

CHUM 1000 Saint-Denis

ÉTUDE DE FAISABILITÉ DES BÂTIMENTS ET DES STATIONNEMENTS PROJÉTÉS

ASPECTS GÉOTECHNIQUES ET STRUCTURAUX



CHUM 1000 Saint-Denis

ÉTUDE DE FAISABILITÉ DES BÂTIMENTS ET DES STATIONNEMENTS PROJETÉS

ASPECTS GÉOTECHNIQUES ET STRUCTURAUX

Préparé et
approuvé par :

Daniel Bertrand, ing.

Date : 26 nov. 2003

Préparé et
approuvé par :

Bernard Breaült, ing.

Date : 26 nov. 2003

Revu par :

Denis Léonard, Directeur de projet

Date : 26 nov. 2003

CHUM 1000 Saint-Denis

ÉTUDE DE FAISABILITÉ DES BÂTIMENTS ET DES STATIONNEMENTS PROJETÉS ASPECTS GÉOTECHNIQUES ET STRUCTURAUX

VERSION FINALE

Révision					Pages révisées	Remarques
N°	Par	Appr.	Revue	Date		
PA	DB, BB	DB, BB	DL	13 novembre 2003		
00	DB, BB	DB, BB	DL	26 novembre 2003	1-1; 1-4; 3-2	Commentaires de Mario Larivière, CHUM 2010 intégrés

PA 1^{ère} émission préliminaire
00 Émission officielle client

AVIS

Ce document fait état de l'opinion professionnelle de SNC-Lavalin inc. («SLI») quant aux sujets qui y sont abordés. Elle a été formulée en se basant sur ses compétences professionnelles en la matière et avec les précautions qui s'imposent. Le document doit être interprété dans le contexte du mandat de services professionnels en date du 8 octobre 2003 (la «Convention») intervenue entre SLI et CHUM Hôtel-Dieu (le «Client»), ainsi que de la méthodologie, des procédures et des techniques utilisées, des hypothèses de SLI 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 la Convention, et est au seul usage du Client, dont les recours sont limités à ceux prévus dans la Convention. Il doit être lu comme un tout, à savoir qu'une portion ou un extrait isolé ne peut être pris hors contexte.

SLI ayant, pour évaluer les coûts, le cas échéant, 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 de ces estimations ne peut être garantie. À moins d'indication contraire expresse, SLI n'a pas contre-vérifié les hypothèses, données et renseignements en provenance d'autres sources (dont le Client, les autres consultants, laboratoires d'essai, fournisseurs d'équipements, etc.) et sur lesquelles est fondée son opinion. SLI n'en assume nullement l'exactitude et décline toute responsabilité à leur égard.

SLI décline en outre toute responsabilité envers le Client et 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.

SOMMAIRE

Dans le cadre de la planification du Centre hospitalier de l'Université de Montréal (CHUM), SNC-Lavalin inc. (SLI) a réalisé une étude de faisabilité des aspects géotechniques et structuraux pour l'implantation du nouveau CHUM d'environ 650 lits sur le site alternatif 1000 Saint-Denis. La portée de cette étude est fonction des hypothèses de départ, des études et des données existantes ou comparables disponibles et ne comporte, à cette étape, aucun échantillonnage, ni quantification ou calcul spécifique.

Basé sur les hypothèses de départ, des données recueillies et sur les résultats de nos études antérieures (7 études effectuées pendant la période comprise entre 1952 et 1988, qui regroupent un total de 28 forages qui couvrent partiellement les secteurs d'intérêts), certaines conclusions et recommandations préliminaires d'ordre géotechnique et structural ont été élaborées afin de permettre la conception préliminaire des aménagements projetés. Il est entendu que ces conclusions et recommandations devront faire l'objet d'une validation en temps opportun et ce, pour chacun des quadrilatères, notamment par la réalisation d'études géotechniques et structurales complémentaires.

Le rocher sur l'ensemble du site se situe à environ 12 m ou 14 m sous la surface existante du terrain et ce, pour une moyenne de l'ordre de 13 m. Les excavations pour la construction des bâtiments et des stationnements, comportant six étages en sous-sol, atteindront probablement le rocher. Ils pourront donc être construits en béton armé, avec des fondations conventionnelles assises directement sur le rocher conçues pour exercer une pression nette maximale de 1 000 kPa. Cette pression admissible devra inclure la somme de toutes les charges mortes et vives appliquées.

Il faudra de plus, lors de l'excavation, avoir recours à des ouvrages de soutènement temporaire des terres (murs berlinois) le long des rues. Elle devra être plus rigide, à paroi moulée, le long de l'église et du presbytère, s'il y a lieu, pour ne pas créer de tassement. Au sud de la rue de La Gauchetière, il faudra également construire un ouvrage de soutènement temporaire des terres si on désire dans une première phase construire les bâtiments avant de démolir ceux au nord (l'actuel Hôpital Saint-Luc).

La proximité de la ligne Jaune (n° 4) du métro de Montréal, qui passe sous la rue Saint-Denis en tunnel à 7 ou 8 mètres, ne crée pas de problème si la construction des stationnements souterrains le long de Saint-Denis se limite à 2 ou 3 mètres dans le roc.

L'eau souterraine se situe de façon générale à quelque 4 m ou 5 m sous le niveau de la surface du terrain. Les venues d'eau dans les excavations devront être contrôlées par un pompage adéquat.

Une trame de colonnes à 9 mètres centre à centre, autant pour les étages de stationnements que pour les étages supérieurs, permet de construire un système de planchers-dalle avec abaqes, ce qui représente le système le plus optimal et avantageux.

Étant donné l'ensemble des contraintes souterraines le stationnement de 2200 places pourrait être estimé à environ 50 M\$ pour le CHUM 1000 Saint-Denis versus 45 M\$ pour le CHUM 6000 Saint-Denis.

Pour la zone d'expansion future, on peut conclure que la construction d'un nouveau bâtiment de 8 étages est possible au dessus de l'autoroute Ville-Marie à un coût supplémentaire pour la structure d'environ 75\$/m² du prix unitaire d'une construction typique en béton. De plus le concept du bâtiment devrait respecter les contraintes suivantes :

- Aucun sous-sol
- Une structure d'acier
- Une démolition partielle des sous-sols de l'édifice Vidéotron au dessus du tunnel du métro de la ligne Orange (n° 2) qui longe de très près le tunnel de l'autoroute Ville-Marie pour implanter, entre les deux, une rangée de pieux forés. Des pieux difficiles à construire pour la résistance aux forces latérales (vent et séisme).
- Un rez-de-chaussée bâti directement sur la dalle du toit comportant un étage de transfert avec des fermes, à 9 mètres centre à centre, utilisant toute la hauteur de cet étage. Les étages supérieurs pourraient avoir, dans une variante, des travées de 10 mètres nécessitant des poutrelles de 650 mm de profondeur. Dans une autre variante, elle comporterait, au-dessus de l'autoroute, des travées de 18,5 et 20 mètres à tous les étages avec des poutrelles de 1 500 mm de profondeur, entraînant des épaisseurs de plancher plus importantes à tous les étages et donc un bâtiment plus élevé.
- Par contre le nouveau bâtiment peut disposer d'une rangée de colonnes s'appuyant sur le mur central de l'autoroute Ville-Marie qui a été conçu pour porter cette charge.

Table des matières

	Page
1. INTRODUCTION.....	1-1
1.1 DESCRIPTION DES INSTALLATIONS EXISTANTES.....	1-1
1.2 HYPOTHÈSES DE TRAVAIL DES INSTALLATIONS DU CHUM 1000 SAINT-DENIS	1-4
1.3 MÉTHODOLOGIE UTILISÉE	1-5
2. CONDITIONS GÉOTECHNIQUES	2-1
2.1 INTRODUCTION	2-1
2.2 DESCRIPTION GÉNÉRALE DES SOLS ET NIVEAUX DE L'EAU SOUTERRAINE	2-3
2.2.1 Remblai.....	2-4
2.2.2 Tourbe et argile organique avec coquillages.....	2-4
2.2.3 Silt et sable ou sable silteux, lâche à très dense.....	2-4
2.2.4 Rocher.....	2-5
2.2.5 Eau souterraine	2-5
2.3 RECOMMANDATIONS PRÉLIMINAIRES D'ORDRE GÉOTECHNIQUE	2-5
2.3.1 Généralités.....	2-5
2.3.2 Semelles ou radiers de fondation	2-6
2.3.3 Fondations profondes.....	2-8
2.3.4 Dalle de plancher sur sol.....	2-11
2.3.5 Murs de fondation	2-12
2.3.6 Ouvrages de soutènement temporaire.....	2-13
2.3.7 Excavations.....	2-15
2.3.8 Contrôle pendant la construction	2-15
3. FAISABILITÉ STRUCTURALE ET RECOMMANDATIONS	3-1
3.1 BÂTIMENTS AVEC STATIONNEMENTS SOUTERRAINS.....	3-1
3.1.1 Soutènement des terres.....	3-1
3.1.2 Fondations et structures.....	3-1
3.1.3 Proximité du métro de Montréal, ligne Jaune no 4.....	3-2
3.2 BÂTIMENT FUTUR AU-DESSUS DE L'AUTOROUTE VILLE-MARIE.....	3-2
3.2.1 Conditions existantes	3-2
3.2.2 Faisabilité structurale d'un bâtiment futur au-dessus de l'autoroute Ville-Marie.....	3-3
3.3 COÛTS ASSOCIÉS AUX PARTICULARITÉS DU PROJET.....	3-6
3.3.1 Stationnements souterrains à l'emplacement actuel de l'Hôpital Saint-Luc.....	3-6
3.3.2 Bâtiment futur au-dessus de l'autoroute Ville-Marie.....	3-7
4. CONCLUSION.....	4-1
5. RÉFÉRENCES	5-1

