

# Étude de caractérisation géotechnique

Évaluation de la problématique de consolidation des sols  
du Projet domiciliaire des Constellations

# Évaluation de la problématique de consolidation des sols du Projet domiciliaire des Constellations

**Ville de Lévis**

Service du génie

Direction de l'environnement et des infrastructures

**Rapport final**

0520043-1000

Décembre 2010



## AVIS AUX LECTEURS

Ce document fait état de l'opinion professionnelle de AECOM Tecult Inc. (AECOM) quant aux sujets qui y sont abordés. Le document doit être interprété dans le contexte de la résolution du comité exécutif de la Ville de Lévis du 5 juillet 2010, ainsi qu'en tenant compte de la méthodologie, des procédures et des techniques utilisées, des hypothèses sur lesquelles AECOM a fondé ses opinions, ainsi que des circonstances et des contraintes qui ont prévalu lors de l'exécution de ce mandat. Ce document n'a pour raison d'être que l'objectif défini dans le mandat, et est au seul usage du Client, dont les recours sont limités à ceux prévus dans le mandat. Il doit être lu comme un tout, à savoir qu'une portion ou un extrait isolé ne peut être pris hors contexte.

AECOM a, pour réaliser ce rapport, suivi une méthode et des procédures et pris les précautions appropriées au degré d'exactitude visé, en se basant sur ses compétences professionnelles en la matière et avec les précautions qui s'imposent. Cependant, l'exactitude des informations que ce rapport contient ne peut être garantie. À moins d'indication contraire expresse, AECOM n'a pas contre-vérifié les hypothèses, données et renseignements en provenance d'autres sources (dont le Client, les autres consultants, laboratoires d'essais, fournisseurs d'équipements, etc.) sur lesquelles est fondée son opinion. AECOM n'en assume nullement l'exactitude et décline toute responsabilité à cet égard.

AECOM et la Ville de Lévis déclinent en outre toute responsabilité envers les tiers en ce qui a trait à l'utilisation (publication, renvoi, référence, citation ou diffusion) de tout ou partie du présent document, ainsi que toute décision prise ou action entreprise sur la foi dudit document.



Ce rapport a été préparé par le personnel d' AECOM Tecsult Inc. avec la collaboration particulière des professionnels suivants :

Volet traitement et analyse des données géotechniques :

- Nicolas l'Écuyer, ing., M. Sc. A., Spécialiste en géotechnique (responsable volet)
- Mohamed-Ali Askri, M. Sc. A., Spécialiste en géotechnique
- Bassam El-Husseini, Ph.D., Spécialiste en géotechnique

Volet traitement et analyses des données et informations géologiques et hydrogéologiques :

- Georges Forest, ing., Spécialiste en géologie et hydrogéologie (responsable volet)
- Paul Corbeil, géomorphologue, M.Sc., Spécialiste en géomorphologie

Cartographie et dessins

- Stéphane Ogeron, spécialiste SIG, M.Sc.
- François Moisan, dessinateur

Le 20 décembre 2010

---

Georges Forest, ing.  
Directeur de projet  
Sciences de la terre

**Approuvé par :**

Le 20 décembre 2010

---

Romeo Ciubotariu, ing., M. Ing.  
Vice-président  
Sciences de la terre

L'équipe d'étude a bénéficié des services conseils du professeur Serge Leroueil, ing., Ph. D., expert en géotechnique de l'Université Laval (Québec).



# Table des matières

<b>1</b>	<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>1</b>
1.1	Contexte de l'étude .....	1
1.2	Description du mandat .....	1
<b>2</b>	<b>DESCRIPTION DU SITE .....</b>	<b>2</b>
2.1	Localisation .....	2
2.2	Contexte géologique et géomorphologique .....	2
2.2.1	Géologie du substratum rocheux .....	2
2.2.2	Dépôts meubles .....	3
2.2.3	Topographie et drainage .....	4
2.3	Chronologie du développement domiciliaire .....	4
<b>3</b>	<b>ÉTUDES GÉOTECHNIQUES EXTERNES À LA PRÉSENTE ÉTUDE .....</b>	<b>4</b>
3.1	Investigations géotechniques avant construction .....	5
3.2	Investigations géotechniques post-construction .....	5
3.3	Informations et données externes.....	6
<b>4</b>	<b>TRAVAUX DE RECONNAISSANCE DE TERRAIN – AECOM 2010.....</b>	<b>7</b>
4.1	Forages .....	7
4.2	Installation de piézomètres .....	9
4.3	Réalisation de sondages au piézocône .....	9
4.4	Travaux d'arpentage .....	11
4.5	Essais en laboratoire.....	11
<b>5</b>	<b>AUTRES DONNÉES ACQUISES.....</b>	<b>12</b>
5.1	Données topographiques .....	12
5.2	Informations sur les dommages rapportés .....	13
5.3	Programme de suivi des tassements.....	13
<b>6</b>	<b>STRATIGRAPHIE ET PROPRIÉTÉS DES SOLS .....</b>	<b>14</b>
6.1	Remblai .....	15
6.2	Dépôt granulaire supérieur .....	15
6.3	Couche compressible.....	17
6.3.1	Propriétés physiques de la couche compressible.....	17
6.3.2	Résistance au cisaillement non drainé ( $C_u$ ).....	20
6.3.3	Caractéristiques de la consolidation .....	20
6.4	Dépôt granulaire inférieur .....	23
6.5	Till.....	25
6.6	Roc.....	25
6.7	Conditions hydrogéologiques.....	25
6.7.1	Conditions de la nappe phréatique .....	26
6.7.2	Gradient hydraulique.....	27
6.7.3	Modification des conditions de l'eau souterraine .....	27
6.8	Coupes stratigraphiques .....	28
<b>7</b>	<b>PROBLÉMATIQUE.....</b>	<b>29</b>
<b>8</b>	<b>ESTIMATION DES TASSEMENTS.....</b>	<b>30</b>
8.1	Généralités.....	30
8.2	Données retenues.....	30
8.3	Méthode de calcul .....	31



8.4	Cas types de charges sur les sols .....	32
8.5	Paramètres de calcul.....	33
8.6	Tassements de consolidation primaire.....	33
8.7	Tassements de consolidation secondaire .....	34
<b>9</b>	<b>ESTIMATION DU TEMPS DE CONSOLIDATION .....</b>	<b>35</b>
<b>10</b>	<b>PRÉCISION DES MESURES DE TASSEMENT ET DU TEMPS DE CONSOLIDATION ESTIMÉES .....</b>	<b>37</b>
<b>11</b>	<b>RECOMMANDATIONS.....</b>	<b>38</b>
11.1	Révision des restrictions d'usage.....	38
11.2	Vérification des infrastructures publiques .....	38
11.3	Protection de la nappe phréatique .....	38
11.4	Estimation des conditions de tassement par sous-secteur.....	39
11.5	Pistes de solutions pour les propriétaires .....	39
11.5.1	Suivi du tassement des propriétés .....	39
11.5.2	Mesures préventives .....	40
11.5.3	Mesures correctives .....	40
<b>12</b>	<b>SOMMAIRE ET CONCLUSIONS .....</b>	<b>41</b>
<b>13</b>	<b>RÉFÉRENCES.....</b>	<b>43</b>
<b>ANNEXE 1</b>	<b>FIGURES 1 À 14</b>	
<b>ANNEXE 2</b>	<b>DONNÉES EXTRAITES DE RAPPORTS EXTERNES</b>	
<b>ANNEXE 3</b>	<b>RAPPORTS DE FORAGES</b>	
<b>ANNEXE 4</b>	<b>DONNÉES DES SONDAGES AU PIÉZOCÔNE</b>	
<b>ANNEXE 5</b>	<b>RAPPORTS DE LABORATOIRE</b>	
<b>ANNEXE 6</b>	<b>INTERPRÉTATION DES PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES DES SOLS PAR FORAGE</b>	
<b>ANNEXE 7</b>	<b>COUPES STRATIGRAPHIQUES</b>	

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Origine des dépôts meubles .....	3
Tableau 3.1	Liste des forages géotechniques issue d'études externes .....	6
Tableau 4.1	Liste des forages AECOM 2010 .....	8
Tableau 4.2	Zone de captage des piézomètres.....	9
Tableau 4.3	Liste des sondages au piézocône.....	10
Tableau 4.4	Relevé des bornes fontaines du site.....	11
Tableau 4.5	Programme d'essais géotechniques en laboratoire.....	12
Tableau 6.1	Sommaire de la stratigraphie des dépôts meubles.....	14
Tableau 6.2	Caractéristiques générales - Couche granulaire supérieure .....	15
Tableau 6.3	Analyses granulométriques - Couche granulaire supérieure.....	16
Tableau 6.4	Caractéristiques générales - Couche compressible .....	17
Tableau 6.5	Analyses granulométriques et sédimentométriques - Couche compressible .....	19
Tableau 6.6	Résultats des essais œdométriques.....	20
Tableau 6.7	Coefficient de consolidation $C_v$ .....	23
Tableau 6.8	Caractéristiques physiques du dépôt granulaire.....	24
Tableau 6.9	Analyses granulométriques - Couche granulaire inférieure.....	25
Tableau 6.10	Relevé piézométrique .....	26
Tableau 8.1	Paramètres de calcul des tassements .....	33

## LISTE DES GRAPHIQUES

Graphique 1	Abaque de plasticité.....	19
Graphique 2	Courbes œdométriques (a) et variation de $C_c$ avec l'indice des vides (b) .....	22
Graphique 3	Relation entre le tassement secondaire à 75 ans et le tassement primaire .....	35
Graphique 4	Temps de consolidation en fonction de l'épaisseur de la couche compressible .....	36

## LISTE DES FIGURES (HORS TEXTE - ANNEXE 1)

Figure 1	Localisation de la zone d'étude
Figure 2	Secteurs des Constellation
Figure 3	Géologie de la zone d'étude
Figure 4	Topographie du site
Figure 5	Historique du développement domiciliaire
Figure 6	Remblai sus-jacent au terrain naturel
Figure 7	Inventaire des dommages observés ou déclarés
Figure 8	Épaisseur de la couche compressible argileuse
Figure 9	Profondeur de la couche compressible argileuse
Figure 10	Cartographie du roc/till dense
Figure 11	Tassements anticipés : cas R-0
Figure 12	Tassements anticipés : cas R-50
Figure 13	Tassements anticipés : cas R-100
Figure 14	Temps de consolidation primaire



# 1 Introduction

## 1.1 Contexte de l'étude

Un quartier domiciliaire a été développé dans le secteur Saint-Jean-Chrysostome de la Ville de Lévis entre 2002 et 2010. Ce quartier, nommé «Secteur des Constellations», compte aujourd'hui près de 300 maisons unifamiliales. Plusieurs propriétaires de ces maisons ont constaté que leurs résidences et autres infrastructures sur leur terrain montrent des signes de détresse structurale ayant créé des dommages à leur résidence. Une des causes appréhendées de ces dommages pourrait être associée à des tassements plus importants qu'à la normale de la part des sols sous-jacents. Certains résidents ont fait appel à des entrepreneurs spécialisés en travaux de consolidation pour essayer de remédier et/ou prévenir les conséquences structurales reliées aux tassements.

Ce quartier résidentiel a été l'objet d'études géotechniques de caractérisation des sols durant les diverses phases de planification et de construction des rues et d'autres infrastructures municipales. D'autres études ont été réalisées pour le compte de la *Garantie des maisons neuves de l'APCHQ* sur des terrains de particuliers qui ont fait appel à cette garantie après avoir constaté des dommages à leur résidence.

À l'hiver 2010, la Ville de Lévis a mandaté AECOM pour effectuer une première étude géotechnique du secteur des Constellations afin de définir la stratigraphie et les propriétés géotechniques des sols, ainsi que pour évaluer le comportement des sols sur l'ensemble du site. Un premier rapport soumis à la Ville (AECOM, juin 2010) dressait un portrait sommaire de la situation. Cette étude a identifié et confirmé la problématique des tassements associés à la présence d'une couche compressible silto-argileuse. Elle a également mis en lumière la complexité et l'hétérogénéité des sols rencontrés sur ce site et la nécessité de disposer d'une plus grande densité d'informations pour s'assurer d'une caractérisation géotechnique adéquate de ces sols.

C'est dans ce contexte qu'un second mandat a été confié par la Ville de Lévis à AECOM en juillet 2010 afin de réaliser une étude géotechnique complémentaire. Les investigations de terrain de ce second mandat ont été effectuées en août et septembre 2010 et le présent rapport rend compte des données acquises ainsi que des résultats obtenus. Il est à noter que les données et informations issues du premier rapport ont été reprises dans la présente étude et que certaines interprétations ont été revues à la lumière des données complémentaires acquises.

## 1.2 Description du mandat

L'étude de caractérisation géotechnique des sols du secteur des Constellations, confiée à AECOM, a pour objectif de :

- caractériser la stratigraphie des sols sur l'ensemble du site;
- évaluer les propriétés géotechniques des sols à l'aide d'essais in situ et en laboratoire;
- évaluer le comportement des sols intacts en fonction de la manière dont le site a été développé (incluant la mise en place de remblais);
- fournir une information quantitative sur les tassements anticipés et sur la vitesse de consolidation des sols;

- préciser la position du toit du socle rocheux au site;
- proposer des mesures de suivi ainsi que des mesures correctives qui peuvent être envisagées par les résidents affectés par des problèmes de tassements à leur propriété.

En plus de la présente introduction, ce rapport comprend :

- une description du site (chapitre 2);
- un rappel des études géotechniques réalisées sur ce site par d'autres sociétés (chapitre 3);
- une description des travaux de reconnaissance de terrain réalisés dans le cadre de ce mandat (chapitre 4);
- une description de données complémentaires acquises (chapitre 5);
- une description de la stratigraphie et de l'hydrogéologie du site (chapitre 6);
- une présentation de la problématique géotechnique prévalant sur ce site (chapitre 7);
- une estimation du tassement des sols (chapitre 8) et des temps de consolidation (chapitre 9);
- des informations sur la précision des mesures et estimations effectuées dans le cadre de cette étude (chapitre 10);
- des recommandations (chapitre 11);
- et, finalement, un sommaire et conclusions (chapitre 12).

Pour faciliter la lecture de ce rapport, toutes les figures sont regroupées à l'annexe 1 du présent document.

## 2 Description du site

### 2.1 Localisation

Le projet domiciliaire des Constellations est localisé sur la figure 1 par rapport à la Ville de Québec et à la Ville de Lévis. Le site est situé au nord de la rue de la Prairie Ouest dans le secteur de Saint-Jean-Chrysostome dans la Ville de Lévis, Québec. La figure 2 montre une vue rapprochée du site constitué des rues d'Orion, de Céphée, du Phénix, d'Andromède, de Cassiopée, de la Licorne et du Centaure.

Le site couvre une superficie de près de 25 hectares et comprend 297 lots résidentiels destinés à des maisons unifamiliales (bungalow et cottage).

### 2.2 Contexte géologique et géomorphologique

#### 2.2.1 Géologie du substratum rocheux

Le site à l'étude est situé dans la province géologique des Appalaches, à l'intérieur de la Nappe de charriage de la Chaudière. Le substratum rocheux sous-jacent au secteur des Constellations repose sur les roches de la Formation de Saint-Nicolas, du Groupe de Sillery, qui sont d'âge cambrien. La Formation de Saint-Nicolas est constituée de shale et de mudstones. Ces roches, plus communément appelées shale rouge, sont visibles en surface et ont été exploitées notamment dans la carrière qui se trouve à environ 500 m au nord-ouest des limites du secteur des Constellations. Une autre zone d'affleurements rocheux, à environ 1,5 km au sud, forme une bande qui s'étend le long de la rue de l'Église, depuis l'agglomération de Saint-Chrysostome vers le sud-ouest. D'après les

sondages effectués, la profondeur du roc dans le secteur des Constellations est très irrégulière et varie en général entre 13 à 26 m.

### 2.2.2 Dépôts meubles

Les sols du secteur des Constellations sont constitués par plusieurs couches de dépôts meubles qui ont été mises en place sur le substratum rocheux durant le Quaternaire. Durant cette période, qui a débuté il y a 1,65 million d'années, il y a eu plusieurs glaciations à l'échelle de l'Amérique du Nord. Le dernier épisode glaciaire dans la région de Québec a débuté il y a 80 000 ans et s'est terminé il y a environ 12 500 ans. Sous le poids des glaciers, la croûte terrestre s'est enfoncée et, en se retirant, les glaciers ont permis à l'eau de l'Atlantique d'envahir la région de Québec et les basses terres du Saint-Laurent jusqu'à Montréal et Ottawa pour former la Mer de Champlain. Cette mer, qui a atteint une altitude de près de 200 m dans la région de Québec, a persisté environ 1 500 ans avant de se retirer progressivement à cause du relèvement du continent. Le réseau fluvial actuel (fleuve Saint-Laurent, rivière Chaudière, rivière Etchemin, etc.) s'est ensuite mis en place au fur et à mesure de la régression de la mer de Champlain et du relèvement du continent jusqu'à aujourd'hui.

