

ANNEXE B
ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

Norambar, Usine de Contrecoeur
Étude géotechnique du projet d'implantation
du dépôt définitif des poussières d'aciérie
2237-001
Février 2004, révisée en Novembre 2004

Présentée à :

DDH Environnement Itée

E x p e r t s - c o n s e i l s

TABLE DES MATIÈRES

1. INTRODUCTION	1
1.1 MANDAT	1
1.2 CONTENU DU DOCUMENT	1
2. DESCRIPTION DU SITE	2
2.1 LOCALISATION	2
2.2 TOPOGRAPHIE	2
3. PROGRAMME DE RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE	4
3.1 ÉTUDES ANTÉRIEURES	4
3.2 ÉTUDE RÉALISÉE EN 2003	4
3.2.1 Travaux de terrain.....	4
3.2.2 Essais en laboratoire	5
4. GÉOLOGIE RÉGIONALE	7
4.1 SOCLE ROCHEUX	7
4.2 DÉPÔTS MEUBLES.....	7
5. STRATIGRAPHIE LOCALE	8
6. CONDITIONS HYDROGÉOLOGIQUES	9
7. RÉSULTATS	10
7.1 FORAGES SCISSOMÉTRIQUES	10
7.2 ESSAIS EN LABORATOIRE	12
8. ÉTUDE DE STABILITÉ	15
8.1 STABILITÉ VIS-À-VIS DU SOULÈVEMENT	15
8.2 STABILITÉ DES TALUS.....	16
8.2.1 Géométrie des talus.....	16
8.2.2 Nature et caractéristiques mécaniques des sols et des poussières.....	16
8.2.3 Méthodes de calcul et résultats	19

9. TASSEMENTS	21
9.1 INFLUENCE DES TASSEMENTS	21
9.2 ANALYSE DES RÉSULTATS D'ESSAIS	21
9.3 MÉTHODE DE CALCUL DES TASSEMENTS	21
9.4 TASSEMENTS ABSOLUS	22
9.5 TASSEMENTS DIFFÉRENTIELS.....	26
9.6 VITESSE DE CONSOLIDATION.....	26
10. CONCLUSIONS	28

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 7.1 : Résistance au cisaillement in situ.....	10
Tableau 7.2 : Profil des résistances minimales au cisaillement de l'argile.....	10
Tableau 7.3 : Résultats d'essais en laboratoire sur argiles.....	13
Tableau 8.1 : Stratigraphie.....	18
Tableau 8.2 : Caractéristiques mécaniques.....	18
Tableau 8.3 : Coefficients de sécurité.....	19
Tableau 9.1 : Tassements minimum (m).....	24
Tableau 9.2 : Tassements maximum (m).....	24

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Localisation de la propriété de Norambar.....	3
Figure 2.1 : Emplacement des puits d'observation.....	6
Figure 7.1 : Essais Nilcon.....	11
Figure 8.1 : Pentés et hauteurs des talus.....	17
Figure 9.1 : Emplacement des points de calcul des tassements absolus d'une cellule du dépôt définitif.....	23
Figure 9.2 : Relation entre la profondeur d'excavation et l'épaisseur des résidus.....	25

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Description d'échantillons Shelby
Annexe 2 : Limites de consistance
Annexe 3 : Cônes suédois
Annexe 4 : Essais oedométriques
Annexe 5 : Coefficients de sécurité vis-à-vis la stabilité

1. INTRODUCTION

Norambar (anciennement Stelco McMaster) est un producteur d'acier ainsi qu'un recycleur. À l'usine de Contrecoeur, l'acier est produit à partir de ferraille provenant de la récupération de métaux. La production génère cependant une quantité de poussières. Ces poussières proviennent principalement de l'évaporation des oxydes métalliques et métalloïdes résiduels contenus dans les ferrailles, qui conduit à l'entraînement dans les fours de fines particules d'additifs et l'atomisation de fines gouttelettes d'acier liquide. Ces poussières sont captées par des épurateurs et une partie est actuellement acheminée dans un lieu d'élimination situé sur le site. Cependant, la capacité maximale de ce dépôt sera bientôt atteinte.

