussi plusieurs rues locales. Dans ce secteur, plusieurs talus sont observés et des signes d'érosion ou de glissements de terrain ont lieu à plusieurs endroits.

Un glissement de terrain majeur a été observé au printemps 2017, depuis l'octroi du mandat. Ce glissement a eu lieu à proximité du chainage 200+600. Un mandat complémentaire a d'ailleurs été octroyé pour évaluer les conditions de stabilité dans la pente et pour des recommandations supplémentaires.

Les rails composant l'ancien chemin de fer sont encore présents à la plupart du secteur, à l'exception des endroits où des glissements de terrain ont eu lieu.

Le chemin de fer passe au travers d'une topographie très variable, à travers des collines et des vallées, donc dans des zones de déblais et de remblais respectivement. Plusieurs ponceaux traversent aussi le chemin de fer.

3.2 MÉTHODOLOGIE

3.2.1 ÉTUDES ANTÉRIEURES

Plusieurs études géotechniques antérieures ont été effectuées au fil des années. Celles-ci traitent partiellement ou complètement du secteur B à l'étude:

- Golder Associés Ltée. 2012. *Étude de stabilité de pente préliminaire - Travaux de réfection de la voie ferrée Hull-Chelsea-Wakefield, Municipalité de Chelsea, Québec.* N/Projet : 12-1121-0178;
- Groupe Qualitas Inc. 2008. *Expertise géotechnique - Glissement de terrain près de la voie du chemin de fer Hull-Gatineau-Wakefield situé à 280 m au nord-ouest de l'intersection de la voie avec le chemin Loretta, Municipalité de Chelsea, Québec.* N/Dossier : D-08320;
- Groupe Qualitas Inc. 2009. *Rapport final - Projet : Détection de signes visuels précurseurs à des instabilités potentielles, tronçon du train à vapeur H.C.W. de Gatineau à Wakefield, Québec.* N/Dossier : D-08351;
- Groupe Qualitas Inc. 2011. *Surveillance, contrôle de la qualité et caractérisation environnementale des sols en place - Glissements de terrain - chemin de fer, à environ 280 m au nord-ouest de l'intersection de la voie ferrée avec le chemin Loretta, Chelsea, Québec.* N/Dossier : D-09309;
- Groupe Qualitas Inc. 2011. *Compte Rendu - Visite du tracé du train à vapeur H.C.W. de Gatineau à Wakefield, Québec.* N/Dossier : D-11318;
- Groupe Qualitas Inc. 2011. *Guide préliminaire sur la stabilité - Train à vapeur H.C.W. de Gatineau à Wakefield, Québec.* N/Dossier : D-11324;
- Groupe Qualitas Inc. 2011. *Complément d'information - Zones exposées aux glissements de terrain suivant le tracé du chemin de fer, Municipalité de Chelsea, Québec.* N/Dossier : D-11350;
- Jean-Claude Blais Consultant. 2015. *Étude géotechnique - rapport intérimaire - Interventions projetées ou réalisées en zones de mouvement de masses. Secteur sud-est de la municipalité. Implantation d'une piste de ski de fond sur le trajet de l'ancienne voie ferrée entre les chemins Loretta Loop et Mill, Chelsea, Québec.* N/Référence : GP-1750.

3.2.2 LOCALISATION DES INFRASTRUCTURES SOUTERRAINES

La demande de localisation des infrastructures souterraines a été effectuée par le biais d'Info-Excavation et de la Municipalité de Chelsea. Aucune conduite n'est localisée à l'endroit des sites à l'étude, à l'exception de quelques ponceaux identifiés à proximité de quelques sondages.

3.2.3 VISITE DU SECTEUR ET IMPLANTATION DES SONDAGES

Une visite du secteur B a eu lieu en date du 24 mai 2017. Mme Isabelle Sanchez et M. David Feghali ont notamment effectué la visite de tout le secteur à l'aide d'un véhicule tout-terrain et identifié tous les emplacements où des sondages seront notamment requis. À cet effet, deux (2) forages et sept (7) sondages au piézocône ont été implantés, comme illustrés à la figure 3 et les sous-figures subséquentes.

3.2.4 SONDAGES AU PIÉZOCÔNE

Sept (7) sondages au piézocône, identifiés CPT-1 à CPT-7 ont été effectués au droit de l'ancien chemin de fer, entre le 29 et le 31 mai 2017, par la compagnie Stratum CPT.