ANNEXES

- A- Plan de localisation - Scénario d'implantation d'un CHUM de 650 lits au 1000 Saint-Denis**
- B- Plan de localisation - Emplacement des forages réalisés dans le secteur des aménagements projetés au 1000 Saint-Denis**
- C- Rapports de forage**
- D- Plans de l'existant – Autoroute Ville-Marie et Métro**
- E- Croquis des variantes de charpente du bâtiment au-dessus de l'autoroute Ville-Marie**

1. INTRODUCTION

Dans le cadre de la planification du nouveau Centre hospitalier de l'Université de Montréal (CHUM), les autorités du CHUM 2010 ont confié à SNC-Lavalin inc. (SLI) le mandat d'étudier la faisabilité, du point de vue géotechnique et structural, de l'implantation des installations sur un site alternatif, soit le CHUM 1000 Saint-Denis localisé sur les quadrilatères de l'Hôpital Saint-Luc et ceux adjacents (figure 1-1), tel que détaillé sur le plan de localisation du scénario d'implantation¹ présenté à l'annexe « A ».

La portée de cette étude est fonction des hypothèses de départ, des études et des données existantes ou comparables disponibles. Conformément au mandat établi, aucun échantillonnage, quantification ni calcul spécifique n'a été réalisé à cette étape.

Plus précisément, la partie géotechnique précise, à partir de l'analyse de plusieurs études géotechniques effectuées dans le passé sur le site, la nature et les propriétés des sols afin de permettre la conception préliminaire des ouvrages prévus tout en précisant les contraintes géotechniques pouvant affecter les travaux de construction.

La partie structurale couvre la faisabilité de concevoir et d'ériger des bâtiments et des stationnements souterrains de l'ampleur de ceux prévus du CHUM 1000 Saint-Denis en fonction des contraintes géotechniques et des ouvrages existants. Plus particulièrement, les contraintes imposées par la présence de l'autoroute Ville-Marie et du tunnel du métro sur un futur bâtiment de 8 étages qui devrait être érigé directement par-dessus. Le coût et les limitations que ces contraintes peuvent générer sur les choix conceptuels du projet sont également identifiés ou comparés avec ceux connus pour le CHUM 6000 Saint-Denis.

1.1 DESCRIPTION DES INSTALLATIONS EXISTANTES

Le site actuellement occupé par l'Hôpital Saint-Luc est réparti sur trois îlots bordés par le boulevard René-Lévesque au *nord*, la rue Saint-Denis à l'*est*, l'avenue Viger au *sud* et la rue Sainte-Élisabeth à l'*ouest*. Les deux principaux bâtiments sont localisés sur les deux îlots ayant front sur le boulevard René-Lévesque.

Il est à noter la présence d'une église désaffectée (église Saint-Sauveur), du presbytère, d'un édifice commercial et d'une propriété de la ville de Montréal sur l'un des îlots.

¹ CIM-3S, 15 septembre 2003, *Scénario d'implantation d'un CHUM de 650 lits*

En souterrain, le métro de Montréal voisine le CHUM 1000 Saint-Denis, la « ligne Jaune ou N° 4 » passe dans le roc sous la rue Saint-Denis et la « ligne Orange N° 2 » passe près de la surface au sud de la rue Viger.

Les espaces non construits sont utilisés à des fins de stationnement (total de 251 espaces) et la végétation est absente sur l'ensemble du site.

L'étude porte sur les quadrilatères suivants :

- Le quadrilatère des rues René-Lévesque, Saint-Denis, de La Gauchetière et Sanguinet, d'une superficie d'environ 10 100 m², incluant actuellement les ailes nord-est, centre, sud et nord-ouest, l'urgence et le pavillon Roland-Bock de l'Hôpital Saint-Luc.
- Le quadrilatère des rues René-Lévesque, Sanguinet, de La Gauchetière et Sainte-Élizabeth, d'une superficie d'environ 6 000 m², incluant actuellement le pavillon Édouard-Asselin, le centre de recherche clinique André-Viallet, la centrale thermique et la buanderie de l'Hôpital Saint-Luc.
- Le quadrilatère des rues de La Gauchetière, Saint-Denis, Viger et Sanguinet, d'une superficie d'environ 10 200 m², incluant actuellement l'église Saint-Sauveur, l'ancien presbytère, un édifice abritant des locaux résidentiels et commerciaux et un stationnement asphalté de 251 places desservant l'Hôpital Saint-Luc.
- Le quadrilatère des rues de La Gauchetière, Sanguinet, Viger et Sainte-Élizabeth, d'une superficie d'environ 5 400 m² est occupé par un édifice appartenant à la Banque Nationale.
- Le quadrilatère des rues Viger, Saint-Denis, Saint-Antoine et Sanguinet, d'une superficie d'environ 10 400 m² est occupé par un édifice appartenant à Vidéotron, un stationnement au-dessus de l'autoroute Ville-Marie et un édifice commercial (anciennement « Les Artisans »).

Figure 1-1 Localisation du projet



1.2 HYPOTHÈSES DE TRAVAIL DES INSTALLATIONS DU CHUM 1000 SAINT-DENIS

Le projet du CHUM 1000 Saint-Denis incluant les zones d'expansion futures pourrait s'étendre sur un site compris entre les rues René-Lévesque au *nord*, Saint-Denis à l'*est*, Saint-Antoine au *sud* et la rue Sainte-Élizabeth à l'*ouest* (annexe « A »). Les hypothèses considérées dans cette étude sont celles formulées par l'équipe du CHUM 2010 et les professionnels :

- Certains bâtiments existants pourront être démolis à l'exception de l'édifice Vidéotron au *sud* de la rue Viger et de l'église Saint-Sauveur ainsi que possiblement son presbytère.
- Tous les nouveaux bâtiments pourraient avoir jusqu'à 16 étages en plus d'un rez-de-chaussée et de 6 niveaux en sous-sol (dont 5 en stationnement) sans toutefois excaver dans le roc.
- Si requis, un nouveau bâtiment au *sud* de la rue Viger pourrait être construit. Il n'aurait pas de sous-sol (étant donnée la présence de l'autoroute Ville-Marie) et pourrait avoir 8 étages. La fonction de ce bâtiment, comme pour l'édifice Vidéotron, pourrait être des services ambulatoires ou cette zone permettrait une expansion future du CHUM.
- Le quadrilatère des rues Sanguinet, Viger, Sainte-Élizabeth et de La Gauchetière, occupé actuellement par un édifice de la Banque Nationale, pourrait permettre également une expansion future du CHUM.
- Des tunnels ou des étages souterrains sous les rues sont à prévoir entre les différents quadrilatères, leurs niveaux ne sont pas encore déterminés. Un lien direct avec le métro ou un tunnel sont également à prévoir sous la rue Viger.
- Les étages en sous-sol pourraient être reliés en partie ou en totalité sous la rue de La Gauchetière et possiblement sous la rue Sanguinet en déplaçant les services qui ne peuvent pas être relocalisés sans générer de coûts excessifs.
- Le nouveau CHUM aurait environ 650 lits et 250 000 m² en surface. Les surfaces, la volumétrie et les limites de terrain sont basées sur les hypothèses du 1000 Saint-Denis proposé dans le schéma² joint en annexe.

Il faut noter que toute modification ou nouvelle hypothèse pourrait modifier la présente étude et ses recommandations.

² CIM-3S, 15 septembre 2003, *Scénario d'implantation d'un CHUM de 650 lits*

1.3 MÉTHODOLOGIE UTILISÉE

La méthodologie utilisée a été basée sur :

- l'utilisation de données déjà disponibles, telles que les plans de l'existant,
- l'étude des conditions géotechniques connues actuellement,
- la prise en considération des hypothèses retenues par le CHUM 2010 au sujet de la localisation, l'envergure et les liens entre les pavillons,
- la prise en considération des critères retenus pendant la phase de planification du projet du CHUM au 6000 Saint-Denis³, ainsi que des normes en vigueur.

