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.

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

Salutations,

David Feghali Chargé de discipline Isabelle Sanchez Chargée de projet

Bureau 200 480, boul. de la Cité Gatineau (Québec) J8T 8R3 Canada

GESTION DE LA QUALITÉ

		•		
PR	EΜ	IIE	RE	

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

Isabelle Sanchez, ing , M.Ing., MBA (OIQ #131296)	Luc Paquette, ing. (OIQ #110523)	
RÉVISÉ PAR		
David Feghali, ing. (OIQ #144300) Chargé de discipline	Kristina Bondy, ing. (OIQ 146117) Chargée de discipline	
PRÉPARÉ PAR		

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.

Chef d'équipe

© 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.

Chargée de projet

ÉQUIPE DE RÉALISATION

MUNICIPALITÉ DE CHELSEA

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

infrastructures

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.

Denise Bélair Adjointe administrative

SOUS-TRAITANTS

Compagnie de forage Forage Grenville

Stratum CPT ltd Essais au piezocone



TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	1
1.1	Contexte	1
1.2	Objectifs	1
1.3	Limitations	
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 A4
TABLEAU 3.1	COORDONNEES, ELEVATION ET
	PROFONDEUR DES SONDAGES9
TABLEAU 3.2	ESSAIS DE LABORATOIRE10
TABLEAU 3.3	RESUME DE LA STRATIGRAPHIE11
TABLEAU 3.4	RÉSULTATS DE L'ANALYSE
	GRANULOMÉTRIQUE SUR LE SABLE
	ARGILEUX ET SILTEUX12
TABLEAU 3.5	RÉSULTATS DES LIMITES DE
	CONSISTANCE SUR LE SABLE ARGILEUX
	ET SILTEUX12
TABLEAU 3.6	RÉSULTATS DE L'ANALYSE
	GRANULOMÉTRIQUE SUR LE DÉPÔT
	COHÉRENT12
TABLEAU 3.7	RÉSULTATS DES LIMITES DE
	CONSISTANCE SUR LE DÉPÔT COHÉRENT13
TABLEAU 3.8	VALEURS DE RÉSISTANCE AU
	CISAILLEMENT NON DRAINÉ DU
	SCISSOMÈTRE NILCON13
TABLEAU 3.9	PROFONDEUR DE L'EAU SOUTERRAINE14
TABLEAU 3.10	PROPRIETES DES MATERIAUX UTILISES
	POUR LES ANALYSES DE STABILITE16
TABLEAU 3.11	RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ
	DE TALUS À L'ÉTAT ACTUEL17
TABLEAU 3.12	RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ
	DE TALUS SUITE À LA STABILISATION18

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 assujetti 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 ponceaux 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	CHAINAGE		
GPS	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	Présence d'un ponceau et signe d'affaissement en surface. Milieu 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 CHAINAGE GPS 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.

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

3.2.6 PUITS 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.

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

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 E-2B CF-3 152 - 213 Limites de consistance (ASTI

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 PROFONDEUR, M (ÉLÉVATION, M)	SABLE ARGILEUX/SILTEUX PROFONDEUR, M (ÉLÉVATION, M)	DÉPÔT COHÉRENT PROFONDEUR, M (ÉLÉVATION, M)	DÉPÔT PULVÉRULENT PROFONDEUR, M (ÉLÉVATION, M)	SOL DENSE OU 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 15,0 - 49,3 (88,6 - 74,6) (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	(100,3 - 99,4) (99,4 - 99,0)		1,3 - 20,7 (99,0 - 79,6)			
CPT-6			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 (élévations 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)		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

			INTERVALLE	TENEUR EN					
			DE	EAU	LIMITE DE	LIMITE DE	INDICE DE	INDICE DE	CLASSIFICATION
			PROFONDEUR	NATURELLE	PLASTICITÉ	LIQUIDITÉ	PLASTICITÉ	LIQUIDITÉ	UNIFIÉE DES
FOF	RAGE	ÉCHANTILLON	(m)	W	\mathbf{W}_{P}	W_L	IР	lι	SOLS
_	-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 à partir des résultats des sondages au piézocône correspond 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

500465	ÉCHANTHION	INTERVALLE DE					DESCRIPTION
FORAGE	ECHANTILLON	PROFONDEUR (m)	(%)	(%)	(%)	(%)	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 DE PROFONDEUR (m)	TENEUR EN EAU NATURELLE W					CLASSIFICATION UNIFIÉE DES SOLS
F-2B	CF-3	1,52 - 2,13	56,8	24	55	31	1,06	СН
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	СН

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 CISAILLEMENT NON DRAINÉ INTACT Su (kPa)	RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT NON DRAINÉ REMANIÉ SUR (kPa)	SENSIBILITÉ S _T
	3,50	86,00	67		
	4,50	85,00	129	37	4
	5,50	84,00	111		
F-2B	6,50	83,00	98	44	2
	7,50	82,00	112		
	8,50	81,00	123	8	16
	10,5	80,00	100		
	6,00	96,20	57		
	8,00	94,20	62	10	6
	10,00	92,20	59		
F-7B	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 cidessous 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

PA	RAMÈTRE	ENROCHEMENT	TERRE VÉGÉTALE (REMBLAIS)	SABLE SILTEUX ARGILEUX	ARGILE 1	ARGILE 2	ARGILE 3	ARGILE 4
	s volumique ide, γ (kN/m³)	22	20	19	16	16	16	16
	s volumique ctif, γ' (kN/m³)	12,2	10,2	9,2	6,2	6,2	6,2	6,2
	Angle de ment effectif, ø' (°)	38	30	32	O ⁽¹⁾ 35 ⁽²⁾	O ⁽¹⁾ 35 ⁽²⁾	O ⁽¹⁾ 3O ⁽²⁾	O ⁽¹⁾ 3O ⁽²⁾
Cohé	sion, c' (kPa)	0	1	2	4 ⁽²⁾	4 ⁽²⁾	4 ⁽²⁾	4 ⁽²⁾
cisail	sistance au llement non iné, cu (kPa)	-	-	-	75 ⁽¹⁾	60 ⁽¹⁾	100 ⁽¹⁾	200(1)

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

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

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

	COEFFICIENT	DE SÉCURITÉ CALCULÉ
SECTION	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 couteux. 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

	COEFFICIENT DE SÉCURITÉ CALCULÉ POST-STABILISATION			
SECTION	ANALYSE STATIQUE (LONG-TERME)	ANALYSE PSEUDO- STATIQUE (COURT- TERME)	ENROCHEMENT PROPOSÉ	
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'enrochement 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'enrochement 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.

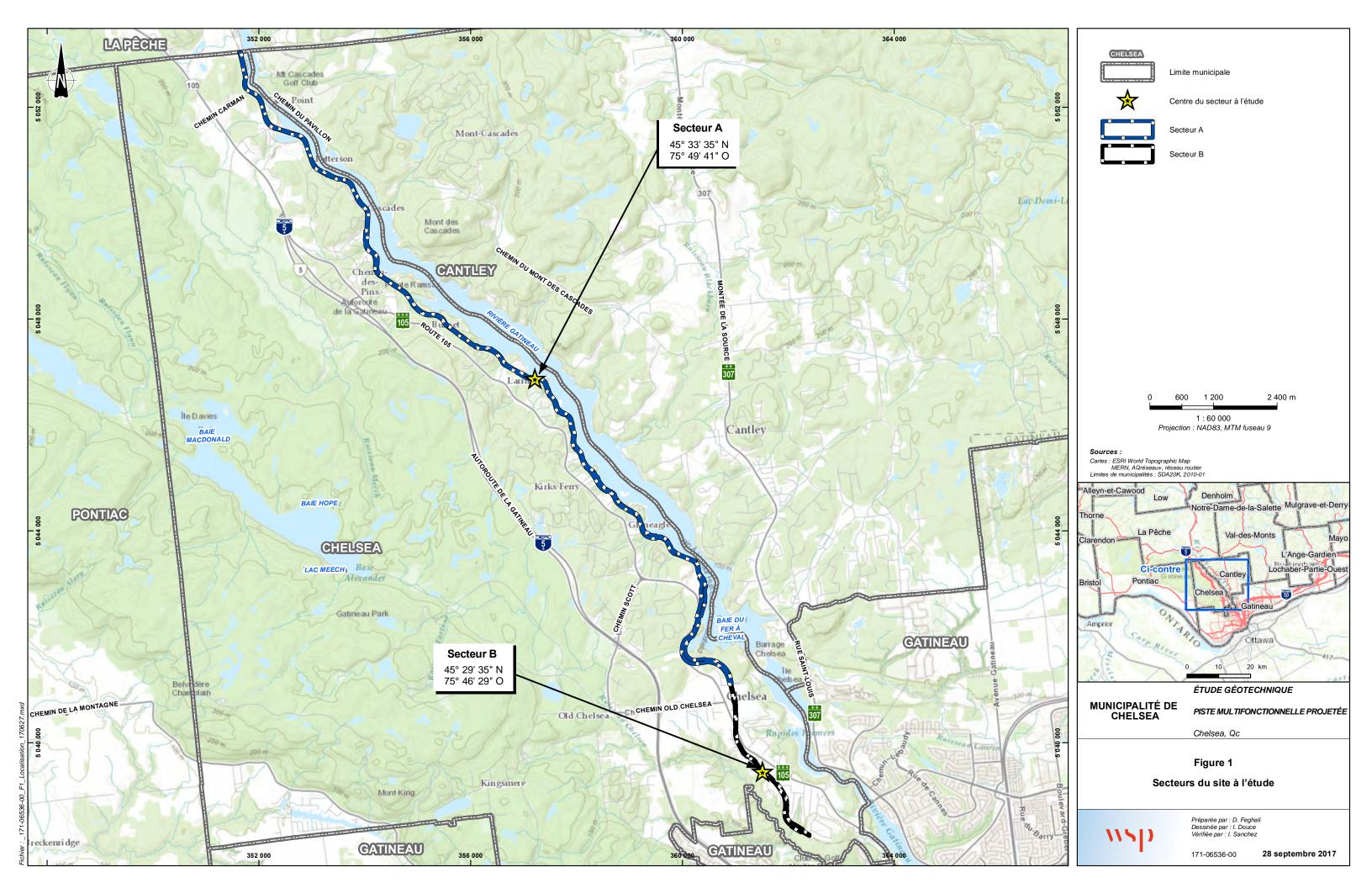
PÉRIODE DES TRAVAUX

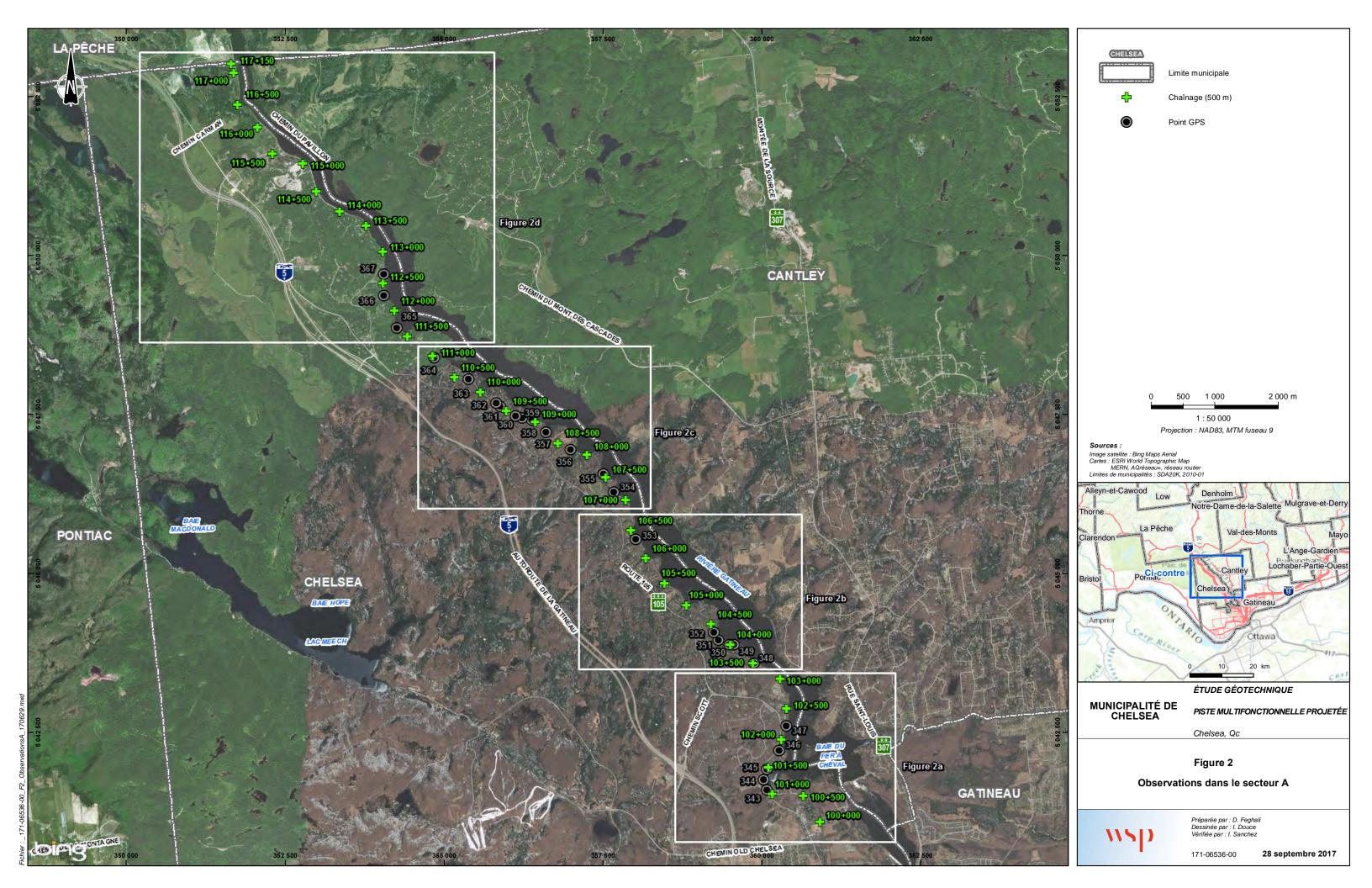
Il est recommandé d'effectuer les travaux pendant des conditions relativement sèches, soit en période estivale, et en dehors des périodes de crue printanière.

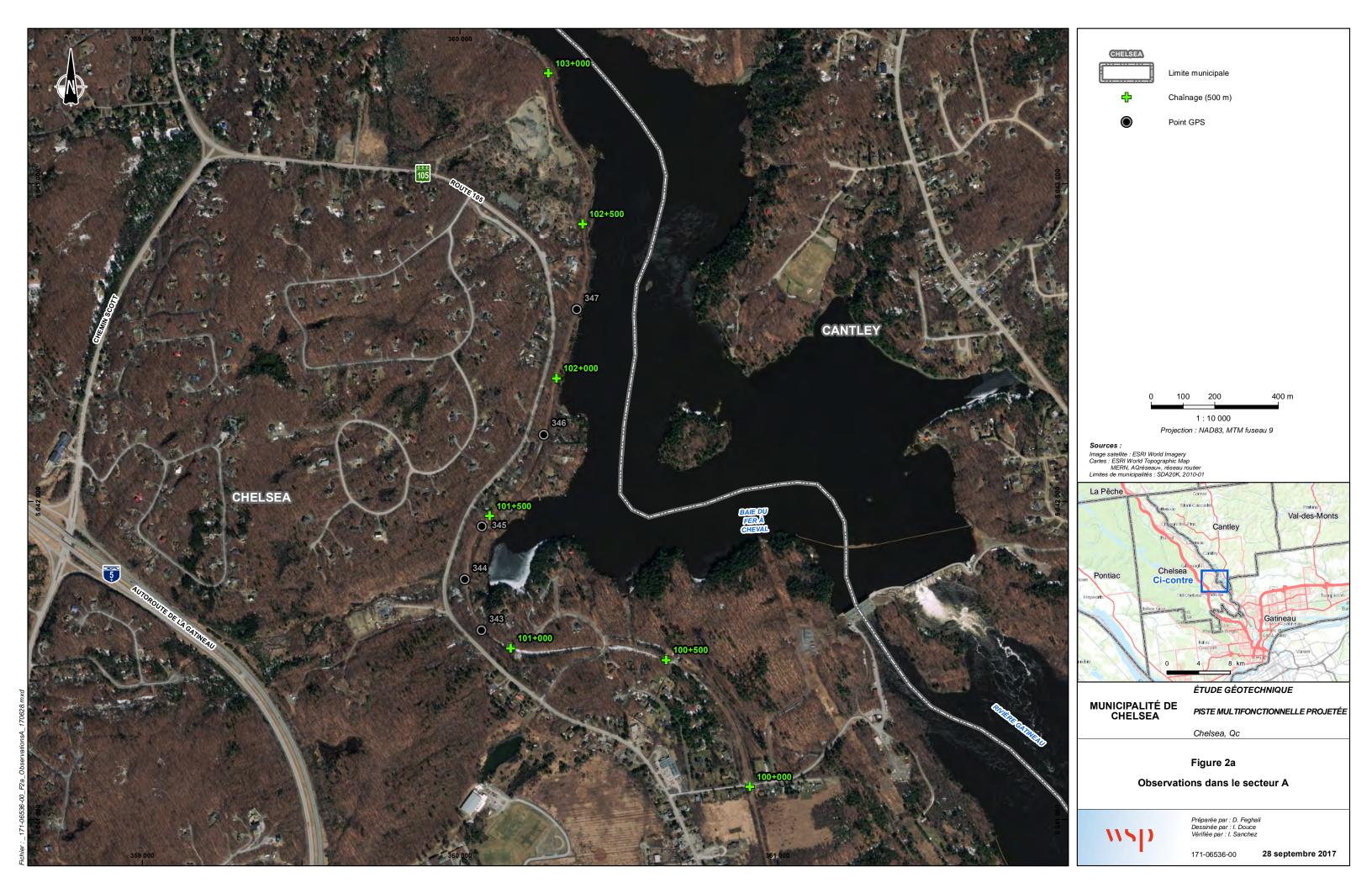
4 RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 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