Les sondages au piézocône ont été avancés à l'aide d'une sonde de 10 cm², de marque A.P. Vandenberg, effectuant des mesures en continu, permettant d'enregistrer notamment la résistance à la pénétration, le frottement latéral ainsi que la pression interstitielle selon la norme ASTM D5778. Ces enregistrements permettent l'interprétation de plusieurs autres paramètres, notamment l'angle de friction et la résistance au cisaillement des sols cohérents.

La sonde est enfoncée hydrauliquement à un rythme constant à partir de la surface. Un camion sur chenilles avec une chambre fermée permet l'entreposage de tous les capteurs et ordinateurs enregistrant en continu les données.

Les données obtenues ont par la suite été traitées et interprétées par WSP. Les graphiques d'interprétation des données produits sont présentés à l'annexe B.

Les coordonnées, l'élévation et la profondeur des sondages sont présentées dans le tableau 3-1. La position des sondages est indiquée dans la figure 3, jointe à la fin du rapport.

3.2.5 FORAGES

Deux des forages environnementaux, soit F-2B et F-7B ont été forés plus profondément dans le cadre d'échantillonnages géotechniques. Ces forages se situent respectivement à proximité des sondages au piézocône CPT-1 et CPT-7.

Les forages ont été effectués en date du 7 et 8 juin 2017 sous la supervision d'un membre du personnel technique de WSP.

Les forages ont été réalisés à l'aide d'une foreuse sur chenilles opérée par la compagnie Forage Grenville. Les forages ont été avancés dans les dépôts meubles par rotation d'un train de tarières évidées. Un carottier fendu de calibre B (diamètre extérieur de 51 mm et longueur de 610 mm) a été utilisé pour mesurer l'indice N de l'essai de pénétration standard (selon la norme ASTM D1586) et prélever par la même occasion des échantillons remaniés de sol. L'échantillonnage a été effectué en continu ou à des intervalles réguliers de 0,76 m, selon la profondeur.

Les descriptions stratigraphiques des forages sont indiquées dans les rapports de forage regroupés à l'annexe C.

Un sondage au scissomètre Nilcon (ASTM D2573) a été effectué à proximité de chaque forage pour mesurer les résistances au cisaillement non drainé du dépôt argileux.

Les coordonnées, l'élévation et la profondeur atteinte dans les forages sont indiquées dans le tableau 3-1 ci-dessous. La position des forages est indiquée dans la figure 3, jointe à la fin du rapport.

Tableau 3.1 **Coordonnées, élévation et profondeur des sondages**

SONDAGE	CHAINAGE	COORDONNÉE NORD (M)	COORDONNÉE EST (M)	ÉLÉVATION GÉODÉSIQUE (M) ⁽¹⁾	PROFONDEUR (M)
F-2B	200+645	5 038 671	391 940	89,6	9,75 ⁽¹⁾
F-7B	203+150	5 040 818	360 978	108,8	9,75 ⁽²⁾
CPT-1	200+645	5 038 669	361 947	89,6	49,31
CPT-2	200+745	5 038 764	361 961	90,0	46,12
CPT-3	200+890	5 038 914	361 955	93,0	49,15
CPT-4	201+510	5 039 401	361 584	101,3	30,50
CPT-5	201+680	5 039 513	361 456	100,3	20,68
CPT-6	202+090	5 039 793	361 173	102,2	15,50
CPT-7	203+140	5 040 803	360 982	108,8	27,02

(1) Le sondage au scissomètre a atteint une profondeur maximale de 10,5 m

(2) Le sondage au scissomètre a atteint une profondeur maximale de 22 m

3.2.6 PUIXS D'OBSERVATION

Des puits d'observation de 32 mm de diamètre et crépinés sur 1,5 m ont été installés dans chacun des trous de forage afin de mesurer le niveau d'eau souterraine. Les mesures sont détaillées à la section 3.4 et indiquées sur les rapports de forage à l'annexe C.

3.2.7 ARPENTAGE

Un relevé d'arpentage relevant tous les sondages ainsi que les talus avoisinant les sondages a eu lieu en date du 19 et 20 juin 2017 par une équipe d'arpentage qualifiée de WSP.

Le relevé a été effectué à l'aide d'un GPS Leica GS-14, ayant une précision approximative de l'ordre de 20 mm.

3.2.8 ESSAIS DE LABORATOIRE

Au total, six échantillons issus des forages F-2B et F-7B ont été sélectionnés et envoyés au laboratoire de WSP à Ottawa. La liste des essais demandés est présentée ci-dessous dans le tableau 3-2.