Afin de réduire ses coûts de gestion des poussières d'aciérage et jusqu'à ce qu'une technologie de recyclage à un coût économiquement acceptable soit disponible, Norambar souhaite construire une aire d'entreposage et un lieu d'élimination de ces poussières par dépôt définitif. Le projet de dépôt définitif sera assujéti à la procédure d'évaluation et d'examen des impacts sur l'environnement.

1.1 MANDAT

DDH Environnement Ltée (DDH), a confié, à SOLMERS INC. (SOLMERS), la réalisation d'une étude géotechnique en vue de l'implantation du dépôt définitif par enfouissement des poussières d'aciérie de l'usine qui s'est effectuée en parallèle à l'étude hydrogéologique du terrain par DDH. Le mandat confié à SOLMERS incluait la réalisation des éléments suivants :

- À partir des résultats d'essais géotechniques, vérifier les conditions de stabilité des cellules du futur dépôt définitif vis-à-vis :
 - du soulèvement du fond des excavations,
 - des talus de bord de cellule,
 - des talus de poussières ;
- Évaluer l'amplitude et la vitesse des tassements de la couche d'argile.

1.2 CONTENU DU DOCUMENT

Le présent document décrit les travaux de terrain effectués dans la zone à l'étude par DDH et fait l'interprétation des résultats des essais réalisés sur le terrain et en laboratoire. Il présente les conditions d'aménagement requises afin d'assurer la stabilité des ouvrages à court et long termes. Afin de limiter la duplication d'information, nous reprendrons de façon succincte dans ce rapport, les éléments pertinents à la présente étude et contenus dans le rapport d'étude hydrogéologique préparé par DDH et qui fait l'objet d'un document distinct (Étude hydrogéologique et géotechnique - Norambar inc. - Usine de Contrecoeur (Québec), novembre 2004).

2. DESCRIPTION DU SITE

2.1 LOCALISATION

La propriété de Norambar est localisée sur le territoire de la ville de Contrecoeur (Québec), au 2050 route des Aciéries, le long de l'autoroute 30 entre la Montée Lapière et la Montée de la Pomme d'Or. La propriété s'étend vers le nord jusqu'aux lignes de chemin de fer longeant la route 132 et le fleuve Saint-Laurent. Une localisation générale du terrain de l'usine est illustrée à la figure 1.1. Cette figure est tirée du rapport d'étude hydrogéologique de DDH.

Sur cette propriété, on retrouve différents bâtiments (entrepôt, aciérie, entretien et bureaux, entreposage des billettes, laminoir,...) ainsi que différentes zones d'entreposage extérieur (ferrailles, poussières, scories, billettes, ...).

Le terrain projeté pour l'implantation du dépôt définitif se trouve sur une partie boisée de la propriété qui est située au sud-ouest des bâtiments de l'usine entre les aires d'entreposage existantes des poussières et des scories.

2.2 TOPOGRAPHIE

Les élévations utilisées dans le présent document sont des élévations géodésiques référencées selon le système NAD 83.

L'emplacement ainsi que les élévations des puits, piézomètres et scissomètres Nilcon, tels que présentés dans ce rapport, ont été déterminés lors de relevés d'arpentage réalisés par la firme Claude Simard, arpenteur-géomètre.

De façon générale, la topographie du terrain est relativement plane avec des élévations se situant entre 18 et 21 m. Une faible pente vers le nord-ouest du site soit en direction du fleuve St-Laurent est observée.

3. PROGRAMME DE RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE

Le site de Norambar à Contrecoeur a fait l'objet de plusieurs études de caractérisation des résidus et de reconnaissance des conditions du terrain depuis 1972. Les sections suivantes résument les conclusions des études de reconnaissance géotechnique.

Le programme de reconnaissance réalisé dans le cadre du projet de dépôt définitif a pris en compte les travaux effectués à ce jour sur la propriété de Norambar.

3.1 ÉTUDES ANTÉRIEURES

Les informations géotechniques antérieures proviennent d'une étude de la Compagnie Nationale de Forage et de Sondage inc.(CNFS) en 1985, d'un rapport sur la stabilité du tas de scories et de poussières par Hatch & associés en décembre 1994, d'un rapport de caractérisation des sols et des eaux de SOLMERS en décembre 1998 et d'un rapport de caractérisation géotechnique des sols par SOLMERS en 1999.