Les plans de l'existant utilisés aux fins de cette étude sont énumérés à la section 4 et présentés à l'annexe « D ». Ils sont principalement ceux de l'autoroute Ville-Marie et du métro de Montréal.

L'étude des conditions géotechniques est décrite dans la section 2, tandis que la faisabilité du point de vue structural suit à la section 3.

³ Groupement SLP, mai 2002, *Le Préconcept – le CHUM au 6000 Saint-Denis*.

2. CONDITIONS GÉOTECHNIQUES

2.1 INTRODUCTION

Cette partie de l'étude de faisabilité résume les données géotechniques disponibles pour le site du CHUM 1000 Saint-Denis, telles que colligées à partir des documents retrouvés dans les archives de diverses filiales de SNC-Lavalin inc.

Cet exercice a été effectué dans le but de préciser la nature et les propriétés des sols dans l'emprise des bâtiments projetés et ce, afin de permettre la conception préliminaire des ouvrages et de préciser les contraintes d'ordres géotechniques pouvant affecter les travaux de construction projetés.

Cette compilation de données a été effectuée à partir des documents retrouvés dans les archives de SNC-Lavalin. Il est à noter que ces archives englobent depuis la fusion du Groupe SNC et de Lavalin, les études géotechniques réalisées par Geocon Limited, de même que celles de la Compagnie Nationale de Forage et Sondage inc., aussi connue sous le nom de "National Boring & Sounding Inc."

La recherche dans nos archives de rapports d'études géotechniques a permis de retrouver un total de 7 études effectuées pendant la période comprise entre 1952 et 1988. Ces différentes études géotechniques regroupent un total de 28 forages dans le secteur d'intérêt. Le tableau 1-1 ci-après résume, par ordre d'année de réalisation, les études géotechniques dont les résultats ont été utilisés pour cette compilation de données.

Tableau 1-1 Liste des études géotechniques Secteur du 1000, rue Saint-Denis

Étude N°	Année de l'étude	Dossier N°	Description / Auteur de l'étude
1	1952	158	Montreal Transport Commission Craig & Gosford Borings Geocon Limited
2	1968	2380	Ministère de la Voirie - Province de Québec Route Transcanadienne Ville de Montréal - Cour Turcot – rue Fullum Tronçon Bleury – Saint-Denis Compagnie Nationale de Forage & Sondage inc.
3	1964	2412	Confédération des Syndicats Nationaux Sondages exécutés : Édifice proposé au coin des rues St-Denis & avenue Viger, Montréal, Québec Compagnie Nationale de Forage et Sondage inc.
4	1974	4542	Réaménagement et agrandissement Pavillon Édouard-Asselin Hôpital Saint-Luc, Montréal, Québec Compagnie Nationale de Forage et Sondage inc.
5	1977	5107-10	Édifice projeté Rues Vitre et Sanguinet, Montréal, Québec Compagnie Nationale de Forage et Sondage inc.
6	1987	N-1297	Banque Nationale du Canada Édifice projeté Rue Sanguinet, Montréal, Québec Compagnie Nationale de Forage et Sondage inc.
7	1988	N-1376	Banque Nationale du Canada Édifice projeté Avenue Viger et rue Sanguinet, Montréal, Québec Compagnie Nationale de Forage et Sondage inc.

Les rapports individuels de forage sont rassemblés à l'annexe « C » du présent document. Ces rapports sont regroupés par étude, en commençant par la plus ancienne.

Il est à noter que différents systèmes de référence altimétrique ont été utilisés dans les études précitées pour établir le niveau de la surface du terrain à l'endroit des forages. En effet, les niveaux montrés sont parfois en référence au système géodésique, et parfois aussi en référence à un système arbitraire. Les niveaux de la surface du terrain montrés sur les rapports de forage devront donc être utilisés avec discernement.

Tous les forages situés dans le secteur d'intérêt ont été localisés en plan sur un dessin et ce, à partir des structures ou rues existantes apparaissant sur les divers plans de localisation accompagnant les différentes études. Le dessin en question est identifié 603507-5000- 4GDD-0001; il est inclus en pochette à l'annexe « B » du présent rapport.

Le dessin précité montre également le niveau géodésique de la surface du terrain à divers endroits du site, tel que tiré des fonds de plans disponibles auprès de la Section de la géomatique du Service des travaux publics et de l'environnement de la Ville de Montréal.

2.2 DESCRIPTION GÉNÉRALE DES SOLS ET NIVEAUX DE L'EAU SOUTERRAINE

La description détaillée des différentes couches de sol rencontrées dans les forages est présentée sur les rapports de forage inclus à l'annexe « C ». Une description sommaire de la stratigraphie des sols est présentée dans les sous-chapitres qui suivent.

Il est à noter que les études consultées dans le cadre du présent mandat ne comportaient pas de caractérisation environnementale des sols. Les descriptions des sols présentées ci-après ne sont donc valables que d'un point de vue géotechnique et elles n'ont aucunement la prétention de conclure sur la présence ou l'étendue de matières toxiques ou contaminant le site. Par contre, l'étude de faisabilité sur les aspects environnementaux et de vulnérabilité du CHUM 1000 Saint-Denis couvre cet aspect⁴.

Il est à noter également que certains des quadrilatères à l'étude ne sont que partiellement couverts par les forages disponibles, ou encore non couverts du tout, tel que le quadrilatère formé par le boulevard René-Lévesque, l'avenue Viger et les rues Sanguinet et Saint-Denis. Il est entendu que des forages additionnels devront impérativement être effectués en temps opportun pour mieux définir les conditions géotechniques existant sur l'ensemble du site.

Finalement, il convient également de souligner que certains des forages rassemblés à l'annexe « C » précèdent la construction de l'autoroute Ville-Marie. Bien que ces forages ne sont plus représentatifs des conditions existantes au droit de ladite autoroute, ils sont néanmoins utiles pour établir les conditions probables dans les secteurs non touchés par les activités de construction.

⁴ SNC-Lavalin inc., 2003. *Étude de faisabilité sur les aspects environnementaux et de vulnérabilité*, CHUM 1000 Saint-Denis

2.2.1 Remblai

Une couche de remblai hétérogène a été rencontrée à la surface du terrain à l'endroit des forages réalisés sur des épaisseurs de l'ordre de 1 m à près de 5 m.

Le remblai hétérogène précité est de composition très variable. Il consiste en divers mélanges de sol et de débris tels que des morceaux de briques, mortier, bois et autres matières organiques, béton, cendres, verre, etc. La présence de cailloux et de blocs a également été notée dans le remblai.

Bien que les indices « N » de l'essai de pénétration standard mesurés dans le remblai sont parfois relativement élevés, la compacité du remblai peut être qualifiée de lâche généralement, les valeurs élevées étant probablement associées à la présence de débris.

2.2.2 Tourbe et argile organique avec coquillages

Sous le remblai précité, des couches de tourbe et d'argile organique renfermant parfois des coquillages (marne) ont été rencontrées dans la partie du site située au sud de l'avenue Viger.

Il convient de souligner que ces dépôts de tourbe et de marne sont essentiellement normalement consolidés, ce qui signifie que tout accroissement des charges par rapport aux conditions actuelles se traduira par des tassements non négligeables. De plus, ces sols sont sujets à des tassements secondaires importants à long terme, notamment en raison de la décomposition ou de l'écrasement des fibres constituant la matière organique. L'ampleur de ces tassements variera en fonction de l'épaisseur des dépôts organiques.

2.2.3 Silt et sable ou sable silteux, lâche à très dense

Sous le remblai et les couches de tourbe ou d'argile organique avec coquillages décrits précédemment, un dépôt constitué principalement de sable et de silt en proportions variables a été rencontré jusqu'à quelque 11 m à 15 m de profondeur sous la surface du terrain.

De façon générale, le dépôt précité renferme aussi des traces de gravier, ainsi que des cailloux et blocs occasionnels. Un certain contenu en argile a aussi parfois été noté.

Selon les indices « N » de l'essai de pénétration standard mesurés, ces sols sont de compacité variable et leur état varie de lâche à très dense. De façon générale, les sols sont le plus souvent compacts dans la partie supérieure du dépôt, devenant par la suite denses ou même très denses plus en profondeur.

Il est à noter que la partie inférieure du dépôt, sous une profondeur de l'ordre de 8 m à 10 m sous la surface existante du terrain, se démarque par la fréquente présence de cailloux et de blocs, lesquels ont rendu nécessaire l'utilisation d'un carottier à diamants ou de « dynamite » pour permettre l'avancement des forages au travers de ces obstacles. Ces zones de cailloux et de blocs sont normalement associées à des horizons denses à très denses.

2.2.4 Rocher

Le rocher sur l'ensemble du site a été rencontré à des profondeurs qui ont varié entre 11 m et 15 m environ sous la surface existante du terrain. De façon générale, il se situe vers 12 m ou 14 m sous la surface existante du terrain et ce, pour une moyenne de l'ordre de 13 m.