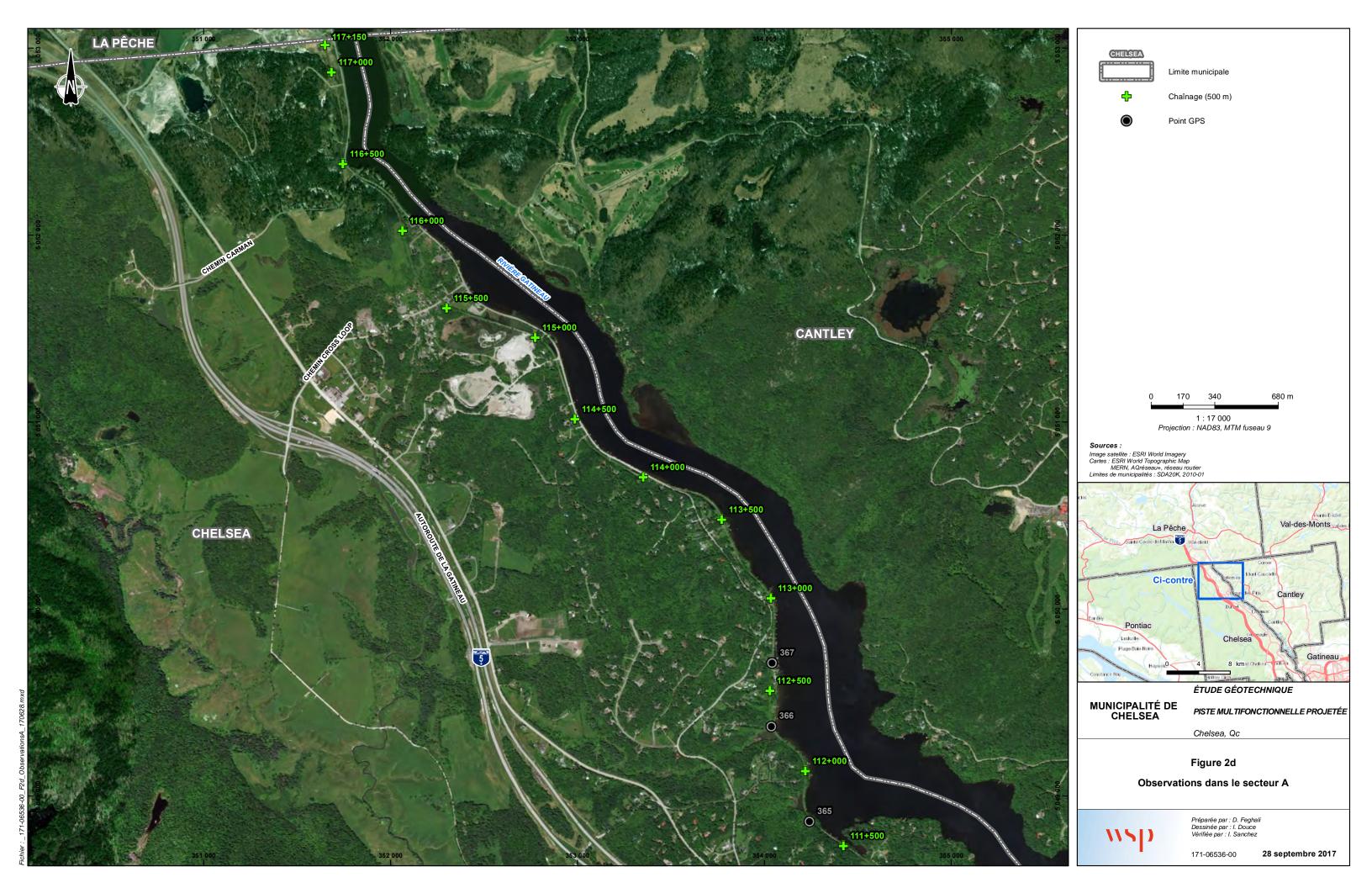


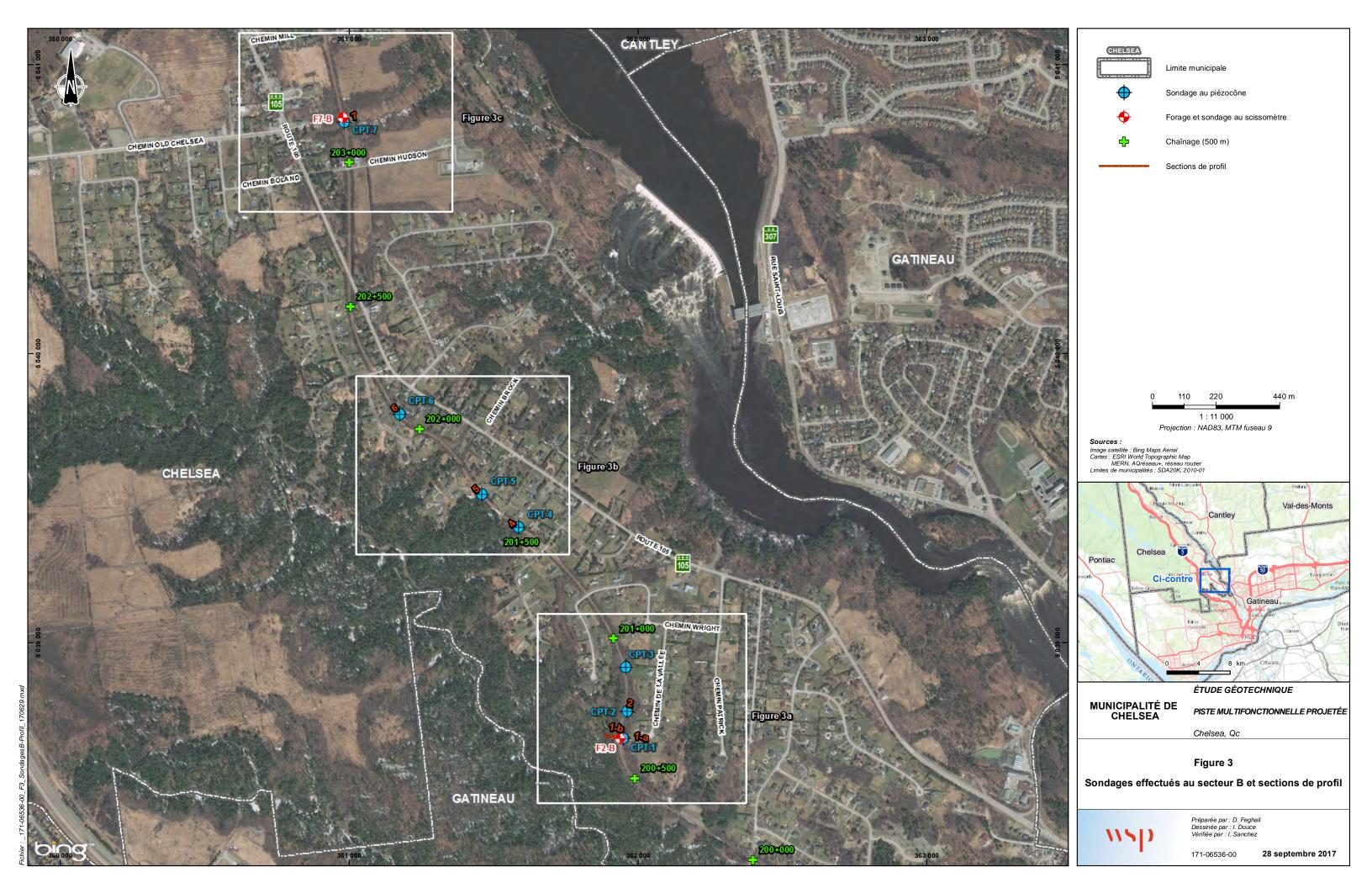


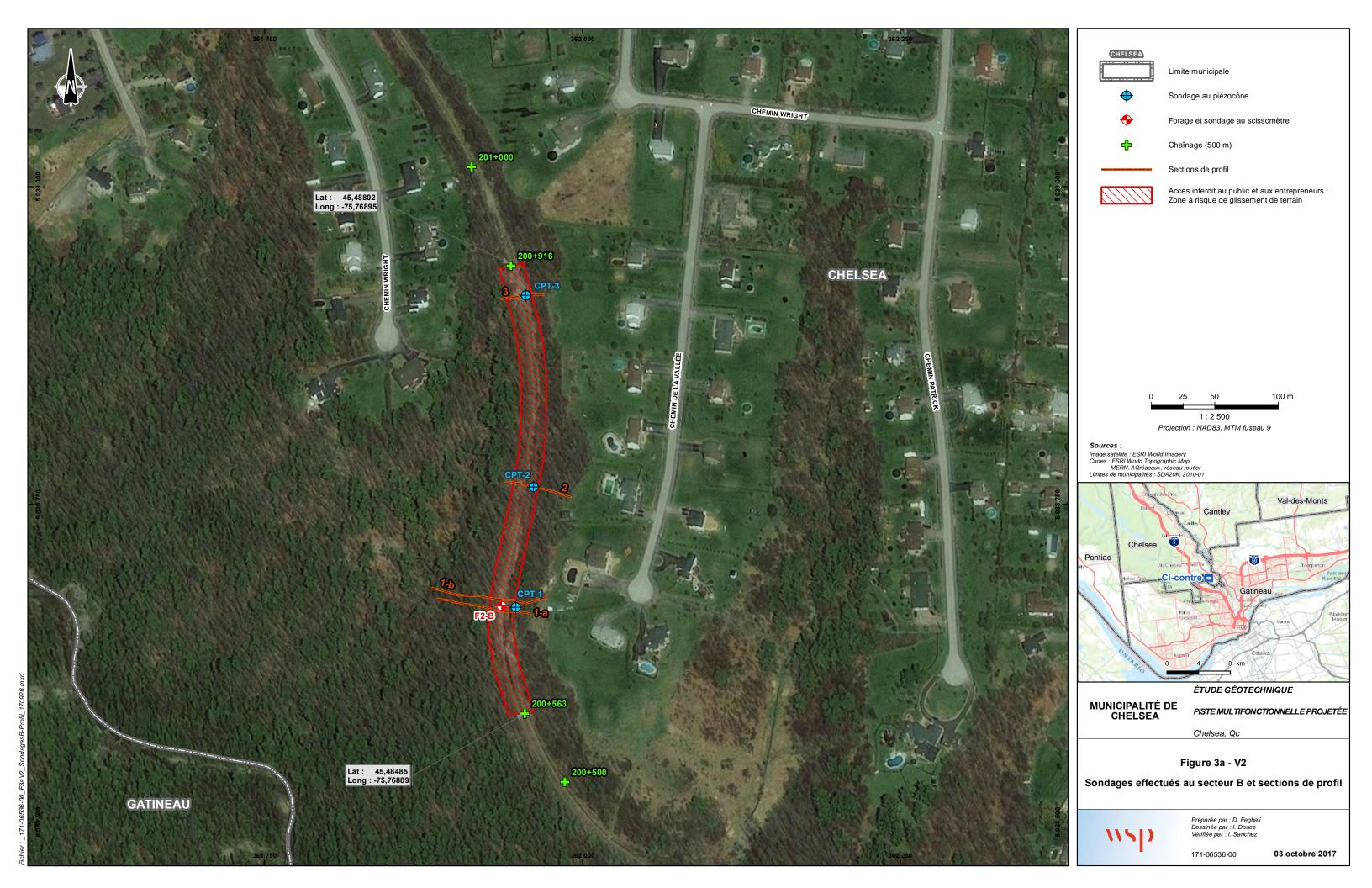


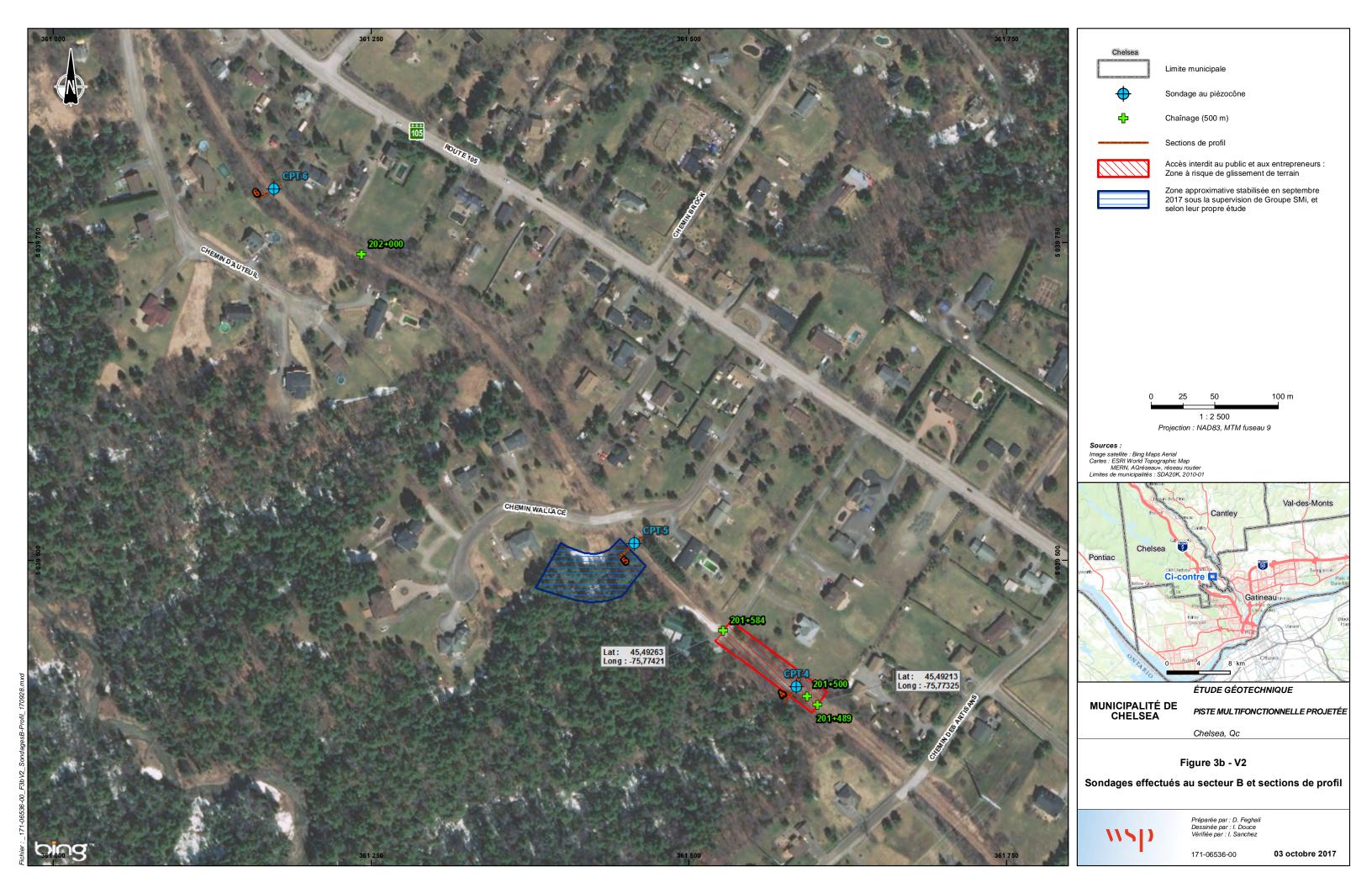












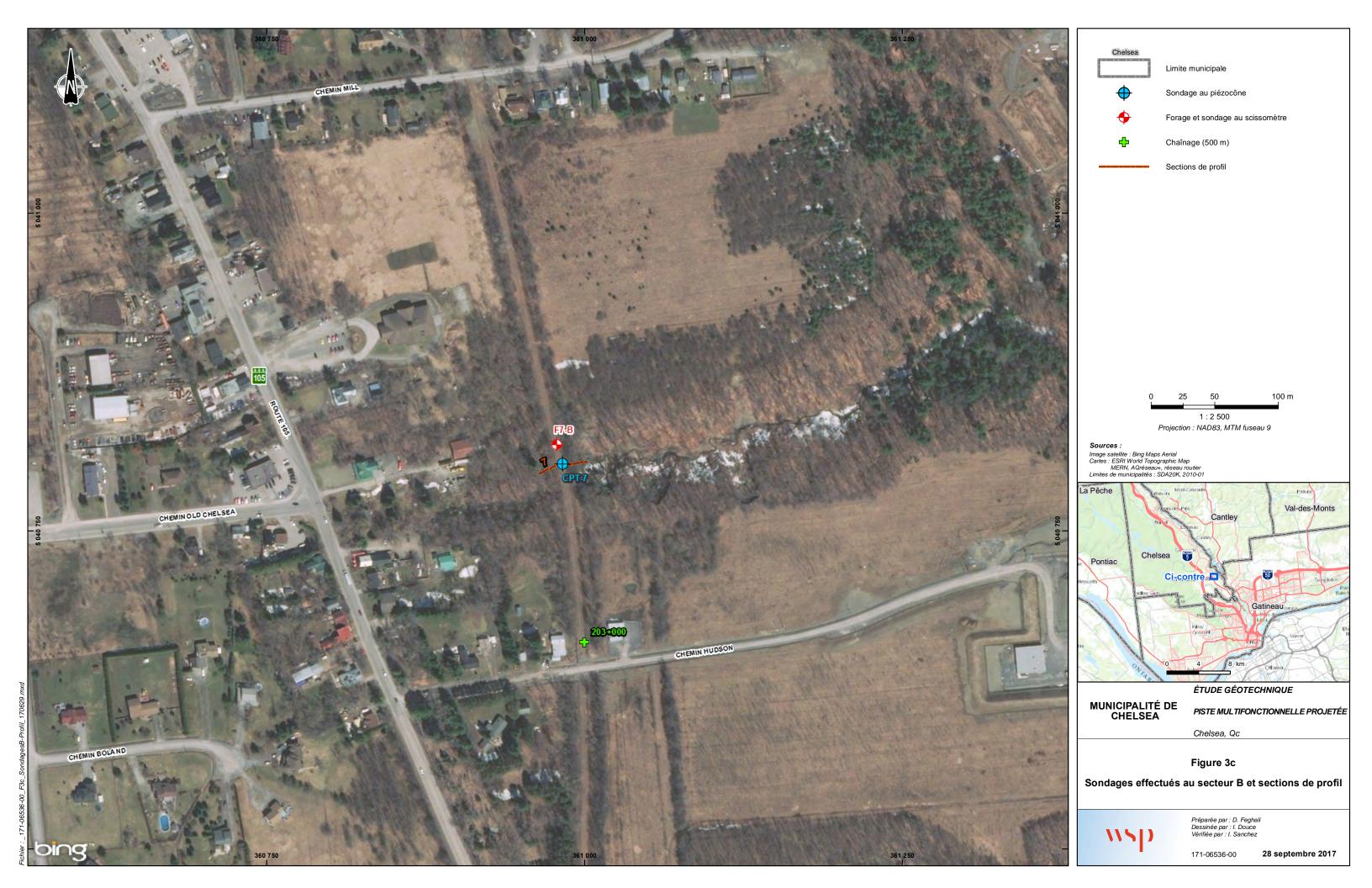


Figure 4A



A: Berme de stabilisation



B: Cloutage (soil nailing)



Figure 4B



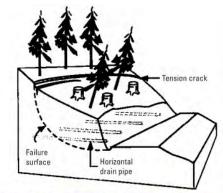
C: Mur de soutènement en gabions



D: Mur de soutènement en palplanches

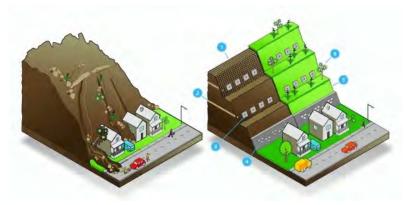


Figure 4C





E: Tranchées drainantes



F: Reprofilage des pentes



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 un délai raisonnable, 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 recommandé que les services d'un professionnel 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, 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 forage 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.