Ces études ont permis d'établir des valeurs variant entre 40 et 80 kPa pour la résistance au cisaillement de l'argile.

Au niveau de la stabilité des poussières, les études effectuées indiquent que la mise en tas des poussières peut se faire sur une hauteur maximale de 6,4 m sans qu'il soit nécessaire de construire des bermes stabilisatrices.

3.2 ÉTUDE RÉALISÉE EN 2003

L'étude géotechnique réalisée en 2003 a permis de compléter la collecte des données sur l'argile en place. Ci-après sont décrits sommairement les essais réalisés sur le terrain et en laboratoire.

3.2.1 Travaux de terrain

- Prélèvement de 19 échantillons intacts d'argile prélevés à des profondeurs variant entre 1,20 et 25,15 mètres lors des forages F-1-4, F-2-12, F-3-T, F-4-T et F-5-T.
- Réalisation de 2 profils scissométriques Nilcon identifiés N-1 à N-2 avec des essais tous les 1,5 m jusqu'à des profondeurs de l'ordre de 17 m.

La figure 2.1 « Emplacement des sondages » présente la position des différents puits d'observation et essais scissométriques réalisés. Cette carte provient du rapport d'étude hydrogéologique de DDH.

3.2.2 Essais en laboratoire

Les échantillons intacts d'argile prélevés dans des tubes à parois mince ont été soumis en laboratoire aux essais suivants :

19 descriptions visuelles et détubages;

14 teneurs en eau;

12 cônes suédois;

8 limites d'Atterberg;

5 essais oedométriques.

4. GÉOLOGIE RÉGIONALE

4.1 SOCLE ROCHEUX

Les formations de roches dans la région de Contrecoeur appartiennent au Groupe de Lorraine et plus précisément à la Formation de Pontgravé. Elles sont essentiellement composées de shales et calcaires selon Globensky(1985).

4.2 DÉPÔTS MEUBLES

L'épaisseur des dépôts meubles dans la région à l'étude est importante. Les argiles de la mer de Champlain constituent l'unité la plus épaisse et la plus fréquemment rencontrée. Sur la majorité du site, on retrouve, au-dessus de l'argile, une mince couche de sable associée aux hautes terrasses d'origine glaciaire.

Par endroit, le secteur à l'étude présente en surface des zones mal drainées à cause des faibles pentes et de la faible perméabilité des argiles sous-jacentes. Le drainage de surface étant difficile, des fossés doivent être aménagés pour le faciliter.

L'argile repose sur une couche de till qui varie en composition d'un sable avec silt et gravier à un silt sablonneux. Ce till repose directement sur le socle rocheux.

5. STRATIGRAPHIE LOCALE

Une étude réalisée en 1972 par la firme GÉOCON a permis de définir la stratigraphie présente sur le terrain de Norambar. Par la suite, trois (3) études de caractérisation du site ont été réalisées par la Compagnie Nationale de Forage et de Sondage (CNFS) en 1985, la firme André Marsan et Associés en 1987 et SOLMERS en 1998.

Un résumé des données recueillies par ces études sur la nature des matériaux en place et l'hydrogéologie est présenté dans le rapport d'étude hydrogéologique de DDH et repris succinctement ci-après. Pour plus de détails, consulter le rapport d'étude hydrogéologique complet.

En général, le sol du site est constitué principalement de trois (3) horizons géologiques superposés. Il s'agit, en surface, d'une couche de sable brun silteux d'environ 1 mètre d'épaisseur.

L'horizon intermédiaire est constitué d'une couche d'argile de la mer de Champlain d'une épaisseur de l'ordre de 30 mètres. Il s'agit d'une argile grise silteuse et molle, inorganique, très plastique et pratiquement imperméable.

Le dernier horizon situé juste au-dessus du roc est un till de fond d'une épaisseur de l'ordre de 3 à 5 mètres. Ce till de fond est très dense et comporte du silt, du sable et du gravier et des pierres. Finalement, on retrouve le roc à une profondeur de 34 à 36 mètres.