Dans les forages où il a été décrit, le rocher consiste généralement, sur les épaisseurs forées, en un shale noir, lequel comporte de nombreuses fissures et fractures sur le premier 1 m à 1,5 m. Il est à noter que la présence de calcaire a également été notée, de même que la présence de roche intrusive.

2.2.5 Eau souterraine

Selon les résultats des forages réalisés dans le secteur, l'eau souterraine se situe de façon générale à quelque 4 m ou 5 m sous le niveau de la surface du terrain.

Il est à noter toutefois que le niveau de l'eau souterraine n'est pas stationnaire, mais varie avec les saisons, les précipitations et les modifications apportées à l'environnement. Par conséquent, l'eau souterraine peut être rencontrée plus près de la surface du terrain à certaines périodes de l'année, notamment lors de la fonte des neiges ou à la suite de fortes pluies.

2.3 RECOMMANDATIONS PRÉLIMINAIRES D'ORDRE GÉOTECHNIQUE

2.3.1 Généralités

Selon les hypothèses de la section 1.2, la construction de divers bâtiments est envisagée sur le site du CHUM 1000 Saint-Denis pour permettre l'implantation d'un CHUM de 650 lits.

Basé sur les résultats des études antérieures, certaines conclusions et recommandations préliminaires d'ordre géotechnique ont été élaborées afin de permettre la conception préliminaire des aménagements projetés. Il est entendu que ces conclusions et recommandations devront faire l'objet d'une validation en temps opportun, notamment par la réalisation d'études géotechniques complémentaires.

2.3.2 Semelles ou radiers de fondation

Selon leur niveau d'implantation, les bâtiments projetés pourront reposer sur des semelles (ou des radiers) de fondation prenant appui sur le sol ou le rocher.

Les sous-chapitres qui suivent présentent les recommandations et les contraintes s'appliquant à ces deux types de fondations.

2.3.2.1 Fondations sur sol

Les recommandations qui suivent sont formulées quant à la conception et à la construction des semelles de fondation :

- a) Les remblais hétérogènes rencontrés à la surface du terrain sur le site sont totalement impropres pour soutenir des semelles (ou radiers) de fondation. Il en est de même pour tous les sols constitués de tourbe ou d'argile organique avec coquillages (marne).

Les semelles de fondation devront donc être établies sous les sols impropres, sur les sols naturels intacts. Alternativement, les semelles pourront être établies moins profondément si elles reposent sur un remblai structural mis en place depuis la surface des sols naturels compacts à très denses.

- b) Les fondations des bâtiments projetés pourront être constituées de semelles carrées, rectangulaires ou filantes, ou encore de radiers de fondation. Ces semelles devront avoir une largeur minimale de 1 m et elles devront être construites dans les sols naturels intacts après enlèvement complet du remblai hétérogène, des sols organiques, et de tout sol mou ou encore remanié lors des excavations.
- c)- Bien que la capacité portante des sols puisse atteindre localement jusqu'à 300 kPa ou 400 kPa, il est recommandé, au présent stade du projet, de limiter à 200 kPa la pression admissible sous les semelles de fondation et ce, afin de tenir compte de l'état de compacité variable des sols, et du fait également que les sols denses à très denses se situent à des niveaux variables. Il est à noter que cette pression maximale admissible devra inclure la somme de toutes les charges mortes et vives appliquées.
- d) Lorsque les semelles de fondation devront être établies à un niveau plus élevé que la base des sols impropres constitués de remblai hétérogène ou de sols organiques, elles devront impérativement reposer sur un remblai structural mis en place depuis la surface des sols naturels intacts et non-remaniés. Ce remblai structural devra être constitué d'une pierre concassée de type MG 20 mise en place en couches successives ne dépassant pas 300 mm avant compactage, chacune des couches devant être densifiée à au moins 98% de la densité sèche maximale révélée par l'essai Proctor modifié.

La largeur du remblai structural devra excéder d'au moins 0,5 m la largeur des semelles au niveau des assises. Les pentes latérales du remblai structural devront être de 1V:1H ou plus douces et ce, jusqu'au niveau des sols naturels intacts de compacité moyenne à dense ou très dense. Le remblai structural devra être mis en place à la grandeur de l'excavation, et devra donc s'étendre jusqu'aux pentes du talus excavé.

- e) On ne prévoit pas conserver les bâtiments existants. Advenant le cas, si les fondations projetées ne sont pas établies au même niveau que les fondations existantes, établir la distance horizontale entre les bords des nouvelles semelles et celles déjà en place devra être d'au moins 1,5 fois la différence de niveau entre les deux semelles. Cette mesure est nécessaire afin, d'une part de ne pas surcharger les fondations établies à un niveau inférieur, et d'autre part, éviter un affouillement des fondations existantes lors des excavations.
- f) Les sols naturels constitués de silt et de sable sont très sensibles au remaniement. En conséquence, le fond des excavations pour la construction des semelles devra être protégé, immédiatement après son approbation par un technicien en géotechnique, par la mise en place d'une couche de béton maigre d'au moins 50 mm à 75 mm d'épaisseur et ce, afin d'éviter un remaniement ultérieur du sol par l'eau ou les opérations de construction telles que la mise en place des coffrages et des armatures.
- g) Les semelles de fondation des structures chauffées devront prendre appui à une profondeur d'au moins 1,5 m sous la surface finale du terrain pour assurer une protection adéquate contre les effets du gel. Cette profondeur sera augmentée à 1,8 m dans le cas des structures non chauffées. Alternativement, les semelles pourront être établies à une profondeur moindre si de l'isolant thermique est disposé adéquatement.
- h) Les tassements totaux et différentiels de semelles de fondation convenablement construites et conçues selon les directives précédemment énoncées, ne devraient pas dépasser 25 mm et 15 à 20 mm environ respectivement. Ces tassements seront en grande partie de nature élastique et devraient se produire essentiellement lors de l'application des charges ou peu après.

2.3.2.2 Fondations sur le rocher

Les excavations pour la construction des bâtiments comportant six étages en sous-sol atteindront probablement le rocher qui se situe de façon générale entre 12 m et 14 m environ sous la surface existante du terrain. Ainsi, les fondations de ces bâtiments pourront donc prendre appui directement sur le rocher.

Les recommandations qui suivent s'appliquent à la conception et à la construction des semelles de fondation prenant appui sur le rocher :

- a) Les semelles de fondation pourront être conçues pour exercer une pression nette maximale de 1 000 kPa sur le rocher. Cette pression admissible devra inclure la somme de toutes les charges mortes et vives appliquées.
- b) Les semelles de fondation établies sur le rocher devront avoir une largeur minimale de 1 m. Avant la mise en place des semelles, les parties les plus altérées ou lâches du rocher devront être excavées. La surface d'assise sur le rocher devra être quasi horizontale avec une pente d'au plus 10H:1V.
- c) Toutes les assises des semelles devront faire l'objet d'une vérification par du personnel qualifié afin de s'assurer que la surface du rocher exposée est convenable. Les travaux d'excavation du rocher devront être soigneusement exécutés de façon à minimiser les effets défavorables sur le rocher sous-jacent aux excavations. Les surexexcavations devront être comblées avec du béton.
- d) Les tassements totaux et différentiels de semelles de fondation convenablement construites et conçues selon les directives précédemment énoncées seront à toute fin pratique négligeables.

2.3.3 Fondations profondes

Les bâtiments ne nécessitant pas d'excavations profondes, ou trop lourds pour des semelles de fondation sur sol, pourront reposer sur des fondations profondes constituées de pieux battus ou de caissons forés et ancrés dans le rocher, selon l'ampleur des charges à reprendre.

Les sous-chapitres qui suivent présentent les recommandations et les contraintes s'appliquant à ces deux types de fondations profondes.

2.3.3.1 Pieux battus

Les recommandations qui suivent s'appliquent à la conception et à la mise en place de pieux battus pour soutenir les structures projetées :

- a) Les pieux pourront consister en des pieux tubulaires en acier foncés à bout fermé et subséquemment remplis de béton, ou encore en des profilés « H » en acier. Il est à noter que le type tubulaire, en plus d'être normalement plus économique que le type « H », présente l'avantage de permettre une vérification de la courbure de la partie souterraine des pieux après fonçage.
- b) La pointe des pieux tubulaires devra être fermée par une plaque d'acier de forte épaisseur, ou encore par un sabot de battage préfabriqué, s'il s'avère qu'un pourcentage trop important des pieux sont tordus ou déviés lors de leur passage au travers des horizons renfermant des cailloux et des blocs. D'une façon similaire, les pieux « H » devront être munis de sabots de battage en acier coulé et ce, afin d'en protéger la pointe.

