



Avril 2011

RAPPORT

Étude géotechnique Chancellerie du haut-commissariat du Canada Bridgetown, paroisse de St. Michael (Barbade)

Soumis à :

J.L. Richards & Associates Ltd
864, place Lady Ellen
Ottawa (Ontario)
K1Z 5M2



Numéro de rapport : 10-1121.0089-1

Diffusion :

Deux exemplaires : J.L. Richards & Associates Itée

Deux exemplaires : Golder Associates Itée

RAPPORT



20 avril 2011

Jennifer Stephenson
J.L. Richards & Associates Itée
864, place Lady Ellen
Ottawa (Ontario)
K1Z 5M2

**ÉTUDE GÉOTECHNIQUE
LA CHANCELLERIE DU HAUT-COMMISSARIAT DU CANADA
BRIDGETOWN, PAROISSE DE ST. MICHAEL (BARBADE)**

Madame,

Veuillez trouver ci-joint notre rapport sur l'étude géotechnique pour l'évaluation sismique proposée et les modernisations et améliorations possibles de la chancellerie du haut-commissariat du Canada à Bridgetown, paroisse de St Michael (Barbade).

Nous espérons que le présent rapport satisfait à vos exigences actuelles. Si vous avez des questions concernant ce rapport, ou si nous pouvons vous rendre service sur ce projet, n'hésitez pas à nous appeler.

Veuillez agréer, Madame, nos salutations distinguées.

GOLDER ASSOCIATES LTÉE

Bruce D. Goddard, ing.
Ingénieur géotechnique principal

Michael S. Snow, ing.
Directeur principal

BDC/MSS/tm





Table des matières

1.0	INTRODUCTION	1
1.1	Mandat.....	1
1.2	Description du projet.....	1
2.0	DESCRIPTION ET CARACTÉRISTIQUES GÉOLOGIQUES DU SITE	2
2.1	Description du site.....	2
2.2	Cadre géologique.....	2
2.3	Cadre sismotectonique et aléa sismique.....	3
3.0	MÉTHODE	5
3.1	Étude documentaire.....	5
3.2	Études souterraines.....	5
3.2.1	Levés géophysiques.....	5
3.2.1.1	Enquête AMOS.....	5
3.2.1.2	Étude du karst.....	6
3.2.2	Étude géotechnique en cours.....	6
3.2.3	Étude géotechnique précédente.....	7
4.0	CONDITIONS SOUTERRAINES	8
4.1	Généralités.....	8
4.2	Morts-terrains.....	8
4.3	Calcaire corallien.....	8
4.3.1	Formations karstiques.....	10
4.4	Eaux souterraines.....	11
5.0	DISCUSSION	12
5.1	Généralités.....	12
5.2	Classification de la réponse parasismique du site.....	12
5.3	Fondations.....	12
5.4	Dalle sur terre-plein.....	13
5.5	Capacité de l’ancrage au roc.....	14
5.6	Considérations relatives à la construction.....	16
5.6.1	Préparation du chantier.....	16



5.6.2	Traitement des vides karstiques et dans le substratum rocheux	16
5.6.3	Excavation et remblai.....	17
6.0	AUTRES POINTS À PRENDRE EN CONSIDÉRATION	19
7.0	LIMITES.....	20
	RÉFÉRENCES	21

Renseignements importants et limites du présent rapport

Figures

Figure 1 : Plan clé

Figure 2 : Survol de la géologie de la Barbade

Figure 3 : Plan du site

Figure 4 : Profil souterrain de la coupe transversale A-A

Figure 5 : Processus de traitement pour la formation et les vides karstiques

ANNEXES

ANNEXE A

Document technique (11 avril 2011)

Chancellerie – Résultats du levé géophysique

ANNEXE B

Abréviations et symboles

Terminologie de la description lithologique et géotechnique des roches

Enregistrement des journaux de sondage, étude en cours

Photographies de carottes rocheuses

ANNEXE C

Plan d'emplacement de la ligne de géoradar

Enregistrement des journaux de sondage (4)

Parcelles cadastrales pour le géoradar (lignes de L-16 à L-25)

Étude précédente

ANNEXE D

Résultats des essais en laboratoire

Étude en cours



1.0 INTRODUCTION

1.1 Mandat

Le présent rapport présente les résultats d'une étude géotechnique réalisée sur le terrain de la chancellerie du haut-commissariat du Canada à Bridgetown, paroisse de St Michael (Barbade). Les travaux ont été réalisés en conformité générale avec notre proposition du 14 juillet 2010 et autorisés par J.L. Richards and Associates Ltée (JLR) le 20 octobre 2010.

L'objectif de l'étude géotechnique était d'évaluer les conditions souterraines du site au moyen d'un nombre limité de trous de forage, d'études géophysiques et d'essais en laboratoire.

Sur la base d'une interprétation de l'information factuelle disponible pour ce site, une description générale des conditions souterraines de l'ensemble du site est présentée. Ces conditions souterraines qui sont interprétées ainsi que les renseignements disponibles relatifs au projet ont été utilisés pour préparer des directives d'ingénierie sur les aspects de conception géotechnique du projet, y compris les considérations de construction qui pourraient influencer les décisions de conception.

Le lecteur est prié de se reporter aux renseignements importants et aux limites du présent rapport, qui suivent le texte, mais font partie intégrante du présent document.

1.2 Description du projet

Il est entendu que le ministère des Affaires étrangères et du Commerce international (MAECI) du Canada a fait appel à la société JLR pour évaluer l'intégrité structurelle du bâtiment actuel de la chancellerie en fonction des normes de construction parasismique actuelles. Dans le cadre de cette évaluation sismique, JLR a retenu Golder Associates (Golder) pour entreprendre des études géotechniques et géophysiques, fournir des conseils sur la conception des fondations, la classification sismique du site conformément au Code national du bâtiment du Canada, et une délimitation du karst sous certaines parties de la propriété de la chancellerie à Bridgetown (Barbade). À l'heure actuelle, le MAECI étudie la possibilité de rénover le bâtiment actuel de la chancellerie, de rendre la structure existante conforme aux normes actuelles et de l'améliorer pour satisfaire aux exigences de sécurité. Il est entendu que si cette modernisation est d'un coût prohibitif, une étude sur la construction d'un nouveau bâtiment ailleurs sur la propriété existante sera entreprise. À l'heure actuelle, l'emplacement potentiel d'un nouveau bâtiment n'a pas été déterminé, mais on a exclu l'angle sud-est de la propriété, où se trouvent le terrain de tennis, la piscine et d'autres structures connexes.



2.0 DESCRIPTION ET CARACTÉRISTIQUES GÉOLOGIQUES DU SITE

2.1 Description du site

La chancellerie est située près des limites orientales de Bridgetown, comme le montre la figure 1. Le site proprement dit mesure environ 100 m de large sur 130 m de profondeur et couvre approximativement 3,2 acres. La majorité de la propriété est entièrement aménagée et entourée de clôtures ou de murs en pierre. Le coin nord-ouest et le côté ouest de la propriété ne sont toutefois pas aménagés et sont couverts d'arbres matures et d'un épais sous-bois. Plusieurs bâtiments sont actuellement situés sur le terrain de la chancellerie, ainsi qu'un terrain de tennis et une piscine. Les deux principaux bâtiments sont la chancellerie et Ambleside. Il y a une route d'accès asphaltée qui divise la propriété en deux parties, nord et sud. Cette route d'accès mène à l'aire de stationnement réservée aux employés, à l'ouest de la chancellerie et d'Ambleside, ainsi qu'au garage sur le côté ouest de la propriété. Au nord et à l'est d'Ambleside, on trouve de vastes parterres gazonnés. Une petite pelouse est située à l'est du bâtiment de la chancellerie. Le long du côté ouest de la propriété, un grand mur de soutènement en pierre (d'environ 2 m de haut) sépare la partie aménagée de la propriété et la zone boisée.

La topographie de la propriété s'écoule généralement d'est en ouest. L'élévation de la surface du sol des zones aménagées varie d'environ 37 m près de l'entrée principale du côté est de la propriété à environ 32,5 m, mesure géodésique, près du garage du côté ouest de la propriété. Dans la partie non aménagée de la propriété, le long du côté ouest, le sol s'incline d'une élévation d'environ 32,5 m à une élévation d'environ 26 m selon une pente d'environ 4 (horizontale) pour 1 (verticale). La surface du sol continue de s'abaisser en direction de la route d'accès périphérique, atteignant une élévation d'environ 21 m à l'angle sud-ouest de la propriété.

Le bâtiment actuel de la chancellerie est une structure à charpente métallique de deux étages, dont les dimensions extérieures sont d'environ 26 m sur 27 m et la superficie du rez-de-chaussée d'environ 590 m². Les fondations existantes sont une combinaison de semelles de répartition en béton coulé sur place et de blocs de béton. En raison de la faible profondeur du calcaire corallien, on suppose que ces fondations reposent sur cette roche.

2.2 Cadre géologique

Les cartes géologiques publiées à ce jour indiquent que les conditions géologiques de la zone de la chancellerie sont constituées de calcaire corallien des terrasses de récifs coralliens intermédiaires, comme le montre la figure 2. Selon les cartes géologiques et topographiques existantes, les formations de roches coralliennes ont une épaisseur d'environ 70 m et reposent sur les roches tertiaires de la formation Upper Scotland.

Il est entendu que l'île de la Barbade n'a pas été formée par une activité volcanique, comme la plupart des îles des Caraïbes, mais par le repli de la plaque tectonique de l'Atlantique sous la plaque tectonique des Caraïbes. Au cours de cette subsidence, une cuvette s'est formée, ce qui a permis aux sédiments marins profonds de s'accumuler au fil du temps. Elle a ainsi été recouverte par un dôme d'argile océanique. Comme les plaques ont continué à se plier, la plaque atlantique a été soulevée et s'est finalement élevée au-dessus du niveau de l'océan. Cette région de la Barbade s'appelle le Scotland District et se trouve dans la partie nord-est de l'île. Lorsque les conditions le permettaient, un récif corallien a commencé à se former dans les eaux peu profondes à l'ouest et au sud du Scotland District. Après un soulèvement tectonique au cours du Pléistocène, le récif corallien a été repoussé hors de l'océan, formant ce que l'on appelle aujourd'hui les terrasses de roches coralliennes supérieures (Upper Coral Rock Terraces). Les récifs coralliens ont continué à se développer sur les côtés sud et ouest de l'île, à l'abri des



conditions difficiles de l'Atlantique, et avec les soulèvements périodiques des plaques tectoniques et les changements du niveau de l'océan au cours du Pléistocène, les terrasses de roches coralliennes intermédiaires (Middle Coral Rock Terraces) et inférieures (Lower Coral Rock Terraces) se sont formées. Aujourd'hui, les récifs coralliens continuent de se développer sur les côtes sud et ouest.

Le durcissement progressif des récifs coralliens est en corrélation avec la formation du calcaire corallien. En raison de la composition de ce calcaire, la roche de corail est sensible aux activités karstiques. La karstification est un processus géologique au cours duquel la roche calcaire est dissoute par les pluies acides qui s'infiltrent à travers les pores et les fractures de sa surface, ce qui entraîne la formation de cavités internes; à terme, des grottes se forment lorsque le débit des eaux souterraines est plus élevé. Les activités karstiques sont les plus répandues dans les terrasses rocheuses les plus anciennes et les plus élevées. Les terrasses de roches coralliennes intermédiaires, sur lesquelles est assise la chancellerie, sont sensibles aux activités karstiques qui ont été observées dans les affleurements de l'école et des propriétés voisines au nord et à l'est de la chancellerie. L'activité karstique la plus récente a été découverte en 2007, avec l'effondrement d'un immeuble d'habitation à Britton Hill, à environ 500 m de la chancellerie.

2.3 Cadre sismotectonique et aléa sismique

La Barbade est située dans les Caraïbes orientales, au-dessus d'une zone de subduction à pendage ouest, active sur le plan sismique et volcanique. La zone de subduction est l'endroit où la plaque tectonique nord-américaine, à l'est, s'enfonce sous la plaque des Caraïbes, à l'ouest. La plupart des tremblements de terre qui se produisent dans les Caraïbes orientales se produisent au contact entre les deux plaques ou dans la plaque nord-américaine, qui s'enfonce à environ 45 degrés sous les Caraïbes orientales.

Les données historiques sur les tremblements de terre ressentis et enregistrés par des instruments, qui remontent à environ 500 ans, indiquent que la plupart des tremblements de terre importants et dommageables se sont produits dans les îles Windward et Leeward, à l'ouest de la Barbade. Une recherche dans le catalogue PDE (Preliminary Determination of Earthquake Epicentres) de l'US Geological Survey indique que 14 épïcêtres de séismes dont la magnitude (M) est d'au moins 5 ont été repérés dans un rayon d'environ 200 km du site de la chancellerie entre 1973 et fin mars 2011. Tous ces épïcêtres, sauf un, sont situés à plus de 100 km de Bridgetown. Le plus proche enregistré est un tremblement de terre de magnitude 5,0 en avril 1986, à environ 90 km au sud de Bridgetown, et à une profondeur modérée d'environ 50 km. Les événements les plus importants ont été deux tremblements de terre de magnitude 5,7 en août 1987 et en juillet 1990, à une distance d'environ 120 km et 200 km de Bridgetown, respectivement. Les données historiques sur les séismes indiquent que la Barbade est située dans une région où l'activité sismique est modérée.

Plusieurs estimations de l'aléa sismique ont été élaborées pour la Barbade en s'appuyant principalement sur les données d'enregistrement instrumental des séismes sur 50 ans. En 2010, le centre de recherche sismologique de l'University of the West Indies et le Centre européen de formation et de recherche en ingénierie (EUcenter) ont présenté des cartes issues d'une analyse probabiliste des aléas sismiques (APAS) régionale complète pour les Caraïbes orientales. Les résultats de l'étude ont été élaborés à l'aide de méthodes analytiques de pointe, de relations d'atténuation des mouvements sismiques du sol et de logiciels de calcul des risques. Les principaux paramètres de l'aléa sismique de cette étude qui sont adaptés aux analyses d'ingénierie sont présentés ci-dessous.



ÉTUDE GÉOTECHNIQUE – CHANCELLERIE

Accélération sismiques sélectionnées à partir de l'analyse probabiliste de l'aléa sismique pour la Barbade¹

Période de retour (années)	Accélération horizontale maximale du sol (AHMS) [g]	Accélération spectrale de 0,2 seconde (g)	Accélération spectrale de 1 seconde (g)
475	0,21 à 0,23	0,50 à 0,70	0,15 à 0,20
2 475	0,40 à 0,45	1,00 à 1,09	0,32 à 0,35

Remarque : 1. Toutes les valeurs sont tirées des cartes de l'analyse probabiliste de l'aléa sismique SAC/EUcenter 2010. Elles ont été consultées le 3 avril 2011.

Ces résultats de l'APRS 2010 indiquent des niveaux plus élevés d'aléa sismique comparativement aux études précédentes, peut-être en raison de l'enregistrement plus long des tremblements de terre, de l'inclusion de défauts connus et de l'application de fonctions d'atténuation de l'accélération actualisées dans le cadre de l'étude de 2010. Les valeurs d'accélération horizontale maximale du sol (AHMS) et d'accélération spectrale présentées dans le tableau ci-dessus indiquent un niveau modéré d'aléa pour le site de la chancellerie à Bridgetown.



3.0 MÉTHODE

Notre étude a consisté en une étude documentaire pour rassembler les renseignements existants relatifs à la protection et en une étude sur le terrain en deux phases pour mieux définir et confirmer les conclusions de l'étude documentaire. La première phase de l'étude sur le terrain a consisté en un levé géophysique utilisant trois techniques différentes et la deuxième en une étude géotechnique conventionnelle à trous de forage et analyse en laboratoire.

3.1 Étude documentaire

Avant les études sur le terrain, une étude documentaire a été réalisée au cours de laquelle, plusieurs rapports ont été mis à disposition. Un rapport d'étude de l'état du bâtiment de la chancellerie (Dessau, janvier 2008) fournit des renseignements structurels de base et des renseignements limités sur les fondations de l'édifice. Un rapport d'étude géotechnique antérieur (Dessau, avril 2008) fournit des renseignements sur les couches souterraines dans le voisinage immédiat du bâtiment de la chancellerie. Une recherche dans notre base de données de rapports internes a également été effectuée et a permis de recueillir plusieurs projets antérieurs que Golder avait réalisés à la Barbade et qui fournissaient des renseignements géologiques généraux et une description des propriétés des roches coralliennes.

3.2 Études souterraines

3.2.1 Levés géophysiques

Dans le cadre des études actuelles, des levés géophysiques de surface ont été effectués sur une grande partie de la propriété de la chancellerie, à l'exception de sa partie sud-est. Une analyse multicanal des ondes de surface (AMOS) a été réalisée sur la pelouse à l'est du bâtiment Ambleside afin de déterminer la classification sismique du site de la propriété. En outre, des levés d'imagerie par résistivité électrique (IRE) et de géoradar ont été utilisés pour repérer les zones karstiques présumées. Les sections suivantes présentent un résumé des études géophysiques. Des résultats plus détaillés sont présentés dans notre document technique intitulé *Chancellerie – Résultats du levé géophysique* daté du 11 avril 2011 à l'annexe A.

3.2.1.1 Enquête AMOS

La ligne AMOS était orientée du sud-ouest au nord-est dans la zone herbeuse située entre la piscine et le bâtiment Ambleside. Pour la ligne AMOS, 24 géophones à basse fréquence (4,5 Hz) ont été placés à des intervalles de 1,5 m. Un marteau de frappe a été utilisé comme source sismique pour cette étude. Des enregistrements sismiques ont été collectés à l'aide de sources sismiques situées à 20 m, 15 m, 10 m et 5 m de l'extrémité et sont colinéaires au réseau de géophones.

Les résultats de l'AMOS ont été utilisés pour produire un profil de célérité des ondes de cisaillement verticales, illustré ci-dessous. Le profil de célérité des ondes de cisaillement présenté ci-dessous indique que, dans les 7 m supérieurs, les vitesses varient entre 785 m et 1 098 m par seconde, tandis qu'en dessous d'une profondeur de 7 m, on observe une augmentation progressive de la vitesse de 785 m par seconde à environ 2 400 m par seconde à 11 m. Ces résultats peuvent indiquer une transition au sein du substratum rocheux.



Couche modèle (mss)		Épaisseur de la couche (m)	Vitesse des ondes de cisaillement (m/seconde)	Temps de déplacement de l'onde de cisaillement à travers la couche (secondes)
Sommet	Fond			
0,00	1,07	1,07	996	0,001075
1,07	2,31	1,24	892	0,001387
2,31	3,71	1,40	1 098	0,001276
3,71	5,27	1,57	886	0,001767
5,27	7,01	1,73	785	0,002204
7,01	8,90	1,90	1 208	0,001570
8,90	10,96	2,06	1 838	0,001121
10,96	30,00	19,04	2 380	0,008000
Vitesse moyenne à 30 mss (m/s)			1 630	

Remarque : (1) m sous la surface du sol existant (mss)

3.2.1.2 Étude du karst

Dans le cadre de l'étude du karst, des levés géophysiques d'IRE et par géoradar ont été réalisés autour de la propriété de la chancellerie. Cinq lignes de levé d'IRE et trente lignes de levé par géoradar ont été réalisées. En tenant compte des fluctuations dans la résistance électrique et la réflectivité radar, ces techniques de levé peuvent mettre en évidence les changements des conditions souterraines. Ces derniers sont ensuite consignés à titre d'anomalies avant d'être soumis à une étude plus approfondie, laquelle a recours à des échantillons physiques et à l'enregistrement des conditions souterraines à l'aide de trous de forage géotechniques placés le long de certaines lignes de levé.

De nombreuses particularités des sites ont fait en sorte que ces levés ont eu une profondeur restreinte. Ces techniques de sondage nécessitent de longues lignes droites pour pénétrer profondément dans le sol. En général, les données les plus précises sont obtenues à des profondeurs égales, à environ un sixième de la ligne de levé. Ainsi, les profondeurs des levés d'IRE étaient comprises entre 7 m et 15 m, et les profondeurs des levés par géoradar étaient comprises entre 14 m et 19 m environ.

Plusieurs anomalies ont été observées lors de ces levés. La plupart des anomalies ont été observées à moins de 10 m de la surface et étaient généralement situées de façon sporadique dans la moitié nord de la propriété. Une anomalie plus profonde et plus importante a été observée le long de la ligne d'IRE C1 et, possiblement, le long de la ligne d'IRE 2, dans la partie ouest de la propriété, comme indiqué aux figures 2, 3 et 10 de notre document technique à l'annexe A. Cette anomalie profonde a été observée à une profondeur de 9 m jusqu'à la limite de profondeur du levé (15 m) à partir de la surface du sol existant le long de la ligne d'IRE C1. Une autre anomalie potentiellement significative a été observée dans le stationnement du personnel. Cette anomalie moins profonde a également été observée le long des lignes de géoradar C28 et C30. Ces zones ont ensuite été explorées par des forages géotechniques afin de mieux définir la composition des conditions souterraines dans ces zones. Ces résultats sont présentés dans la section 4.0, Conditions souterraines.

Des résultats plus détaillés sont présentés dans notre document technique intitulé *Chancellerie – Résultats du levé géophysique* à l'annexe A.

3.2.2 Étude géotechnique en cours

Les travaux de terrain pour l'étude géotechnique ont été réalisés entre le 26 janvier 2011 et le 8 février 2011. Au cours de cette période, six trous de forage (numérotés C11-1 à C11-6) ont été



réalisés aux endroits indiqués sur la figure 3. Les trous ont été forés à l'aide d'une installation de forage sur remorque, fournie et exploitée par S. B. Testing and Engineering Ltd. de Bridgetown (Barbade). Les trous de forage ont atteint des profondeurs variant de 4,6 m à 25,9 m sous la surface du sol existant.

À l'intérieur des trous de forage, l'échantillonnage et les essais in situ ont été effectués dans des morts-terrains. Ils ont consisté en des essais de pénétration standard (ASTM D1586), et les échantillons des sols ont été récupérés à l'aide d'un équipement d'échantillonnage à ouverture par entraînement.

Dans les six forages, le calcaire corallien s'est avéré à des profondeurs allant de 4,6 m à 25,9 m sous la surface du sol existante par un carottage rotatif de calibre NQ. Les carottes de substratum rocheux obtenues ont été emballées de façon séquentielle dans des caisses à carottes.

Les trous de forage ont été recouverts, mais laissés ouverts jusqu'à la fin de l'étude, ce qui a permis de mesurer ultérieurement le niveau des eaux souterraines sur le site. Les trous de forage ont finalement été recouverts de corail granuleux ou concassé et coiffés de béton, dans les zones pavées, ou de terre végétale, dans les zones gazonnées.

Le travail sur le terrain a été supervisé par un technicien expérimenté de notre personnel, qui a dirigé les opérations de forage, enregistré les trous de forage et pris en charge les échantillons.

Les emplacements des trous de forage ont été sélectionnés par Golder sur la base des résultats du levé géophysique et des travaux potentiels sur les lieux. Ils ont été jalonnés sur le terrain par le personnel de Golder Associates en fonction des caractéristiques existantes des lieux. Les élévations des trous de forage ont été référencées par la topographie existante telle qu'elle est indiquée sur le plan de base fourni par JLR et présenté à la figure 3.

Une fois les opérations de forage terminées, les carottes de substratum rocheux obtenues dans les trous de forage ont été transportées à notre laboratoire pour un examen plus approfondi par l'ingénieur de projet et pour des tests en laboratoire. Des photographies des carottes de roche obtenues figurent à l'annexe B.

Les essais en laboratoire ont porté sur la résistance à la compression uniaxiale (RCU) de huit (8) échantillons de carottes de substratum rocheux et sur la résistance à l'indice de résistance à charge ponctuelle de douze (12) échantillons de roche. La densité des échantillons testés a également été déterminée. Les résultats des tests sont résumés à la section 4.3, et les résultats détaillés sont inclus à l'annexe D.

3.2.3 Étude géotechnique précédente

Une étude géotechnique antérieure a été réalisée autour du bâtiment actuel de la chancellerie (Dessau, avril 2008). Elle s'est appuyée sur quatre trous de forage verticaux et 25 lignes de sondage par géoradar. Les sondages verticaux se sont étendus à des profondeurs allant de 10,7 m à 13,7 m sous la surface du sol existant. L'emplacement de ces sondages est indiqué sur la figure 3. Les lignes de levé par géoradar sont indiquées sur le dessin 1 de l'annexe C. Elles entouraient généralement le bâtiment et étaient également situées à l'intérieur de la chancellerie existante. La résistance à la compression uniaxiale a été déterminée sur trois échantillons de carottes de substratum rocheux. Les journaux de sondage et les résultats pertinents du géoradar de ce levé précédent sont fournis à l'annexe C.



4.0 CONDITIONS SOUTERRAINES

4.1 Généralités

Les conditions souterraines observées dans les trous de forage actuels sont indiquées sur les feuilles d'enregistrement des sondages de l'annexe B. En général, elles consistent en des morts-terrains relativement minces composés de terre végétale et de matériaux d'emprunt recouvrant du calcaire corallien vacuolaire.

Les sections suivantes présentent un aperçu plus détaillé des conditions souterraines observées dans les trous de forage.

4.2 Morts-terrains

Dans les zones gazonnées et peu aménagées, les morts-terrains étaient généralement constitués de terre végétale recouvrant directement le calcaire corallien. L'épaisseur de la terre végétale varie de 60 mm à 460 mm sur l'ensemble du site. Dans les zones revêtues en dur et les zones aménagées, on a découvert du remblai corallien granulaire concassé sous le revêtement asphaltique recouvrant le calcaire corallien. Dans les zones environnantes, les matériaux d'emprunt recouvrant le calcaire corallien sont recouverts de terre végétale. Le remblai est généralement constitué de sable fin à moyen avec des quantités variables de fragments de corail concassé. L'épaisseur du remblai varie de 0,15 m à 1,83 m.

4.3 Calcaire corallien

Les morts-terrains sont généralement recouverts de « roches » calcaires coralliennes ou de dépôts calcaires cimentés constitués de débris de coraux et de coquilles d'autres organismes qui habitaient les récifs coralliens (Harrison et Jukes-Browne, 1890). Observé sous la fine couche de terre végétale ou le remblai superficiel, le calcaire corallien s'étend jusqu'aux profondeurs de terminaison de tous les trous de forage des deux études. Les profondeurs de terminaison variaient de 4,6 m à 25,9 m sous la surface du sol existant (altitude de 29,93 m à 6,59 m, géodésique).

La roche de calcaire corallien est constituée de couches discontinues de roche fortement fracturée et de couches de roche massive intacte avec de nombreuses petites cavités. Dans les carottes de roche récupérées, les cavités dans le calcaire corallien avaient un diamètre de 5 mm à 30 mm. Des cavités de plus grande taille ont également été observées. Voir le récapitulatif ci-dessous.

N° de trou de forage	Plage de profondeur du vide (m)	Plage d'élévation du vide (m)	Taille approximative (m)
C11-2	3,66 à 4,27	29,04 à 28,43	0,61
C11-2	4,88 à 5,18	27,82 à 27,52	0,30
C11-3 (vide possible)	3,05 à 4,57	31,45 à 29,93	1,52
C11-4	1,22 à 1,52	31,28 à 30,98	0,30
C11-4 (vide possible)	4,57 à 6,10	27,93 à 26,40	1,53
C11-5 (vide possible)	4,57 à 6,10	31,53 à 30,00	1,53
C11-6	4,27 à 4,42	31,93 à 31,78	0,15
BH-03-08	7,32 à 7,62	29,18 à 28,88	0,30
BH-04-08	5,03 à 6,40	31,62 à 30,25	1,37

Remarque : (1) Les altitudes sont géodésiques.



ÉTUDE GÉOTECHNIQUE – CHANCELLERIE

Les zones où aucun échantillon de carottage n'a été récupéré ont été catégorisées comme des vides possibles. Dans ces zones, le calcaire peut également être très fragile et extrêmement poreux, à tel point que la roche a pu être emportée pendant le processus de carottage.

Le pourcentage de récupération totale de la carotte (RCT) variait de 0 à 97 %, mais la majorité des valeurs de RCT était inférieure à 45 %. Le pourcentage de récupération de la carotte solide (RCS) variait de 0 à 77 %, mais la majorité des valeurs RCS était inférieure à 35 %. Les valeurs de la désignation de la qualité de la roche (Rock Quality Designation – RQD) du calcaire variaient largement de 0 à 44 %. Cependant, la majorité des valeurs de RQD étaient inférieures à 20 %, ce qui indique une roche de très mauvaise à mauvaise qualité, la majorité de la roche étant de très mauvaise qualité. Les zones notées comme ayant des valeurs RCS et RQD très basses peuvent refléter le processus de carottage de la roche plutôt que les conditions réelles de la roche puisque la roche est friable et très fragile, donc susceptible de se briser pendant le processus de carottage.

Les résultats des tests de laboratoire sur les échantillons de calcaire corallien indiquent une résistance à la compression du substratum rocheux qui varie largement de 5 à 52 MPa. Il convient de noter qu'une grande partie des carottes de roche récupérées au cours de l'étude actuelle étaient trop petites pour être testées correctement. La résistance à la compression indiquée ci-dessous provient des échantillons limités qui correspondraient aux dimensions appropriées pour les tests et pourrait fournir les limites supérieures de la résistance à la compression pour cette formation. Elle pourrait ne pas être entièrement représentative de la formation entière. La densité varie également beaucoup au sein des échantillons testés. D'après les points de données recueillis, il existe une vague corrélation entre la densité et la résistance à la compression, les densités plus faibles ayant des résistances à la compression plus faibles, comme le montre la figure D1 de l'annexe D. Cependant, à des densités plus élevées, la gamme des résistances à la compression est plus large.

Numéro de trou de forage	Profondeur de l'échantillon (m)	Élévation de l'échantillon (m)	Résistance à la compression sans étreinte latérale (MPa)	Densité (kg/m ³)
C11-1	1,25 à 1,35	33,65 à 33,55	10,5	1 814
C11-1	9,91 à 10,05	24,99 à 24,85	4,7	1 268
C11-2	1,37 à 1,52	31,33 à 31,18	39,3	2 287
C11-2	17,37 à 17,48	15,33 à 15,22	51,6	2 188
C11-3	1,29 à 1,42	33,21 à 33,08	9,4	1 801
C11-3	2,24 à 2,36	32,26 à 32,14	9,2	1 794
C11-4	11,58 à 11,73	20,92 à 20,77	19,5	1 709
C11-5	3,66 à 3,81	32,44 à 32,29	25,0	2 054
BH-01-08-CR-8	8,70	27,65	-	1 292
BH-03-08-CR-1	0,76	35,74	18,2	2 250
BH-03-08-CR-6	8,43	28,07	18,5	1 508
BH-04-08-CR-2	2,25	34,40	10,1	2 256

Des tests d'indice de résistance à charge ponctuelle ont également été effectués sur des échantillons de carottes sélectionnés. Il convient de noter qu'une grande partie des carottes de roche récupérées au cours de l'étude actuelle étaient trop petites pour être testées correctement selon une méthode comparable à la résistance à la compression sans étreinte latérale. Les résultats pourraient donc fournir les limites supérieures de la résistance à la compression pour cette formation sans être entièrement représentatifs de la formation entière.



ÉTUDE GÉOTECHNIQUE – CHANCELLERIE

N° de trou de forage	Profondeur de l'échantillon (m)	Élévation géodésique de l'échantillon (m)	Indice de charge ponctuelle, $I_{s(50)}$ (MPa)	Résistance à la compression uniaxiale corrélée (MPa)	Densité volumétrique (kg/m^3)
C11-1	1,37 à 1,52	33,53 à 33,38	1,8	12	1 694
C11-1	9,75 à 9,91	25,15 à 24,99	0,8	6	1 290
C11-2	1,07 à 1,22	31,63 à 31,48	2,6	18	2 056
C11-2	2,44 à 2,47	30,26 à 30,23	3,9	27	1 718
C11-3	0,91 à 1,22	33,59 à 33,28	3,8	27	1 967
C11-4	11,28 à 11,38	21,22 à 21,12	1,9	13	1 603
C11-4	12,80 à 12,92	19,70 à 19,58	1,2	9	1 306
C11-4	17,37 à 17,50	15,13 à 15,00	0,7	5	1 177
C11-5	7,01 à 7,13	29,09 à 28,97	1,4	9	1 566
C11-5	14,02 à 14,14	22,08 à 21,96	3,3	23	1 726
C11-6	2,90 à 3,05	33,30 à 33,15	4,6	32	1 486
C11-6	15,09 à 15,24	21,11 à 20,96	2,7	19	1 696

¹ Un facteur de conversion ($K=6,9$) a été utilisé pour convertir l'indice de résistance à la charge ponctuelle en résistance à la compression sans étreinte latérale. Cette valeur est calculée à partir de la résistance à la compression sans étreinte latérale des échantillons de calcaire corallien.

D'après les données des trous de forage, les observations sur le terrain et les résultats des tests en laboratoire des carottes récupérées, il semble que le calcaire corallien soit stratifié en couches sur les lieux. Des bandes de calcaire corallien ayant une densité plus élevée avec des vides plus petits et une résistance à la compression plus élevée sont présentes. On observe aussi des bandes de calcaire corallien très fracturé qui comportent des vides plus importants et qui ont des densités et des résistances plus faibles. La figure 4 illustre cette bande et les différentes propriétés de la roche sur le site. Le tableau suivant fournit un résumé de cette stratigraphie à travers le site. Il convient de noter qu'à certains endroits, chaque niveau de strate peut différer de la plage d'élévation donnée suivante et qu'il existe une grande variabilité sur les lieux.

Description de la strate	Échelle d'élévation approximative (m)	Plage de RQD (%)	Plage de RCU (MPa)	Plage de densité (kg/m^3)
Capuchon supérieur dense	31 à 36	0 à 68	9 à 39	1 490 à 2 290
Zone fragmentée supérieure	25 à 31	0 à 65	6 à 27	1 290 à 1 720
Couche de densité moyenne	19 à 25	0 à 37	5 à 23	1 270 à 1 730
Zone à fragmentation moyenne	16 à 19	0	-	-
Couche de densité inférieure	11 à 16	7 à 15	5 à 52	1 180 à 2 190
Zone à fragmentation inférieure	7 à 11	0	-	-

4.3.1 Formations karstiques

L'étude documentaire a permis de découvrir trois formations karstiques importantes à proximité de la chancellerie : l'école et les propriétés voisines situées juste au nord de la chancellerie (à environ 90 m au nord), l'effondrement de l'immeuble d'habitation à Britton Hill (à environ 500 m à l'est) et Harrison's Cave (à environ 10 kilomètres au nord).



De nombreux petits vides (<100 mm) et plusieurs vides de taille moyenne (<300 mm) ont été observés dans tous les échantillons de carottes prélevés dans les trous forés au cours de la présente étude. Ces vides et cavités ont été créés par le processus naturel d'infiltration de l'eau de surface (légèrement acide) à travers le calcaire corallien. Au fil du temps, l'eau dissout le calcaire et crée ces vides.

L'étude géophysique réalisée précédemment par Dessau à proximité immédiate du bâtiment de la chancellerie a révélé la présence de plusieurs petites formations karstiques à l'extérieur des parties sud et est du bâtiment de la chancellerie. Ces formations karstiques ont été observées dans les trous de forage de confirmation et consistent en des vides ou cavités de 300 à 1 400 mm dans le calcaire corallien. Ces vides ou cavités ont été observés à des profondeurs variant de 5 m à 7,6 m sous la surface du sol existant.

La récente étude géophysique réalisée par Golder sur une grande partie de la propriété indique plusieurs anomalies ou changements importants dans le calcaire corallien, qui pourraient être liés à des activités karstiques. Ces anomalies ont été observées à diverses profondeurs et ont été regroupées en anomalies peu profondes (moins de 10 m de profondeur) et en anomalies profondes (plus de 10 m), comme le montrent les figures 2 à 10 de notre document technique à l'annexe A. D'après les conditions souterraines rencontrées dans les sondages effectués le long ou à proximité de ces lignes de sondage, ces anomalies sont généralement constituées de calcaire corallien moins dense avec une augmentation de l'activité ou des formations karstiques. Aucun grand vide significatif (> 3 m) ou grotte n'a été rencontré dans les trous de forage, mais plusieurs petits vides (jusqu'à 1,5 m) ont été repérés parmi les anomalies relevées au cours du levé géophysique.

4.4 Eaux souterraines

Aucune eau souterraine n'a été observée dans les forages effectués au cours des études actuelles ou passées. D'après l'étude documentaire, les niveaux des eaux souterraines devraient se situer entre 30 m et 35 m sous la surface du sol existant. En raison de la porosité élevée du calcaire corallien, il convient de noter que le niveau des eaux souterraines est susceptible de fluctuer selon les saisons. On s'attend à des niveaux d'eau souterraine plus élevés pendant les périodes humides de l'année, comme les saisons des pluies ou les saisons humides et après des événements pluvieux importants.



5.0 DISCUSSION

5.1 Généralités

La présente section du rapport fournit des lignes directrices d'ingénierie sur les aspects de conception géotechnique du projet, fondées sur notre interprétation des renseignements disponibles décrits dans le présent document et des exigences du projet. Les entrepreneurs qui soumissionnent ou qui entreprennent les travaux doivent examiner les résultats factuels de l'étude, s'assurer que l'information factuelle est adéquate pour la construction et faire leur propre interprétation des données factuelles dans la mesure où elles ont une incidence sur les techniques de construction, le calendrier, la sécurité et les capacités de l'équipement qu'ils proposent.

Les lignes directrices d'ingénierie des fondations présentées dans la présente section ont été élaborées conformément aux procédures décrites dans le Code national du bâtiment du Canada (CNB) pour le calcul aux états limites.

Comme aucune formation karstique importante n'a été observée lors de nos études, le site pourrait être envisagé pour aménagement futur. Cependant, des réparations localisées de vides ou de trous ou des améliorations limitées du sous-sol peuvent être nécessaires pendant la construction, selon la disposition des aménagements proposés.

5.2 Classification de la réponse parasismique du site

Le CNB 2005 contient une méthodologie actualisée d'analyse et de conception sismiques qui utilise un système de classification de réponse sismique des sites déterminée selon la rigidité au cisaillement des 30 m supérieurs du sol concerné. La réponse sismique est à présent déterminée par des spectres de risque uniformes (SRU) correspondant à un tremblement de terre type avec une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans. Il existe six catégories d'emplacements (de A à F). La rigidité du sol diminue de A (roche dure) à E (sol mou); la catégorie d'emplacement F regroupe les sols problématiques pour lesquels une évaluation propre à l'emplacement est requise. La catégorie d'emplacement est utilisée pour obtenir les facteurs de sol (F_a et F_v) utilisés pour modifier le SRU afin de tenir compte des effets des conditions de sol propres à l'emplacement sur la réponse sismique de celui-ci au tremblement de terre type.

Au cours de l'analyse AMOS, le contenu limité en basses fréquences de la courbe de dispersion AMOS n'a pas permis de résoudre suffisamment les vitesses des ondes de cisaillement à des profondeurs inférieures à 11 m. Ainsi, la vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les 30 m supérieurs a été calculée en supposant que la vitesse de la profondeur maximale résolue (environ 11 m) à une profondeur de 30 m était constante et égale à 2 380 m par seconde. La vitesse moyenne des ondes de cisaillement (V_{s30}) s'est avérée être de 1 630 m par seconde. L'interprétation des données disponibles sur la vitesse des ondes de cisaillement indique qu'une désignation de catégorie A serait appropriée pour ce site.

5.3 Fondations

Compte tenu de la faible profondeur de la roche dans l'ensemble de la propriété, on considère que les structures proposées pourraient être assises sur des semelles de répartition fondées directement sur ou dans la roche; toutes les semelles devraient être soutenues par la roche compétente intacte.

En raison de la nature karstique et poreuse de cette formation rocheuse et des couches rubanées de calcaire corallien situées à la chancellerie, deux modes de défaillance des appuis doivent être



envisagés. Pour les fondations qui reposent sur la couche supérieure compétente (c'est-à-dire la couverture dense supérieure), il faut envisager une rupture par poinçonnement à travers cette couche supérieure mince dans la couche inférieure moins compétente (c'est-à-dire la zone fragmentée supérieure). Le deuxième mode de défaillance est l'affaissement de la surface d'appui en raison du sapement de celle-ci par des vides souterrains causés par le processus naturel de dissolution (karst) du calcaire corallien.

Les semelles placées directement sur la surface rocheuse de la « couche dense supérieure » peuvent être dimensionnées à l'aide d'une résistance d'appui préliminaire pondérée par les états-limites ultimes (ELU) de 300 kilopascals. Des sondages dans la roche doivent être effectués tous les 5 m le long des fondations des murs et au moins un par fondation de colonne afin de mieux évaluer la présence de vides localisés sous les fondations. Les sondes rocheuses doivent être enfoncées jusqu'à au moins 3 m sous l'élévation de la fondation. Si des valeurs ELU plus élevées sont requises, il faudra traiter la zone fragmentée supérieure.

La surface rocheuse doit être nettoyée de la roche désagrégée, de la terre et des autres débris lors de la construction. Le tassement des semelles dimensionnées en utilisant cette résistance à la charge pondérée devrait être négligeable et, par conséquent, il n'est pas nécessaire de tenir compte des états limites d'aptitude au service (ELAS).

Une détermination des contraintes utilisant la théorie de Boussinesq a été réalisée à l'aide du logiciel Settle 3D développé par RocScience. Pour réduire l'influence du stress des fondations proposées sur la « zone fragmentée supérieure », la largeur des fondations devrait être limitée à un mètre. Des fondations de dimensions supérieures auront un impact plus important sur la « zone fragmentée supérieure », et les résistances à la charge devront être revues, si des fondations plus volumineuses sont nécessaires.

Si la roche doit être traitée pour augmenter sa résistance d'appui, alors la mise en place de coulis par compactage serait une méthode appropriée pour traiter les formations rocheuses moins compétentes et les plus grands vides karstiques. En raison de la possibilité de connecter ces formations karstiques, de grands volumes de coulis doivent être prévus pendant la planification du projet.

Si une formation ou un vide karstique se trouve au niveau de la surface d'appui, ce vide devra être rempli. La section 5.6.2 fournit des conseils sur le traitement de ces vides.

Ces lignes directrices devront être revues une fois la construction proposée mieux définie.

5.4 Dalle sur terre-plein

Dans le but d'assurer des performances prévisibles de la dalle de plancher, la couche de terre végétale et les matériaux de remblayage existants doivent être retirés de la construction proposée. Il faut prévoir au moins 150 mm de pierre concassée d'une granulométrie maximale de 19 mm (mélange de pierre de 3/4 po selon la terminologie locale) pour former la base de la dalle de plancher. Tout remblai en vrac nécessaire pour élever le terre-plein jusqu'à la face inférieure de cette assise granulaire doit être constitué de pierre concassée d'une granulométrie maximale de 150 mm (terminologie locale : pierre de moins de 6 po). Le remblai de sous-bassement doit être placé en couches d'une épaisseur maximale de 300 mm et doit être compacté à au moins 95 % de la densité sèche maximale Proctor standard du matériau à l'aide d'un équipement de vibro-compactage approprié.

Si les dalles de plancher doivent être recouvertes d'un revêtement de sol non respirant, un pare-vapeur doit être prévu au-dessus de l'assise granulaire. La dalle de béton doit ensuite être coulée



sur une couche de sable à béton de 50 mm d'épaisseur afin de favoriser un durcissement uniforme, de contrôler la fréquence des fissures de retrait et de contrôler l'enroulement des bords formés et coupés à la scie de la dalle de béton.

5.5 Capacité de l'ancrage au roc

Lors de la conception d'ancrages au roc jointoyés, il convient de prendre en compte quatre modes de défaillance possibles de l'ancrage :

- i) Rupture du tirant d'ancrage en acier ou de l'ancrage supérieur;
- ii) Rupture de la liaison entre le coulis et le tirant d'ancrage;
- iii) Rupture du lien entre le roc et le coulis;
- iv) Rupture au sein de la masse rocheuse ou arrachement du cône rocheux.

Les modes de défaillance potentiels i) et ii) sont structurels et doivent être traités par l'ingénieur structurel. Une protection adéquate contre la corrosion des composants en acier doit être assurée afin de prévenir toute défaillance prématurée due à la corrosion de l'acier.

Pour le mode de défaillance potentiel iii), la contrainte d'adhérence pondérée à l'interface béton/roc peut être considérée comme étant de 200 kPa aux fins de la conception ELU. Les sections fragmentées de roc doivent être ignorées lors de la détermination des longueurs de liaison. Si la réponse de l'ancrage dans les conditions des ELAS doit être évaluée, pour une évaluation préliminaire, elle peut être considérée comme l'allongement élastique de la partie non liée de l'ancrage sous la charge de conception.

Pour le mode de défaillance potentiel iv), la résistance doit être calculée sur la base du poids flottant de la masse potentielle de roc qui pourrait être mobilisée par l'ancrage. On considère généralement qu'il s'agit de la masse de roc incluse dans un cône (ou un coin pour une ligne d'ancrages rapprochés) dont le sommet se trouve à l'extrémité de l'ancrage et dont l'angle au sommet est de 60 degrés. Pour chaque ancrage individuel, la résistance géotechnique pondérée ELU peut être calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$Q_r = \phi \frac{\pi}{3} \gamma D^3 \tan^2(\theta)$$

Où :

Q_r = Résistance au soulèvement de l'ancrage, en kilonewtons;

ϕ = Facteur de résistance, utiliser 0,4;

γ = Poids unitaire effectif de la roche, utiliser 12 kN par mètre cube;

D = Longueur de l'ancrage en m;

θ = 1/2 de l'angle au sommet du cône d'effondrement, utiliser 30 degrés.

Lorsque la charge de l'ancrage est appliquée à un angle par rapport à la verticale, la capacité de l'ancrage doit être réduite comme suit :

$$Q_r^i = Q_r \cos(\alpha)$$

Où :

Q_r^i = Résistance au soulèvement pondérée de l'ancrage soumis à une charge inclinée en kilonewtons;



Q_r = Résistance au soulèvement pondérée de l'ancrage, en kilonewtons;
 α = Angle entre la direction de la charge et la verticale.

Pour un groupe d'ancrages ou pour une ligne d'ancrages rapprochés, la résistance doit tenir compte du chevauchement potentiel entre les masses rocheuses mobilisées par les ancres individuels.

Dans le cas d'effets de groupe pour une série d'ancrages rocheux dans un rectangle de largeur « a » et de longueur « b » installés à une profondeur « D » avec le fond de la fosse à une profondeur « H », l'équation pour le volume de la zone de rupture trapézoïdale tronquée serait la suivante :

$$V = \frac{4}{3} (D + H)^2 \sin^2 \phi + a(D + H)^2 \sin \phi + b(D + H)^2 \sin \phi + abD$$

Où :

V = Volume de la zone de rupture trapézoïdale tronquée;

D = Profondeur du groupe d'ancrages en mètres;

H = Profondeur au fond de la fosse, en mètres;

a = Largeur du groupe d'ancrages en mètres;

b = Longueur du groupe d'ancrages en mètres;

ϕ = $\frac{1}{2}$ de l'angle du sommet du cône d'effondrement, utiliser 30 degrés.

La résistance géotechnique pondérée ELU pour la rupture trapézoïdale tronquée formée par le groupe d'ancrages peut alors être calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$Q_r = \phi \gamma V$$

Où :

Q_r = Résistance au soulèvement de l'ancrage, en kilonewtons :

ϕ = Facteur de résistance, utiliser 0,4;

γ = Poids unitaire effectif de la roche, utiliser 12 kN par mètre cube;

V = Volume du trapèze tronqué.

En raison des conditions très variables du calcaire corallien sous-jacent, il est suggéré d'effectuer des essais de vérification et d'épreuve de charge sur les ancres. Au début de l'installation des ancres, trois ancres doivent être soumis à un test de vérification à deux fois la charge de conception avec un essai de fluage (selon les normes PTI). Les essais de charge d'épreuve doivent être effectués à 1,3 fois les charges de service des ancres, et au moins 50 % des ancres doivent être mis à l'essai de cette manière.