Selon la carte *Géologie des formations superficielles, Charny, Québec* de 2001, les dépôts meubles de surface sont constitués de sédiments littoraux, pré littoraux et d'exondation : sable, silt sableux, sable graveleux et gravier stratifiés et généralement bien triés (figure 3). Ces dépôts granulaires de surface, ainsi que les horizons de sols sous-jacents plus fins (silt-argileux) sont caractérisés en détail à la section 6. Le tableau qui suit présente sommairement l'origine des dépôts identifiés dans la zone à l'étude. Une description détaillée des caractéristiques de ces dépôts est fournie au chapitre 6.

**Tableau 2.1 Origine des dépôts meubles**

Dépôts meubles	Origine	Commentaire
Remblai	Couche mise en place lors de l'aménagement des rues et des travaux de terrassement du secteur	
Sable et silt	Déposé en milieu marin peu profond lors de la régression de la mer de Champlain	Cette couche de sable formait la surface des terres avant la réalisation du projet des Constellations
Silt et argile à argile silteuse	Déposé en milieu marin profond	Ces dépôts peuvent avoir localement une consistance molle à très molle et une très faible capacité portante
Silt à silt sableux	Déposé en milieu marin peu à moyennement profond	
Till	Déposé par les glaciers sur la surface du roc	Généralement compact à très dense

L'épaisseur totale des dépôts meubles dans la zone du projet, selon les données obtenues de l'interprétation des forages réalisés dans le cadre de cette étude ainsi que des autres études dont les résultats ont été mis à notre disposition, varie de 13 à 26 m et l'épaisseur des différentes couches est très variable. Il y a également d'importantes variations latérales du faciès dans les horizons de sols naturels, ainsi que la présence de discontinuités stratigraphiques.

La variabilité des dépôts meubles en présence peut s'expliquer par le contexte géomorphologique au moment de la sédimentation de ces dépôts. Les dépôts se seraient accumulés en milieu marin profond, dans une dépression du roc entourée d'affleurements rocheux (toujours visibles au nord du site). Lors de la régression de la mer de Champlain, ces affleurements ont pu former des hauts-fonds soumis à la dynamique marine pré-littorale. Ce contexte de sédimentation en milieu profond à proximité du littoral est propice à l'interdigitation entre les couches et aux variations latérales de faciès tel qu'observées au cours de la présente étude.

### 2.2.3 Topographie et drainage

La surface du terrain du secteur des Constellations forme un plan incliné avec une pente du sud vers le nord, de l'ordre de 1,6 %. Le point le plus élevé se situe au coin sud (intersection des rues de Céphée et du Centaure), à une élévation de 60 m alors que le point le plus bas se trouve au coin nord du secteur à l'étude, à une cote de 50 m d'altitude. La figure 4 présente la topographie actuelle du site issue du modèle numérique de terrain (MNT) établi par la Ville de Lévis sur la base de photographies aériennes de 2008.

Ces terrains sont drainés par deux ruisseaux : un ruisseau qui longe la limite est et l'autre qui longe la limite ouest du secteur des Constellations. Ces deux ruisseaux, qui existaient avant le développement du secteur, coulent du sud-est vers le nord-ouest pour bifurquer ensuite à l'ouest et rejoindre le ruisseau Cantin du côté ouest du chemin Petit Saint-Jean.

## 2.3 Chronologie du développement domiciliaire

La construction du développement domiciliaire des Constellations a débuté en 2002 par la mise en place des infrastructures municipales (rue, aqueduc, égouts et pluvial) dans l'axe de la rue d'Orion à l'est du site. Par la suite le développement a progressé dans l'axe de la rue de Phénix (2003), puis à l'est de la rue Andromède (2004), suivi par les rues de la Licorne, d'Andromède (portion ouest), de Cassiopée et de Céphée en 2005. Les dernières infrastructures municipales ont été installées dans l'axe de la rue de Centaure à l'automne 2007.

Les premières maisons ont été érigées au début de 2003 sur la rue d'Orion ainsi que sur le segment est de la rue de la Licorne. Par la suite, la progression de la construction des maisons unifamiliales a suivi celle des rues, bien que certains lots aient été construits avec un décalage de quelques années avec celles des rues. La séquence de construction des rues et des maisons est schématisée sur la figure 5.

Au moment de la réalisation de la présente étude, seuls trois (3) des 297 lots de ce développement étaient encore vacants.

## 3 Études géotechniques externes à la présente étude

Pour la réalisation du présent mandat, la Ville de Lévis a mis à la disposition d'AECOM un total de 32 documents reliés à des études ou travaux géotechniques réalisées par d'autres firmes de consultants (ou entrepreneurs) et portant sur le site même du secteur des Constellations ou à proximité de celui-ci. La liste bibliographique de ces études, de

même que les informations et données extraites de celles-ci, sont fournies à l'annexe 2 du présent rapport.

Ces études peuvent être divisées en deux groupes, soit les études réalisées en phase de pré-construction des infrastructures et résidences et celles effectuées après la construction de celles-ci.

Il faut mentionner que seulement les données factuelles provenant de ces études ont été utilisées dans le présent rapport. Ces données incluent les résultats des forages mêmes, des essais in situ ainsi que des essais de laboratoire. Les paragraphes suivants fournissent une description sommaire des principaux éléments de ces études.

### 3.1 Investigations géotechniques avant construction

Au total, neuf (9) études sont répertoriées comme étant réalisées avant la construction des résidences et des infrastructures de rues. Ces études, qui se sont échelonnées entre décembre 2001 et mai 2007, portent sur les investigations géotechniques des sols en prévision de la construction des différentes rues du quartier. Ces études correspondent aux documents numérotés N° 1 à N° 9 dans la liste bibliographique de l'annexe 2. Une autre étude plus récente (nov. 2009, document N° 23) concerne des terrains non construits à la limite sud du secteur des Constellations, soit le long de la rue de la Prairie Ouest.

### 3.2 Investigations géotechniques post-construction

Parmi les 23 autres études géotechniques fournies par la Ville de Lévis, 19 concernent des investigations réalisées sur des terrains du secteur des Constellations dont les résidences étaient déjà construites, alors que les quatre (4) autres études correspondent à des investigations géotechniques effectuées sur des terrains limitrophes (rue de la Prairie Ouest), d'un secteur rapproché du site à l'étude (développement domiciliaire de Demain) et d'un secteur plus éloigné (développement Fortier).

Les 19 études du secteur des Constellations concernent autant de résidences pour lesquelles des dommages structuraux ont été rapportés et/ou appréhendés. La majorité de ces études ont d'ailleurs été commandées par *La garantie des maisons neuves de l'APCHQ* afin d'établir l'état de la situation ainsi que pour définir les mesures correctives à préconiser. Ces résidences sont situées aux adresses civiques suivantes :

- rue d'Orion : 732, 756, 758, 761, 762, 765, 766, 767, 768 et 771;
- rue de la Licorne : 1119, 1133 et 1158;
- rue de Cassiopée : 1101, 1103, 1106 et 1119;
- rue d'Andromède : 1107 et 1123.

Il est à noter que sur ces 19 résidences, 14 font l'objet d'une recommandation de reprise en sous-œuvre de toutes les fondations par l'intermédiaire de pieux ancrés dans le till dense ou le roc. Pour deux (2) résidences (1123 Andromède et 761 Orion), bien que des tassements différentiels aient été constatés, ceux-ci ont été jugés suffisamment complétés pour recommander uniquement de procéder aux réparations requises et procéder à un suivi biannuel de la fondation.



### 3.3 Informations et données externes

Parmi les 32 études externes qui ont été transmises à AECOM, 27 font état de divers travaux d'investigations géotechniques effectués sur le site du secteur des Constellations. Un tableau sommaire de ces investigations est fourni à l'annexe 2b. Ces études fournissent des données et informations provenant de 37 forages et 42 tranchées réalisés dans le secteur des Constellations. Le tableau 3.1 fournit la liste de tous les forages qui ont été pris en considération dans le cadre de la présente étude. Ces forages sont localisés sur la figure 2.

Les principales données extraites de ces forages sont, pour leur part, produites à l'annexe 2c. Ces données sont fournies sous forme de tableaux en regroupant les données par horizon lithologique principal, tel que défini au chapitre 6 de la présente étude. Les données disponibles sont :

- élévation et profondeur des sondages;
- niveau et épaisseur des principaux horizons lithologiques;
- niveau d'eau;
- sommaire des propriétés géotechniques des différents dépôts.

**Tableau 3.1 Liste des forages géotechniques issue d'études externes**

N° forage	Localisation (adresse)	N° réf. Ann. 2a	Coordonnées		Élévation surface (m)	Profondeur (m)
			SCOPQ NAD 83			
			Est (m)	Nord (m)		
1111-F-1-03	1111 Licorne	2	249 837	5 176 872	51,21	12,90
762-F-2-03	762 Orion	2	249 803	5 176 774	52,06	9,80
771-F-01-07	771 Orion	10	249 884	5 176 765	53,12	14,30
771-F-02-07	771 Orion	10	249 872	5 176 746	53,39	23,05
765-F-1-08	765 Orion	12	249 849	5 176 800	53,22	14,45
767-F-2-08	767 Orion	12	249 862	5 176 784	53,54	15,50
768-F-3-08	768 Orion	12	249 825	5 176 756	53,21	15,75
758-F-01-08	758 Orion	13	249 782	5 176 755	53,01	19,80
758-F-02-08	758 Orion	13	249 762	5 176 759	53,23	18,46
762-TF-01-09	762 Orion	14	249 787	5 176 766	53,35	20,42
762-TF-02-09	762 Orion	14	249 798	5 176 778	52,80	22,03
756-TF-01-09	756 Orion	15	249 755	5 176 741	53,22	20,04
756-TF-02-09	756 Orion	15	249 748	5 176 749	53,10	20,27
1103-TF-01-09	1103 Cassiopée	20	249 763	5 176 701	54,65	18,25
1103-TF-02-09	1103 Cassiopée	20	249 769	5 176 721	54,07	18,50
QLT-F-1-09	rue des Prairies	23	249 953	5 176 458	58,95	13,70
QLT-F-2-09	rue des Prairies	23	249 891	5 176 419	57,81	8,70
QLT-F-3-09	rue des Prairies	23	249 678	5 176 283	60,34	8,10
QLT-F-4-09	rue des Prairies	23	249 806	5 176 366	58,94	8,10
QLT-F-5-09	rue des Prairies	23	249 816	5 176 348	60,79	1,50
QLT-F-6-09	rue des Prairies	23	249 967	5 176 444	60,53	1,50
1106-TF-01-09	1106 Cassiopée	22	249 767	5 176 674	54,96	21,24

N° forage	Localisation (adresse)	N° réf. Ann. 2a	Coordonnées		Élévation surface (m)	Profondeur (m)
			SCOPQ NAD 83			
			Est (m)	Nord (m)		
1106-TF-02-09	1106 Cassiopée	22	249 765	5 176 655	54,92	21,65
1119-TF-01-09	1119 Licorne	25	249 769	5 176 897	51,99	14,33
1119-TF-02-09	1119 Licorne	25	249 780	5 176 903	52,13	15,69
1107-TF-01-09	1107 Andromède	26	249 781	5 176 622	55,18	19,95
1107-TF-02-09	1107 Andromède	26	249 794	5 176 632	54,95	18,60
732-TF-01-10	732 Orion	27	249 577	5 176 629	52,47	8,90
732-TF-02-10	732 Orion	27	249 558	5 176 633	52,85	16,80
1119-TF-01-10	1119 Cassiopée	29	249 646	5 176 626	55,21	21,95
1119-TF-02-10	1119 Cassiopée	29	249 624	5 176 634	54,72	20,25
761-TF-01-10	761 Orion	30	249 772	5 176 802	53,00	25,00
761-TF-02-10	761 Orion	30	249 782	5 176 808	53,25	26,35
1123-TF-01-10	1123 Andromède	31	249 660	5 176 544	56,12	20,00
1123-TF-02-10	1123 Andromède	31	249 663	5 176 566	55,79	19,02
1133-TF-01-10	1133 Licorne	32	249 677	5 176 840	51,98	15,75
1133-TF-02-10	1133 Licorne	32	249 663	5 176 838	51,87	15,17

## 4 Travaux de reconnaissance de terrain – AECOM 2010

Dans le cadre de la présente étude, le mandat confié à AECOM incluait la réalisation de diverses investigations de terrain telles que des forages géotechniques, l'installation de piézomètres et des sondages au piézocône. Les sections suivantes fournissent les informations techniques relatives aux travaux réalisés.

### 4.1 Forages

Une première campagne d'investigation géotechnique a permis la réalisation de neuf (9) forages numérotés F0-9-1 à F0-9-9. Ces forages ont été réalisés entre le 1<sup>er</sup> et le 9 mars 2010 par la firme « FORAGE COMEAU ». Lors de la seconde campagne d'investigation, 18 autres forages ont été effectués sur le terrain afin d'accroître la densité d'informations des sols sous-jacents au secteur des Constellations. Ces forages, numérotés F-10-1 à F-10-18, ont été réalisés entre le 16 août et le 21 septembre 2010 par la firme « Succession Forages G. Downing Ltée ». Tous les forages ont été exécutés sous la supervision d'un technicien senior d'AECOM. Le tableau 4.1 présente les coordonnées et la profondeur des forages effectués. L'emplacement de ces forages est montré à la figure 2.

Les forages ont été réalisés à l'aide d'une foreuse CME-55 montée sur camion et l'avancement a été réalisé à la tarière évidée de 210 mm de diamètre extérieur. Des échantillons ont été prélevés dans tous les forages mais ceux provenant des forages F0-9-2, 5, 7 et 9, ainsi que F-10-01, 06, 07, 08, 11, 13, 14, 16 17 et 18 ont été soumis à des analyses en laboratoire. Une fois le till intercepté, les tarières ont, pour la plupart été avancées jusqu'au refus sur une couche très dense (roc probable ou till dense). De façon générale, les échantillons de sols ont été prélevés à l'aide de cuillères

fendues de calibre B. Les indices de pénétration standard N ont été mesurés conformément à la norme NQ 2510-140. Des échantillons au tube à paroi mince (Shelby et piston) ont également été prélevés pour permettre la réalisation d'essais géotechniques en laboratoire sur des échantillons relativement intacts. De plus, dans tous les forages, à l'exception des forages FO-9-1, F-10-03, F-10-6 et F-10-13, des essais de résistance au cisaillement ont été effectués à l'aide d'un scissomètre de type Nilcon, dans les horizons argileux traversés.

La réalisation des forages ciblait, entre autres, le prélèvement des échantillons de sols afin d'évaluer la stratigraphie au site, de définir les propriétés géotechniques des sols ainsi que de procéder à l'installation de piézomètres. Les rapports de forages sont présentés à l'annexe 3.

**Tableau 4.1 Liste des forages AECOM 2010**

N° forage	Localisation	Coordonnées SCOPQ NAD 83		Élévation en surface (m)	Profondeur (m)
		Est (m)	Nord (m)		
FO-9-1	Centaure/Céphée	249626,2	5176319,3	59,80	10,50
FO-9-2	Orion/Céphée	249988,2	5176549,2	56,90	12,90
FO-9-3	1127 Phénix	249682,9	5176457,4	57,20	12,80
FO-9-4	779 Centaure	249546,4	5176490,2	55,50	12,80
FO-9-5	Andromède/778 Orion	249865,5	5176663,1	53,90	21,30
FO-9-6	Licorne/Orion	249518,3	5176629,0	54,00	9,80
FO-9-7	1165 Licorne	249479,6	5176669,5	53,60	17,30
FO-9-8	745 Orion	249656,4	5176715,4	53,30	9,80
FO-9-9	1122 Licorne	249759,5	5176873,8	51,30	15,70
F-10-01	1134 Céphée	249721,7	5176376,8	59,10	11,88
F-10-02	1123 Céphée	249778,7	5176431,6	58,49	14,33
F-10-03	1114 Céphée	249859,6	5176470,2	57,57	12,80
F-10-04	1105 Céphée	249910,7	5176519,6	57,48	12,80
F-10-05	790 Centaure	249567,3	5176376,2	58,01	9,76
F-10-06	1109 Phénix	249823,8	5176553,6	56,19	12,65
F-10-07	781 Orion	249915,7	5176662,4	54,57	14,55
F-10-08	1129 Andromède	249620,5	5176507,9	56,14	17,20
F-10-09	1115 Andromède	249727,4	5176575,8	55,15	13,00
F-10-10	1095 Cassiopée	249814,7	5176668,2	54,25	17,80
F-10-11	768 Centaure	249523,1	5176583,7	54,55	16,00
F-10-12	740 Orion	249630,3	5176681,4	53,74	8,99
F-10-13	745 Orion	249670,3	5176700,8	53,23	10,26
F-10-14	1107 Licorne	249828,2	5176824,6	52,18	26,87
F-10-15	1149 Licorne	249552,0	5176754,8	52,91	13,69
F-10-16	1135 Licorne	249655,8	5176819,7	52,00	15,75
F-10-17	1128 Licorne	249715,8	5176845,4	51,40	14,93
F-10-18	1141 Licorne	249610,9	5176808,3	52,19	18,39

## 4.2 Installation de piézomètres

Des piézomètres ont été installés dans les forages F0-9-2, F0-9-5, F0-9-7, F-10-05, F-10-09, F-10-11 et F-10-14 afin de permettre des observations ultérieures des niveaux de l'eau souterraine. Ces piézomètres sont constitués d'une crépine en PVC d'un diamètre de 38 mm intérieur mise en place dans une lanterne de sable filtrant et scellée par un bouchon de bentonite. Un tube plein en PVC complète la construction de chaque piézomètre. Une boîte de service a été installée au sommet, au ras du sol avec un second bouchon de bentonite. Soulignons que les forages F-10-11 et F-10-14 sont équipés de piézomètre triple captant les horizons inférieur, médian et supérieur de ces forages. Le tableau 4.2 résume la position des zones de captage de chacun des piézomètres ainsi que la nature des horizons captés.