- c) Les pieux devront prendre appui sur le rocher, lequel a été rencontré en moyenne vers 13 m de profondeur environ sous la surface existante du terrain.
- d) Le rocher est généralement constitué d'un shale qui est parfois fracturé et fissuré en surface. Compte tenu que ce type de rocher est relativement tendre et peu compétent, il est recommandé de limiter à 900 kN environ la charge de service de pieux tubulaires d'un diamètre extérieur de 244 mm ($9 \frac{5}{8}$ pouces). Pour la même raison, la charge de service de pieux de 178 mm (7 pouces) de diamètre devrait être limitée à quelque 600 kN environ.
- e) Les pieux devront être munis d'une paroi épaisse (de l'ordre de 12 mm) pour pouvoir résister sans dommage aux contraintes développées au cours du battage, notamment lors du fonçage au travers des sols très dense avec cailloux et blocs surplombant le socle rocheux. Il est à noter que certains pieux seront inévitablement endommagés ou courbés de façon excessive lors de leur passage au travers des horizons renfermant des cailloux et des blocs. Toutefois, de façon générale, le pourcentage de pieux rejetés excède rarement plus de 5% à 10%.
- f) L'espacement entre les pieux devra être d'au moins 1 m centre à centre. De plus, les pieux pourront être inclinés, si requis, pour reprendre les forces horizontales.
- g) Afin d'assurer une protection contre l'action du gel, le dessous des têtes de pieux devra être établi à une profondeur minimale de 1,5 m sous la surface finale du terrain. Alternativement, les têtes de pieux pourront être établies à une profondeur moindre si de l'isolant thermique est disposé convenablement.
- h) Compte tenu que le rocher constitué en shale est sujet au phénomène de « relaxation », lequel se traduit par une perte de capacité portante avec le temps, il est recommandé de rebattre systématiquement tous les pieux de l'ouvrage afin de s'assurer d'un appui convenable. Ce rebattage pourra toutefois être omis si les essais de contrôle démontrent des résultats satisfaisants.
- i) Un contrôle des vibrations lors du fonçage des pieux est recommandé afin de s'assurer que les équipements ou services souterrains sensibles aux vibrations ne seront pas défavorablement affectés par ces activités.
- j) La capacité portante statique des pieux devra faire l'objet de vérifications par essais dynamiques à l'analyseur de battage, notamment dans le cas des pieux arrêtés dans les horizons de cailloux et de blocs surplombant le rocher. Dans un tel contexte, la mise à l'essai d'un minimum de 5% des pieux de l'ouvrage est recommandée.

- k) Les pieux devront être mis en place sous la surveillance à temps plein d'un technicien spécialisé en géotechnique, afin de s'assurer qu'ils ne sont pas endommagés en cours de fonçage et qu'ils sont bien installés selon les règles de l'art.

2.3.3.2 Fondations sur caissons forés et ancrés dans le rocher

Les recommandations qui suivent s'appliquent à la conception et à la mise en place de caissons forés et ancrés dans le rocher pour soutenir les structures projetées :

- a) Les caissons devront être pourvus d'une enveloppe permanente en acier (tubage), laquelle devra être ancrée suffisamment dans le socle rocheux pour limiter les infiltrations de particules fines ou d'eau à l'intérieur desdits caissons.

Compte tenu que des cailloux et des blocs sont présents dans les sols denses à très denses surplombant le rocher, l'enveloppe permanente en acier des caissons devra être suffisamment épaisse pour traverser ces obstacles sans se bosseler ou s'écraser de façon excessive.

- b) Les caissons d'un diamètre de 0,6 m ou plus pourront être conçus en tenant compte d'une pression admissible de 2 000 kPa sur le rocher au fond de l'emboîture, ainsi que sur une adhérence admissible en compression de 1 000 kPa entre le béton et le roc sain.

Les caissons d'un diamètre inférieur à 0,6 m seront, quant à eux, conçus en ne considérant que l'adhérence roc-béton. Ainsi, il est recommandé de négliger toute contribution du rocher à la base de l'emboîture pour ces caissons.

Il est recommandé que la longueur effective de l'emboîture des caissons soit d'au moins deux fois le diamètre des caissons. On devra de plus négliger l'adhérence roc-béton sur le premier 1 m de l'emboîture et ce, afin de tenir compte de la fracturation parfois importante de la partie supérieure du socle rocheux. Il en sera de même pour toute zone de rocher fracturé ou altéré révélée par inspection visuelle ou par forage.

- c) La résistance en arrachement des caissons sera déterminée en tenant compte d'une adhérence admissible de 700 kPa entre le béton et le roc sain. On devra négliger toute contribution de la base de l'emboîture, ainsi que dans les zones de roc fracturé ou altéré.

Pour un caisson individuel, la force s'opposant aux efforts d'arrachement doit être calculée en considérant le poids d'un cône de roc inversé avec un angle au sommet de 90° situé à la base de l'emboîture. Pour un groupe de caissons, on devra s'assurer qu'il n'y a pas de chevauchement entre les cônes d'influence et dans le cas contraire, le poids correspondant au chevauchement devra être

négligé. Le rapport du poids d'un ou plusieurs cônes de roc à la force d'arrachement maximale devra être d'au moins 1,0 en négligeant la résistance au cisaillement du rocher.

Compte tenu que le rocher se situe sous le niveau de l'eau souterraine, on retiendra un poids déjaugé de 17 kN/m^3 pour fins de calcul.

- d) L'emboîture de tous les caissons forés devra faire l'objet d'une inspection visuelle au moyen d'une caméra sous-marine. Dans l'éventualité où cette vérification visuelle devait s'avérer impossible ou non concluante en raison de la turbidité excessive de l'eau dans les caissons, on devra alors recourir à des forages pour cette vérification.

Une vérification ponctuelle par forages de la qualité du rocher sous le niveau de l'emboîture des caissons est également recommandée.

- e) Afin d'assurer une protection contre l'action du gel, le dessous des têtes des caissons devra être établi à une profondeur minimale de 1,5 m sous la surface finale du terrain.
- f) Un contrôle des vibrations lors du fonçage des tubages et du forage des emboîtures est recommandé afin de s'assurer que les équipements ou services souterrains sensibles aux vibrations ne seront pas défavorablement affectés par ces activités.
- g) Les tassements totaux et différentiels de caissons adéquatement conçus et construits seront négligeables et essentiellement dus à la compression élastique sous les charges appliquées.

2.3.4 Dalles de plancher sur sol

Les recommandations suivantes sont formulées quant à la construction des dalles de plancher sur sol pour les bâtiments projetés :

- a) Les remblais hétérogènes rencontrés à la surface du terrain sur le site sont totalement impropres pour soutenir des dalles de plancher sur sol. Il en est de même pour tous les sols constitués de tourbe ou d'argile organique avec coquillages (marne).

La construction de dalles de plancher sur sol ne sera donc possible que si elles reposent directement sur les sols naturels compacts à très denses, ou encore sur un remblai structural mis en place depuis la surface desdits sols naturels.

- b) Le remblai mis en place sous les dalles de plancher devra être constitué d'un matériau granulaire propre (sable, sable et gravier ou pierre concassée de type MG 20) renfermant moins de 10% de particules fines inférieures à 0,080 mm et

aucune particule de dimensions supérieures à 31,5 mm. Les dalles devront toutefois reposer sur un coussin d'assise d'au moins 300 mm d'épaisseur constitué de pierre concassée de type MG 20. De plus, les matériaux de remblai utilisés ne devront offrir aucun potentiel de gonflement.

- c) Le remblai et le coussin d'assise des dalles devront être mis en place en couches successives ne dépassant pas 300 mm avant compactage, chacune des couches devant être densifiée à au moins 95% de la densité sèche maximale révélée par l'essai Proctor modifié.
- d) Les dalles de plancher établies sous le niveau de l'eau souterraine devront être pourvues d'un système de drainage constitué de tuyaux perforés et d'un tapis drainant et ce, afin de prévenir les infiltrations d'eau à l'intérieur des sous-sols.

Le tapis drainant sera mis en place sous le coussin de pierre concassée de type MG 20 retrouvé immédiatement sous les dalles de plancher sur sol. Il sera constitué d'une épaisseur de 300 mm de pierre nette de calibre 20-5 mm, laquelle sera mise en place sur un géotextile non-tissé recouvrant le fond de l'excavation.

Des tuyaux perforés de 150 mm de diamètre entourés de pierre nette, elle-même entourée d'un géotextile non-tissé, devront être disposés en périphérie des bâtiments. Ces tuyaux devront également être disposés sous les dalles de plancher à un espacement de l'ordre de 6 m à 8 m sous les dalles de plancher, et incorporés au tapis drainant précité.

- e) Les dalles de plancher conçues et construites de la façon précitée sont sujettes à des tassements ne dépassant pas 25 mm environ.
- f) Les dalles de plancher sur sol devront être convenablement séparées des murs et poteaux du bâtiment afin de pouvoir accommoder les tassements différentiels susceptibles de survenir entre les dalles et les éléments établis sur semelles ou fondations profondes.