Il est suggéré que l'installation et les essais des ancres soient supervisés par l'ingénieur géotechnique. Lors de la mise en place du coulis, il faut veiller à ce que la pression soit suffisante pour lier toute la longueur de la zone de mise en place du coulis avec un minimum de vides. Il est également suggéré de rincer soigneusement les trous d'ancrage avec de l'eau pour éliminer tous les débris et la farine de roche. Pour assurer une liaison adéquate entre le coulis et la roche, il est essentiel que la farine de roche soit complètement retirée des trous.



La précontrainte des ancrages avant le chargement minimisera le mouvement des ancrages dû aux charges de service.

Ces directives de conception des ancrages au roc devront être revues une fois que l'étude géotechnique complémentaire sera terminée et que la résistance des roches aura été vérifiée.

5.6 Considérations relatives à la construction

5.6.1 Préparation du chantier

L'étape initiale de l'aménagement du chantier devrait consister à enlever la terre végétale, les racines et autres matières nuisibles des zones à aménager. Toutes les fondations existantes et les services abandonnés doivent être enlevés avant les travaux de terrassement dans la zone concernée par l'aménagement proposé.

Après le décapage, les zones à remblayer ou les endroits où des revêtements ou des structures seront mis en place doivent être soumis à un compactage d'épreuve avec un camion-benne lourdement chargé (15 à 20 tonnes) ou un autre véhicule à pneus de taille et de poids similaires. L'objectif du compactage d'épreuve est de densifier la surface et de localiser toute zone isolée de sols mous ou de roche instable. Les zones inadaptées doivent être excavées et remplacées par un remblai compacté contrôlé, comme décrit à la section 5.6.2. Un ingénieur géotechnique professionnel ou un technicien en ingénierie sous la supervision d'un tel ingénieur devrait assister aux opérations de décapage et de compactage d'épreuve. Toutes les activités de décapage et de terrassement doivent être effectuées de manière à respecter les bonnes pratiques de contrôle de l'érosion et des sédiments.

5.6.2 Traitement des vides karstiques et dans le substratum rocheux

Il faut s'attendre à rencontrer des formations karstiques ou des vides dans le calcaire corallien sous-jacent lors de l'excavation des fondations et d'autres constructions souterraines. Ces vides devront être traités afin de fournir une surface portante adéquate pour les fondations proposées. En fonction de la taille et de la nature de la formation karstique ainsi que de la résistance d'appui requise, le traitement le plus réalisable ou le plus économique peut être déterminé. La figure 5 donne plus de détails sur ces options de traitement.

Pour les formations karstiques plus petites (telles que les vides inférieurs à 1 m³) et dans des conditions portantes et non portantes, il est probablement plus facilement réalisable et plus économique de remplir ces vides avec du béton maigre (≥ 15 MPa). Toutes les roches désagrégées et tous les surplombs doivent être enlevés avant de remblayer ces petits vides.

Pour les formations karstiques plus importantes (telles que les vides supérieurs à 1 m³) dans des conditions non portantes, il est probablement plus économique de remplir ces vides avec des pierres granulaires (corail concassé) recouvertes d'une couche de béton maigre (≥ 15 MPa). Cette option de traitement est détaillée ci-dessous et illustrée plus en détail à la figure 5 :

- Excavation des matériaux désagrégés de la formation ou du vide karstique. Exposer la roche corallienne intacte sur tous les côtés de l'excavation. Briser les surplombs rocheux et les retirer de l'excavation. Excaver au moins 0,3 m latéralement au-delà des limites de la formation ou du vide karstique.
- Placer un géotextile (tissé ou non tissé) sur tous les côtés de l'excavation, en dépassant le sommet du substratum rocheux, dans la mesure du possible. Le géotextile doit avoir une résistance minimale à la traction de 2 kN et une résistance à la perforation de 0,6 kN.



- Remblayer avec du corail concassé ou toute autre pierre granulaire appropriée pour remplir le vide jusqu'à 300 mm du haut du vide. La taille maximale des particules ne doit pas être supérieure à 200 mm (terminologie locale : pierre de moins de 8 po).
- Placer une couche compactée de 150 mm de corail concassé ou d'une autre pierre granulaire appropriée là où le remblai est fait de pierres plus grosses. La taille maximale des particules ne doit pas être supérieure à 25 mm (terminologie locale : mélange de pierres de 1 po).
- Couler une couche d'au moins 150 mm de béton (≥ 15 MPa) sur le remblai de pierre concassée. Attendre 48 heures avant de poursuivre la construction pour permettre au béton d'atteindre 50 % de sa résistance à la compression cible.

Pour les formations karstiques plus importantes (telles que des vides supérieurs à 1 m³) et dans des conditions portantes, le vide devra être rempli de béton maigre (≥ 15 MPa). Toutes les roches désagrégées et tous les surplombs doivent être enlevés avant de remplir le vide.

5.6.3 Excavation et remblai

L'excavation pour les fondations et l'installation des services de l'emplacement se fera à travers une fine couche de morts-terrains et dans le calcaire corallien sous-jacent à l'échelle de l'emplacement.

Aucun problème inhabituel n'est prévu lors de l'excavation de tranchées dans les morts-terrains à l'aide d'un équipement d'excavation hydraulique conventionnel. Toutes les excavations dans les morts-terrains doivent avoir une pente maximale de 1 à l'horizontale pour 1 à la verticale. Les pentes latérales doivent être stables à court terme (1 à l'horizontale pour 1 à la verticale) jusqu'à une profondeur d'environ 1 m.

On s'attend à ce que l'enlèvement des roches pour ce projet soit effectué à l'aide de méthodes mécaniques, comme l'excavation à la rétrocaveuse ou le défonçage, mais ce travail sera probablement lent et fastidieux. En raison de la nature friable du calcaire corallien, le dynamitage n'est pas recommandé sur les lieux.

Les murs de tranchées presque verticaux dans le calcaire corallien n'ont pas à être soutenus pendant la période de construction.

On peut s'attendre à un certain apport d'eau souterraine dans les tranchées et les excavations. Cependant, il devrait être possible de gérer l'afflux d'eau souterraine en la pompant dans des puisards bien filtrés établis dans le sol des excavations.

En ce qui concerne les excavations de déblai, le remblai stabilisé doit être placé en couches d'une épaisseur d'au plus 300 mm et doit être compacté à au moins 95 % de la masse volumique sèche selon l'essai Proctor normal pour les matériaux à l'aide d'un équipement de vibro-compactage approprié.

Pour l'assise des tuyaux de services, au moins 150 mm de pierre granulaire concassée d'une granulométrie maximale de 19 mm (terminologie locale : un mélange de pierres de 3/4 po) doit être utilisé. Le matériau d'assise doit dans tous les cas s'étendre jusqu'à la naissance du tuyau et doit être compacté à au moins 95 % de la masse volumique sèche selon l'essai Proctor normal pour les matériaux.

Le matériau de couverture, depuis la naissance du tuyau jusqu'à au moins 300 mm au-dessus du tuyau, doit être constitué de pierre granulaire concassée dont les granulats ont une taille



maximale de 26,5 mm (terminologie locale : mélange de pierres de 1 po) avec une granulométrie maximale de 25 mm. Le matériau de couverture doit être compacté à au moins 95 % de la densité sèche maximale Proctor standard du matériau.

Un substratum rocheux bien fracturé ou bien cassé sera acceptable comme remblai pour la partie inférieure des tranchées de service dans les zones où l'excavation est dans le roc. Le remblai rocheux ne doit cependant être placé qu'à partir d'au moins 300 mm au-dessus des tuyaux afin de minimiser les dommages dus à un impact ou à une charge ponctuelle. L'enrochement doit être limité à une taille maximale de 300 mm.



6.0 AUTRES POINTS À PRENDRE EN CONSIDÉRATION

En raison de la nature karstique du calcaire corallien sous-jacent et de l'effondrement d'un bâtiment voisin, des études souterraines futures et périodiques sont justifiées à cet endroit pour déterminer le taux de dégradation de la formation calcaire. Les conditions souterraines doivent être examinées tous les 10 ans à titre de référence. Les résultats des études futures pourraient justifier des études plus fréquentes.

Toutes les zones de semelle et de plateforme sous-jacente doivent être inspectées par un personnel géotechnique expérimenté avant le remplissage ou le bétonnage pour s'assurer que la roche calcaire a une capacité portante adéquate et que les surfaces portantes ont été correctement préparées. La mise en place et le compactage de tout remblai stabilisé doivent être inspectés pour s'assurer que les matériaux utilisés sont conformes aux spécifications, tant du point de vue du nivellement que du compactage.

Au moment de rédiger le présent rapport, seuls des détails conceptuels relatifs aux travaux proposés étaient disponibles. Il convient de faire appel à Golder Associates pour examiner les plans et devis définitifs du projet avant de lancer l'appel d'offres, afin de s'assurer que les directives du présent rapport ont été interprétées de manière adéquate.



7.0 LIMITES

Le présent rapport a été préparé à l'usage exclusif de J.L. Richards & Associates, du ministère des Affaires étrangères et du Commerce international du Canada et de leurs représentants pour une application spécifique aux aménagements proposés sur les terrains de la chancellerie du haut-commissariat du Canada à Bridgetown (Barbade). Les conclusions et les directives présentées dans le rapport ont été préparées conformément aux pratiques d'ingénierie géotechnique généralement acceptées au moment de l'étude. Il est souligné que les renseignements contenus dans cette partie du rapport sont fournis à titre indicatif, pour les concepteurs, et sont destinés uniquement à ce projet.

Le client a la responsabilité de veiller à ce que toutes les parties au projet, y compris le concepteur, l'entrepreneur, les sous-traitants, etc. soient informés du présent rapport dans son intégralité. Le présent rapport contient des renseignements utiles à la préparation des documents d'appel d'offres. Toutefois, il n'est pas conçu comme un devis de construction et devrait être modifié pour être utilisé comme tel.

Les services professionnels retenus pour ce projet comprennent uniquement les aspects géotechniques des conditions souterraines de l'emplacement. La présence ou les implications d'une éventuelle contamination de surface ou souterraine résultant d'activités ou d'utilisations antérieures de l'emplacement ou résultant de l'introduction sur celui-ci de matériaux provenant de sources extérieures ne font pas partie du mandat du projet et n'ont pas été étudiées ou traitées.

GOLDER ASSOCIATES LTÉE

Bruce D. Goddard, ing.
Ingénieur géotechnique principal

Michael S. Snow, ing.
Directeur principal

BDG/MSS/tm



RÉFÉRENCES

- Boyles, J. E. *Foundation Analysis and Design*, 4^e édition. McGraw Hill, 1988, 1 004 p.
- Société canadienne de géotechnique. *Canadian Foundation Engineering Manual*, 4^e édition, Richmond (Colombie-Britannique), BiTech Publishers Ltée, 2006.
- Dessau. *Building Condition Report for Chancery* (rapport n° 034-P015952-0100-000-ME-0001-00), Bridgetown, Bishop Court Hill, Barbade, 2008.
- Dessau. *Building Condition Report: Geotechnical Investigation on Chancery* (rapport n 034-P015952-0160-SC-0001-00), Bridgetown, Bishop Court Hill, Barbade, 2008.
- Harrison, J. B., et Jukes-Browne, A. J. *The Geology of Barbados*. Publication autorisée par le parlement barbadien, 1890.
- Giardini, D., Grünthal, G., Shedlock, K., Zhang, P., et Global Seismic Hazards Program. *Global Seismic Hazards Map*, 1999 (consulté en janvier 2007).
- Tanner, J. G., Shepherd, J. B., « Seismic hazard in Latin America and the Caribbean. Final Report to the International Development Research Centre. Ottawa ». *Seismic Hazard in Latin America and the Caribbean*, vol. 1. Institute Panamericano de Geografia y Historia, D. F., Mexico, 1997, 142 p.
- Veneziano, D., Cornell, C. A., et O'Hara, T. *Historic Method of Seismic Hazard Analysis* (Rapport Npn3428), Élec Power Res Inst., San Francisco (Californie), 1984.
- Wyllie, Duncan C., *Foundations on Rock*, 1^{re} édition, Chapman & Hall, 1992.

RENSEIGNEMENTS IMPORTANTS ET LIMITES DU PRÉSENT RAPPORT

Norme de diligence : Golder Associates Itée (Golder) a préparé le présent rapport d'une manière conforme au niveau de diligence et de compétence habituellement exercé par les membres des professions d'ingénieur et de scientifique exerçant actuellement dans des conditions similaires sur le territoire pour lequel les services sont fournis, sous réserve des délais et des contraintes physiques applicables au rapport. Aucune autre garantie, explicite ou implicite, n'est accordée.

Base et utilisation du rapport : Le présent rapport a été préparé pour le site, l'objectif de conception, l'aménagement et le but particuliers décrits à Golder par le client, J.L. Richards & Associates Itée. Les données factuelles, les interprétations et les recommandations se rapportent à un projet particulier tel que décrit dans le rapport et ne s'appliquent à aucun autre projet ou site. Tout changement des conditions du site, de l'objectif, des plans d'aménagement ou si le projet n'est pas lancé dans les dix-huit mois suivant la date du rapport peut altérer la validité de celui-ci. Golder ne peut être tenue responsable de l'utilisation du présent rapport, ou de parties de celui-ci, à moins qu'il ne soit demandé à Golder d'examiner et, le cas échéant, de réviser le rapport.

Les renseignements, recommandations et opinions exprimés dans le présent rapport sont destinés au seul bénéfice du client. Aucune autre partie ne peut utiliser ou se fonder sur le rapport ou toute partie de celui-ci sans le consentement écrit exprès de Golder. Si le rapport a été préparé pour être inclus dans un processus de demande de permis particulière, alors le client peut autoriser l'utilisation du rapport à cette fin par l'organisme de réglementation en tant qu'utilisateur agréé dans le but particulier et désigné du processus d'examen du permis applicable, à condition que le rapport ne soit pas noté comme étant un projet ou un rapport préliminaire, et qu'il soit spécifiquement pertinent pour le projet pour lequel la demande est faite. Toute autre utilisation du présent rapport par des tiers est interdite et n'engage pas la responsabilité de Golder. Le rapport, tous les plans, données, dessins et autres documents ainsi que tous les supports électroniques préparés par Golder sont considérés comme le produit de son travail professionnel et demeurent la propriété intellectuelle de Golder, qui autorise uniquement le client et les utilisateurs approuvés à faire des copies du rapport, mais uniquement dans les quantités raisonnablement nécessaires à l'utilisation du rapport par ces parties. Le client et les utilisateurs approuvés ne peuvent donner, prêter ou vendre le présent rapport, ou le rendre disponible, en tout ou en partie, à quiconque sans l'autorisation écrite de Golder. Le client reconnaît que les médias électroniques sont susceptibles d'être modifiés sans autorisation, détériorés et incompatibles et qu'il ne peut donc pas se fier aux versions électroniques du rapport de Golder ou d'autres produits.

Le rapport est de nature sommaire et n'est pas destiné à être utilisé seul sans référence aux instructions données à Golder par le client, aux communications entre Golder et le client, et à tout autre rapport préparé par Golder pour le client concernant l'emplacement précis décrit dans le rapport. Pour comprendre adéquatement les propositions, recommandations et opinions exprimés dans le présent rapport, il faut consulter l'ensemble du rapport. Golder ne peut être tenue responsable de l'utilisation de certaines parties du rapport sans référence à l'ensemble du rapport.

Sauf indication contraire, les suggestions, recommandations et opinions données dans le présent rapport sont uniquement destinées à guider le client dans la conception du projet précis. L'étendue et le détail des études, y compris le nombre de trous d'essai, nécessaires pour déterminer toutes les conditions pertinentes susceptibles d'affecter les coûts de construction seraient normalement plus importants que ceux qui ont été réalisés à des fins de conception. Les entrepreneurs qui soumissionnent ou qui entreprennent les travaux doivent se fier à leurs propres études ainsi qu'à leurs propres interprétations des données factuelles présentées dans le rapport, quant à la façon dont les conditions des couches souterraines peuvent affecter leurs travaux, y compris, mais sans s'y limiter, les techniques de construction proposées, le calendrier, la sécurité et les capacités de l'équipement.

Conditions des roches, eaux et sols souterrains : La classification et l'identification des sols, des roches et des unités géologiques sont fondées sur des méthodes communément acceptées et utilisées dans la pratique de l'ingénierie géotechnique et des disciplines connexes. La classification et l'identification du type et de l'état de ces matériaux ou unités font appel au jugement, et les limites entre les différents types ou unités de sol, de roche ou de géologie peuvent être transitoires plutôt qu'abruptes. Par conséquent, Golder ne garantit pas l'exactitude des descriptions.

RENSEIGNEMENTS IMPORTANTS ET LIMITES DU PRÉSENT RAPPORT (suite)

Des risques particuliers se présentent chaque fois que l'ingénierie ou des disciplines connexes sont appliquées pour déterminer les conditions souterraines et même un programme complet d'étude, d'échantillonnage et d'essais peut ne pas détecter toutes ou certaines conditions souterraines. Les conditions environnementales, géologiques, géotechniques, géochimiques et hydrogéologiques que Golder interprète comme existant entre et au-delà des points d'échantillonnage peuvent différer de celles qui existent réellement. En plus de la variabilité du sol, des remblais de composition physique et chimique variable peuvent être présents sur des portions du site ou sur des propriétés adjacentes. **Les services professionnels retenus pour ce projet ne recouvrent que les aspects géotechniques des conditions souterraines du site, à moins que le rapport n'en dispose autrement de façon expresse.** La présence ou la signification d'une éventuelle contamination de la surface ou des couches souterraines résultant d'activités ou d'utilisations antérieures du site, ou résultant de l'introduction sur le site de matériaux provenant de sources extérieures au site, ne font pas partie du mandat de ce projet et n'ont pas été étudiées ni traitées.

Les conditions du sol et des eaux souterraines indiquées dans les données factuelles et décrites dans le rapport sont les conditions observées au moment de leur détermination ou de leur mesure. Sauf indication contraire, ces conditions constituent la base des recommandations du rapport. Les conditions des eaux souterraines peuvent varier entre et au-delà des emplacements signalés et peuvent être affectées par les conditions annuelles, saisonnières et météorologiques. L'état du sol, de la roche et de la terre végétale peut être considérablement modifié par les activités de construction (circulation, excavation, abaissement du niveau de la nappe phréatique, battage de pieux, dynamitage, etc.) sur le site ou sur les sites adjacents. L'excavation peut exposer les sols à des changements dus à l'humidification, à l'assèchement ou au gel. Sauf indication contraire, le sol doit être protégé de ces changements pendant la construction.

Élimination des échantillons : Golder éliminera tous les échantillons de sol ou de roche non contaminés 90 jours après l'achèvement du présent rapport ou, sur demande écrite du client, stockera les échantillons et matériaux non contaminés aux frais du client. Dans le cas où des sols, des remblais ou des eaux souterraines effectivement contaminés sont rencontrés ou que l'on en déduit la présence, tous les échantillons contaminés resteront la propriété et la responsabilité du client pour une élimination appropriée.

Services de suivi et de construction : Tous les détails de la conception n'étaient pas connus au moment de la soumission du rapport de Golder. Cette dernière devrait être chargée d'examiner la conception finale, les plans et les documents du projet avant la construction, afin de confirmer qu'ils sont conformes à l'intention de son rapport.

Pendant la construction, les services de Golder devraient être retenus pour effectuer des observations suffisantes et opportunes des conditions rencontrées afin de confirmer et de documenter que les conditions souterraines ne diffèrent pas de façon importante des conditions interprétées prises en compte dans la préparation du rapport et de confirmer et de documenter que les activités de construction n'ont pas d'effet négatif sur les suggestions, recommandations et opinions contenues dans celui-ci. Un examen, une observation et des essais adéquats sur le terrain pendant la construction sont nécessaires pour que Golder soit en mesure de fournir des lettres d'assurance, conformément aux exigences de nombreuses autorités réglementaires. Dans les cas où cette recommandation n'est pas suivie, la responsabilité de Golder se limite à interpréter avec précision les renseignements rencontrés à l'emplacement des trous de forage, au moment de leur détermination initiale ou de leur mesure pendant la préparation du rapport.

Modification des conditions et du drainage : Si les conditions rencontrées sur le site diffèrent de manière significative, que ce soit en raison de la variabilité naturelle des conditions souterraines ou des activités de construction, de celles prévues dans le présent rapport, ce dernier n'est valide que si Golder a connaissance de tout changement observé et a pu examiner ou réviser les recommandations qu'il contient. La reconnaissance d'un changement des conditions du sol et de la roche nécessite de l'expérience et il est recommandé d'employer Golder pour visiter le site avec une fréquence suffisante pour détecter si les conditions ont changé de manière significative.

Le drainage de l'eau souterraine est généralement requis pour les installations temporaires ou permanentes du projet. Une conception ou une construction incorrecte du drainage ou de l'assèchement peut avoir de graves conséquences. Golder n'assume aucune responsabilité quant aux effets du drainage, sauf si elle participe expressément à la conception détaillée et à la surveillance de la construction du système.



ANNEXE A

Document technique (11 avril 2011)

Propriété de la chancellerie – Résultats des levés géophysiques

DATE 11 avril 2011**PROJET n°** 10-1121-0089**À** John Elliot
J.L. Richards & Associates Itée**CC** Bruce Goddard**DE** Stéphane Sol, Christopher Phillips**COURRIEL :** ssol@golder.com;
cphillips@golder.com

PROPRIÉTÉ DE LA CHANCELLERIE – RÉSULTATS DES LEVÉS GÉOPHYSIQUES

Le présent document technique présente les travaux géophysiques sur le terrain et l'analyse des données réalisés dans le cadre de l'étude géotechnique de la chancellerie du gouvernement canadien à Bridgetown (Barbade). L'objectif de l'étude était d'utiliser des méthodes géophysiques pour aider à cerner l'emplacement de vides et de cavités karstiques potentiels sous certaines parties du site de la propriété afin de fournir des cibles de forage pour le programme de forage géotechnique et de déterminer la classification sismique du site selon le Code national du bâtiment du Canada (CNBC).

Trois méthodes géophysiques ont été utilisées dans le cadre de l'étude : l'imagerie de résistivité électrique (IRE) et le radar pénétrant dans le sol (géoradar) pour la détection des zones de vides potentiels et pour orienter l'emplacement des trous de forage et l'analyse multicanal des ondes de surface (AMOS) pour la détermination de la classification du site.

Cinq (5) lignes IRE et trente (30) lignes de géoradar ont été obtenues dans certaines zones de la propriété et ont été tracées selon l'accès et l'espace disponibles. La ligne de levé aux fins d'AMOS a été tracée dans la zone herbeuse juste à l'ouest de la piscine et du terrain de tennis.

Les renseignements sur la topographie fournis par J.L. Richards and Associates Itée (J.L. Richards) ont été utilisés pour appuyer l'analyse et l'interprétation de la résistivité électrique.

Le présent document technique présente les résultats de l'étude géophysique.

Méthodologie***Imagerie par résistivité électrique (IRE)***

La technique d'imagerie par résistivité électrique (IRE) mesure la résistivité électrique (réciproque de la conductivité) des couches souterraines pour en déduire les types de roches et de sols, les caractéristiques stratigraphiques et les conditions du sol. Les principes physiques de cette technique sont les mêmes que ceux établis pour la résistivité en courant continu (c.c.), dans laquelle la résistivité apparente des couches souterraines est calculée pour des écartements croissants des électrodes en appliquant un courant au sol à l'aide de deux électrodes et en mesurant la différence de potentiel (tension) entre deux autres électrodes.

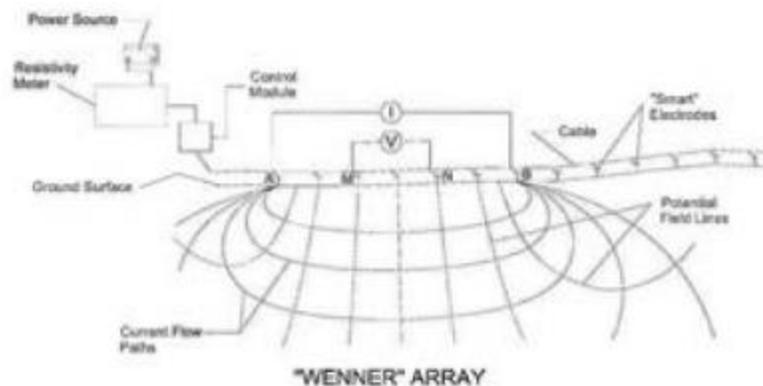
La résistivité apparente des couches souterraines est calculée à partir du rapport potentiel/courant multiplié par une constante, qui est fonction de l'écartement et de la géométrie des électrodes. La profondeur d'étude possible est également fonction de l'écartement des électrodes. Ainsi, avec des



écartements d'électrodes plus grands, il est possible de recueillir des renseignements sur de plus grandes profondeurs, mais au prix d'une résolution moindre.

L'IRE diffère des techniques traditionnelles de levé en courant continu en ce sens qu'un « réseau » d'électrodes (généralement 56, 72 ou plus) est jalonné le long d'une ligne de sondage et relié à un résistivimètre par un câble équipé de multiples prises. Le résistivimètre est un appareil commandé par ordinateur, composé d'une alimentation en courant capable de produire un courant commuté plus ou moins constant et d'un voltmètre à haute impédance.

Une routine logicielle est chargée sur le résistivimètre, et les électrodes sont activées et désactivées selon les besoins tout au long du processus de mesure. Cet équipement et cette procédure permettent une collecte automatisée de données à haute densité le long du réseau entier. Au fur et à mesure que la ligne de couverture de la résistivité se poursuit, les câbles du début du réseau d'électrodes sont déplacés (enroulés) vers l'extrémité et les mesures se poursuivent. Grâce au déplacement « par bonds » du système de réseau le long de la ligne de levé, on peut générer une pseudosection semi-continue des valeurs de résistivité apparente en fonction de la profondeur apparente sous la ligne de profil. Ces données sont ensuite inversées pour calculer un modèle de résistivité bidimensionnel pour le profil avec des profondeurs et une résistivité réelles modélisées. RES2DINV est le programme informatique qui est utilisé pour inverser les données du levé afin de déterminer des modèles de résistivité bidimensionnels pour les couches souterraines.

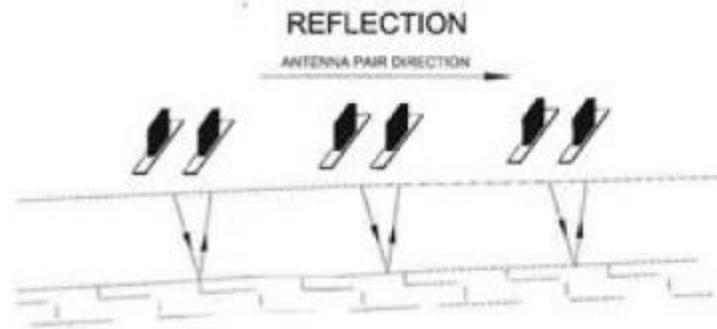


Exemple 1 : Configuration de Wenner : agencement aux fins de levé de résistivité

Radar à pénétration du sol (géoradar)

Le système de géoradar se compose de deux antennes (émettrice et réceptrice), d'une console de contrôle et d'un ordinateur pour l'affichage graphique en temps réel et l'enregistrement des données. En mode d'établissement de profils par réflexion, les antennes, écartées d'une distance fixe, sont déplacées pas à pas le long d'une traverse et des lectures sont prises à des intervalles discrets. À chaque étape, des impulsions d'énergie électromagnétique de fréquence radar (gamme des mégahertz) sont transmises et des réflexions sont reçues des horizons souterrains. Les horizons réfléchissants apparaissent lorsqu'il y a un changement brusque de la permittivité diélectrique du matériau souterrain, comme à l'interface entre la roche hôte et un vide souterrain. L'amplitude de l'énergie radar reçue est enregistrée en fonction du temps, traitée en temps réel à des fins d'affichage, et les données brutes sont enregistrées numériquement pour un traitement et une présentation ultérieurs.

Les sections de géoradar sont présentées sous forme de coupes temporelles, la position (en m) de chaque trace étant enregistrée comme l'axe horizontal en haut de la section et le temps de déplacement du géoradar (en nanosecondes, croissant vers le bas) comme l'axe vertical principal. Un deuxième axe vertical est inclus pour fournir une estimation de la profondeur ou de la hauteur et est calculé en supposant une vitesse de géoradar constante pour le sous-sol, qui est obtenue par des tests de point milieu commun à plusieurs endroits le long d'une ligne de levé.



Exemple 2 : Méthodes typiques de levés de géoradar.

Les impulsions électromagnétiques, comme celles utilisées dans un système de géoradar, sont fortement atténuées lorsqu'elles traversent des matériaux conducteurs. La profondeur d'étude d'un système de géoradar est donc fortement influencée par la conductivité des couches souterraines. Plus la conductivité est grande, plus la profondeur d'investigation est faible. Les matériaux conducteurs (p. ex., l'argile) atténuent le signal du géoradar dans la couche souterraine.

Analyse multicanal des ondes de surface (AMOS)

La méthode d'analyse multicanal des ondes de surface (AMOS), qui mesure les variations de la vitesse des ondes de surface en fonction de la distance et de la longueur d'onde, peut être utilisée pour déduire les types de roche ou de sols, la stratigraphie et l'état des sols.

Une étude AMOS typique nécessite une source sismique, pour générer des ondes de surface, et au moins deux récepteurs géophones, pour mesurer la réponse du sol à une certaine distance de la source. Les ondes de surface sont un type particulier d'ondes sismiques dont la propagation est confinée au milieu proche de la surface.

La profondeur de pénétration d'une onde de surface dans un milieu est directement proportionnelle à sa longueur d'onde. Dans un milieu non homogène, les ondes de surface sont dispersives, c'est-à-dire que chaque longueur d'onde a une vitesse caractéristique due aux hétérogénéités souterraines dans l'intervalle de profondeur où se propage cette longueur d'onde particulière. La relation entre la vitesse de l'onde de surface et la longueur d'onde est utilisée pour obtenir la vitesse de l'onde de cisaillement et le profil d'atténuation du milieu avec une profondeur croissante.

La source sismique utilisée peut être active ou passive, selon l'application et l'emplacement du levé (exemples de sources actives : explosifs, chutes de poids, marteau de forgeron et coussins vibrants; exemples de sources passives : trafic routier, micro-tremblements et action des vagues [dans les environnements proches du rivage]).

Les récepteurs géophones mesurent le train d'ondes associé à l'onde de surface se propageant depuis une source sismique à différentes distances de la source.

La participation des ondes de surface de différentes longueurs d'onde peut être déterminée à partir du train d'ondes en transformant les résultats du train d'ondes dans le domaine des fréquences. Le profil de vitesse des ondes de surface en fonction de la longueur d'onde (appelé « courbe de dispersion ») est déterminé par le retard de propagation des ondes mesuré entre les récepteurs géophones. La courbe de dispersion est ensuite mise en correspondance avec une courbe de dispersion théorique à l'aide d'une procédure de modélisation prospective itérative. Le résultat est un profil de vitesse d'onde de cisaillement du milieu testé en fonction de la profondeur, qui peut être utilisé pour estimer le module de cisaillement dynamique du milieu en fonction de la profondeur.

Travaux sur le terrain et traitement

Les travaux géophysiques sur le terrain ont été effectués par le personnel de Golder du bureau de Mississauga entre le 7 et le 16 novembre 2010. Les emplacements des lignes géophysiques, relevées à l'aide d'un système de localisation GPS, sont présentés dans la figure 1. La disposition et l'emplacement des lignes géophysiques ont été déterminés sur place en fonction de l'accès et de l'espace disponible.

Imagerie par résistivité électrique

Le levé géophysique IRE s'est déroulé en trois étapes : la conception du levé, le tracé des lignes et le levé IRE. Le plan et les lignes du levé ont été tracés à l'aide d'un GPS portatif pour le positionnement sur le terrain. Le levé IRE a été réalisé à l'aide d'un système de résistivité SYSCAL R1 Plus Switch 72 canaux (fabriqué par IRIS Instruments). Les données de résistivité ont été collectées en utilisant un réseau d'électrodes de type Wenner. En fonction de la longueur de la ligne de levé disponible, des écartements d'électrodes de 1 m ou 1,5 m ont été utilisés, donnant des profondeurs d'étude d'environ 10 m ou 15 m sous la surface de la terre (mss), respectivement.

Pour chaque configuration du système IRE, une vérification de la continuité et de la résistance de contact a été effectuée pour toutes les électrodes avant d'amorcer un cycle de lecture. Les résistances de contact aux électrodes pendant le levé étaient généralement dans la plage optimale (100 ohms ou moins).

Le système de résistivité a été réglé pour faire passer suffisamment de courant aux électrodes de courant pour générer une tension mesurable aux électrodes de potentiel dans la gamme de 300 mV, afin de produire des données avec un rapport signal/bruit élevé. Les données ont été analysées sur le terrain au moment de la collecte des données pour le contrôle de la qualité et pour décider si un levé de géoradar était nécessaire dans les zones où les sections de résistivité indiquent la présence de zones anormales. Une fois le levé terminé, les données IRE ont d'abord été traitées pour éliminer les points de données parasites. Ceux-ci peuvent être causés, dans un ensemble de données, par plusieurs facteurs, notamment la présence d'objets métalliques enfouis localisés, un mauvais couplage des électrodes au sol et l'influence induite de l'infrastructure. En général, moins de 1 % des lectures le long de chaque ligne de levé ont été retirées de l'ensemble des données brutes.

Les élévations le long des lignes IRE ont été extraites des données de topographie fournies par J.L. Richards. en utilisant les positions GPS recueillies le long de chaque ligne de résistivité au moment du levé. Les données topographiques ont été combinées avec les données IRE pour inclure la topographie le long de la ligne dans les résultats du modèle. Les résultats du levé IRE ont été modélisés à l'aide du programme d'inversion RES2DINV, un logiciel standard de l'industrie conçu par M.H. Loke.

Les modèles IRE ont été profilés à l'aide du système de cartographie de surface Surfer (Golden Software) en utilisant un algorithme de krigeage et une taille de cellule de 0,5 m pour l'écartement des électrodes de 1 m et de 0,75 m pour l'écartement des électrodes de 1,5 m. Les modèles de contours ont ensuite été importés dans AutoCAD (Autodesk inc.) aux fins d'interprétation et de présentation.

Géoradar

Les données de géoradar ont été recueillies à l'aide du système de radar à pénétration de sol PulseEkko 100 fabriqué par Sensors and Software Inc. Les paramètres de l'étude pour chaque système sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1 : Paramètres de collecte du géoradar

Paramètre	Antennes de 50 MHz	Antennes de 100 MHz
Fréquence centrale du système	50 MHz	100 MHz
Écartement des antennes	2 m	1 m
Taille de l'échelon le long de la ligne	0,2 m	0,2 m
Nombre de piles	8	8

Le traitement des données de géoradar a été effectué à l'aide du progiciel ReflexW (Sandmeier, 2005). Les profils radar ont été traités pour améliorer la qualité de la présentation des données et faciliter l'interprétation. Le traitement comprenait la réduction du pleurage (élimination du biais de mesure associé aux données précoces), la désintégration de l'énergie et le filtre passe-bas. Une vitesse de géoradar de 0,11 m/ns, typique pour les sols/roches, a été utilisée pour estimer la profondeur. La vitesse a été sélectionnée sur la base des levés de point médian communs effectués sur le site et sur les modèles de diffraction des réflecteurs ponctuels dans les ensembles de données collectés.

La résolution et la pénétration d'un système de géoradar dépendent de la fréquence centrale de son fonctionnement. Les antennes à basse fréquence pénètrent plus profondément dans la couche souterraine, mais ont une résolution verticale moindre que les antennes à haute fréquence. Sur la propriété de la chancellerie, les antennes à basse fréquence n'ont pas pénétré plus profondément que les antennes à haute fréquence. Les antennes de 50 MHz n'ont été utilisées que le premier jour du travail sur le terrain et ont été remplacées par des antennes de 100 MHz pour augmenter la résolution des ensembles de données.

Les sections de géoradar sont présentées comme des coupes temporelles, avec la position (en m) de chaque trace enregistrée comme axe horizontal en haut de la section et le temps de parcours de géoradar (en nanosecondes, croissant vers le bas) comme axe vertical principal. Un deuxième axe vertical est inclus pour fournir une estimation de la profondeur ou de l'élévation et est calculé en supposant une vitesse de géoradar constante de 0,11 m/ns pour les couches souterraines.

Un aspect essentiel de l'interprétation des profils de géoradar est d'avoir un contrôle à un ou, de préférence, plusieurs endroits le long de la ligne de levé. Bien qu'il soit généralement raisonnable de fournir des interprétations préliminaires des données de géoradar, il est nécessaire de les confirmer avec les résultats des études intrusives telles que les trous de forage.

Les antennes de géoradar, qu'elles soient blindées ou non, ont tendance à capter les réflexions des ondes aériennes provenant d'objets situés à la surface à proximité de la ligne de levé, comme des colonnes ou des bâtiments. Ces événements d'ondes d'air sont, en général, distincts dans leur forme et leur contenu fréquentiel selon les profils de réflexion et peuvent habituellement être identifiés avec confiance sur les sections de géoradar pendant l'interprétation.

Analyse multicanal des ondes de surface

La ligne de l'AMOS était orientée du sud-ouest au nord-est dans la zone herbeuse située à l'ouest de la piscine et du terrain de tennis (figure 1). Pour la ligne AMOS, une série de 24 géophones basse fréquence (4,5 Hz) ont été disposés à des intervalles de 1,5 m. Un marteau de frappe a été utilisé comme source sismique pour cette étude. Des enregistrements sismiques ont été collectés à l'aide de sources sismiques situées à 20 m, 15 m, 10 m et 5 m de l'extrémité et sont colinéaires au réseau de géophones. Un exemple d'enregistrement sismique actif collecté est montré à la planche 1 (ci-dessous).

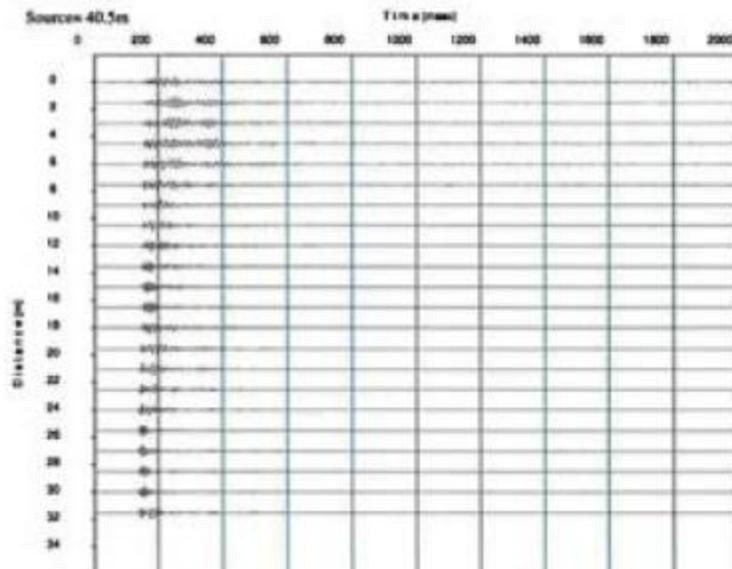


Planche 1 : Enregistrement sismique typique réalisé sur le site

Le traitement des résultats du test AMOS comprenait les étapes suivantes :

- 1) transformation des données du domaine temporel en domaine fréquentiel à l'aide d'une transformation de Fourier rapide (TFR) pour chaque emplacement de source;
- 2) calcul de la phase pour chaque composante de fréquence;
- 3) régression linéaire pour calculer la vitesse de phase pour chaque composante de fréquence;
- 4) filtrage des vitesses de phase calculées sur la base du coefficient de corrélation de Pearson (r^2) entre les données et la ligne de meilleur ajustement par régression linéaire utilisée pour calculer la vitesse de phase;
- 5) génération de la courbe de dispersion par la combinaison des vitesses de phase calculées pour chaque emplacement de tir d'un seul essai AMOS;
- 6) génération du profil de rigidité, par modélisation itérative et mise en correspondance des données du modèle avec la courbe de dispersion collectée sur le terrain.

Le traitement des données AMOS a été effectué à l'aide du logiciel SeisImager/SW (Geometries inc.). Les vitesses de phase calculées pour un point de tir sismique ont été combinées et la courbe de dispersion a été générée en choisissant la vitesse de phase minimale calculée pour chaque composante de fréquence, comme le montre la planche 2. Les priorités de vitesse des ondes de cisaillement ont été générées par modélisation inverse afin de s'adapter au mieux aux courbes de dispersion calculées.

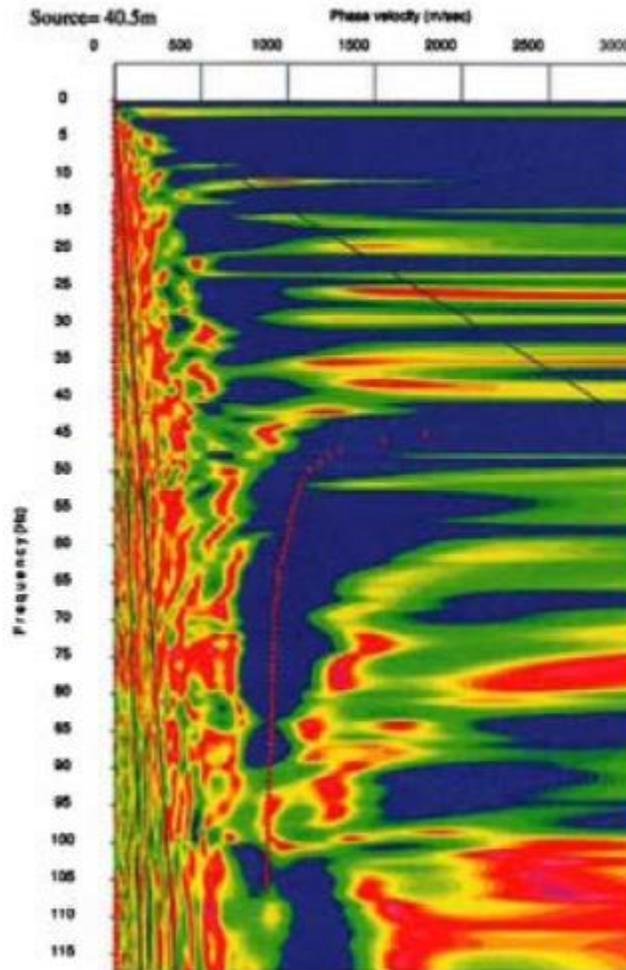


Planche 2 : Pics de la courbe de dispersion AMOS (points rouges)

La fréquence minimale des ondes de surface mesurée avec un rapport signal/bruit suffisant pour mesurer avec précision la vitesse de phase était d'environ 45 Hz.

Résultats du forage Résultats de l'IRE et du géoradar

Les résultats interprétés pour les lignes de résistivité sont présentés aux figures 2 à 6. Trois trous de forages étaient disponibles à proximité de quelques lignes d'IRE. Le trou de forage BH C11-1 était situé à environ 7 m à l'ouest de la ligne C4 de l'IRE, le trou de forage BH C11-4 était situé à environ 10 m du bord sud de la ligne C2 de l'IRE, et le trou de forage BH C11-5 était situé au bord nord de la ligne C5 de l'IRE. L'interprétation géologique est largement fondée sur les changements de contraste de résistivité, car la corrélation avec les renseignements fournis par les forages à quelques endroits seulement a été difficile à établir. Aucun des trous de forage n'était situé dans des zones où de grandes anomalies résistives ont été observées. La présence d'un substratum rocheux corallien fracturé dans les couches de résistivité faible et élevée semble indiquer que le changement majeur du contraste de résistivité reflète un changement de la teneur en humidité du substratum rocheux.

Le profil interprété du substratum rocheux corallien massif ou fracturé à faible teneur en humidité se présente comme une couche de haute résistivité en profondeur, avec une résistivité généralement supérieure à 600 ohms-mètres. La couche arable interprétée ou le substratum rocheux fracturé à forte teneur en humidité sont présentés dans les données IRE comme une couche à faible résistivité, avec

des résistivités généralement inférieures à 200 ohms-mètres. Pour chaque ligne IRE, l'erreur quadratique moyenne associée aux inversions de résistivité finales était en moyenne de 5 % à 10 % après cinq (5) itérations. Les zones de faible résistivité dans le substratum rocheux sont interprétées comme des caractéristiques karstiques (vides, zones de fracture, etc.). Quelques anomalies sont observées dans le substratum rocheux interprété le long des lignes IRE C1 et C2, les deux lignes situées dans une zone forestière le long de la partie ouest de la propriété. La profondeur et l'étendue latérale de ces anomalies sont variables. Les zones karstiques interprétées s'étendent jusqu'à au moins 15 mss sous la partie centrale de la ligne C1 de l'IRE. Les deux anomalies observées le long de la ligne C2 de l'IRE semblent ne pas s'étendre aussi profondément que la grande anomalie observée sur la ligne C1. La ligne C5 de l'IRE indique une inclinaison potentielle du substratum rocheux à l'extrémité nord de la ligne. Aucune anomalie significative n'a été détectée le long des lignes IRE C3 et C4.

Trois exemples représentatifs de sections de géoradar sont présentés aux figures 7 à 9. Les figures 7 et 8 montrent deux types d'anomalies qui ont été détectées le long des lignes de géoradar GC28 et GC12. Ces anomalies sont interprétées comme des zones karstiques représentant des zones de substratum rocheux corallien hautement fracturé ou de vide, comme on peut le voir dans le trou de forage BH C11-4. La figure 9 montre la présence de plusieurs réflecteurs uniformes de grande amplitude qui représentent des ondes aériennes. Aucune anomalie significative, indiquant des zones karstiques, n'est évidente dans la majorité des autres sections de géoradar (annexe A).

La figure 10 présente une carte qui recense les anomalies observées à la fois sur les lignes d'IRE et de géoradar.

Résultats de l'AMOS

Les résultats de l'essai AMOS sont présentés dans la planche 3 qui présente les profils de vitesse d'ondes de cisaillement calculées et mesurées à partir de l'essai sur le terrain. Ces résultats ont été déduits en utilisant une masse située à 5 m du premier géophone. Les courbes de dispersion recueillies sur le terrain sont comparées aux courbes de dispersion générées par le modèle sur la planche 4. Il existe une bonne corrélation entre les courbes de dispersion recueillies sur le terrain et celles calculées par le modèle, avec une erreur quadratique moyenne de 1 %. Le profil de profondeur de la vitesse des ondes de cisaillement indique une augmentation graduelle de la vitesse à environ 7 m, de 785 m/s à environ 2 400 m/s à 11 m.