De façon plus spécifique, la stratigraphie rencontrée au niveau du terrain projeté pour l'aménagement du dépôt définitif se compose des horizons distincts suivants :

- Un horizon de surface composé de terre végétale sur une épaisseur d'environ 10 à 15 cm, contenant des débris de bois, des feuilles et des racines. Cet horizon n'est pas présent au niveau du forage F-4-T (voir figure 2-1);
- Un horizon de sable brun-orangé contenant un peu de silt, présent au niveau de l'ensemble des forages à l'exception du forage F-4-T. L'épaisseur de cet horizon est d'environ 0,80 mètre;
- Un horizon de silt argileux, d'environ 0,8 m d'épaisseur, visible au niveau des forages situés dans le boisé;
- Un horizon d'argile silteuse brune à grise. La proportion de silt diminue avec la profondeur. La consistance de l'argile passe de raide à molle vers le bas. Des passages de silt ainsi que de sable ont été observés à différentes profondeurs. L'épaisseur de cet horizon atteint 32,92 mètres au niveau du forage F-3-T, situé dans le boisé;
- Un horizon de till composé de sable, silt et graviers moyens. Cet horizon contient également des morceaux de roc fracturé en grande proportion. Son épaisseur varie entre 4,12 et 4,58 mètres. Le roc a été atteint par trois des cinq forages, soit les forages F-3-T, F-4-T et F-5-T, aux profondeurs respectives de 37,95 m et 34,14 m.

Les fiches des forages F-3-T, F-4-T et F-5-T se trouvent en annexe du rapport d'étude hydrogéologique de DDH.

6. CONDITIONS HYDROGÉOLOGIQUES

L'ensemble des données hydrogéologiques compilées lors d'études antérieures démontre l'existence d'une nappe libre discontinue dans la couche de sable de surface ainsi que d'une nappe profonde située dans l'horizon de till.

Dans le cadre de la présente étude géotechnique, la nappe du till est particulièrement importante pour les aspects liés à la stabilité du fond vis-à-vis des risques de soulèvement.

Les niveaux piézométriques de la nappe du till observés dans les nouveaux piézomètres montrent que les niveaux d'eau observés stabilisés varient entre une profondeur de 8,68 m et 9,11 m sous le niveau du terrain naturel, alors que la couche de till se trouve à des profondeurs variant de 34,14 m à 37,95 m sous la surface dans les puits F-3-T, F-4-T et F-5-T.

Enfin, selon les mesures de niveaux piézométriques, l'eau souterraine circulant dans le till a une direction d'écoulement vers le nord-ouest, soit en direction du fleuve St-Laurent.

7. RÉSULTATS

7.1 FORAGES SCISSOMÉTRIQUES

Afin de déterminer *in situ* la résistance au cisaillement non drainée de la couche d'argile, deux profils scissométriques ont été réalisés à l'aide d'un scissomètre de type Nilcon.

Les deux courbes sont homogènes telles que présentées sur la figure 7.1 ci-après et montrent un accroissement de la résistance en fonction de la profondeur, ce qui est conforme aux propriétés que l'on peut anticiper pour un tel type de dépôt. Dans ces conditions, nous considérerons un seul profil scissométrique pour l'ensemble des calculs de stabilité, soit le cas le plus défavorable correspondant à une courbe enveloppe passant par les valeurs minimales obtenues.

Le tableau 7.1 ci-après résume les résistances retenues pour les calculs de stabilité.

Tableau 7.1 : Résistance au cisaillement *in situ*

Élévations (m)	Valeurs minimales retenues (kPa)
20 m	40
15 m	40
3 m	65

Le profil de résistance au cisaillement de l'argile qui sera utilisé pour la suite des calculs est présenté dans le tableau 7.2 ci-après. La résistance au cisaillement mesurée au scissomètre doit être ajustée pour représenter la résistance mobilisable sur le terrain. C'est Bjerrum qui a proposé un coefficient correcteur, μ , qui relie la résistance corrigée $(Cu)_{corr}$ à la résistance au cisaillement scissométrique en place, $(Cu)_{site}$ comme suit :

$$(Cu)_{corr} = \mu \cdot (Cu)_{site}$$

formule où μ varie avec l'indice de plasticité.