ANNEXE

B COURBES DE PIÉZOCÔNE



Location: Chelsea

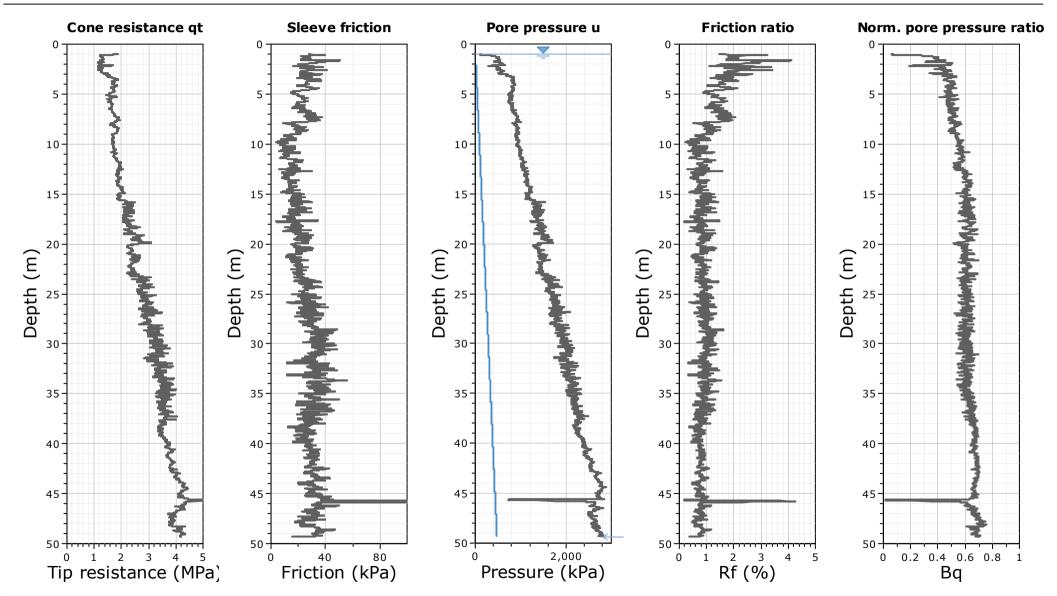
Sondage CPT-01

Total depth: 49.31 m, Date: 2017-05-29

Surface Elevation: 0.00 m

Coords: lat 45.485612° lon 75.769077°

Cone Type: I-CFXYP20-10





Location: Chelsea

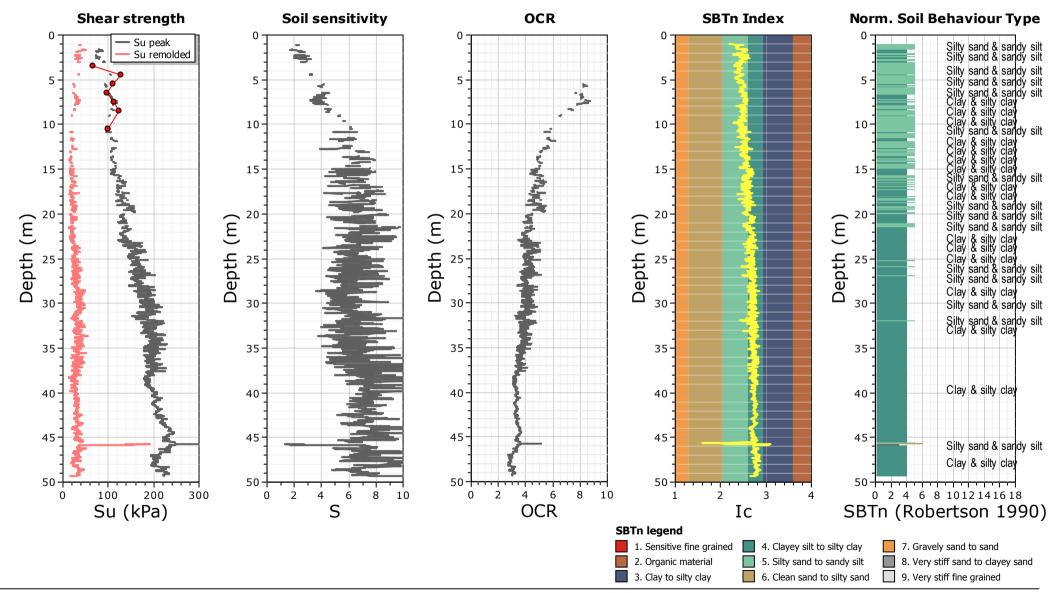
Sondage CPT-01

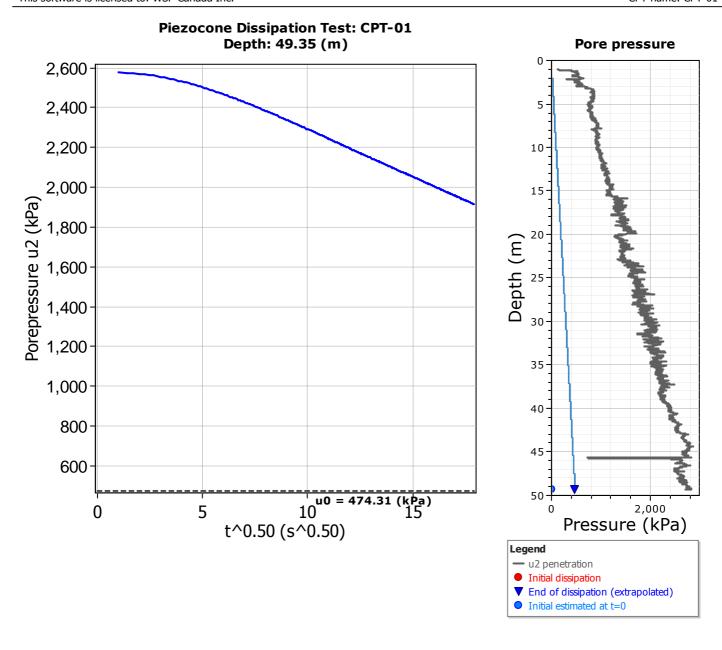
Total depth: 49.31 m, Date: 2017-05-29

Surface Elevation: 0.00 m

Coords: lat 45.485612° lon 75.769077°

Cone Type: I-CFXYP20-10







Total depth: 49.31 m, Date: 2017-05-29

Surface Elevation: 0.00 m

Coords: lat 45.485612° lon 75.769077°

Cone Type: I-CFXYP20-10

Project: Étude géotechnique - Piste multifonction

Dissipation Tests Results

Dissipation tests

Location: Chelsea

Dissipation tests consists of stopping the piezocone penetration and observing porepressures (u) with elapsed time (t). The data are automatic recorded by the field computer and should take place until a minimum of 50% dissipation.

The porepressures are plotted as a function of square root of (t). The graphical technique suggested by Robertson and Campanella (1989), yields a value for t_{50} , which corresponds to the time for 50% consolidation.

The value of the coefficient of consolidation in the radial or horizontal direction c_h was then calculated by Houlsby and Teh's (1988) theory using the following equation:

$$c_h = \frac{T \times r^2 \times I_r^{0.5}}{t_{50}}$$

where:

T: time factor given by Houlsby and Teh's (1988) theory corresponding to the porepressure position

r: piezocone radius

 I_r : stiffness index, equal to shear modulus G divided by the undrained strength of clay (S_u) .

t₅₀: time corresponding to 50% consolidation

Permeability estimates based on dissipation test

The dissipation of pore pressures during a CPTu dissipation test is controlled by the coefficient of consolidation in the horizontal direction (c_h) which is influenced by a combination of the soil permeability (k_h) and compressibility (M), as defined by the following:

$$k_h = c_h \times \gamma_w / M$$

where: M is the 1-D constrained modulus and γ_w is the unit weight of water, in compatible units.

Tabular results

CPTU Borehole	Depth (m)	(t ₅₀) ^{0.50}	t ₅₀ (s)	t ₅₀ (years)	G/S _u	C _h (m²/s)	c _h (m²/year)	M (MPa)	k _h (m/s)
CPT-01	49.35	0.0	0	0.00E+000	405.03	0.00E+000	0	30.93	-1.00E+004



Total depth: 46.12 m, Date: 2017-05-29

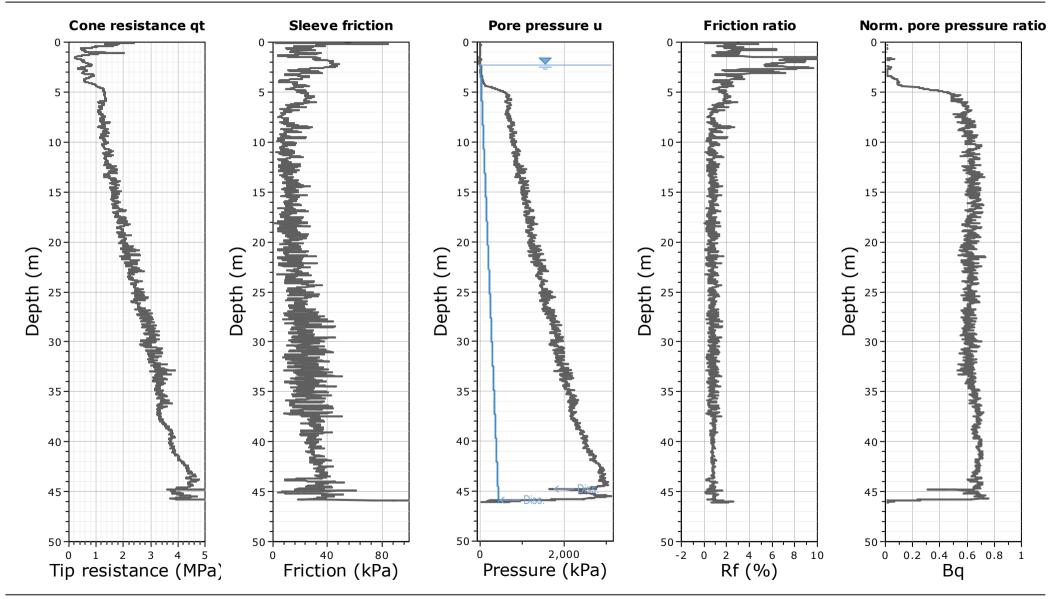
Surface Elevation: 0.00 m

Coords: lat 45.486475° lon 75.768834°

Cone Type: i-CFXYP20-10 160707

Project: Étude géotechnique - Piste multifonction

Location: Chelsea





Location: Chelsea

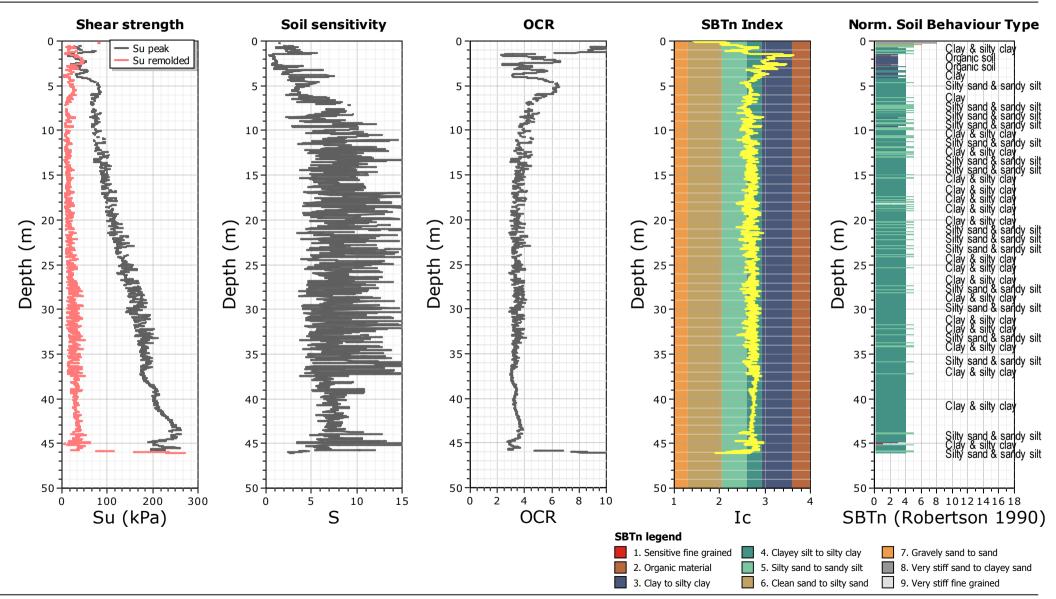
Sondage CPT-02

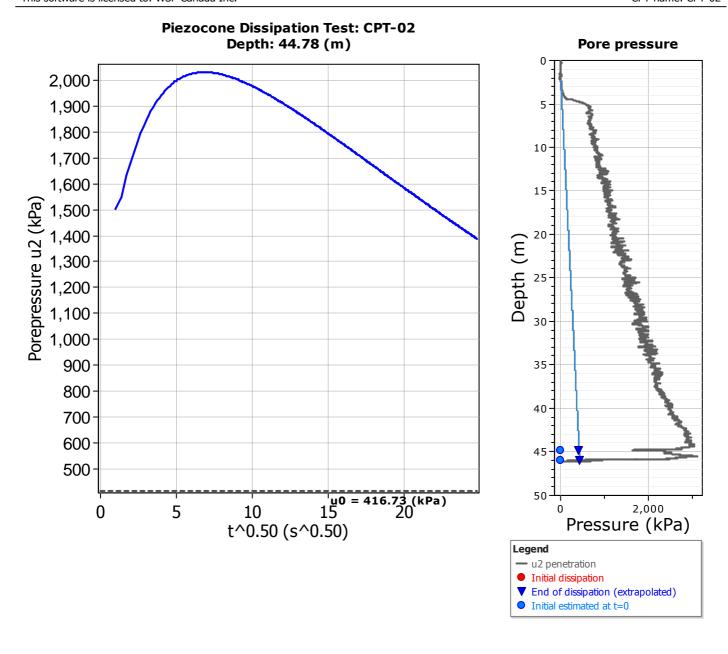
Total depth: 46.12 m, Date: 2017-05-29

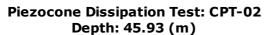
Surface Elevation: 0.00 m

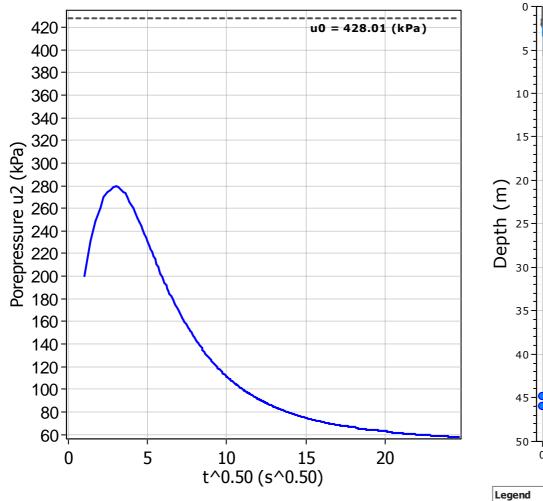
Coords: lat 45.486475° lon 75.768834°

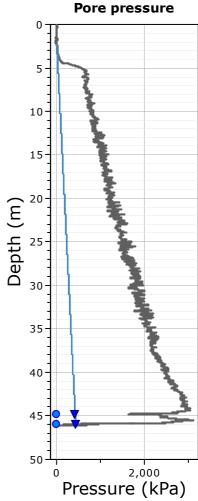
Cone Type: i-CFXYP20-10 160707













● Initial estimated at t=0

1

Total depth: 46.12 m, Date: 2017-05-29

Surface Elevation: 0.00 m

Coords: lat 45.486475° lon 75.768834°

Cone Type: i-CFXYP20-10 160707

Project: Étude géotechnique - Piste multifonction

Location: Chelsea

Dissipation Tests Results

Dissipation tests

Dissipation tests consists of stopping the piezocone penetration and observing porepressures (u) with elapsed time (t). The data are automatic recorded by the field computer and should take place until a minimum of 50% dissipation.

The porepressures are plotted as a function of square root of (t). The graphical technique suggested by Robertson and Campanella (1989), yields a value for t_{50} , which corresponds to the time for 50% consolidation.

The value of the coefficient of consolidation in the radial or horizontal direction c_h was then calculated by Houlsby and Teh's (1988) theory using the following equation:

$$c_h = \frac{T \times r^2 \times I_r^{0.5}}{t_{50}}$$

where:

T: time factor given by Houlsby and Teh's (1988) theory corresponding to the porepressure position

r: piezocone radius

 I_r : stiffness index, equal to shear modulus G divided by the undrained strength of clay (S_u) .

t₅₀: time corresponding to 50% consolidation

Permeability estimates based on dissipation test

The dissipation of pore pressures during a CPTu dissipation test is controlled by the coefficient of consolidation in the horizontal direction (c_h) which is influenced by a combination of the soil permeability (k_h) and compressibility (M), as defined by the following:

$$k_h = c_h \times \gamma_w / M$$

where: M is the 1-D constrained modulus and γ_w is the unit weight of water, in compatible units.

Tabular results

CPTU Borehole	Depth (m)	(t ₅₀) ^{0.50}	t ₅₀ (s)	t ₅₀ (years)	G/S _u	C _h (m²/s)	c _h (m²/year)	M (MPa)	k _h (m/s)
CPT-02	44.78	0.0	0	0.00E+000	100.00	0.00E+000	0	43.14	-1.00E+004
CPT-02	45.93	0.0	0	0.00E+000	100.00	0.00E+000	0	186.02	-1.00E+004



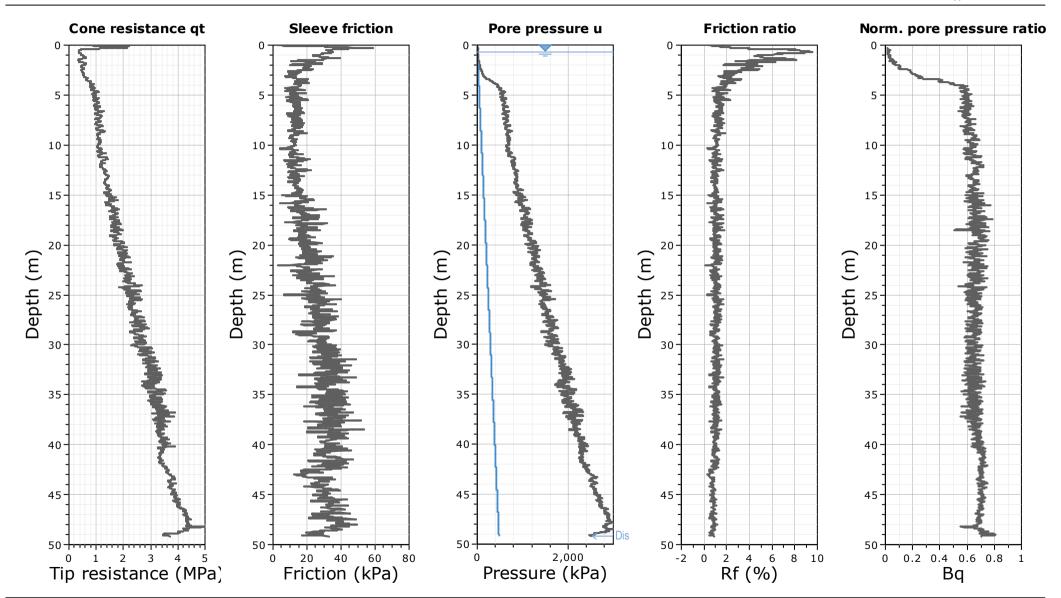
Total depth: 49.15 m, Date: 2017-05-30

Surface Elevation: 0.00 m Coords: lat 0° lon 0°

Cone Type: I-CFXYP20-10

Project: Étude géotechnique - Piste multifonction

Location: Chelsea





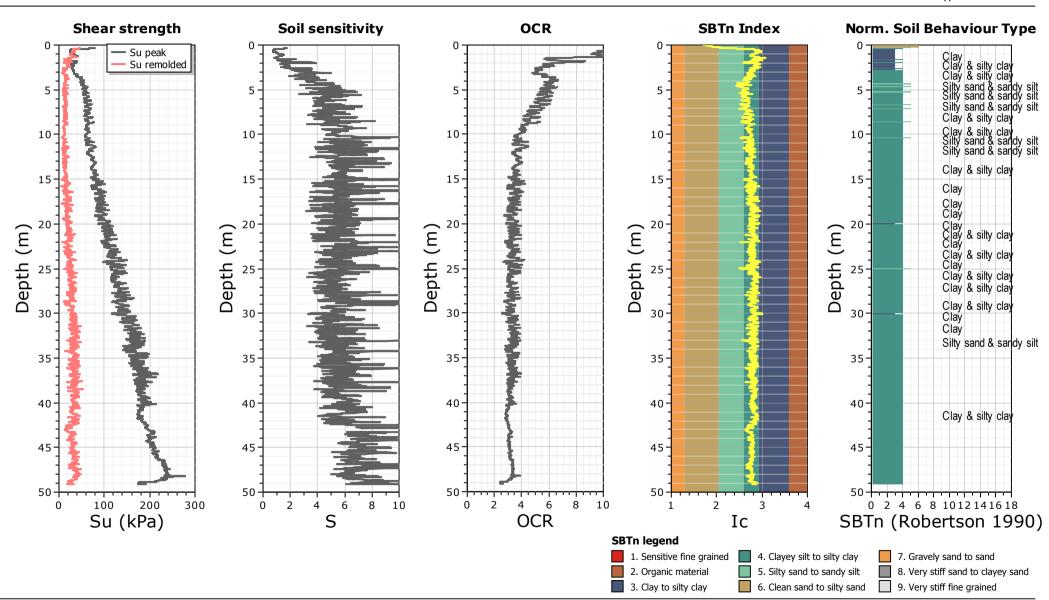
Location: Chelsea

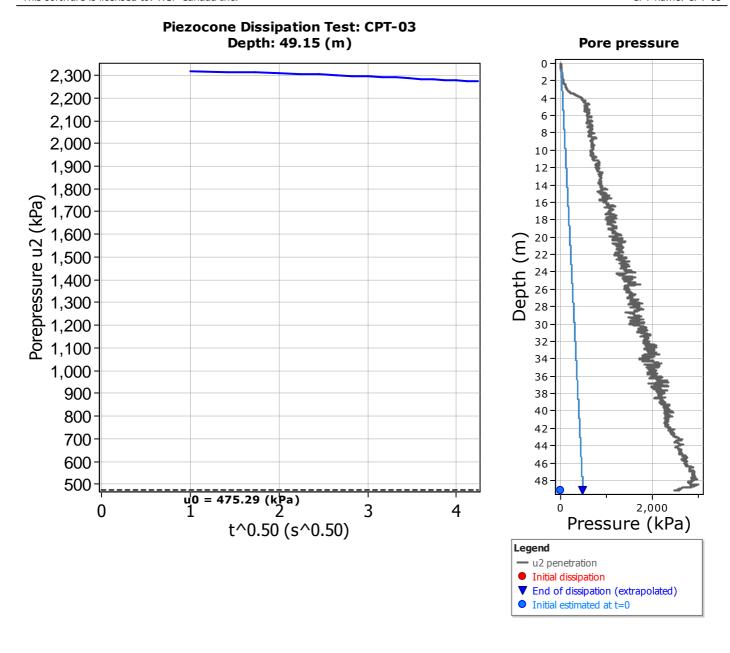
Sondage CPT-03

Total depth: 49.15 m, Date: 2017-05-30

Surface Elevation: 0.00 m

Coords: lat 0° lon 0° Cone Type: I-CFXYP20-10







Total depth: 49.15 m, Date: 2017-05-30

Surface Elevation: 0.00 m Coords: lat 0° lon 0°

Cone Type: I-CFXYP20-10

Project: Étude géotechnique - Piste multifonction

Dissipation Tests Results

Dissipation tests

Location: Chelsea

Dissipation tests consists of stopping the piezocone penetration and observing porepressures (u) with elapsed time (t). The data are automatic recorded by the field computer and should take place until a minimum of 50% dissipation.