Tableau 3.2 Essais de laboratoire

FORAGE	ÉCHANTILLON	INTERVALLE DE PROFONDEUR (M)	ESSAI
F-2B	CF-3	1,52 - 2,13	Limites de consistance (ASTM D4318) Teneur en eau (ASTM D2216)
F-2B	CF-7	4,57 - 5,18	Limites de consistance (ASTM D4318) Teneur en eau (ASTM D2216)
F-2B	CF-12	8,38 - 8,99	Limites de consistance (ASTM D4318) Teneur en eau (ASTM D2216)
F-7B	CF-6	3,05 - 3,66	Limites de consistance (ASTM D4318) Teneur en eau (ASTM D2216) Analyse granulométrique (ASTM D422)
F-7B	CF-9	5,33 - 5,94	Limites de consistance (ASTM D4318) Teneur en eau (ASTM D2216) Analyse granulométrique (ASTM D422)
F-7B	CF-13	8,38 - 8,99	Limites de consistance (ASTM D4318) Teneur en eau (ASTM D2216) Analyse granulométrique (ASTM D422)

Les résultats des analyses de laboratoire sont groupés à l'annexe D.

3.3 CONDITIONS SOUTERRAINES

Les données recueillies au droit des forages F-2B et F-7B ont permis de distinguer un remblai superficiel suivi d'un dépôt naturel argilo-silteux. Les sondages au piézocône ont aussi permis d'interpréter la présence d'un dépôt argileux profond. Le tableau 3-3 ci-dessous résume l'ensemble des unités stratigraphiques confirmées et interprétées (à l'aide du piézocône) et la profondeur de chacune des couches de sols rencontrés. Les courbes des propriétés détaillées des sols obtenues à l'aide du piézocône sont présentées à l'annexe B alors que les descriptions détaillées des forages sont présentées sur les rapports de forage présentés à l'annexe C.

Tableau 3.3 Résumé de la stratigraphie

SONDAGE	REMBLAI	SABLE	DÉPÔT	DÉPÔT	SOL DENSE OU
	PROFONDEUR, M (ÉLÉVATION, M)	ARGILEUX/SILTEUX PROFONDEUR, M (ÉLÉVATION, M)	COHÉRENT PROFONDEUR, M (ÉLÉVATION, M)	PULVÉRULENT PROFONDEUR, M (ÉLÉVATION, M)	ROC PROFONDEUR, M (ÉLÉVATION, M)
F-2B	0,00 - 0,76 (89,56 - 88,80)	---	0,76 - 10,50 (88,80 - 79,01)	---	---
F-7B	0,00 - 0,61 (108,74 - 108,23)	0,61 - 5,33 (108,23 - 103,51)	5,33 - 22,00 (103,51 - 86,74)	---	---
CPT-1	---	1,0 - 15,0 (88,6 - 74,6)	15,0 - 49,3 (74,6 - 40,3)	---	---
CPT-2	0,0 - 0,2 (90,0 - 89,8)	0,2 - 0,6 (89,8 - 89,4)	0,6 - 46,0 (89,4 - 44,0)	46,0 - 46,3 (44,0 - 43,7)	46,3 (43,7)
CPT-3	0,0 - 0,5 (93,0 - 92,5)	---	0,5 - 49,2 (92,5 - 43,8)	---	---
CPT-4	2,0 - 3,0 (99,3 - 98,3)	---	3,0 - 30,5 (98,3 - 70,8)	---	---
CPT-5	0,0 - 0,9 (100,3 - 99,4)	0,9 - 1,3 (99,4 - 99,0)	1,3 - 20,7 (99,0 - 79,6)	---	---
CPT-6	0,0 - 0,7 (102,2 - 101,5)	0,7 - 1,3 (101,5 - 101,0)	1,3 - 15,5 ⁽¹⁾ (101,0 - 86,7)	---	---
CPT-7	1,0 - 2,0 (107,8 - 106,8)	2,0 - 2,2 (106,8 - 106,6)	2,2 - 26,5 (106,6 - 82,3)	26,5 - 27,0 (82,3 - 81,8)	27,0 (81,8)

(1) Deux minces couches pulvérulentes ont été interceptées au sein de ce dépôt, à environ 7,6 m et 9,1 m de profondeur (élevations respectives de 94,6 et 93,1 m)

3.3.1 REMBLAIS

Une couche de remblai a été rencontrée superficiellement dans les deux forages F-2B et F-7B jusqu'à des profondeurs respectives de 0,76 et 0,61 m. Le remblai est composé de sable et gravier (ballast). D'après l'indice N de pénétration standard de 10, la compacité de cette couche est jugée moyenne.