Tableau 7.2 : Profil des résistances minimales au cisaillement de l'argile

Élévation (m)	$(Cu)_{site}$ (kPa)	μ	$(Cu)_{corr}$ (kPa)	Taux d'accroissement (kPa/m)
20	40	0,85	34	
				0,00
15	40	0,85	34	
				1,75
3	65	0,85	55	

7.2 ESSAIS EN LABORATOIRE

L'ensemble des résultats d'essais en laboratoire sur les échantillons intacts d'argile sont résumés ci-dessous et présentés en détails dans le tableau 7.3 ci-après.

La couche d'argile présente les caractéristiques physiques suivantes :

DESCRIPTION	Moy.	Min.	Max.
Teneur en eau naturelle (%) :	67	59	72
Limite de liquidité (%) :	61	56	68
Limite de plasticité (%) :	25	23	28
Indice de plasticité (%) :	36	31	41
Indice de liquidité (s.d.) :	1,21	1,0	1,4
Poids volumique (kN/m ³) :	15,9	15,6	16,5
Classification (USC) :	CH		

L'indice de liquidité (IL) est défini par :

$$IL = \frac{W_n - W_p}{I_p}$$

avec :

W_n = teneur en eau naturelle
 W_p = limite de plasticité
 I_p = indice de plasticité

Ces caractéristiques permettent de classer l'argile rencontrée dans la catégorie des argiles inorganiques de plasticité élevée.

Les essais au cône suédois sur échantillons intacts donnent des résistances au cisaillement comprises entre 20 kPa et 76 kPa, ce qui les place dans les catégories de consistance ferme à raide. La sensibilité comprise entre 20 et 43 indique des argiles sensibles. La sensibilité (St) est définie comme le quotient de la résistance au cisaillement du matériau intact par celle du même matériau après remaniement.

Tableau 7.3 Résultats des essais en laboratoire sur argiles

Identification						Caractéristiques physiques et mécaniques										
Sondage No.	Ech.	Prof. (m)		Élé. (m)		Teneur en eau et plasticité					Cisaillement			σ_p kPa	Cc 1/1	Class. ASTM
		De	À	De	À	W _N (%)	W _L (%)	W _p (%)	I _p	IL	Cu intact kPa	Cu rem. kPa	St Cui/Cur			
F2-12	1	4,00	4,75	16,59	15,84	59,8					34	1,6	21			CH
F2-12	2	7,75	8,50	12,84	12,09	65,0					35,56	1,1	33			CH
F3-T	1	6,10	6,85	14,49	13,74	68,7	58,5	23,9	34,6	1,29	29,95	1,3	24	115	1,99	CH
F3-T	2	12,19	12,94	8,40	7,65	71,5	62,4	25,1	37,3	1,24						CH
F3-T	4	18,29	19,04	2,30	1,55	68,1	68,0	26,5	41,5	1,00	48,61	2,0	25	170	1,46	CH
F3-T	5	24,38	25,13	-3,79	-4,54	60,9	59,2	28,3	30,9	1,06	70,06	2,3	30			CH
F4-T	3	6,10	6,85	13,90	13,15	65,4	55,7	23,4	32,3	1,30	37,38	1,1	35			CH
F4-T	4	12,19	12,94	7,81	7,06	65,8					37,83	1,3	29	120	0,62	CH
F4-T	5	18,29	19,04	1,71	0,96	68,4	65,4	26,1	39,3	1,08	46,52	1,6	29			CH
F4-T	6	24,38	25,13	-4,38	-5,13	58,8					75,62	2,8	27	215	0,79	CH
F5-T	1	6,10	6,85	12,79	12,04	69,9	55,8	24,0	31,8	1,44	36,1	0,8	43	115	1,62	CH
F5-T	2	12,19	12,94	6,70	5,95	68,4					19,72	1,0	20			CH
F5-T	3	18,29	19,04	0,60	-0,15	71,9	62,2	25,6	36,6	1,27						CH
F5-T	4	24,38	25,13	-5,49	-6,24	71,3					55,56	2,6	22			CH
						moy	66,7	60,9	25,4	35,5	1,21	44	1,6	28		
						min	58,8	55,7	23,4	30,9	1,00	20	0,8	20		
						max	71,9	68,0	28,3	41,5	1,44	76	2,8	43		

Les caractéristiques de compressibilité déterminées à partir des essais oedométriques donnent des pressions de préconsolidation comprises entre 115 kPa et 215 kPa. Ces valeurs sont à peu de chose près équivalentes à la contrainte effective verticale actuelle induite par les sols en place. Nous avons donc affaire à des argiles normalement consolidées.