The porepressures are plotted as a function of square root of (t). The graphical technique suggested by Robertson and Campanella (1989), yields a value for t_{50} , which corresponds to the time for 50% consolidation.

The value of the coefficient of consolidation in the radial or horizontal direction c_h was then calculated by Houlsby and Teh's (1988) theory using the following equation:

$$c_h = \frac{T \times r^2 \times I_r^{0.5}}{t_{50}}$$

where:

T: time factor given by Houlsby and Teh's (1988) theory corresponding to the porepressure position

r: piezocone radius

I.: stiffness index, equal to shear modulus G divided by the undrained strength of clay (S_u).

t₅₀: time corresponding to 50% consolidation

Permeability estimates based on dissipation test

The dissipation of pore pressures during a CPTu dissipation test is controlled by the coefficient of consolidation in the horizontal direction (c_h) which is influenced by a combination of the soil permeability (k_h) and compressibility (M), as defined by the following:

$$k_h = c_h \times \gamma_w / M$$

where: M is the 1-D constrained modulus and γ_w is the unit weight of water, in compatible units.

Tabular results

CPTU Borehole	Depth (m)	(t ₅₀) ^{0.50}	t ₅₀ (s)	t ₅₀ (years)	G/S _u	C _h (m²/s)	C _h (m²/year)	M (MPa)	k _h (m/s)
CPT-03	49.15	0.0	0	0.00E+000	502.88	0.00E+000	0	21.91	-1.00E+004



Project: Étude géotechnique - Piste multifonction

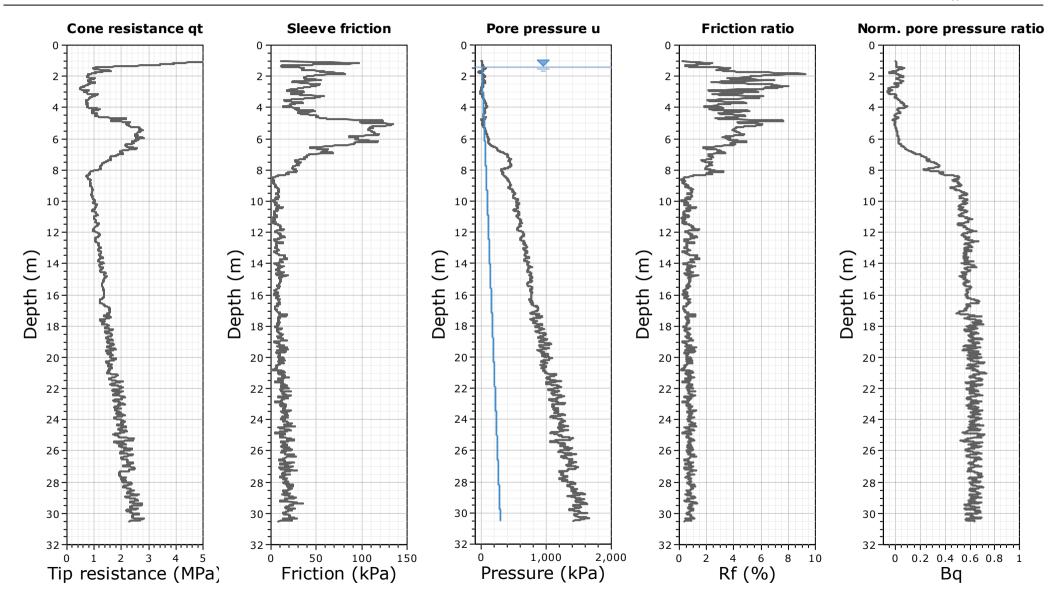
Location: Chelsea

Sondage CPT-04.1

Total depth: 30.50 m, Date: 2017-05-31

Surface Elevation: 0.00 m Coords: lat 45.492196° lon 75.773575°

Cone Type: I-CFXYP20-10





Project: Étude géotechnique - Piste multifonction

Location: Chelsea

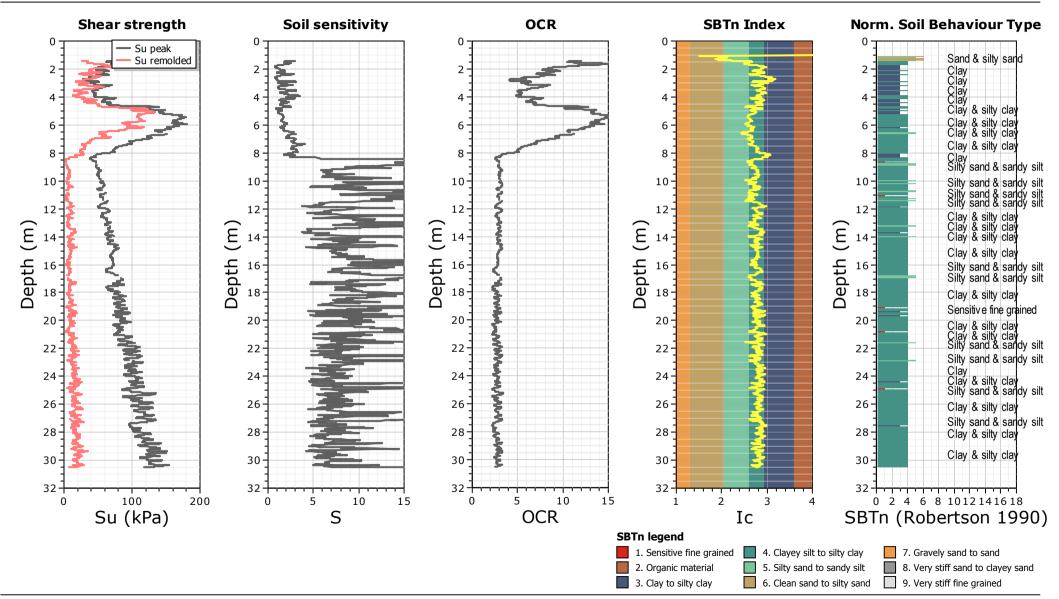
Sondage CPT-04.1

Total depth: 30.50 m, Date: 2017-05-31

Surface Elevation: 0.00 m

Coords: lat 45.492196° lon 75.773575°

Cone Type: I-CFXYP20-10





Total depth: 20.68 m, Date: 2017-05-30

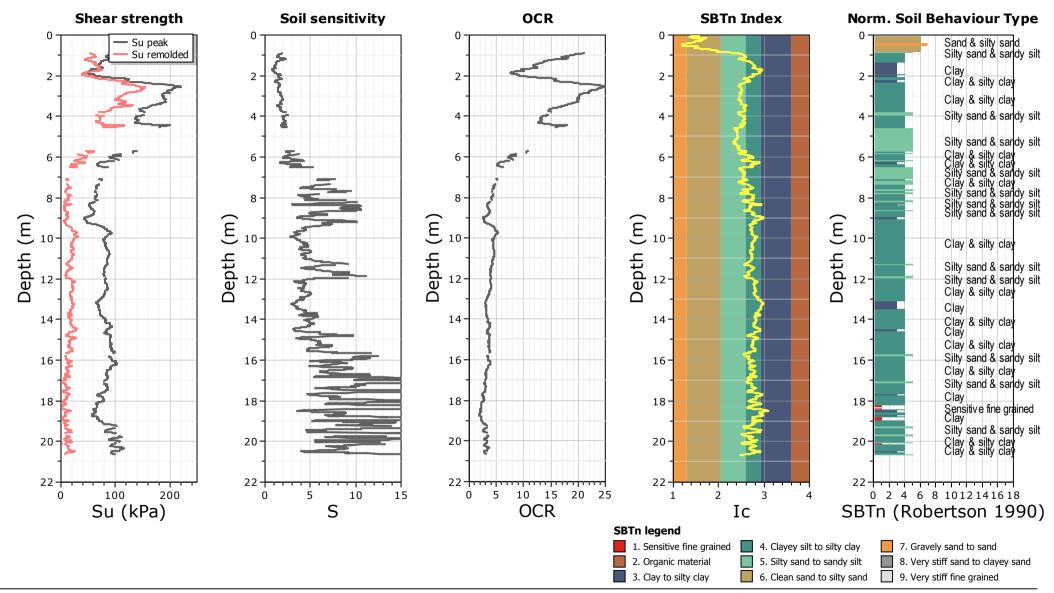
Surface Elevation: 0.00 m

Coords: lat 45.493214° lon 75.775121°

Cone Type: I-CFXYP20-10

Project: Étude géotechnique - Piste multifonction

Location: Chelsea





Total depth: 20.68 m, Date: 2017-05-30

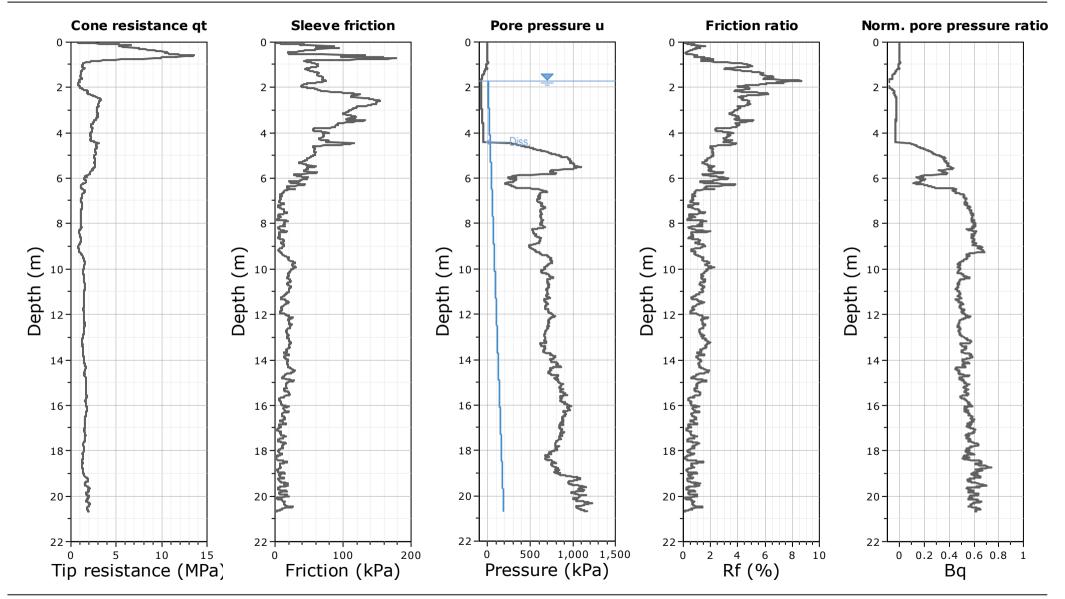
Surface Elevation: 0.00 m

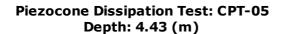
Coords: lat 45.493214° lon 75.775121°

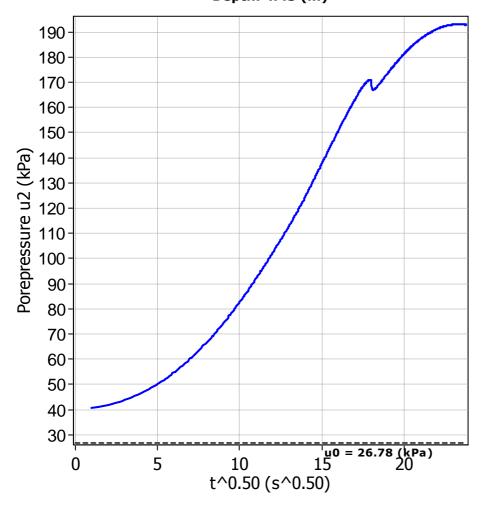
Cone Type: I-CFXYP20-10

Project: Étude géotechnique - Piste multifonction

Location: Chelsea









- u2 penetration
- Initial dissipation
- ▼ End of dissipation (extrapolated)
- Initial estimated at t=0



Total depth: 20.68 m, Date: 2017-05-30

Surface Elevation: 0.00 m

Coords: lat 45.493214° lon 75.775121°

Cone Type: I-CFXYP20-10

1

Project: Étude géotechnique - Piste multifonction Location: Chelsea

Dissipation Tests Results

Dissipation tests

Dissipation tests consists of stopping the piezocone penetration and observing porepressures (u) with elapsed time (t). The data are automatic recorded by the field computer and should take place until a minimum of 50% dissipation.

The porepressures are plotted as a function of square root of (t). The graphical technique suggested by Robertson and Campanella (1989), yields a value for t_{50} , which corresponds to the time for 50% consolidation.

The value of the coefficient of consolidation in the radial or horizontal direction c_h was then calculated by Houlsby and Teh's (1988) theory using the following equation:

$$c_h = \frac{T \times r^2 \times I_r^{0.5}}{t_{50}}$$

where:

T: time factor given by Houlsby and Teh's (1988) theory corresponding to the porepressure position

r: piezocone radius

 I_r : stiffness index, equal to shear modulus G divided by the undrained strength of clay (S_u) .

t₅₀: time corresponding to 50% consolidation

Permeability estimates based on dissipation test

The dissipation of pore pressures during a CPTu dissipation test is controlled by the coefficient of consolidation in the horizontal direction (c_h) which is influenced by a combination of the soil permeability (k_h) and compressibility (M), as defined by the following:

$$k_h = c_h \times \gamma_w / M$$

where: M is the 1-D constrained modulus and γ_w is the unit weight of water, in compatible units.

Tabular results

CPTU Borehole	Depth (m)	(t ₅₀) ^{0.50}	t ₅₀ (s)	t ₅₀ (years)	G/S _u	C _h (m²/s)	c _h (m²/year)	M (MPa)	k _h (m/s)
CPT-05	4.43	0.0	0	0.00E+000	100.00	0.00E+000	0	35.37	-1.00E+004