**Tableau 4.2 Zone de captage des piézomètres**

No piézomètre	Zone de captage - profondeur (m)	Horizon capté
F-09-2	2,6 à 4,5	Partie supérieure de l'horizon de silt et argile
F-09-5	14,6 à 21,3	Dans le till jusqu'au fond du forage
F-09-7	7,3 à 17,2	Crépine au toit du till et massif filtrant jusqu'à la base du forage dans le till
F-10-05	3,2 à 5,8	Horizon d'argile silteuse et portion de l'horizon granulaire sous-jacent.
F-10-09	4,2 à 6,3	Partie centrale de l'horizon argileux
F-10-11 -A	2,4 à 4,8	Partie supérieure de l'horizon de silt argileux (sous le dépôt granulaire de surface)
-B	9,1 à 11,1	Dans horizon granulaire sous-jacent au dépôt d'argile silteuse
-C	13,4 à 16	Base du till et le toit du roc
F-10-14 -A	6,7 à 10,8	Zone de transition entre dépôt granulaire supérieur et les horizons d'argile silteuse
-B	14,2 à 16,9	Dans zone de transition entre les horizons d'argile silteuse et les horizons plus granulaires sous-jacents
-C	23,5 à 25,3	Dans le till et le toit du roc

## 4.3 Réalisation de sondages au piézocône

Des investigations géotechniques à l'aide de sondages au piézocône ont été effectuées afin de compléter les informations obtenues par les forages.

Les travaux sur le terrain se sont déroulés entre le 2 et le 23 septembre 2010 et ont été confiés en sous-traitance aux Laboratoires Shermont Ltée de Gatineau. Les travaux ont consisté en la réalisation de quatorze (14) sondages au piézocône dont les profondeurs varient entre 7,91 et 22,44 m sous la surface du terrain actuel. La liste des sondages est

fournie au tableau 5.3. Compte tenu de la nature et de la compacité des remblais en surface, ces sondages ont été précédés par un avant trou de forage conventionnel sans échantillonnage, sur une profondeur variant de 1,73 à 4,96 m afin de traverser les remblais présents au droit de chaque sondage.

Le piézocône électronique digital est composé d'un système de fonçage, ayant une capacité maximale de 5 tonnes, qui permet d'enregistrer des lectures de la résistance à l'avancement dans les argiles molles ou très molles et un système de guidage pour contrôler la déflexion verticale. La pointe de la sonde est composée d'un manchon de frottement et d'un cône en pointe. Le cône possède un angle au sommet de 60 degrés et une section de 10 cm<sup>2</sup>. Le manchon se situe au-dessus du cône, avec une superficie latérale de 225 cm<sup>2</sup>. La sonde est enfoncée par poussée dans le sol au moyen d'une foreuse conventionnelle à une vitesse de 1 à 2 cm/s. Elle permet d'effectuer des mesures, prises tous les 10 mm, de :

- la résistance en pointe  $q_c$  (tip stress) (en kPa);
- la résistance au frottement latéral  $q_s$  (sleeve stress) (en kPa);
- la pression interstitielle à la base du cône,  $U$  (en kPa);
- l'inclinaison de la sonde (en degrés);
- la température (en degrés Celsius).

**Tableau 4.3 Liste des sondages au piézocône**

No piézocône	Localisation (adresse)	Coordonnées SCOPQ NAD 83		Élévation en surface (m)	Profondeur (m)
		Est (m)	Nord (m)		
P-10-31	1131 Phénix	249649,7	5176448,3	57,57	10,60
P-10-32	1121 Phénix	249733,3	5176494,5	56,91	8,95
P-10-33	1103 Phénix	249869,9	5176581,2	55,69	14,06
P-10-34	782 Centaure	249532,2	5176458,6	56,57	12,53
P-10-36	1128 Cassiopée	249573,5	5176557,6	54,77	15,29
P-10-37	1123 Cassiopée	249613,8	5176607,6	55,32	15,09
P-10-38	1107 Cassiopée	249732,6	5176681,8	54,53	13,36
P-10-39	733 Orion	249570,8	5176669,8	54,14	10,26
P-10-40	1111 Licorne	249821,5	5176859,3	52,16	14,14
P-10-41	1157 Licorne	249499,1	5176721,5	53,02	22,30
P-10-42	1152 Licorne	249533,4	5176719,7	52,96	22,44
P-10-51	789 Orion	249576,1	5176414,0	57,74	7,91
P-10-52	787 Centaure	249953,3	5176613,2	55,53	12,22
P-10-53	1135 Andromède	249617,5	5176470,6	57,05	11,81

Une représentation graphique des résultats obtenus en termes de résistance en pointe, de frottement latéral et de pression interstitielle en fonction de la profondeur est présentée pour chaque sondage à l'annexe 4.

## 4.4 Travaux d'arpentage

La localisation des sondages a été réalisée par une équipe d'arpenteurs d'AECOM à l'aide du système de positionnement par satellite (GPS) le 12 mars 2010 ainsi que les 22 et 23 septembre 2010. Les coordonnées ont été relevées pour les forages, les emplacements des essais au scissomètre Nilcon et les sites de sondage au piézocône. Deux (2) repères géodésiques ont été utilisés pour rattacher les levés, soit :

92k0012 : Est; 250383,12 m Nord; 5176686,09 m Z; 57,200 m  
 92k0013 : Est; 249574,24 m Nord; 5176182,83 m Z; 60,500 m

De plus, un autre levé a été effectué le 23 octobre 2010 afin de mesurer l'élévation du sommet de certaines bornes fontaines du secteur des Constellations. Ces bornes fontaines avaient été utilisées comme élévation de référence arbitraire (cote 100 m) pour les travaux d'arpentage de plusieurs études externes décrites à la section 3. Ce levé de bornes fontaines aura ainsi permis de rattacher de manière approximative au système géodésique national, plusieurs forages et tranchées réalisés dans le cadre de ces études externes.

Pour référence, les élévations des bornes fontaines mesurées sont reproduites au tableau suivant.

**Tableau 4.4 Relevé des bornes fontaines du site**

Localisation des Bornes Fontaines	Coordonnées SCOPQ NAD 83		Élévation (dessus) (m)
	Est (m)	Nord (m)	
Coin de la Prairie/Centaure	249669,7	5176266,8	61,542
1103 Cassiopée	249763,9	5176694,4	55,083
1109 Andromède	249769,2	5176606,6	55,912
774 Orion	249861,6	5176711,6	54,245
1130 Licorne	249690,1	5176825,6	52,649
1119 Cassiopée	249619,5	5176602,7	55,896
758 Orion	249772,6	5176772,7	53,218
1112 Licorne	249800,5	5176867,7	52,598
1125 Andromède	249647,0	5176528,4	56,970

## 4.5 Essais en laboratoire

Les essais géotechniques en laboratoire ont été effectués par la firme Qualitas de Longueuil. Le programme d'essais a été réalisé sur des échantillons représentatifs de matériaux prélevés dans les différents horizons et est présenté au tableau 4.5. Les résultats des essais géotechniques en laboratoire sont présentés en détail à la section 6 et résumés dans les rapports de forages de l'annexe 3. Les rapports d'analyses sont, pour leur part, présentés à l'annexe 5.

**Tableau 4.5 Programme d'essais géotechniques en laboratoire**

Essai	Quantité	Norme suivie
Teneur en eau naturelle	50	NQ 2501-170
Description visuelle d'échantillon de tube Shelby	22	n/a
Limites de consistance (Atterberg)	38	NQ 2501-092
Résistance au cisaillement au cône	12	NQ 2501-110
Analyse granulométrique par tamisage	24	NQ 2501-025
Analyse granulométrique par sédimentométrie	9	NQ 2501-025
Essais de consolidation œdométrique	10	ASTM D-2435
Densité relative	6	NQ 2501-070
Perméabilité mesurée dans la cellule œdométrique	3	ASTM D-2435

## 5 Autres données acquises

Afin d'assister l'équipe du projet dans l'interprétation des données et résultats des investigations géotechniques, certaines informations et données connexes ont été compilées pour référence ultérieure. Il s'agit de données topographiques du secteur à l'étude ainsi que des informations d'ordre structural aux résidences du quartier des Constellations qui ont été constatées ou rapportées à la Ville par les propriétaires. Les paragraphes suivants présentent ces données connexes acquises.

### 5.1 Données topographiques

La Ville de Lévis dispose de plusieurs levés topographiques du secteur des Constellations dont certains datent d'avant la construction du complexe domiciliaire (et des infrastructures municipales) et d'autres levés effectués après construction, ainsi qu'un modèle numérique de terrain établi à partir de photographies aériennes de 2008. Ces données ont été transmises à AECOM et celles-ci ont été complétées par d'autres données d'arpentage extraites des rapports géotechniques externes et par celles issues du présent mandat. Ces données ont été utilisées afin de dresser le portrait des conditions du terrain AVANT projet (terrain naturel) et de la situation APRÈS construction. Dans le cadre de la présente étude, ces informations sont utilisées pour estimer l'importance des remblais qui ont pu être déposés sur le terrain naturel ou des déblais qui ont dû être déplacés.

Dans cette perspective, la figure 6 présente le profil du différentiel entre le niveau actuel des terrains (soit APRÈS construction) et le niveau du terrain naturel AVANT le développement du quartier résidentiel des Constellations. Il faut toutefois noter que la plus grande concentration de données d'arpentage disponibles du terrain naturel avant construction se situe dans les axes des rues du quartier; c'est dans ces axes que l'évaluation des conditions du terrain Avant et Après construction est jugée la plus précise. En dehors des axes de rues, la faible densité des données topographiques fait en sorte que la topographie des terrains sur les propriétés est partielle et ne peut tenir compte des variations de remblai en bordure de chaque résidence. En conséquence, la figure 6 a principalement été établie afin de fournir une représentation de la situation dans l'axe des rues du quartier. Ensuite, il faut considérer que l'information à l'extérieur des axes de rues est fournie à titre indicatif. Elle permet d'avoir une appréciation des conditions générales du remblai sur les terrains par rapport à celles prévalant dans les rues.



On remarque sur cette figure que dans la portion nord-ouest du site, la construction des rues Licorne, Orion et une portion de la rue Cassiopée a nécessité la mise en place de remblais atteignant une hauteur de 0,50 à 1,50 m au-dessus du terrain naturel. Le rehaussement de certaines portions de rues était requis, entre autres, par la configuration des conduites gravitaires des réseaux d'égout pluvial et sanitaire sous-jacents aux rues.

En contrepartie, on observe que certaines portions des rues de la partie sud du quartier, ont été construites légèrement en dessous du niveau du terrain naturel.

Ces données de nivellement avant et après la construction des rues seront utilisées pour la production des coupes stratigraphiques du terrain dans la section 6.8 du présent rapport.

## 5.2 Informations sur les dommages rapportés

Les informations disponibles relativement à l'existence de dommages d'ordre structural aux résidences (ou bâtiments connexes) ont été compilées à la figure 7. Ces informations comprennent :

1. La liste des propriétés ayant fait des réclamations à la Ville pour dommages à leurs bâtiments, soit à titre individuel ou par recours collectif;
2. Les dommages déclarés au bâtiment principal ou secondaire par les propriétaires par l'intermédiaire d'un questionnaire de la Ville distribué à tous les résidents;
3. Les 30 propriétés pour lesquelles des études géotechniques spécifiques ont été réalisées pour y évaluer les dommages à leur bâtiment (voir section 3.2);
4. Les résidences connues pour avoir fait l'objet de travaux de reprise en sous-œuvre de leurs fondations ou pour lesquelles les études géotechniques spécifiques ont recommandé une reprise en sous-œuvre. Aucune vérification spécifique quant à la réalisation de ces travaux n'a été effectuée dans le cadre de la présente étude.

Il faut préciser que pour les points 1 et 2, les dommages déclarés sont, pour la majorité, non vérifiés et non quantifiés.

La figure 7 présente également les lots sur lesquels les propriétaires (ayant répondu au questionnaire de la Ville) ont rapporté n'avoir constaté aucun problème ou dommage de type structural à leur bâtiment.

Ces informations permettront de mettre ultérieurement en relation l'interprétation des conditions géotechniques, issues de la présente étude, et la situation rapportée par les résidents sur des dommages observés à leur bâtiment.

## 5.3 Programme de suivi des tassements

Un programme de suivi des tassements des résidences a été initié par la Ville à l'automne 2010 et la participation à ce programme se fait sur une base volontaire. Un premier relevé topographique des niveaux des solages a été effectué en septembre 2010 sur un lot de 86 résidences situées au sud du quartier des Constellations, entre la rue d'Andromède et la rue de Céphée. En prévision du second relevé, la Ville a étendu le programme à tout le quartier et, au moment de produire ce rapport, 177 des 210 propriétaires contactés sont inscrits dans ce programme.



## 6 Stratigraphie et propriétés des sols

La présente section traite plus en détail de la stratigraphie et des propriétés des sols du secteur à l'étude. Tel qu'introduit à la section 2.2, la stratigraphie de ces sols peut se résumer en quatre grands types de dépôts meubles, soit, à partir de la surface :

- un horizon granulaire, sableux et silteux;
- un dépôt de sols silteux et argileux, identifié comme couche compressible;
- un autre horizon granulaire (parfois absent);
- le till graveleux sous-jacent.

Au-dessus de ces sols naturels, on retrouve des épaisseurs variables de matériaux de remblai et l'ensemble de ces sols est déposé sur le socle rocheux.

La stratigraphie détaillée des matériaux rencontrés est présentée dans les prochaines sous-sections et elle est établie en se référant aux informations extraites des 27 forages de la présente étude ainsi que des données rendues disponibles pour 37 forages provenant d'études externes. Les informations stratigraphiques, résultant des sondages au piézocône, ont également été utilisés pour compléter les profils stratigraphiques produits à la section 6.8. Le tableau 6.1 résume les caractéristiques des épaisseurs de chacune des couches de sols rencontrées.

**Tableau 6.1 Sommaire de la stratigraphie des dépôts meubles**

Dépôts	Épaisseur rencontrée (m)	Composition principale
Remblai	0,5 à 2,8	Sable avec gravier, parfois silteux
Dépôt granulaire supérieur	<1 à 11,6	Sable et silt
Couche compressible	<1 à 12,5	Silt argileux à argile et silt
Dépôt granulaire inférieur	<1 à 6	Silt à silt sableux
Till	1 à 12	Sable, gravier, silt et argile
ROC (Shale)		

L'interprétation de toutes ces informations a fait ressortir la complexité géologique des dépôts meubles en présence et qui se manifeste par d'importantes variations tant dans la continuité des horizons que dans la composition des matériaux et cela surtout pour la couche compressible argileuse. Malgré ces variations, la division des dépôts meubles en quatre (4) horizons principaux demeure applicable et permet de répondre aux besoins spécifiques de la présente étude.

Pour fins de référence, rappelons que tous les rapports de forages et de sondages réalisés dans le cadre de cette étude sont présentés aux annexes 3 et 4, alors que des informations stratigraphiques tirées des études externes sont résumées à l'annexe 2. Les rapports de laboratoire sont, pour leur part, présentés à l'annexe 5, alors que la compilation de l'interprétation des propriétés géotechniques des sols par forage est présentée à l'annexe 6.

## 6.1 Remblai

Les matériaux de remblai observés dans les forages se composent principalement d'un mélange de sable et parfois de gravier et qui peut devenir plus silteux en profondeur. La présence de ce remblai est observée dans tous les forages et les profondeurs varient de 0,6 m à 2,3 m dans les forages de la présente étude, alors qu'elles varient de 0,3 m à 2,8 m dans les forages externes. L'épaisseur moyenne est de 1,5 m pour l'ensemble du site.