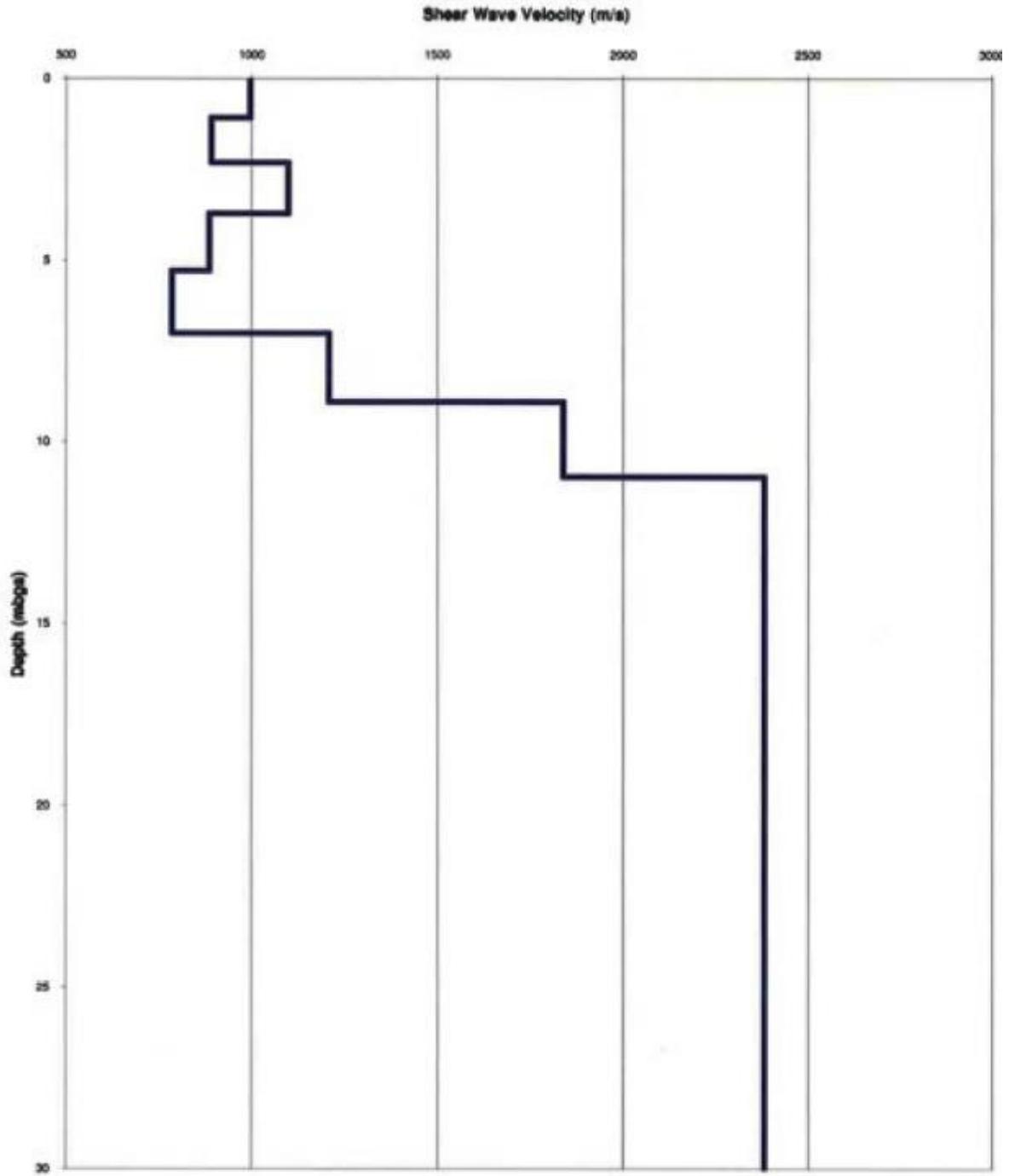


Planche 3 : Profil de profondeur de la vitesse des ondes de cisaillement modélisées (AMOS)

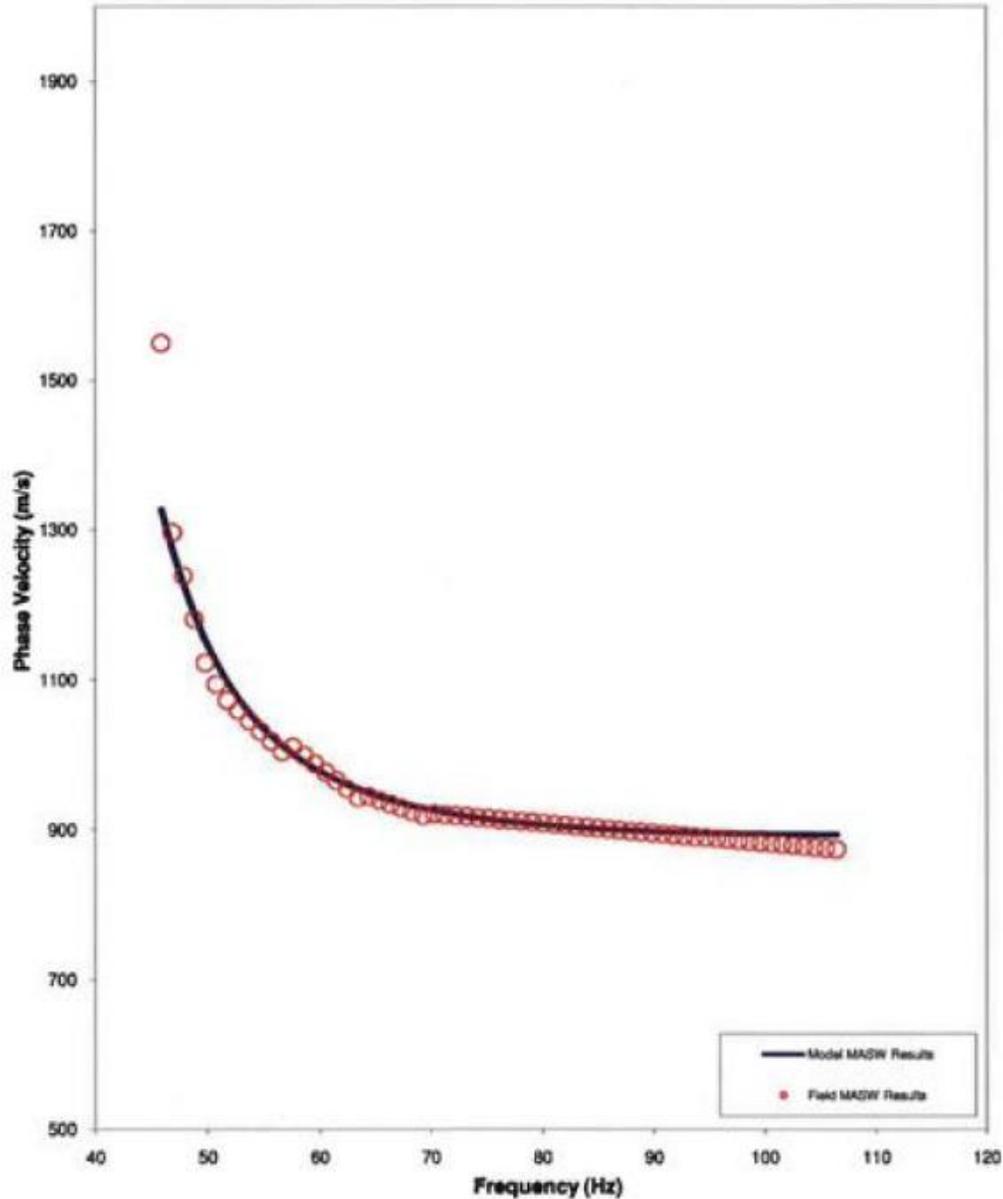


Planche 4 : Comparaison entre les données du terrain et les données modélisées pour la ligne d'AMOS

Pour calculer la vitesse moyenne des ondes de cisaillement, comme l'exige le Code national du bâtiment – Canada 2005 (CNB2005), les résultats ont été modélisés à 30 mss. Le contenu limité en basses fréquences de la courbe de dispersion ne nous a pas permis de résoudre suffisamment les vitesses des ondes de cisaillement à une profondeur inférieure à 11 m. La vitesse moyenne des ondes de cisaillement a été calculée en supposant que la vitesse de la profondeur maximale résolue (environ 11 m) à une profondeur de 30 m était constante et égale à la vitesse du substratum rocheux. La vitesse moyenne des ondes de cisaillement était de 1 630 m/s (tableau 2).

Tableau 2 : Profil de vitesse de l'onde de cisaillement

Couche modèle (mss)		Épaisseur de la couche (m)	Vitesse de l'onde de cisaillement (m/s)	Temps de déplacement des ondes de cisaillement à travers les couches (s)
Sommet	Fond			
0,00	1,07	1,07	996	0,001075
1,07	2,31	1,24	892	0,001387
2,31	3,71	1,40	1 098	0,001276
3,71	5,27	1,57	886	0,001767
5,27	7,01	1,73	785	0,002204
7,01	8,90	1,90	1 208	0,001570
8,90	10,96	2,06	1 838	0,001121
10,96	30,00	19,04	2 380	0,008000
Par rapport à la moyenne à 30 mss (m/s)				1 630¹

¹Il convient de réviser cette valeur si les fondations sont situées sous la surface du sol.

Limites et utilisation du présent rapport

L'interprétation géophysique présentée dans le présent document technique est fondée sur l'interprétation des données géophysiques et les résultats géotechniques qui les accompagnent. Comme pour toute méthode géophysique, l'interprétation présentée dans le présent rapport doit être confirmée par des méthodes intrusives (trous de forage, puits d'essai, etc.). Les hypothèses formulées dans l'interprétation géophysique ont été énoncées, le cas échéant, tout au long du document technique.

Ce levé géophysique a été réalisé avec tout le sérieux et le professionnalisme normalement exercés par les autres membres des professions du génie et des sciences qui pratiquent actuellement dans des conditions semblables, en fonction des délais et des contraintes financières et physiques applicables aux services fournis. Le présent document technique fournit un avis professionnel et, de ce fait, il n'exprime, ne suppose ou ne donne aucune garantie quant aux conclusions, avis et recommandations qui y sont présentés.

Toute utilisation du document technique ou toute foi accordée à ce dernier par un tiers ou toute décision prise par un tiers sur la base du rapport est la seule responsabilité de ce tiers. Golder n'accepte aucune responsabilité quant aux dommages, le cas échéant, pouvant être subis par quelque tierce partie que ce soit en conséquence de décisions ou de mesures prises sur la base du présent rapport.

Clôture

Nous espérons que le présent rapport satisfait à toutes vos exigences actuelles. Si vous avez des questions ou pour de plus amples clarifications, veuillez communiquer avec les soussignés.

Meilleures salutations,

GOLDER ASSOCIATES LTÉE

Stéphane Sol, Ph. D.
Groupe Géophysique

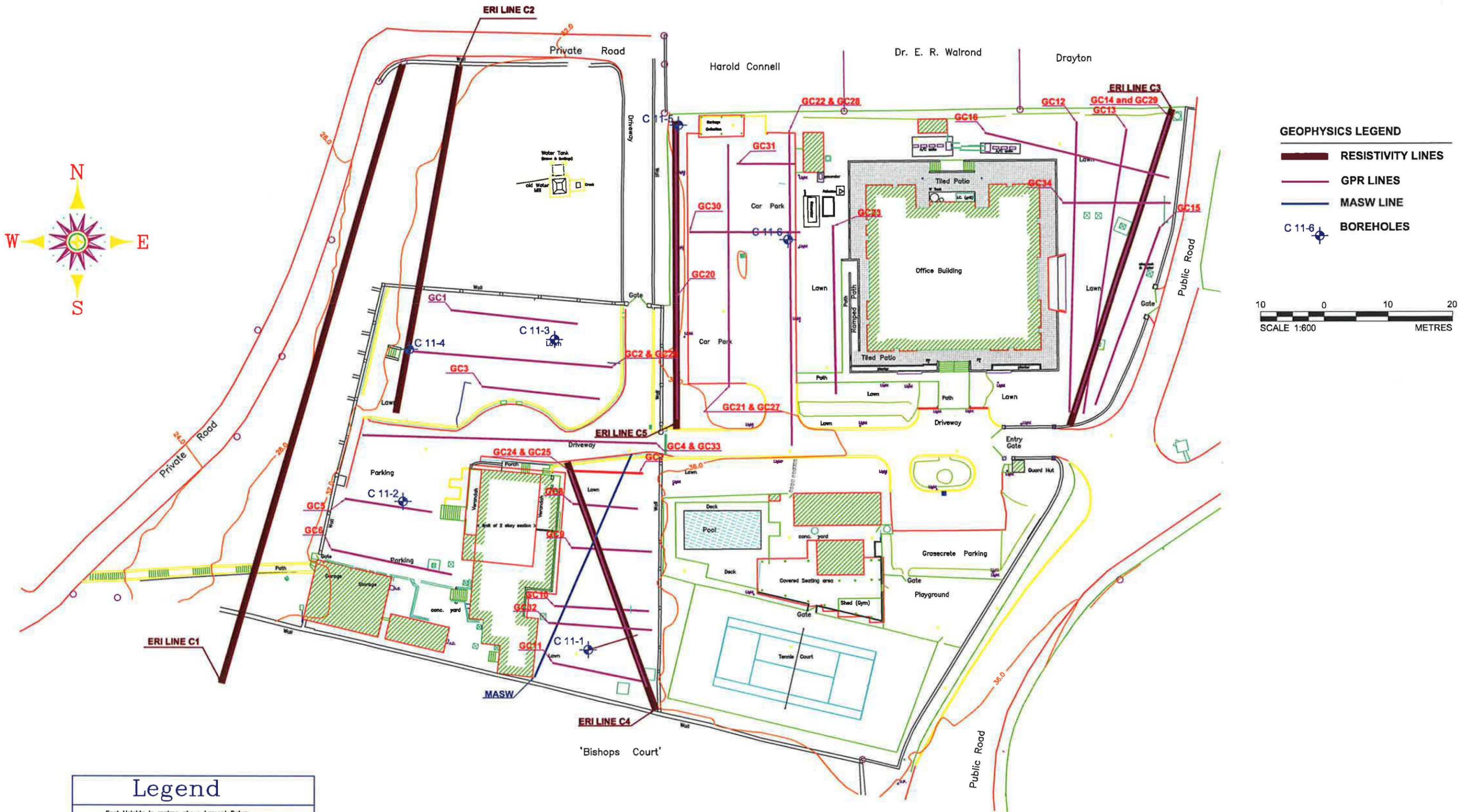
Christopher Phillips, M.Sc., P.Geo. (Ontario)
Géophysicien principal, associé

Pièces jointes : Figures 1 à 10
 Annexe A : figures A1 à A17

SS/CRP/cg/wlm



FIGURES



GEOPHYSICS LEGEND

	RESISTIVITY LINES
	GPR LINES
	MASW LINE
	BOREHOLES



Legend

	Spot Heights in metres above Lamont Datum		Building (conc.)
	Control Station		Wall
	Tree		Kerb
	Golden Palm (cluster)		Road edge
	Other Palm		Path edge
	Edge of Garden Bed		Fence/shed
	Inspection Cover/Well		Steps (conc.)
	Conc. Gutter / Grill		Roof overhang
	Electrical Utilities		Conc. overhang
	Water Pipe		Boundary corner from plan
	U.P. Utility Pole		Boundary Mark found

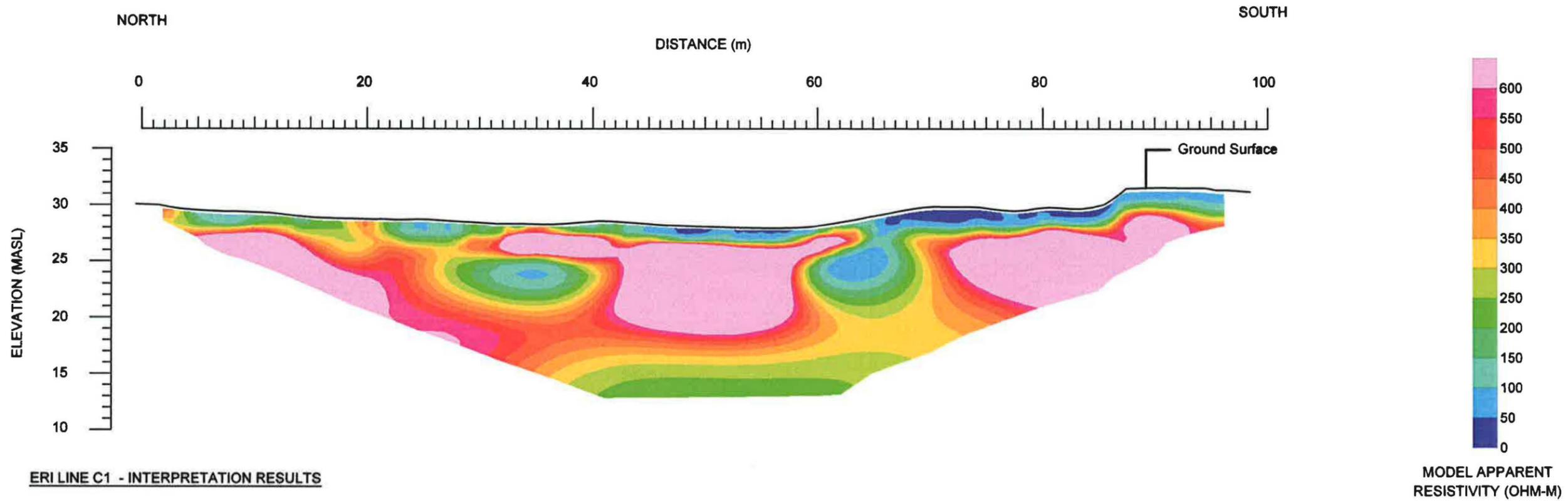
Boundary Information taken from a plan by D.G. Godeon Certified 1983-11-14

NOTES

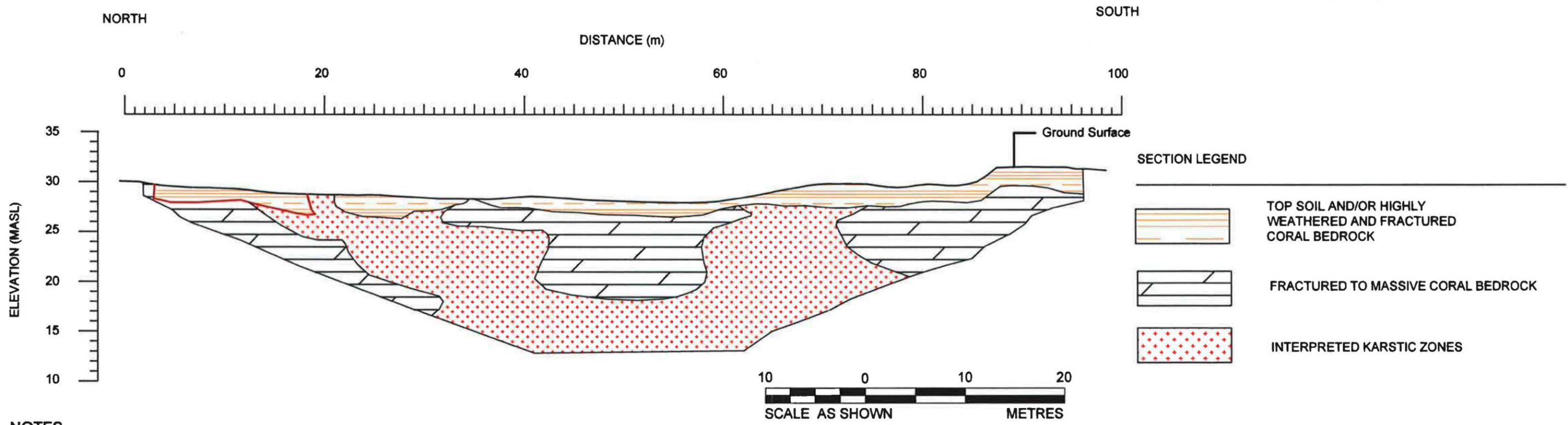
- This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report.
- Base plan used in the figure provided by J.L. Richards and Associates Ltd.

<p>Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada</p>	SCALE	1:600	<p>TITLE</p> <p>GEOPHYSICAL SITE MAP CANADIAN HIGH COMMISSION</p>
	DATE	MARCH 2011	
	DESIGN	SS	
	CAD	SS	
FILE No.	CHECK	CRP	<p>J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.</p>
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW 15	
			FIGURE
			1

ERI LINE C1 - SURVEY RESULTS



ERI LINE C1 - INTERPRETATION RESULTS

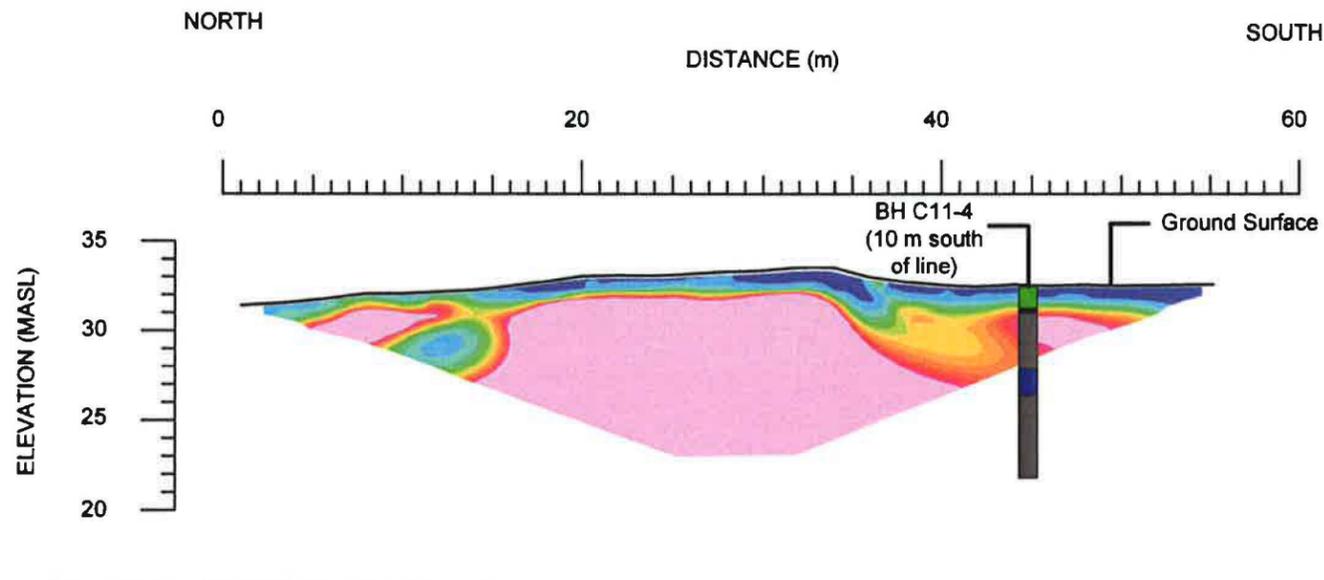


NOTES

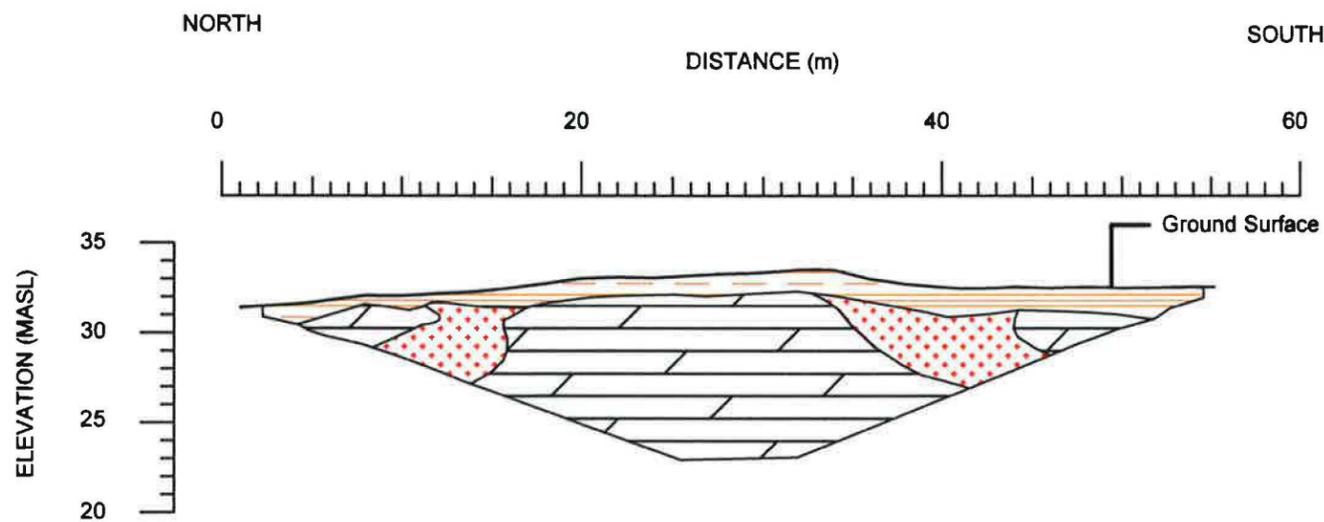
1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report.
2. ERI section generated using the Res2D Software Package.
3. Elevations of the ERI lines presented based on topographic data provided by J.L. Richards and Associates Ltd.
4. Boreholes logs provided by Golder Associates Ltd.

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	TITLE	ERI LINE C1 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	MARCH 2011		
FILE No.	CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.	FIGURE 2
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW <i>ASR</i>		

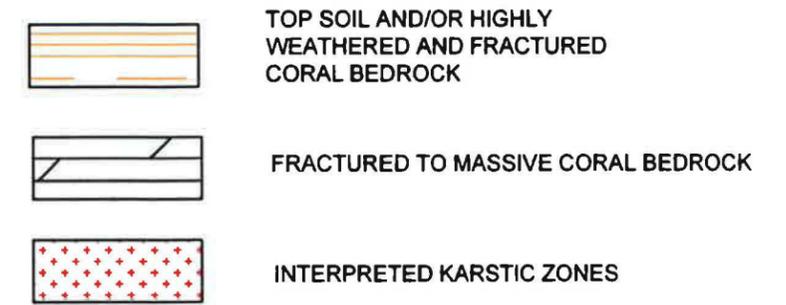
ERI LINE C2 - SURVEY RESULTS



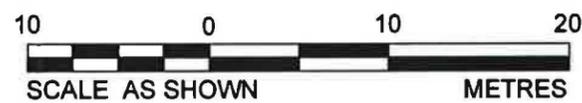
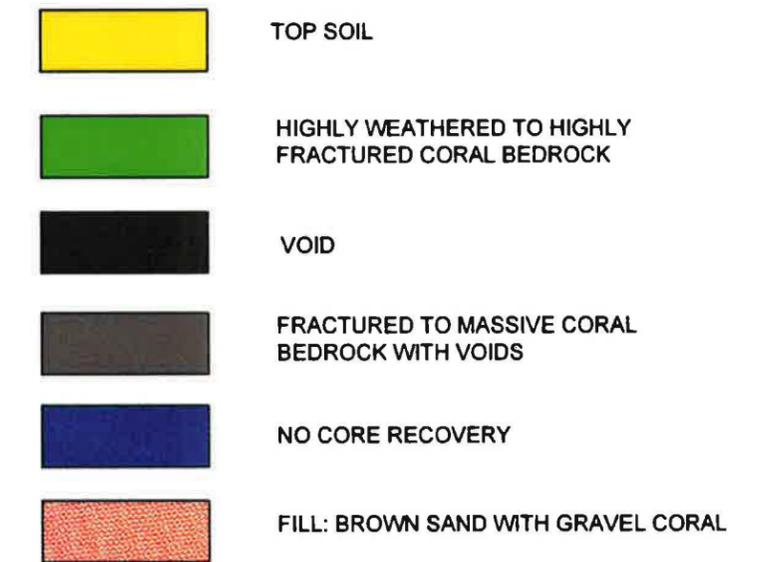
ERI LINE C2 - INTERPRETATION RESULTS



SECTION LEGEND



SIMPLIFIED BOREHOLE LEGEND

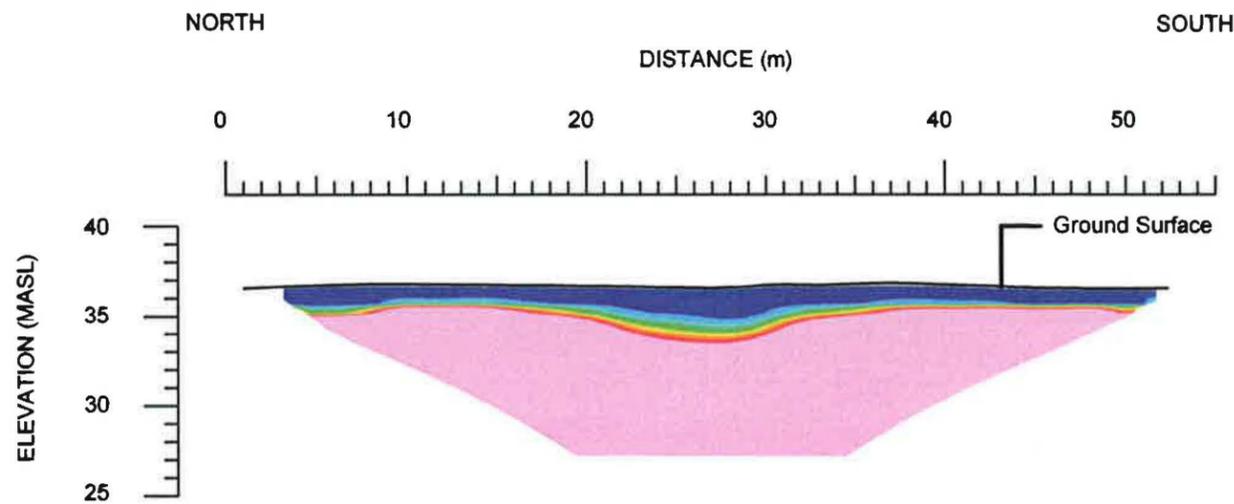


NOTES

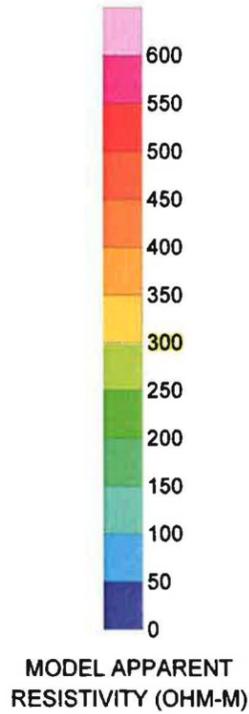
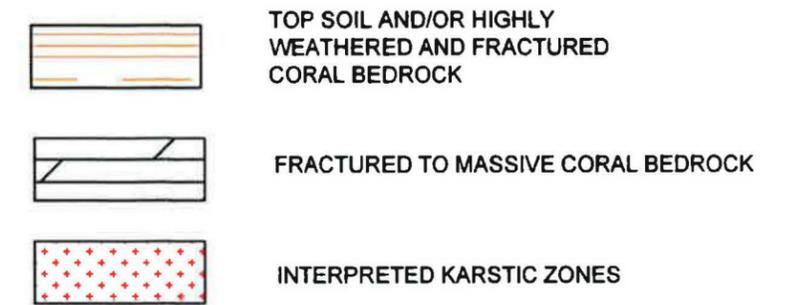
1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report.
2. ERI section generated using the Res2D Software Package.
3. Elevations of the ERI lines presented based on topographic data provided by J.L. Richards and Associates Ltd.
4. Boreholes logs provided by Golder Associates Ltd.

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	ERI LINE C2 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	MARCH 2011	
FILE No.	DESIGN	SS	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
PROJECT No.	CAD	SS	
10-1121-0089	CHECK	CRP	FIGURE
REV.	REVIEW	198	3

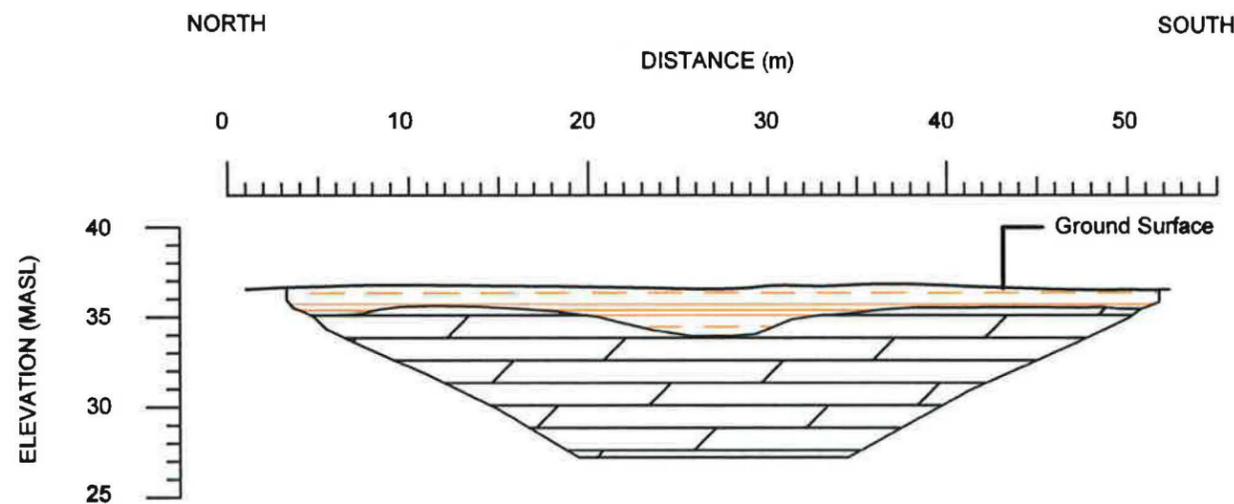
ERI LINE C3 - SURVEY RESULTS



SECTION LEGEND



ERI LINE C3 - INTERPRETATION RESULTS

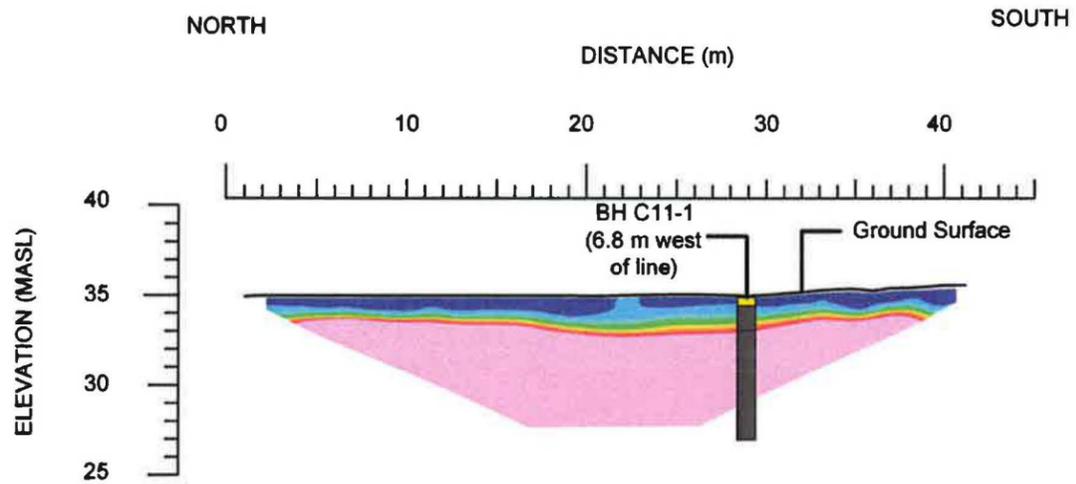


NOTES

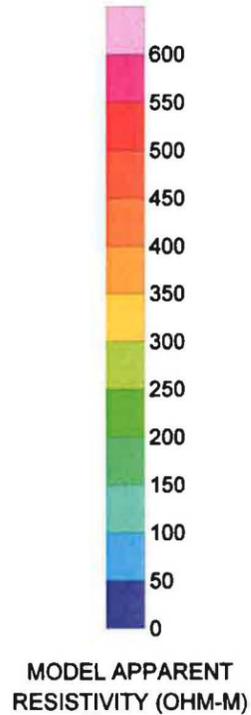
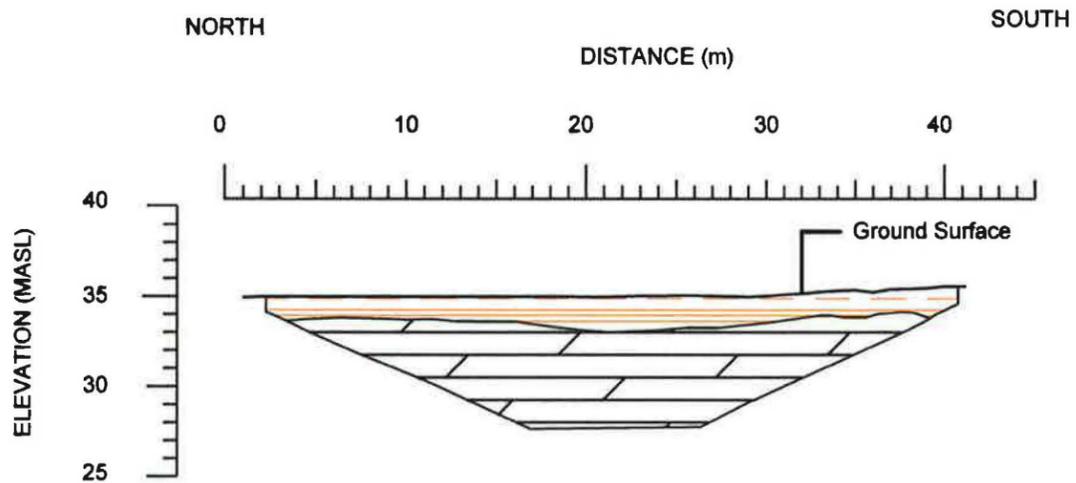
1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report.
2. ERI section generated using the Res2D Software Package.
3. Elevations of the ERI lines presented based on topographic data provided by J.L. Richards and Associates Ltd.
4. Boreholes logs provided by Golder Associates Ltd.

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	TITLE	ERI LINE C3 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	DEC 2010		
FILE No.	CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.	FIGURE 4
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW <i>AS</i>		

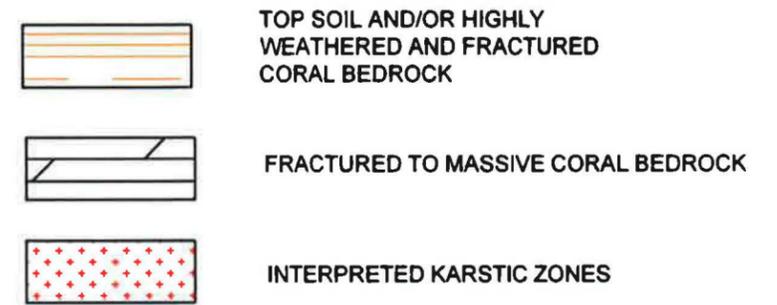
ERI LINE C4 - SURVEY RESULTS



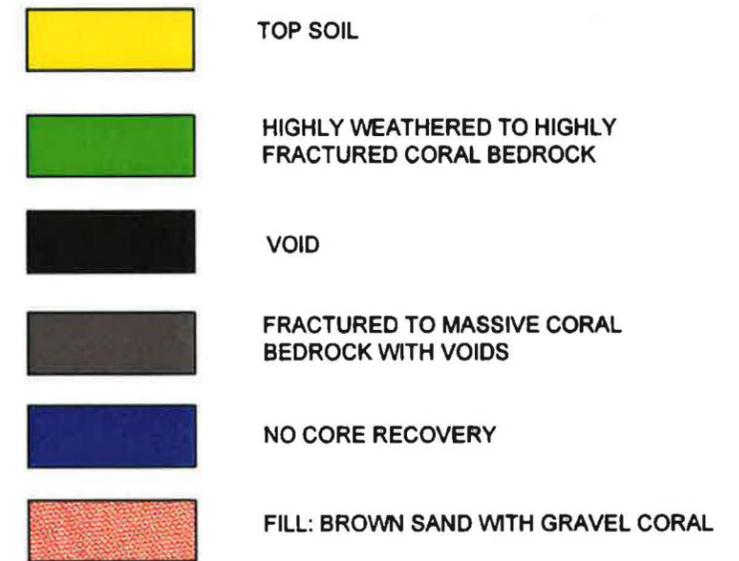
ERI LINE C4 - INTERPRETATION RESULTS



SECTION LEGEND



SIMPLIFIED BOREHOLE LEGEND

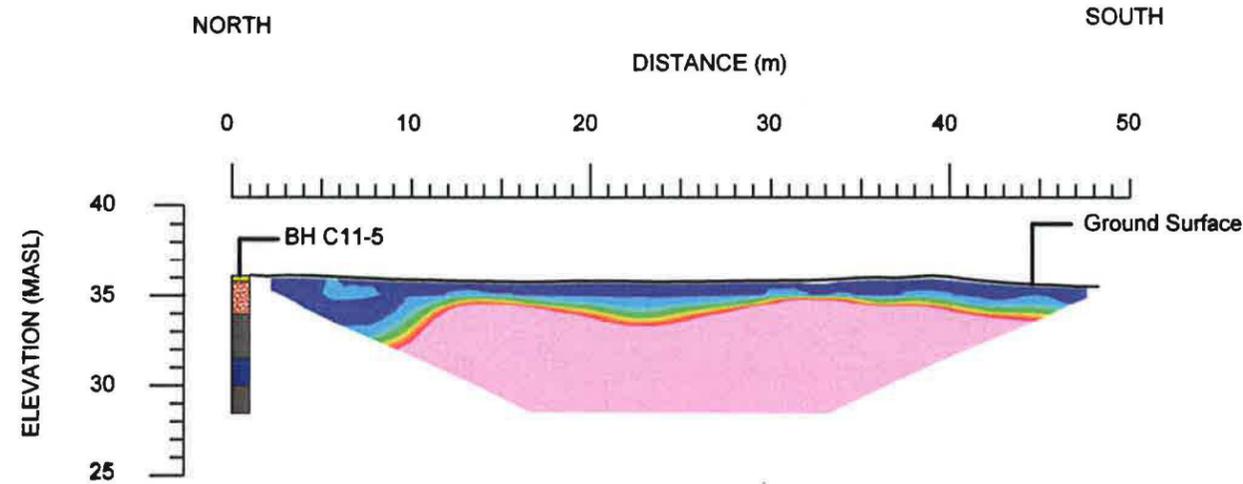


NOTES

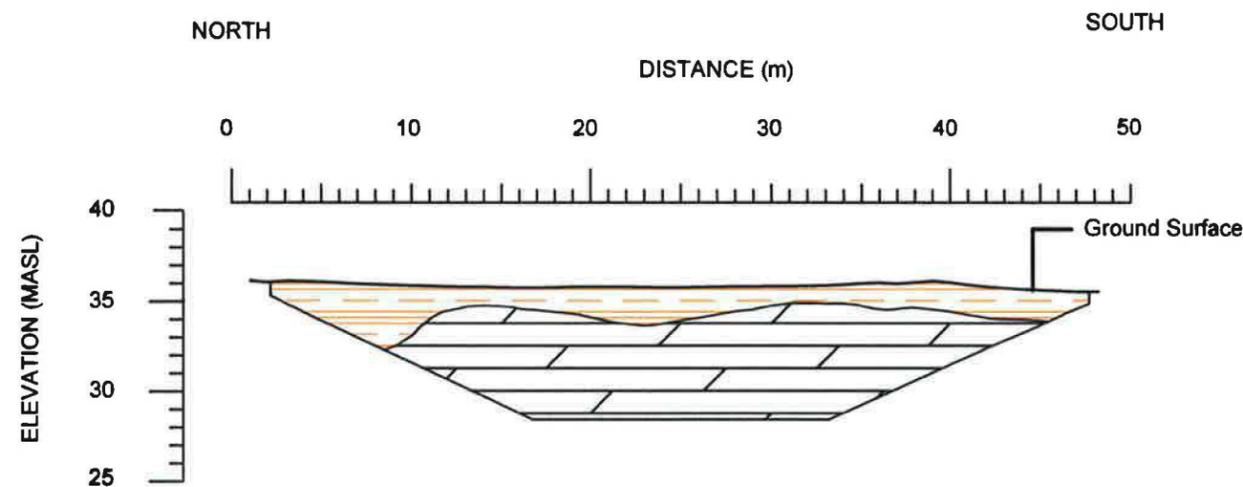
1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report.
2. ERI section generated using the Res2D Software Package.
3. Elevations of the ERI lines presented based on topographic data provided by J.L. Richards and Associates Ltd.
4. Boreholes logs provided by Golder Associates Ltd.

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	TITLE	ERI LINE C4 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	MARCH 2011		
FILE No.		DESIGN	SS	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
PROJECT No.	10-1121-0089	CAD	SS	
		CHECK	CRP	FIGURE 5
		REVIEW	155	

ERI LINE C5 - SURVEY RESULTS



ERI LINE C5 - INTERPRETATION RESULTS

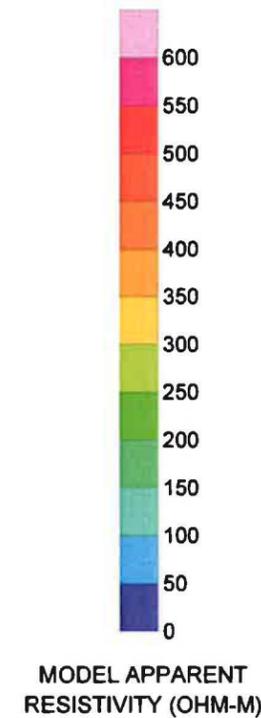


SECTION LEGEND

- TOP SOIL AND/OR HIGHLY WEATHERED AND FRACTURED CORAL BEDROCK
- FRACTURED TO MASSIVE CORAL BEDROCK
- INTERPRETED KARSTIC ZONES

SIMPLIFIED BOREHOLE LEGEND

- TOP SOIL
- HIGHLY WEATHERED TO HIGHLY FRACTURED CORAL BEDROCK
- VOID
- FRACTURED TO MASSIVE CORAL BEDROCK WITH VOIDS
- NO CORE RECOVERY
- FILL: BROWN SAND WITH GRAVEL CORAL

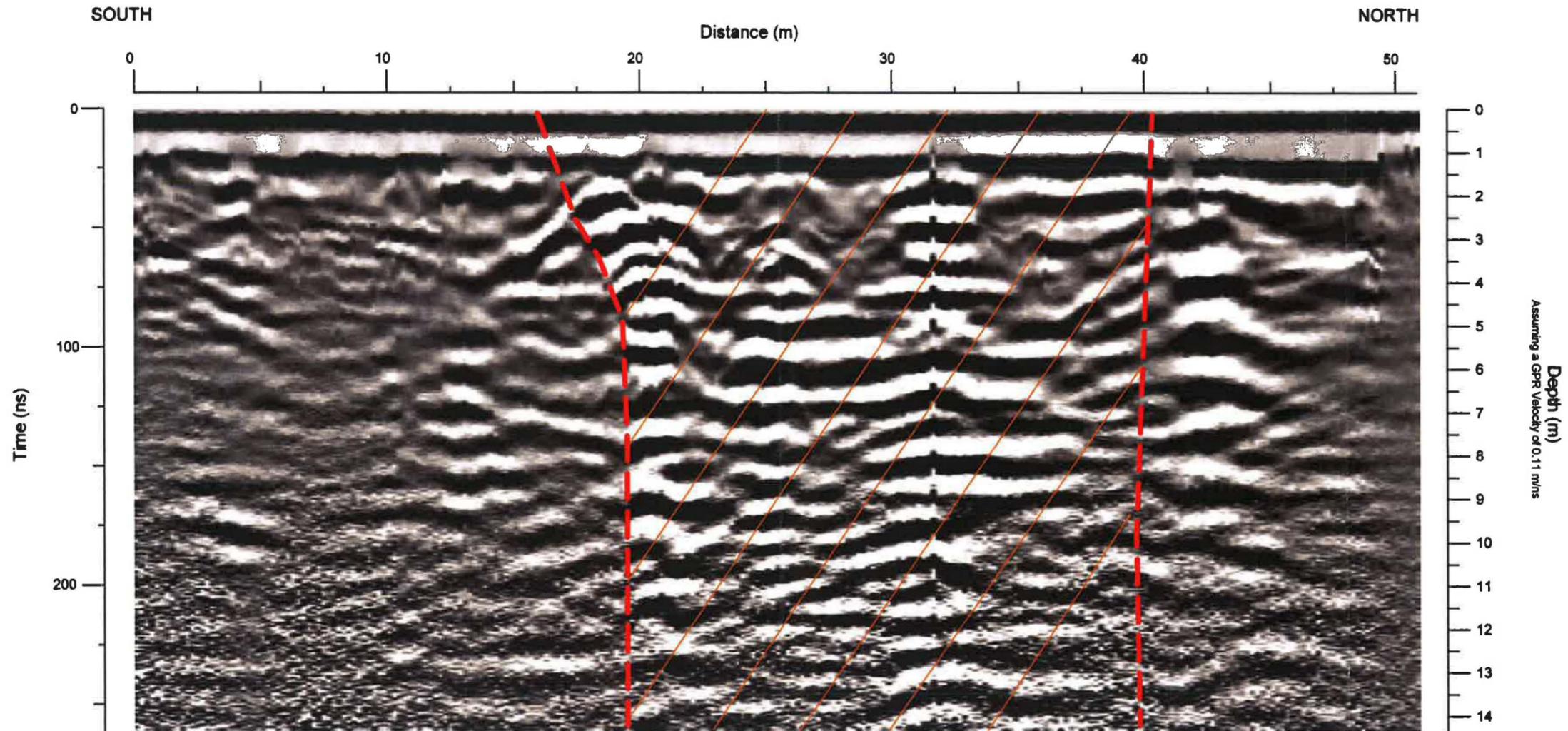


NOTES

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report.
2. ERI section generated using the Res2D Software Package.
3. Elevations of the ERI lines presented based on topographic data provided by J.L. Richards and Associates Ltd.
4. Boreholes logs provided by Golder Associates Ltd.