Cette couche de remblai est généralement présente partout le long du chemin de fer, visuellement confirmée en surface et d'après les interprétations des données des sondages au piézocône.

3.3.2 SABLE ARGILEUX/SILTEUX

Sous la couche de remblai superficielle au droit de F-7B, une couche de sable argileux et silteux a été rencontrée jusqu'à 5,33 m de profondeur. Cette couche est possiblement un remblai ajouté pour le nivellement du tracé initial du chemin de fer. D'après les indices N de pénétration standard variant entre 2 et 10, la compacité de cette couche varie de très lâche à moyenne, étant toutefois généralement lâche.

Une analyse granulométrique et les limites de consistance sur un échantillon de cette couche ont été effectuées. Les résultats sont présentés respectivement dans les tableaux 3.4 et 3.5.

Tableau 3.4 Résultats de l'analyse granulométrique sur le sable argileux et silteux

FORAGE	ÉCHANTILLON	INTERVALLE DE PROFONDEUR (m)	GRAVIER (%)	SABLE (%)	SILT (%)	ARGILE (%)	DESCRIPTION
F-7B	CF-6	3,05 – 3,66	1,7	42,2	27,2	29,0	Sable argileux et silteux, traces de gravier

Tableau 3.5 Résultats des limites de consistance sur le sable argileux et silteux

FORAGE	ÉCHANTILLON	INTERVALLE DE PROFONDEUR (m)	TENEUR EN EAU NATURELLE W	LIMITE DE PLASTICITÉ W _P	LIMITE DE LIQUIDITÉ W _L	INDICE DE PLASTICITÉ I _P	INDICE DE LIQUIDITÉ I _L	CLASSIFICATION UNIFIÉE DES SOLS
F-7B	CF-6	3,05 – 3,66	42,3	19	41	22	1,06	CL

Les interprétations des données de piézocône supposent la présence de couches similaires à plusieurs autres emplacements. Il est toutefois important de noter que ces interprétations dépendent beaucoup des propriétés physiques du sol plutôt que de sa nature granulométrique, donc quelques variations peuvent avoir lieu, tel qu'observé au droit de CPT-1, où le dépôt argileux raide, confirmé en F-2B a été interprété comme un sable silteux / silt sableux.

3.3.3 DÉPÔT COHÉRENT

Sous le sable argileux et silteux ou sous le remblai, un épais dépôt cohérent argileux et silteux a été rencontré. Les forages effectués n'atteignent pas la limite inférieure de celui-ci.

Les interprétations des sondages au piézocône permettent de détecter que la limite inférieure de ce dépôt a été atteinte au droit de CPT-2 et CPT-7 à 46 et 26,5 m de profondeur respectivement.

Les deux (2) profils de résistance au cisaillement non drainé Cu mesurés à l'aide du scissomètre Nilcon et les données obtenues à partir des essais au piézocône montrent que la consistance du dépôt est variable latéralement. Il est important de noter que les valeurs de résistance au cisaillement Cu interprétées à partir des résultats des sondages au piézocône correspondent généralement aux valeurs obtenues au scissomètre, ce qui valide la conformité des résultats.

Une analyse granulométrique et cinq limites de consistance ont été effectuées sur des échantillons de ce dépôt. Les résultats sont présentés respectivement aux tableaux 3.6 et 3.7, alors que le tableau 3.8 présente les résultats de résistance au cisaillement non drainé mesurés au scissomètre Nilcon.

Tableau 3.6 Résultats de l'analyse granulométrique sur le dépôt cohérent

FORAGE	ÉCHANTILLON	INTERVALLE DE PROFONDEUR (m)	GRAVIER (%)	SABLE (%)	SILT (%)	ARGILE (%)	DESCRIPTION
F-7B	CF-9	5,33 – 5,94	0,0	23,4	49,6	27,0	Silt argileux et sableux