Il est présumé qu'une portion importante des matériaux de remblai provient du site même (déblai de sols associés à la construction des rues et des tranchés d'infrastructures d'aqueduc, ainsi qu'à l'excavation pour le solage des maisons). Il n'est pas exclu qu'une quantité non estimée de remblai puisse également venir de l'extérieur du site. Par ailleurs, il est à noter que l'épaisseur de la couche de remblai n'équivaut pas nécessairement au rehaussement net du terrain. En effet, le sol naturel a pu être excavé jusqu'à une certaine profondeur lors des travaux, avant la mise en place du remblai.

## 6.2 Dépôt granulaire supérieur

Un dépôt de sol naturel granulaire a été rencontré sous le remblai dans tous les sondages à l'exception des forages F-10-04, F-10-07 et F-10-08. L'épaisseur de ce dépôt varie entre 0,6 et 6,5 m avec des valeurs marginales de 0,1 et 11,6 m respectivement aux forages F-10-09 et F-10-06. De composition très variable, ce dépôt consiste généralement en un sable ou sable silteux contenant parfois un peu d'argile, de gravier et des coquillages. Les niveaux supérieurs et l'épaisseur de cet horizon granulaire ainsi que les indices de pénétration N mesurés sont présentés au tableau 6.2. Ce tableau se limite aux forages exécutés dans le cadre de cette étude; les données de forages externes sont présentées à l'annexes 2C.

**Tableau 6.2 Caractéristiques générales - Couche granulaire supérieure**

Sondage	Description	Profondeur du toit (m)	Niveau supérieur (m)	Épaisseur (m)	Indices N
FO-9-1	Sable devenant silteux en profondeur	1,5	58,3	3,0	2 à 13
FO-9-2	Sable avec un peu de silt à sable silteux	1,1	55,8	1,5	2 et 4
FO-9-3	Sable silteux avec un peu d'argile	1,2	56	0,6	8
FO-9-4	Sable silteux	1,5	54	0,8	6
FO-9-5	Sable silteux	1,5	52,4	0,7	6
FO-9-6	Sable avec peu de coquillages et d'argile	1,5	52,5	1,5	4 et 6
FO-9-7	Sable silteux	1,2	52,4	2,0	3 et 5
FO-9-8	Sable silteux avec un peu d'argile	1,7	51,6	0,6	7
FO-9-9	Sable silteux avec un peu de gravier, argile et coquillages	1,5	49,8	1,5	4 et 33
F-10-01	Sable et silt avec trace d'argile	1,0	58,1	1,3	3 à 9

Sondage	Description	Profondeur du toit (m)	Niveau supérieur (m)	Épaisseur (m)	Indices N
F-10-02	Silt et sable avec un peu d'argile	1,3	57,2	1,8	9 à 13
F-10-03	Sable avec traces de silt devenant silteux en profondeur	1,0	56,6	1,2	4 à 8
F-10-04	-	-	-	-	-
F-10-05	Silt sableux avec un peu d'argile	0,8	55,7	0,8	21
F-10-06	Sable et silt avec traces d'argile et gravier	0,6	55,6	11,6	4 à 10
F-10-07	-	-	-	-	-
F-10-08	-	-	-	-	-
F-10-09	Sable avec un peu de silt	1,5	53,6	0,1	6
F-10-10	Sable et silt avec traces d'argile	2,3	52	0,8	5
F-10-11	Sable silteux	1,5	53	0,8	18
F-10-12	Sable silteux	0,9	52,8	0,6	12
F-10-13	Sable avec un peu de silt et coquillages	2,3	51,3	1,5	12 à 14
F-10-14	Sable avec un peu de silt, présence de coquillages	2,3	49,9	6,5	1 à 26
F-10-15	Sable silteux et graveleux à sable silteux peu de gravier	2,3	50,6	2,6	2 à 24
F-10-16	Sable avec un peu de silt et traces de coquillages	2,3	49,7	4,6	0 à 13
F-10-17	Sable silteux avec un peu de coquillages	0,9	50,5	1,4	12 à 26
F-10-18	Silt sableux à sable silteux avec un peu d'argile	1,0	51,2	5,9	0 à 16

Selon l'interprétation des valeurs de l'indice N, la compacité de la couche granulaire supérieure est très variable allant de très lâche à compacte, mais elle est généralement lâche. Compte tenu de leur faible compacité, ces sols sont susceptibles à une perte de résistance en cas d'activité sismique importante. Soulignons que ces conditions de faible compacité des sols granulaires n'est pas spécifique au site à l'étude.

Des analyses granulométriques ont été effectuées sur trois (3) échantillons prélevés dans différents forages à l'intérieur de cette couche. Le tableau 6.3 résume les résultats des analyses granulométriques réalisées.

**Tableau 6.3 Analyses granulométriques - Couche granulaire supérieure**

Forage	Profondeur (m)	Élévation (m)	Particules fines (< 80 µm)	% Sable	% Gravier	USCS ASTM D2487
F-10-10	2,3-2,9	52,0-51,4	74,9	25,1	0	ML
F-10-14	6,9-7,5	45,3-44,7	4,0	96,0	0	SP
F-10-16	3,8-4,4	48,2-47,6	15,4	84,6	0	SM

## 6.3 Couche compressible

La couche compressible varie d'un silt argileux à une argile avec un peu de silt, dont la teneur en sable dépasse rarement 10 %. De minces lits ou lentilles de sable à silt ont toutefois été observés à plusieurs endroits, mais leur extension latérale n'est pas démontrée.

### 6.3.1 Propriétés physiques de la couche compressible

Le dépôt naturel de sols argileux a été rencontré, sous l'horizon granulaire ou le cas échéant sous la couche de remblai, dans tous les forages profonds à l'exception du forage F-10-06. D'après les investigations géotechniques réalisées pour la présente étude, son épaisseur varie entre 1,7 et 10,1 m tandis que les données des études externes disponibles rapportent des épaisseurs allant jusqu'à 12,5 m. Ce dépôt a été intercepté à des profondeurs variant entre 1,1 et 8,8 m. De plus, des interlits de sable ont été détectés à certains endroits à l'intérieur de cette couche.

Le tableau 6.4 présente les caractéristiques générales de ce dépôt, telles qu'observées dans les forages de cette étude.

**Tableau 6.4 Caractéristiques générales - Couche compressible**

Sondage	Description	Profondeur du toit (m)	Niveau supérieur (m)	Épaisseur (m)
FO-9-1	Silt argileux peu de sable traces de gravier	4,5	55,3	2,7
FO-9-2	Silt et argile devenant silt argileux	2,6	54,3	4,5
FO-9-3	Silt et argile devenant silt argileux	1,8	55,4	8,9
FO-9-4	Silt et argile devenant silt argileux	2,3	53,3	7,1
FO-9-5	Silt et argile devenant silt argileux	2,2	51,7	7,5
FO-9-6	Silt et argile devenant silt argileux et sableux	3,1	51,0	5,3
FO-9-7	Silt et argile devenant silt argileux avec un peu de sable	3,2	50,4	4,5
FO-9-8	Silt argileux présence de lits sableux	2,3	51,0	3,8
FO-9-9	Silt et argile devenant silt argileux	3,1	48,3	6,6
F-10-01	Argile et silt	2,3	56,8	4,6
F-10-02	Argile et silt devenant silt argileux	3,1	55,4	6,1
F-10-03	Argile sableuse à argile traces de sable	2,1	55,4	1,7
F-10-04	Silt et argile avec traces de sable et gravier	1,5	56,0	5,3
F-10-05	Argile silteuse	1,5	56,5	3,2
F-10-06	-	-	-	-

Sondage	Description	Profondeur du toit (m)	Niveau supérieur (m)	Épaisseur (m)
F-10-07	Argile et silt devenant argile	1,4	53,2	9,6
F-10-08	Silt argileux à argile avec un peu de silt	1,5	54,6	10,1
F-10-09	Argile avec un peu de silt à argile silteuse	1,6	53,5	6,6
F-10-10	Argile silteuse avec traces de gravier	3,1	51,2	9,1
F-10-11	Argile avec un peu de silt	2,3	52,3	9,1
F-10-12	Argile avec un peu de silt à argile et sable	1,5	52,2	4,6
F-10-13	Sable et argile avec un peu de silt à argile sableuse	3,8	49,8	2,3
F-10-14	Argile silteuse et sableuse	8,8	43,4	8,1
F-10-15	Argile avec un peu de silt	4,9	48,0	6,5
F-10-16	Argile à sable argileux avec un peu de silt	6,9	45,1	4,0
F-10-17	Argile avec un peu de sable et silt	2,3	49,1	7,5
F-10-18	Argile silteuse à argile sableuse	7,0	45,2	3,9

Des courbes d'iso-épaisseur de la couche compressible sont présentées à la figure 8. Ces courbes ont été générées par interpolation à partir des informations extraites de l'ensemble des études réalisées sur le site. Elles permettent de constater l'absence d'une tendance générale et la distribution irrégulière des épaisseurs de la couche compressible à travers le site témoignant de la complexité géologique de ce dépôt. Sur cette figure, on peut distinguer 2 secteurs où l'épaisseur du sol argileux est comprise entre 9 et 12 m, soit au centre ouest du site, ainsi qu'au centre nord-est. Un amincissement important de la couche compressible est noté dans la portion nord de la rue d'Orion, ainsi qu'au centre de la rue Phénix où elle disparaît complètement à l'endroit du forage F-10-06.

La profondeur de cette couche compressible est, pour sa part, présentée à la figure 9 sous forme d'iso-valeur des intervalles de profondeur par rapport à la surface.

Des analyses granulométriques (12) et sédimentométriques (8) ont été effectuées sur des échantillons prélevés dans ce dépôt. Le tableau 6.5 résume la granulométrie de chaque échantillon analysé. Ce tableau indique que la composition granulométrique de la couche compressible, tout comme son épaisseur, varie d'un secteur à un autre. Généralement, la proportion de sable est inférieure à 10% tandis que celle du gravier est à peu près nulle.

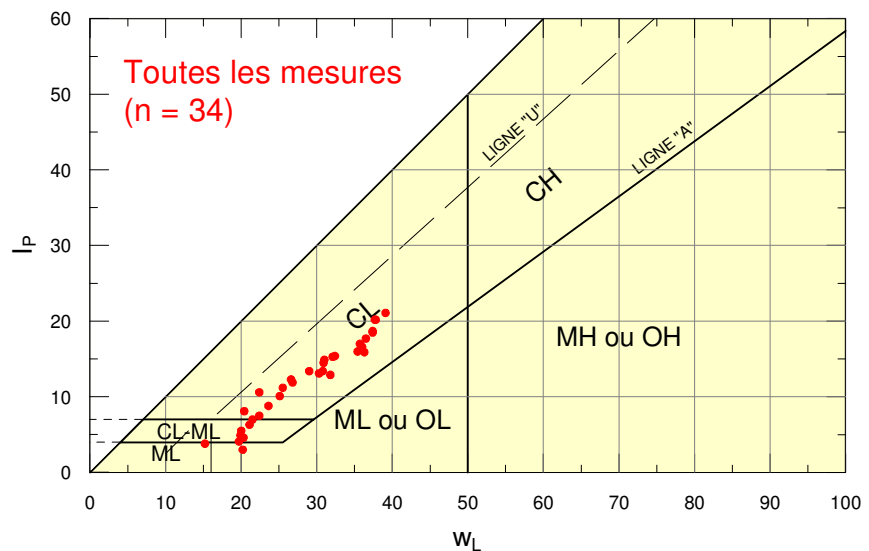
**Tableau 6.5 Analyses granulométriques et sédimentométriques - Couche compressible**

Forage	Profondeur (m)	Élévation (m)	Particules fines		% Sable	% Gravier	USCS ASTM D2487
			% Argile	% Silt			
FO-9-2	6,1 - 6,2	50,8 - 50,7	22,1	72,3	5,6	-	ML
FO-9-3	5,0 - 5,1	52,2 - 52,1	20,2	74,7	5,1	-	CL-ML
FO-9-5	7,9 - 8,2	46,0 - 45,7	91,0		8,6	0,4	CL*
FO-9-7	5,3 - 5,9	48,2 - 47,6	82,7		16,8	0,5	ML
FO-9-9	3,9 - 4,0	47,4 - 47,3	41,1	58,6	0,3	-	CL*
F-10-02	5,7 - 5,8	52,8 - 52,7	31,0	66,2	2,8	-	CL*
F-10-05	2,8 - 2,9	55,2 - 55,1	43,3	55,5	1,2	-	CL
F-10-07	3,1 - 3,7	51,5 - 50,9	92,9		7,1	-	CL*
F-10-09	2,5 - 2,6	52,7 - 52,6	35,2	62,7	2,1	-	CL
F-10-10	4,0 - 4,1	50,3 - 50,2	35,2	61,7	3,1	-	CL
F-10-11	3,5 - 3,6	51,1 - 51,0	41,1	49,6	9,3	-	CL
F-10-13	4,6 - 5,2	48,6 - 48,0	80,8		18,8	0,4	ML

\* La classification USCS a été réinterprétée à partir des limites de consistances

Les teneurs en eau et les limites de consistance ont été établies sur 34 échantillons de ces sols. Les résultats représentés au graphique suivant et dans les certificats de l'annexe 5 indiquent que la limite de liquidité dans le dépôt compressible varie entre 16 et 39 % alors que l'indice de plasticité varie entre 4 et 21 %. Les échantillons analysés peuvent être classés CL ou ML selon le système de classification unifiée des sols (USCS), soit comme argile de faible plasticité (CL) ou silt de faible plasticité (ML).

**Graphique 1 Abaque de plasticité**



### 6.3.2 Résistance au cisaillement non drainé ( $C_u$ )

Des essais de résistances au cisaillement non drainé ( $C_u$ ) mesurées au cône suédois ont été réalisés sur 12 échantillons du dépôt compressible tandis que des profils de la résistance au cisaillement au scissomètre Nilcon ont été obtenus au droit de 24 forages. Les essais de résistance au cisaillement ont également permis d'évaluer la sensibilité au remaniement.

Les résultats obtenus montrent une résistance au cisaillement du sol intact qui varie entre 7 et 89 kPa au cône et de 4 à 45 kPa au Nilcon, indiquant un dépôt de consistance très molle à raide. Une sensibilité de 2 à 39 a également été relevé lors des essais indiquant une sensibilité faible à moyenne. Une sensibilité égale à 60 a pour sa part été mesurée localement au forage F-10-07.

Les valeurs des résistances au cisaillement mesurées au scissomètre Nilcon, transformées pour le besoin des analyses de tassement en pression de préconsolidation (voir détails dans la sous-section suivante), semblent faibles dans de nombreux cas où la pression de préconsolidation du dépôt a été excédée par le chargement appliqué sur la couche compressible. Ceci est à rapprocher des observations faites par plusieurs auteurs sur des sols argileux de la Mer Champlain (Tavenas et al., 1978; Law, 1979) montrant une diminution de la résistance mesurée au scissomètre Nilcon dans les argiles après le dépassement de la pression de préconsolidation.

### 6.3.3 Caractéristiques de la consolidation

Dix (10) essais de consolidation œdométrique ont été réalisés au cours de la campagne de reconnaissance sur des échantillons représentatifs. Les résultats obtenus sont présentés au tableau 6.6 ainsi que dans les figures interprétatives des forages de l'annexe 6. La pression de préconsolidation mesurée ( $\sigma'_p$ ) varie entre 30 et 130 kPa.

**Tableau 6.6 Résultats des essais œdométriques**

Forage	Profondeur (m)	Élévation (m)	$e_0$	$\sigma'_p$ (kPa)	$C_r$	$C_c$
FO-9-2	4,1-4,2	52,8-52,7	0,883	62	0,04	0,23
	6,2-6,3	50,7-50,6	0,696	45	0,04	0,12
FO-9-9	4,1-4,2	47,2-47,1	1,183	56	0,07	0,43
	7,8-7,9	45,3-45,2	0,915	42	0,06	0,23
F-10-2	5,6-5,7	53,5-53,4	0,654	130	0,01	0,16
F-10-5	2,7-2,8	55,4-55,3	0,713	120	0,03	0,22
F-10-07	8,1-8,2	46,5-46,4	0,894	38	0,03	0,27
F-10-09	2,5-2,6	52,7-52,6	0,832	89	0,01	0,23
F-10-10	4,1-4,2	50,2-50,1	0,954	30	0,03	0,21
F-10-11	3,4-3,5	51,2-51,1	0,912	95	0,03	0,24

De plus, la pression de préconsolidation a été estimée sur la base de différentes publications relatives aux argiles du Québec et de l'expérience avec des sols similaires, en considérant un rapport de 4 entre  $\sigma'_p$  et  $C_u$ .