2.3.5 Murs de fondation

Les recommandations qui suivent sont formulées quant à la conception des murs de fondation des bâtiments projetés :

- a) Les murs de fondation devront être conçus pour reprendre la pression horizontale des sols et des remblais adjacents. Le diagramme de poussée des terres devra correspondre à celui d'une distribution triangulaire de pression atteignant la base des murs. Les calculs feront intervenir un coefficient de poussée au repos K_0 de 0,5, ainsi qu'un poids volumique de 20 kN/m³ pour un remblai en sable et de 22,5 kN/m³ pour un remblai en pierre concassée.

- b) Les calculs géotechniques et structuraux devront également tenir compte des surcharges susceptibles d'être appliquées derrière les murs, notamment celles provenant d'engins lourds ou encore de matériaux entreposés.
- c) Dans les parties de bâtiment comportant un sous-sol, il est recommandé d'apposer des panneaux géocomposites drainants de type Soldrain 200 (ou équivalent) sur les faces externes des murs de fondation et de les relier aux drains périphériques et ce, afin de capter toute eau d'infiltration provenant de la surface du terrain. Une couche imperméable et des pentes appropriées devront également être prévues à la surface du terrain afin de limiter les infiltrations dans le sol des eaux de surface.

2.3.6 Ouvrages de soutènement temporaire

Le soutènement temporaire des terres, lorsque requis, pourra être effectué par un système de pieux soldats avec boisage, ou encore au moyen d'une paroi moulée à proximité des ouvrages ne pouvant tolérer un certain déplacement.

Les recommandations qui suivent sont formulées quant à la conception et la construction des ouvrages de soutènement temporaires :

- a) Dû à la présence possible d'obstacles dans les remblais hétérogènes, et en raison également de la présence de nombreux cailloux et blocs dans les sols surplombant le rocher, on devrait utiliser de préférence, en guise de pieux soldats des pieux tubulaires permettant un forage à l'avant de la pointe au moyen d'un trépan et ce, plutôt que des pieux battus de type « H » en acier.

Les pieux soldats devront être forés et ancrés dans le rocher, ou encore pénétrer suffisamment dans le mort-terrain pour pouvoir reprendre sans tassement significatif la composante verticale de la tension des tirants inclinés et mobiliser une résistance latérale adéquate en pied de mur.

- b) En pratique, les systèmes de soutènement constitués de pieux soldats avec boisage, même les mieux construits, ne parviennent pas à empêcher que des tassements se manifestent dans les massifs de sol retenus. Dans ce contexte, on devra considérer la sensibilité aux tassements des services et structures se trouvant dans le voisinage immédiat des ouvrages de soutènement temporaire, et tenir compte de la proximité de ces services et structures en égard à la profondeur des excavations.

À titre indicatif, il est considéré que toute structure sise derrière l'ouvrage de soutènement temporaire, à une distance qui est inférieure à 50% de la profondeur de l'excavation, est susceptible de subir des tassements dommageables et devrait par conséquent faire l'objet d'une reprise en sous-œuvre. Les structures dont les fondations se trouvent à une distance variant de 50% à 100% de la profondeur de l'excavation n'ont généralement pas besoin

d'être reprises en sous-œuvre, sauf s'il s'agit de structures particulièrement sensibles aux tassements. Seules les structures localisées au-delà d'une distance équivalant à la profondeur de l'excavation ne nécessitent pas de reprise en sous-œuvre. Enfin, dans les calculs, il faut considérer les pressions induites sur les ouvrages de soutènement par les structures qui à la fois ne sont pas reprises en sous-œuvre et se situent derrière l'écran de soutènement à une distance inférieure à la profondeur de l'excavation.

Les mouvements en arrière des soutènements peuvent être avantageusement limités en rapprochant les pieux soldats et en remplissant quotidiennement l'espace inévitable entre le boisage et la paroi d'excavation.

Finalement, le système de pieux soldats avec boisage ne constitue pas un écran étanche; des venues d'eau, provenant soit de la nappe d'eau souterraine ou encore localement de nappes perchées, peuvent donc survenir. En conséquence, l'utilisation de paille ou de criblure de pierre pourra être nécessaire pour prévenir la migration des éléments fins du sol entre les madriers de bois.

- c) Les murs de soutènement devront être conçus pour reprendre la pression horizontale des sols et des remblais adjacents. Le diagramme de poussée des terres devra correspondre à celui d'une distribution triangulaire de pression atteignant la base des murs. Les calculs feront intervenir un coefficient de poussée approprié, de même qu'un poids volumique de 21 kN/m³.

La poussée sur les murs de soutènement pouvant tolérer de faibles déplacements pourra être calculée en utilisant un coefficient de poussée active K_a de 0,33. Si le mur est rigide, ou si des ouvrages sensibles aux tassements sont situés au sommet du mur, les calculs feront alors intervenir un coefficient de poussée au repos K_0 de 0,5.

- d) Les pieux soldats ou la paroi moulée devront être retenus par des tirants ancrés dans le rocher. Ces tirants devront être inclinés à 45° et scellés dans le rocher avec un coulis de ciment. La longueur des tirants pourra être calculée en utilisant une adhérence de 700 kPa entre le coulis et le rocher constitué de shale. Il est toutefois recommandé de négliger l'adhérence roc-béton sur le premier 1 m des tirants et ce, afin de tenir compte de la fracturation parfois importante de la partie supérieure du socle rocheux.
- e) Les calculs géotechniques et structuraux devront également tenir compte des surcharges susceptibles d'être appliquées derrière les murs, notamment celles provenant d'engins lourds ou encore de matériaux entreposés.
- f) L'arrière des murs de soutènement devra être drainé. Le cas échéant, les murs devront être conçus pour reprendre les poussées hydrostatiques.

2.3.7 Excavations

Les commentaires suivants sont formulés quant aux excavations qui seront requises pour la construction des nouveaux ouvrages :

- a) Les venues d'eau dans les excavations devront être contrôlées par un pompage adéquat. À cet effet, un fossé de drainage temporaire devra être aménagé au périmètre des excavations pour capter les eaux d'infiltrations, et la surface du fond des excavations devra être en pente, en direction de ce fossé.
- b) Les excavations temporaires devront respecter les exigences du « Code de sécurité pour les travaux de construction ». Il est à noter que pour fins de construction, compte tenu qu'il s'agit de pentes temporaires, l'entrepreneur est responsable de leur stabilité ainsi que de la sécurité des travailleurs, de l'ouvrage à construire et des structures existantes quand cette sécurité dépend des pentes temporaires.

2.3.8 Contrôle pendant la construction

Pendant la construction, les points suivants devront faire l'objet d'un contrôle particulier par du personnel en géotechnique :

- La stratigraphie ainsi que les propriétés et caractéristiques géotechniques des sols sur l'ensemble du site pour s'assurer qu'elles ne diffèrent pas de celles énoncées dans ce rapport;
- Le contrôle des eaux souterraines dans les excavations;
- Les sols d'assise pour inspection et approbation afin de confirmer leur convenance et s'assurer qu'ils n'ont pas été remaniés pendant les opérations de construction;
- L'utilisation de matériaux adéquats, ainsi que le recours à de bonnes méthodes de construction, notamment pour les travaux de mise en place et compactage de matériaux d'emprunt et;
- Le contrôle des vibrations générées par les activités de construction et;
- La mise en place des pieux ou des caissons.

3. FAISABILITÉ STRUCTURALE ET RECOMMANDATIONS

La faisabilité structurale a été étudiée pour les deux parties suivantes :

- Les bâtiments avec stationnements souterrains situés dans les quadrilatères à l'étude au nord de la rue Viger.
- Un futur bâtiment qui pourrait être érigé en grande partie au-dessus de l'autoroute Ville-Marie au sud de l'édifice Vidéotron et qui se trouve entre les rues Saint-Denis, Saint Antoine, Sanguinet et l'avenue Viger.

3.1 BÂTIMENTS AVEC STATIONNEMENTS SOUTERRAINS

Selon les hypothèses de la section 1.2, il est prévu que tous les bâtiments existants seront démolis au nord de l'avenue Viger, à l'exception de l'église située au coin de Viger et Saint-Denis et possiblement du presbytère.

3.1.1 *Soutènement des terres*

Les bâtiments proposés comporteront plusieurs étages de stationnements souterrains; il faudra donc, lors de l'excavation, avoir recours à des ouvrages de soutènement temporaire des terres (murs berlinois) le long des rues; le long de l'église et du presbytère, s'il y a lieu, l'ouvrage de soutènement doit être plus rigide pour ne pas créer de tassement à ces édifices et on devra utiliser une paroi moulée plutôt qu'un mur berlinois.

Le long de la rue de La Gauchetière, il faudra construire un ouvrage de soutènement temporaire des terres, si on désire dans une première phase construire les bâtiments au sud de La Gauchetière avant de démolir ceux au nord (l'actuel Hôpital Saint-Luc).

3.1.2 *Fondations et structures*

Il est prévu que les stationnements souterrains s'arrêteront à peu près au niveau du roc.