Tableau 3.7 Résultats des limites de consistance sur le dépôt cohérent

FORAGE	ÉCHANTILLON	INTERVALLE	TENEUR EN	LIMITE DE	LIMITE DE	INDICE DE	INDICE DE	CLASSIFICATION UNIFIÉE DES SOLS
		DE PROFONDEUR (m)	EAU NATURELLE W	PLASTICITÉ W _P	LIQUIDITÉ W _L	PLASTICITÉ I _P	LIQUIDITÉ I _L	
F-2B	CF-3	1,52 - 2,13	56,8	24	55	31	1,06	CH
F-2B	CF-7	4,57 - 5,18	53,2	26	49	23	1,18	CL
F-2B	CF-12	8,38 - 8,99	53,4	26	45	19	1,44	CL
F-7B	CF-9	5,33 - 5,94	67,6	18	37	19	2,61	CL
F-7B	CF-13	8,38 - 8,99	79,2	24	52	28	1,97	CH

De ce tableau, on peut voir deux tendances différentes entre F-2B et F-7B. Dans le premier, la plasticité du sol semble diminuer avec la profondeur alors que dans le deuxième le sol semble devenir plus plastique avec la profondeur. Dans tous les cas, l'indice de liquidité I_L des sols est supérieur à 1.

Tableau 3.8 Valeurs de résistance au cisaillement non drainé du scissomètre Nilcon

FORAGE	PROFONDEUR (m)	ÉLÉVATION GÉODÉSIQUE (m)	RÉSISTANCE AU	RÉSISTANCE AU	SENSIBILITÉ S _T
			CISAILLEMENT NON DRAINÉ INTACT S _U (kPa)	CISAILLEMENT NON DRAINÉ REMANIÉ S _{UR} (kPa)	
F-2B	3,50	86,00	67	---	---
	4,50	85,00	129	37	4
	5,50	84,00	111	---	---
	6,50	83,00	98	44	2
	7,50	82,00	112	---	---
	8,50	81,00	123	8	16
	10,5	80,00	100	---	---
F-7B	6,00	96,20	57	---	---
	8,00	94,20	62	10	6
	10,00	92,20	59	---	---
	12,00	90,20	79	13	6
	14,00	88,20	78	---	---
	18,00	84,20	> 68 ⁽¹⁾	13	5
	20,00	82,20	> 67 ⁽¹⁾	---	---
	22,00	80,20	67	---	---

(1) Aucune rupture n'a eu lieu pendant l'essai.

La résistance au cisaillement non drainé est qualifiée de raide à très raide en F-2B et de raide en F-7B. La sensibilité est moyenne à très sensible en F-2B et de sensible en F-7B (selon l'appréciation du CFEM 2006).

3.3.4 DÉPÔT PULVÉRULENT

Un mince dépôt pulvérulent interprété a été rencontré au droit des sondages au piézocône CPT-2 et CPT-7 sous le dépôt cohérent, avec des épaisseurs respectives de 0,3 et 0,5 m approximativement.

Ce type de dépôt est commun dans la région de l'Outaouais sous les dépôts cohérents marins de la mer de Champlain et est formé d'habitude de till glaciaire graveleux et blocailleux dans une matrice sableuse à silteuse.

3.3.5 SOL DENSE OU SOCLE ROCHEUX

Un refus à l'enfoncement de la pointe du piézocône a été enregistré au droit de CPT-2 et CPT-7 sous le dépôt pulvérulent à 46,3 et 27 m respectivement. Ce refus peut correspondre à la présence d'un sol très dense, très commun dans un till glaciaire, ou à la surface du socle rocheux.

3.3.6 EAU SOUTERRAINE

Le niveau d'eau souterraine a été mesuré en date du 12 et 13 juin 2017 au droit de F-7B et F-2B respectivement. Il faudrait toutefois noter qu'il est possible que le niveau d'eau mesuré n'ait pas atteint son niveau statique dans le dépôt cohérent, à cause de sa faible perméabilité. Les sondages au piézocône interprétés permettent aussi de détecter la profondeur à laquelle une pression interstitielle pouvant correspondre à la nappe d'eau souterraine est mesurée. Le tableau 3-9 ci-dessous détaille les différents niveaux d'eau.

Tableau 3.9 Profondeur de l'eau souterraine

SONDAGE	PROFONDEUR (m)	ÉLÉVATION (m)
F-2B	8,4	81,16
F-7B	5,89	102,88
CPT-1	1	87,6
CPT-2	2,2	87,8
CPT-3	0,8	92,2
CPT-4	1,5	97,8
CPT-5	1,8	98,5
CPT-6	1,8	100,4
CPT-7	1,8	106,0

Toutefois, il est important de mentionner que la nappe d'eau souterraine peut fluctuer selon les saisons et suite à des précipitations importantes.