Les figures de l'annexe 6 présentent les pressions de préconsolidation mesurées à l'œdomètre ou bien déduites à partir des valeurs de la résistance au cisaillement non drainé pour chaque forage réalisé dans le cadre de cette étude ainsi que dans le cadre d'études externes.

Par ailleurs, le rapport de surconsolidation (OCR) a été estimé à l'endroit de chaque forage réalisé pour la présente étude. Un sol est normalement consolidé si la contrainte de préconsolidation ( $\sigma'_p$ ) est égale à la contrainte due au poids des terres ( $\sigma'_{v0}$ ), ce qui signifie, en d'autres mots, que le sol n'a jamais été chargé à un niveau supérieur à son niveau de charge actuelle. Dans ce cas toute charge supplémentaire appliquée au-dessus de la couche compressible (par un remblai ou une charge ponctuelle) résulte dans des tassements importants.

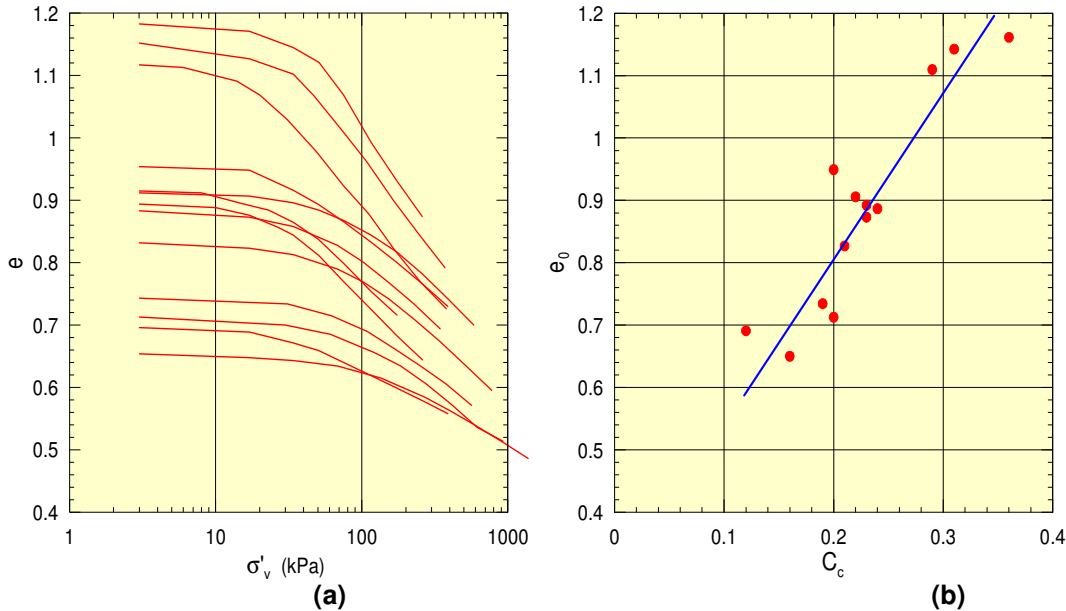
Si le sol présente une contrainte de préconsolidation plus grande que la contrainte due au poids des terres, on dit qu'il est surconsolidé. Dans ce cas on peut dire que le sol a connu, dans son passé géologique ou plus récent, un niveau de chargement supérieur à la charge actuelle et il peut donc accepter une charge supplémentaire (due à un remblai ou une charge ponctuelle) sans subir de tassements importants. Cette charge supplémentaire est justement la différence entre la charge maximale qu'il a connu dans le passé et la charge actuelle. Ainsi, l'OCR est défini comme le quotient de la contrainte de préconsolidation par la contrainte due au poids des terres (Holtz et Kovacs, 1991).

Les profils de préconsolidation et des contraintes dues au poids des terres sont également représentés sur les figures de l'annexe 6. À partir des ces profils, les OCR ont été estimés. Il est à noter qu'en général, dans la partie nord du site, la couche argileuse est normalement consolidé ce qui signifie que l'ajout de toute charge supplémentaire sur ces sols (par des remblais ou des charges ponctuelles) induit des tassements relativement importants de ceux-ci. Ceci est différent dans la partie sud du site, où la couche argileuse présente un certain niveau de surconsolidation (OCR supérieur à 1) ce qui lui permet d'accepter un certain niveau de chargement supplémentaire avant de subir des tassements relativement importants.

#### **a) Indice de compression primaire ( $C_c$ )**

Comme l'indique le Graphique 2, l'indice de compression primaire ( $C_c$ ) déterminé en laboratoire augmente avec l'indice des vides du sol. Cependant, il est diminué par le remaniement associé à l'échantillonnage, au transport et à la manipulation des échantillons. Par ailleurs, pour le sol qui a dépassé sa pression de préconsolidation et qui est donc «déstructuré» (majorité des sols testés), l'indice de compression primaire mesuré sur ces sols est aussi plus faible que celui du sol intact n'ayant subi aucun chargement préalable. Par conséquent, les indices de compression déterminés en laboratoire ont été majorés de 25 %, en conformité avec les discussions eues avec le professeur S. Leroueil en novembre 2010.



**Graphique 2 Courbes œdométriques (a) et variation de  $C_c$  avec l'indice des vides (b)****b) Coefficient de consolidation  $C_v$** 

Leroueil et al. (1985) ont montré que les coefficients de consolidation sous les remblais déterminés de manière graphique par les méthodes de Taylor ou de Casagrande sous-estiment les vitesses de tassement observées sur le terrain. Ces mêmes auteurs indiquent que le coefficient de consolidation  $C_v$  calculé directement, à partir des valeurs mesurées du coefficient de perméabilité et de la compressibilité par l'équation suivante, conduit à des résultats plus représentatifs :

$$C_v = k E_{\text{oed}} / \gamma_w$$

Où :

- $k$  est le coefficient de perméabilité (m/s)
- $E_{\text{oed}}$  est le module de compression œdométrique (kPa)
- $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau (kN/m<sup>3</sup>)

Pour évaluer la perméabilité en cours de consolidation, trois essais œdométriques ont été réalisés en les combinant avec des mesures de perméabilité à charge variable à différents indices de vides. Les trois (3) échantillons ont été choisis en tenant compte des pourcentages de particules argileuses différents. Les résultats sont présentés au tableau 6.7.

Les essais réalisés sur les échantillons F-9-09 (TM-6D) et F-10-07 (TM-12B) donnent un coefficient de consolidation variant entre  $3,5$  et  $7,6 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  avec une valeur moyenne de  $5,4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Les résultats de l'essai réalisé sur l'échantillon F-9-03 (TM-7C) au premier palier de charge (31 à 62 kPa) ont été rejetés car il y a évidence qu'il s'est produit une erreur dans le test ou la prise de mesures. Pour tenir compte de l'effet de la température sur la perméabilité et par conséquent sur le coefficient de consolidation, la valeur du  $C_v$  du sol (dans des conditions de températures avoisinant 8 °C) a été évaluée à 30 % plus faible que celle mesurée au laboratoire (20 °C). Ainsi, la valeur de  $C_v$  retenue pour fin de calculs est  $3,8 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Tableau 6.7 Coefficient de consolidation  $C_v$ 

Forage	Échantillon	Palier (kPa)	$C_v$ à partir de k ( $10^{-4}$ cm <sup>2</sup> /s)	$C_v$ Asaoka ( $10^{-4}$ cm <sup>2</sup> /s)
FO-9-03	TM-7C	31 - 62	30 *	
		109 - 167	8,8	
		250 - 376	4,2	
		167 - 250		5,3
FO-9-09	TM-6D	15 - 30	5,2	
		61 - 91	4,3	
		193 - 248	6,3	
		166 - 247		3,7
F-10-07	TM-12B	20 - 31	3,5	
		75 - 112	5,7	
		168 - 252	7,6	
		168 - 252		3,2
		Minimum	3,5	3,2
		Maximum	8,8	5,3
		Moyenne	5,4	4,1

\* Valeur rejetée

### c) Indice de consolidation secondaire ( $C_\alpha$ )

À la fin de la consolidation primaire, des tassements secondaires peuvent se produire. La différence principale entre la consolidation primaire et la consolidation secondaire réside dans le fait que cette dernière se produit sous une contrainte effective constante après dissipation de toutes les pressions interstitielles en excès.

Les tassements secondaires se définissent par l'équation suivante (Tavenas et Leroueil, 1980) :

$$\Delta H_s = \frac{\left(\frac{C_\alpha}{C_c}\right) C_c}{1 + e_0} H_0 \Delta \log t$$

Dans cette équation,  $C_\alpha$  est l'indice de compression secondaire. Mesri & Godlewski (1977), puis de nombreux auteurs ont montré que l'indice de compression secondaire est proportionnel à l'indice de compression primaire pour un type de sol donné. Pour les argiles et les silts inorganiques, Mesri et al. (1995) indiquent que le rapport  $C_\alpha/C_c$  est approximativement égal à 0,04.

## 6.4 Dépôt granulaire inférieur

Sous la couche compressible, un horizon granulaire constitué principalement de silt et de sable a été rencontré dans la plupart des forages. Les niveaux supérieurs de ce dépôt et les indices de pénétration N mesurés sont présentés au tableau 6.8. Ce dépôt granulaire est d'épaisseur très variable faisant aussi peu que 0,5 m au forage FO-9-4 mais atteignant jusqu'à 5,6 m au forage FO-9-5.

Tableau 6.8 Caractéristiques physiques du dépôt granulaire

Sondage	Description	Profondeur du toit (m)	Niveau supérieur (m)	Épaisseur (m)	Indices N
FO-9-2	Silt sableux avec un peu d'argile	7,0	49,9	2,1	3 à 8
FO-9-4	Sable	9,4	46,1	0,5	7
FO-9-5	Silt avec un peu de sable et gravier	9,7	44,2	5,6	2 à 10
FO-9-7	Silt et sable	7,6	45,9	1,5	2 à 5
FO-9-8	Silt et sable, traces de gravier	6,1	47,2	0,8	3
FO-9-9	Silt avec un peu de sable, traces de gravier	9,6	41,7	5,6	2 à 7
F-10-01	Sable et silt avec traces d'argile	6,9	52,2	3,8	6 à 21
F-10-02	Sable et silt avec traces d'argile	9,1	49,4	1,6	6
F-10-03	Sable silteux	3,8	53,8	5,2	-
F-10-04	Silt avec un peu d'argile	6,9	50,6	2,3	2 à 8
F-10-05	Sable silteux avec un peu d'argile	4,7	53,3	2,9	4 à 16
F-10-07	Sable et silt	11,0	43,6	2,1	3
F-10-09	Sable avec un peu de silt	8,2	46,9	0,9	21
F-10-10	Sable et silt avec traces d'argile	12,2	42,1	4,6	0 à 8
F-10-11	Sable silteux	11,4	43,1	3,3	16 à 39
F-10-13	Sable avec un peu de silt	6,1	47,5	0,8	15
F-10-15	Sable silteux avec un peu d'argile	11,4	41,5	2,3	14
F-10-17	Sable avec un peu de silt	9,8	41,6	3,4	7 à 10
F-10-18	Sable avec un peu de silt	10,9	41,3	1,3	8

Selon l'interprétation des valeurs de l'indice N, la compacité de la couche granulaire inférieure est très variable allant de très lâche à dense, mais elle est généralement lâche. Tout comme pour l'horizon granulaire supérieur (section 6.2), ces sols, lorsqu'ils sont de faible compacité, peuvent être susceptibles à une perte de résistance en cas d'activité sismique importante.

Des analyses granulométriques par tamisage ont été effectuées sur six (6) échantillons prélevés dans ce dépôt. Le tableau 6.9 résume la granulométrie qui est présentée sous forme graphique à l'annexe 5. Les résultats de ces analyses indiquent que ce matériau contient entre 53 et 86 % de silt et argile et entre 13 et 42 % de sable.

**Tableau 6.9 Analyses granulométriques - Couche granulaire inférieure**

Échantillon	Gravier (%)	Sable (%)	Silt (%)	Argile (%)	Classification USCS
FO-9-2-11	0,3	25,5	74,2		ML
FO-9-5-16	4,6	42,3	53,1		ML
FO-9-7-11	0,0	42,5	57,5		ML
FO-9-7-12	1,1	17,7	81,2		ML
F-10-05	0,0	13,8	86,2		ML
F-10-11	0,0	39,6	60,4		ML

## 6.5 Till

Sous l'horizon granulaire précédemment décrit, un dépôt naturel de till a été intercepté dans tous les forages (à l'exception du F-10-15) à des profondeurs variant entre 6,1 et 16,9 m. Le dépôt se compose d'un mélange variable de gravier, sable, silt et argile. Son épaisseur varie entre 0,4 et 9,4 m. La compacité de ce matériau est généralement compacte à dense. La présence de blocs a été notée à l'intérieur du dépôt dans certains forages.

## 6.6 Roc

À la base du till, un roc sédimentaire composé de shale rouge et de grès très altéré a été intercepté dans six (6) forages du site. Une vingtaine d'autres forages ont atteint le niveau de refus de l'avancement des tarières lors des forages stratigraphiques. Ces profondeurs de refus sont indicatrices soit de la position du roc ou d'un horizon de till très dense. Considérant que cette information peut être d'intérêt pratique dans le cadre du présent dossier (profondeur probable de refus de pieux lors de la reprise en sous-œuvre des fondations), la figure 10 a été produite pour faire ressortir le profil du niveau de Roc/Till dense, exprimé en profondeur à partir de la surface.

Selon cette représentation, il y a approfondissement progressif de cet horizon à partir du sud (profondeur 12 à 15 m) vers le nord, où il atteint plus de 25 m de profondeur dans ce qui s'apparente à une dépression du roc d'axe est-ouest entre les rues de la Licorne et d'Orion. On observe ensuite une remontée rapide du roc juste au nord de la rue de la Licorne. Ce profil, couplé aux observations du roc affleurant au nord du site (carrière à moins d'un km), laisse présumer que le toit du roc est très irrégulier, surtout dans le moitié nord du secteur des Constellations (voir coupes présentées à la section 6.8).

## 6.7 Conditions hydrogéologiques

En considérant la géologie et la topographie régionale, l'écoulement général de l'eau souterraine dans le secteur à l'étude s'effectue vers le fleuve Saint-Laurent situé au nord du site. Toutefois, pour connaître les conditions de l'eau souterraine dans les sols du site à l'étude, il faut tout d'abord examiner plus en détail les conditions de la nappe phréatique qui circule dans les horizons supérieurs de dépôts meubles du site. Ensuite, les conditions hydrogéologiques de la nappe profonde (i.e. celle située dans le roc et les horizons granulaires sous-jacents aux horizons argileux), fournissent des indications sur

la présence et la nature des gradients hydrauliques induits entre les deux nappes par les dépôts argileux.

Les profondeurs et élévations des niveaux d'eau mesurés dans les 11 piézomètres installés sur le site au cours de la présente étude sont présentées au tableau 6.10. Il s'agit des mesures effectuées le 3 novembre 2010, soit deux (2) mois après la mise en place du dernier piézomètre (F-10-14).

**Tableau 6.10 Relevé piézométrique**

Sondage	Nappe captée	Profondeur de l'eau souterraine (m)	Élévation (m)
F0-9-2	Supérieure	1,9	55,00
F0-9-5	Inférieure	-0,30	54,20
F0-9-7	Inférieure	1,37	52,23
F-10-05	Argile et silt	2,47	55,54
F-10-09	Argile et silt	1,97	53,18
F-10-11			
A -	Supérieure	1,33	53,22
B -	Argile et silt	1,26	53,29
C -	Inférieure	0,65	53,90
F-10-14			
A -	Supérieure	1,88	50,30
B -	Argile et silt	0,55	51,63
C -	Inférieure	0,93	51,25

### 6.7.1 Conditions de la nappe phréatique

Au droit du développement domiciliaire des Constellations, les conditions d'eau de la nappe phréatique (supérieure) sont contrôlées par :

- les deux fossés de drainage situés de part et d'autre du secteur et s'écoulant vers le nord;
- les infrastructures collectives de drainage des eaux pluviales;
- les installations privées de drainage de chaque résidence.

Dans le secteur des Constellations, les services d'aqueduc, d'égout pluvial et sanitaire sont installés sous la partie centrale de chacune des rues. Comme il n'existe pas de système de drainage de surface (fossé) en bordure des rues, toutes les eaux de pluie et celles captées par les dispositifs individuels (drains français) sont drainées par les conduites d'égout pluvial qui s'écoulent gravitairement jusqu'à l'extrémité nord du site (au nord-est de la rue de la Licorne). Ces eaux sont ensuite évacuées via une conduite de 750 mm de diamètre dans le ruisseau adjacent au lot du 1117 de la Licorne. Le point de rejet est à l'élévation 48,20 m et, de là, l'eau s'écoule en direction du chemin Petit St-Jean.