<p>Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada</p>	SCALE	AS SHOWN	TITLE	<p>ERI LINE C5 INTERPRETED SURVEY RESULTS</p>
	DATE	MARCH 2011		
FILE No.		DESIGN	SS	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
PROJECT No.	10-1121-0089	CAD	SS	
		CHECK	CRP	FIGURE 6
		REVIEW		

GPR LINE GC28 - 100 MHz



Legend

-  Interpreted Karstic Zone
-  Interpreted Air Wave
-  Interpreted Air Wave

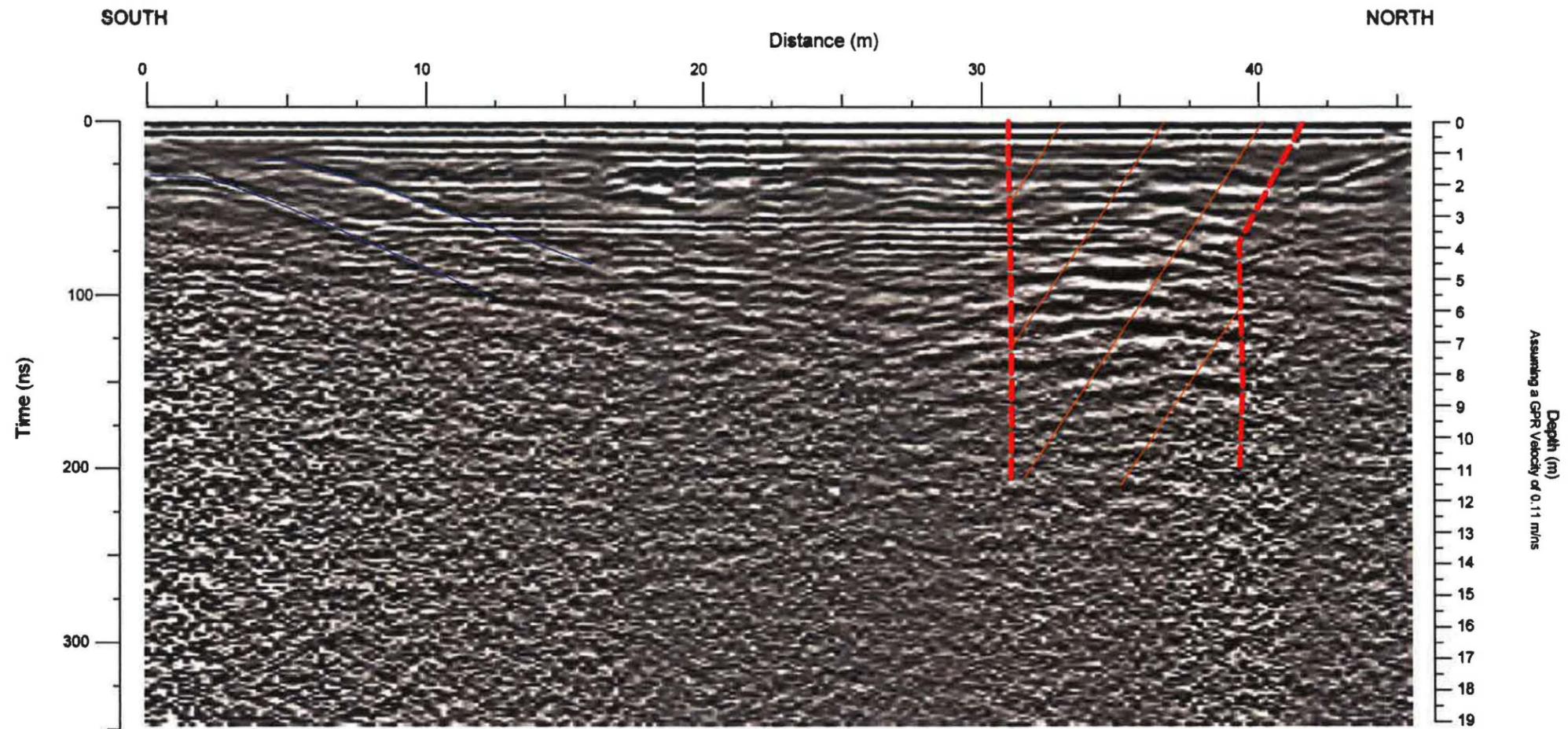
Notes

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report



FILE No.	PROJECT No.	10-1121-0089	REV.	SCALE	AS SHOWN	TITLE	GPR LINE GC28 INTERPRETED SURVEY RESULTS
				DATE	MARCH 2011		
				DESIGN	SS		
				CAD	SS		
				CHECK	CRP		J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
				REVIEW	18		FIGURE 7

GPR LINE GC12 - 50 MHz



Legend

-  Interpreted Karstic Zone
-  Interpreted Air Wave

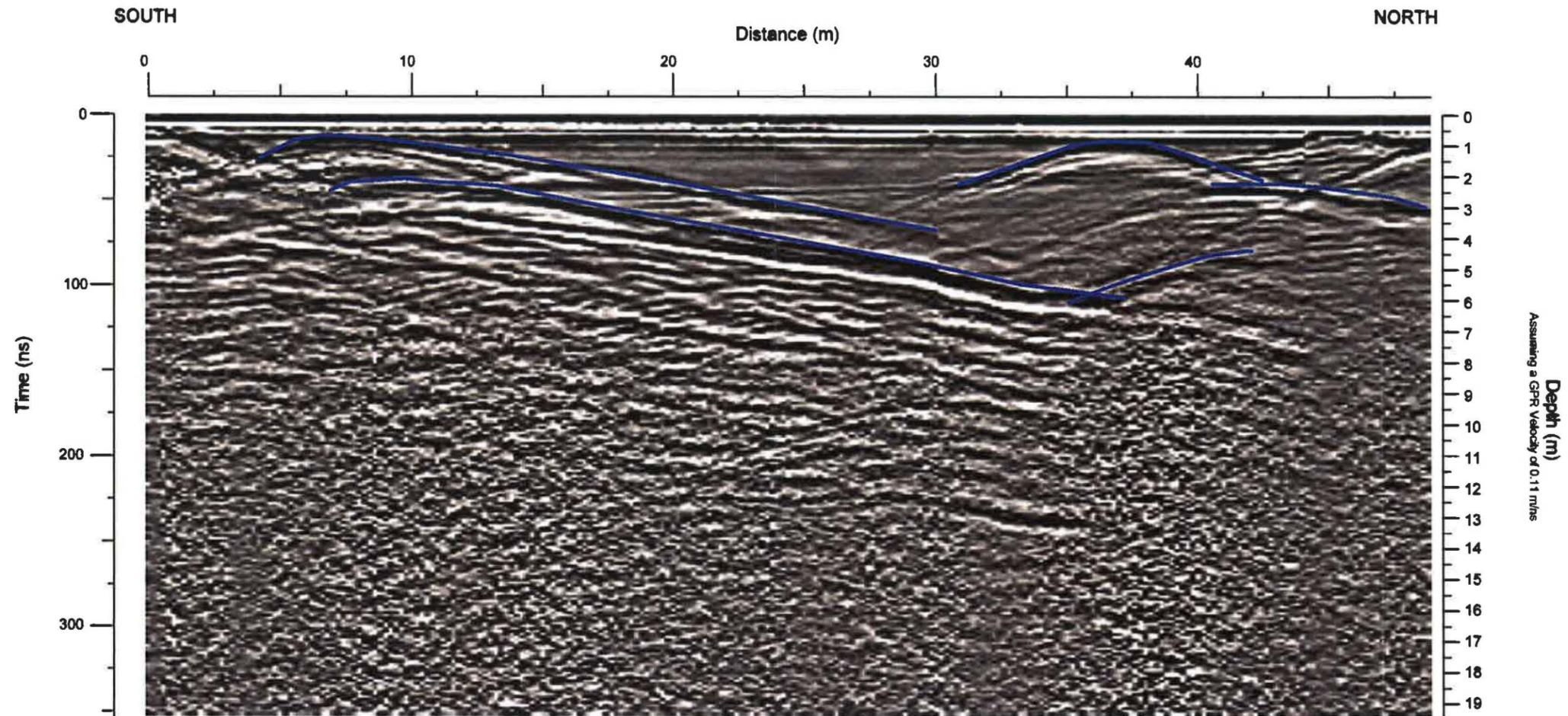
Notes

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report



FILE No.	PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	SCALE AS SHOWN	DATE MARCH 2011	DESIGN SS	CAD SS	CHECK CRP	REVIEW <i>158</i>	TITLE	GPR LINE GC12 INTERPRETED SURVEY RESULTS	
									J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.	FIGURE	8

GPR LINE GC14 - 50 MHz



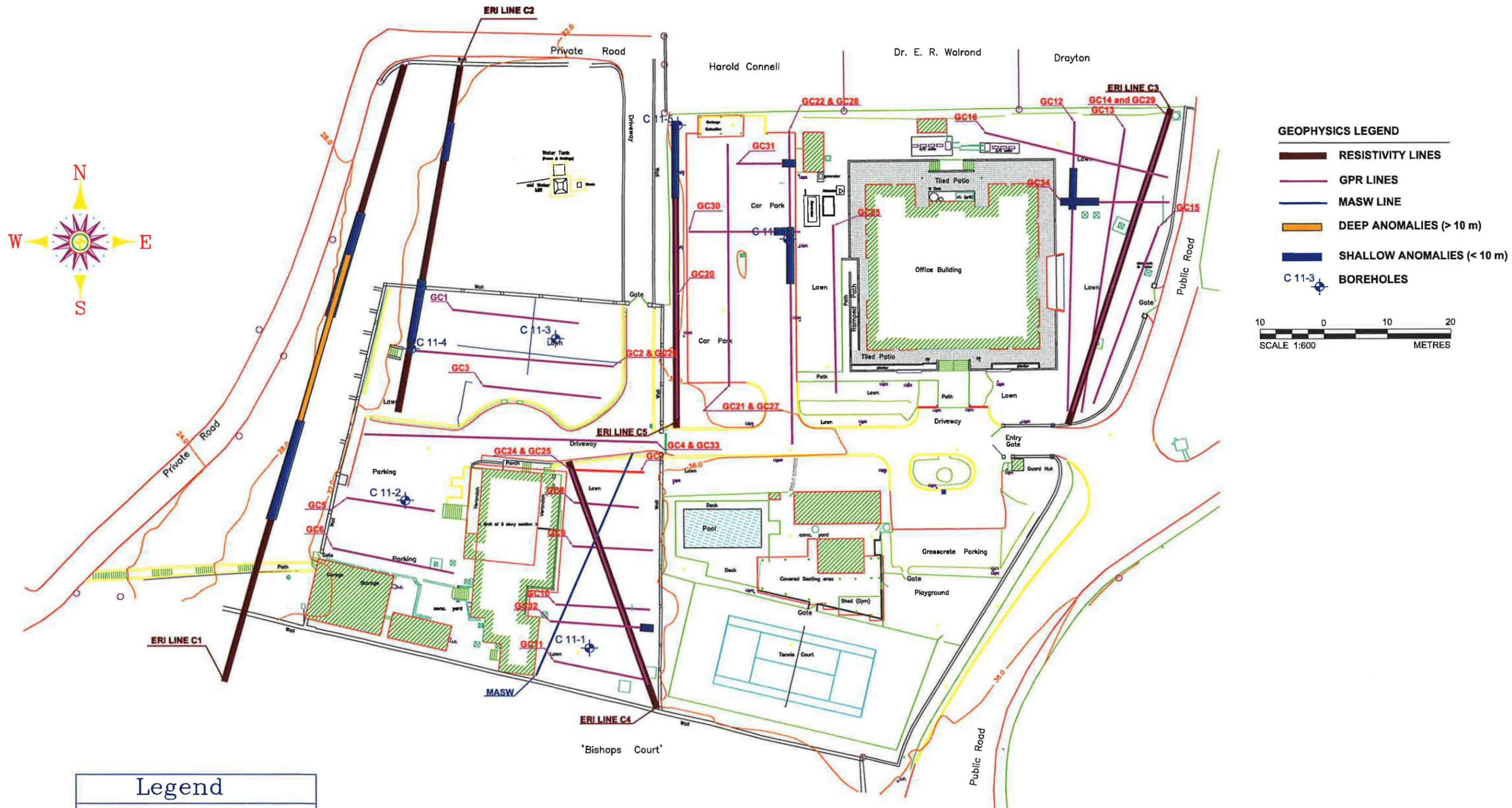
Legend

-  Interpreted Karstic Zone
-  Interpreted Air Wave

Notes

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	GPR LINE GC14 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	DEC 2010	
FILE No.	CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW <i>11/9</i>	



GEOPHYSICS LEGEND

- RESISTIVITY LINES
- GPR LINES
- MASW LINE
- DEEP ANOMALIES (> 10 m)
- SHALLOW ANOMALIES (< 10 m)
- ⊕ BOREHOLES

C 11-3

10 0 10 20
SCALE 1:600 METRES

Legend

Spot Heights in metres above Lamont Datum	■ Building (conc.)
Control Station	— Wall
Tree	— Kerb
Golden Palm (cluster)	— Road edge
Other Palm	— Path edge
Edge of Garden Bed	— Fence/shed
⊗ Inspection Cover/Wall	— Steps (conc.)
— Conc. Gutter / Grill	— Roof overhang
— Electrical Utilities	— Conc. overhang
— Water Pipe	⊕ Boundary corner from plan
⊕ Utility Pole	⊕ Boundary Mark found

Boundary Information taken from a plan by D.G. Godson Certified 1983-11-14

NOTES

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report.
2. Base plan used in the figure provided by J.L. Richards and Associates Ltd.

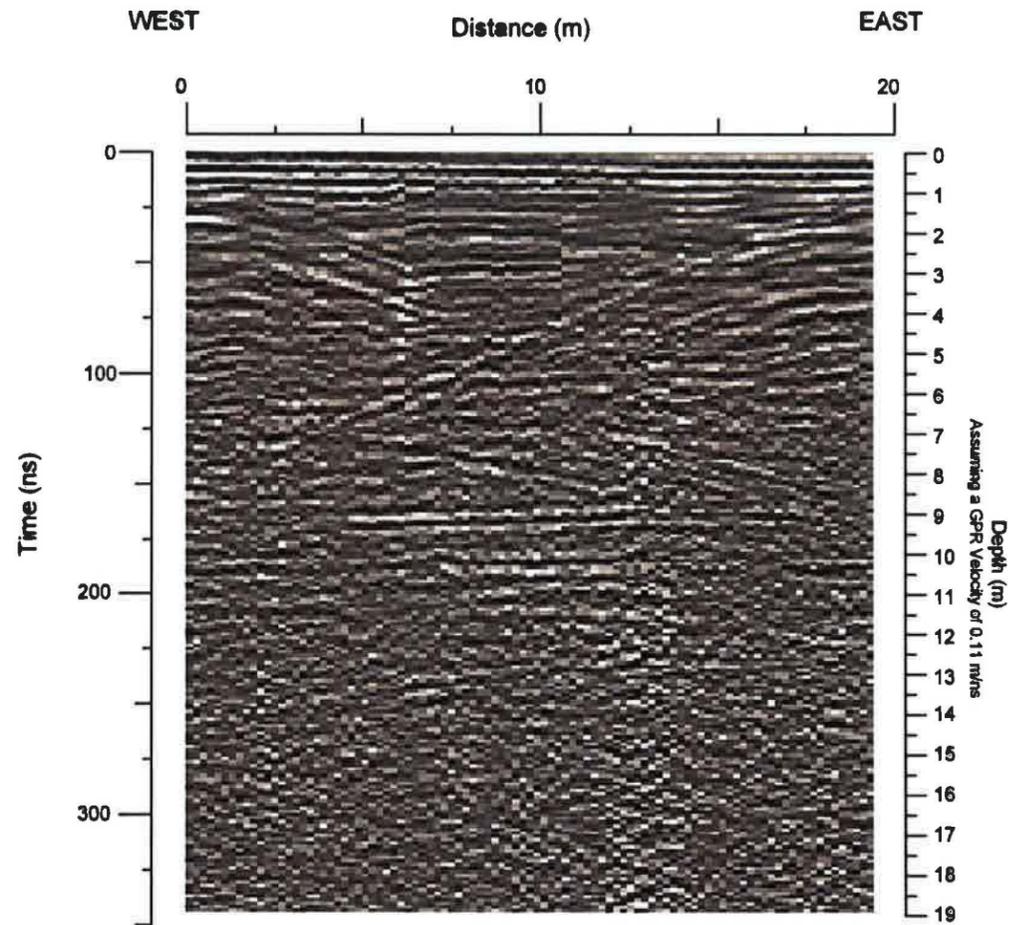
<p>Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada</p>	SCALE 1:600	TITLE
	DATE MARCH 2011	GEOPHYSICAL ANOMALY MAP - CANADIAN HIGH COMMISSION
FILE No.	CHECK CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
PROJECT No. 10-1121-0089	REVIEW 155	
DESIGN SS	REV.	FIGURE 10
CAD SS		



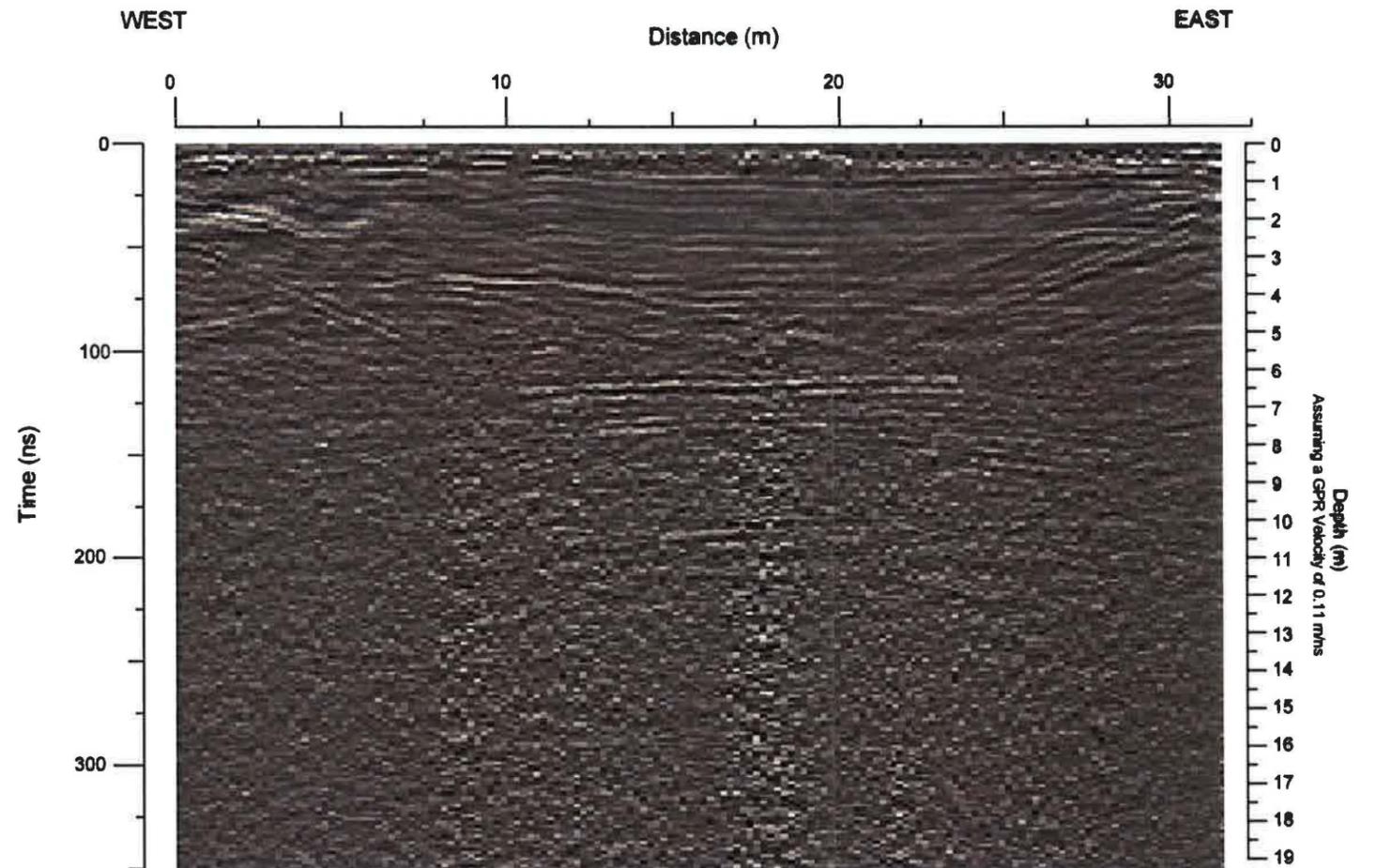
APPENDIX A

Figures A1 to A17

GPR LINE GC1 - 50 MHz



GPR LINE GC2 - 50 MHz

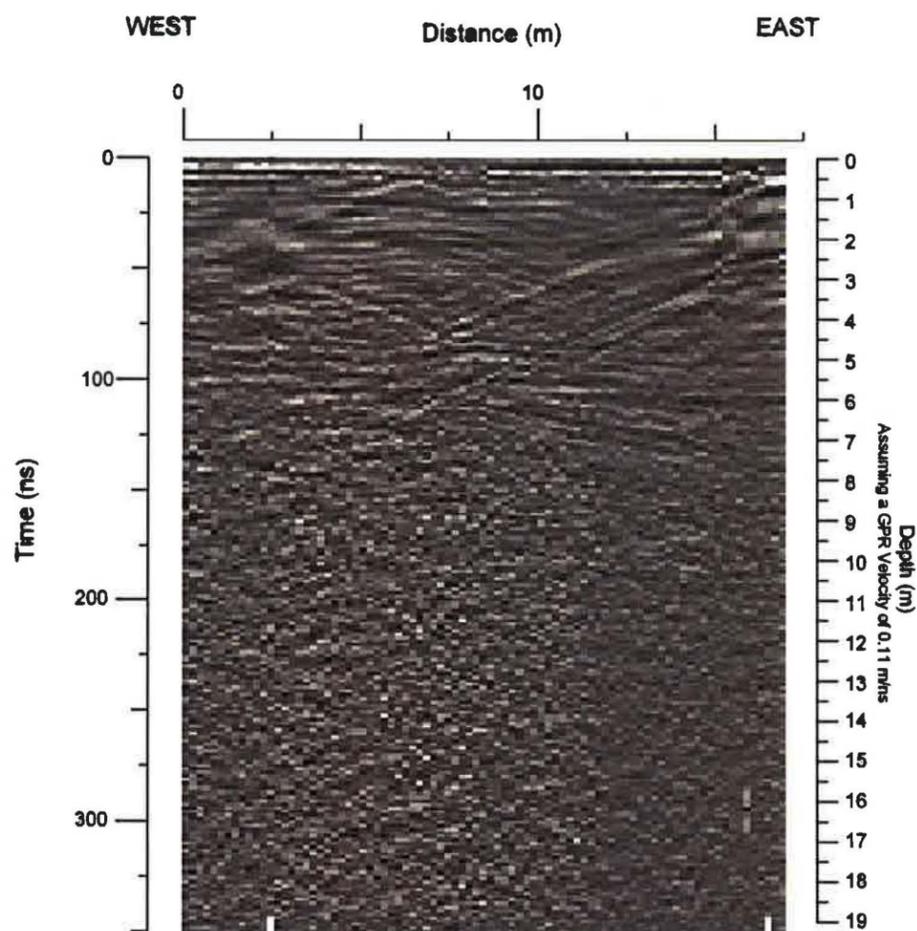


Notes

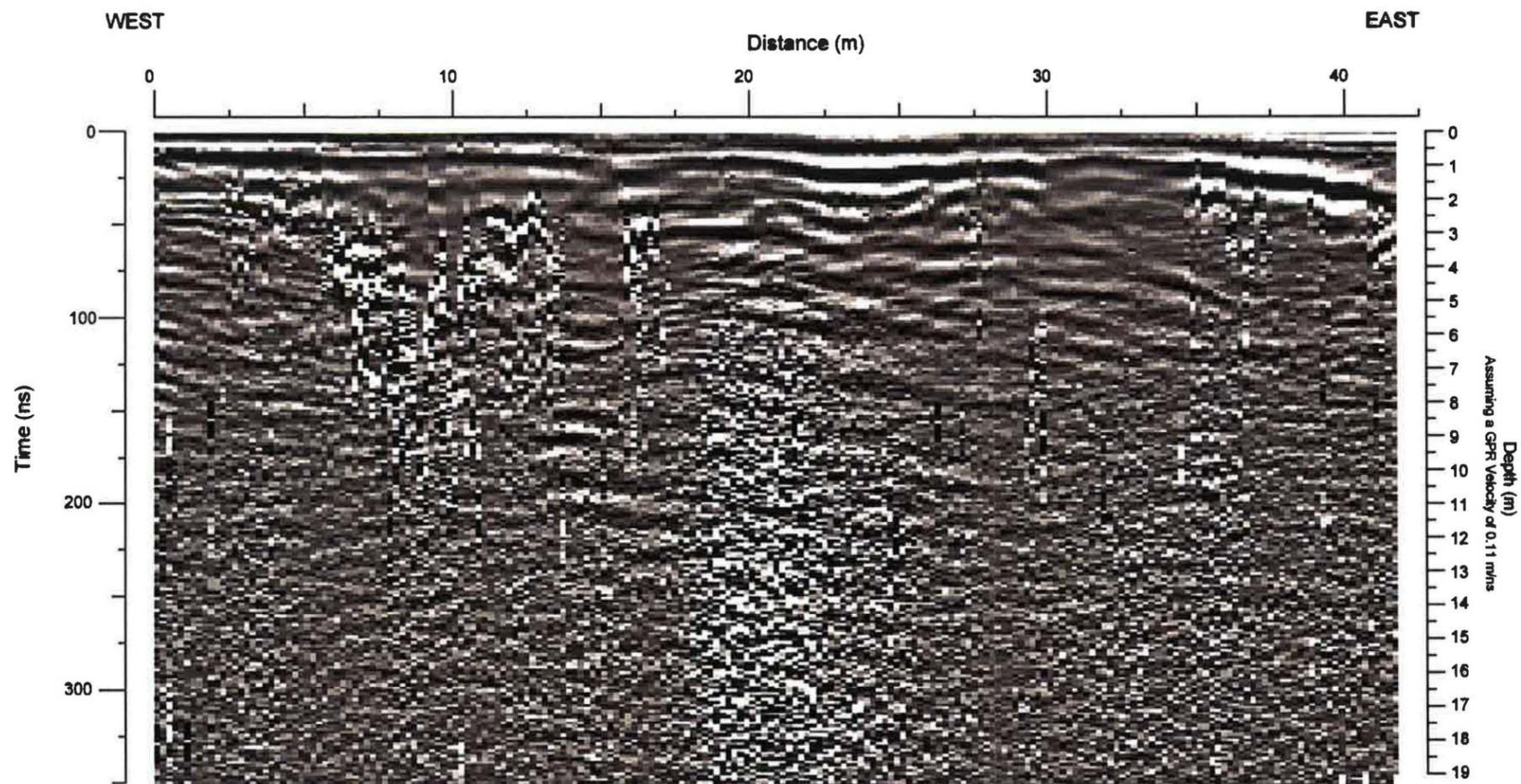
1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	TITLE GPR LINES GC1 and GC2 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	APRIL 2011	
	DESIGN	SS	
	CAD	SS	
FILE No.	CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW <i>AS</i>	

GPR LINE GC3 - 50 MHz



GPR LINE GC4 - 50 MHz

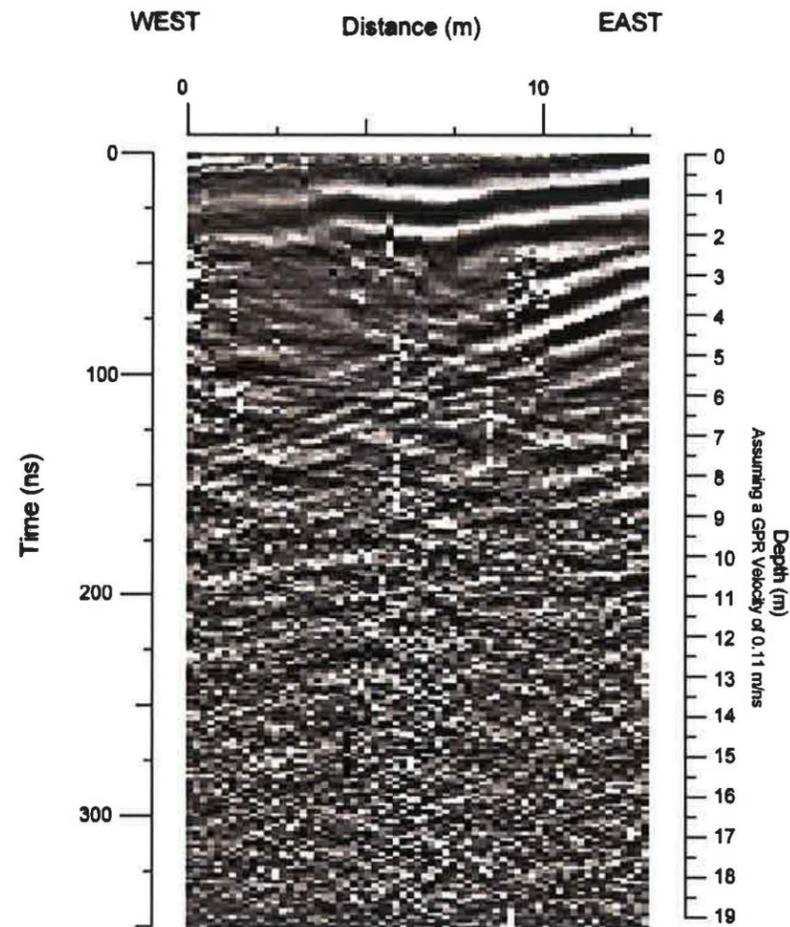


Notes

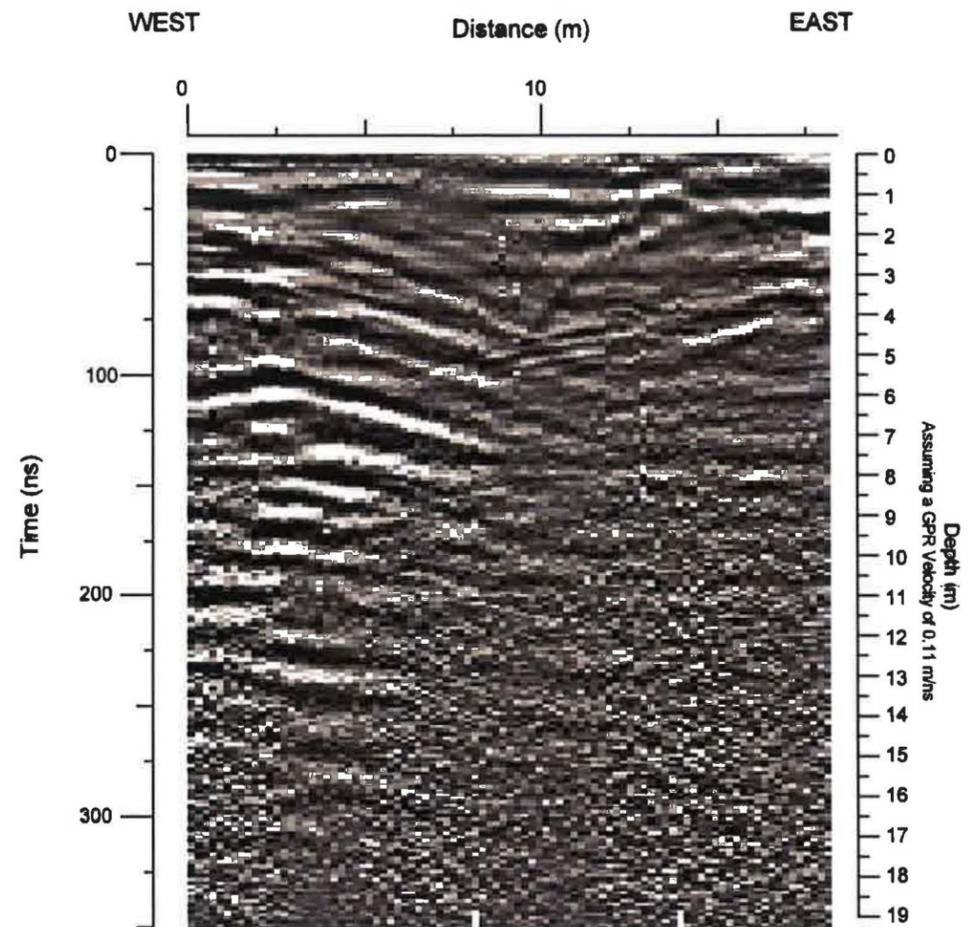
1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 <p>Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada</p>	SCALE	AS SHOWN	TITLE	<p>GPR LINES GC3 and GC4 INTERPRETED SURVEY RESULTS</p>
	DATE	APRIL 2011		
FILE No.	CHECK	CRP	<p>J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.</p>	<p>FIGURE A2</p>
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW 155		

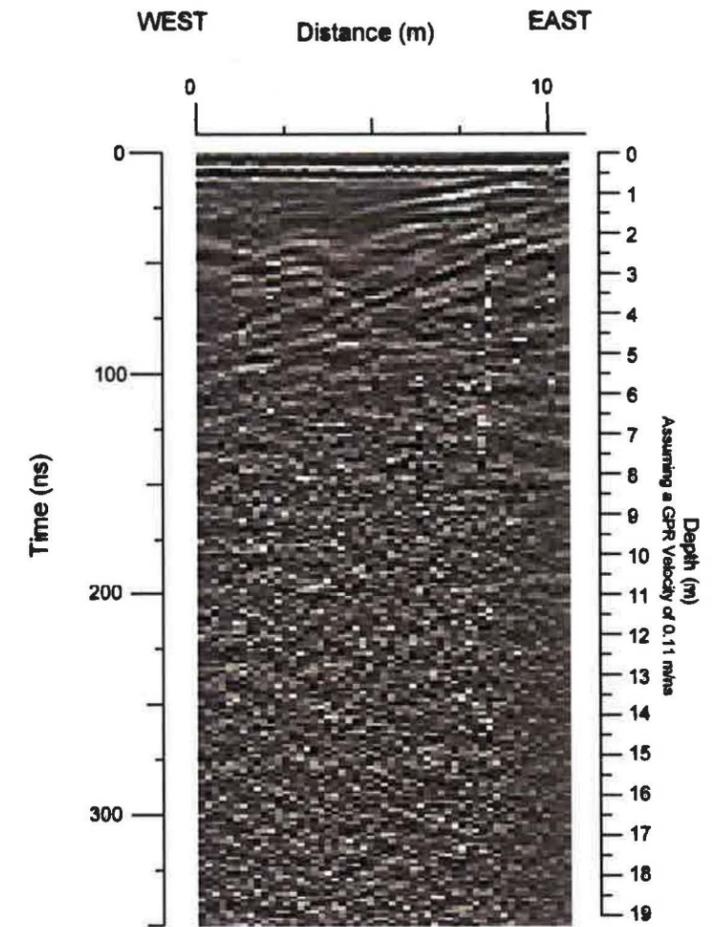
GPR LINE GC5 - 50 MHz



GPR LINE GC6 - 50 MHz



GPR LINE GC7 - 50 MHz

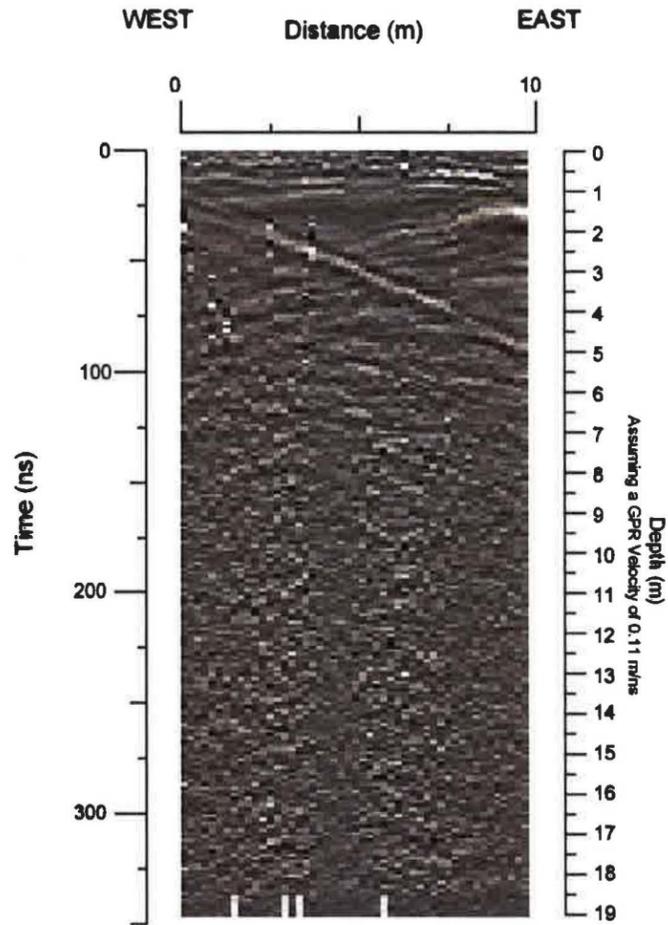


Notes

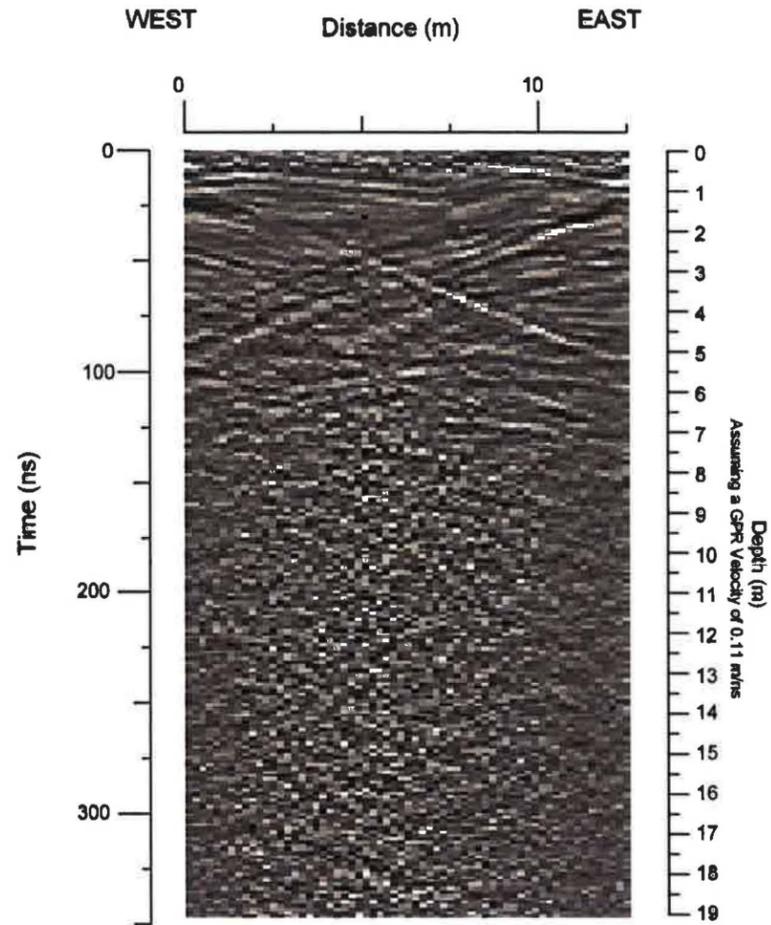
1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 <p>Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada</p>	SCALE	AS SHOWN	<p>TITLE</p> <p>GPR LINES GC5, GC6 and GC7 INTERPRETED SURVEY RESULTS</p>
	DATE	APRIL 2011	
	DESIGN	SS	
	CAD	SS	
FILE No.	CHECK	CRP	<p>J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.</p>
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW <i>ASS</i>	

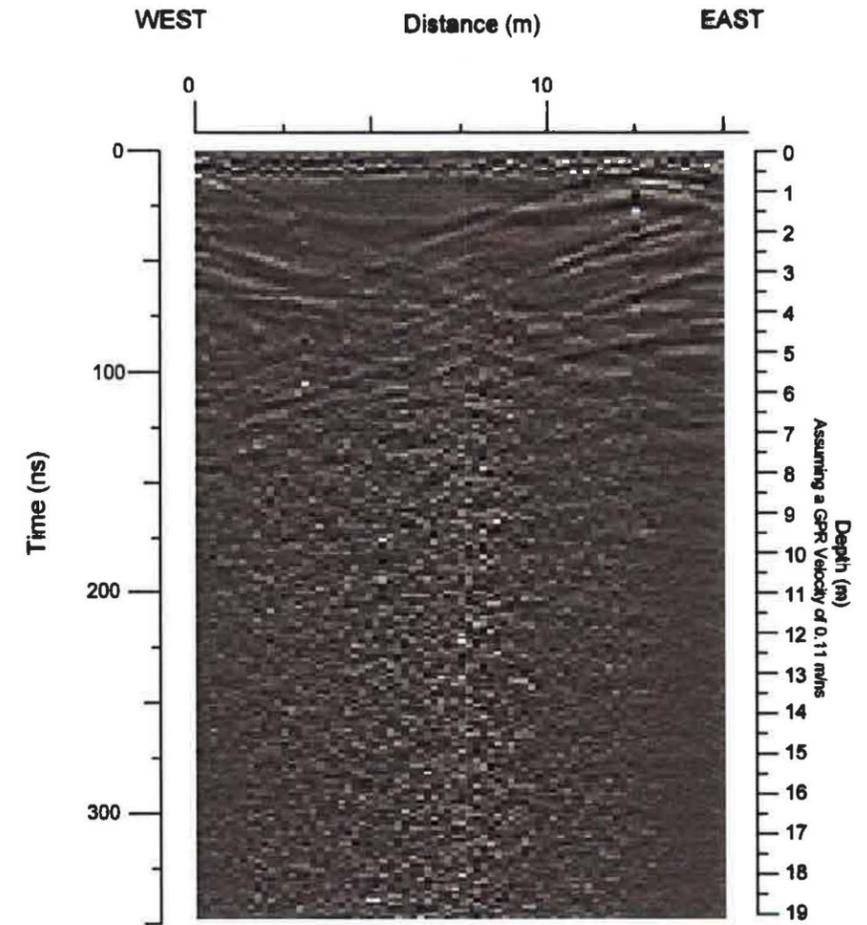
GPR LINE GC8 - 50 MHz



GPR LINE GC9 - 50 MHz



GPR LINE GC10 - 50 MHz

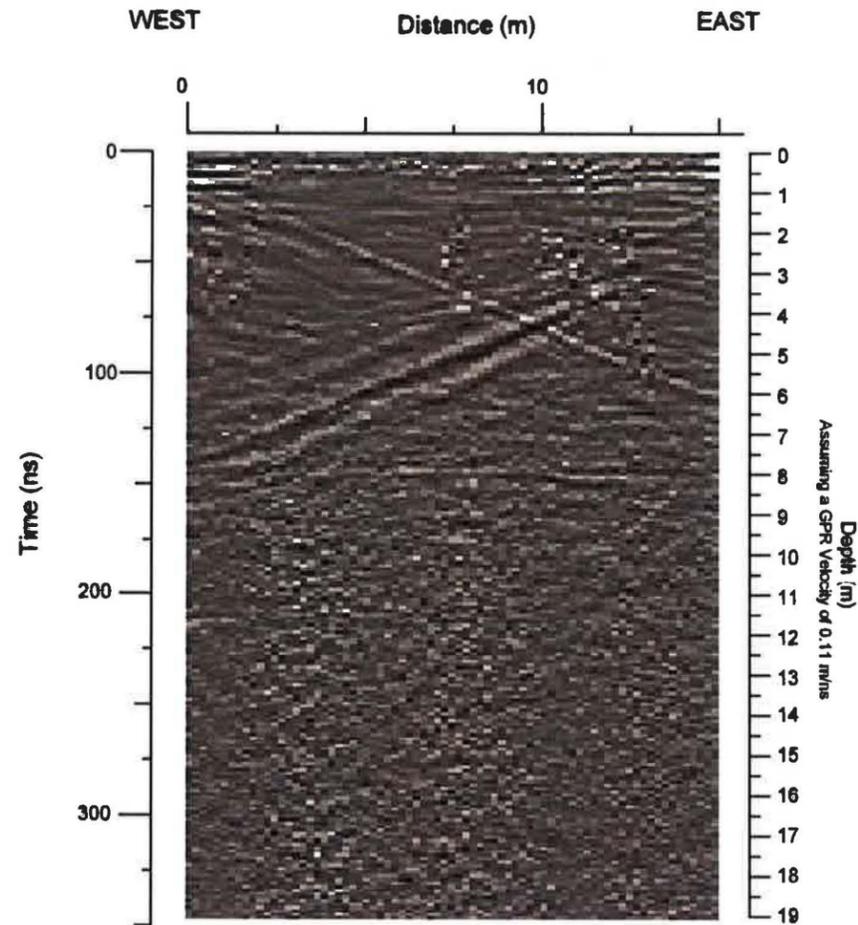


Notes

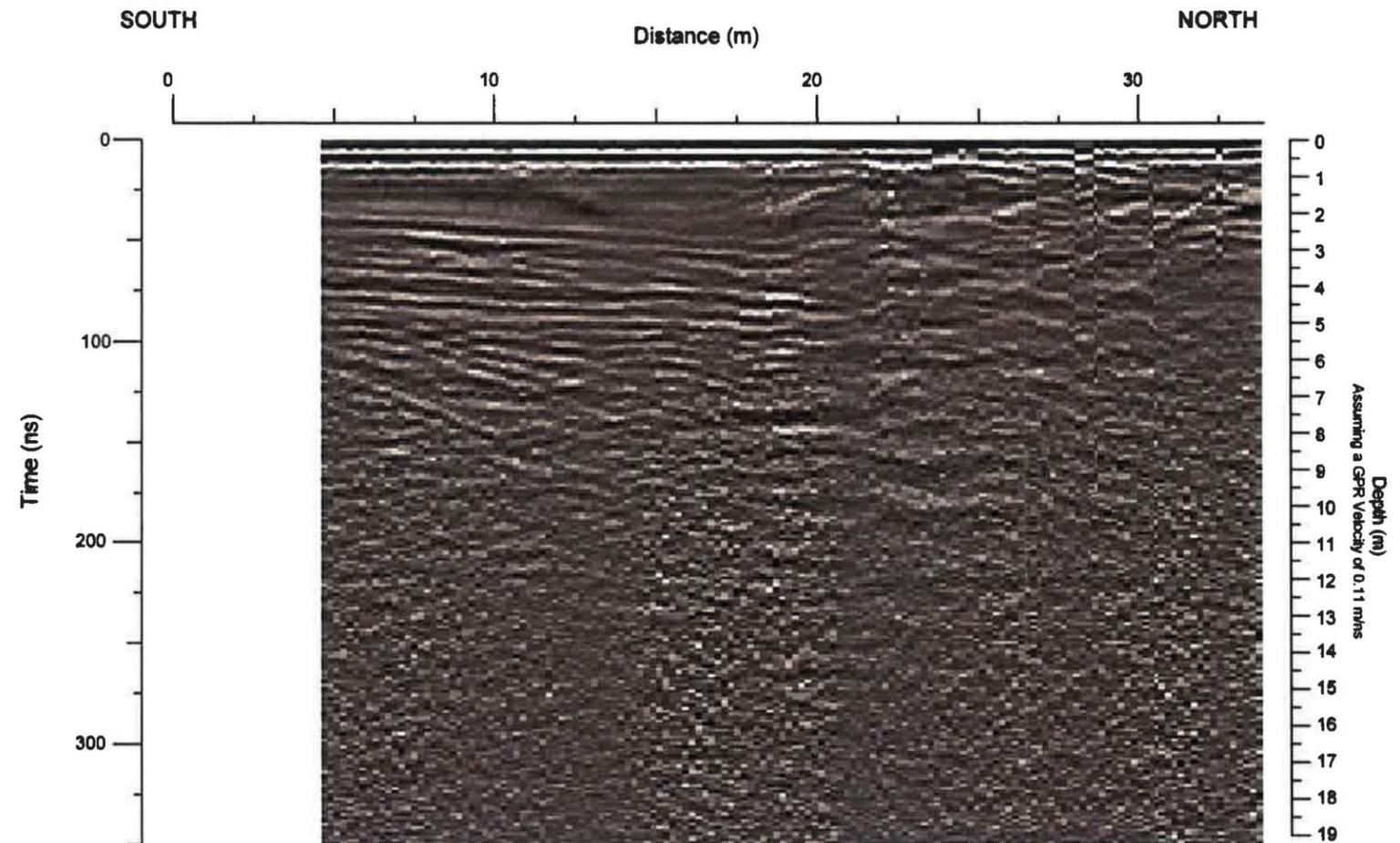
1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	TITLE	GPR LINES GC8, GC9 and GC10 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	APRIL 2011		
FILE No.	CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.	FIGURE A4
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW <i>AS</i>		