3.4 RECOMMANDATIONS

3.4.1 GÉNÉRALITÉS

Selon les informations fournies par le client, un sentier communautaire est prévu d'être aménagé sur le territoire de Chelsea. Un secteur d'environ 3 km, identifié secteur B, a été identifié comme étant à risque de glissement de terrain pouvant mettre en danger ce sentier projeté. D'ailleurs, des glissements de terrain ont été aperçus à cet emplacement lors de la visite de terrain effectuée.

Suite à l'investigation effectuée, une mince couche de remblais et/ou de terre végétale et/ou de silt sableux, suivie d'un épais dépôt argileux (cohérent) a été rencontrée et interprétée dans les sondages effectués.

En se basant sur les résultats des forages et sondages au piézocône effectués et en supposant que ces derniers sont représentatifs de l'ensemble de la stratigraphie des différentes zones de talus, les recommandations et commentaires sont présentés dans les sections suivantes.

3.4.2 PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES DES SOLS ET DES MATÉRIAUX

La stratigraphie des coupes analysées a été définie à partir des forages et sondages au piézocône analysés lors de cette étude géotechnique, tout en notant les données obtenues lors des études géotechniques antérieures.

En surface, une couche de terre végétale et de remblais (ballast ou sable silteux argileux) a été supposée surmontant l'argile. Par la suite, quatre types d'argile ont été différenciés selon les valeurs de résistance au cisaillement non drainé et l'angle de friction mesurés lors des essais au piézocône. Le tableau 3.10 ci-dessous résume les différentes propriétés utilisées pour l'analyse de stabilité.

Les propriétés géotechniques du dépôt argileux drainé (à long terme) ont été estimées à partir des données tirées des résultats des essais au piézocône, les études antérieures réalisées par Golder associés et Qualitas, de la littérature et de notre connaissance du secteur.

Le niveau d'eau utilisé pour la réalisation des analyses de stabilité a été considéré comme étant à la surface, supposant ainsi la pire condition à laquelle peuvent être exposés les sols en place.

Finalement, la géométrie de chaque talus utilisée dans le cadre de nos analyses est basée sur l'arpentage que nous avons effectué ponctuellement à l'emplacement des sondages et perpendiculairement aux talus avoisinants. Il est à noter que les relevés ont été effectués du haut au bas du talus. Pour des fins visuelles et de présentation, le profil a été prolongé horizontalement. Ceci affecte très peu le résultat, et ce de manière conservatrice. Le lecteur devra toutefois garder à l'esprit que les parties horizontales ne représentent pas nécessairement les conditions réelles topographiques.

Tableau 3.10 Propriétés des matériaux utilisés pour les analyses de stabilité

PARAMÈTRE	ENROCHEMENT	TERRE	SABLE	ARGILE 1	ARGILE 2	ARGILE 3	ARGILE 4
		VÉGÉTALE (REMBLAIS)	SILTEUX ARGILEUX				
Poids volumique humide, γ (kN/m ³)	22	20	19	16	16	16	16
Poids volumique effectif, γ' (kN/m ³)	12,2	10,2	9,2	6,2	6,2	6,2	6,2
Angle de frottement effectif, ϕ' (°)	38	30	32	0 ⁽¹⁾ 35 ⁽²⁾	0 ⁽¹⁾ 35 ⁽²⁾	0 ⁽¹⁾ 30 ⁽²⁾	0 ⁽¹⁾ 30 ⁽²⁾
Cohésion, c' (kPa)	0	1	2	4 ⁽²⁾	4 ⁽²⁾	4 ⁽²⁾	4 ⁽²⁾
Résistance au cisaillement non drainé, c_u (kPa)	-	-	-	75 ⁽¹⁾	60 ⁽¹⁾	100 ⁽¹⁾	200 ⁽¹⁾

(1) Valeur à court terme seulement, dans des conditions non drainées.

(2) Valeur à long terme seulement, dans des conditions drainées.