Entre René-Lévesque et de La Gauchetière, le niveau du sol varie de EL 19.0 à EL 22.0 et celui du roc est d'environ EL 6.0, ce qui laisse 13 m à 16 m pour les stationnements. Entre de La Gauchetière et Viger, le niveau du terrain varie de EL 19.0 à EL 15.0 et celui du roc varie de EL 6.0 à EL 4.0 environ, soit 11 à 13 m plus bas.

Les bâtiments et les stationnements pourront être construits en béton armé, avec des fondations conventionnelles assises sur le roc.

Comme décrit dans la section 2, d'autres types de fondation pourraient être envisagés advenant que les bâtiments projetés ne seraient pas prévus descendre jusqu'au roc.

Une trame de colonnes à 9 mètres centre à centre, autant pour les étages souterrains que pour les étages supérieurs, permet de construire un système de planchers-dalle avec abaqes, ce qui représente le système le plus communément utilisé à cause des avantages suivants :

- Assure des colonnes raisonnablement éloignées, sans poutres,
- Aux étages supérieurs, permet un espace maximal au plafond pour la mécanique,
- Aux étages de stationnements, permet d'obtenir une hauteur d'étage minimale,
- Assure une bonne insonorisation,
- Assure une bonne résistance au feu,
- Assure une bonne résistance aux vibrations causées par les occupants,
- Optimise les coûts de construction,
- Assure une meilleure flexibilité pour d'éventuels changements d'usage.

3.1.3 Proximité du métro de Montréal, ligne Jaune no 4

La ligne no 4 vers Longueuil passe sous la rue Saint-Denis. Elle a été construite en tunnel dans le roc. Il y a 7 à 8 mètres de couvert de roc au-dessus de la voûte du métro entre Viger et René-Lévesque. Si la construction de stationnements souterrains le long de Saint-Denis entraîne de l'excavation de roc, celle-ci devrait se limiter à 2 ou 3 mètres pour ne pas affaiblir l'effet voûte au-dessus du métro.

3.2 BÂTIMENT FUTUR AU-DESSUS DE L'AUTOROUTE VILLE-MARIE

Selon les hypothèses de la section 1.2, la portion située au-dessus de l'autoroute Ville-Marie pourrait être occupée par un nouveau bâtiment de 8 étages jusqu'à la rue Saint-Antoine et l'édifice Vidéotron convertit pour abriter des services du CHUM.

3.2.1 Conditions existantes

3.2.1.1 Autoroute Ville-Marie

Entre les rues Sanguinet et Saint-Denis, l'autoroute Ville-Marie est recouverte d'un toit. La structure existante est constituée d'un radier de 1.8 m d'épaisseur, et d'une dalle de toit de 1.2 m appuyée sur un mur central et deux murs latéraux d'environ 4,5 m de haut. Le radier constitue la voie de roulement de l'autoroute; il repose sur le sol à environ 6,5 m sous le niveau du dessus de la dalle de toit, et le niveau du

roc est environ 5 m plus bas que le dessous du radier. La largeur hors-tout du tunnel est de 36.2 m.

Cet ouvrage est montré sur les dessins G-2, G-17 et S-34 du contrat 1420-72 préparé par Lalonde, Valois, Lamarre, Valois et Ass. en 1970, présentés à l'annexe « D ».

Le mur central du tunnel de l'autoroute Ville-Marie a été conçu pour porter une charge provenant d'un bâtiment futur. Il en est de même pour le radier qui agit comme un empattement. Les murs latéraux ne sont cependant pas prévus pour porter une charge additionnelle.

3.2.1.2 Proximité du tunnel du métro de Montréal, de la ligne Orange (n°2)

Sur le côté Nord, le tunnel de l'autoroute Ville-Marie longe de très près le tunnel du métro de la ligne n° 2, mais l'espace entre les deux structures est suffisant pour implanter une rangée de pieux forés. Le tunnel de métro est constitué à cet endroit d'une structure en béton armé peu sensible aux vibrations.

3.2.1.3 Bâtiment existant - Édifice Vidéotron

Sur le côté Nord, il y a présentement un bâtiment (Édifice Vidéotron) dont une partie à un étage a été construite au-dessus du métro. Selon un dessin consulté, cet étage repose sur une rangée de pieux forés entre le métro et l'autoroute Ville-Marie.

3.2.1.4 Bâtiment commercial existant sur la rue Saint-Antoine

Selon les hypothèses de la section 1.2 et le plan de localisation définissant le scénario d'implantation au 1000 Saint-Denis (annexe « A »), l'édifice commercial sur la rue Saint-Antoine doit être démoli. Cet édifice repose probablement sur des pieux.

3.2.2 Faisabilité structurale d'un bâtiment futur au-dessus de l'autoroute Ville-Marie

Une vérification par calcul montre que la dalle du toit de l'autoroute Ville-Marie peut porter, en plus de son poids propre, une charge additionnelle d'environ 12 kPa; elle peut donc porter le plancher du rez-de-chaussée du bâtiment proposé, à condition que la charge morte de ce dernier n'excède pas environ 7 kPa, pour laisser la réserve habituelle de 4,8kPa pour la surcharge variable.

Comme le mur central du tunnel de l'autoroute Ville-Marie a été conçu pour porter une charge provenant d'un bâtiment futur et que le radier peut agir comme un empattement, le nouveau bâtiment peut donc disposer d'une rangée de colonnes s'appuyant sur le mur central. Les murs latéraux n'étant cependant pas prévus pour porter une charge additionnelle, le bâtiment devra donc s'appuyer sur une rangée de pieux de chaque côté du tunnel.

Sur le côté nord, tel qu'indiqué précédemment, le tunnel de l'autoroute Ville-Marie longe de très près le tunnel du métro de la ligne (n° 2), mais l'espace entre les deux structures est suffisant pour implanter une rangée de pieux forés. Puisque le tunnel de métro est constitué à cet endroit d'une structure en béton armé peu sensible aux vibrations, le forage des pieux à proximité du métro ne devrait pas causer de problèmes.

Sur le côté nord, également, la partie à un étage de l'édifice Vidéotron devra être démolie. Elle a été construite au-dessus du métro et repose sur une rangée de pieux forés entre le métro et l'autoroute Ville-Marie, précisément dans l'espace étroit où il faut forer les pieux du bâtiment du CHUM.

Les fondations du système de résistance aux forces latérales (vent et séisme) du bâtiment seront difficiles à construire entre l'autoroute Ville-Marie et le métro. Il faudra soit faire des pieux forés inclinés et ancrés au roc avec des tirants, ou bien une section de paroi moulée d'au moins 9 m de long également ancrée au roc.

Les fondations longeant le côté sud du tunnel de l'autoroute Ville-Marie devraient de même être constituées de pieux forés, car il faut éviter toute addition de poussée de sol contre les murs existants. Toute la partie du bâtiment au Sud de l'autoroute Ville-Marie devrait aussi être construite sur des pieux battus ou forés à cause de la faible capacité portante du sol. L'édifice commercial sur la rue Saint-Antoine devra être démolie; la présence de pieux existants pourra causer certaines difficultés à la nouvelle construction s'ils interfèrent avec les nouveaux.

Il faut prévoir que le plancher du rez-de-chaussée du nouvel édifice devra être constitué d'une dalle structurale et non d'une dalle portant sur le sol, d'une part à cause du caractère impropre du terrain existant au sud de l'autoroute Ville-Marie, et d'autre part afin d'éviter un remblai trop important sur la dalle du toit de l'autoroute Ville-Marie.

Pour minimiser le poids qui sera ajouté sur le mur central du tunnel Ville-Marie, il est recommandé de construire le nouveau bâtiment avec une charpente d'acier. Les calculs indiquent que le mur central et le radier peuvent porter le poids d'un bâtiment en acier de 7 ou 8 étages.

Les croquis n^{os} 1, 2 et 3 (annexe « E ») montrent deux variantes de charpente de bâtiment au-dessus de l'autoroute Ville-Marie.

La charpente montrée sur la variante 1 comporte, au-dessus du tunnel Ville-Marie, des travées de 18,5 et 20 mètres à tous les étages. Ce système nécessite l'utilisation de poutrelles de 1 500mm de profondeur, entraînant des épaisseurs de plancher plus importantes à tous les étages et donc un bâtiment plus élevé que pour la variante 2.

La charpente montrée sur la variante 2 comporte, au-dessus du tunnel Ville-Marie, un étage de transfert comportant des fermes utilisant toute la hauteur de cet étage. De cette façon, on peut avoir pour les étages supérieurs des travées de 10 mètres nécessitant des poutrelles de 650mm de profondeur plutôt que 1 500mm. Cependant, l'étage de transfert est beaucoup moins flexible à cause de la présence des fermes à 9 mètres centre à centre au-dessus du tunnel Ville-Marie.

Du point de vue de coût de construction, la variante 2 est légèrement plus économique que la variante 1.