GPR LINE GC11 - 50 MHz



GPR LINE GC13 - 50 MHz

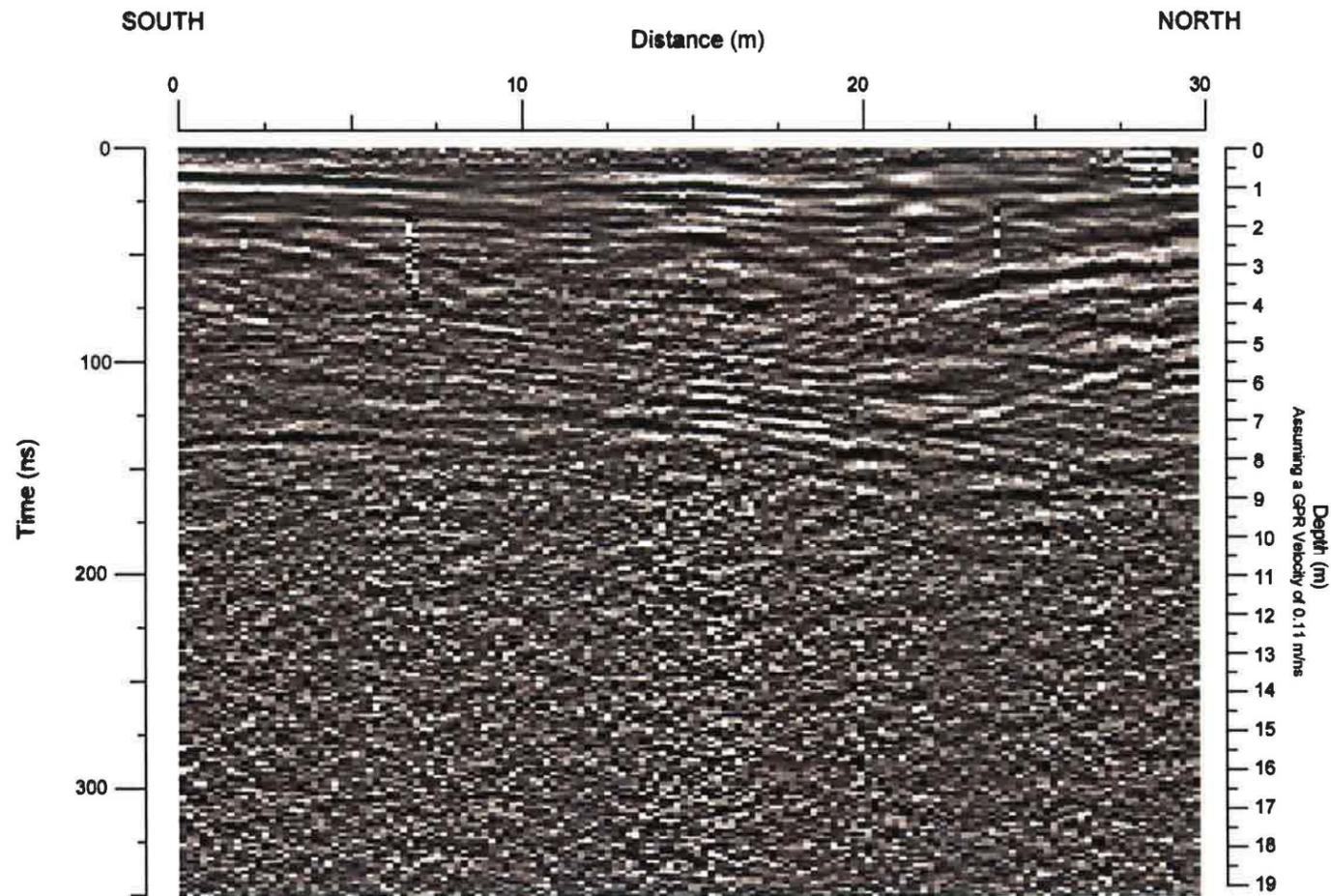


Notes

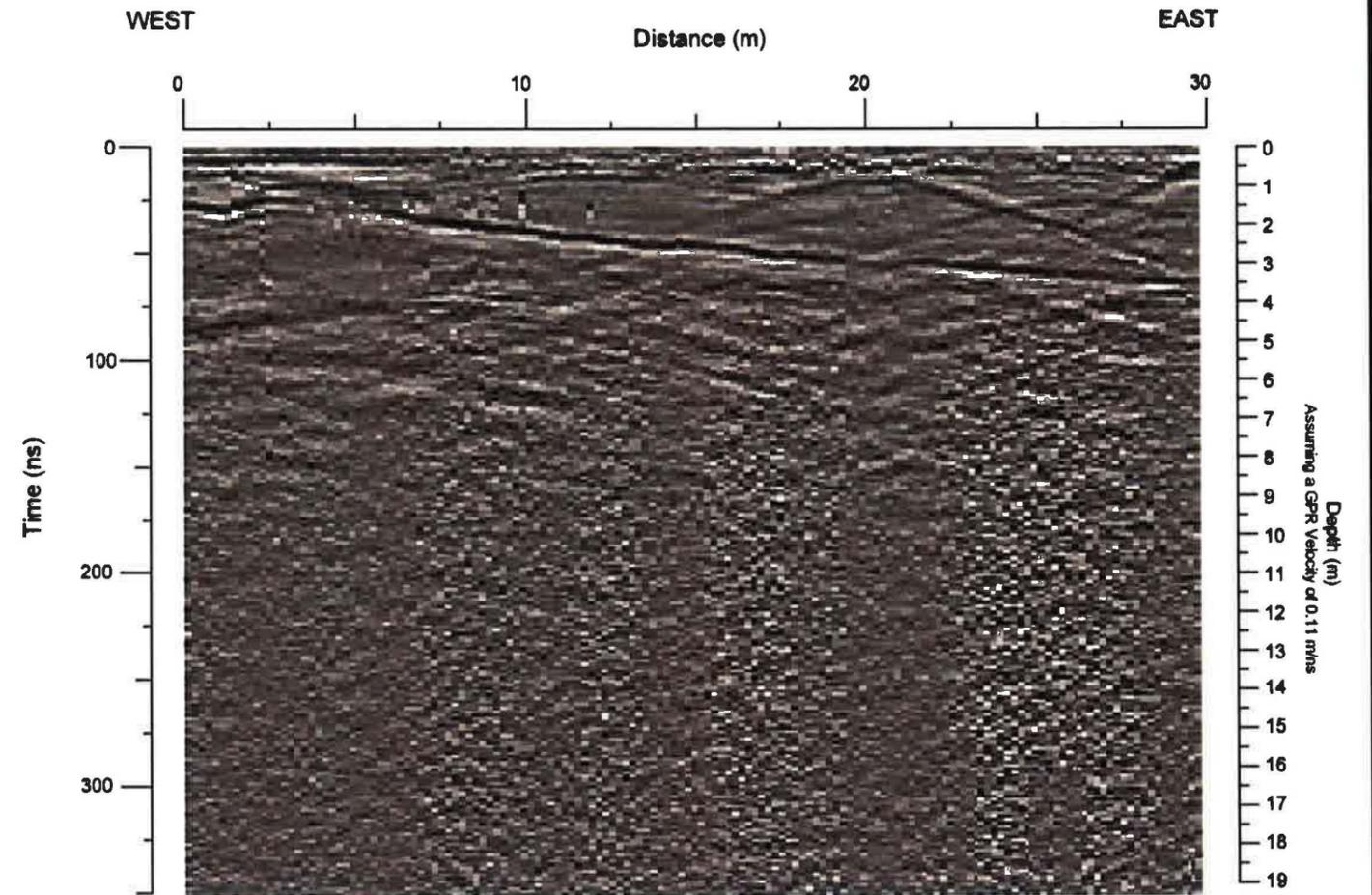
1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	TITLE GPR LINES GC11 and GC13 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	APRIL 2011	
FILE No.	CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW <i>ASS</i>	

GPR LINE GC15 - 50 MHz



GPR LINE GC16 - 50 MHz

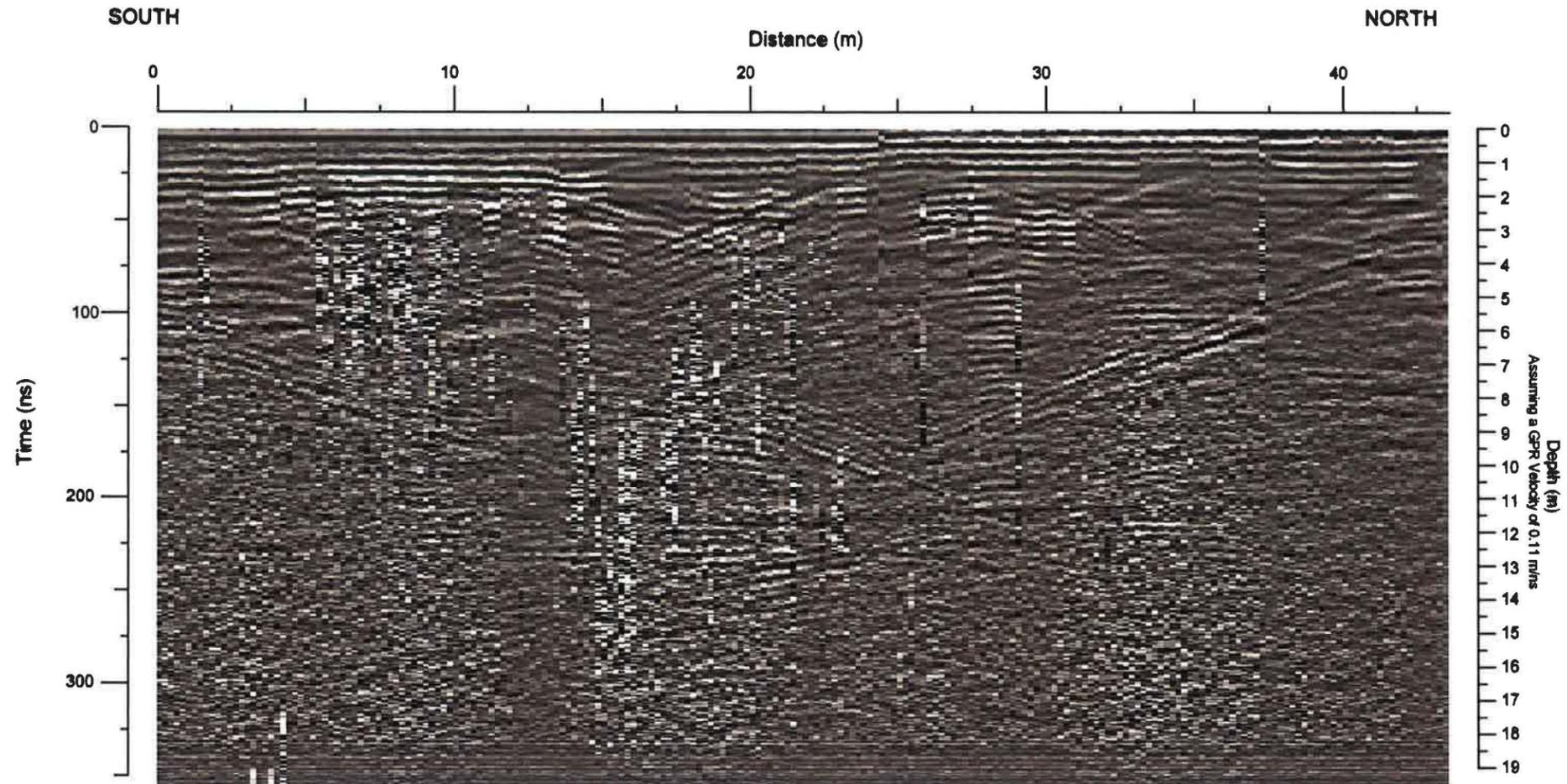


Notes

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	TITLE GPR LINES GC15 and GC16 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	APRIL 2011	
FILE No.	CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW 155	
			FIGURE A6

GPR LINE GC20 - 50 MHz

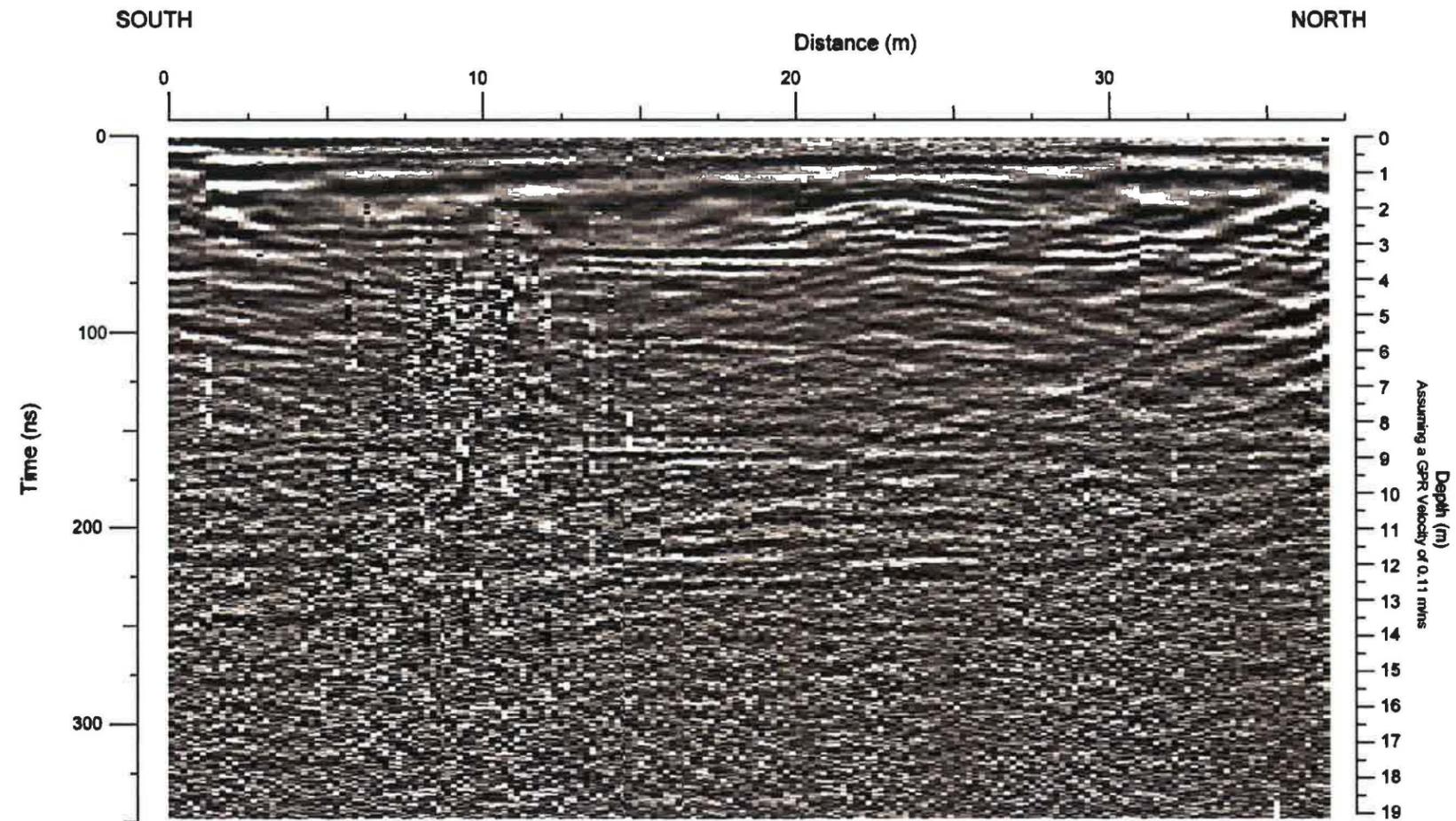


Notes

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	TITLE	<p style="text-align: center;">GPR LINE GC20 INTERPRETED SURVEY RESULTS</p>
	DATE	APRIL 2011		
	DESIGN	SS		
	CAD	SS		
FILE No.	CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.	FIGURE A7
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW 155		

GPR LINE GC21 - 50 MHz

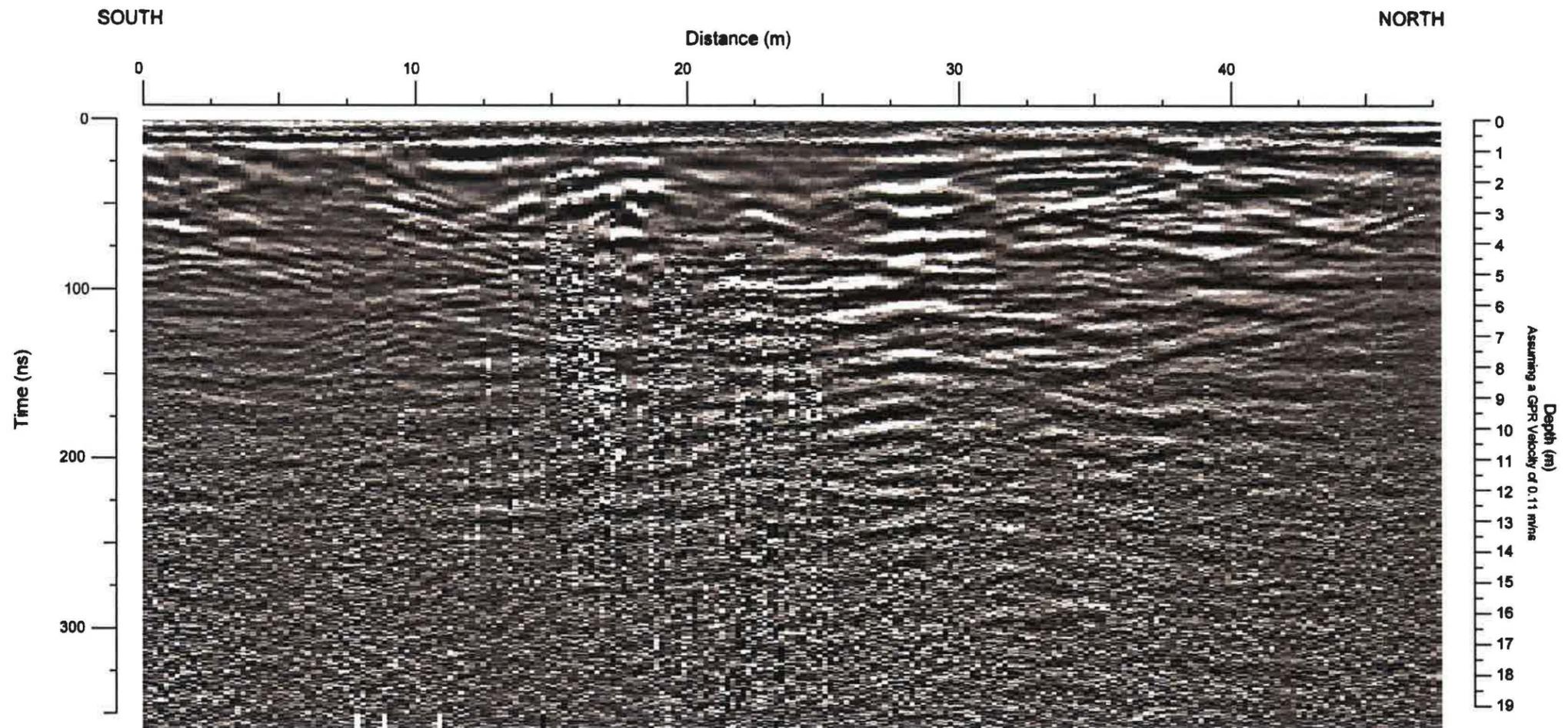


Notes

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	TITLE GPR LINE GC21 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	APRIL 2011	
DESIGN	SS		
CAD	SS		
FILE No.	CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW 155	

GPR LINE GC22 - 50 MHz

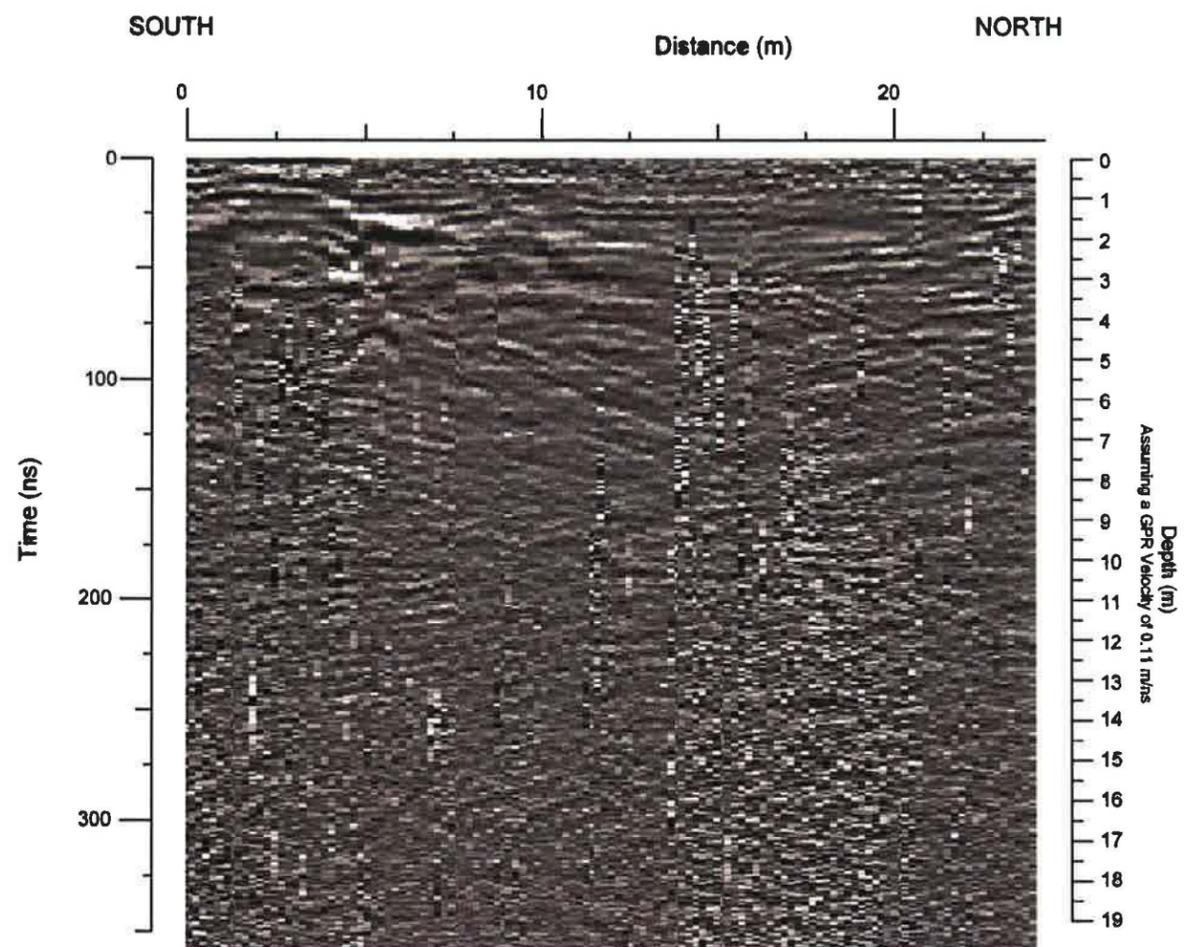


Notes

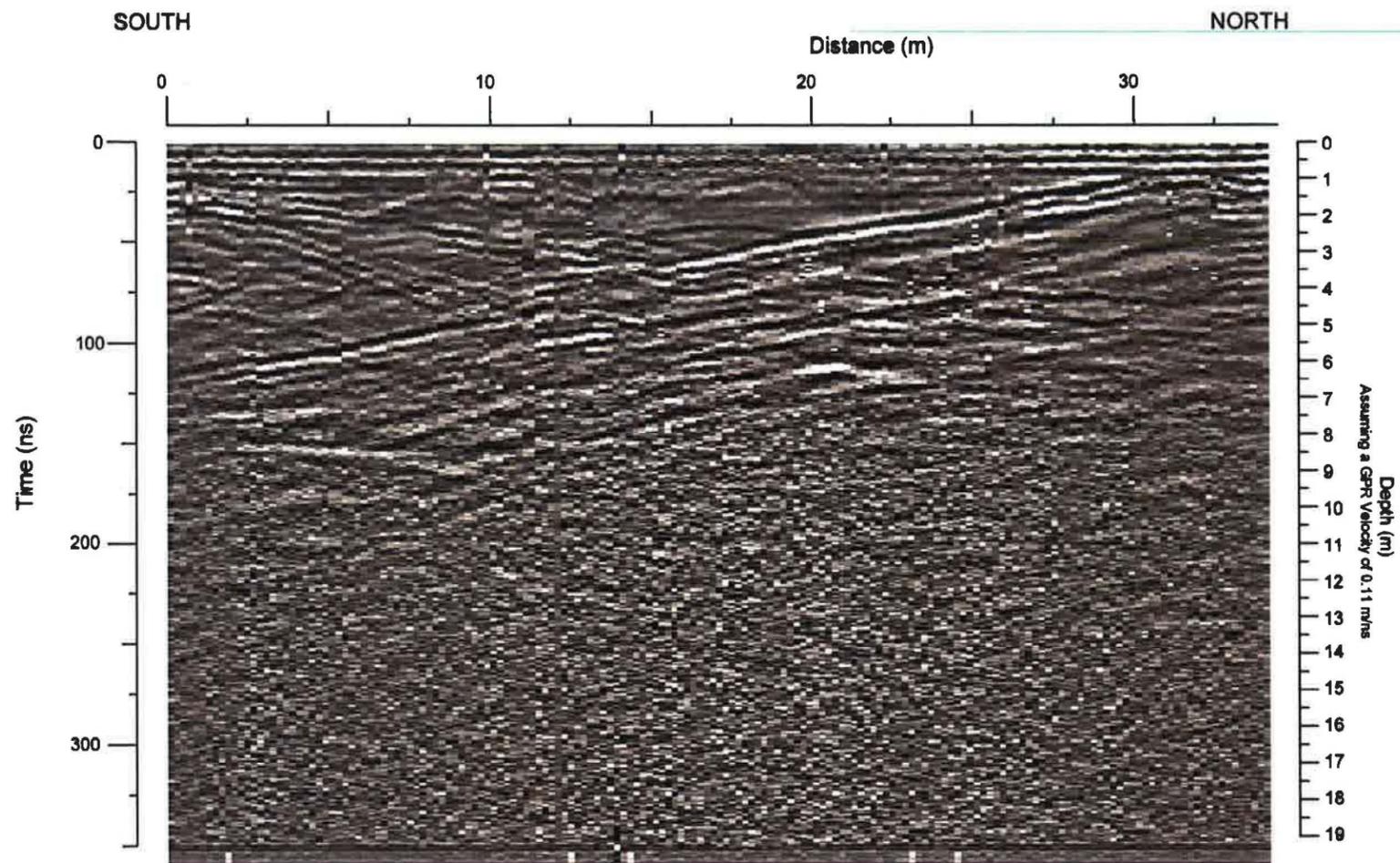
1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	TITLE GPR LINE GC22 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	APRIL 2011	
	DESIGN	SS	
	CAD	SS	
FILE No.	CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW 155	

GPR LINE GC23 - 50 MHz



GPR LINE GC24 - 50 MHz

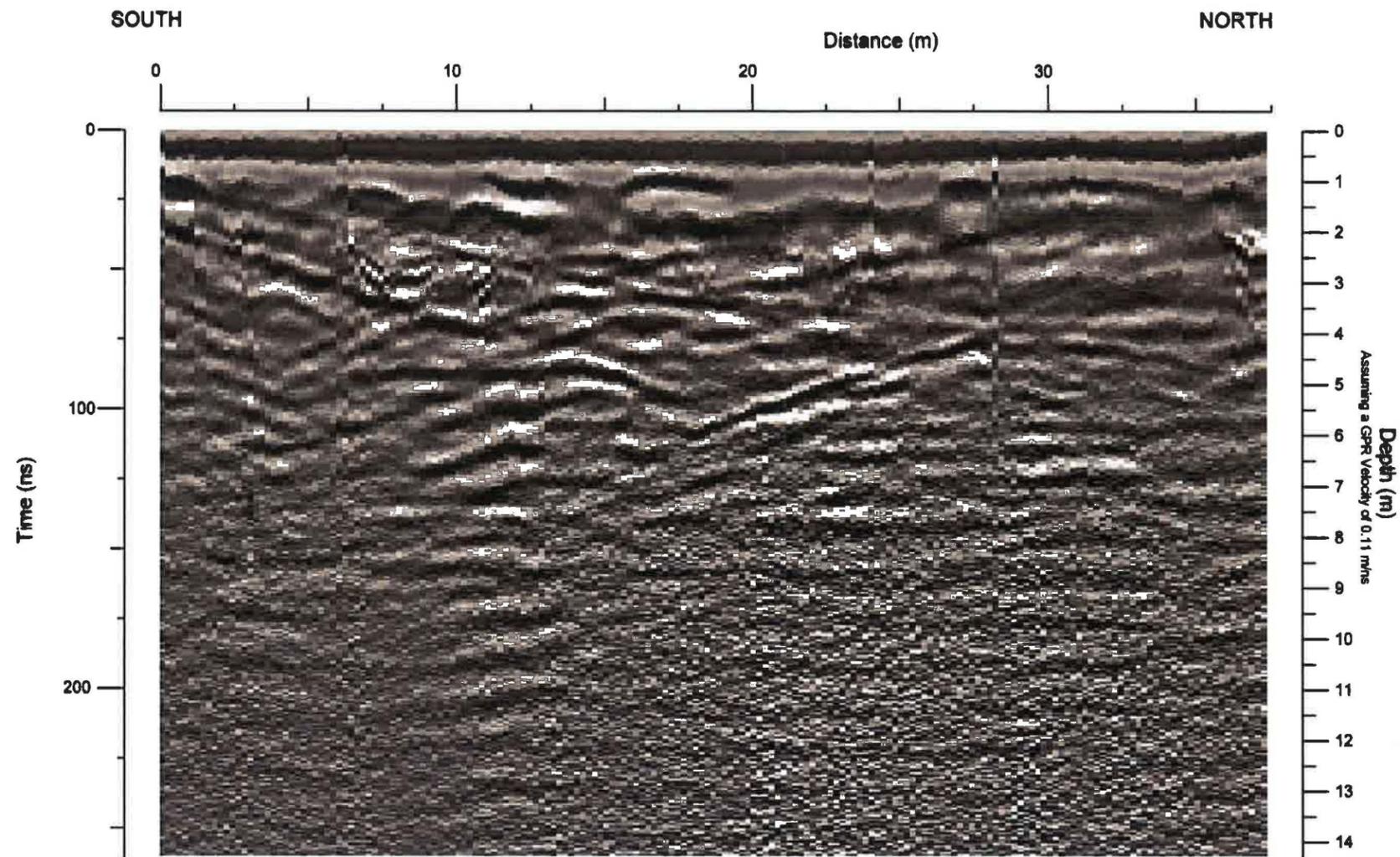


Notes

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	TITLE	GPR LINES GC23 and GC24 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	APRIL 2011		
FILE No.	CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.	FIGURE A10
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW <i>AS</i>		

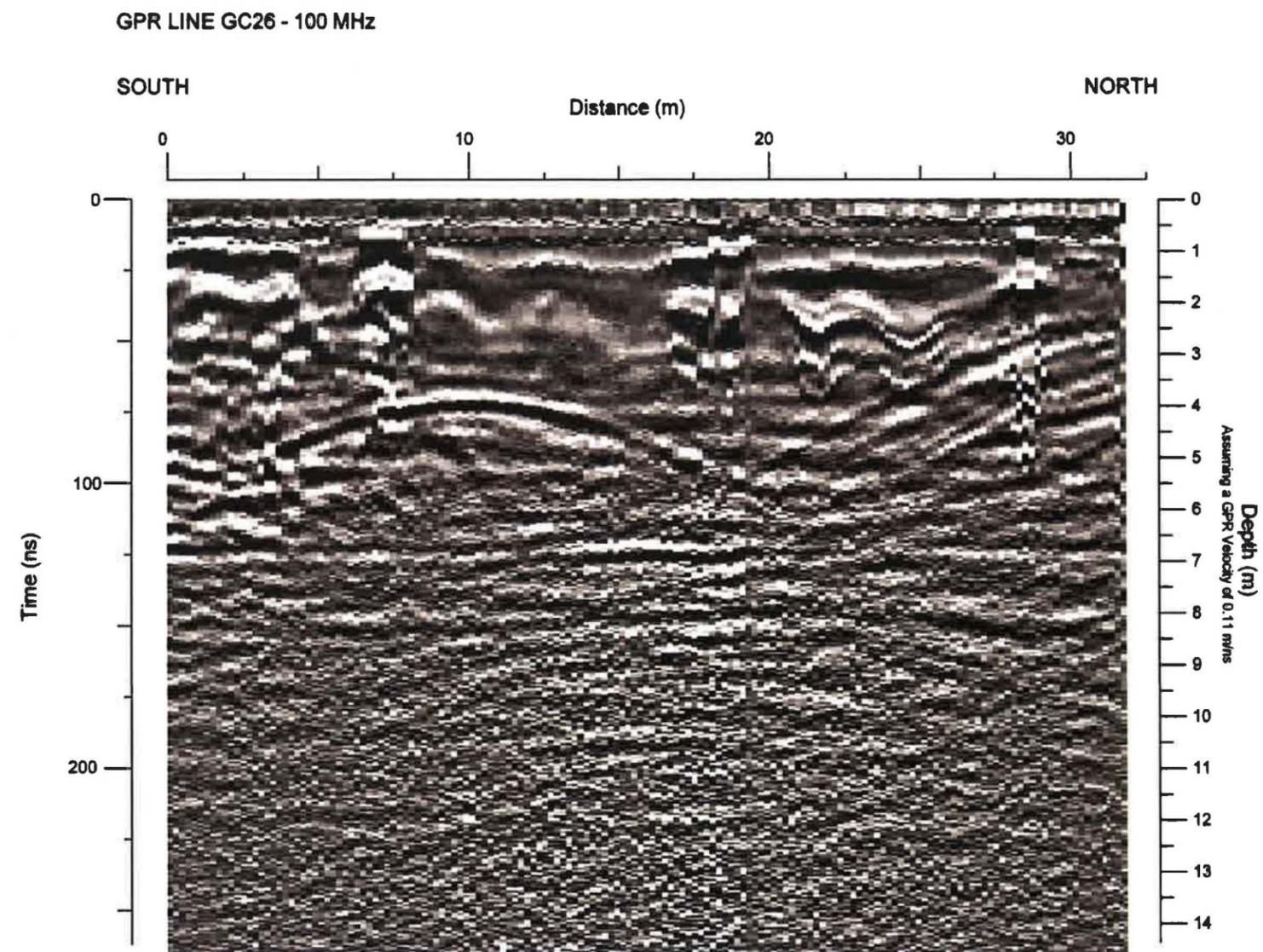
GPR LINE GC25 - 100 MHz



Notes

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	TITLE
	DATE	APRIL 2011	GPR LINE GC25 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DESIGN	SS	
	CAD	SS	
FILE No.	CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	155	

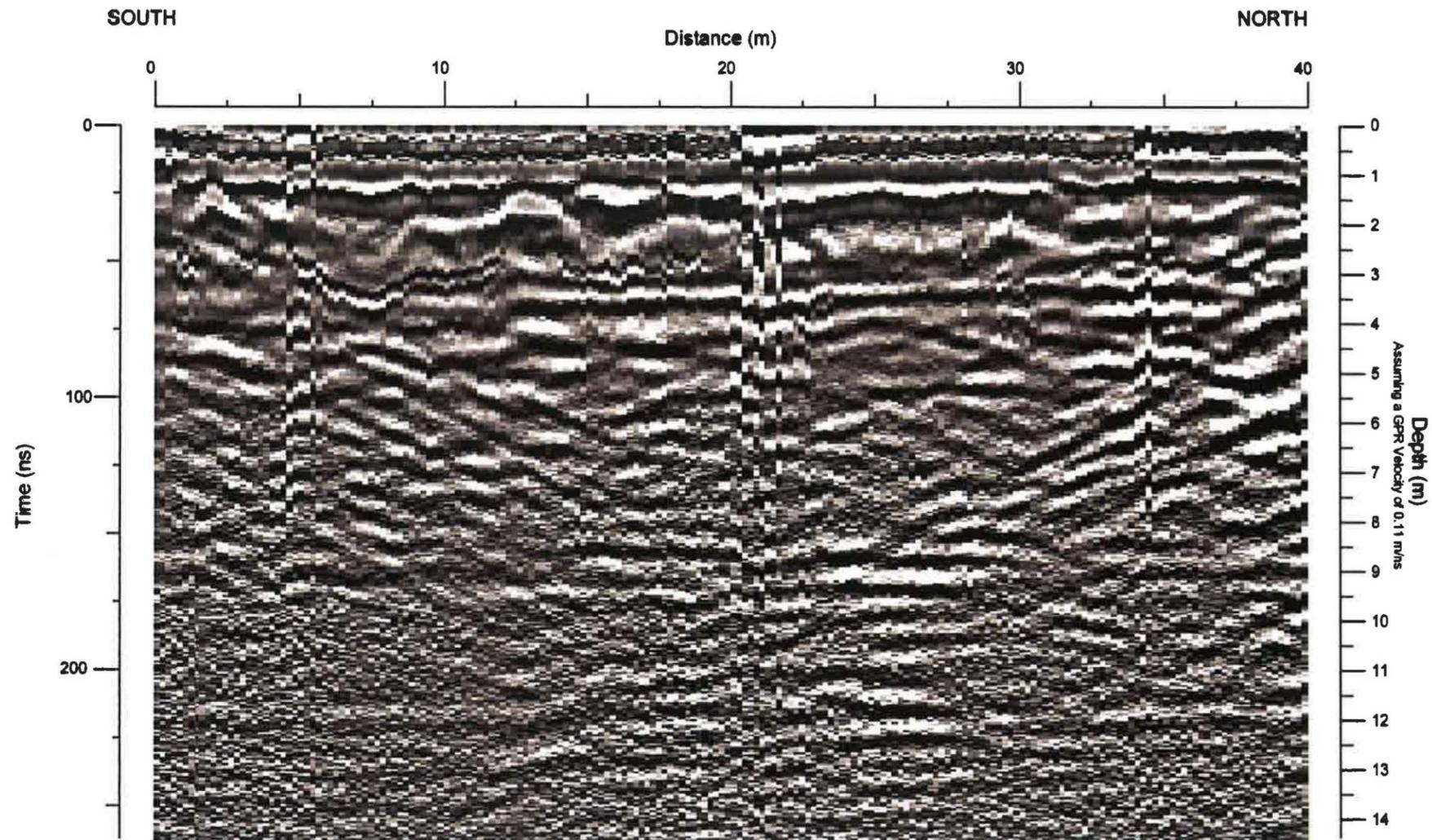


Notes

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	GPR LINE GC26 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	APRIL 2011	
FILE No.	CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW <i>1 SS</i>	

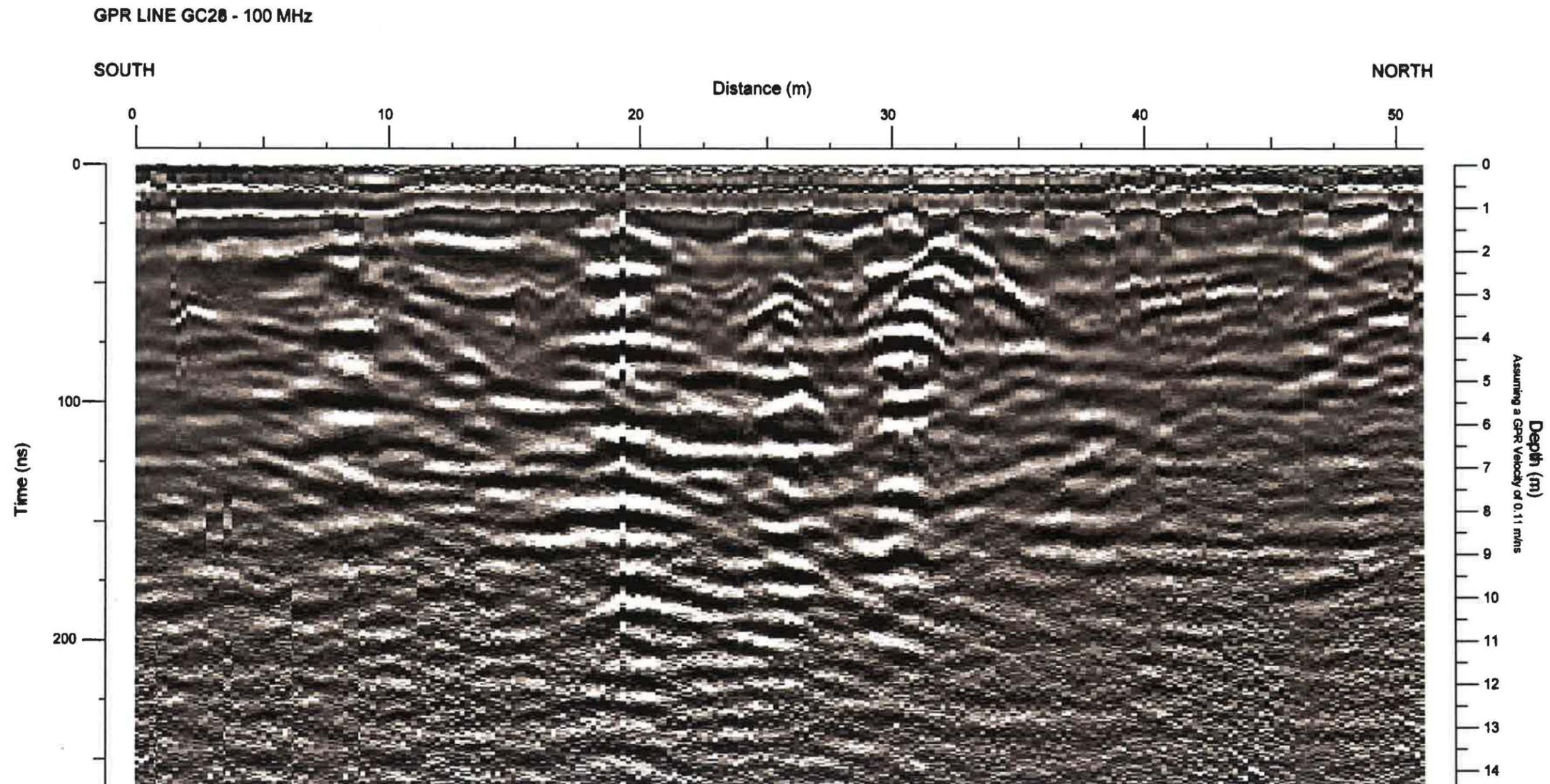
GPR LINE GC27 - 100 MHz



Notes

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	TITLE	GPR LINE GC27 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	APRIL 2011		
FILE No.		CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
PROJECT No.	10-1121-0089	REV.	155	

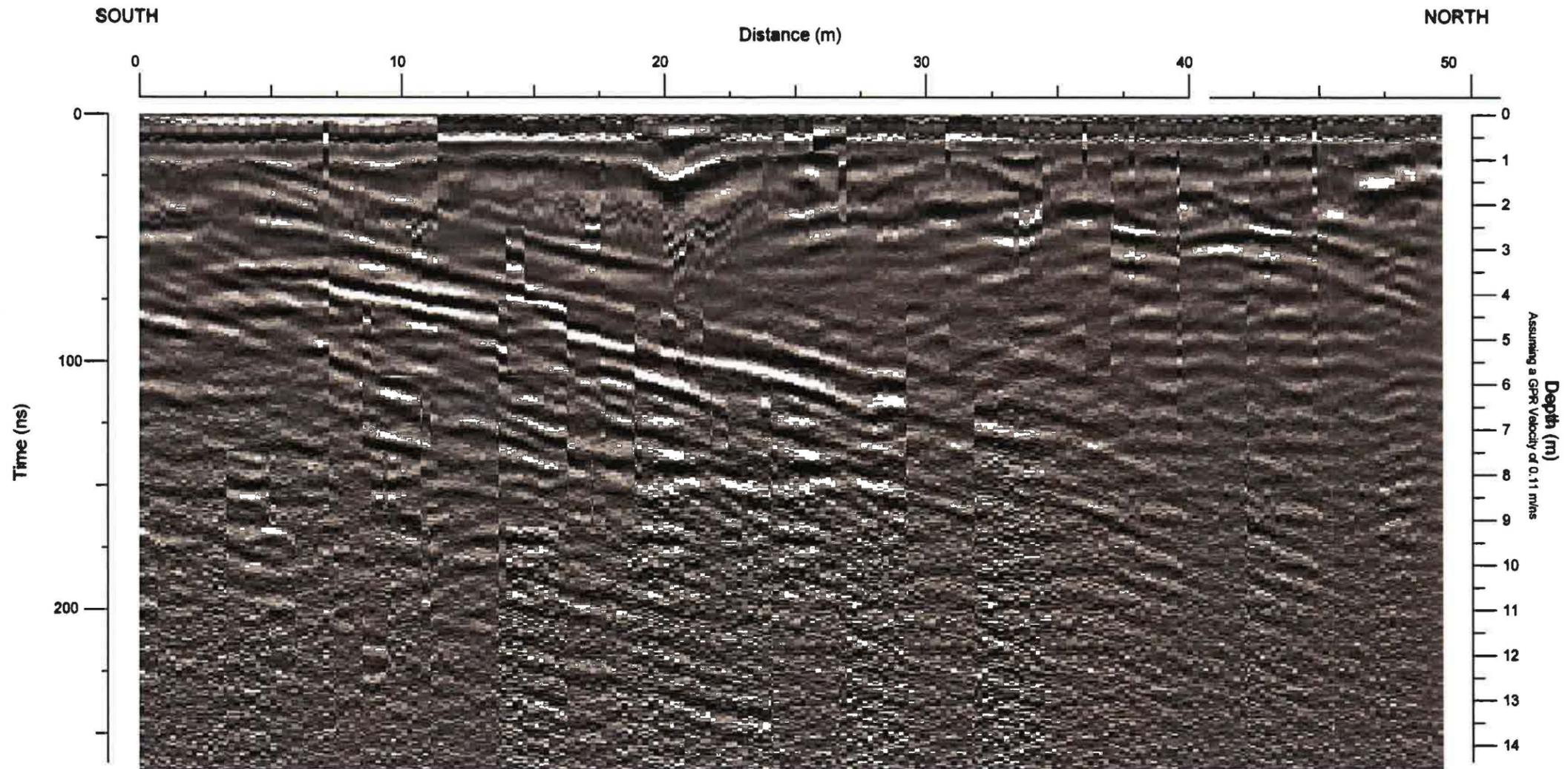


Notes

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada	SCALE	AS SHOWN	GPR LINE GC28 INTERPRETED SURVEY RESULTS
	DATE	APRIL 2011	
FILE No.	CHECK	CRP	J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW <i>158</i>	