3.4.3 MÉTHODE D'ANALYSE ET CAS DE CHARGEMENT ÉTUDIÉ

Les analyses de stabilité du talus ont été effectuées à l'aide du programme de calcul SLOPE/W (version 8.13.0.9042) développé par GEO-SLOPE International Ltd. (Calgary, Canada). Aux fins d'analyse, la méthode de Morgenstern et Price pour les surfaces générales de glissement a été utilisée. Les cas d'analyses effectuées sont les suivants :

- Cas statique à long terme en considérant les paramètres de résistance effective (cohésion effective et angle de frottement effectif) du dépôt argileux. Pour ce cas, le coefficient de sécurité (C.S.) minimum recherché pour assurer la stabilité à long terme du talus est de 1,5.
- Cas d'un événement sismique en considérant les paramètres de résistance au cisaillement non drainé pour le dépôt argileux. Une méthode pseudo-statique a été utilisée pour simuler le cas d'événement sismique. Cette méthode requiert la détermination des paramètres sismiques tels que le rapport d'accélération et le coefficient sismique k .

La valeur du rapport d'accélération à considérer pour la région du talus à l'étude est de 0,27. Cette accélération correspond à une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans.

Le coefficient sismique k retenu pour les analyses de stabilité pseudo-statique est considéré égal à 50 % de la valeur du rapport d'accélération. Pour le cas d'un événement sismique, un coefficient de sécurité minimal de 1,0 est requis.

Au total, huit sections, 1a, 1b et 2 à 7 ont été dessinées pour effectuer des analyses de stabilité. Le numéro d'identification des sections est identique à celui identifiant le sondage au piézocône à cet emplacement.

3.4.4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité à l'état actuel sont résumés au tableau 3.11. Les coefficients de sécurité non respectés sont indiqués en rouge.

Tableau 3.11 Résultats des analyses de stabilité de talus à l'état actuel

SECTION	COEFFICIENT DE SÉCURITÉ CALCULÉ	
	ANALYSE STATIQUE (LONG-TERME)	ANALYSE PSEUDO-STATIQUE (COURT-TERME)
1A	1,0	1,1
1B	1,1	1,2
2	1,0	1,2
3	1,3	1,4
4	1,0	1,3
5	1,2	1,4
6	1,5	1,3
7 (côté ouest)	4,0	<1,0
7 (côté est)	1,7	<1,0

À l'exception de la coupe 7, les analyses pseudo-statiques (court-terme) montrent des coefficients de sécurité satisfaisants.

Par contre, les analyses statiques pour la stabilité à long terme montrent pour la plupart des coefficients de sécurité non satisfaisants.

En effet, les coupes 1 à 5 montrent des coefficients de sécurité inférieurs à 1,5. Dans ce contexte, des mesures de stabilisation seront requises dans le but d'améliorer la stabilité globale de ces talus. De plus, la coupe 7 démontre un coefficient de sécurité inférieure à 1,0 pour l'analyse pseudo-statique et des mesures de stabilisation seront également requises. Ces mesures sont détaillées dans la section 3.4.5.

Il est important de rappeler que la coupe 1 (1A et 1B) prend en compte la géométrie du talus post-glissement de terrain. Pour cette section spécifique, les recommandations de stabilisation ci-dessous sont pour l'instant à titre indicatif, en attendant les conclusions de l'étude complémentaire qui sera effectuée sur ce talus.

Les sections et le mode de rupture associés à ces coefficients de sécurité sont présentés à l'annexe E.

3.4.5 TRAVAUX DE STABILISATION RECOMMANDÉS

Pour effectuer la stabilisation, la méthode d'enrochement est généralement le moyen le plus simple et moins coûteux. Notre avis est que l'enrochement est un bon moyen de stabilisation pour le cas des talus instables cités ci-dessus.

Les propriétés du matériau d'enrochement sont indiquées au tableau 3.10 ci-dessus.

Les enrochements proposés dans le tableau 3.12 ci-dessous ont permis d'augmenter le coefficient de sécurité à l'état statique (long-terme) à plus de 1,5.

Tableau 3.12 Résultats des analyses de stabilité de talus suite à la stabilisation

SECTION	COEFFICIENT DE SÉCURITÉ CALCULÉ POST-STABILISATION		ENROCHEMENT PROPOSÉ
	ANALYSE STATIQUE (LONG-TERME)	ANALYSE PSEUDO-STATIQUE (COURT-TERME)	
1A	1,5	1,1	Reprofiler le terrain avec une pente 2 :1 et ajouter un enrochement avec une pente de 2 :1 avec une berme de 12 m à partir du chemin de fer
1B	1,6	1,2	Reprofiler le terrain avec une pente 2 :1 et ajouter un enrochement avec une pente de 2 :1 avec une berme de 15 m à partir du chemin de fer
2	1,5	1,2	Pente 2 :1 avec berme de 2 m à partir du chemin de fer
3	1,6	1,2	Pente 2 :1 avec berme de 1 m à partir du chemin de fer
4	1,6	1,2	Pente 2 :1 avec berme de 1 m à partir du chemin de fer
5	1,5	1,2	Pente 2 :1 à partir du chemin de fer
6	-	-	Aucune mesure de stabilisation n'est requise à la coupe 6
7 (côté ouest)	>1,5	1,1	Pente 2 :1 avec berme de 1 m à partir du chemin de fer
7 (côté est)	>1,5	1,1	Pente 2 :1 avec berme de 1 m à partir du chemin de fer