Total depth: 15.50 m, Date: 2017-05-31

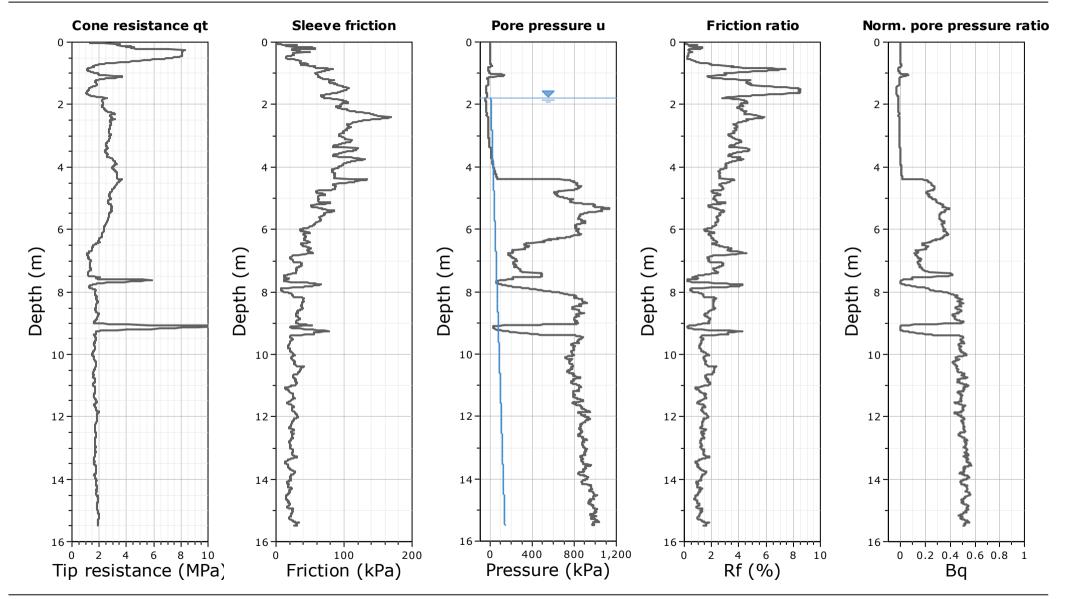
Surface Elevation: 0.00 m

Coords: lat 0° lon 0°

Cone Type: I-CFXYP20-10

Project: Étude géotechnique - Piste multifonction

Location: Chelsea





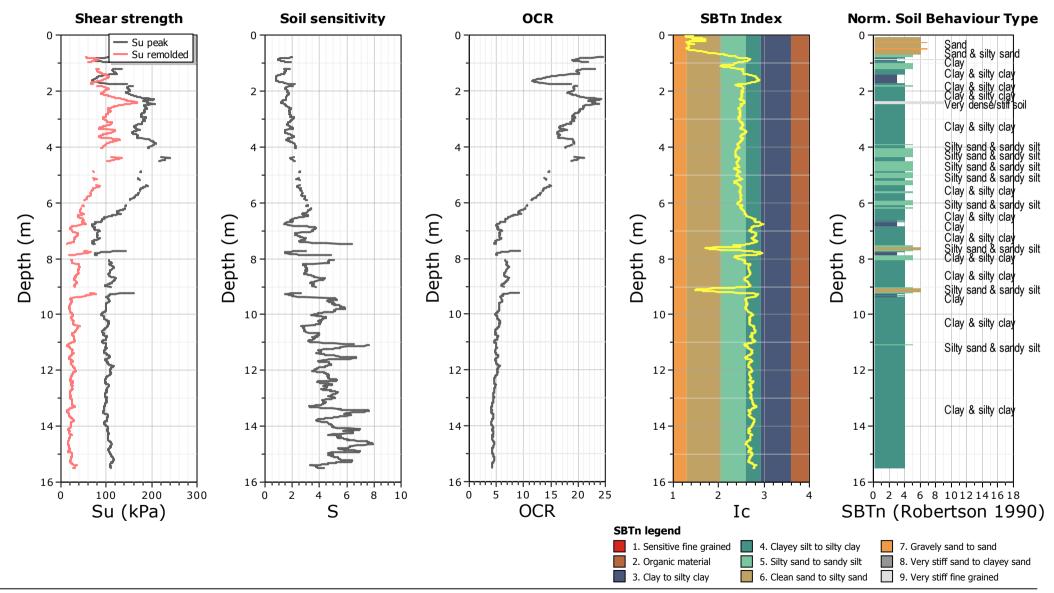
Total depth: 15.50 m, Date: 2017-05-31

Surface Elevation: 0.00 m

Coords: lat 0° lon 0° Cone Type: I-CFXYP20-10

Project: Étude géotechnique - Piste multifonction

Location: Chelsea





Project: Étude géotechnique - Piste multifonction

Location: Chelsea

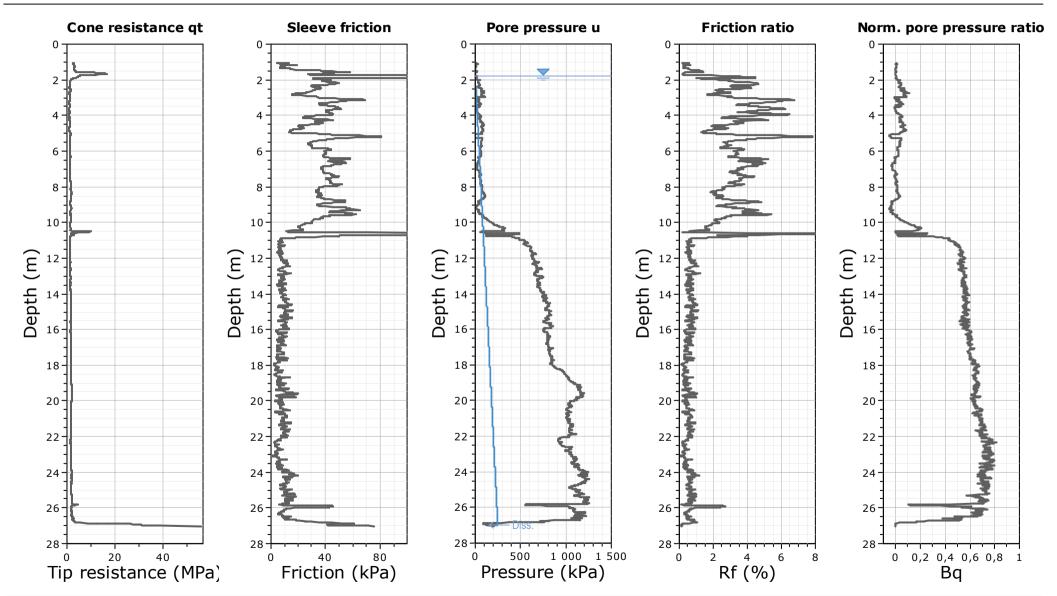
Sondage CPT-07.1

Total depth: 27.02 m, Date: 2017-05-31

Surface Elevation: 0,00 m

Coords: lat 45,504706° lon 75,780981°

Cone Type: I-CFXYP20-10





Project: Étude géotechnique - Piste multifonction

Location: Chelsea

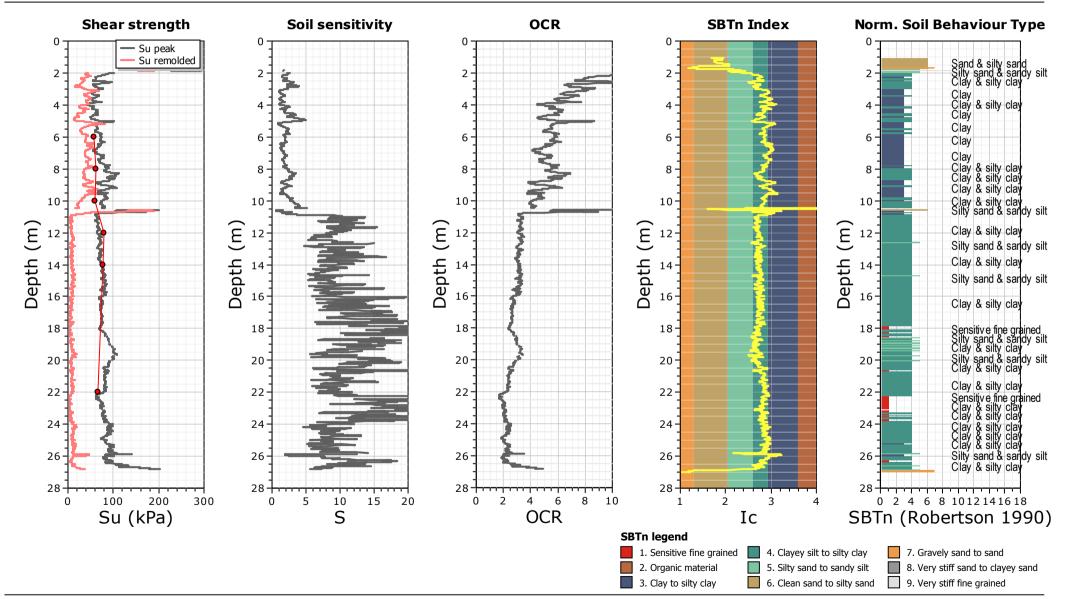
Sondage CPT-07.1

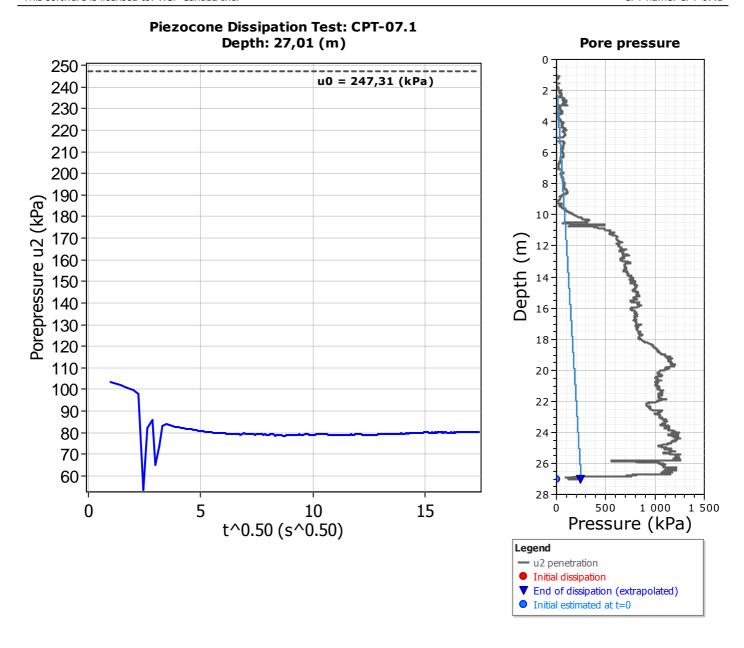
Total depth: 27.02 m, Date: 2017-05-31

Surface Elevation: 0,00 m

Coords: lat 45,504706° lon 75,780981°

Cone Type: I-CFXYP20-10







Sondage CPT-07.1

Total depth: 27.02 m, Date: 2017-05-31

Surface Elevation: 0,00 m

Coords: lat 45,504706° lon 75,780981°

Cone Type: I-CFXYP20-10

1

Project: Étude géotechnique - Piste multifonction Location: Chelsea

Location: Cheisea

Dissipation Tests Results

Dissipation tests

Dissipation tests consists of stopping the piezocone penetration and observing porepressures (u) with elapsed time (t). The data are automatic recorded by the field computer and should take place until a minimum of 50% dissipation.

The porepressures are plotted as a function of square root of (t). The graphical technique suggested by Robertson and Campanella (1989), yields a value for t_{50} , which corresponds to the time for 50% consolidation.

The value of the coefficient of consolidation in the radial or horizontal direction c_h was then calculated by Houlsby and Teh's (1988) theory using the following equation:

$$c_h = \frac{T \times r^2 \times I_r^{0.5}}{t_{50}}$$

where:

T: time factor given by Houlsby and Teh's (1988) theory corresponding to the porepressure position

r: piezocone radius

I.: stiffness index, equal to shear modulus G divided by the undrained strength of clay (S_u).

t₅₀: time corresponding to 50% consolidation

Permeability estimates based on dissipation test

The dissipation of pore pressures during a CPTu dissipation test is controlled by the coefficient of consolidation in the horizontal direction (c_h) which is influenced by a combination of the soil permeability (k_h) and compressibility (M), as defined by the following:

$$k_h = c_h \times \gamma_w / M$$

where: M is the 1-D constrained modulus and γ_w is the unit weight of water, in compatible units.

Tabular results

CPTU Borehole	Depth (m)	(t ₅₀) ^{0.50}	t ₅₀ (s)	t ₅₀ (years)	G/S _u	C _h (m²/s)	c _h (m²/year)	M (MPa)	k _h (m/s)
CPT-07.1	27.01	0.0	0	0.00E+000	100.00	0.00E+000	0	143.27	0.00E+000

ANNEXE

C RAPPORTS DES FORAGE



RAPPORT DE FORAGE

Sondage N° F-2B

DESCRIPTION DU SOL ET DU ROC DESCRI			STRATIGRAPHIE		ÉC	HAN	TILL	ONS	;			PHIQUE		ESSAIS
7 82,70 Devenant tree lache (CL).	PROF - pi	NIVEAU (m)/ PROFONDEUR		SYMBOLES	TYPE NO	SOUS - ÉCH.	ÉTAT	RÉCUPÉRATION	N, Nc ou RQD	FRAGMENTATION	₩ _P	¥'	INSTALLATION	AG : analyse granulométriq AC : analyse chimique Wi : limite liquide Wp : limite plastique W : teneur en eau Cu : cisaillement non drain Cur : cisaillement remanié Pc : préconsolidation U : Résistance en comp. uniaxiale sur car. de roc Dup : éch. duplicata prélevé
CF-12	7 -	82,70 6,86	Devenant très lâche (CL).	- 1-1-	CF-10		B	100	3	1-1-2-4				Cur = 44 kPa
35					CF-11		B	100	4	1-2-2-3			2017-06-13	Cu = 112 kPa
73,31	9 -				CF-12		В	100	5	2-2-3-4	-	⊣		WI = 45%
10	30-	79,81 9.75	Fin du forage.		CF-13		B	100	3	1-1-2-3			• • • ••••	
-11		-,. 5	g5.										*	Cu = 100 kPa
40- -													-	
-13													-	
45- -14 - - -15 50- - -16 - - -17 - -														
-15														
-16	4 -												_	
-17 55- 														
-17	6													
	'													
60-													_	

Nom du consultant :



Nom du client :



Page 1 de 1 LIMITES DE CONSISTANCE D'ATTERBERG

Sondage N° F-2B

Étude géotechnique - Piste multifonctionnelle projetée Nom du projet :

Chelsea, Québec

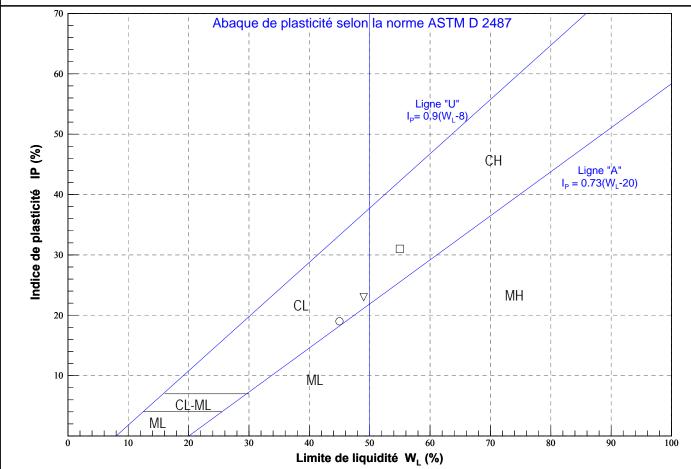
171-06536-00 No. de projet :

Plan de localisation No.:

2017-06-07 Date du début du sondage :

Municipalité de Chelsea Nom du requérant :

Localisation civile : Chemin de fer, Chelsea



Symbole	Sondage	Type	Échantillon	Profondeur	État	W _N	W _L	W _P	I _L	I _P	uscs
0	F-2B	CF	12	8,38 - 8,99	R	53,4	45	26	1,44	19	CL
	F-2B	CF	3	1,52 - 2,13	R	56,8	55	24	1,06	31	СН
∇	F-2B	CF	7	4,57 - 5,18	R	53,2	49	26	1,18	23	CL

Effectué par : J. Meehan

Date: 2017-06-22

Vérifié par : N. Krebs

Date: 2017-06-23

2017-07-05 00:00

geotec_80\Style\lab\Lab_Atterberg_FR1_logo client.sty U\Environnement\Géotechnique\Geotec\Geotec principal_20170629.mdb

Nom du consultant: Nom du client :



F-7B Sondage N°

Nom du projet: Étude géotechnique - Piste multifonctionnelle projetée

Chelsea, Québec

Nom du requérant : Municipalité de Chelsea Coordonnées géodésiques X:

360977,696 MTM (NAD-1983) Y: 5040818,390

> Z: 108,836

171-06536-00 No. de projet :

Plan de localisation No.:

Date du début du sondage : 2017-06-08

Profondeur du sondage : 9,75

Localisation civile: Chemin de fer, Chelsea

Entrepreneur en forage: Forage Grenville

Type de forage : Tarière

Inclinaison: 159 mm Diamètre du forage: Diamètre du carottier:

Vérifié par :

Andréa Dufour, tech. Préparé par : TYPE D'ÉCHANTILLON

TERMINOLOGIE COMPACITÉ NIVEAU D'EAU INDICE DE QUALITÉ DU ROC INDICE "N % RQD QUALIFICATIF Très lâche Lâche

Azimut:

Cuillère fendue Échantillon par forage au diamant 1-10% 10-20% 20-35% <25 25-50 50-75 75-90 Très faible Faible 4-10 10-30 "traces" EM TA Manuel Tarière "un peu" adjectif (...eux) "et" Compact Date: 2017-06-12 Date: Moyen Bon Dense 30-50 Tube d'échantillonnage 35-50% Prof.: 5.73 Prof.: Très dense >50 Tube à paroi mince 90-100 Excellent
CLASSIFICATION (SYSTÈME UNIFIÉ) ÉTAT DE L'ÉCHANTILLON SYMBOLES CONSISTANCE RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT (Cu)

90

Remanié Intact (tube à paroi mince)

Perdu

N: Indice de pénétration standard R: Refus (N > 100) PM: Poids du marteau / 61 cm R.Q.D: Indice de qualité du roc % R.Q.D =Σ Carottes > 4 po. (10 cm)

Argile Silt < 0.002 mm 0,002 à 0,075 mm Sable Gravier Cailloux 0,075 à 4,75 mm 4,75 à 75 mm 75 à 300 mm

Très molle Molle Ferme Raide Très raide

12-25 kPa 25-50 kPa 50-100 kPa 100-200 kPa

		Forage au	diamant	% R.Q.D = <u>Σ Carottes :</u> longu				illoux ocs			300 mm 300mm	Tro Du	ès raid ire	Ð			200 kPa 200 kPa
			STRATIO	GRAPHIE		ÉC	HAN	TILL	ONS		·		GR	APH	IIQUI	E	ESSAIS
PROFONDEUR (m)	PROF - pi	NIVEAU (m)/ P8'801	DU SOL Niveau	CRIPTION ET DU ROC	SYMBOLES	TYPE NO	SOUS - ÉCH.	ÉTAT	RÉCUPÉRATION	N, Nc ou RQD	FRAGME	S/15cm ENTATION nm)	MCn (la MCn (la MCn (c MCn (c MCn (c MCn (c	aborato laborato hantier chantie	amique) ire) oire))	ITA HATSNI	AG : analyse granulométrique AC : analyse chimique W1 : limite liquide Wp : limite plastique w : teneur en eau Cu : cisaillement non drainé Cur : cisaillement remanié Pr : préconsolidation U : Résistance en comp. uniaxiale sur car. de roc Dup : éch. duplicata prélevé
-	_	0,00 108,74 0,10 108,23	Couche de ba Terre végétale sable et de gra	e: Remblai de avier.		CF-1		N	50	10	2-4	-6-6	$ \uparrow $				
- - 1	_ 	0,61	Sable argileux de gravier, hui	et silteux, traces mide, lâche.		CF-2		В	40	10	6-5	i-5-3	 				-
	5-					CF-3		В	5	5	2-3	3-2-4					
_ 2	_	-		,		CF-4		В	80	4	2-2	!-2-3					<u>-</u>
- - - 3	_			9		CF-5		В	80	7	3-3	3-4-8	†				<u>.</u>
"	10— - 					CF-6		B	100	4	2-2	?-2-1	<u> </u>	•			AG WI = 41% Wp = 19%
- 4	-					CF-7		B	70	7	2-2	!-5-5	1				w = 42,3%
5	15— —	103,51				CF-8		В	100	2	1-1	-1-1				2017-06-12	- -
- - - 6	_ _	5,33	Silt argileux et très lâche.	sableux, humide,		CF-9		В	100	PM	0-0	J-0-1		\dashv	•	2017	AG WI = 37% Wp = 18%
`- - 6 - -	20-					CF-10		В	100	1	0-0)-1-1					w = 67,6% Cu = 57 kPa

Remarque(s): Résistance au cisaillement:

- 18 m de profondeur: pas de cassure, Cu > 68 kPa
- 20 m de profondeur: pas de cassure, Cu > 67 kPa

Nom du client :



RAPPORT DE FORAGE

Sondage N° F-7B

			STRATIGRAPHIE		ÉC	LAN	TILL	ONS					AD	HIQI	IE I		ESSAIS
PROFONDEUR (m)	PROF - pi	NIVEAU (m)/ PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL ET DU ROC	SYMBOLES	TYPE	SOUS - ÉCH.	ÉTAT	RÉCUPÉRATION	N, Nc ou RQD	COUPS/15cm FRAGMENTATIO (mm)		N (pe Nc (p Cu (l Cur (Cur (en. sta ben. dy aborat labora chantie chant	ndard) rnamiqu roire) stoire) er) er) W 60 8	ле)	INSTALLATION	AG : analyse granulométrique AC : analyse chimique WI : limite liquide Wp : limite plastique w : teneur en eau Cu : cisaillement non drainé Cur : cisaillement remanié P'c : préconsolidation U : Résistance en comp. uniaxiale sur car. de roc Dup : éch. duplicata prélevé
- 7	-				CF-11		В	100	1	0-0-1-1							
- 8	25 —				CF-12		В	100	1	0-0-1-2	1	+		*-			Cu = 62 kPa Cur = 10 kPa
- 9	30-				CF-13		В	100	1	0-0-1-2		F		1 0	•		WI = 52% Wp = 24% w = 79,2%
-10	-	99,09 9,75	Fin du forage.		CF-14		В	100	1	0-0-1-2				*			Cu = 59 kPa
-11	35— —																
-12	40-										_	+			*		Cu = 79 kPa Cur = 13 kPa
-13											_						
-14	45 —										_			- →			Cu = 78 kPa
-15	50-										_						
-16	_																
-17	55— —										_						
-18	60-										_	+					Cu = 68 kPa Cur = 13 kPa



Nom du client :



RAPPORT DE FORAGE

Sondage N°

F-7B

Г					<u> </u>							Landage II	ı	T-7E
PROFONDEUR (m)	PROF - pi	NIVEAU (m)/ PROFONDEUR	STRATIGRAPHIE DESCRIPTION DU SOL ET DU ROC	SYMBOLES	TYPE NO DG	SOUS - ÉCH.	ÉTAT	RÉCUPÉRATION Z	N, Nc ou RQD	COUPS/15cm FRAGMENTATIO (mm)	ON	GRAPHIQUE N (pen. standard) Nc (pen. dynamique) Cu (laboratoire) Cur (laboratoire) Cur (laboratoire) Cur (chantier) Qur (chantier) V w w u 20 40 60 80	INSTALLATION	ESSAIS AG : analyse granulométriq AC : analyse chimique WI : limite liquide W : limite plastique w : teneur en eau Cu : cisaillement non drain Cur : cisaillement remanié P'C : préconsolidation U : Résistance en comp. uniaxiale sur car, de rod Dup : éch. duplicata prélevé
-20	65-											*		Cu = 67 kPa
-21	70-													
-22	-													Cu = 67 kPa
-23	75 —													
-24	80-													
-25	-													
-26	85— — —													
-27	90-													
-29	95—													
-30	-													
	100-													

Nom du consultant :

Nom du requérant :



Nom du client :



Page 1 de 1

LIMITES DE CONSISTANCE D'ATTERBERG

Sondage N° F-7B

Étude géotechnique - Piste multifonctionnelle projetée Nom du projet :

Chelsea, Québec

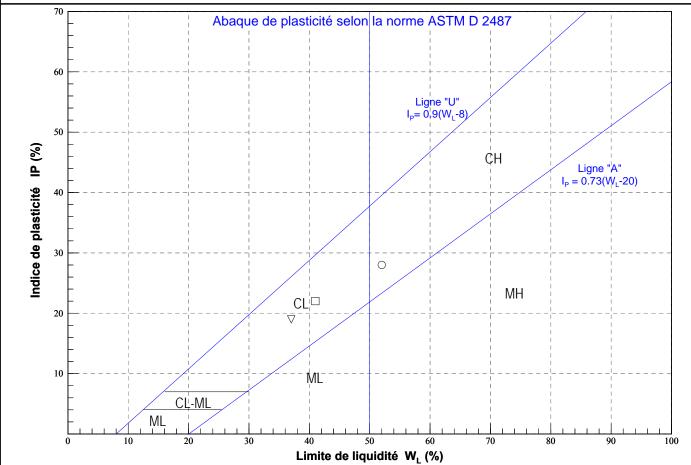
No. de projet : Municipalité de Chelsea

Plan de localisation No.:

2017-06-08 Date du début du sondage :

171-06536-00

Localisation civile : Chemin de fer, Chelsea



Symbole	Sondage	Type	Échantillon	Profondeur	État	W _N	W _L	W _P	I _L	I _P	USCS
0	F-7B	CF	13	8,38 - 8,99	R	79,2	52	24	1,97	28	СН
	F-7B	CF	6	3,05 - 3,66	R	42,3	41	19	1,06	22	CL
∇	F-7B	CF	9	5,33 - 5,94	R	67,6	37	18	2,61	19	CL

Effectué par : J. Meehan

Date: 2017-06-21

Vérifié par : N. Krebs

Date: 2017-06-22

2017-07-05 00:00

geotec_80\Style\lab\Lab_Atterberg_FR1_logo client.sty U\Environnement\Géotechnique\Geotec\Geotec principal_20170629.mdb

ANNEXE

D RÉSULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE



Client:		Municipalite de Chelsea			Lab l	No.:	OL 182-1			
Proje	ect/Sit	e:	Chemi	n de fer, Chelse	ea	Project l	No.:	171-06536-00		
	hole N ple De		F. 1.52-2		Samp	ole No.:	CF3	CF3		
				L	iquid Lim.	it Results				
	60.0									
	58.0									
ınt (%)	56.0									
Water Content (%)	54.0									
Wat	52.0									
	50.0									
	15 70	5 17	19	21 2	3 25 Number of Soil Plastic	f Blows	29	31 (33 35	
	60		Low	olasticity			High pla	asticity		
<u>a</u>			(CL CL			СН			
- (Id)	40									
Placticity Index (Pl) - (I - (I	30 Epol = 20									
oficity	10						(MH) an	od (OH)		
۵	0	1	\smile		and (OL)					
		0 10) 20	30	40 50 Liquid Lir		70	80 9	90 100	
		Liquid (L	Limit L)	Plastic Lim (PL)	nit	Plasticity Index (PI)	x N	latural Water Content %		
		5 24			31		56.8			
Sam	ple De	escription:		CH - Hig	gh plasti	city, inorga	nic clay	, 		
Perf	ormed	Ву:		J.Meehar	٠ ١	Date: June 20,			2017	
Verif	ied By	/ :		N.Krebs		Date: June 21, 2017			2017	



Client:				Municipalite de Chelsea				Lab No.:			OL 182-2		
Pro	ject/	Site:		Che	emin de fe	er, Chelsea		Proje	ect No.:		171-06536-00		
		e No.: Depth		F2 Sa Sa 4.57-5.18m				Sample No.: CF7					
						Liq	uid Lim	it Results					
	51.	0											
nt (%)	49.	0											
Water Content (%)													
Wat	47.	0 -											
	45.			10	10	20		24 26					
		12	14	16	18	18 20 22 Number o			5 2	8 30) 32	34	
		⁷⁰ T											\neg
	60			Lo	w plastic	plasticity			<u>Hi</u>	gh plast	icity		
	- LL-PL	50			-CL					СН			
	(PI)	30 -											
	ity Inde;	20					>		N	IH) and (ОН		
	Plasticity Index (Pl) = LL-PL			CL (I	ML T	ML) and	d (Or						
	0 + 0				0 3	30 40 L		0 60 mit (LL)	7	70	80	90	100
Liqi				d Limit LL)	P	lastic Limit (PL)		Plasticity li (PI)	ndex	Natural	Water Con %	tent	
49			49	26			23			53.2			
Sample Description:			:	CL - Low plastic			cicity, inorganic clay						
Per	form	ned B	y:		J.Meehan			Date: June 21, 20			, 2017		
Ver	Verified By:			N.Krebs				Date: June 22, 2017			, 2017		



Client:			1	<i>Municipalite</i>	de Chelsea		Lab No.:			OL 182-3		
Pro	ject/	Site:		Chemin de f	er, Chelsea		Proje	ect No.:	171-06536-00			
		e No.: Depth:		F2 8.38-8.99m			le No.:	CF	12			
					Liqu	id Limi	t Results					
	50.	0 =			-							
	48.	0										
nt (%)												
Water Content (%)	46.	0 =										
Water	44.	0										
	42.	0 12	14	16		20	22	24	26	28	30	
						umber of Plastic	Blows ity Chart					
		70		Low plastic	city			⊔;	gh plasticity	,		
		60			Sity							
	- - - -	50		(CL)					(CH)		\dashv	
	<u></u>	40										
	dex (30										
	Plasticity Index (PI) = LL-PL	20						N	IH) and OH			
	Plasti	10	(CL)	ML	(ML) and	(OL)						
		0 +	10	20	30 40 Li	50 auid Lir	————) 60 nit (LL)	7	70 80	90	100	
Liq		Liquid Limit (LL)		Plastic Limit (PL)	-	Plasticity I	ndex	Natural Wat				
			45				19		% 53.4			
Sample Description: _			iption:	CL - Low plasti				ganic	clay			
Per	form	ned By	:		J.Meehan		Date: June 22, 2			ne 22, 2017	,	
Ver	Verified By:		<u> </u>	N.Krebs				Date: June 23, 2			,	



Clie	nt:			Munic	ipalite c	le Chelse	a	ļ	Lab No.:	(OL 182-4			
Pro	ject/\$	Site:		Chem	in de fe	r, Chelse	a	Project No.:			171-06536-00			
		No.: Depth	:		7 3.66m		Sam	ple No.:	CI	-6				
						Li	iquid Lin	nit Results	esults					
	45.0													
	43.0	, =			•									
t (%)														
onten	41.0	, =								-				
Water Content (%)											•			
Μ	39.0) =												
	37.0													
		10	12	14	16	18	Number		2 24	4 26	28	30		
	-	70 —				S	oil Plasti	city Chart						
		60 +		Low	plastic	ity			Hi	gh plasticity	,			
					CL)					CH)				
		50 +												
	<u>"</u>	40 +												
	ĝ	30 +					•							
	년 (<u>숙</u>	20 +							M	H) and (OH				
	'lastic	10 -	(C	L ML	W.	MI	nd (OL)					$\overline{}$		
	<u>r</u>	0 1-	10	20	3			50 6	0 7	0 80	90	 100		
			Liamid Li				Liquid L	imit (LL)		Natural				
(L		Liquid Li (LL)	mit	PI	astic Limi (PL)	τ	Plasticity (PI)	index	Conter	nt %				
-			41	I				22		42.	3			
Sar	Sample Description:			: CL - Low pla				city, ino	rganic	clay				
Per	form	ed By	/:		J	I.Meehan		Date: June			ne 20, 2017			
Ver	ified	Ву:				N.Krebs			Date:	Jur	ne 21, 2017			



Particle-Size Analysis of Soils (ASTM D422)

Client:			Municipalite	e de Chelsea	a	Lab no.:		OL 182-4		
Proj	ect/Site:		Chemin de	fer, Chelsea	a	Project no.:	1	71-06536-00		
E	Borehole ı	no.:	F7			Sample no.:		CF6		
[Depth:		3.05-3.	66m						
1	00						•	• • • • •	TT 0	
	00								10	
	90								10	
	80								20	
	70								30	
sing	60								40 is	
Percent Passing									05 04 Percent Retained	
erceni	50								50 50	
	40		_						60	
	30								70	
	20								80	
	10								90	
	0.001	0.0	1	0.1 Diam	eter (mm)	1	10		100	
					Sand		G	ravel		
		Clay & S		Fine		dium Coarse	Fine	Coarse		
				Unified Soil C	Classification Sy	stem				
			Gravel	Sand	Clay & S	ilt	Silt	Clay		
	Percent % 1.7		42.2	56.2	:	27.2	29.0			
Rem	arks:									
Dorf	ormed b	<u> </u>	1 1.4	nohan		Data	1.	uno 20, 2017		
	ied by:	у		eehan (rebs		Date:		une 20, 2017 une 21, 2017		
2 3.11				555				21, 2017		



Client:			Municipalite de Chelsea					Lab No.:				OL 182-5								
Proj	ject	/Site	e:			Che	emin	de fe	er, Che	else	a		Pr	oject	t No.:		171-06536-00			
Bore Sam					F7 5.33-5.94m				Sa	mple	No.:		С	F9						
		_								Li	quid L	imit	Resu	lts						
	39.0																			
Water Content (%)						+														
Water Co	37.	.0 -																		
	35.	.0 + 15	5	17	1	9	21		23	25	2	 	29	31 33 35 37 3				39		
					·						Numbe	er of E	Blows					σ.		
		70		Low			w nl	aetic	itv						ы	iah ol	asticity	,		
i	LL-PL	6050				LO	-(c		nty			+			1 1	СН)			
í	Plasticity Index (PI) = LL-PL	40 30													/					
- - :	iicity Inde	20								•		4			N	1H) an	d (ОН			
i	Plasi	0			I (CL)(VIL.		M	L)a	nd (OL									
		O	0	1	10	2	0	3	80	4		50 Lim	it (LL	60)	7	70	80		90	100
		ſ			d Lin LL)	nit		Ρ	lastic (PL		t	P	asticit (P		ex	N	atural \ Conter			
37					18				1				67.							
Sample Description:					(CL - I	Lov	v plas	tici	ty, in	orga	anic	clay							
Perf	forn	ned	Ву:					J.Meehan				Ī	Date:		Jur	ne 20	, 2017	,		
Verified By:								N.Kre	ebs			Date: June 21, 2017			•					



Particle-Size Analysis of Soils (ASTM D422)

Client:		Municipalite	de Chelsea		Lab no.:		OL 182-5		
Project/Site:		Chemin de	fer, Chelsea		Project no.:	17	71-06536-00		
Borehole no.:		F7			Sample no.:	CF9			
Depth:	Depth: 5.33-5.94m								
100 90 80 70 50 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40 40								0 10 20 30 Percent Retained 70 80 90	
0.001	0.01		0.1 Diame	ter (mm)		10		100	
	Clay & Sil	t	Fine	Sand	Coorne		avel		
				Mediu assification Syste		Fine	Coarse		
		Gravel	Sand	Clay & Silt		Silt	Clay]	
	cent %	0.0	23.4	76.6	4	49.6	27.0		
Remarks:									
Performed by:		J.Me	ehan		Date:	Ju	une 21, 2017		
Verified by:		N.K	rebs		Date:	Date: June 21, 2017			



Client:				Mui	nicipalite d	de Chelsea	<u>a</u>	Lab No.:			OL 182-6		
Pro	ject	/Site:		Che	emin de fe	er, Chelsea	<u>a</u>	Pro	ject No.:		171-06	536-00	
	Borehole No.: Sample Depth:			F7 8.38-8.99m			Sam	Sample No.: CF1					
						Li	quid Lim	it Results	6				
	55.	.0											
ntent (%)	53.	.0											
Water Content (%)	51.	.0				•							
	49.	.0 13	15	17	19	21	23	25	27	29	31	33	35
		70 —				S	Number o	of Blows City Chart					
	60			Lo	w plastic	ity			Hi	gh plast	icity		
	: LL-PL	50 —			-CL					СН			
	<u> </u>	30											
	y Index	20						<u> </u>	(N	IH) and (OH)		
	Plasticity Index (PI) = LL-PL	10		(CL)(I	ML T	(ML) al	nd (OL)						
		0 +	1	0 2	0 3	30 40		0 6 mit (LL)	0 7	7 0	80	90	100
				d Limit .L)	Р	lastic Limit (PL)		Plasticity (PI)	Index	Natural \	Water Co %	ntent	
52			24			28		-	79.2				
Sar	Sample Description:			CH - High plastic			ticity, inorganic clay						
		ned By	:		J.Meehan			Date: June 2				1, 2017	
Ver	Verified By:			N.Krebs				Date: June 22, 2017				2, 2017	

msp

MOISTURE CONTENTS

Project # :	171-06536-00			Lab#: OL	182
	Chemin de fer, Ch	elsea		Date: Jun	ne 14, 2017
•	Municipalite de Cl			Tech: J.M	
IN NO.	B79	B11	B77		
BOREHOLE NO.	F2	F2	F22		
AMPLE & DEPTH			CF12 (8.38-8.99m)		
VT of TIN & WET SOIL (g)	837.9	583.7	1004.3		
VT of TIN & DRY SOIL (g)	590.4	434.1	712.1		
VT of WATER (g)	247.5	149.6	292.2		
ARE WT (g)	154.8	153.1	164.7		
		281.0			
VT of DRY SOIL (g) MOISTURE CONTENT	435.6 56.8%	53.2%	547.4 53.4%		
MOISTURE CONTENT	30.8%	33.2%	33.4%		
TD L MO	B01	D.02	D202		
TIN NO.	B81	B83	B203		
BOREHOLE NO.	F7	F7	F7		
SAMPLE & DEPTH			CF13 (8.38-8.99m)		
VT of TIN & WET SOIL (g)	1000.9	956.9	772.5		
WT of TIN & DRY SOIL (g)	748.9	635.9	477.7		
VT of WATER (g)	252.0	321.0	294.8		
TARE WT (g)	153.0	160.8	105.3		
WT of DRY SOIL (g)	595.9	475.1	372.4		
MOISTURE CONTENT	42.3%	67.6%	79.2%		
TIN NO.					
BOREHOLE NO.					
SAMPLE & DEPTH					
WT of TIN & WET SOIL (g)					
WT of TIN & DRY SOIL (g)					
WT of WATER (g)					
TARE WT (g)					
WT of DRY SOIL (g)					
MOISTURE CONTENT					
TIN NO.					
BOREHOLE NO.					
SAMPLE & DEPTH					
WT of TIN & WET SOIL (g)					
WT of TIN & DRY SOIL (g)					
WT of WATER (g)					
CARE WT (g)					
WT of DRY SOIL (g)					
MOISTURE CONTENT					
TIN NO.				I	
BOREHOLE NO.					
SAMPLE & DEPTH					
VT of TIN & WET SOIL (g)					
VT of TIN & DRY SOIL (g)				+	
VT of WATER (g)			 		
YARE WT (g)					
VT of DRY SOIL (g) MOISTURE CONTENT					
AOISTORE CONTENT					

ANNEXE

EANALYSES DE STABILITÉ



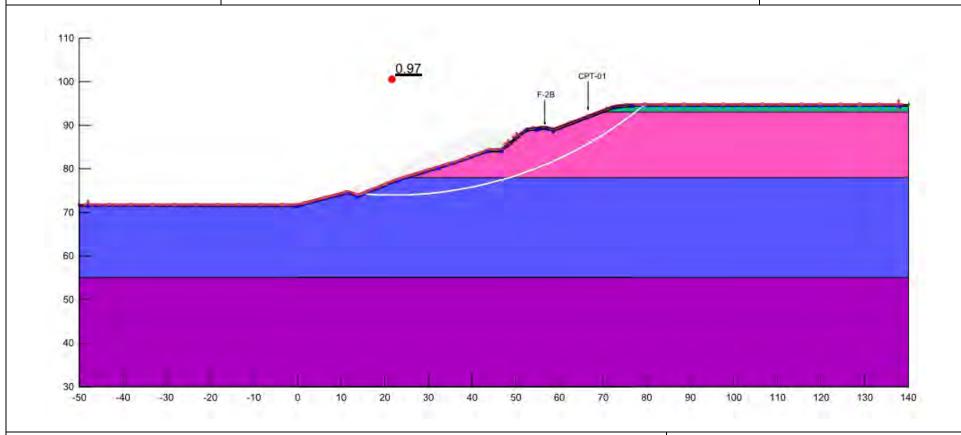
Analyses de stabilité pour la piste multifonctionnelle

Paramètre	Enrochement	Terre végétale	Sable silteux argileux	Argile 1	Argile 2	Argile 3	Argile 4
Élévation (m)			>100	±100 - 93	93 - 75	75 - 55	< 55
Poids volumique humide, γ _h (kN/m³)	22	20	19	16	16	16	16
Poids volumique effectif, γ' (kN/m³)	12,2	10,2	9,2	6,2	6,2	6,2	6,2
Angle de frottement effectif, Ø' (-)	38	30	32	35 / 0	35 / 0	30 / 0	30/0
Cohésion, c' (kPa)	0	1	2	4	4	4	4
Résistance au cisaillement non drainé, c _u (kPa)	-	-	-	75	60	100	200

Client :	Municipalité de Chelsea		Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée	Kristina Bondy, ing., M.ing	
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B		Révisé par :
Analyse :	-	F.S : -	Luc Paquette, ing.



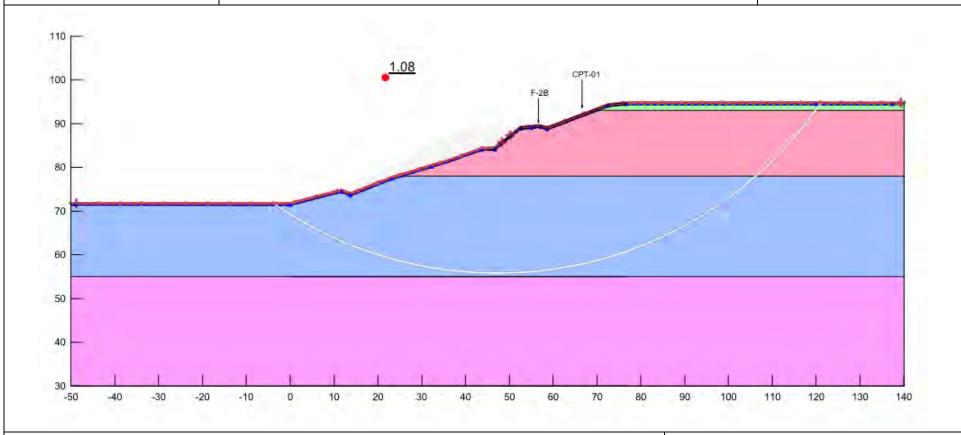
Figure 1 : Coupe 1A Condition initiale – Cas statique



Client :	Municipalité de Chelsea	Municipalité de Chelsea		
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifoncti	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1A		Révisé par :	
Analyse :	Long terme - statique	F.S. : 0,97	Luc Paquette, ing.	



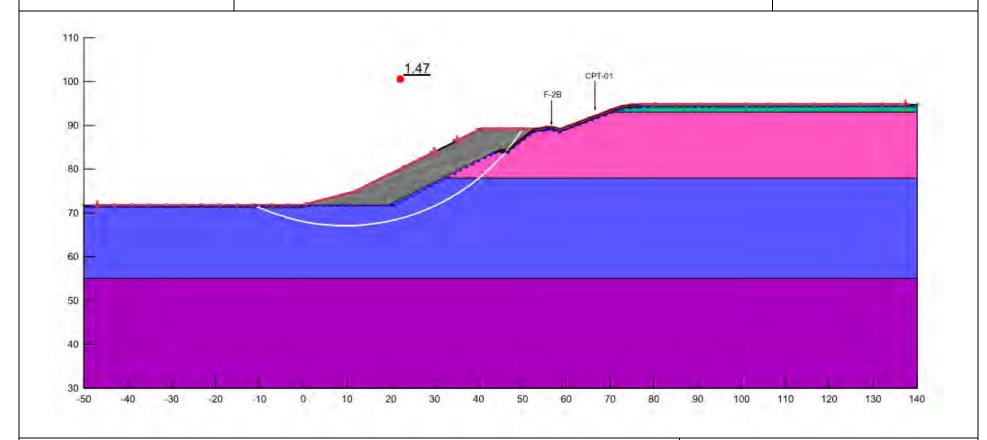
Figure 2 : Coupe 1A Condition initiale – Cas sismique



Client :	Municipalité de Chelsea	Municipalité de Chelsea	
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1A		Révisé par :
Analyse :	Courte terme - sismique	F.S. : 1,08	Luc Paquette, ing.