GPR LINE GC29 - 100 MHz

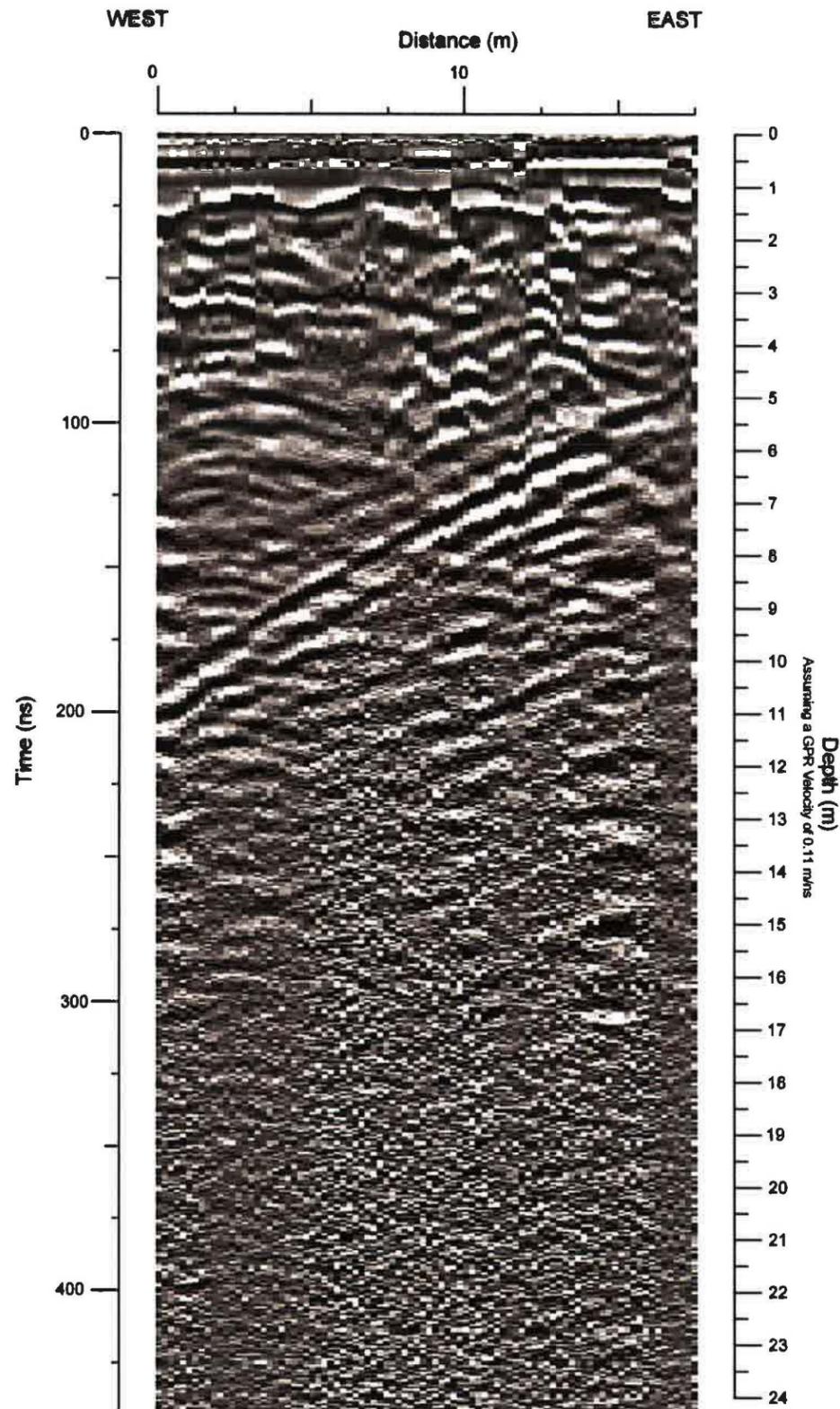


Notes

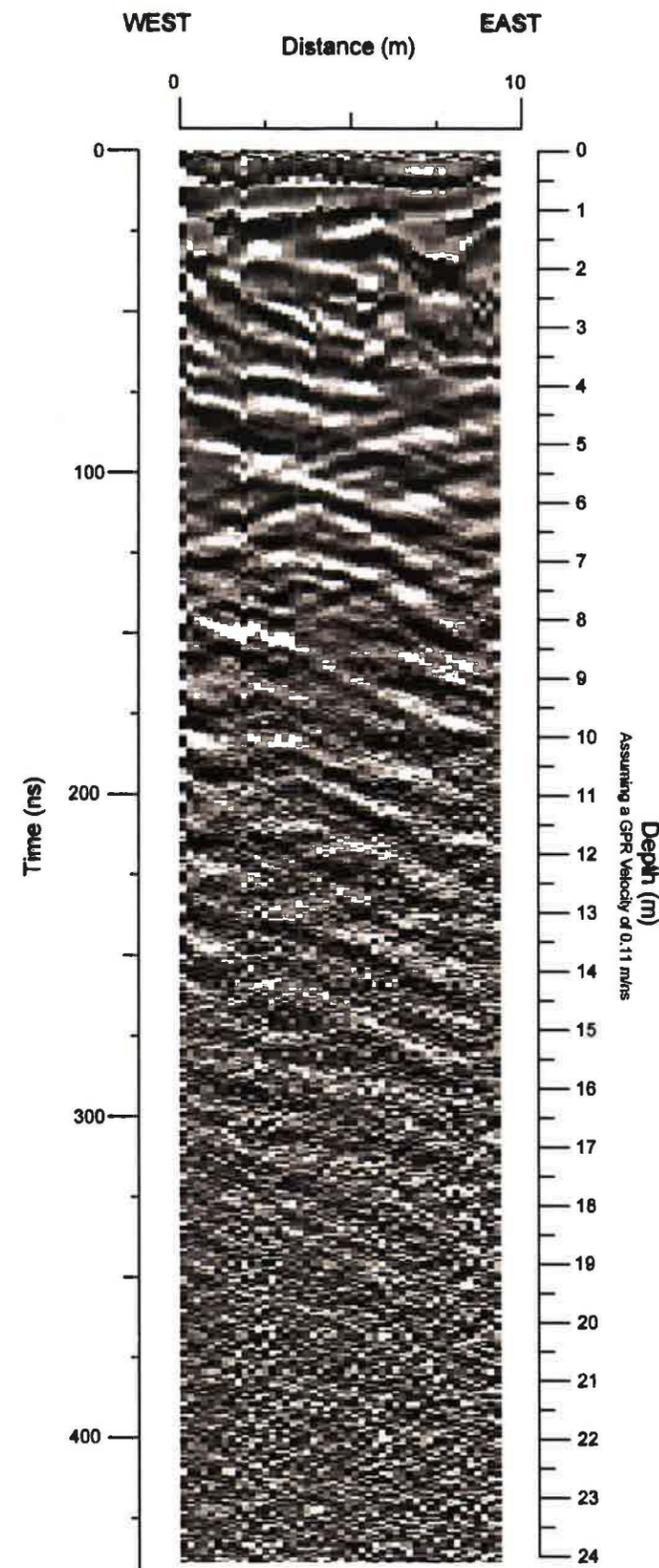
1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report

 <p>Golder Associates Mississauga, Ontario, Canada</p>	SCALE	AS SHOWN	<p>TITLE</p> <p>GPR LINE GC29 INTERPRETED SURVEY RESULTS</p>
	DATE	APRIL 2011	
	DESIGN	SS	
	CAD	SS	
FILE No.	CHECK	CRP	<p>J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.</p>
PROJECT No. 10-1121-0089	REV.	REVIEW <i>ASS</i>	

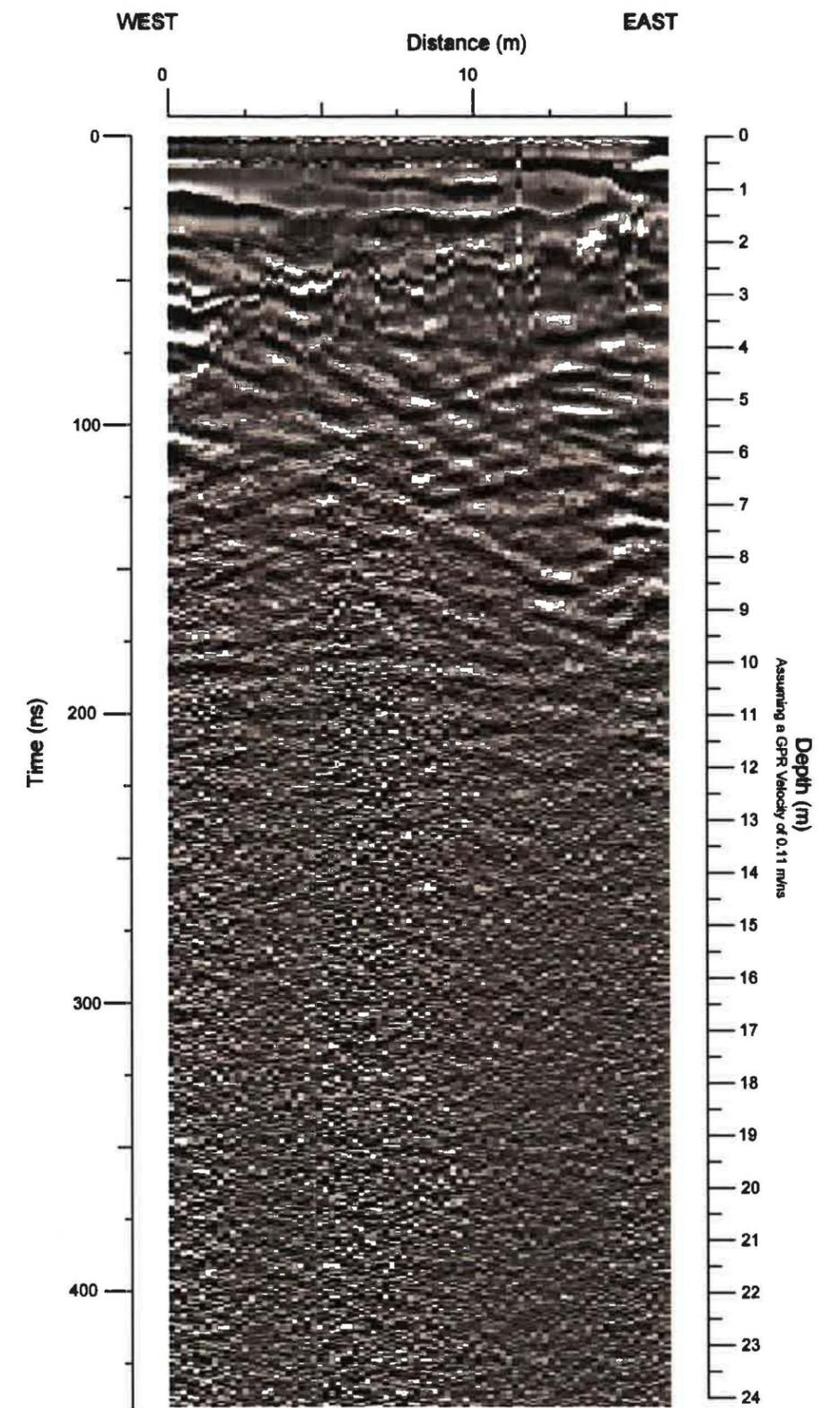
GPR LINE GC30 - 100 MHz



GPR LINE GC31 - 100 MHz



GPR LINE GC32 - 100 MHz



Notes

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report



FILE No.
PROJECT No. 10-1121-0089 REV.

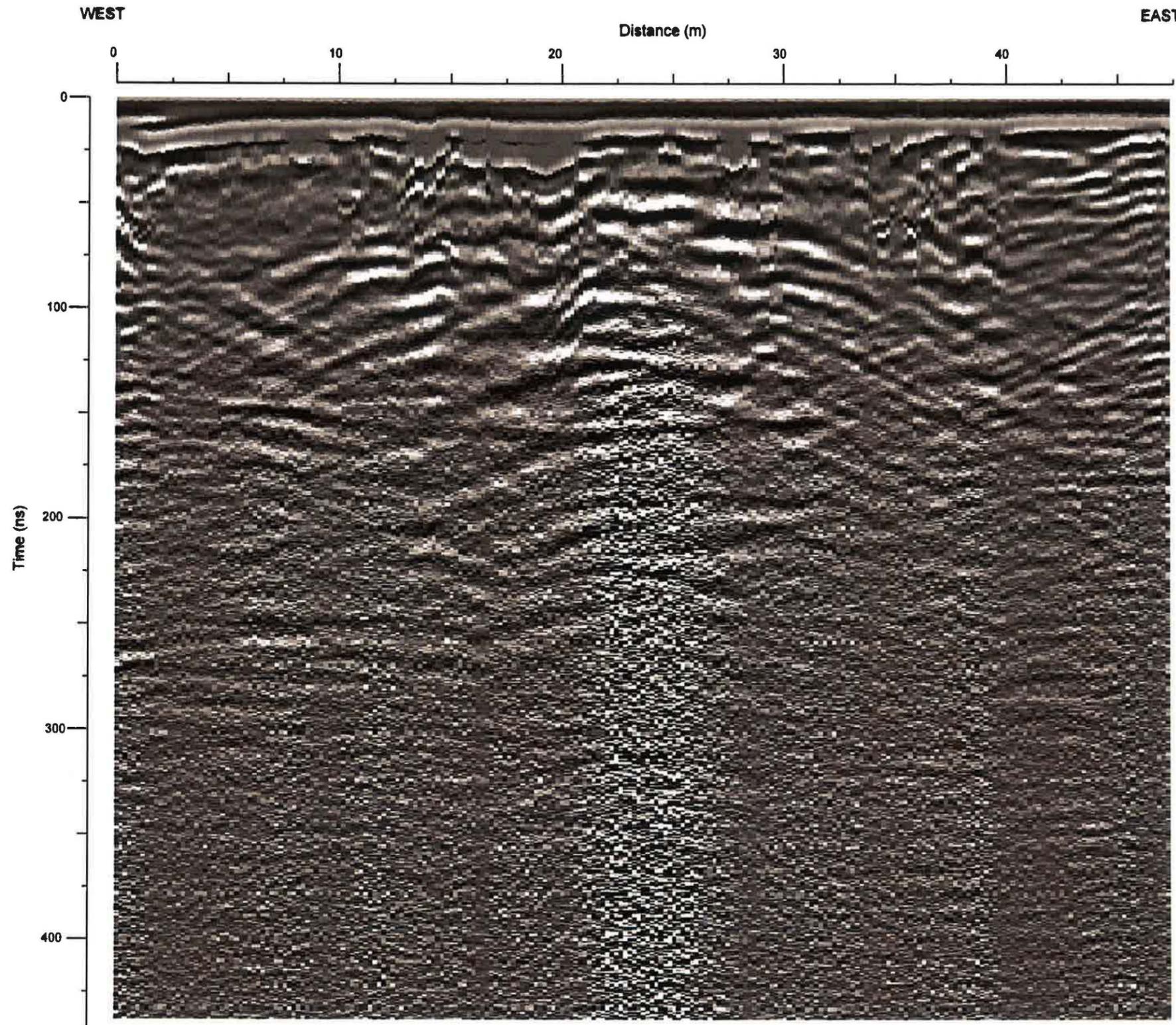
SCALE AS SHOWN
DATE APRIL 2011
DESIGN SS
CAD SS
CHECK CRP
REVIEW *ASS*

TITLE
**GPR LINES GC30, GC31 and GC32
INTERPRETED SURVEY RESULTS**

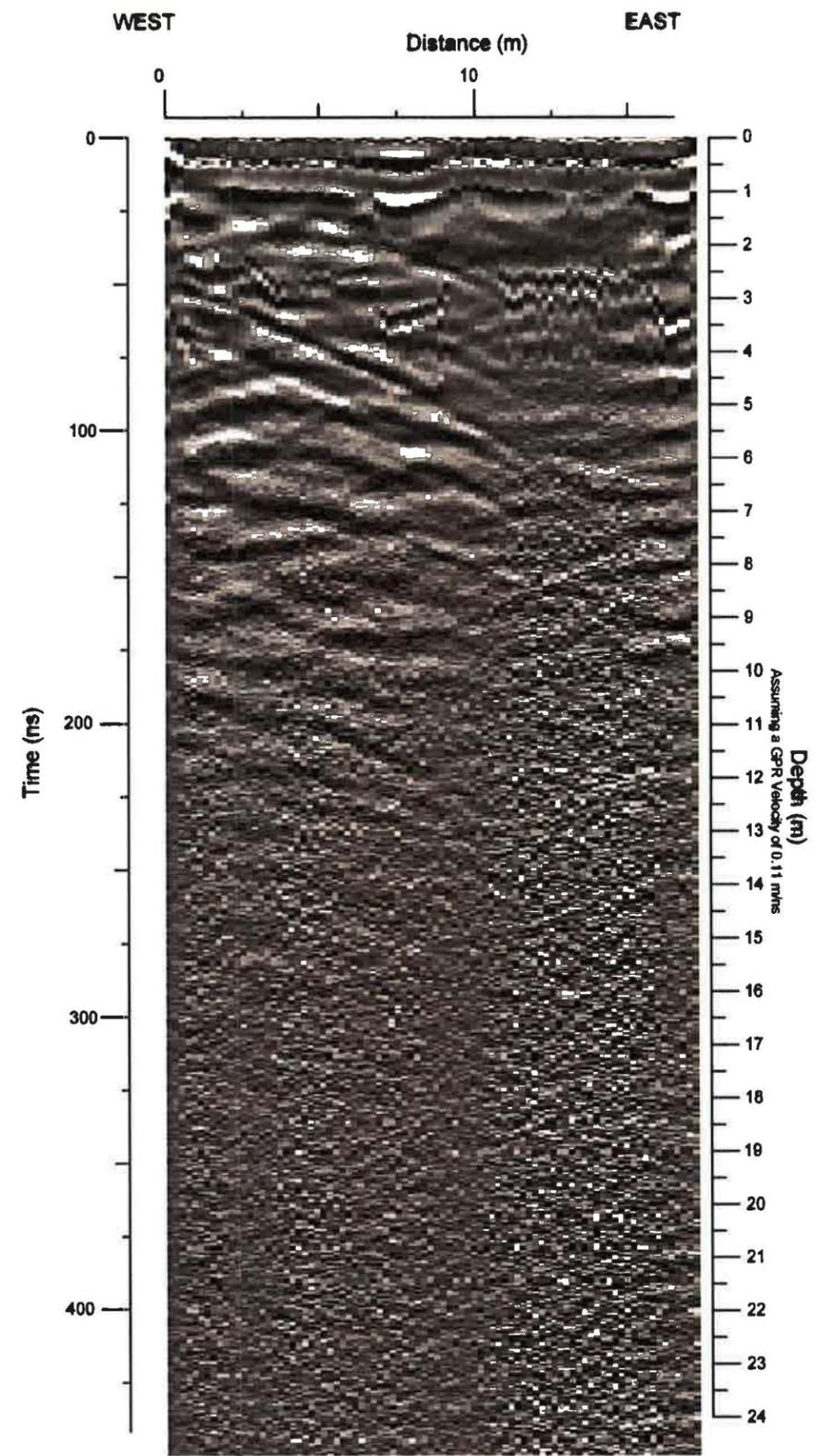
J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.

FIGURE
A16

GPR LINE GC33 - 100 MHz



GPR LINE GC34 - 100 MHz



Notes

1. This Figure is to be analyzed in conjunction with the accompanying report



SCALE	AS SHOWN
DATE	APRIL 2011
DESIGN	SS
CAD	SS
CHECK	CRP
REVIEW	155
FILE No.	
PROJECT No.	10-1121-0089
REV.	

TITLE	GPR LINES GC33 and GC34 INTERPRETED SURVEY RESULTS
FIGURE	A17
J.L. RICHARDS AND ASSOCIATES LTD.	



APPENDIX B

List of Abbreviations and Symbols
Lithological and Geotechnical Rock Description Terminology
Record of Borehole Logs, Current Investigation
Rock Core Photographs

LIST OF ABBREVIATIONS

The abbreviations commonly employed on Records of Boreholes, on figures and in the text of the report are as follows:

<p>I. SAMPLE TYPE</p> <p>AS Auger sample BS Block sample CS Chunk sample DO Drive open DS Denison type sample FS Foil sample RC Rock core SC Soil core ST Slotted tube TO Thin-walled, open TP Thin-walled, piston WS Wash sample DT Dual Tube sample</p>	<p>III. SOIL DESCRIPTION</p> <p style="text-align: center;">(a)</p> <p>Cohesionless Soils</p> <table border="0" style="width: 100%; margin-left: 20px;"> <tr> <td style="width: 60%;">Density Index (Relative Density)</td> <td style="width: 40%; text-align: center;">N <u>Blows/300 mm</u> <u>Or Blows/ft.</u></td> </tr> <tr> <td>Very loose</td> <td style="text-align: center;">0 to 4</td> </tr> <tr> <td>Loose</td> <td style="text-align: center;">4 to 10</td> </tr> <tr> <td>Compact</td> <td style="text-align: center;">10 to 30</td> </tr> <tr> <td>Dense</td> <td style="text-align: center;">30 to 50</td> </tr> <tr> <td>Very dense</td> <td style="text-align: center;">over 50</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">(b)</p> <p>Cohesive Soils</p> <table border="0" style="width: 100%; margin-left: 20px;"> <tr> <td style="width: 60%;">Consistency</td> <td style="width: 20%; text-align: center;">C_u or S_u</td> <td style="width: 20%;"></td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;"><u>Kpa</u></td> <td style="text-align: center;"><u>Psf</u></td> </tr> <tr> <td>Very soft</td> <td style="text-align: center;">0 to 12</td> <td style="text-align: center;">0 to 250</td> </tr> <tr> <td>Soft</td> <td style="text-align: center;">12 to 25</td> <td style="text-align: center;">250 to 500</td> </tr> <tr> <td>Firm</td> <td style="text-align: center;">25 to 50</td> <td style="text-align: center;">500 to 1,000</td> </tr> <tr> <td>Stiff</td> <td style="text-align: center;">50 to 100</td> <td style="text-align: center;">1,000 to 2,000</td> </tr> <tr> <td>Very stiff</td> <td style="text-align: center;">100 to 200</td> <td style="text-align: center;">2,000 to 4,000</td> </tr> <tr> <td>Hard</td> <td style="text-align: center;">Over 200</td> <td style="text-align: center;">Over 4,000</td> </tr> </table>	Density Index (Relative Density)	N <u>Blows/300 mm</u> <u>Or Blows/ft.</u>	Very loose	0 to 4	Loose	4 to 10	Compact	10 to 30	Dense	30 to 50	Very dense	over 50	Consistency	C_u or S_u			<u>Kpa</u>	<u>Psf</u>	Very soft	0 to 12	0 to 250	Soft	12 to 25	250 to 500	Firm	25 to 50	500 to 1,000	Stiff	50 to 100	1,000 to 2,000	Very stiff	100 to 200	2,000 to 4,000	Hard	Over 200	Over 4,000	<p>II. PENETRATION RESISTANCE</p> <p>Standard Penetration Resistance (SPT), N: The number of blows by a 63.5 kg. (140 lb.) hammer dropped 760 mm (30 in.) required to drive a 50 mm (2 in.) drive open Sampler for a distance of 300 mm (12 in.) DD- Diamond Drilling</p> <p>Dynamic Penetration Resistance; N_d: The number of blows by a 63.5 kg (140 lb.) hammer dropped 760 mm (30 in.) to drive Uncased a 50 mm (2 in.) diameter, 60° cone attached to "A" size drill rods for a distance of 300 mm (12 in.).</p> <p>PH: Sampler advanced by hydraulic pressure PM: Sampler advanced by manual pressure WH: Sampler advanced by static weight of hammer WR: Sampler advanced by weight of sampler and rod</p> <p>Peizo-Cone Penetration Test (CPT): An electronic cone penetrometer with a 60° conical tip and a projected end area of 10 cm² pushed through ground at a penetration rate of 2 cm/s. Measurements of tip resistance (Q_t), porewater pressure (PWP) and friction along a sleeve are recorded Electronically at 25 mm penetration intervals.</p>
Density Index (Relative Density)	N <u>Blows/300 mm</u> <u>Or Blows/ft.</u>																																					
Very loose	0 to 4																																					
Loose	4 to 10																																					
Compact	10 to 30																																					
Dense	30 to 50																																					
Very dense	over 50																																					
Consistency	C_u or S_u																																					
	<u>Kpa</u>	<u>Psf</u>																																				
Very soft	0 to 12	0 to 250																																				
Soft	12 to 25	250 to 500																																				
Firm	25 to 50	500 to 1,000																																				
Stiff	50 to 100	1,000 to 2,000																																				
Very stiff	100 to 200	2,000 to 4,000																																				
Hard	Over 200	Over 4,000																																				
	<p>IV. SOIL TESTS</p> <p>w water content w_p plastic limited w_l liquid limit C consolidation (oedometer) test CHEM chemical analysis (refer to text) CID consolidated isotropically drained triaxial test¹ CIU consolidated isotropically undrained triaxial test with porewater pressure measurement¹ D_R relative density (specific gravity, G_s) DS direct shear test M sieve analysis for particle size MH combined sieve and hydrometer (H) analysis MPC modified Proctor compaction test SPC standard Proctor compaction test OC organic content test SO₄ concentration of water-soluble sulphates UC unconfined compression test UU unconsolidated undrained triaxial test V field vane test (LV-laboratory vane test) γ unit weight</p>																																					

Note:

1. Tests which are anisotropically consolidated prior shear are shown as CAD, CAU.

LIST OF SYMBOLS

Unless otherwise stated, the symbols employed in the report are as follows:

I. GENERAL

π	= 3.1416
$\ln x$,	natural logarithm of x
$\log_{10} x$ or $\log x$,	logarithm of x to base 10
g	Acceleration due to gravity
t	time
F	factor of safety
V	volume
W	weight

II. STRESS AND STRAIN

γ	shear strain
Δ	change in, e.g. in stress: $\Delta \sigma'$
ϵ	linear strain
ϵ_v	volumetric strain
η	coefficient of viscosity
ν	Poisson's ratio
σ	total stress
σ'	effective stress ($\sigma' = \sigma - u$)
σ'_{v0}	initial effective overburden stress
$\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$	principal stresses (major, intermediate, minor)
σ_{oct}	mean stress or octahedral stress = $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$
τ	shear stress
u	porewater pressure
E	modulus of deformation
G	shear modulus of deformation
K	bulk modulus of compressibility

III. SOIL PROPERTIES

(a) Index Properties

$\rho(\gamma)$	bulk density (bulk unit weight*)
$\rho_d(\gamma_d)$	dry density (dry unit weight)
$\rho_w(\gamma_w)$	density (unit weight) of water
$\rho_s(\gamma_s)$	density (unit weight) of solid particles
γ'	unit weight of submerged soil ($\gamma' = \gamma - \gamma_w$)
D_R	relative density (specific gravity) of solid particles ($D_R = \rho_s/\rho_w$) formerly (G_s)
e	void ratio
n	porosity
S	degree of saturation
*	Density symbol is ρ . Unit weight symbol is γ where $\gamma = \rho g$ (i.e. mass density x acceleration due to gravity)

(a) Index Properties (cont'd.)

w	water content
w_l	liquid limit
w_p	plastic limit
I_p	plasticity Index = $(w - w_p)/I_p$
w_s	shrinkage limit
I_L	liquidity index = $(w - w_p)/I_p$
I_c	consistency index = $(w - w_p)/I_p$
e_{max}	void ratio in loosest state
e_{min}	void ratio in densest state
I_D	density index = $(e_{max} - e)/(e_{max} - e_{min})$ (formerly relative density)

(b) Hydraulic Properties

h	hydraulic head or potential
q	rate of flow
v	velocity of flow
i	hydraulic gradient
k	hydraulic conductivity (coefficient of permeability)
j	seepage force per unit volume

(c) Consolidation (one-dimensional)

C_c	compression index (normally consolidated range)
C_r	recompression index (overconsolidated range)
C_s	swelling index
C_a	coefficient of secondary consolidation
m_v	coefficient of volume change
c_v	coefficient of consolidation
T_v	time factor (vertical direction)
U	degree of consolidation
σ'_p	pre-consolidation pressure
OCR	Overconsolidation ratio = σ'_p/σ'_{v0}

(d) Shear Strength

$\tau_p \tau_r$	peak and residual shear strength
ϕ'	effective angle of internal friction
δ	angle of interface friction
μ	coefficient of friction = $\tan \delta$
c'	effective cohesion
c_u, s_u	undrained shear strength ($\phi=0$ analysis)
p	mean total stress $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
p'	mean effective stress $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$
q	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ or $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$
q_u	compressive strength $(\sigma_1 - \sigma_3)$
S_t	sensitivity

Notes: 1. $\tau = c' \sigma' \tan \phi'$

2. Shear strength = $(\text{Compressive strength})/2$

LITHOLOGICAL AND GEOTECHNICAL ROCK DESCRIPTION TERMINOLOGY

WEATHERING STATE

Fresh: no visible sign of weathering

Faintly Weathered: weathering limited to the surface of major discontinuities.

Slightly weathered: penetrative weathering developed on open discontinuity surfaces but only slight weathering of rock material.

Moderately weathered: weathering extends throughout the rock mass but the rock material is not friable

Highly weathered: weathering extends throughout rock mass and the rock material is partly friable.

Completely weathered: rock is wholly decomposed and in a friable condition but the rock texture and structure are preserved.

BEDDING THICKNESS

<u>Description</u>	<u>Bedding Plane Spacing</u>
Very thickly bedded	>2 m
Thickly bedded	0.6 m to 2m
Medium bedded	0.2 m to 0.6 m
Thinly bedded	60 mm to 0.2 m
Very thinly bedded	20 mm to 60 mm
Laminated	6 mm to 20 mm
Thinly laminated	<6 mm

JOINT OR FOLIATION SPACING

<u>Description</u>	<u>Spacing</u>
Very wide	>3 m
Wide	1 – 3 m
Moderately close	0.3 – 1 m
Close	50 – 300 mm
Very close	<50 mm

GRAIN SIZE

<u>Term</u>	<u>Size*</u>
Very Coarse Grained	>60 mm
Coarse Grained	2 – 60 mm
Medium Grained	60 microns - 2mm
Fine Grained	2 – 60 microns
Very Fine Grained	<2 microns

Note: *Grains >60 microns diameter are visible to the naked eye.

O:\ Templates\Rock Description Terminology

CORE CONDITION

Total Core Recovery

The percentage of solid drill core recovered regardless of quality or length, measured relative to the length of the total core run.

Solid Core Recovery (SCR)

The percentage of solid drill core, regardless of length, recovered at full diameter, measured relative to the length of the total core run.

Rock Quality Designation (RQD)

The percentage of solid drill core, greater than 100 mm length, recovered at full diameter, measured relative to the length of the total core run. RQD varies from 0% for completely broken core 100% for core in solid sticks.

DISCONTINUITY DATA

Fracture Index

A count of the number of discontinuities (physical separations) in the rock core, including naturally occurring fractures but not including mechanically induced breaks caused by drilling.

Dip with Respect to (W.R.T.) Core Axis

The angle of the discontinuity relative to the axis (length) of the core. In a vertical borehole a discontinuity with a 90⁰ angle is horizontal.

Description and Notes

An abbreviated description of the discontinuities, whether naturally occurring separations such as fractures, bedding planes and foliation planes or mechanically induced features caused by drilling such as ground or shattered core and mechanically separated bedding or foliation surfaces. Additional information concerning the nature of fracture surfaces and infillings are also noted.

Abbreviations

B -	Bedding	Ca -	Calcite
FO -	Foliation/Schistosity	P -	Polished
CL -	Cleavage	S -	Slickensided
SH -	Shear Plane/Zone	SM -	Smooth
VN -	Vein	R -	Ridged/Rough
F -	Fault	ST -	Stepped
CO -	Contact	PL -	Planar
J -	Joint	FL -	Flexured
FR -	Fracture	UE -	Uneven
MF -	Mechanical	W -	Wavy
A -	Angular	C -	Curved
BP -	Bedding Plane	H -	Hackly
BL -	Blast Induced	SL -	Sludge Coated
-	Parallel To	TCA -	To Core Axis
⊥ -	Perpendicular To	STR -	Stress Induced

PROJECT: 10-1121-0089

RECORD OF DRILLHOLE: BH C11-1

SHEET 1 OF 1

LOCATION: See Site Plan

DRILLING DATE: Feb 1 & 2, 2011

DATUM: Geodetic

INCLINATION: -90° AZIMUTH: ---

DRILL RIG: CME

DRILLING CONTRACTOR: S & B TESTING

DEPTH SCALE METRES	DRILLING RECORD	SYMBOLIC LOG	ELEV. DEPTH (m)	RUN NO.	PENETRATION RATE (mm/REV)	FLUSH	RECOVERY			FRACT INDEX PER 0.3	DISCONTINUITY DATA			HYDRAULIC CONDUCTIVITY			DIAMETRAL POINT LOAD INDEX (MPa)	NOTES WATER LEVELS INSTRUMENTATION
							TOTAL CORE %	SOLID CORE %	R.O.D %		TYPE AND SURFACE DESCRIPTION			10 ⁶	10 ¹⁰	10 ¹⁷		
							FR/FX-FRACTURE F-FAULT	CL-CLEAVAGE J-JOINT	SM-SMOOTH R-ROUGH		FL-FLEXURED	BC-BROKEN CORE						
0	GROUND SURFACE		34.90															
	TOPSOIL, with coral fragments		0.00 34.44															
1	White to light tan, moderately fractured to massive, porous to dense cellular structured CORAL LIMESTONE, with many small voids from 5mm to 25mm from dissolution process	☼	0.46	1	100													
2	White to light tan, moderately to highly fractured (fragments up to 50mm), porous CORAL LIMESTONE, with many voids up to 5mm to 30mm from dissolution process	☼	33.07 1.83	2	50													
3		☼		3	50													
4		☼		4	50													
5		☼		5	50													
6		☼		6	50													
7	White to light tan, moderately fractured to massive, dense cellular structure CORAL LIMESTONE, with some to many voids up to 20mm to 30mm from dissolution process	☼	26.98 7.92	6	50													
8		☼		7	0													
9		☼		8	0													
10		☼		9	0													
11		☼		10	0													
12	White to light tan, moderately to highly fractured (fragments up to 50mm), porous CORAL LIMESTONE, with many voids up to 5mm to 30mm from dissolution process	☼	23.93 10.97	8	0													
13		☼		9	0													
14		☼		10	0													
15		☼																
16	END OF DRILLHOLE		19.36 15.54															

MIS-RCK-001 1011210089.GPJ GAL-MISS.GDT 4/8/11 JM

DEPTH SCALE
1 : 100



LOGGED: C.A.
CHECKED: *BAZ*

PROJECT: 10-1121-0089

RECORD OF DRILLHOLE: BH C11-2

SHEET 1 OF 2

LOCATION: N :E

DRILLING DATE: Jan. 31, 2011

DATUM: Geodetic

INCLINATION: -90° AZIMUTH: ---

DRILL RIG: CME

DRILLING CONTRACTOR: S & B TESTING

DEPTH SCALE METRES	DRILLING RECORD	SYMBOLIC LOG	ELEV. (m)	DEPTH (m)	RUN No.	PENETRATION RATE (mm/REV)	FLUSH	RECOVERY			R.O.D. %	FRACT INDEX PER 0.3	DISCONTINUITY DATA			HYDRAULIC CONDUCTIVITY			DIAMETRAL POINT LOAD INDEX (MPa)	NOTES WATER LEVELS INSTRUMENTATION
								TOTAL CORE %	SOLID CORE %				TYPE AND SURFACE DESCRIPTION		10 ⁶	10 ³	10 ¹			
								FR/FX-FRACTURE	CL-CLEAVAGE	J-JOINT			SM-SMOOTH	FL-FLEXURED	BC-BROKEN CORE					
0	GROUND SURFACE		32.70																	
0.05	ASPHALTIC CONCRETE		32.09																	
0.61	Crushed coral (0.75mm diam. and smaller) (FILL)																			
1	White to light tan, massive, dense cellular structure CORAL LIMESTONE, with voids up to 25mm				1	100														UW: 2056kg/m ³ UCC: 39.3MPa UW: 2287kg/m ³
2					2	50														UW: 1718kg/m ³
3	Void from 3.66m to 4.27m		29.04	3.66		0														
4	White to light tan, moderately fractured to massive (fragments up to 80mm), dense cellular structure CORAL LIMESTONE, some to many voids up to 30mm from dissolution process		28.43	4.27		0														
4	Void from 4.88m to 5.18m		27.82	4.88		0														
5	White to light tan, moderately fractured to massive (fragments up to 80mm), dense cellular structure CORAL LIMESTONE, some to many voids up to 30mm from dissolution process		5.18			0														
6						0														
7	White to light tan, highly fractured (powdery from 13.7m to 14.02m), trace massive fragments (up to 180mm), highly porous CORAL LIMESTONE, with numerous small voids up to 10mm from dissolution process		23.58	9.14		0														
8						0														
9						0														
10						0														
11						0														
12						0														
13						0														
14						0														
15						0														
16						0														
17						0														
18						0														
19						0														
20						0														
20			14.41	18.29		0														UCC: 51.6MPa UW: 2188kg/m ³
20	White to light tan, moderately fractured to massive (fragments up to 250mm), highly porous (with numerous small voids up to 10mm) to dense, cellular structured CORAL LIMESTONE, with some small voids up to 15mm from dissolution process		12.89	19.81		0														

CONTINUED NEXT PAGE

MIS-RCK-001: 10-1121-0089.GPJ GAL-MISS.GDT 4/8/11 JM

DEPTH SCALE
1 : 100



LOGGED: C.A.
CHECKED: B.N.Z.

PROJECT: 10-1121-0089

RECORD OF DRILLHOLE: BH C11-3

SHEET 1 OF 1

LOCATION: N ;E

DRILLING DATE: Jan. 26, 2011

DATUM: Geodetic

INCLINATION: -90° AZIMUTH: ---

DRILL RIG: CME

DRILLING CONTRACTOR: S & B TESTING

DEPTH SCALE METRES	DRILLING RECORD	DESCRIPTION	SYMBOLIC LOG	ELEV. DEPTH (m)	RUN No.	PENETRATION RATE (mm/min)	FLUSH	DISCONTINUITY DATA										DIAMETRAL POINT LOAD INDEX (MPa)	NOTES WATER LEVELS INSTRUMENTATION
								RECOVERY		R.O.D. %	FRACT INDEX PER 0.3	DISCONTINUITY DATA			HYDRAULIC CONDUCTIVITY				
								TOTAL CORE %	SOLID CORE %			DIP w.r.t. CORE AXIS	TYPE AND SURFACE DESCRIPTION	10 ⁻⁵ K, cm ² /sec	10 ⁻³ K, cm ² /sec	10 ⁻¹ K, cm ² /sec			
0		GROUND SURFACE		34.50															
0		TOPSOIL		0.00															
0		White, highly fragmented CORAL LIMESTONE (fragments up to 50mm)	☼	0.18	1														
0		White to light tan, moderately fractured, very porous (with numerous small voids up to 10mm) dense cellular structure CORAL LIMESTONE, some voids up to 25mm from dissolution process	☼	33.89	2		0												
2	Rotary Drill NO Core		☼	0.61	2		0												
3			☼	31.45	3		0												
4		Probably Coral (No core recovery)	☼	3.05	4		0												
4			☼	29.93	4		0												
4		END OF DRILLHOLE	☼	4.57															
6																			
8																			
10																			
12																			
14																			
16																			
18																			
20																			

MIS-RCK 001 1011210089 GPJ GAL-MISS GDT 4/8/11 JIM

DEPTH SCALE
1: 100



LOGGED: C.A.
CHECKED: *BN*

PROJECT: 10-1121-0089

RECORD OF DRILLHOLE: BH C11-4

SHEET 1 OF 2

LOCATION: N ; E

DRILLING DATE: Jan, 28, 2011

DATUM: Geodetic

INCLINATION: -90° AZIMUTH: ---

DRILL RIG: CME

DRILLING CONTRACTOR: S & B TESTING

DEPTH SCALE METRES	DRILLING RECORD	SYMBOLIC LOG	ELEV. DEPTH (m)	RUN No.	PENETRATION RATE (mm/min)	CORAL RETURN FLUSH	FR/FX-FRACTURE F-FAULT				SM-SMOOTH			FL-FLEXURED		BC-BROKEN CORE		DIAMETRAL POINT LOAD INDEX (MPa)	NOTES WATER LEVELS INSTRUMENTATION
							CL-CLEAVAGE		J-JOINT		R-ROUGH			UE-UNEVEN		MB-MECH. BREAK			
							SH-SHEAR		P-POLISHED		ST-STEPPED			W-WAVY		B-BEDDING			
VN-VEIN		S-SLICKENSIDED		PL-PLANAR			C-CURVED												
				RECOVERY		R Q D %	FRACT. INDEX PER 0.3	DISCONTINUITY DATA			HYDRAULIC CONDUCTIVITY								
				TOTAL CORE %	SOLID CORE %			TYPE AND SURFACE DESCRIPTION			K _v cm/sec								
0	GROUND SURFACE		32.50																
0.06	TOPSOIL	☼	0.06	1														S#1 SPT-N: 14bpf	
31.28	White to light tan, highly weathered (powdery) to highly fractured CORAL LIMESTONE	☼	31.28	2														S#2 SPT-N: 80bpf	
1.22	Void from 1.22m to 1.52m		1.22	3															
1.52	White to light tan, highly fractured (fragments up to 50mm) CORAL LIMESTONE, with some small voids up to 10mm from dissolution process	☼	1.52	4		50													
27.93	Possible void (No core recovery)	☼	4.57	6		50													
26.40	White to light tan, highly fractured (fragments up to 50mm) to massive (fragments up to 120mm) CORAL LIMESTONE, with many voids from 10mm to 30mm in size	☼	6.10	7		50													
21.83	White to light tan, massive, well defined cellular structure CORAL LIMESTONE, trace small voids up to 10mm to porous with many small voids and some voids up to 30mm	☼	10.67	10		0												UW: 1603kg/m³ UCC: 19.5MPa UW: 1709kg/m³	
18.78	White to light tan, highly to moderately fractured (fragments from 40mm to 120mm) CORAL LIMESTONE, with some to many voids up to 25mm from dissolution process	☼	13.72	12		0												UW: 1306kg/m³	
13.72		☼	13.72	12		0													
18		☼		14		0												UW: 1177kg/m³	
20		☼		16		0													

MIS-RCK 001 1011210089 GPJ GAL-MISS GDT 4/8/11 JM

DEPTH SCALE
1 : 100



LOGGED: C.A.
CHECKED: *B.D.H.*

CONTINUED NEXT PAGE

PROJECT: 10-1121-0089

RECORD OF DRILLHOLE: BH C11-5

SHEET 1 OF 1

LOCATION: N :E

DRILLING DATE: Feb. 8, 2011

DATUM: Geodetic

INCLINATION: -90° AZIMUTH: ---

DRILL RIG: CME

DRILLING CONTRACTOR: S & B TESTING

DEPTH SCALE METRES	DRILLING RECORD	DESCRIPTION	SYMBOLIC LOG	ELEV. DEPTH (m)	RUN No.	PENETRATION RATE (mmol)	FLUSH	COLOUR % RETURN	FR/FX-FRACTURE F-FAULT			SM-SMOOTH			FL-FLEXURED			BC-BROKEN CORE			DIAMETRAL POINT LOAD INDEX (MPa)	NOTES WATER LEVELS INSTRUMENTATION			
									CL-CLEAVAGE			J-JOINT			R-ROUGH			UE-UNEVEN					MB-MECH. BREAK		
									SH-SHEAR			P-POLISHED			ST-STEPPED			W-WAVY					B-BEDDING		
									VN-VEIN			S-SLICKENSIDED			PL-PLANAR			C-CURVED							
RECOVERY		R.O.D %	FRACT INDEX PER 0.3	DISCONTINUITY DATA		HYDRAULIC CONDUCTIVITY																			
TOTAL CORE %	SOLID CORE %			DIP w.r.t CORE AXIS	TYPE AND SURFACE DESCRIPTION	10 ⁶ K _v cm ² /sec	10 ⁴	10 ²	10 ⁰																
0		GROUND SURFACE		38.10																					
		TOPSOIL		0.00																					
		Dark brown sand, mixed with coral gravel (FILL)		0.30																					
2				33.97																					
		Tan to white, moderately fractured to massive (fragments up to 180mm) dense, porous CORAL LIMESTONE, some voids up to 15mm from dissolution process		2.13	1	100																			
4				31.53	2	50																UCC: 25.0MPa UW: 2054kg/m ³			
		Probably Coral (No core recovery)		4.57	3	0																			
6				30.00																					
		Tan to white, moderately fractured to massive (fragments up to 200mm) dense, porous CORAL LIMESTONE, some voids up to 20mm to 30mm from dissolution process		6.10	4	0																UW: 1566kg/m ³			
8				28.48																					
		White to light tan, highly fractured (fragments up to 30mm), porous CORAL LIMESTONE, with some small voids up to 10mm to 15mm		7.62	5	0																			
10				25.43																					
		White to light tan, moderately fractured to massive (fragments up to 150mm), porous CORAL LIMESTONE, with some to many voids from 10mm to 30mm		10.67	7	0																			
12					8	0																			
14					9	0																UW: 1726kg/m ³			
16		END OF DRILLHOLE		20.88																					
				15.24																					

MIS-RCK-001: 101121-0089 GPJ GAL-MISS GDT 4/8/11 JM

DEPTH SCALE

1 : 100



LOGGED: CA
CHECKED: RDZ

Bedrock Core from Borehole C11-1



Depth 0.46 m to 6.40 m



Geotechnical Investigation
The Chancery for the Canadian High Commission
Bridgetown, St. Michael Parship, Barbados

Project No.	10-1121-0089
Drawn:	BDG
Date:	11/04/2011
Checked:	MSS
Review:	MSS

Figure A-1

Bedrock Core from Borehole C11-1



Depth 6.40 m to 15.54 m



Geotechnical Investigation
The Chancery for the Canadian High Commission
Bridgetown, St. Michael Parship, Barbados

Project No.	10-1121-0089
Drawn:	BDG
Date:	11/04/2011
Checked:	MSS
Review:	MSS

Figure A-2

Bedrock Core from Borehole C11-2



Depth 0.61 m to 7.47 m



Geotechnical Investigation
The Chancery for the Canadian High Commission
Bridgetown, St. Michael Parship, Barbados

Project No.	10-1121-0089
Drawn:	BDG
Date:	11/04/2011
Checked:	MSS
Review:	MSS

Figure A-3

Bedrock Core from Borehole C11-2



Depth 7.47 m to 15.24 m



Geotechnical Investigation
The Chancery for the Canadian High Commission
Bridgetown, St. Michael Parship, Barbados

Project No.	10-1121-0089
Drawn:	BDG
Date:	11/04/2011
Checked:	MSS
Review:	MSS

Figure A-4

Bedrock Core from Borehole C11-2



Depth 15.24 m to 25.91 m



Geotechnical Investigation
The Chancery for the Canadian High Commission
Bridgetown, St. Michael Parship, Barbados

Project No.	10-1121-0089
Drawn:	BDG
Date:	11/04/2011
Checked:	MSS
Review:	MSS

Figure A-5

Bedrock Core from Borehole C11-4



Depth 0.06 m to 12.80 m



Geotechnical Investigation
The Chancery for the Canadian High Commission
Bridgetown, St. Michael Parship, Barbados

Project No.	10-1121-0089
Drawn:	BDG
Date:	11/04/2011
Checked:	MSS
Review:	MSS

Figure A-7

Bedrock Core from Borehole C11-4



Depth 12.80 m to 25.91 m



Geotechnical Investigation
The Chancery for the Canadian High Commission
Bridgetown, St. Michael Parship, Barbados

Project No.	10-1121-0089
Drawn:	BDG
Date:	11/04/2011
Checked:	MSS
Review:	MSS

Figure A-8

Bedrock Core from Borehole C11-5



Depth 2.13 m to 12.95 m



Geotechnical Investigation
The Chancery for the Canadian High Commission
Bridgetown, St. Michael Parship, Barbados

Project No.	10-1121-0089
Drawn:	BDG
Date:	11/04/2011
Checked:	MSS
Review:	MSS

Figure A-9

Bedrock Core from Borehole C11-5



Depth 12.95 m to 15.24 m



Geotechnical Investigation
The Chancery for the Canadian High Commission
Bridgetown, St. Michael Parship, Barbados

Project No.	10-1121-0089
Drawn:	BDG
Date:	11/04/2011
Checked:	MSS
Review:	MSS

Figure A-10

Bedrock Core from Borehole C11-6



Depth 0.30 m to 10.67 m



Geotechnical Investigation
The Chancery for the Canadian High Commission
Bridgetown, St. Michael Parship, Barbados