Au-delà de la pression de préconsolidation, le coefficient de consolidation (C_c) est très élevé avec des valeurs maximales variant entre 0,62 et 1,99. Le ratio moyen

$$\frac{C_u}{\sigma_p}$$

est de l'ordre de 0,29, valeur habituelle pour ce type d'argile.

8. ÉTUDE DE STABILITÉ

8.1 STABILITÉ VIS-À-VIS DU SOULÈVEMENT

La stratigraphie telle que présentée au chapitre 5.0 indique, entre autres, que le dépôt d'argile silteuse présent dans toute la zone étudiée repose sur une couche de till de fond. L'élévation piézométrique mesurée dans les piézomètres installés dans la couche de till se situe à environ 8 m de profondeur par rapport au sommet de la couche d'argile. Ceci signifie que la base de la couche d'argile est soumise à la poussée d'une colonne d'eau d'une hauteur à peu près égale à l'épaisseur de la couche d'argile moins 8 m. En cas d'excavation de cellule dans le niveau argileux, il peut être nécessaire de laisser en place une épaisseur minimale d'argile dont le poids sera suffisant pour contrebalancer la poussée de la nappe du till.

Le calcul de l'élévation du fond d'excavation, pour un coefficient de sécurité (F_s) donné s'écrit :

$$F_s = \frac{(El_{exc} - El_{till}) \gamma_{haim}}{(El_{nap} - El_{till}) \gamma_w}$$

avec :

F_s	=	coefficient de sécurité
El_{exc}	=	élévation de l'excavation de la cellule (m)
El_{till}	=	élévation du sommet de la couche de till (m)
El_{nap}	=	élévation piézométrique de la nappe du till (m)
γ_{haim}	=	poids volumique humide moyen de l'argile à l'état initial (kN/m ³)
γ_w	=	poids volumique de l'eau du till (kN/m ³)

Le calcul de El_{exc} s'écrit donc :

$$El_{exc} = F_s \frac{(El_{nap} - El_{till}) \gamma_w}{\gamma_{haim}} + El_{till}$$

En prenant pour F_s une valeur de 1,1 et pour γ_{haim} une valeur de 15,9 kN/m³, nous obtenons une élévation d'excavation de 5 m.

Cette élévation d'excavation admissible est extrêmement faible par rapport aux élévations envisagées pour le projet. En effet, dans le cas du dépôt définitif, la profondeur d'excavation maximale ne dépassera pas 8 m, ce qui correspond à une élévation se situant autour de 11 m. La stabilité vis-à-vis du soulèvement ne sera donc pas un problème dans notre cas.

8.2 STABILITÉ DES TALUS

8.2.1 Géométrie des talus

Le remplissage du dépôt définitif se fera par étapes. Le dépôt définitif comprend une partie en excavation qui pourra varier entre 4 et 8 m avec une pente de 3H :1V et une partie en surélévation qui pourra varier entre 2 et 3 m avec une pente des talus périphériques de 30 % maximum. Le dépôt définitif des poussières sera conçu et réalisé en fonction du « Règlement sur les matières dangereuses ». Le chapitre V du règlement fixe les normes d'aménagement des lieux de dépôt définitif. Ces normes incluent la mise en place, sur le fond et les parois du lieu, d'une étanchéité et d'un système de collecte des lixiviats. Dans le cas du lieu de Norambar, on retrouvera, du bas vers le haut, les éléments suivants pour le fond et les parois de la cellule :

- l'argile naturelle en place;
- un géotextile de séparation;
- une couche de drainage secondaire constituée de 15 cm de sol drainant;
- une géomembrane synthétique d'étanchéité en PeHD;
- une couche de drainage primaire constituée de 30 cm de sol drainant;
- un géotextile de filtration sur lequel seront déposées les poussières.