La géométrie proposée de l'enrochement est d'ailleurs montrée dans les figures de l'annexe E à des fins visuelles. Il est important de noter que ces figures sont seulement indicatives à des fins géométriques et ne constituent en aucun cas des plans pour la construction. De tels plans ne relèvent pas de ce mandat.

3.4.6 RISQUE DE RÉTROGRESSION

Les glissements rétrogressifs se produisent dans les sols argileux, soit de même nature que les sols identifiés dans cette étude. Ces glissements affectent généralement des bandes de terrain de dimensions très importantes qui ne se limitent pas seulement aux talus. Ces glissements ont lieu en présence d'argile sensible au remaniement et possédant certaines caractéristiques particulières.

Une évaluation du risque de rétrogression a été réalisée à partir des données des sondages géotechniques du site. L'analyse a démontré que les sols ont un potentiel pour un glissement rétrogressif dans le secteur du CPT-07. Le reste du secteur est à risque d'une rupture circulaire seulement.

L'analyse de risque de rétrogression est présenté à l'annexe F du présent rapport.

3.4.7 TRAVAUX DE STABILISATION

ÉTAPES DE L'ENROCHEMENT

Il est recommandé de commencer l'enrochement à partir du bas du talus vers le haut, évitant ainsi d'ajouter du surpoids au niveau du haut du talus et déstabilisant la stabilité précaire. À cet effet, un chemin d'accès pour la machinerie lourde doit être mis en place pour effectuer des travaux par paliers. La machinerie lourde devra éviter de circuler sur le haut du talus avant que la stabilisation ne soit complétée.

REPROFILAGE DU SITE

Les analyses effectuées ont pris en compte les élévations existantes du chemin de fer. Aucun reprofilage (rehaussement ou rabaissement) ne devra être effectué sans des analyses supplémentaires à cet effet.

AUTRES MÉTHODES DE STABILISATION

Aux fins de la présente étude, seule la stabilisation considérant l'ajout d'encrochement a été étudiée étant donné qu'il s'agit de l'option la plus simple et la moins dispendieuse. Toutefois, il existe d'autres méthodes de stabilisation tel que :

- Reprofilage des pentes et de la couche de roulement;
- Mise en place d'une clé d'encrochement à la base du talus ;
- Cloutage;
- Tranchées drainantes;
- Mise en place de soutènement permanent (un mur de soutènement par palplanche, gabions, béton ou autres).

Ces méthodes devront être étudiées de façon plus approfondie en prenant en considération les besoins et les exigences du client et des futurs usagers. Des croquis des différentes méthodes de stabilisation sont présentés dans la figure 4.

SURVEILLANCE DES TRAVAUX

Il est recommandé d'effectuer un suivi géotechnique et qualitatif lors des travaux de construction. Entre autres, et sans nécessairement s'y limiter, il est recommandé de faire inspecter les travaux de stabilisation, incluant les chemins d'accès de la machinerie lourde par un personnel compétent en géotechnique, qui s'assurera que les pentes et les chemins sont dans un état stable capable de supporter les pressions des structures dans des conditions sécuritaires.

PÉRIODE DES TRAVAUX

Il est recommandé d'effectuer les travaux pendant des conditions relativement sèches, soit en période estivale, et en dehors des périodes de crue printanière.

4 RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY. 2006. *Canadian Foundation Engineering Manual, 4th Edition*. Bitech Publishers. Richmond, B.C. 488 pages
- L'HEUREUX J.-S., LOCAT A., LEROUEIL S., DEMERS D., LOCAT J. 2014. *Landslides in Sensitive Clays - From Geosciences to Risk Management*. Springer Publishers,
- RESSOURCES NATURELLES CANADA. 2017. *National Building Code Seismic Hazard Calculation*. Consulté en ligne au: <http://www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca>

Figures