Project No.	10-1121-0089
Drawn:	BDG
Date:	11/04/2011
Checked:	MSS
Review:	MSS

Figure A-11

Bedrock Core from Borehole C11-6



Depth 10.67 m to 15.24 m



Geotechnical Investigation
The Chancery for the Canadian High Commission
Bridgetown, St. Michael Parship, Barbados

Project No.	10-1121-0089
Drawn:	BDG
Date:	11/04/2011
Checked:	MSS
Review:	MSS

Figure A-12



APPENDIX C

**Georadar Line Location Plan
Record of Borehole Logs (4)
GPR Survey Plots (Lines L-16 through L-25)
Previous Investigation**

DESSAU

BOREHOLE REPORT

Client : D.F.A. I.T. Canada

Project: **Geotechnical investigation - High Commission of Canada**

File n°: **P015952-160**

Location: **Bishop's Court Hill, St-Michael, Barbados**

Borehole n° : **BH-01-08**

Coordinates (m): **1449108.00 N 218059.00 E** Dates : **2008-02-29** Drilling equipment : **Devis, USA**

Reference Datum: **Arbitrary** Bedrock depth m
 Elevation: **100.41 m** End of borehole depth 12.19 m

Sample condition


SAMPLE TYPE		TESTS			
SS Split Spoon		L Consistency Limits	M.O. Organic Matter (%)	▽ Water Level	
TM Thin wall Tube		W_L Liquid Limit (%)	K Permeability (cm/s)	N Standard Penetration test (blows/150mm)	
PS Pliston Tube		W_p Plastic Limit (%)	KL Lefranc Permeability (cm/s)	N_c Dynamic Penetration test (blows/300mm) ●	
RC Core Sample, gauge		I_p Plasticity Index (%)	UW Unit Weight (kN/m ³)	σ'_p Preconsolidation Pressure (kPa)	
TO Open Tube		I_L Liquidity Index	A Absorption (l/min. m)	σ'_{vo} Effective Pressure (kPa)	
LA By Washing		W Natural Water Content (%)	U Uniaxial Compresses strength (MPa)	Shear Strength	
TA Auger		AG Grain Size Analysis	RQD Rock Quality Designation (%)	Cu Undisturbed (kPa) ▲	Field
MA Bulk sample		S Hydrometer analysis	AC Chemical Analysis	Cur Remoulded (kPa) △	Laboratory
TF Split Tube		R Refusal	P_L Limit Pressure (kPa)		
PW LVM-Fondatec Mega-Sampler		P₈₀ Grain Size Analysis by washing at the 80 μm sieve	E_m Pressuremeter Modulus (kPa)		
			E_r Modulus of subgrade reaction (kPa)		

DEPTH - ft	DEPTH - m	LITHOLOGY		SYMBOLS	WATER LEVEL (m) / DATE	SAMPLES					RESULTS	FIELD AND LABORATORY TESTS					
		SOILS OR ROCK DESCRIPTION	ELEVATION - m			TYPE AND NUMBER	CALIBER	CONDITION	RECOVERY %	BLOWS / 150mm		N or RQD	WATER CONTENT AND LIMITS (%)				
													W _p	W	WL	WL	
		100.41	Ground level														
1	0.00	100.29	Grass and topsoil			SS-1			67	8-18	44						
2	0.15	99.55	Coral rock fragments. Fragment sizes smaller than 2.5 cm			SS-2			82	28-16	R						
3	0.86	99.37	Massive coral rock with very close to closely spaced discontinuities. (spaced from 6 cm to 7 cm)			RC-3			60	11-50 / 100	32						
4	1.04	97.36	Coral rock fragments. Fragment sizes smaller than 2.5 cm			RC-4			15		8						
5	3.05	92.66	Massive coral rock with voids of approximately 2.5 cm in size created from dissolution process with very close to closely spaced discontinuities (spaced from 6 cm to 10 cm). Powdery material.			RC-5			5		0						
6	7.75	89.74	Massive coral rock with voids of approximately 2.5 cm in size created from dissolution process with very close to closely spaced discontinuities (spacing of approximately 8 cm). Powdery material.			RC-6			20		0						
7	10.67	88.22	Massive coral rock with voids of approximately 2.5 cm in size created from dissolution process with very close to closely spaced discontinuities (spacing of approximately 5 cm). In the last 20 cm coral rock with well developed corals. Discontinuity spacing of approximately 5 cm.			RC-7			53		0						
8	12.19		END OF BOREHOLE			RC-8			97		65	UW = 12.7 kN/m ³					
9						RC-9			93		0						
10						RC-10			92		30						

Remarks: - Coral rock of middle reef terraces Formation (MRT)
 - Elevation with respect to center point of catch bassin in parking lot (see plan 033-P015952-0160-GE-0001-00) BM = 100.00 m

DESSAU

BOREHOLE REPORT

Client : D.F.A. I.T. Canada

Project: **Geotechnical investigation - High Commission of Canada**

File n°: **P015952-160**

Location: **Bishop's Court Hill, St-Michael, Barbados**

Borehole n°: **BH-02-08**

Coordinates (m): **1449118.00 N 218070.00 E** Dates : **2008-02-29** Drilling equipment : **Devis, USA**

Reference Datum: **Arbitrary** Bedrock depth m **Sample condition**
 Elevation: **100.60 m** End of borehole depth 10.67 m  Intact  Remoulded  Lost  Core

SAMPLE TYPE		TESTS			
SS Split Spoon		L Consistency Limits	M.O. Organic Matter (%)	▽ Water Level	
TM Thin wall Tube		W_L Liquid Limit (%)	K Permeability (cm/s)	N Standard Penetration test (blows/150mm)	
PS Piston Tube		W_p Plastic Limit (%)	KL Lefranc Permeability (cm/s)	Nc Dynamic Penetration test (blows/300mm) ●	
RC Core Sample, gauge		I_p Plasticity Index (%)	UW Unit Weight (kN/m ³)	σ'_p Preconsolidation Pressure (kPa)	
TO Open Tube		I_L Liquidity Index	A Absorption (l/min. m)	σ'_{ve} Effective Pressure (kPa)	
LA By Washing		W Natural Water Content (%)	U Uniaxial Compresses strength (MPa)	Shear Strength	
TA Auger		AG Grain Size Analysis	RQD Rock Quality Designation (%)	Cu Undisturbed (kPa)  	
MA Bulk sample		S Hydrometer analysis	AC Chemical Analysis	Cur Remoulded (kPa)  	
TF Split Tube		R Refusal	P_L Limit Pressure (kPa)		
PW LVM-Fondatec Mega-Sampler		P₈₀ Grain Size Analysis by washing at the 80 μm sieve	E_m Pressuremeter Modulus (kPa)		
			E_r Modulus of subgrade reaction (kPa)		

DEPTH - ft	DEPTH - m	LITHOLOGY		SYMBOLS	WATER LEVEL (m) / DATE	SAMPLES			FIELD AND LABORATORY TESTS			
		SOILS OR ROCK DESCRIPTION	RESULTS			TYPE AND NUMBER	CALIBER	CONDITION		RECOVERY %	BLOWS / 150mm	N or RQD
	100.60	Ground level										
1	0.00	Grass and topsoil.										
2	100.52	Fine to medium sand backfilled										
3	0.08											
4	99.56	Coral rock fragments. Fragments sizes smaller than 8 cm										
5	1.04											
6												
7												
8												
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												
25	92.98	Coral rock fragments. Fragments sizes of 8 cm on average.										
26	7.62											
27												
28												
29												
30	91.46	Coral rock fragments. Fragments sizes smaller than 5 cm. Interbedding with more massive coral rock with well developed coral layers of approximately 10 cm in length. Powdery material.										
31	9.14											
32												
33												
34												
35	89.93	END OF BOREHOLE										
36	10.67											
37												
38												
39												
40												
41												
42												
43												
44												
45												
46												
47												
48												
49												

Remarks: - Coral rock of middle reef terraces Formation (MRT)
 - Elevation with respect to center point of catch bassin in parking lot (see plan 033-P015952-0160-GE-0001-00) BM = 100.00 m

DESSAU

BOREHOLE REPORT

Client : D.F.A. I.T. Canada

Project: **Geotechnical investigation - High Commission of Canada**

File n°: **P015952-160**

Location: **Bishop's Court Hill, St-Michael, Barbados**

Borehole n° : **BH-03-08**

Coordinates (m): **1149095.00 N 218061.00 E** Dates : **2008-03-03** Drilling equipment : **Devis, USA**

Reference Datum: **Arbitrary** Bedrock depth m **Sample condition**
 Elevation: **100.45 m** End of borehole depth 13.72 m  Intact  Remoulded  Lost  Core

SAMPLE TYPE		TESTS			
SS Split Spoon		L Consistency Limits	M.O. Organic Matter (%)	▼ Water Level	
TM Thin wall Tube		W_L Liquid Limit (%)	K Permeability (cm/s)	N Standard Penetration test (blows/150mm)	
PS Piston Tube		W_P Plastic Limit (%)	KL Lefranc Permeability (cm/s)	N_c Dynamic Penetration test (blows/300mm) ●	
RC Core Sample, gauge		I_P Plasticity Index (%)	UW Unit Weight (kN/m ³)	σ'_p Preconsolidation Pressure (kPa)	
TO Open Tube		I_L Liquidity Index	A Absorption (l/min. m)	σ'_{vo} Effective Pressure (kPa)	
LA By Washing		W Natural Water Content (%)	U Uniaxial Compresses strength (MPa)	Shear Strength	
TA Auger		AG Grain Size Analysis	RQD Rock Quality Designation (%)	Cu Undisturbed (kPa) ▲ ■ Laboratory	
MA Bulk sample		S Hydrometer analysis	AC Chemical Analysis	Cur Remoulded (kPa) △ □	
TF Split Tube		R Refusal	P_L Limit Pressure (kPa)		
PW LVM-Fondatec Mega-Sampler		P₈₀ Grain Size Analysis by washing at the 80 μm sieve	E_m Pressuremeter Modulus (kPa)		
			E_r Modulus of subgrade reaction (kPa)		

DEPTH - ft	DEPTH - m	ELEVATION - m	DEPTH - m	LITHOLOGY	SYMBOLS	WATER LEVEL (m) / DATE	SAMPLES			FIELD AND LABORATORY TESTS									
							TYPE AND NUMBER	CALIBER	CONDITION		RECOVERY %	BLOWS / 150mm	N or RQD	RESULTS	WATER CONTENT AND LIMITS (%)				
															W _p	W	W _L		
		100.45		Ground level															
1	0.00			Concrete slab															
2	100.30			Coral crush stone of 10 mm diameter backfilled															
3	0.15																		
4	100.20																		
5	0.25																		
6	98.93			Coral rock fragments. Fragment size smaller than 5 cm. Interbedding with more massive coral rock.															
7	1.52																		
8																			
9	97.40			Coral rock fragments with voids of approximately 1 cm size created from dissolution process. Fragment sizes of approximately 7-8 cm.															
10	3.05																		
11																			
12	95.88			Coral rock fragments. Average sizes between 5 cm to 8 cm. Powdery material.															
13	4.57																		
14																			
15	94.35			Coral rock fragments with voids of approximately 1 cm in size created by dissolution process. Fragment size smaller than 8 cm															
16	6.10																		
17																			
18	93.14			Karst (void)															
19	7.32																		
20	92.83			Massive coral rock. Corals are very well developed. Discontinuities are very close to closely spaced (average spaces of 8 cm)															
21	7.62																		
22	91.38			Coral rock fragments. Fragment sizes smaller than 2.5 cm.															
23	9.07																		
24																			
25	88.26																		
26	12.19																		
27																			
28	86.73																		
29	13.72			END OF BOREHOLE															

Remarks: - Coral rock of middle reef terraces Formation (MRT)
 - Elevation with respect to center point of catch bassin in parking lot (see plan 033-P015952-0160-GE-0001-00) BM = 100.00 m

DESSAU

BOREHOLE REPORT

Client : D.F.A. I.T. Canada

Project: **Geotechnical investigation - High Commission of Canada**

File n°: **P015952-160**

Location: **Bishop's Court Hill, St-Michael, Barbados**

Borehole n° : **BH-04-08**

Coordinates (m): **1449125.00 N 218101.00 E** Dates : **2008-03-03** Drilling equipment : **Devis, USA**

Reference Datum: **Arbitrary** Bedrock depth m **Sample condition**
 Elevation: **100.72 m** End of borehole depth 12.19 m  Intact  Remoulded  Lost  Core

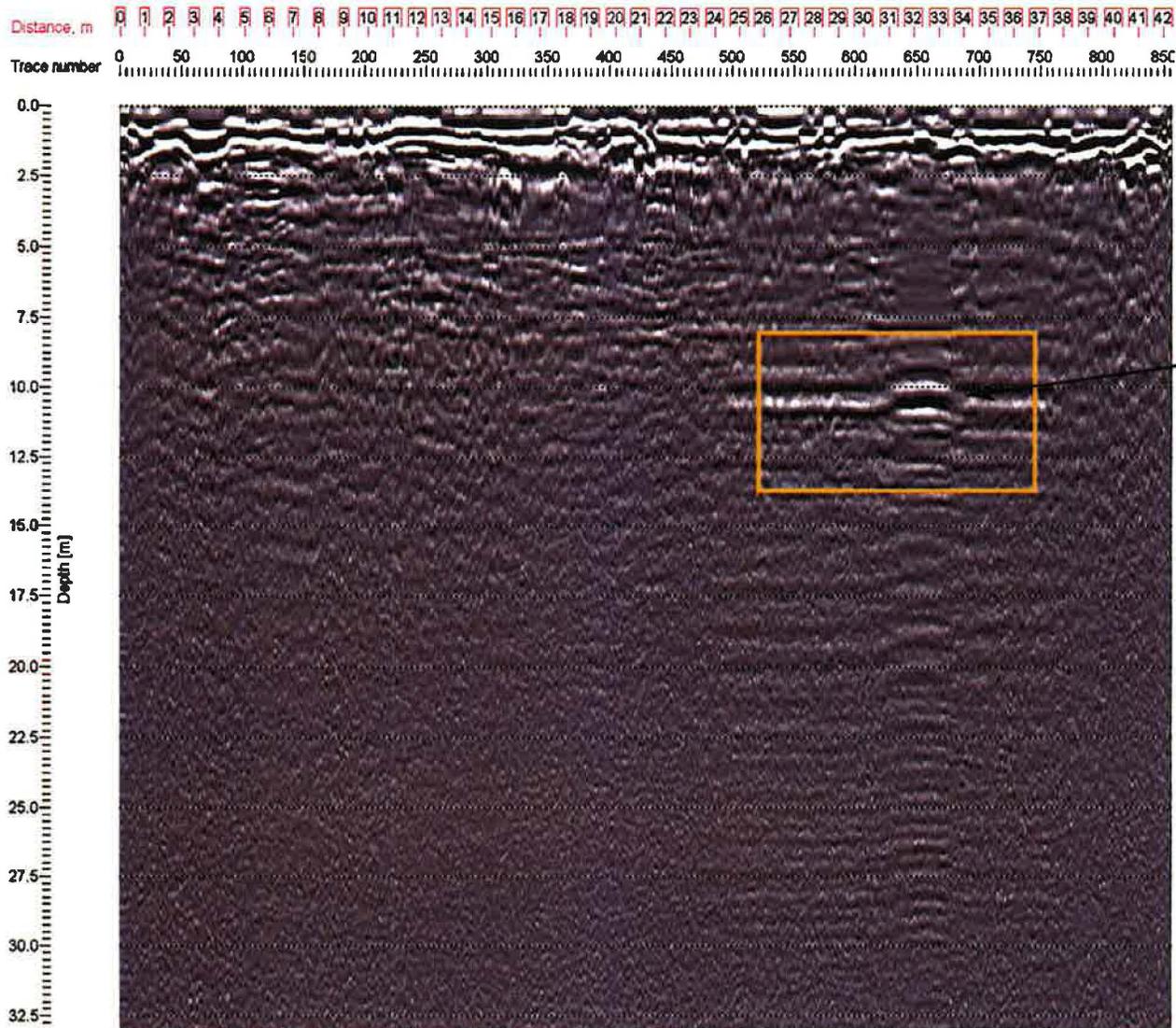
SAMPLE TYPE		TESTS			
SS Split Spoon		L Consistency Limits	M.O. Organic Matter (%)	▽ Water Level	
TM Thin wall Tube		W_L Liquid Limit (%)	K Permeability (cm/s)	N Standard Penetration test (blows/150mm)	
PS Piston Tube		W_P Plastic Limit (%)	KL Lefranc Permeability (cm/s)	Nc Dynamic Penetration test (blows/300mm) ●	
RC Core Sample, gauge		I_P Plasticity Index (%)	UW Unit Weight (kN/m ³)	σ'_p Preconsolidation Pressure (kPa)	
TO Open Tube		I_L Liquidity Index	A Absorption (l/min. m)	σ'_{vo} Effective Pressure (kPa)	
LA By Washing		W Natural Water Content (%)	U Uniaxial Compresses strength (MPa)	Shear Strength	
TA Auger		AG Grain Size Analysis	RQD Rock Quality Designation (%)	Cu Undisturbed (kPa) ▲ Field ■ Laboratory	
MA Bulk sample		S Hydrometer analysis	AC Chemical Analysis	Cur Remoulded (kPa) △ □	
TF Split Tube		R Refusal	P_L Limit Pressure (kPa)		
PW LVM-Fondatec Mega-Sampler		P_w Grain Size Analysis by washing at the 80 μm sieve	E_m Pressuremeter Modulus (kPa)		
			E_r Modulus of subgrade reaction (kPa)		

DEPTH - ft	DEPTH - m	LITHOLOGY			SAMPLES					FIELD AND LABORATORY TESTS									
		ELEVATION - m	SOILS OR ROCK DESCRIPTION	SYMBOLS	WATER LEVEL (m) / DATE	TYPE AND NUMBER	CALIBER	CONDITION	RECOVERY %	BLOWS / 150mm	N or RQD	RESULTS	WATER CONTENT AND LIMITS (%)						
													W _p	W	W _L	20	40	60	80
	100.72		Ground level																
1	0.00		Grass and topsoil																
2	100.57		Massive coral rock with very close to closely spaced discontinuities (average spacing of approximately 6 cm)			RC-1		38	7	7	U = 10 MPa UW = 22.1 kN/m ³								
3	0.15																		
4																			
5																			
6																			
7																			
8																			
9																			
10																			
11																			
12																			
13																			
14																			
15																			
16																			
17																			
18																			
19																			
20																			
21																			
22																			
23																			
24																			
25																			
26																			
27																			
28																			
29																			
30																			
31																			
32																			
33																			
34																			
35																			
36																			
37																			
38																			
39																			
40																			
41																			
42																			
43																			
44																			
45																			
46																			
47																			
48																			
49																			

Remarks: - Coral rock of middle reef terraces Formation (MRT)
 - Elevation with respect to center point of catch bassin in parking lot (see plan 033-P015952-0160-GE-0001-00) BM = 100.00 m)

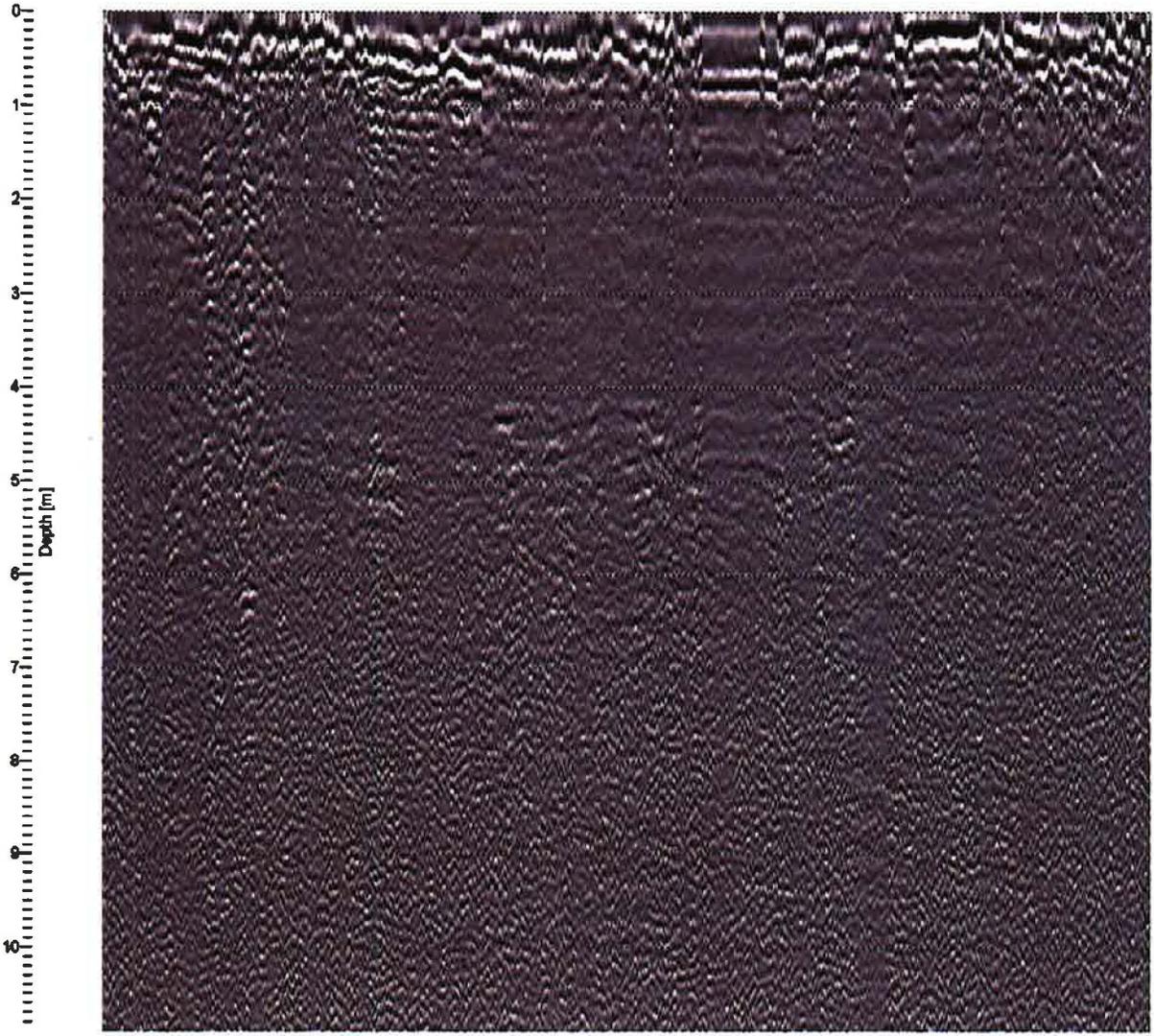
HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-16
Antenna type:	100 MHz
Distance between antennas:	0,50 m
Date:	20 february 2008



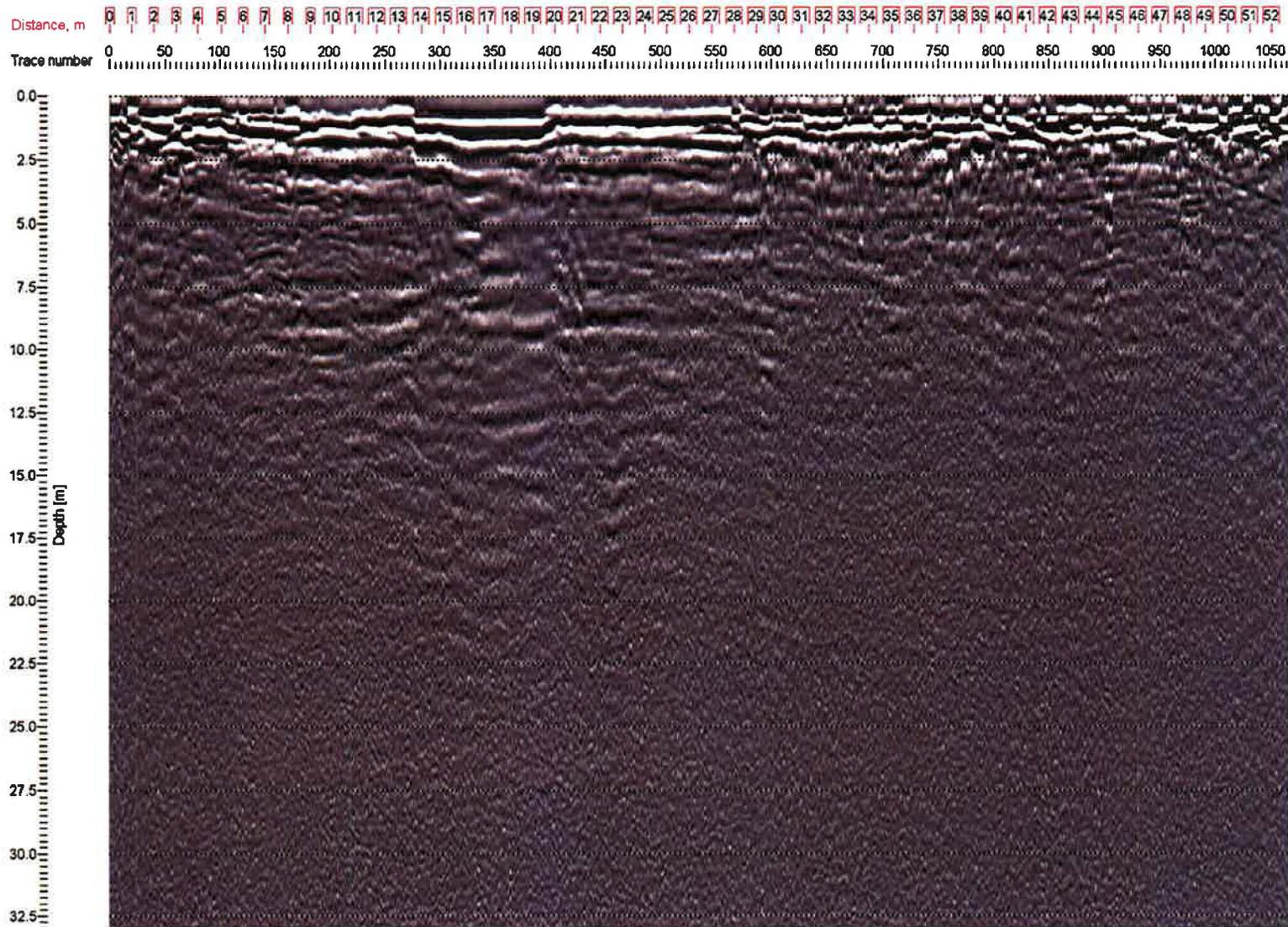
HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-16
Antenna type:	250 MHz
Distance between antennas:	0,31 m
Date:	20 february 2008



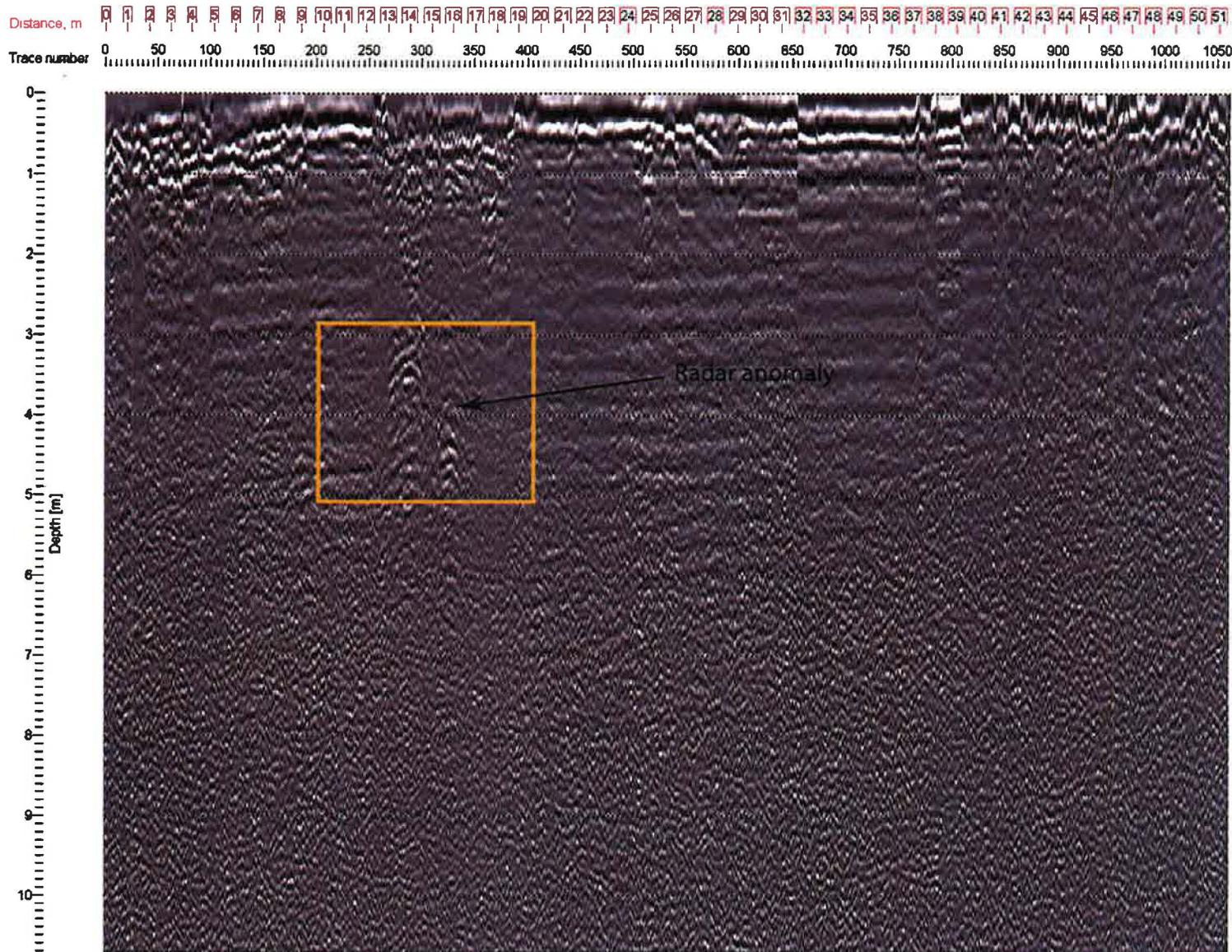
HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-17
Antenna type:	100 MHz
Distance between antennas:	0,50 m
Date:	20 february 2008



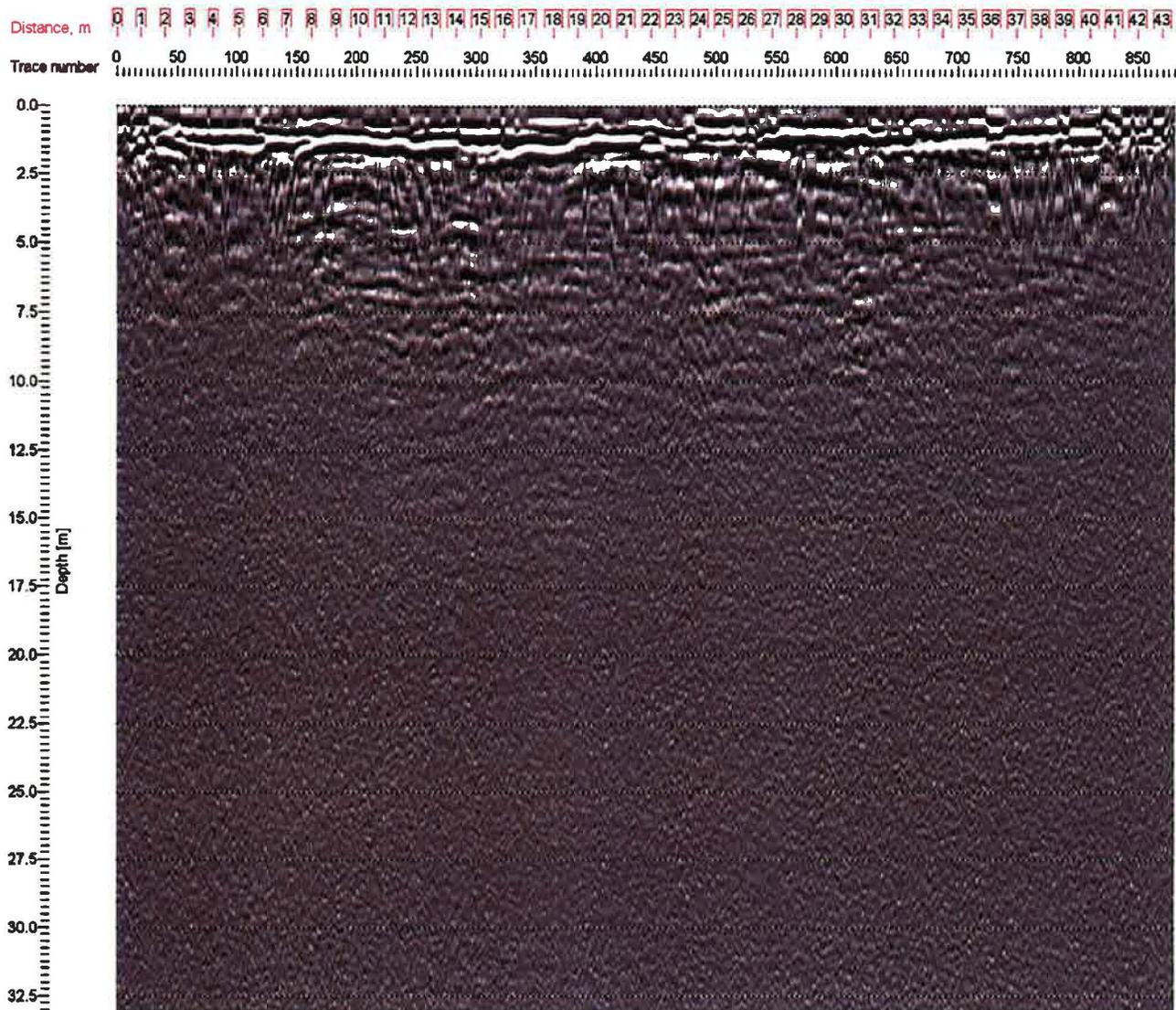
HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-17
Antenna type:	250 MHz
Distance between antennas:	0,31 m
Date:	20 february 2008



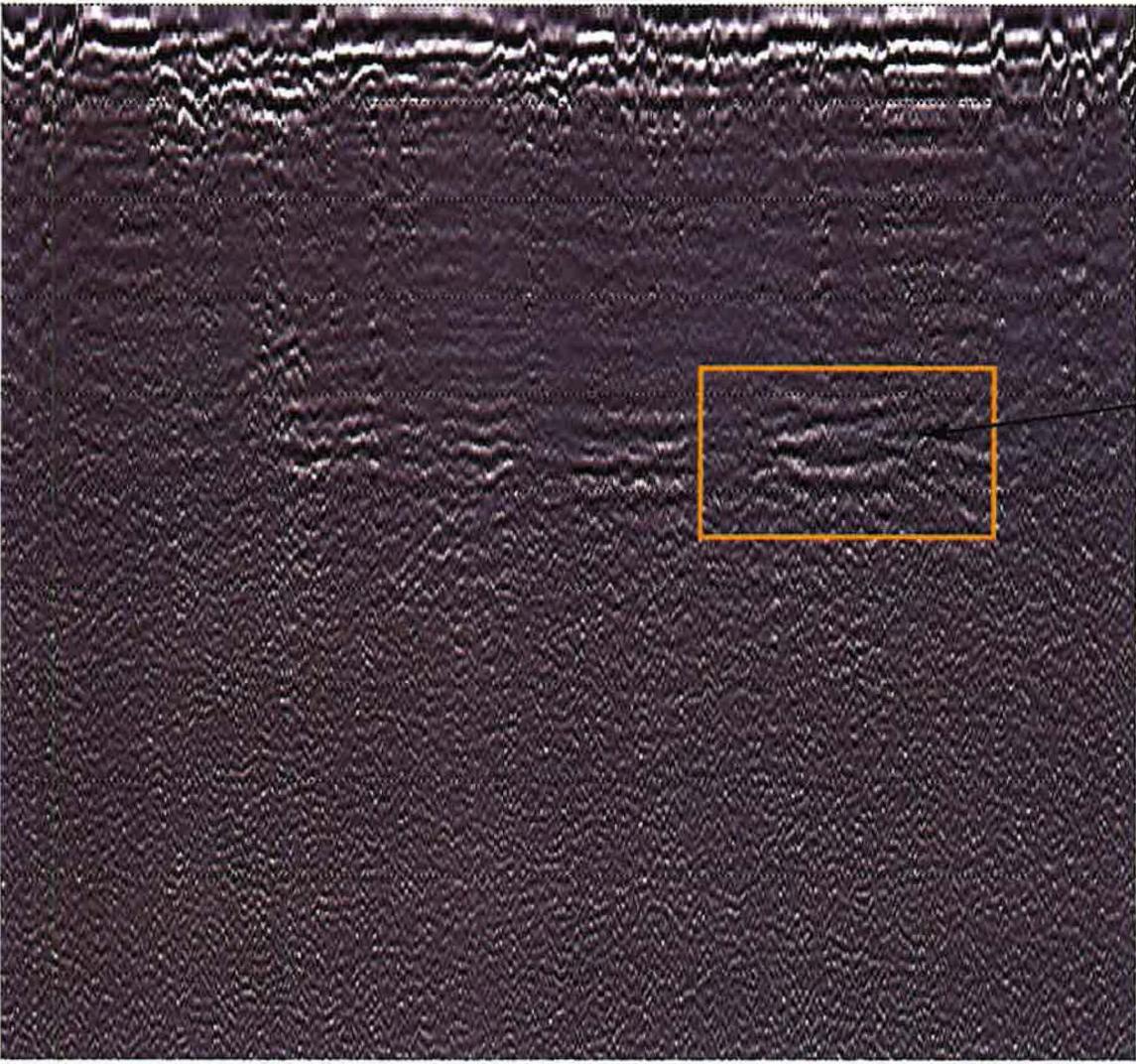
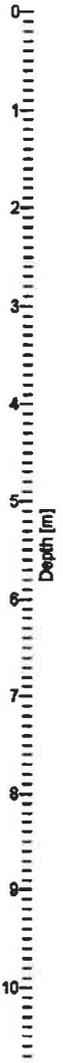
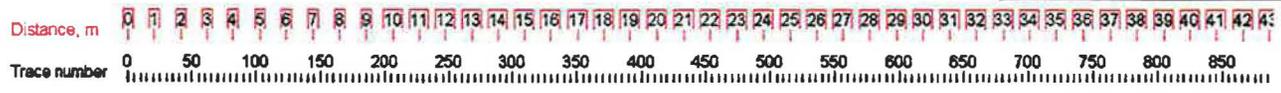
HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-18
Antenna type:	100 MHz
Distance between antennas:	0,50 m
Date:	20 february 2008



HYDROGÉO-SOL

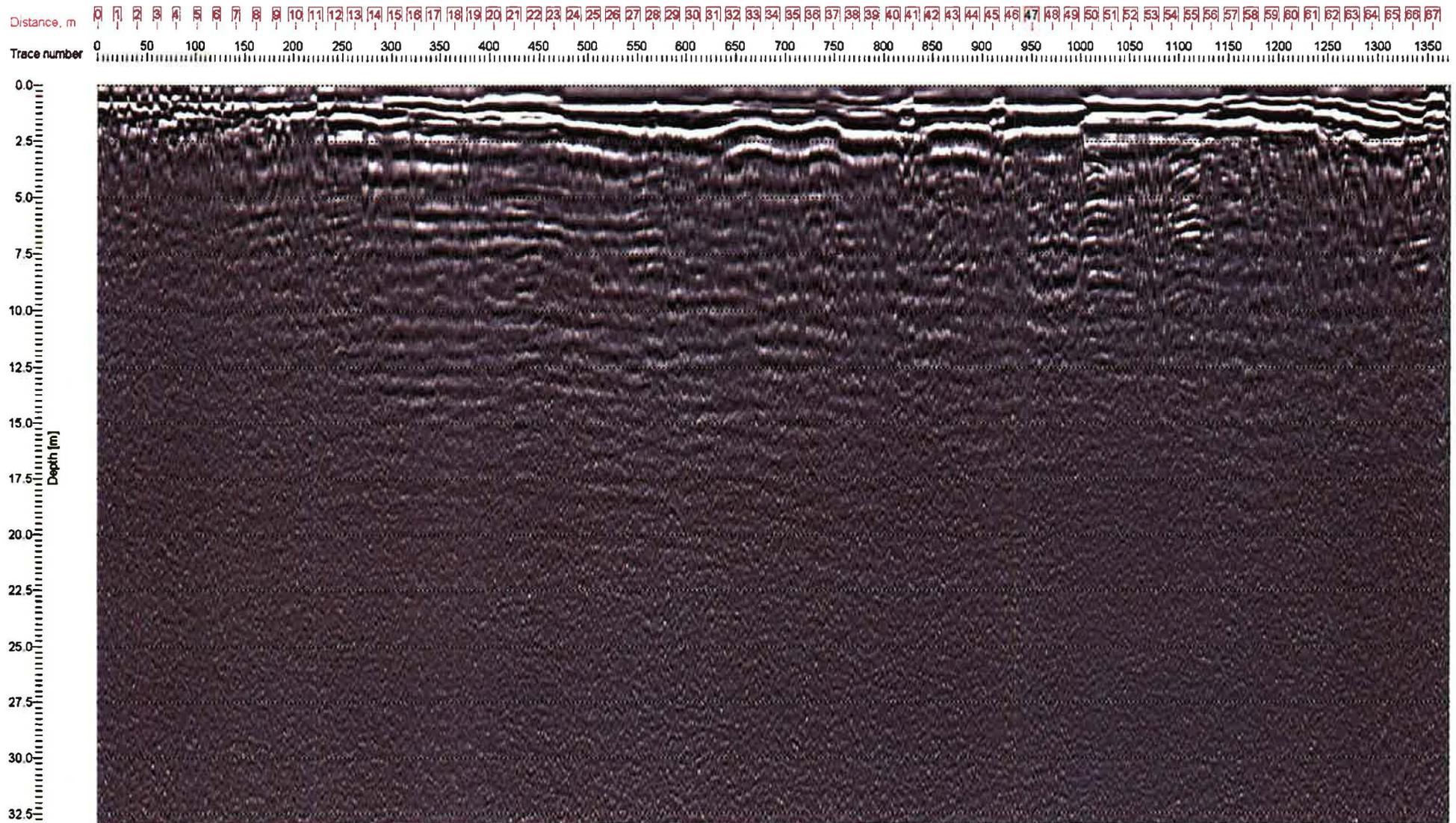
Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-18
Antenna type:	250 MHz
Distance between antennas:	0,31 m
Date:	20 february 2008



Radar anomaly

HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-19
Antenna type:	100 MHz
Distance between antennas:	0,50 m
Date:	20 february 2008

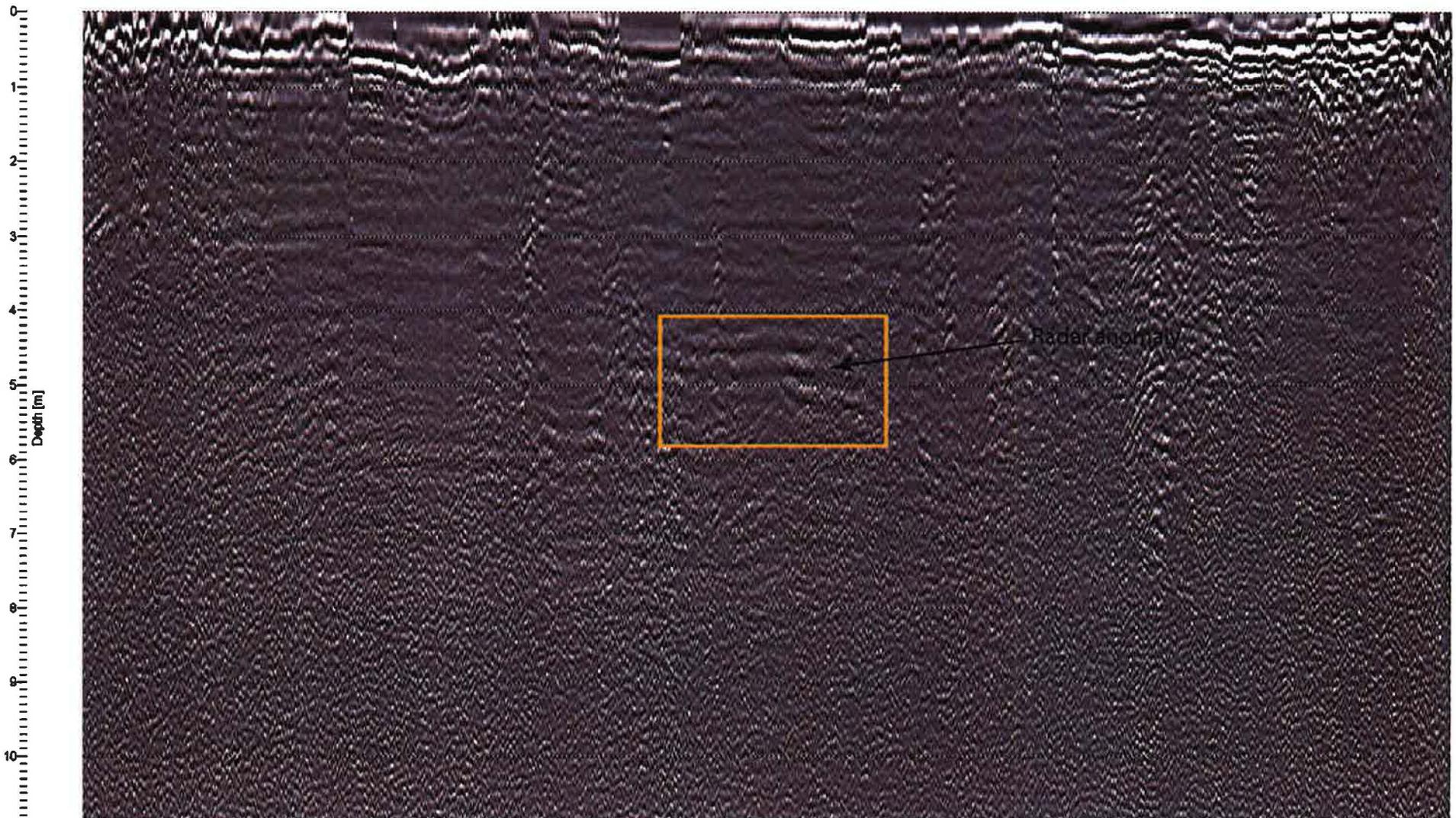


HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-19
Antenna type:	250 MHz
Distance between antennas:	0,31 m
Date:	20 february 2008