Figure 3 : Coupe 1A
Reprofiler le terrain 2 :1 et ajouter un enrochement de protection Pente 2H:1V avec berme de 12 m à partir de l'élévation du chemin
de fer – Cas statique

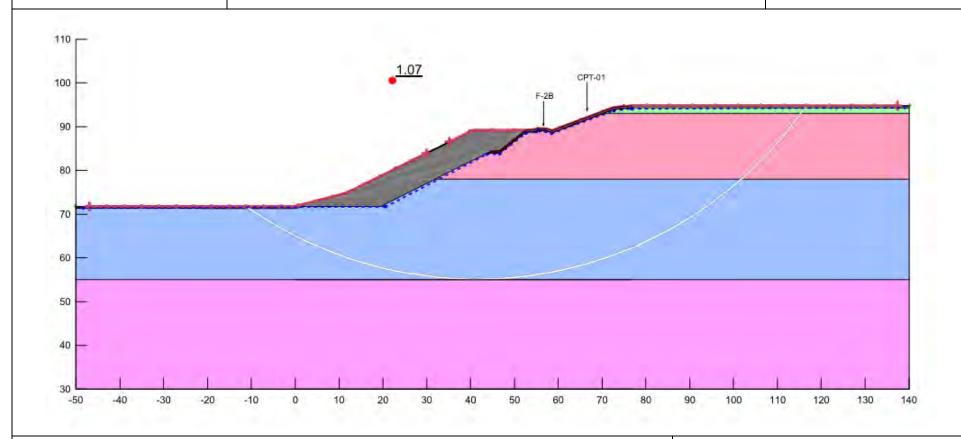


Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonction	Kristina Bondy, ing., M.ing	
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1A		Révisé par :
Analyse :	Long terme - statique F.S. : 1,47		Luc Paquette, ing.



Figure 4 : Coupe 1A

Reprofiler le terrain 2 :1 et ajouter un enrochement de protection -Pente 2H:1V avec berme de 12 m à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas sismique



Client :	Municipalité de Chelsea			Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée			Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00			
Localisation :	Secteur B – Coupe 1A		Révisé par :	
Analyse :	Courte terme - sismique		F.S.: 1,07	Luc Paquette, ing.



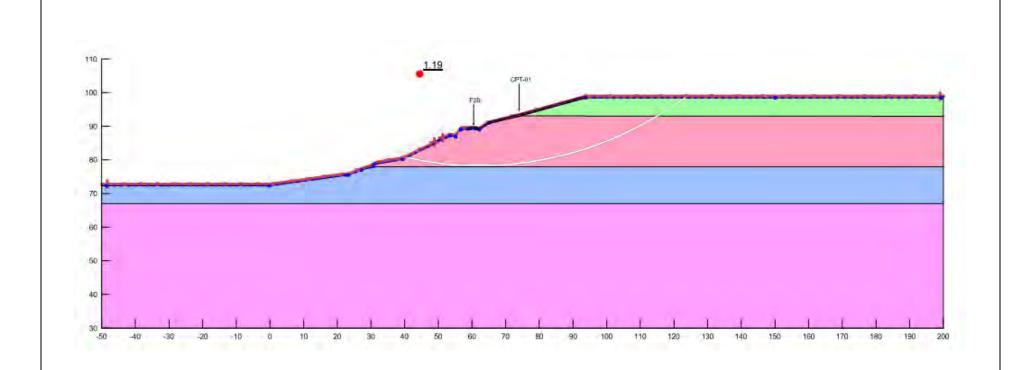
Figure 5 : Coupe 1B Condition initiale – Cas statique



Client :	Municipalité de Chelsea	Municipalité de Chelsea		
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionr	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1B		Révisé par :	
Analyse :	Long terme - statique	F.S.: 0,94	Luc Paquette, ing.	



Figure 6 : Coupe 1B Condition initiale – Cas sismique

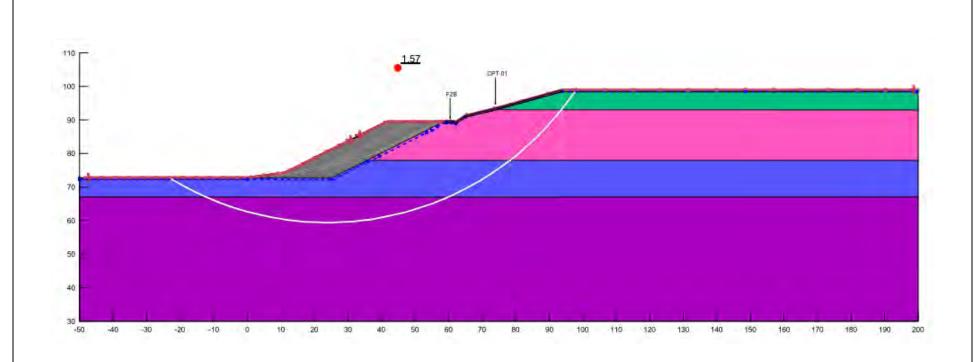


Client :	Municipalité de Chelsea	Municipalité de Chelsea		
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonction	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1B	Secteur B – Coupe 1B		
Analyse :	Courte terme - sismique	F.S. : 1,19	Luc Paquette, ing.	



Figure 7 : Coupe 1B Reprofiler le terrain 2 :1 et ajouter un enrochement de protection Pente 2H:1V avec berme de 15 m à partir de l'élévation du chemin

Pente 2H:1V avec berme de 15 m à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas statique

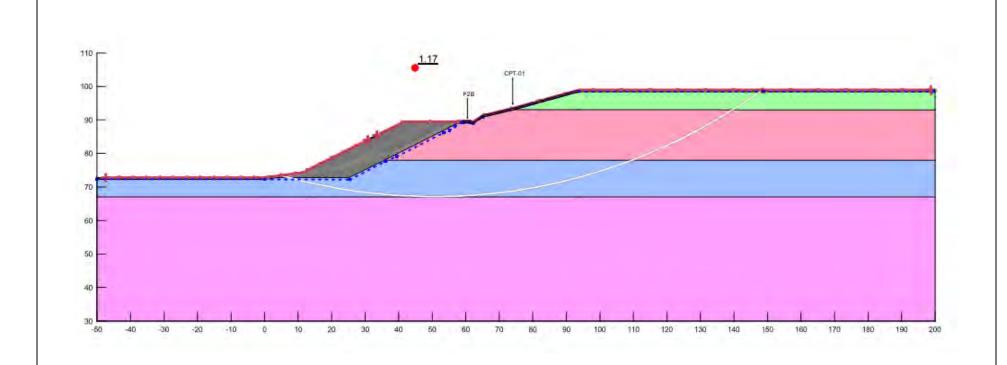


Client :	Municipalité de Chelsea		Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1B		Révisé par :
Analyse :	Long terme - statique	F.S. : 1,57	Luc Paquette, ing.



Figure 8 : Coupe 1B

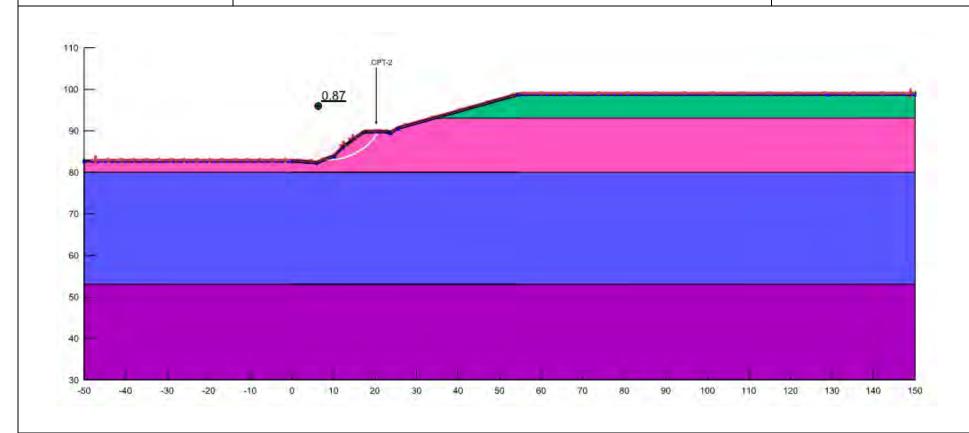
Reprofiler le terrain 2 :1 et ajouter un enrochement de protection -Pente 2H:1V avec berme de 15 m à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas sismique



Client :	Municipalité de Chelsea		Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnel	Kristina Bondy, ing., M.ing	
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1B		Révisé par :
Analyse :	Courte terme - sismique	F.S. : 1,17	Luc Paquette, ing.



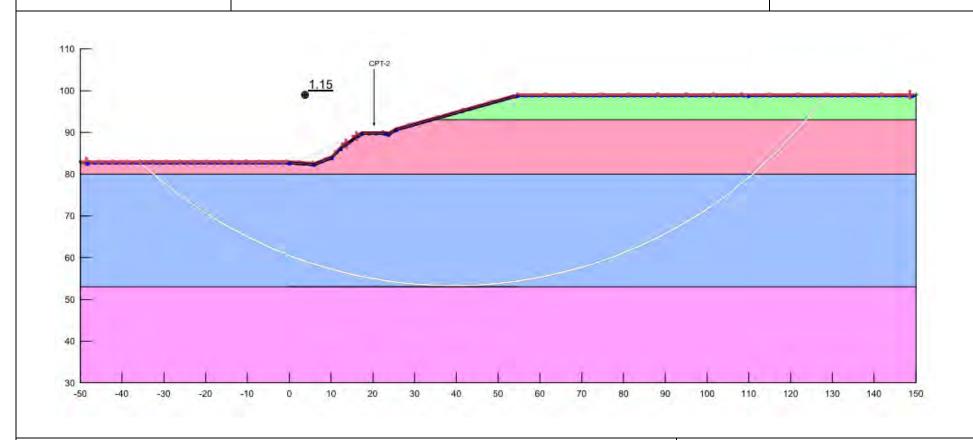
Figure 9 : Coupe 2 Condition initiale – Cas statique



Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonction	Kristina Bondy, ing., M.ing	
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 2		Révisé par :
Analyse :	Long terme - statique F.S. : 0,87		Luc Paquette, ing.



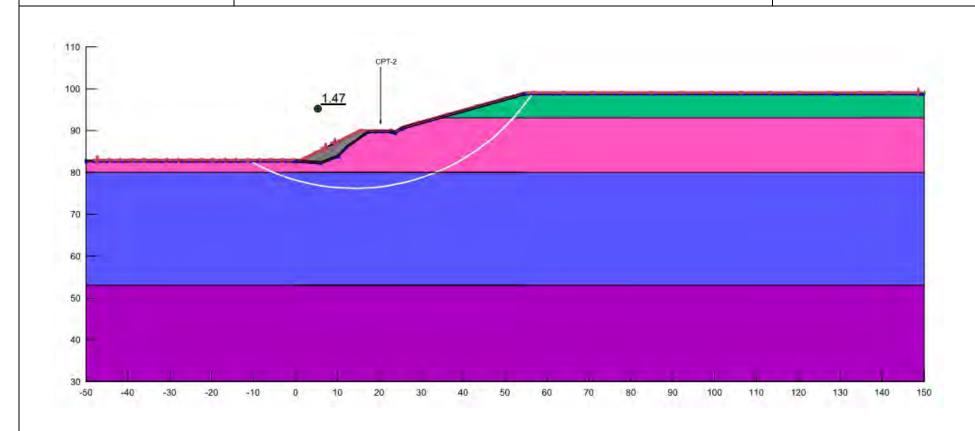
Figure 10 : Coupe 2 Condition initiale – Cas sismique



Client :	Municipalité de Chelsea			Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée			Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00			
Localisation :	Secteur B – Coupe 2			Révisé par :
Analyse :	Courte terme - sismique	Courte terme - sismique F.S. : 1,15		Luc Paquette, ing.



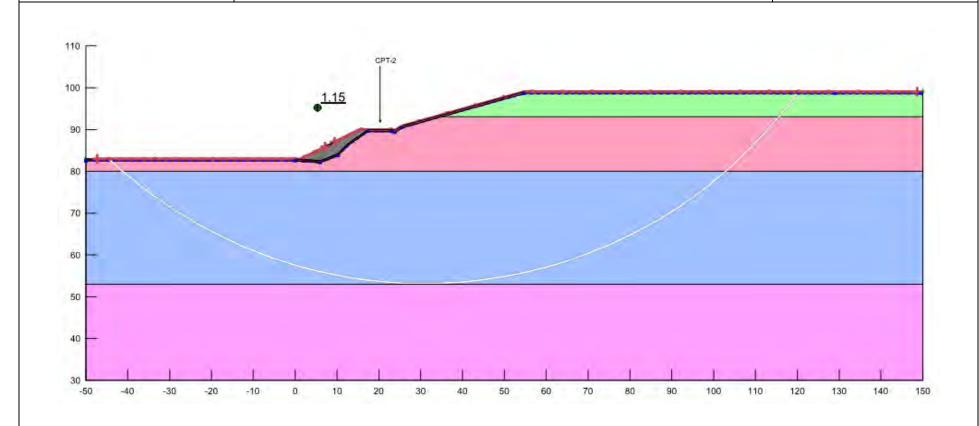
Figure 11 : Coupe 2 Avec enrochement de protection – Pente 2H:1V avec berme de 2 m à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas statique



Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :		
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonct	Kristina Bondy, ing., M.ing		
Référence :	171-06536-00	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 2	Révisé par :		
Analyse :	Long terme - statique	Long terme - statique F.S. : 1,47		



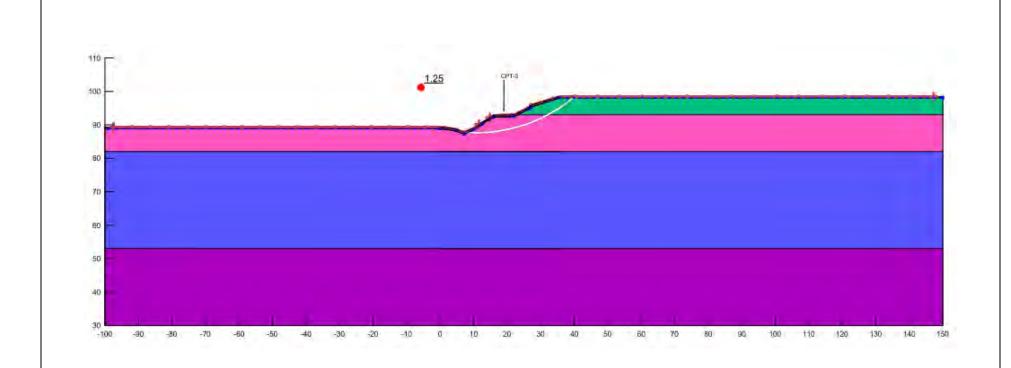
Figure 12 : Coupe 2 Avec enrochement de protection – Pente 2H:1V avec berme de 2 m à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas sismique



Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée	Kristina Bondy, ing., M.ing	
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 2	Révisé par :	
Analyse :	Courte terme - sismique F.S. : 1,15		Luc Paquette, ing.



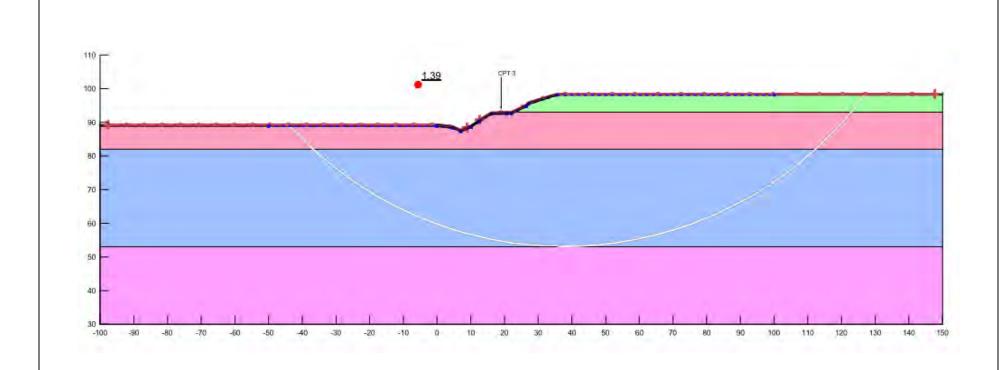
Figure 13 : Coupe 3 Condition initiale – Cas statique



Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle	Kristina Bondy, ing., M.ing	
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 3		Révisé par :
Analyse :	Long terme - statique F.S. : 1,25		Luc Paquette, ing.



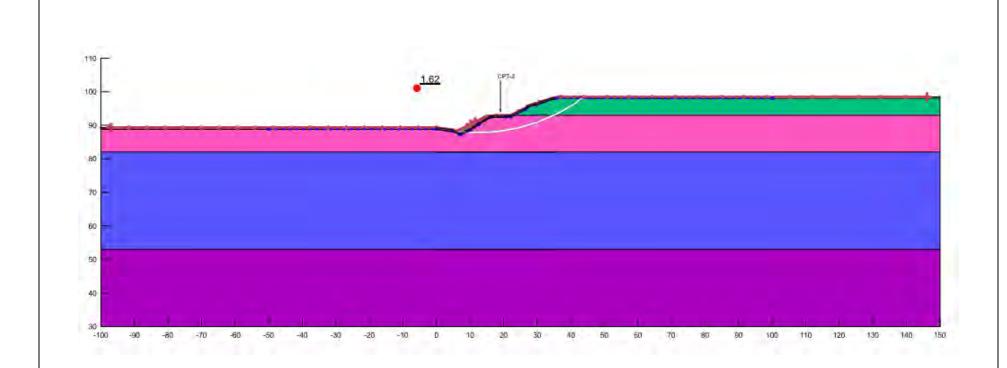
Figure 14 : Coupe 3 Condition initiale – Cas sismique



Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :		
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonction	Kristina Bondy, ing., M.ing		
Référence :	171-06536-00	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 3	Secteur B – Coupe 3		
Analyse :	Courte terme - sismique	Courte terme - sismique F.S. : 1,39		



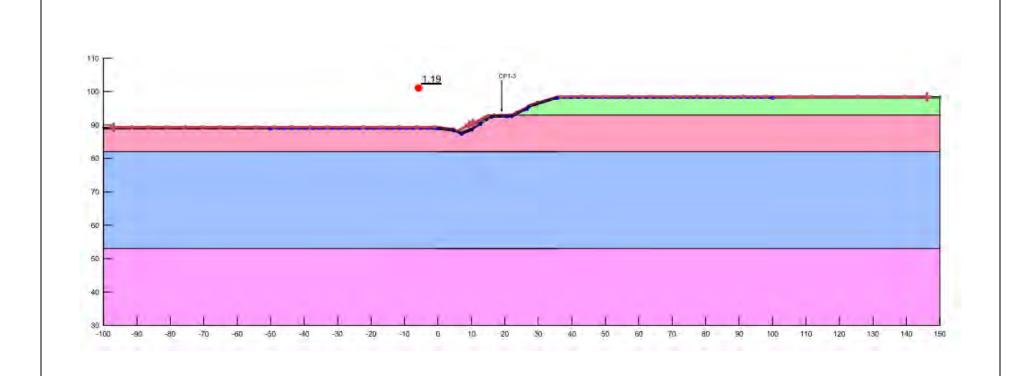
Figure 15 : Coupe 3 Avec enrochement de protection – Pente 2H:1V avec berme de 1 m à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas statique



Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle _I	Kristina Bondy, ing., M.ing	
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 3		Révisé par :
Analyse :	Long terme - statique F.S. : 1,62		Luc Paquette, ing.



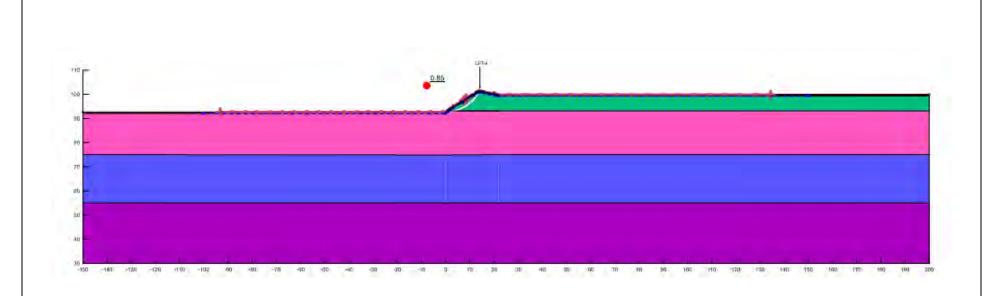
Figure 16 : Coupe 3 Avec enrochement de protection – Pente 2H:1V avec berme de 1 m à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas sismique



Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle p	Kristina Bondy, ing., M.ing	
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 3	Révisé par :	
Analyse :	Courte terme - sismique F.S. : 1,19		Luc Paquette, ing.