En tenant compte de la présence d'un horizon silto-argileux à une profondeur moyenne de 2 à 3 m, il est présumé qu'à l'endroit de chaque propriété, le niveau d'eau dans les sols est fortement contrôlé par le drain français qui ceinture les résidences. Considérant

que, selon les normes de construction résidentielle, la partie supérieure des murs de fondation d'une résidence doit être située de 0,45 à 1,6 m au-dessus du niveau de la rue, il est donc estimé que les drains français se situent généralement entre 1,0 et 2,2 m sous le niveau des rues du quartier. Pour les fins d'interprétation des conditions d'eau dans les sols, ces profondeurs possibles de niveaux d'eau seront considérées, tout en sachant qu'en fonction des saisons et de la pluviométrie, il peut y avoir des variations des niveaux d'eau dans les sols. Les mesures de niveaux d'eau dans les piézomètres captant la nappe supérieure (tableau 6.18) reflètent cette interprétation. De plus, les valeurs de niveaux d'eau disponibles dans les rapports externes (annexe 2), même si elles ne résultent généralement pas de mesures prises dans des piézomètres avec crépine, s'inscrivent pour la grande majorité dans cette plage de valeurs; la moyenne des 37 mesures disponibles est de 1,62 m de profondeur.

Souligçons, par ailleurs, le niveau d'eau à 2,47 m de profondeur dans le piézomètre F-10-05 situé au sud-ouest du site. Il s'agit de la portion de terrain la plus élevée du secteur et, de plus, il y a présence d'un fossé de drainage de 5 à 6 m de profondeur à 50 m à l'ouest de ce piézomètre. Il sera considéré que ce sous-secteur peut présenter des conditions de niveau d'eau souterraine légèrement inférieure aux autres zones.

### 6.7.2 Gradient hydraulique

Les piézomètres à niveau multiples mis en place aux forages F-10-11 et F-10-14, auront permis de faire ressortir la présence d'un gradient hydraulique associé à un écoulement ascendant entre la nappe profonde (circulant au toit du roc et le till) et la nappe phréatique de surface. Ces conditions avaient déjà été pressenties lors de la première campagne de forage alors que le piézomètre FO-9-5, captant le roc et le till profond, montrait des conditions artésiennes, avec un niveau d'eau à environ 30 cm au-dessus du sol.

En fonction de l'épaisseur de la couche compressible argileuse peu perméable, observée au droit de ces forages, le gradient vertical est de l'ordre de 0,08 à 0,10 vers le haut.

### 6.7.3 Modification des conditions de l'eau souterraine

En prenant en considération :

- les conditions prévalant dans les fossés bordant de part et d'autre le secteur des Constellations et cela bien avant la construction du quartier;
- les observations faites de l'état saturé des sols dans la portion nord du secteur;
- la présence de remblais au-dessus du terrain naturel d'origine sur une portion importante du secteur, surtout dans la portion nord-ouest;
- d'une profondeur de niveau d'eau dans les sols variant de 1,0 à 2,2 m par rapport au niveau des rues.

Il apparaît probable que les conditions actuelles de l'eau dans les sols naturels ne sont pas significativement différentes que ce qui prévalait avant la construction du secteur des Constellations. Les niveaux d'eau rapportés à 1,8 et 1,2 m dans les deux seuls forages pré-constructions disponibles (F-1 et F-2 d'Inspec-Sol, janvier 2003) tendent à confirmer cette interprétation. Ce constat ne tient toutefois pas en compte les modifications temporaires de la nappe phréatique qui ont pu être induites durant les travaux de construction des rues, de mise en place des infrastructures sous-jacentes et de la construction des solages des maisons.

## 6.8 Coupes stratigraphiques

Afin de permettre une visualisation de l'extension des divers horizons de sols, des coupes stratigraphiques ont été réalisées suivant l'axe des rues. Les numéros civiques sont indiqués afin de faciliter la compréhension.

Les coupes stratigraphiques sont présentées sur quatre (4) feuillets à l'annexe 7. Les tracés des sondages (forages et piézocônes), tant de la présente étude que des études externes, sont reportés sur ces coupes, en précisant leur distance (avant ou arrière) de décalage par rapport à la coupe.

La stratigraphie entre les forages a été interpolée sur une base linéaire. L'information issue des forages de la présente étude a été priorisée et a été complétée par les informations des forages externes (annexe 2) et des indications relatives à la stratigraphie qui peuvent être extraites des sondages au piézocône. Soulignons que la couche de remblai superficiel, observée dans tous les forages, n'est pas représentée sur ces coupes. Il a plutôt été choisi de reporter sur ces coupes la ligne topographique du terrain naturel avant construction qui est relativement bien connue à l'axe des rues. Toutefois, afin d'avoir une meilleure perception des conditions existant sur les terrains, la couche de remblai décrite dans chacun des forages est reproduite dans la partie supérieure du tracée des forages sur les coupes.

L'examen des différentes coupes fait ressortir le caractère irrégulier des horizons de sols du site ainsi que de celui du roc sous-jacent. Une mise en garde est apportée lors de l'examen des portions SO-NE de ces coupes; en effet, chaque coupe montre la position moyenne des horizons dans l'axe des rue, alors que certains horizons peuvent présenter d'importantes variations dans l'axe perpendiculaire à la coupe correspondant à la pente de la topographie locale. C'est le cas par exemple de la couche compressible argileuse dans l'axe de la rue d'Orion; l'épaisseur de cet horizon est de 3 à 4 m au nord de la rue, alors qu'elle est de 7 à 9 m sous les terrains au sud de la rue. Il en est de même, mais à l'inverse, pour la rue Andromède où la couche compressible est beaucoup plus épaisse sous les terrains au nord que ceux au sud de la rue. Cet élément fait une fois de plus ressortir la complexité géomorphologique des dépôts meubles du site.

L'utilisation de ces coupes pour visualiser la situation prévalant sur un terrain en particulier doit tenir compte de ces variations. À cet effet, considérant l'importance de la couche compressible dans le présent dossier, il est fortement recommandé d'examiner ces coupes en se référant d'une part à la figure 8 illustrant la distribution de l'épaisseur de la couche compressible et, d'autre part, aux données mesurées dans les forages les plus rapprochés du terrain ou de la zone à l'examen. Les figures de profondeur du roc/till dense (figure 10) et du remblai sus-jacent au terrain naturel (figure 6) sont également utiles à l'examen de ces coupes.

## 7 Problématique

Tous les sols tassent lorsqu'ils sont soumis à des charges supplémentaires. Les sols granulaires tassent relativement peu et leur tassement est, à toute fin pratique, instantané, de sorte qu'ils ne présentent généralement pas de problème à long terme. Par opposition, les sols argileux de consistance molle peuvent être très compressibles et leur consolidation peut prendre plusieurs années.

Le développement domiciliaire des Constellations est construit sur une couche de sols argileux d'épaisseur moyenne de 5 à 8 m, pouvant atteindre près de 12 m par endroits (voir figure 8). Leur consistance varie de très molle à raide et cette consistance s'améliore en général du nord vers le sud du site.

La construction des rues et des maisons a généralement entraîné une augmentation des contraintes dans les sols par l'ajout des remblais au-dessus du niveau du terrain naturel (niveau du terrain avant construction). Cette augmentation a pu initier un tassement progressif, plus ou moins important d'un endroit à l'autre, selon l'épaisseur et la consistance de la couche compressible. Ce tassement se produit à un taux décroissant (plus fort au début du processus et plus faible par la suite) et peut nécessiter plusieurs années.

L'augmentation des contraintes provient principalement de l'ajout de remblais pour la construction des rues et le terrassement des résidences, et de manière très ponctuelle, de l'ajout de charges particulières comme l'installation de piscines de type hors-terre. Par ailleurs, et tel que discuté à la section 6.7, les modifications au drainage naturel du site n'ont probablement pas provoqué un abaissement de la nappe phréatique, ce qui aurait pu contribuer à augmenter les contraintes effectives dans les sols. Finalement, le poids des maisons, dont il est assumé que les fondations ont été conçues et construites selon les règles de l'art, n'est probablement pas en cause. Par contre, des fondations déposées sur des semelles non adaptées aux sols en présence, peuvent contribuer à accroître les tassements, ou même à induire des tassements non reliés directement à la présence d'une couche compressible sous-jacente.

Puisque l'augmentation des contraintes n'est pas uniforme sous les maisons, les tassements potentiels produits sont inégaux et, dans certaines circonstances, peuvent être particulièrement importants. Par exemple, la semelle périphérique peut tasser d'avantage que les supports intérieurs, provoquant des signes de détresse structurale à l'intérieur des maisons (ou : des fissures dans les murs, le gauchissement de cadres de portes et de planchers et autres dommages). D'autre part, la mise en place de remblai additionnel pour le terrassement sur une partie du terrain (généralement à l'avant), peut induire des tassements différentiels de part et d'autre d'un bâtiment. Ces tassements associés à des charges additionnelles sur les sols compressibles sous-jacents sont parfois difficiles à distinguer de tassements différentiels associés à la construction même du bâtiment et qui pourraient être induits par des charges variables sur les semelles de fondation (la façade avant présentant souvent des charges supérieures aux autres murs de la maison).

La conception des bâtiments au Canada doit répondre aux exigences du Code National du Bâtiment du Canada (CNRC, 2005) qui définit que le tassement total tolérable au niveau des fondations est de l'ordre de 25 mm, alors que le tassement différentiel, d'un appui à l'autre, ne devrait pas dépasser 19 mm. Au-delà de ces seuils, il est considéré probable que les tassements peuvent engendrer des dommages structuraux aux bâtiments.



## 8 Estimation des tassements

### 8.1 Généralités

Avant d'élaborer des solutions ou d'établir une ligne d'action, il importe d'évaluer l'ampleur et l'étendue du problème. La valeur qui exprime le mieux l'ampleur du problème est sans doute le tassement anticipé. Dans le cadre de la présente étude, les tassements considérés sont ceux associés à la consolidation de la couche de sol compressible sous l'effet des charges additionnelles appliquées sur le terrain naturel. Considérant l'échelle de l'étude, les tassements spécifiques reliés à des problèmes particuliers lors de la construction des fondations des maisons (sol remanié, semelle sous-dimensionnée, tassements différentiels induits par des charges inégales sur les fondations ou en raison de la variabilité spatiale des propriétés du sol, etc.) ne peuvent pas être pris en compte ici.

Ce présent chapitre décrit l'analyse réalisée afin d'estimer les tassements et présente les résultats obtenus. La progression de ces tassements dans le temps est abordée au chapitre suivant.

### 8.2 Données retenues

L'analyse des tassements anticipés a été effectuée en utilisant d'abord les informations et données issues de tous les forages des séries FO-9 (1 à 9) et F-10 (1 à 18) réalisés au cours de la présente étude. À cet effet, l'interprétation effectuée lors de la première phase de l'étude (juin 2010) sur les forages de la série FO-9-1 à 9 a été revue à la lumière de l'ensemble des données disponibles. Entre autres, la connaissance accrue des conditions du terrain avant et après le développement domiciliaire a amené à faire une distinction nette entre la hauteur de remblai mesurée directement dans les forages et les valeurs de surcharge résultant de la différence de niveau avant et après développement du site (charges réelles appliquées sur les terrains naturels). Dans le cas des forages FO-9-4 et FO-9-9 par exemple, les données de résistance au cisaillement obtenues par les essais au scissomètre Nilcon ont été réinterprétées en tenant compte des faibles charges appliquées.

En sus des données des forages, l'analyse des tassements anticipés a retenus les données de six (6) essais au piézocône dont les résultats sont jugées fiables et cohérentes. Il s'agit des piézocônes : P-10-31, 32, 33 et 34, P-10-36 et P-10-39, où la couche compressible est en condition surconsolidée ou à la limite de la consolidation.

Parmi les forages d'études externes disponibles, quinze (15) de ceux-ci ont été utilisés dans l'analyse des tassements anticipés du site à l'étude. Il s'agit des forages suivants :

1111-F-1-03	1119-TF-02-09
765-F-1-08	732-TF-02-10
768-F-3-08	1103-TF-01-09
762-TF-02-09	1107-TF-01-09
771-F-01-07	1107-TF-02-09
771-F-02-07	1123-TF-01-10
1119-TF-01-10	1123-TF-02-10
761-TF-02-10	

L'ajout de ces points permet d'accroître la précision de l'interprétation des conditions de tassements anticipés dans les zones où l'épaisseur de la couche compressible est plus importante.

## 8.3 Méthode de calcul

Le tassement ( $\Delta_{\text{total}}$ ) se compose de la recompression ( $\Delta_r$ ), la consolidation primaire ( $\Delta_c$ ) et la consolidation secondaire ( $\Delta_s$ ). Chacune de ces composantes a été estimée suivant les approches classiques, telles que décrites par Holtz et Kovacs (1981).

Le *tassement de recompression* ( $\Delta_r$ ) correspond à la portion du chargement inférieure à la contrainte de préconsolidation ( $\sigma'_p$ ) et s'obtient par l'équation suivante :

$$\Delta_r = C_r * \frac{H_o}{1+e_o} * \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}\right)$$

où

- $C_r$  : indice de recompression
- $H_o$  : épaisseur initiale de la couche de sol
- $e_o$  : indice des vides initial
- $\sigma'_p$  : contrainte de préconsolidation
- $\sigma'_{vo}$  : contrainte effective initiale

La *consolidation primaire* est la composante principale lorsque des tassements importants se produisent. Elle correspond à la portion du chargement au-delà de la contrainte de préconsolidation ( $\sigma'_p$ ) et se traduit par la dissipation des surpressions interstitielles engendrées par la surcharge. Le tassement de consolidation primaire s'obtient par l'équation suivante :

$$\Delta_c = C_c * \frac{H_o}{1+e_o} * \log\left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p}\right)$$

où

- $H_o$  : épaisseur initiale de la couche de sol
- $e_o$  : indice des vides initial
- $\sigma'_p$  : contrainte de préconsolidation
- $\sigma'_{vo}$  : contrainte effective initiale
- $C_c$  : indice de compression
- $\Delta\sigma_v$  : surcharge au-delà de  $\sigma'_p$

La *consolidation secondaire* résulte d'une restructuration au niveau des particules du sol initiée par le dépassement de la contrainte de préconsolidation. Elle se produit lorsque la contrainte de préconsolidation a été dépassée, mais est indépendante de la valeur de ce dépassement. La consolidation secondaire se poursuit longtemps après la fin de la consolidation primaire, soit plusieurs dizaines d'années. Les tassements de consolidation secondaire ( $\Delta_s$ ) ne représentent qu'une petite partie du tassement total, mais ne sont pas nécessairement négligeables. Ils s'obtiennent par l'équation suivante :

$$\Delta_s = \frac{C_\alpha}{1+e_p} * (H_o) * \log\left(\frac{t}{t_p}\right)$$

où  $C_{\alpha}$  : indice de compression secondaire  
 $e_p$  : indice des vides à la fin de la consolidation primaire  
 $H_o$  : épaisseur initiale d'une couche de sol  
 $t$  : temps depuis la fin de la consolidation primaire  
 $t_p$  : temps requis pour la consolidation primaire

## 8.4 Cas types de charges sur les sols

Sur le site à l'étude, la géométrie des remblais varie considérablement d'un secteur à l'autre ainsi que, localement, d'une propriété à l'autre en fonction du type de terrassement effectué. Afin d'apprécier l'influence de ces variations, trois cas de charge ont été considérés et ils sont décrits aux paragraphes suivants. Dans tous les cas, le niveau de la rue devant la propriété est utilisée comme référence, ce qui permet de faciliter l'estimation du cas de figure qui correspond le mieux à un sous-secteur et même à une propriété.

Il faut d'abord rappeler qu'une grande partie des rues a été construite en remblai, tel que discuté à la section 5.1 et présenté à la figure 6. Pour des raisons de drainage, les terrains ne sont jamais sous le niveau de la rue qui les borde. Ainsi, tous les terrains ont été rehaussés au besoin, au moins jusqu'au niveau de la rue.

### Cas de charge de base «RR» (Remblai à la Rue) :

Ce cas correspond à la charge résultant de la différence entre le niveau actuel de la rue et le niveau du terrain naturel avant construction du site. Cette charge est mesurée au centre des rues devant chacun des points (forages ou piézocônes) utilisés pour le calcul des tassements. Comme les terrains ne peuvent pas être inférieurs à ce niveau, il est donc assumé que cette charge minimale est constante de part et d'autre du point de mesure et qu'il est d'étendue infinie sur les terrains avoisinants. Ceci confère par ailleurs un degré de sécurité à l'estimation effectuée, surtout lorsque la charge au niveau de la rue est plus importante. Il s'agit donc du cas de charge de référence de l'étude.