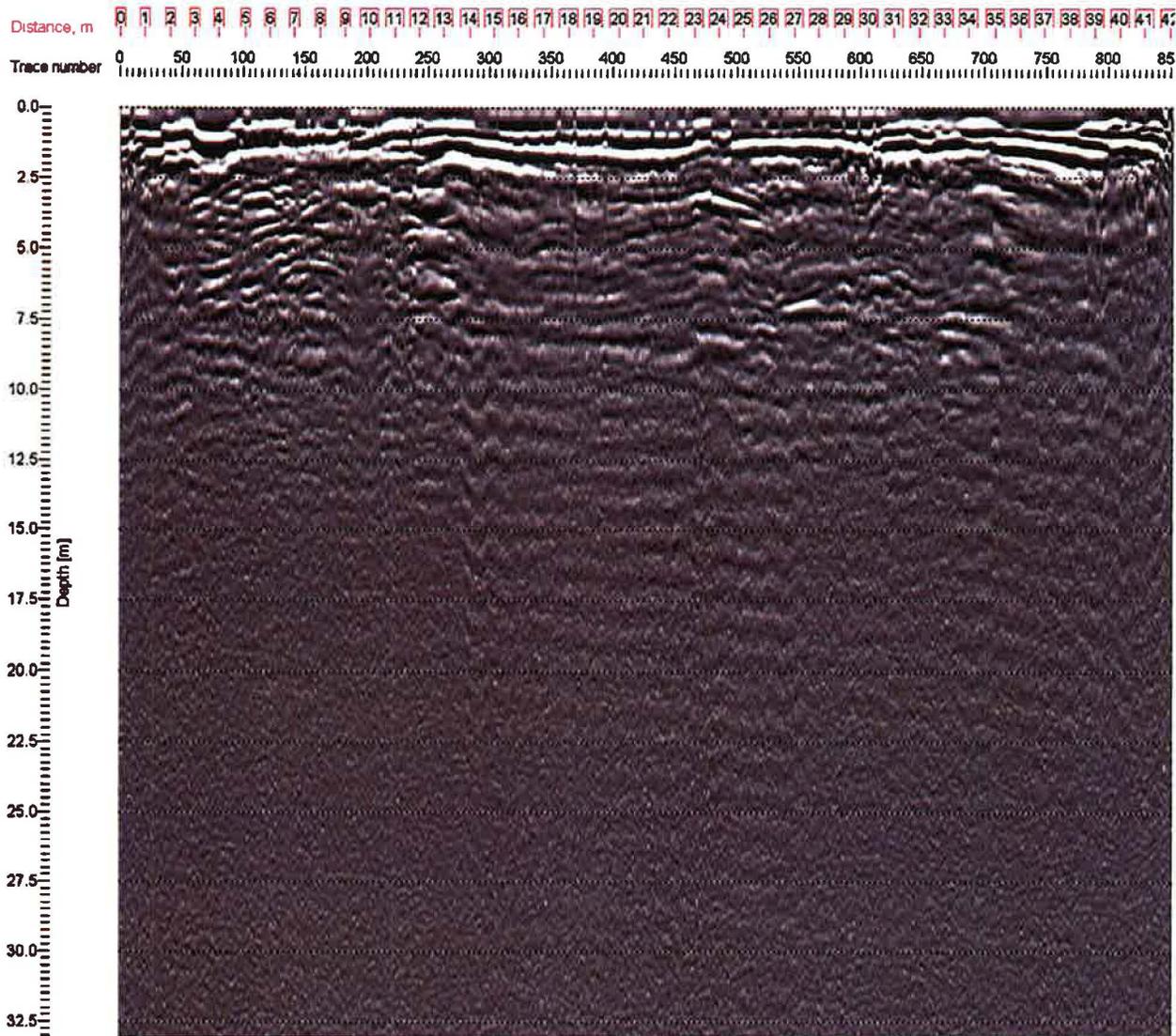
Distance, m 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67

Trace number 0 50 100 150 200 250 300 350 400 450 500 550 600 650 700 750 800 850 900 950 1000 1050 1100 1150 1200 1250 1300 1350



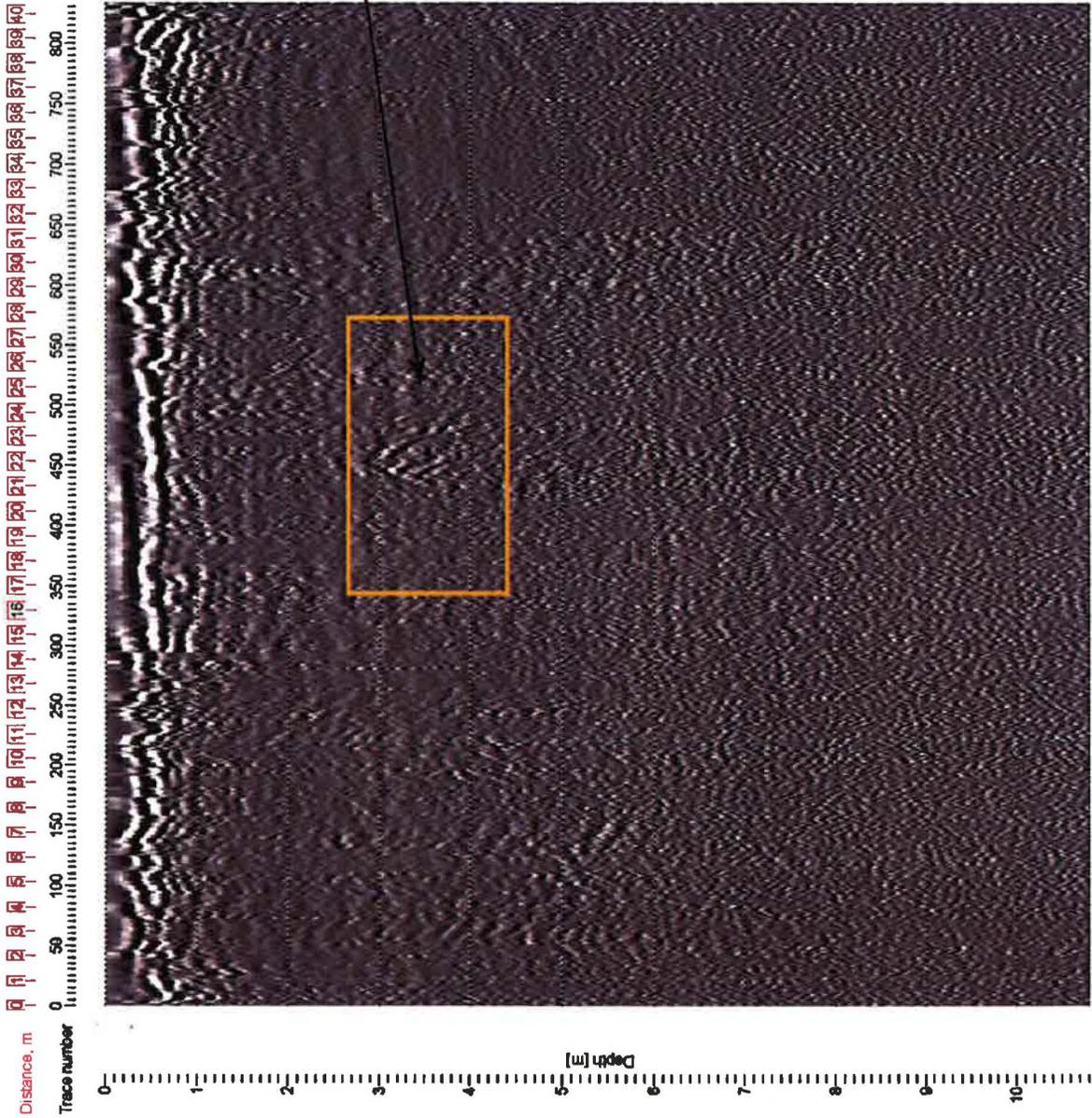
HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-20
Antenna type:	100 MHz
Distance between antennas:	0,50 m
Date:	20 february 2008



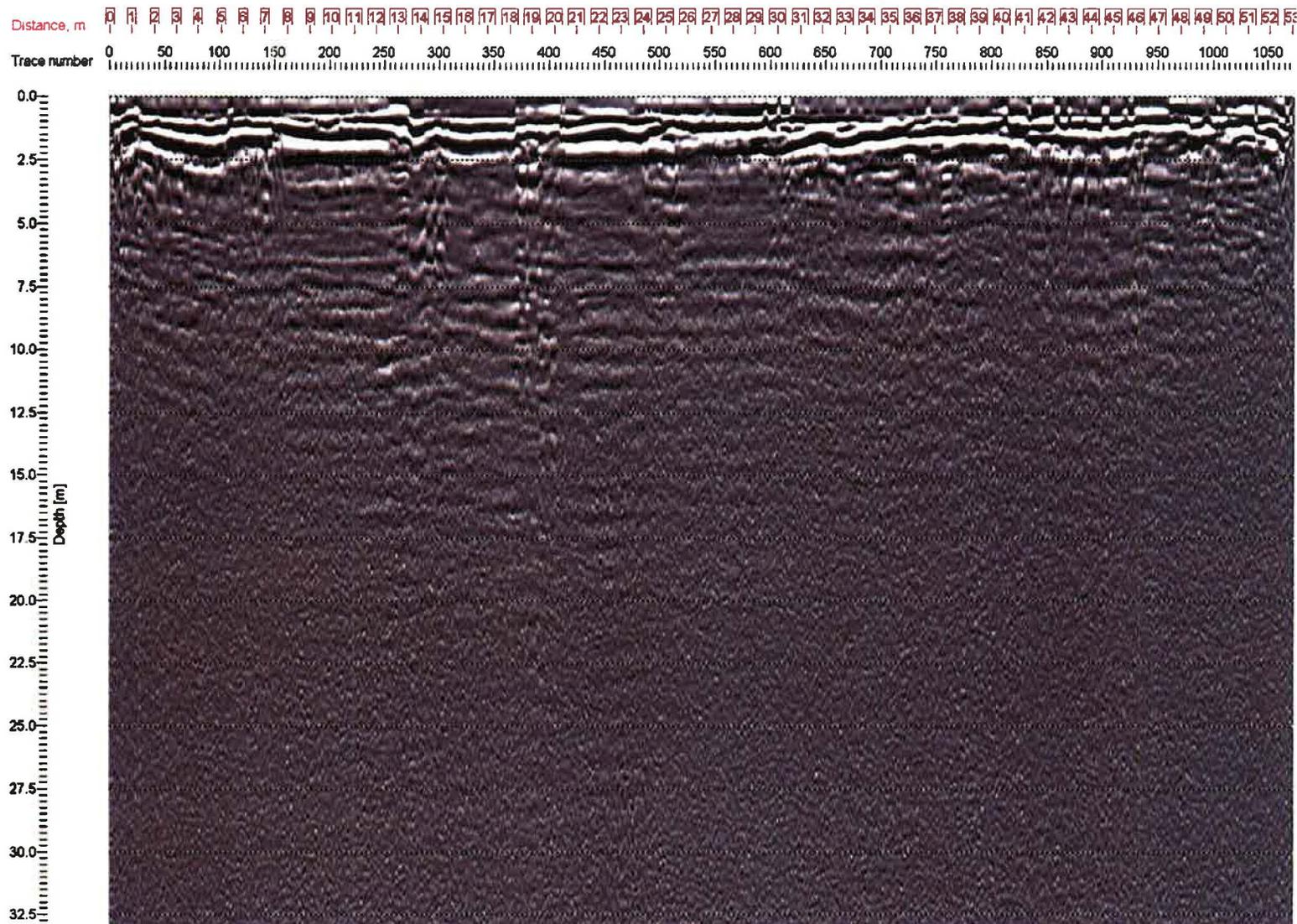
HYDROGÉO-SOL

Place: High Commission of Canada, Barbados
Project: Ground penetrating radar data
053-P015952-0170-SC-0001-00
Line: L-20
Antenna type: 250 MHz
Distance between antennas: 0,31 m
Date: 20 february 2008



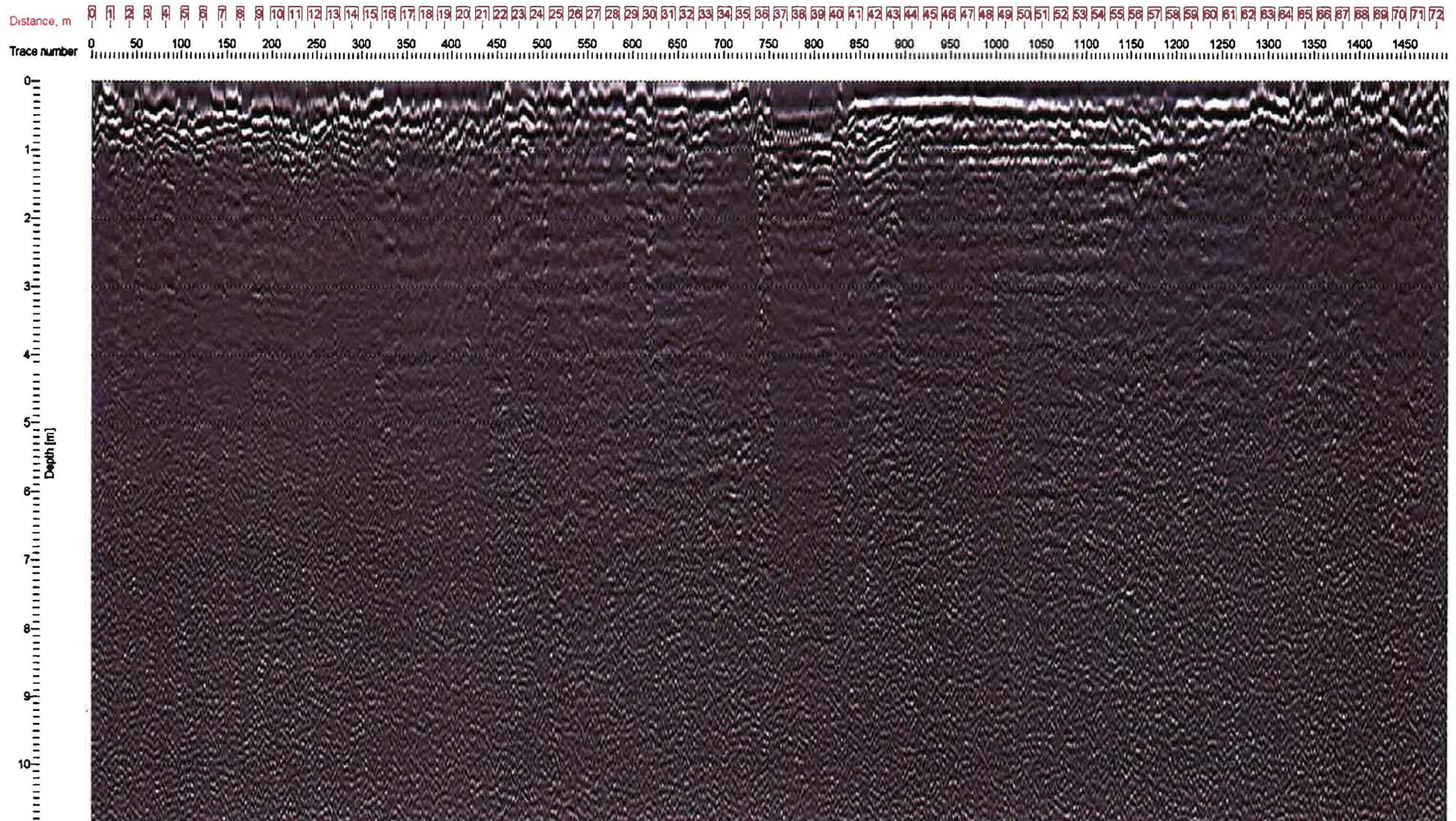
HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-21
Antenna type:	100 MHz
Distance between antennas:	0,50 m
Date:	20 february 2008



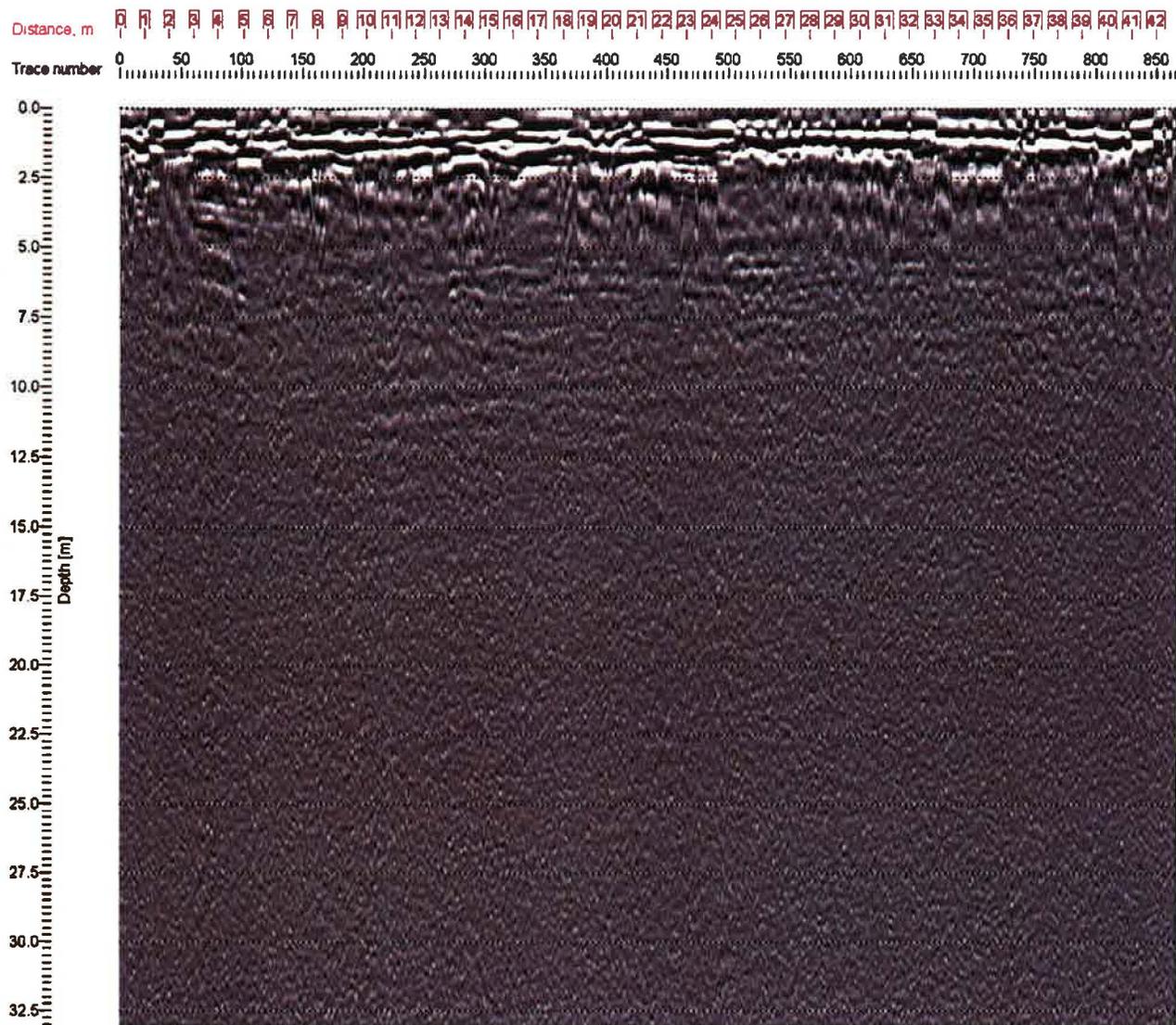
HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-21
Antenna type:	250 MHz
Distance between antennas:	0,31 m
Date:	20 february 2008



HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-22
Antenna type:	100 MHz
Distance between antennas:	0,50 m
Date:	20 february 2008

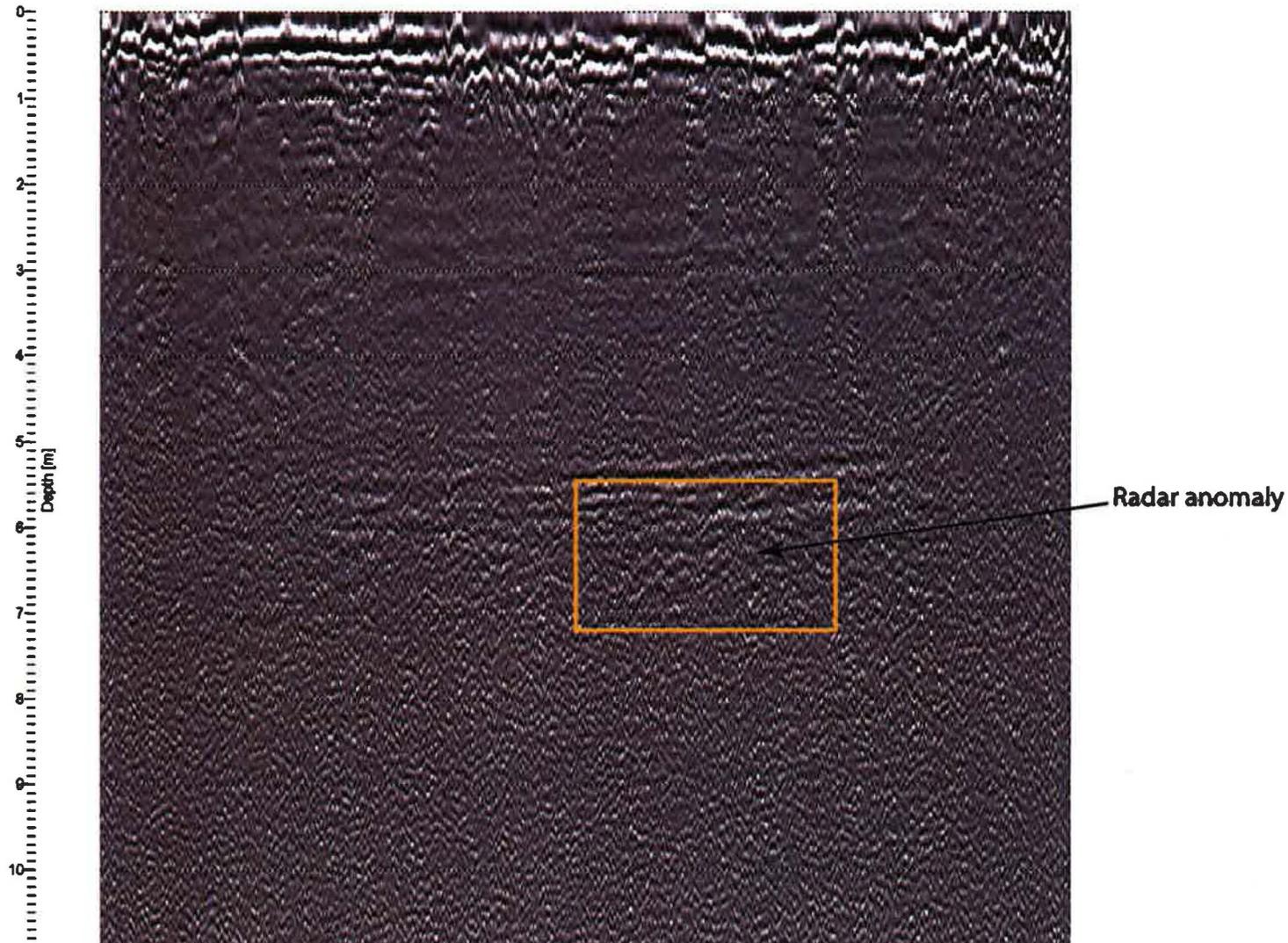


HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-22
Antenna type:	250 MHz
Distance between antennas:	0,31 m
Date:	20 february 2008

Distance, m 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41

Trace number 0 50 100 150 200 250 300 350 400 450 500 550 600 650 700 750 800 850

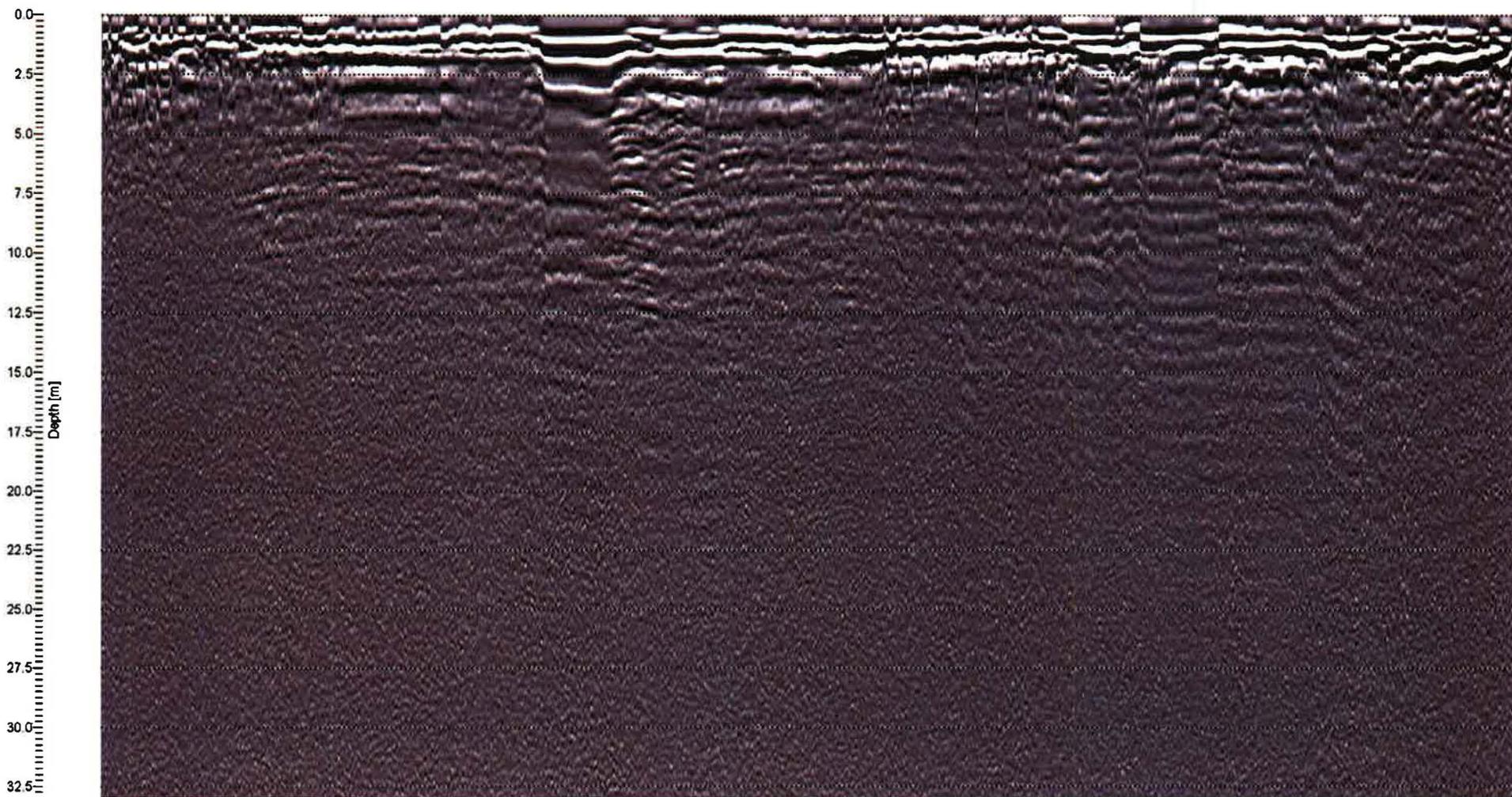


HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-23
Antenna type:	100 MHz
Distance between antennas:	0,50 m
Date:	20 february 2008

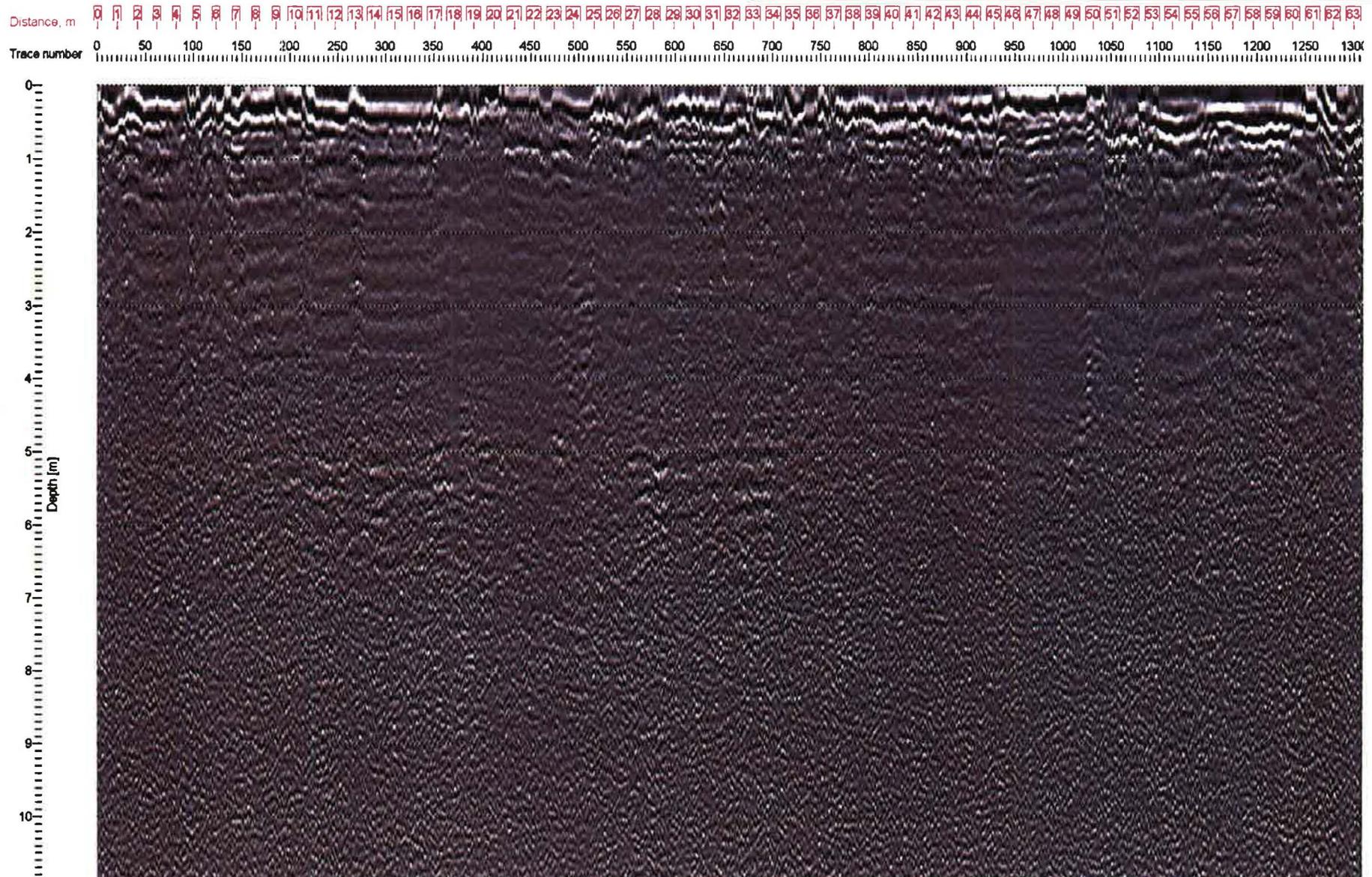
Distance, m 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67

Trace number 0 50 100 150 200 250 300 350 400 450 500 550 600 650 700 750 800 850 900 950 1000 1050 1100 1150 1200 1250 1300 1350



HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-23
Antenna type:	250 MHz
Distance between antennas:	0,31 m
Date:	20 february 2008

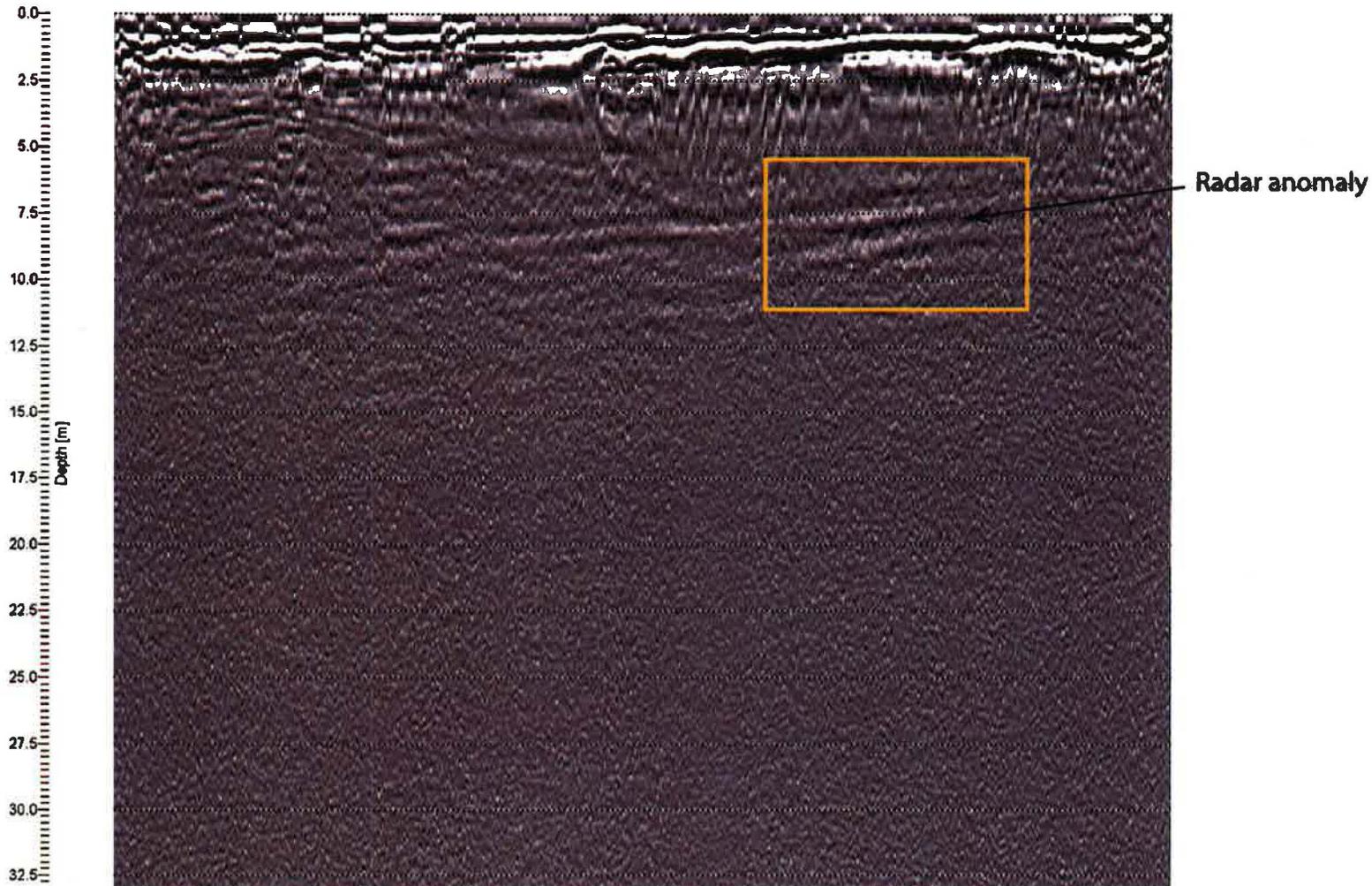


HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-24
Antenna type:	100 MHz
Distance between antennas:	0,50 m
Date:	20 february 2008

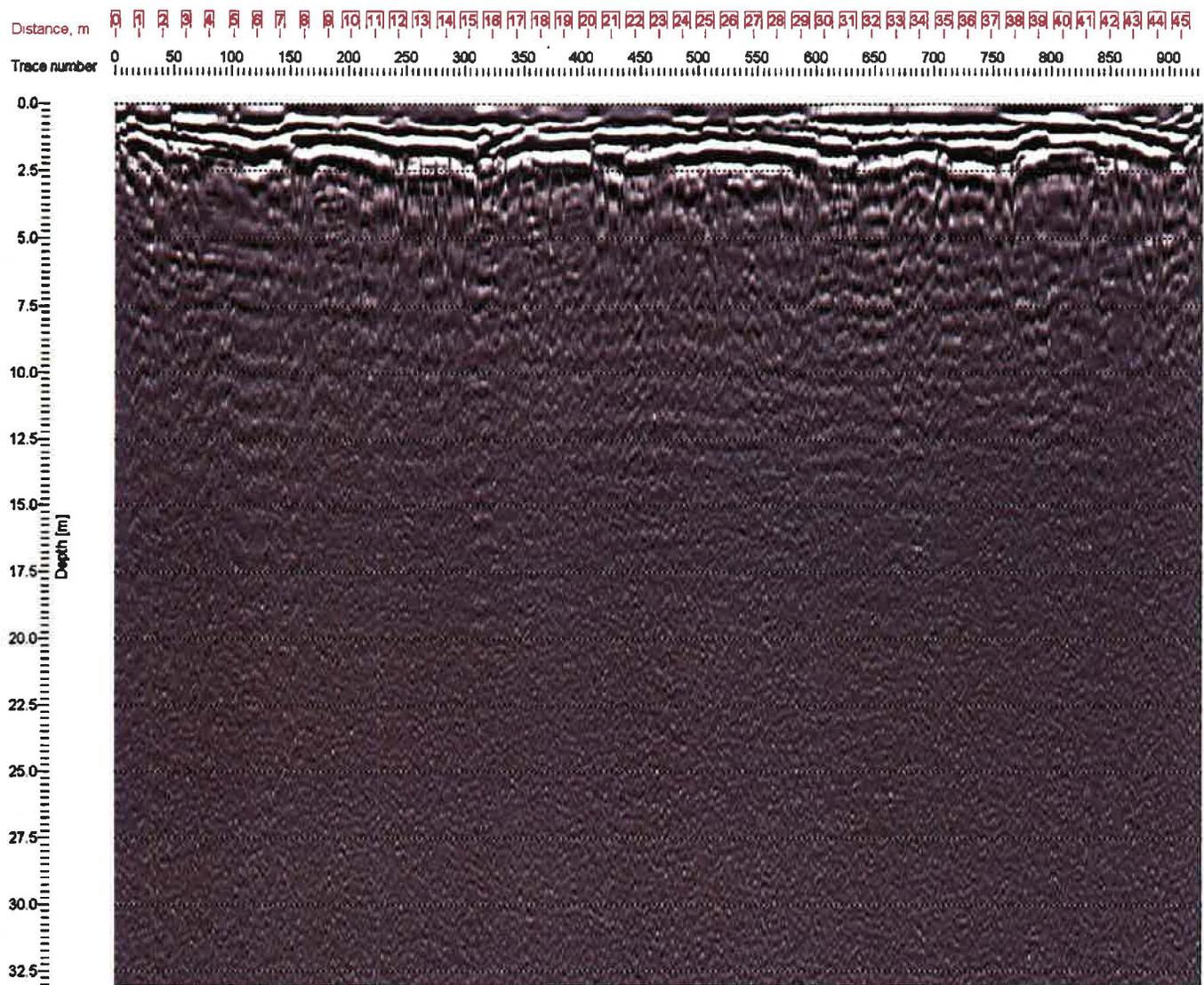
Distance, m 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44

Trace number 0 50 100 150 200 250 300 350 400 450 500 550 600 650 700 750 800 850 900



HYDROGÉO-SOL

Place:	High Commission of Canada, Barbados
Project:	Ground penetrating radar data 053-P015952-0170-SC-0001-00
Line:	L-25
Antenna type:	100 MHz
Distance between antennas:	0,50 m
Date:	20 february 2008





APPENDIX D

Laboratory Test Results Current Investigation

Golder Associates Ltd.
32 Steacie Drive
Kanata, Ontario
K2K 2A9



UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH OF ROCK CORE

Project: Barbados - Bridgetown - Chancery

Project No.: 10-1121-0089 / 300

Client: J.L. Richards and Associates

Date: April 11, 2011

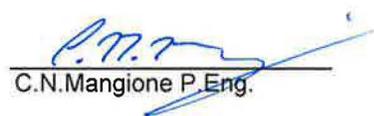
Rock Description : Coral

Bore Hole No.	Depth (m)	Date Tested	Core Size	Diameter (mm)	Density (kg/m ³)	Compressive Strength (MPa)
C-11-1	1.25-1.35	Mar 23/11	NQ	50.3	1814	10.5
C-11-1	9.91-10.05	Mar 23/11	NQ	49.9	1268	4.7
C-11-2	1.37-1.52	Mar 24/11	NQ	50.5	2287	39.3
C-11-2	17.37-17.48	Mar 24/11	NQ	50.6	2188	51.6
C-11-3	1.29-1.42	Mar 24/11	NQ	50.2	1801	9.4
C-11-3	2.24-2.36	Mar 24/11	NQ	50.3	1794	9.2
C-11-4	11.58-11.73	Mar 24/11	NQ	50.9	1709	19.5
C-11-5	3.66-3.81	Mar 24/11	NQ	49.3	2054	25.0

REMARKS : - Compressive Strength Corrected for L/D Ratio.
- Cores tested in vertical direction.

TESTING WAS CARRIED OUT IN GENERAL ACCORDANCE WITH ASTM D7012 - Method C

SIGNED:


C.N. Mangione P. Eng.

POINT LOAD INDEX TEST WORKSHEET

Using modified Marshall apparatus (non-MTO) (ASTM D5731-05)

Project Number: 10-1121-0089 / 300

Date: March 23, 2011

Name: Barbados - Chancery

Rock Descriptions :

Moisture Condition : Saturated

D - Dolomite Sn - Sandstone

As Received

L - Limestone G - Granite

Lab Air Dried

M - Marble C - Coral

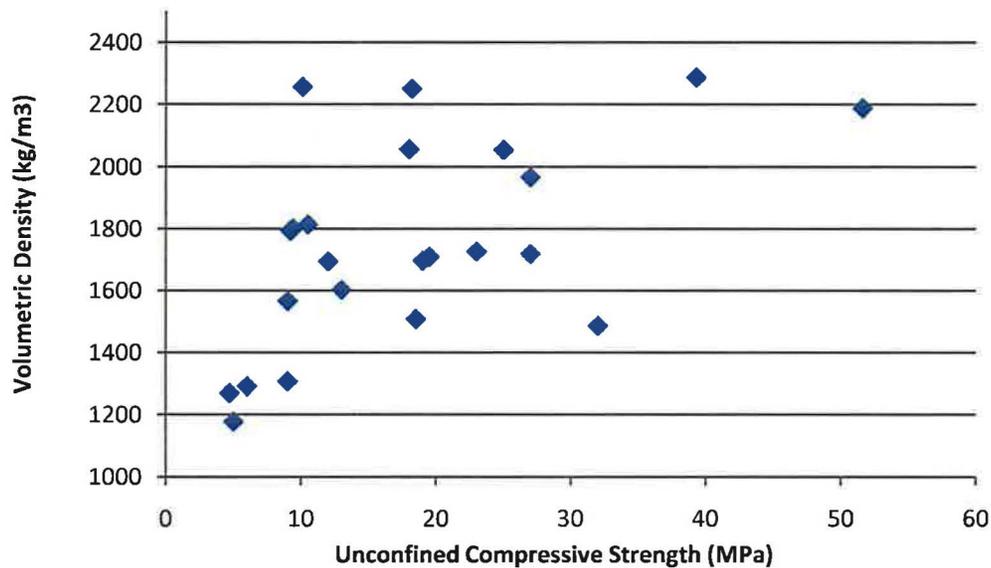
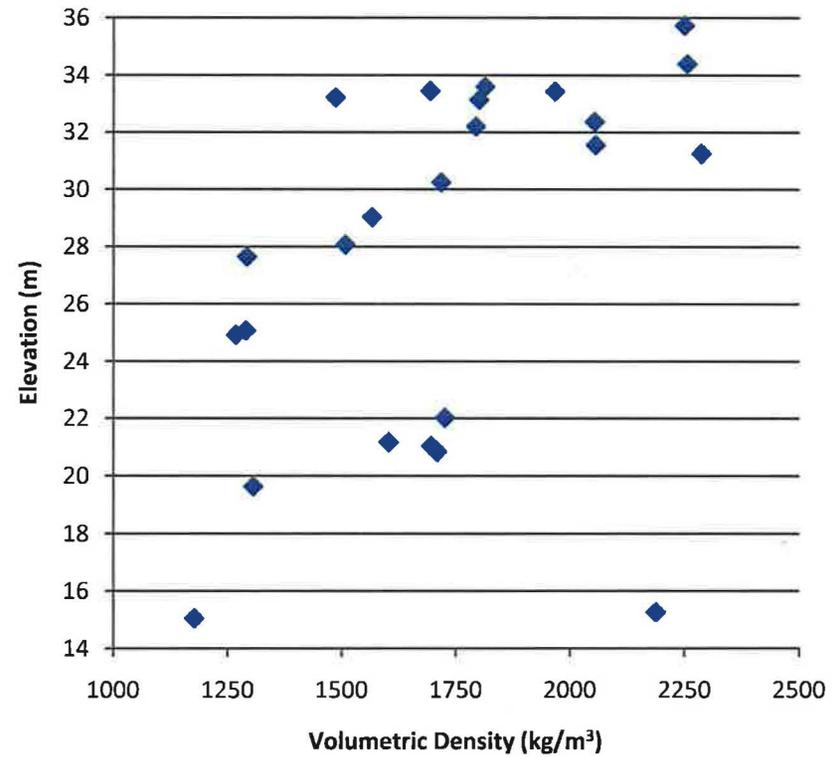
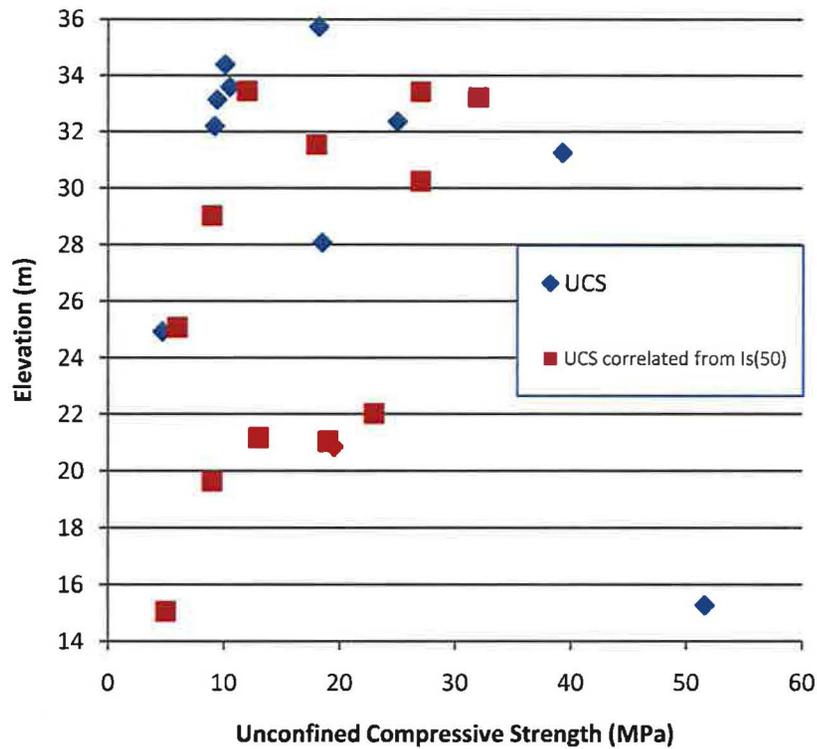
Oven Dried

Core Size: NQ

Diam. : 47.6 mm

BOREHOLE	DEPTH (m)	Diametral / Axial (D / A)	LENGTH (Axial) DIAM (Diametral) (mm)	EQUIVALENT CORE DIAMETER D _e	FAILURE READING (div)	FAILURE LOAD (lbs)	I _s (MPa)	SIZE CORRECTION FACTOR "F"	I _{s(50)} (MPa)	UNIAXIAL COMPRESSIVE STRENGTH (MPa) ** [C x I _{s(50)}]	Rock Descr.	Moisture content		
												'Moist' Mass (g)	Oven-Dry Mass (g)	W _{nat} (g)
C 11-1	1.37-1.52	D	45.3	45.3	80	854	1.9	0.96	1.8	12	C			
	9.75-9.91	D	42.8	42.8	35	363	0.9	0.93	0.8	6	C			
C 11-2	1.07-1.22	D	49.7	49.7	135	1428	2.6	1.00	2.6	18	C			
	2.44-2.47	D	44.4	44.4	175	1820	4.1	0.95	3.9	27	C			
C 11-3	0.91-1.22	D	48.7	48.7	200	2074	3.9	0.99	3.8	27	C			
C 11-4	11.28-11.38	D	44.3	44.3	83	886	2.0	0.95	1.9	13	C			
	12.80-12.92	D	46.9	46.9	60	635	1.3	0.97	1.2	9	C			
	17.37-17.50	D	43.9	43.9	30	310	0.7	0.94	0.7	5	C			
C 11-5	7.01-7.13	D	44.5	44.5	61	646	1.5	0.95	1.4	9	C			
	14.02-14.14	D	45.0	45.0	150	1579	3.5	0.95	3.3	23	C			
C 11-6	2.90-3.05	D	43.9	43.9	206	2135	4.9	0.94	4.6	32	C			
	15.09-15.24	D	43.5	43.5	115	1224	2.9	0.94	2.7	19	C			

** : Correlation factor "C" found to be approx. 6.9 based on adjacent UCS testing



**GEOTECHNICAL INVESTIGATION FOR CANADIAN
HIGH COMMISSION CHANCERY
BRIDGETOWN, BARBADOS**

**SUMMARY OF UNCONFINED COMPRESSIVE
STRENGTHS AND VOLUMETRIC DENSITIES**

	PROJECT No.	10-1121-0089	PHASE No.	1400
	DESIGN	BDG	17/02/2011	SCALE NTS
	CADD			REV.
	CHECK	CMM	<i>[Signature]</i>	FIGURE D1
	REVIEW	MSS		