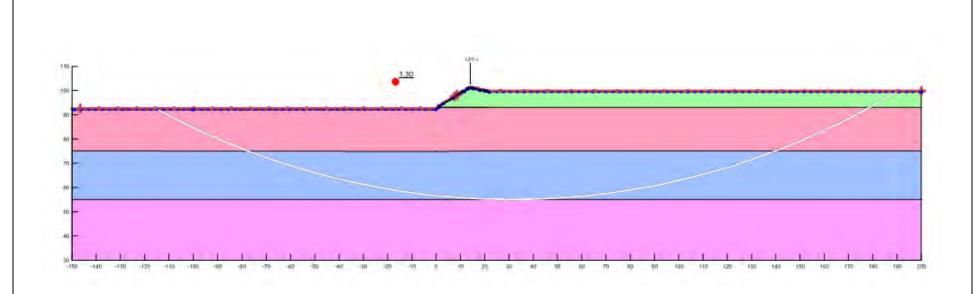
Figure 17 : Coupe 4 Condition initiale – Cas statique



Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctio	Kristina Bondy, ing., M.ing	
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 4		Révisé par :
Analyse :	Long terme - statique	F.S. : 0,85	Luc Paquette, ing.



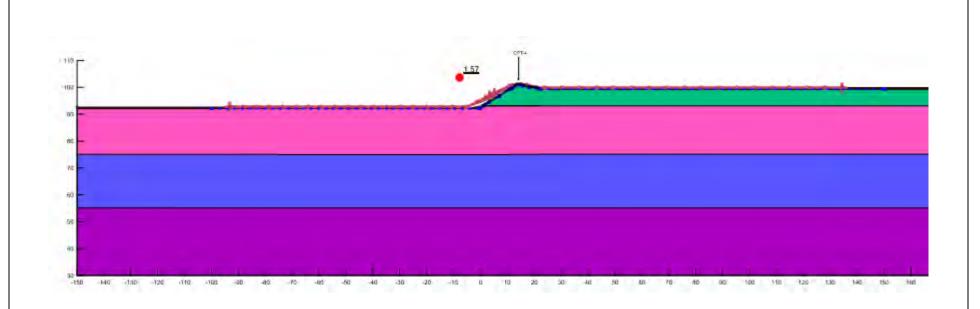
Figure 18 : Coupe 4 Condition initiale – Cas sismique



Client :	Municipalité de Chelsea			Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée			Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00			
Localisation :	Secteur B – Coupe 4	Secteur B – Coupe 4		
Analyse :	Courte terme - sismique		F.S.: 1,30	Luc Paquette, ing.



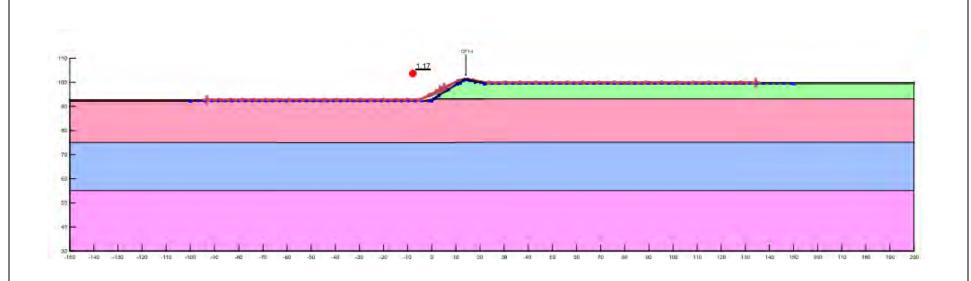
Figure 19 : Coupe 4 Avec enrochement de protection – Pente 2H:1V avec berme de 1 m à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas statique



Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonction	Kristina Bondy, ing., M.ing	
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 4	Révisé par :	
Analyse :	Long terme - statique	Long terme - statique F.S. : 1,57	



Figure 20 : Coupe 4 Avec enrochement de protection – Pente 2H:1V avec berme de 1 m à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas sismique



Client :	Municipalité de Chelsea			Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée			Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00			
Localisation :	Secteur B – Coupe 4			Révisé par :
Analyse :	Courte terme - sismique	Courte terme - sismique F.S. : 1,17		Luc Paquette, ing.



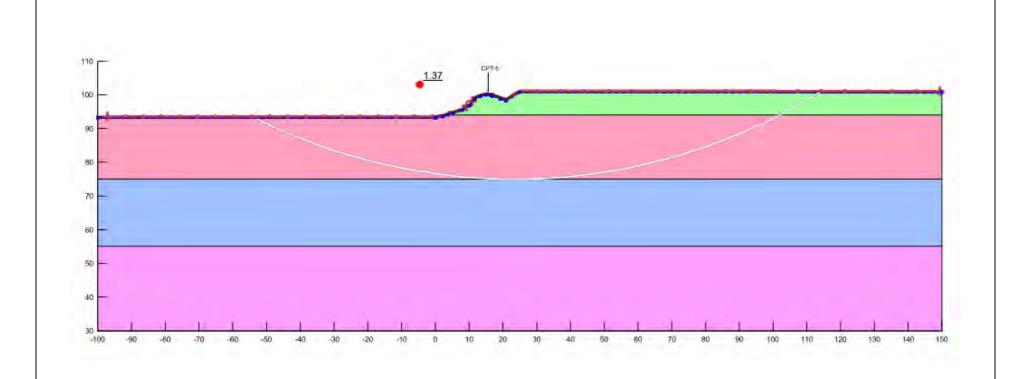
Figure 21 : Coupe 5 Condition initiale – Cas statique



Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnell	Kristina Bondy, ing., M.ing	
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 5		Révisé par :
Analyse :	Long terme - statique F.S. : 1,24		Luc Paquette, ing.



Figure 22 : Coupe 5 Condition initiale – Cas sismique



Client :	Municipalité de Chelsea		Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 5		Révisé par :
Analyse :	Courte terme - sismique F.S. : 1,37		Luc Paquette, ing.



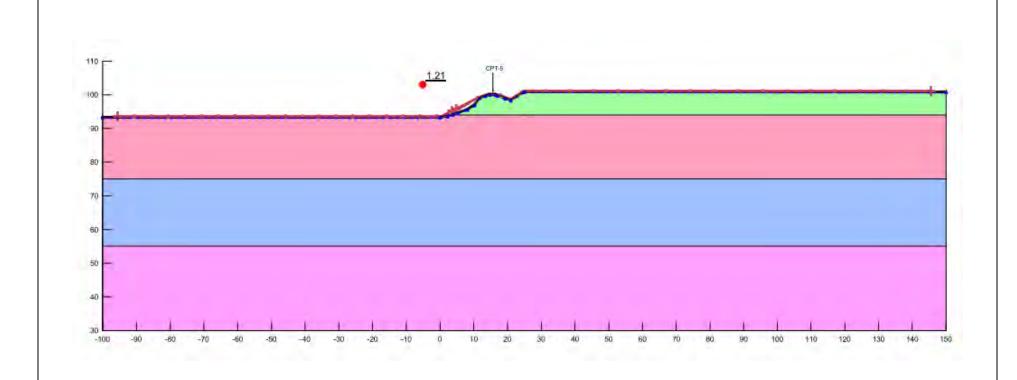
Figure 23 : Coupe 5 Avec enrochement de protection — Pente 2H:1V à partir de l'élévation du chemin de fer — Cas statique



Client :	Municipalité de Chelsea		Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 5		Révisé par :
Analyse :	Long terme - statique F.S. : 1,52		Luc Paquette, ing.



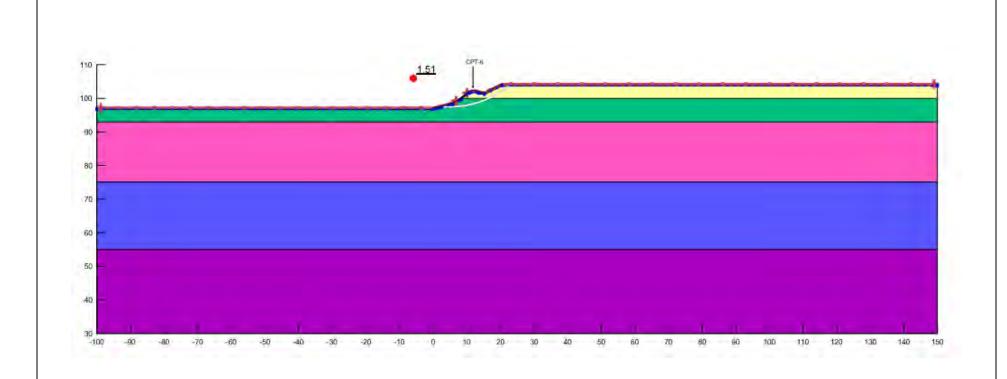
Figure 24 : Coupe 5 Avec enrochement de protection – Pente 2H:1V à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas sismique



Client :	Municipalité de Chelsea		Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 5		Révisé par :
Analyse :	Courte terme - sismique F.S. : 1,21		Luc Paquette, ing.



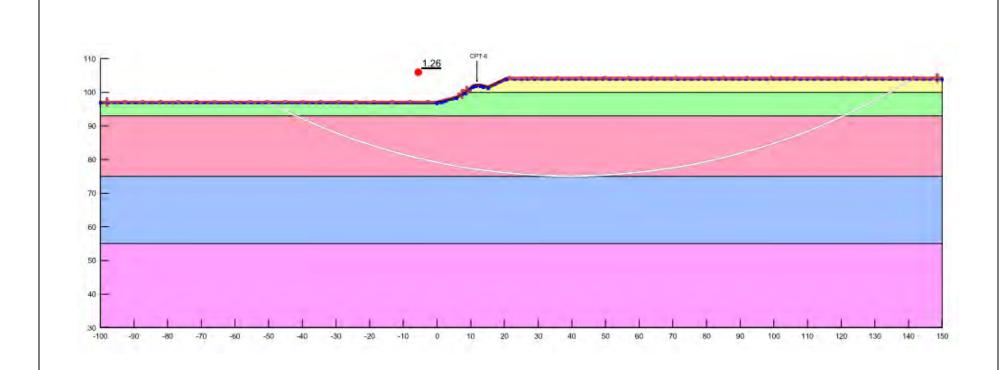
Figure 25 : Coupe 6 Condition initiale – Cas statique



Client :	Municipalité de Chelsea		Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 6		Révisé par :
Analyse :	Long terme - statique F.S. : 2,04		Luc Paquette, ing.



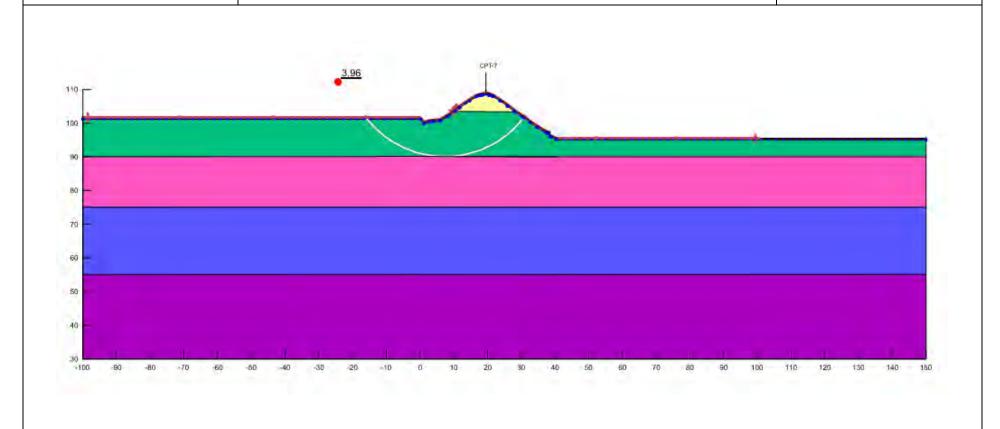
Figure 26 : Coupe 6 Condition initiale – Cas sismique



Client :	Municipalité de Chelsea		Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 6		Révisé par :
Analyse :	Courte terme - sismique F.S. : 1,30		Luc Paquette, ing.



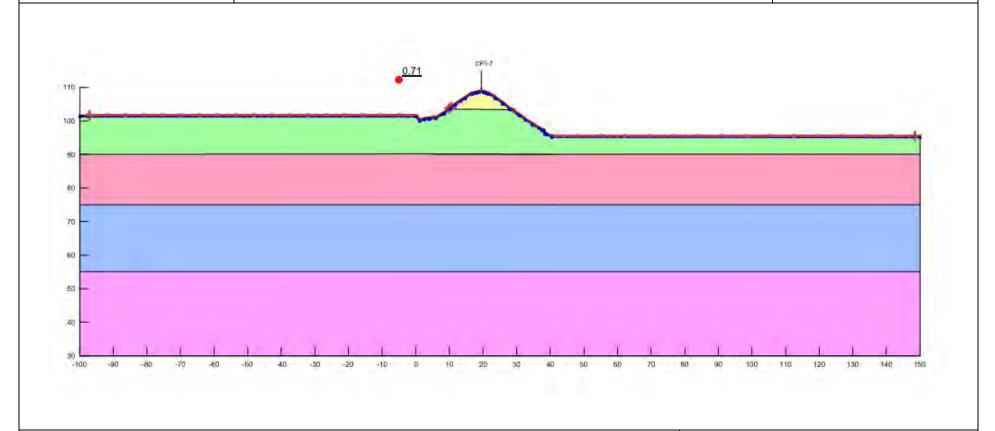
Figure 27 : Coupe 7 Condition initiale, côté ouest – Cas statique



Client :	Municipalité de Chelsea		Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 7		Révisé par :
Analyse :	Long terme - statique F.S. : 3,96		Luc Paquette, ing.



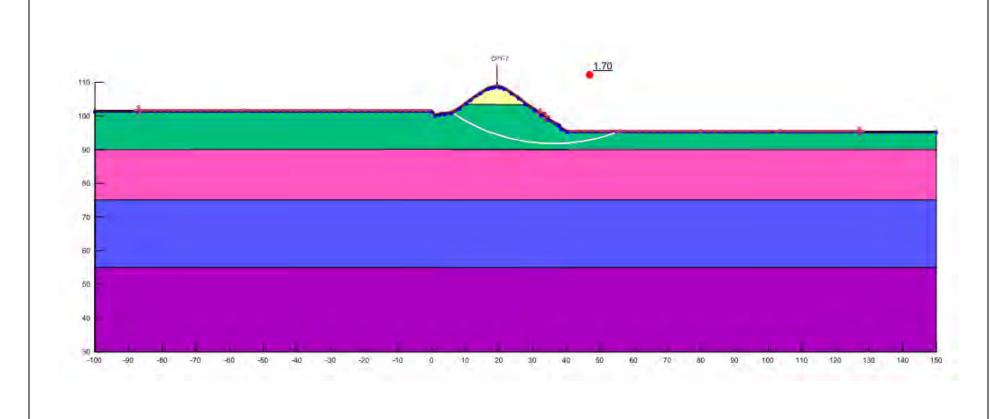
Figure 28 : Coupe 7 Condition initiale, côté ouest – Cas sismique



Client :	Municipalité de Chelsea		Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonction	Kristina Bondy, ing., M.ing	
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 7		Révisé par :
Analyse :	Courte terme - sismique F.S. : 0,71		Luc Paquette, ing.



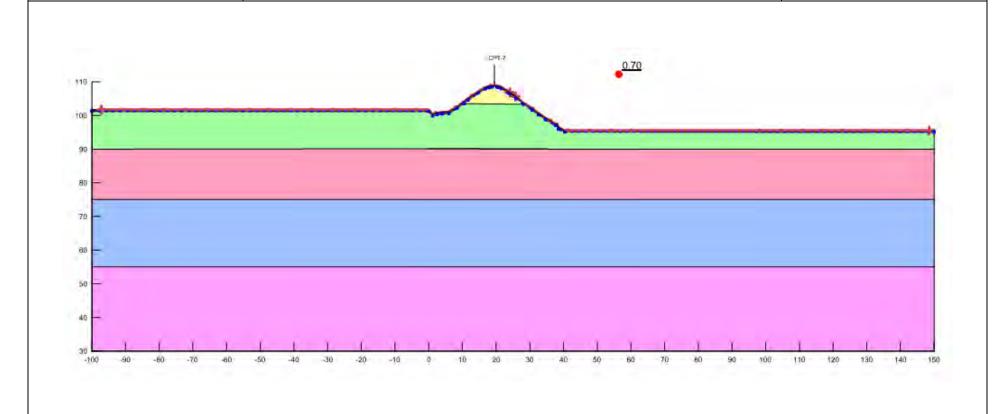
Figure 29 : Coupe 7 Condition initiale, côté est – Cas statique



Client :	Municipalité de Chelsea		Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 7		Révisé par :
Analyse :	Long terme - statique F.S. : 1,70		Luc Paquette, ing.



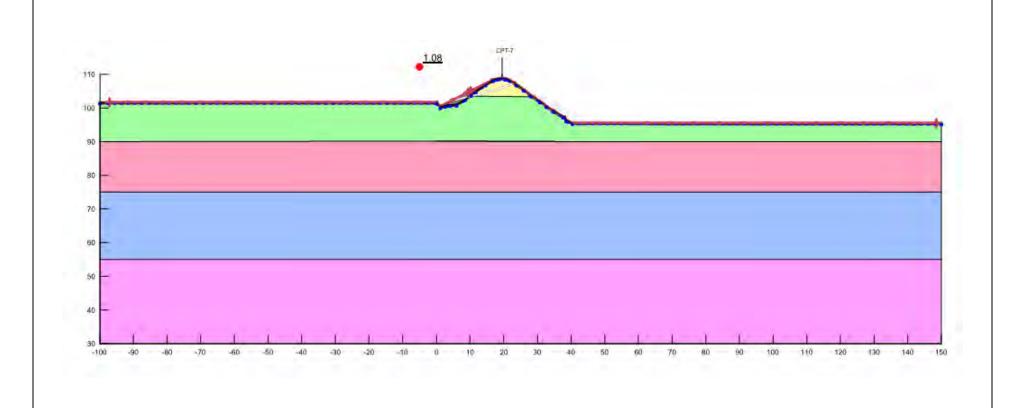
Figure 30 : Coupe 7 Condition initiale, côté est – Cas sismique



Client :	Municipalité de Chelsea		Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonction	Kristina Bondy, ing., M.ing	
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 7		Révisé par :
Analyse :	Courte terme - sismique F.S. : 0,70		Luc Paquette, ing.



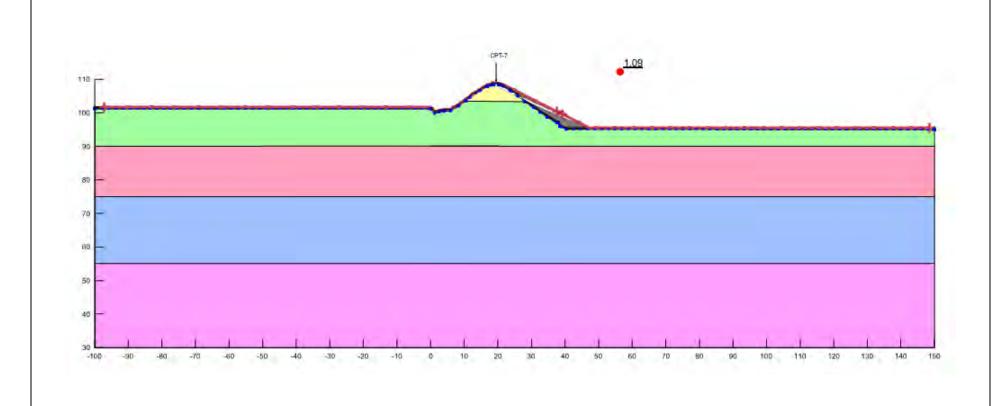
Figure 31 : Coupe 7 Avec enrochement de protection — Pente 2H:1V avec berme de 1 m à partir de l'élévation du chemin de fer — Cas sismique, côté ouest



Client :	Municipalité de Chelsea		Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 7		Révisé par :
Analyse :	Long terme - statique F.S. : 1,08		Luc Paquette, ing.



Figure 32 : Coupe 7 Avec enrochement de protection – Pente 2H:1V avec berme de 1 m à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas sismique, côté est



Client :	Municipalité de Chelsea		Préparé par :
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		Kristina Bondy, ing., M.ing
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 7		Révisé par :
Analyse :	Courte terme - sismique F.S. : 1,09		Luc Paquette, ing.

ANNEXE

RISQUE DE RÉTROGRESSION