### Simulation de charges additionnelles :

Ces cas tiennent compte du fait que tous les terrains ont généralement un minimum de charges supplémentaires à ce qui se retrouve au niveau de la rue. Plusieurs scénarios de charges ont été examinés afin de tenter d'obtenir une représentation le plus juste possible des diverses conditions de charge sur les terrains. Toutefois, afin d'éviter de surestimer ou sous estimer une représentation par rapport à une autre, il a été retenu d'utiliser des cas simples de chargement par remblai uniforme et présumé d'étendue illimitée au-dessus du chargement de base RR.

Deux (2) cas de charges additionnelles ont été simulés, soit les cas «**R-50**» et «**R-100**» qui représentent respectivement des remblais de 50 et 100 cm au-dessus du niveau de la rue. Cette représentation des charges additionnelles pour évaluer les tassements amène une certaine surestimation des tassements anticipés induits par ces charges. En effet, les remblais de terrassement sont rarement uniformes sur le terrain et, bien sur, s'arrêtent à la rue (donc ne sont pas infinis). Également, l'effet des charges sur le tassement des sols en bordure d'un mur de fondation est moins important que sous une portion continue de remblai. L'interprétation des tassements anticipés avec ces cas de remblais additionnels devra prendre en compte les

imprécisions de ces représentations et cela en fonction de la configuration des charges propres à chaque terrain.

## 8.5 Paramètres de calcul

Les paramètres requis pour effectuer les calculs de tassement sont le poids volumique des différentes couches de sols ( $\gamma$ ) et, pour la couche compressible, l'indice des vides initial ( $e_0$ ), l'indice de recompression ( $C_r$ ), l'indice de compression ( $C_c$ ), le coefficient de consolidation ( $C_v$ ) et l'indice de compression secondaire ( $C_\alpha$ ).

Les paramètres utilisés dans le calcul du tassement de la couche compressible sont indiqués au tableau 8.1. Deux valeurs de l'indice des vides initial ( $e_0$ ) et de l'indice de compression ( $C_c$ ) sont considérées, selon l'indice des vides estimé au point de calcul. La valeur retenue de l'indice de recompression ( $C_r$ ) est la moyenne des valeurs mesurées dans les essais œnométriques. Le coefficient de consolidation ( $C_v$ ) retenu correspond à la moyenne des valeurs obtenues dans les essais de perméabilité tel que discuté à la section 6.3.3. L'indice de compression secondaire ( $C_\alpha$ ) est pris égal à 0,01, soit environ quatre pourcent de l'indice de compression moyen. Le poids volumique ( $\gamma$ ) de tous les sols compressibles est estimé à 20 kN/m<sup>3</sup> sur la base des valeurs de teneur en eau naturelle.

La contrainte de préconsolidation a été estimée directement à partir des résultats des essais œnométriques et indirectement à partir de la résistance au cisaillement non drainé déterminée en laboratoire à l'aide du cône suédois ou sur le terrain avec un scissomètre de chantier (Nilcon). Un rapport constant entre la contrainte de préconsolidation ( $\sigma'_p$ ) et la résistance au cisaillement non drainé ( $C_u$ ) égal à 0,25 est considéré pour l'ensemble du dépôt compressible. Ceci est justifié par la comparaison des résultats des essais de résistance au cisaillement et de consolidation œdométrique réalisés sur les mêmes couches de sols et sur les corrélations usuelles trouvées dans la littérature.

**Tableau 8.1 Paramètres de calcul des tassements**

$e_0$ mesuré	$e_0$ retenu	$C_r$	$C_c$	$C_v$ (m <sup>2</sup> /an)	$C_\alpha$	$\sigma'_p/C_u$
< 0,75	0,65	0,04	0,18	1,20	0,007	0,25
> 0,75	0,90	0,04	0,30	1,20	0,012	0,25

## 8.6 Tassements de consolidation primaire

Le tassement de consolidation primaire anticipé a été estimé au droit de chaque forage pour chacun des trois cas de chargement (RR, R50 et R100). Les résultats sont illustrés aux figures 11 à 13. Ils sont exprimés en termes d'intervalles de tassement, soit : 0 à 25 mm, 25 à 100 mm, 100 à 200 mm et 200 à 300 mm. Les valeurs indiquées incluent le tassement de recompression.

Les résultats indiquent que le problème s'accroît du sud vers le nord du site, en fonction de l'épaisseur et de la consistance de la couche compressible et de l'épaisseur du remblai entre le terrain d'origine et le niveau de la rue.

Pour le cas de référence RR (figure 11), les tassements anticipés sont représentés sous forme de courbes d'iso-valeurs des trois (3) intervalles de tassement précitées. On remarque que selon cette représentation, les tassements sont généralement inférieurs à 25 mm dans la moitié sud du site et qu'ils sont compris entre 25 et 100 mm dans la moitié nord, et peuvent atteindre près de 200 mm localement. Ces tassements plus importants se retrouvent près de l'intersection d'Orion et de La Licorne et à la limite nord-ouest de la rue de La Licorne.

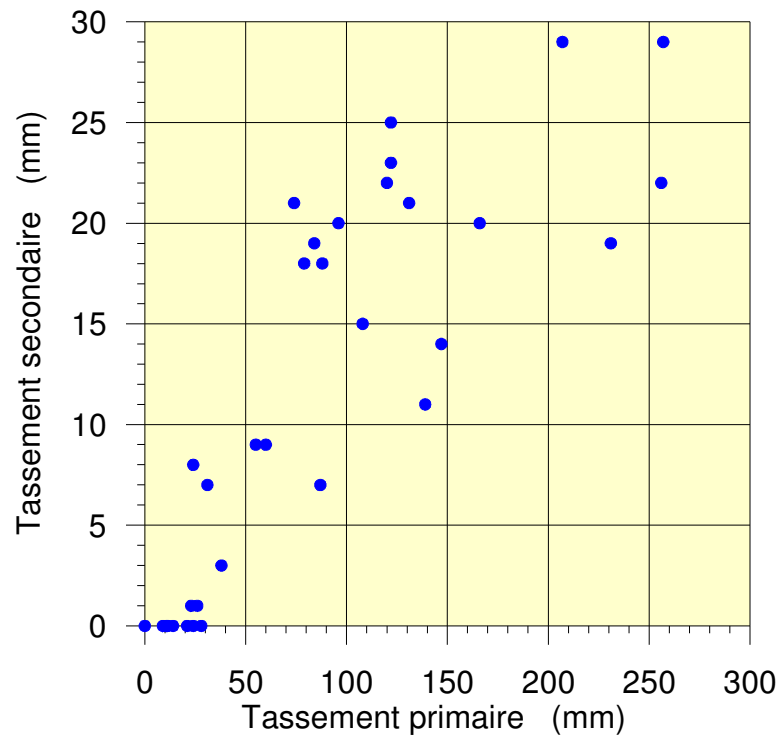
L'effet sur les tassements de l'ajout de remblai additionnel (cas R50 et R100 représentés aux figures 12 et 13) a fait l'objet d'une interprétation terrain par terrain en laissant, au niveau des rues, l'interprétation du tassement selon le cas de référence RR. Selon cette représentation, l'ajout de remblai augmente de façon assez uniforme les tassements anticipés. La zone de tassements anticipés inférieurs à 25 mm s'en voit donc réduite. Ailleurs, des zones à intervalle de tassements supérieurs à 200 mm apparaissent. Il faut toutefois être très prudent dans l'usage de ces deux dernières cartes d'interprétation et de comprendre qu'il ne s'agit pas de la situation de tassement qui prévaut sur les terrains mais bien de ce qui pourrait se passer si des conditions équivalentes à des chargements de type R50 et R100 étaient rencontrées sur ces terrains. Dans tous les cas, il faut se référer au cas de chargement de base RR et estimer quel cas de chargement s'applique à chacun des terrains examinés.

À titre de comparaison, et en référence à la section 5.2, les propriétés connues pour avoir été l'objet d'une reprise en sous-œuvre de leur fondation à l'aide de pieux, ou recommandées comme tel dans des études géotechniques spécifiques, sont identifiés sur ces figures par un triangle noir. Sur la figure d'interprétation du remblai de base RR (figure 11), il est constaté que ces résidences se trouvent toutes dans des zones où les tassements ont été estimés au-dessus du seuil de 25 mm. Par contre, en simulant l'effet de remblai additionnel, une majorité des résidences pieutées se retrouvent dans les zones d'intervalles de tassement supérieur à 100 mm (figures 12 et 13), ce qui tend à démontrer l'effet aggravant de ces remblais additionnels.

## 8.7 Tassements de consolidation secondaire

Les tassements de consolidation secondaire ont été estimés pour une durée de 75 ans. Le diagramme 3 ci-après présente la relation entre le tassement secondaire de 75 ans après la mise en place des charges affectant les sols et le tassement primaire. En général, le tassement secondaire varie entre 0 et 25 mm et représente, au plus, environ 20 % du tassement primaire.

Graphique 3 Relation entre le tassement secondaire à 75 ans et le tassement primaire



## 9 Estimation du temps de consolidation

Le temps de consolidation primaire ( $t$ ) se mesure depuis le moment d'application de la surcharge. Il s'estime selon l'équation suivante (Taylor, 1948) :

$$t = \frac{T H_{dr}^2}{C_v}$$

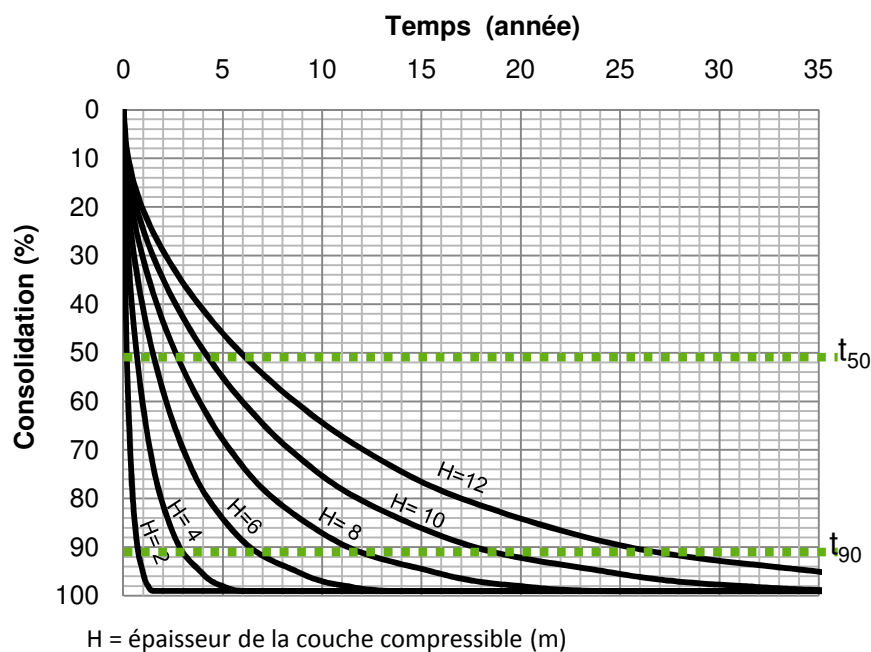
Où

- $T$  est le coefficient de temps ;
- $C_v$  est le coefficient de consolidation ( $m^2/année$ ) ;
- $H_{dr}$  la longueur de drainage (m). Puisque la couche compressible se trouve entre deux horizons perméables continus, la longueur de drainage ( $H_{dr}$ ) est égale à la demi-épaisseur de cette couche.

Dans cette analyse, il est important de souligner que la vitesse de tassement est maximale à l'application de la charge ( $t_0$ ) et diminue ensuite de manière exponentielle. Sur le graphique 4 est présentée l'évolution de la consolidation primaire pour différentes épaisseurs de couches compressibles ( $H$ ). Ces courbes permettent d'estimer la valeur du tassement complété à un moment donné ( $\Delta_c(t)$ ) selon la relation suivante :

$$consolidation (\%) = \frac{\Delta_c(t)}{\Delta_c(total)} \times 100$$

Graphique 4 Temps de consolidation en fonction de l'épaisseur de la couche compressible



On remarquera qu'une importante partie des tassements se produisent pendant les premières années qui suivent l'application de la charge. En effet, pour une épaisseur de couche compressible inférieure ou égale à 8 m, au moins 50 % de la consolidation est complétée durant les trois premières années.

Par ailleurs, le temps estimé est plutôt conservateur, puisque l'influence bénéfique des minces lits perméables, souvent notés dans les rapports de forage, n'est pas modélisée. Ces derniers peuvent accélérer considérablement la consolidation. Par exemple, le fait d'ajouter un lit de sable au centre d'une couche compressible peut réduire le temps de consolidation primaire par un facteur de quatre (4) mettant en évidence que l'estimation du temps de consolidation est toujours approximative et encore d'avantage dans le cas présent, compte-tenu de la complexité des conditions géotechniques.

De plus, il est à noter l'allure asymptotique des tassements (%) près de 100%. Cela signifie que, théoriquement, la consolidation n'atteint jamais 100% mais se prolonge indéfiniment. Pour cette raison, le temps de consolidation est généralement exprimé comme le temps requis pour atteindre un certain pourcentage du tassement total anticipé. Les temps estimés pour compléter 50 % ( $t_{50}$ ) et 90 % ( $t_{90}$ ) du tassement de consolidation primaire sont présentés à la figure 14.

Selon cette estimation, le temps de consolidation pour atteindre 90% des tassements anticipés varie généralement de 2 à 15 ans selon l'épaisseur de la couche compressible. Il peut toutefois dépasser vingt ans aux endroits où les épaisseurs de sols argileux sont les plus importantes, soit au nord-est et au sud-ouest de la rue d'Andromède. Considérant l'historique de la construction du quartier (figure 5), il est alors probable que dans certaines zones, les tassements soient en grande partie complétés.

## 10 Précision des mesures de tassement et du temps de consolidation estimées

Le degré de précision des tassements et des temps de consolidation estimés est tributaire de plusieurs facteurs. Ces facteurs sont associés à la méthode de calcul, à la variabilité des conditions géotechniques, à l'incertitude sur la surcharge et à la précision des propriétés mesurées ou estimées. Ils sont décrits aux paragraphes suivants.

### Méthodes de calcul :

Indépendamment des conditions spécifiques au site, les méthodes de calcul géotechniques d'usage reposent sur des hypothèses simplificatrices qui introduisent nécessairement une certaine imprécision.

### Variabilité de la couche compressible :

Tel que souligné au chapitre 6, la profondeur et l'épaisseur de la couche compressible sont très variables. Une des études spécifiques de propriété disponible montre que sur un même terrain, l'épaisseur de la couche compressible peut varier de plus de 60%. Considérant que tant le calcul des tassements que celui des temps de consolidation sont directement reliés à l'épaisseur de cette couche, cette variabilité est un élément important dans la précision des estimations effectuées. Soulignons que l'interprétation de l'épaisseur de la couche compressible (figure 8) est donnée par interpolations des valeurs ponctuelles mesurées à l'endroit des forages. Cette interprétation ne peut donc pas refléter les variations locales de ces épaisseurs. De plus, la composition et les propriétés mécaniques des sols compressibles sont très variables autant horizontalement que verticalement.

### Connaissance de la surcharge :

La surcharge imposée à l'endroit des maisons est difficile à établir avec précision, compte-tenu de la géométrie irrégulière des remblais de terrassement, de la présence d'autres charges externes (tel que piscines, remises, garage, etc.) et de l'influence des maisons elles-mêmes. Cette surcharge a donc été modélisée d'une façon simplifiée par simulation de remblai uniforme et d'étendu infini de 50 et 100 cm, ce qui induit une surestimation à taux variable des tassements en fonction de la configuration réelle des charges en place. De plus, la topographie du terrain naturel d'origine est moins bien connue à l'extérieur de l'emprise des rues que dans les rues. Finalement, le niveau réel des conditions de la nappe phréatique initial est peu connu, ce qui introduit également une incertitude quant à la surcharge imposée par les sols. Toutefois, le cas de charge de référence RR utilisé dans cette étude se rattache uniquement aux données topographiques les plus précises disponibles (au droit des rues) ce qui a pour effet d'atténuer l'imprécision des autres mesures de terrain.

### Précision des propriétés géotechniques mesurées :

Les essais géotechniques simulent de façon imparfaite le comportement des sols, ce qui sous-entend une certaine imprécision. Les sols compressibles étudiés sont généralement sensibles et mous, ce qui rend presque inévitable un certain remaniement des échantillons soumis aux essais de laboratoire. L'incidence de ce remaniement est importante dans le cas des essais œnométriques utilisés pour caractériser la compressibilité des sols. Il entraîne, entre autres, une surestimation de l'indice de recompression ( $C_r$ ) et une sous-estimation de la contrainte de préconsolidation ( $\sigma'_p$ ) et de l'indice de compression primaire ( $C_c$ ).



### Précision des propriétés géotechniques estimées :

Enfin, certaines propriétés ont été estimées avec plus ou moins de précision sur la base de l'expérience acquise avec des sols similaires.