3.3 COÛTS ASSOCIÉS AUX PARTICULARITÉS DU PROJET

Des ordres de grandeur des coûts unitaires ont été estimés pour tenir compte :

- des contraintes de construction des stationnements souterrains sur le site CHUM 1000 Saint-Denis, à une profondeur importante et dans des espaces restreints, tout en assurant la protection des édifices et des rues qui demeurent sur place, ainsi que
- de la complexité de construire un bâtiment au-dessus de l'autoroute Ville-Marie,

Ces coûts expriment la différence par rapport à une construction typique pour un centre hospitalier de l'envergure du CHUM. À cet effet, l'évaluation de la construction du CHUM au 6000 St-Denis⁵ a servi comme base de référence.

3.3.1 Stationnements souterrains à l'emplacement actuel de l'Hôpital Saint-Luc

Pour la construction des bâtiments avec stationnements souterrains sur le site CHUM 1000 Saint-Denis, le coût unitaire par place de stationnement serait supérieur d'environ 1 900 \$ par rapport au prix unitaire d'une place de stationnement évalué pour le CHUM 6000 Saint-Denis. Ainsi pour, un concept similaire incluant une contingence, un stationnement souterrain de 2200 places pourrait être estimé à environ 50 M\$ pour le CHUM 1000 Saint-Denis versus 45 M\$ pour le CHUM 6000 Saint-Denis. La différence de coût en plus s'explique principalement par :

- Les murs à paroi moulée autour de l'église (soit environ 12 500 m² à 1 200 \$/m²)
- Les murs Berlinois de différent type
- Le pompage de l'eau de la nappe phréatique
- La construction par phase à prévoir pour la construction des stationnements et des bâtiments sur les différents quadrilatères qui ne se feront vraisemblablement pas en même temps.

Pour faire une comparaison réaliste, le coût unitaire de base considéré pour les deux projets est le même au niveau de la construction. Pour cette raison, toute l'infrastructure imputable à l'hôpital a été retirée des coûts, ainsi que les fondations des immeubles. Par contre, les variations suite au type d'excavation et des protections nécessaires durant les travaux ont été estimées pour l'ensemble des stationnements et réparties suivant le nombre des places.

⁵ Groupement SLP, décembre 2002 « Plan de coûts et stratégie de réalisation ».

3.3.2 *Bâtiment futur au-dessus de l'autoroute Ville-Marie*

Pour la construction d'un bâtiment au-dessus de l'autoroute Ville-Marie, le coût unitaire par mètre carré de surface brute de plancher suivant la variante 1, avec des poutrelles de 1 500mm, serait supérieure d'environ 75 \$/m² du prix unitaire d'une construction typique, en béton, pour un centre hospitalier de l'envergure du CHUM.

La différence de 75\$/m² estimée par rapport à une charpente de béton résulte des particularités découlant de l'emplacement de ce bâtiment, notamment au-dessus d'une autoroute, à savoir :

- Fondations sur pieux
- Charpente d'acier à grande portée
- Dalle inférieure structurale
- Ignifugation de la charpente d'acier
- Superficie accrue de la paroi extérieure dû à la hauteur des poutrelles.

4. CONCLUSION

SNC-Lavalin a étudié la faisabilité, du point de vue géotechnique et structural, de l'implantation des installations du nouveau Centre Hospitalier de l'Université de Montréal sur le site du CHUM 1000 Saint-Denis.

Basé sur les hypothèses de départ, des données recueillies et sur les résultats de nos études antérieures (7 études effectuées pendant la période comprise entre 1952 et 1988, qui regroupent un total de 28 forages qui couvrent partiellement les secteurs d'intérêts), certaines conclusions et recommandations préliminaires d'ordre géotechnique et structural ont été élaborées afin de permettre la conception préliminaire des aménagements projetés. Il est entendu que ces conclusions et recommandations devront faire l'objet d'une validation en temps opportun et ce, pour chacun des quadrilatères, notamment par la réalisation d'études géotechniques et structurales complémentaires.

Le rocher sur l'ensemble du site se situe à environ 12 m ou 14 m sous la surface existante du terrain et ce, pour une moyenne de l'ordre de 13 m. Les excavations pour la construction des bâtiments et des stationnements, comportant six étages en sous-sol, atteindront probablement le rocher. Ils pourront donc être construits en béton armé, avec des fondations conventionnelles assises directement sur le rocher conçues pour exercer une pression nette maximale de 1 000 kPa. Cette pression admissible devra inclure la somme de toutes les charges mortes et vives appliquées.

Il faudra de plus, lors de l'excavation, avoir recours à des ouvrages de soutènement temporaire des terres (murs berlinois) le long des rues. Ce soutènement devra être plus rigide, à paroi moulée, le long de l'église et du presbytère s'il y a lieu, pour ne pas créer de tassement. Au sud de la rue de La Gauchetière, il faudra également construire un ouvrage de soutènement temporaire des terres si on désire dans une première phase construire les bâtiments avant de démolir ceux au nord (l'actuel Hôpital Saint-Luc).

La proximité de la ligne Jaune (n° 4) du métro de Montréal, qui passe sous la rue Saint-Denis en tunnel 7 à 8 mètres, ne crée pas de problème si la construction des stationnements souterrains le long de Saint-Denis se limite à 2 ou 3 mètres dans le roc.

L'eau souterraine se situe de façon générale à quelque 4 m ou 5 m sous le niveau de la surface du terrain. Les venues d'eau dans les excavations devront être contrôlées par un pompage adéquat.

Une trame de colonnes à 9 mètres centre à centre, autant pour les étages de stationnements que pour les étages supérieurs, permet de construire un système de planchers-dalle avec abaques, ce qui représente le système le plus optimal et avantageux.

Étant donné l'ensemble des contraintes souterraines le stationnement de 2200 places pourrait être estimé à environ 50 M\$ pour le CHUM 1000 Saint-Denis versus 45 M\$ pour le CHUM 6000 Saint-Denis.

Pour la zone d'expansion future, on peut conclure que la construction d'un nouveau bâtiment de 8 étages est possible au dessus de l'autoroute Ville-Marie à un coût supplémentaire pour la structure d'environ 75\$/m² du prix unitaire d'une construction typique en béton. De plus le concept du bâtiment devrait respecter les contraintes suivantes :

- Aucun sous-sol
- Une structure d'acier
- Une démolition partielle des sous-sols de l'édifice Vidéotron au dessus du tunnel du métro de la ligne Orange (n° 2) qui longe de très près le tunnel de l'autoroute Ville-Marie pour implanter, entre les deux, une rangée de pieux forés. Des pieux difficiles à construire pour la résistance aux forces latérales (vent et séisme).
- Un rez-de-chaussée bâti directement sur la dalle du toit comportant un étage de transfert avec des fermes, à 9 mètres centre à centre, utilisant toute la hauteur de cet étage. Les étages supérieurs pourraient avoir, dans une variante, des travées de 10 mètres nécessitant des poutrelles de 650 mm de profondeur. Dans une autre variante, elle comporterait, au-dessus de l'autoroute, des travées de 18,5 et 20 mètres à tous les étages avec des poutrelles de 1 500 mm de profondeur, entraînant des épaisseurs de plancher plus importantes à tous les étages et donc un bâtiment plus élevé.
- Par contre le nouveau bâtiment peut disposer d'une rangée de colonnes s'appuyant sur le mur central de l'autoroute Ville-Marie qui a été conçu pour porter cette charge.

5. RÉFÉRENCES

Groupement SLP, mai 2002, *Le Préconcept – le CHUM au 6000 Saint-Denis*.

Groupement SLP, décembre 2002, *Le Plan de coûts et la stratégie de réalisation*.

Groupement SLP, janvier 2002, *Réutilisation des bâtiments existants du CHUM*.

SNC-Lavalin inc., novembre 2003, *Étude de faisabilité sur les aspects environnementaux et de vulnérabilité*.

Les plans de l'existant consultés pour les besoins de la présente étude sont énumérés dans la liste ci-après :

No	DESCRIPTION	Plan No.	Date d'émission	Date de la dernière révision
1	Autoroute Ville-Marie – Arrangement général	G-2	15.07.1970	15.11.1979
2	Autoroute Ville-Marie – Sections	G-17	15.07.1970	20.06.1977
3	Autoroute Ville-Marie – Coupes	S-34	15.07.1970	22.09.1976
4	Métro – Tunnel vitré n°1 – Profil	T-83	Juin 1964	27.09.1967
5	Métro – Tunnel vitré n°1 – Coupe type	T-50	Juin 1964	27.09.1967
6	Métro – Ste-Catherine/Champ de mars – Coupe type	T-50.1	Février 1964	17.03.1970
7	Métro - Ligne 2 – Plan et Profil	2-P.P.-44	Juin 1964	15.11.1967
8	Métro - Lignes 2 et 4 – Voie de raccordement	2-P.P.-2-RACC	30.12.1963	18.03.1970
9	Métro - Ligne 4 – Profil	44-P.P.	25.03.1964	Mars 1970

Les plans de l'existant sont présentés à l'annexe « D ».