D'une façon générale, l'estimation des tassements de consolidation primaire est plus précise que celle des tassements secondaires. D'autre part, l'estimation du temps de consolidation est normalement moins précise que celle des tassements étant donnée, entre autres, les imprécisions relatives à l'existence de continuité des lits perméables dans la couche compressible (épaisseur); ces imprécisions amènent toutefois une surestimation des temps de consolidation.

Néanmoins, les valeurs estimées, dans la présente étude, suffisent pour établir avec une précision adaptée à l'échelle de l'étude les zones de vulnérabilité aux tassements et fournit des intervalles adéquats des valeurs des tassements et du temps de consolidation anticipés.

## 11 Recommandations

### 11.1 Révision des restrictions d'usage

Les précisions qu'apporte la présente étude relativement aux conditions de tassement des sols à l'échelle du quartier des Constellations, devraient permettre de revoir la teneur et la portée de certaines restrictions d'usage des terrains qui ont été appliquées de manière préventive sur l'ensemble du territoire du quartier.

Pour ce qui est des restrictions relatives à des aménagements correspondant à des charges additionnelles aux sols (remblai de terrassement, piscine hors-terre, infrastructures ou bâtiments connexes à la résidence), il y aurait possibilité de moduler ces restrictions en fonction des conditions prévalant dans les divers sous-secteurs du quartier. Cette modulation devrait d'abord tenir compte des distances minimales à respecter pour éviter d'induire des tassements additionnels en bordure des maisons. D'autre part, dépendamment des conditions de sol en place, il faudra aussi tenir compte que des tassements pourront être ressentis directement sous les ouvrages et/ou bâtiments accessoires installés même s'ils sont disposés de manière à minimiser les impacts sur la résidence.

### 11.2 Vérification des infrastructures publiques

L'estimation faite dans le cas de charge de base RR (section 8.3 et figure 11) fournit, entre autres, la situation des tassements anticipés à l'endroit des rues du quartier et cela en fonction des charges existantes à ces endroits. En tenant compte des tassements probables déjà encourus et ceux résiduels anticipés, il est recommandé de procéder à la vérification de l'impact de ces tassements sur les infrastructures municipales sous-jacentes aux axes des rues, de manière s'assurer de leur intégrité de fonctionnement.

### 11.3 Protection de la nappe phréatique

Toute modification significative des conditions de la nappe phréatique sur le secteur des Constellation peut avoir un effet direct sur les charges appliquées sur les sols et, par conséquent, sur les conditions de tassement des sols. Il est alors recommandé que l'aspect des impacts sur les eaux souterraines soit pris en considération dans l'analyse de

tout projet de développement ou de construction d'infrastructures à proximité du secteur des Constellations. L'objectif ici est de s'assurer qu'il n'y ait pas de baisse permanente du niveau moyen de la nappe phréatique qui pourrait résulter, entre autres, d'une réduction des apports d'eau de surface (tel que dérivation des cours d'eau et/ou fossés de drainage en amont du site), ou d'une modification des conditions artésiennes de la nappe profonde.

## 11.4 Estimation des conditions de tassement par sous-secteur

Lorsque les résultats et informations issues de la présente étude, bien qu'ils soient établis à l'échelle du quartier, peuvent servir à la Ville comme outils d'assistance pour obtenir une estimation sommaire de la situation des tassements qui prévaut par sous-secteur. Cependant, considérant la variabilité géologique du site, une estimation précise des conditions de tassement à l'endroit d'une propriété, ou d'un groupe de propriétés rapprochées, requerrait la réalisation d'une étude géotechnique spécifique afin de définir avec précision les conditions des sols et des charges (maison, remblai de terrassement, garage, piscine, etc.) prévalant sur chacun des terrains étudiés.

Les éléments à utiliser ou à considérer pour une première estimation sommaire sont les suivants :

- a) Figure 5 (Phases du développement domiciliaire) : *Permet d'identifier l'année de construction des rues et des maisons;*
- b) Figure 8 (épaisseur de la couche compressible) : *Identifier l'intervalle de l'épaisseur de cette couche couvrant le terrain ou la zone considéré;*
- c) Diagramme 4 (courbes de temps de consolidation) : *Considérant que le temps <0> correspond à l'année de construction de la maison ou de la rue, identifier en date d'aujourd'hui, l'intervalle du % de consolidation déjà effectuée et cela en relation avec les épaisseurs potentielles de la couche compressible notée en a);*
- d) Figures 11, 12 et 13 (cas de charges de tassement) : *En fonction du cas de charge correspondant le mieux aux conditions des terrains considérés, identifier l'intervalle des tassements anticipés.*

À partir de ces informations, l'interprétation se fait en mettant en relation les % de consolidation présumés à ce jour et les tassements anticipés sur le terrain ou le groupe de terrains considéré. La présence ou non de dommages structuraux aux bâtiments, ainsi que le moment de leur apparition sont des informations fort importantes. Elles permettent d'ajuster l'évaluation sommaire de la situation prévalant sur le terrain ou la zone considérée.

## 11.5 Pistes de solutions pour les propriétaires

### 11.5.1 Suivi du tassement des propriétés

L'utilisation des informations du présent rapport, couplée aux informations spécifiques des propriétés, pourra, dans plusieurs cas, permettre de statuer de la situation globale de tassement qui affecte ou n'affecte pas certaines propriétés du quartier. Il restera toutefois que dans certains cas, l'imprécision ou l'absence de certaines données rendront difficile de statuer sur les conditions qui prévalent sur la propriété et de prendre des décisions qui ont des incidences financières parfois importantes. Un des outils forts utiles qui permettra

à un propriétaire de préciser la situation des tassements, consiste à faire un suivi du comportement des maisons. L'interprétation des mesures de suivi permettra de préciser le comportement anticipé de la fondation des maisons, dont le tassement à venir, s'il y a lieu, et le temps de consolidation restant.

Ce suivi des tassements consiste à effectuer un relevé par arpentage des fondations de la maison et, éventuellement des ouvrages connexes (comme un garage attenant). Les données issues de ce suivi devraient permettre, à l'aide des informations acquises au cours de la présente étude, de statuer sur la situation des tassements d'une portion importante des propriétés du secteur. Il s'agirait d'identifier, d'une part, s'il y a tassement sur les propriétés n'ayant aucun constat de dommage à ce jour et, d'autre part, si les tassements sont complétés sur les propriétés affectées par des tassements. Considérant l'ordre de grandeur des tassements anticipés sur le site, les relevés d'arpentage doivent être assez précis afin que l'analyse des résultats puisse être utile.

Afin de faciliter l'interprétation des tassements potentiels, les informations suivantes devraient être prises en considération :

- Année de construction de la rue;
- Année de construction de la maison et des ouvrages et bâtiments accessoires présents sur le terrain;
- Année de mise en place des remblais relatifs au terrassement (si différent);
- Année d'installation des piscines hors -terre ou d'autres équipements engendrant des charges additionnelles, leurs tailles et leurs positions relativement à la maison;
- Description et date approximative des dommages observés;
- Description et date des réparations effectuées;
- Mesures, date de relevés de tassement des murs de fondations;
- Rapports d'investigations géotechniques spécifiques à la propriété (s'il y a lieu).

### 11.5.2 Mesures préventives

Pour les propriétés dont une évaluation spécifique des conditions de tassements indiquerait la possibilité que surviennent des tassements résiduels de faible amplitude, certaines précautions devraient être prises afin de prévenir ou minimiser les dommages structuraux aux bâtiments:

- Éviter tout remblai additionnel ou autre aménagement des terrains qui peuvent créer des surcharges sur le sol, surtout à proximité des bâtiments;
- Pour les maisons possédant des appuis structuraux centraux (et lorsque le type de construction s'y prête), l'utilisation de colonnes ajustables au sous-sol permettrait de réduire les dommages liés aux tassements différentiels des appuis intérieurs par rapport aux appuis périphériques;
- Éviter la mise en place d'une piscine hors-terre à proximité de la maison;
- Il est déconseillé de planter des arbres dont les racines peuvent s'établir dans la couche de sol compressible.

### 11.5.3 Mesures correctives

Pour les cas où une évaluation spécifique démontre que l'ampleur et surtout la durée restante des tassements sont significatifs, la reprise en sous-œuvre des fondations par la pose de pieux est la meilleure solution lorsque bien conçue et bien réalisée. Cette solution permet d'arrêter le tassement des fondations de la maison sans toutefois arrêter le tassement du sol sous l'effet des remblais.

La solution qui paraît la plus évidente, mais qui est généralement moins pratique ou esthétique, consiste à enlever du remblai. En effet, tout ce qui permet de diminuer la

surcharge de la couche compressible aiderait à réduire les tassements à venir. Cette intervention serait encore plus utile là où il y a un déséquilibre de la surcharge de part et d'autre de la maison ce qui a effet augmenter les tassements différentiels d'un point à l'autre du solage; ces tassements différentiels étant généralement plus propice à générer des dommages structuraux aux bâtiments.

Finalement, la possibilité de remplacer le remblai de sol par un remblai léger, bien que ce ne soit pas une solution usuelle en construction domiciliaire, pourrait être envisagée dans certains cas particuliers. Ce type de remblai est généralement utilisé pour de gros remblais de viaducs fondés sur des argiles molles et se compose de blocs de polystyrène.

Pour les cas où l'interprétation des mesures d'un suivi des tassements et l'évaluation spécifique de la propriété révèlent que la période de consolidation tire à sa fin, le fait d'attendre que la situation soit suffisamment stable et de procéder par la suite aux réparations des dommages représente la solution la plus économique dans ces cas.

## 12 Sommaire et conclusions

Les sols sur lesquels le quartier des Constellations de St-Jean-Chrysostome (Lévis) a été construit, comprennent un horizon silto-argileux dont la consistance est très souvent de molle à très molle et cela plus particulièrement dans la partie nord du site. Cette couche de sols « compressible » a une épaisseur très irrégulière et varie de nulle à près de 12 m, pour une épaisseur moyenne de 5 à 8 m.

Le développement de ce projet domiciliaire, avec l'aménagement des rues et des résidences, a généralement entraîné, par endroits, une augmentation des contraintes dans les sols. Cette augmentation est associée principalement à la présence de matériaux de remblai au-dessus du niveau du terrain naturel d'origine, ce qui a initié un tassement progressif, plus ou moins important d'un endroit à l'autre. Les taux de tassement sont fonctions de l'épaisseur et de la consistance de la couche compressible sous-jacente et de l'importance de la surcharge appliquée.

Un estimé des tassements et du temps requis pour qu'ils soient complétés a été effectué en prenant comme référence la situation de chargement des sols au niveau de chacune des rues. Selon cet estimé de base, une portion importante du territoire, au sud de la rue d'Andromède, se situe dans une zone où les tassements anticipés sont sous le seuil de 25 mm, alors que dans la partie nord, l'estimation de ces tassements anticipés est supérieure à ce seuil et peut atteindre l'intervalle de 100 à 200 mm au centre-est et au nord-ouest du site. L'ajout de remblai additionnel a pour effet d'accroître, parfois significativement, l'amplitude des tassements anticipés en plus d'étendre plus au sud les zones à intervalle de tassement supérieur à 25 mm. Considérant que la charge sur les terrains peut varier d'un sous-secteur à l'autre, et même d'un terrain à l'autre, les simulations de charges additionnelles (R50 et R100) permettent de disposer d'un outil de comparaison afin d'apprécier la situation pour les différents cas de chargement qui peuvent être observés sur le terrain.

Le temps estimé pour que les tassements soient considérés presque complétés ( $t_{90\%}$ ) varie généralement de quatre (4) à treize (13) ans sur 80% du territoire, mais peut atteindre de 15 à plus de 20 ans dans les deux sous-secteurs où la couche compressible atteint plus de 10 mètres. Considérant l'historique de construction du site, il est probable que la consolidation primaire soit déjà complétée à plusieurs endroits. D'autre part, il est important de rappeler que les tassements, lorsqu'anticipés, sont initiés dès la mise en charge des terrains et qu'ils diminuent de manière exponentielle avec le temps.

Un élément complémentaire important qui permettrait aux propriétaires de transposer une partie des informations du présent rapport à l'échelle d'un diagnostic partiel des

propriétés consiste à mettre en place un suivi par arpentage du comportement de leur maison. Les données de ce suivi doivent être mises en relation avec les spécificités du site à l'endroit de la propriété et les observations effectuées depuis la construction de l'immeuble.

Pour les résidences déjà affectées par du tassement, l'interprétation des mesures de suivi devrait permettre de faciliter l'interprétation du comportement anticipé de la fondation des maisons, dont les tassements à venir (s'il y a lieu) et le temps de consolidation restant. La décision, tant technique qu'économique, quant à une reprise en sous-œuvre des fondations ou une réparation post-tassement sera fonction du couplage de l'ensemble des données et de l'information disponibles.

## 13 Références

- Conseil national de recherches du Canada. 2005. Code National du Bâtiment du Canada.
- Das, B.M. 2002. Principles of Geotechnical Engineering, Brooks/Cole, 5<sup>th</sup> ed..
- Demers, D., and Leroueil, S. 2002. Evaluation of preconsolidation pressure and the overconsolidation ratio from piezocone tests of clay deposits in Quebec. Canadian Geotechnical Journal, 39: 174–192
- Holtz, R.D., Kovacs, W.D. 1981. An Introduction to Geotechnical Engineering. Prentice-Hall Civil Engineering and Engineering Mechanics Series. 733 pages.
- Mesri, G., Godlewski, P.M. 1977. Time and stress compressibility interrelationships. J. Geotechnical Division, ASCE, 103(GT5): 417-430.
- Mesri, G., Shahien, M., Feng, T.W. 1995. Compressibility parameters during primary consolidation. Proc. Int. Symp. on Compression and Consolidation of Clayey Soils, IS-Hiroshima's 95, Hiroshima, Vol. 2: 1021-1037.
- Law, K.T. 1979. Triaxial-vane tests on a soft marine clay. Canadian Geotechnical J., Vol. 16(1): 11-18.
- Leroueil, S., Tavenas, F. et Le Bihan J-P. 1983. Propriétés Caractéristiques des Argiles de l'Est du Canada. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, 681 - 705.
- Leroueil, S., Magnan, J.P., Tavenas, F. 1985. Remblais sur argiles molles. LCPC et Technique et Documentation (Lavoisier)
- Leroueil, S., Magnan, J.-P., Tavenas, F. 1985. Remblais sur argiles molles. Livre, Technique et Documentation Lavoisier, Paris.
- P. K. Robertson, R. G. Campanella, D. Gillespie, and J. Greig 1986. Use of the piezometer cone data. Proc, Int, Symp, IN-SITU 86, Blakburg, USA.
- Tavenas, F. et Leroueil, S. 1980. The Behaviour of Embankments on Clay Foundations. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, 236 - 260.
- Tavenas, F., Blanchet, R., Garneau, R. & Leroueil, S. 1978. The stability of staged-constructed embankments on soft clays. Canadian Geotechnical J., Vol. 15(2): 283-305.
- Taylor, D.W. Fundamentals of soil mechanics, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1948, 700p.
- Robertson, P.K. 1990. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27 (1), pp. 151-158.

**Voir liste des études externes consultées à l'annexe 2a**



# **Annexe 1**

---

**Figures 1 à 14**





## **Annexe 2**

---

**Données extraites des rapports externes**



## **2a- Liste des études externes**



## **2b- Sommaire des investigations géotechniques des études externes**



## **2c- Sommaire des informations stratigraphiques et données géotechniques**





## **2d- Courbes des contraintes de consolidation des forages**



## **Annexe 3**

---

**Rapports de forages**



## **Annexe 4**

---

**Données des sondages au piézocône**



## **Annexe 5**

---

**Rapports de laboratoire**





## **Annexe 6**

---

### **Interprétation des propriétés géotechniques des sols par forage**



## **Annexe 7**

---

### **Coupes stratigraphiques**

## À propos d'AECOM

AECOM est un fournisseur mondial de services techniques professionnels et de gestion-conseil sur une grande variété de marchés comme le transport, le bâtiment, l'environnement, l'énergie, l'eau et les services gouvernementaux. Avec près de 52 000 employés autour du monde, AECOM est un leader sur tous les marchés clés qu'elle dessert. AECOM allie portée mondiale et connaissances locales, innovation et excellence technique afin d'offrir des solutions qui améliorent et préservent les environnements bâtis, naturels et sociaux dans le monde entier. Classée dans la liste des compagnies du *Fortune 500*, AECOM sert des clients dans plus de 100 pays et a enregistré des revenus de 6,5 milliards de dollars durant l'exercice financier 2010.

Des renseignements supplémentaires sur AECOM et ses services sont disponibles au [www.aecom.com](http://www.aecom.com).

AECOM  
85, rue Sainte-Catherine Ouest  
Montréal (Québec) Canada H2X 3P4  
Tél. : 514 287-8500  
Télec. : 514 287-8600  
[www.aecom.com](http://www.aecom.com)