Pour les parois de la cellule, le géotextile anticontaminant sera remplacé par un géocomposite bentonitique pour les trois premiers mètres des parois (de 0 à 3 m de profondeur).

À chaque étape de remplissage, des conditions de stabilité particulières se présenteront.

Les différents talus à considérer seront :

- talus d'excavation périphérique dans l'argile avec différentes profondeurs d'excavation;
- talus périphérique à 5 mètres de hauteur de poussières;
- talus du front de poussières à différentes hauteurs de remplissage.

La figure 8.1 décrit les pentes et les hauteurs des différents talus étudiés.

8.2.2 Nature et caractéristiques mécaniques des sols et des poussières

Nature et caractéristiques des sols

La détermination de la nature des sols ainsi que de leurs caractéristiques mécaniques a été faite en s'appuyant sur l'ensemble des études et travaux de reconnaissance réalisés sur le site de Norambar et en tenant compte des nombreux articles scientifiques publiés sur les argiles de l'Est du Canada.

La stratigraphie retenue est la suivante :

Tableau 8.1 : Stratigraphie

Élévation (m)	Nature du sol
19,5 à 18,5	sable
18,5 à 15	Argile supérieure
15 à -14	Argile inférieure
- 14 à - 19	till
> - 19	roc

Les caractéristiques physiques et mécaniques sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau 8.2 : Caractéristiques mécaniques

Élévation (m)	Nature du sol	γ_h (kN/m ³)	Court terme	
			ϕ_u (degré)	C_u kPa
19,5 à 18,5	sable	18	30	0
18,5 à 15	Argile supérieure	16	0	34
15 à -14	Argile inférieure	16	0	34 à 55
-	Argile remaniée	16,7	0	17

avec :

γ_h = poids volumique humide (kN/m³)

ϕ_u = angle de frottement interne à court terme (degré)

C_u = cohésion à court terme (kPa)

Nature et caractéristiques des poussières

Selon l'information fournie par Norambar, les poussières d'aciéries ont une masse volumique humide pouvant varier entre 0,85 et 1,15 T/m³.

Pour les calculs de stabilité, nous avons considéré la masse volumique humide la plus élevée.

Nature du sol	γ_h (kN/m ³)	Court terme	
		ϕ' (degré)	C' kPa
Poussières	11,3	30	0

avec :

γ_h = poids volumique humide (kN/m³)

ϕ' = angle de frottement interne à court terme (degré)

C' = cohésion à court terme (kPa)

8.2.3 Méthodes de calcul et résultats

Les calculs de stabilité ont été réalisés à l'aide du logiciel Slide de Roc-Science (version 5.0).

La méthode de calcul utilisée est la méthode de Bishop simplifiée en considérant des surfaces de rupture circulaire. Les conditions les plus critiques vis-à-vis de la stabilité d'ensemble correspondront aux conditions à court terme. En effet, une fois la charge appliquée, le processus de consolidation commence là où la contrainte effective excède la pression de pré-consolidation. Cette consolidation s'accompagne d'un accroissement de la résistance au cisaillement de l'argile de fondation.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 8.3 ci-après.

Tableau 8.3 : Coefficients de sécurité

Type de talus	Hauteur	Facteur de sécurité
Talus d'excavation	3 mètres	4,18
	5 mètres	2,94
	8 mètres	2,22
Talus périphérique	5 mètres	1,94
Talus du front de poussières	5 mètres	1,95
	6 mètres	1,821
	7 mètres	1,81
	8 mètres	1,79
	9 mètres	1,77
	10 mètres	1,77

Les cercles de rupture observés sont des cercles de surface correspondant à des glissements de peau à la surface du talus de poussières. Ceci montre que la stabilité de la fondation d'argile est assurée. Ceci peut s'expliquer par la faible masse volumique des poussières d'aciéries.

La valeur minimale du coefficient de sécurité requise pour ces types de talus est de 1,5. On constate donc que la réserve de sécurité sur la stabilité des pentes est très confortable. Ceci d'autant plus que les résistances au cisaillement de l'argile utilisées dans les calculs sont les minimums de l'ensemble des valeurs obtenues.

9. TASSEMENTS

9.1 INFLUENCE DES TASSEMENTS

De façon à assurer un fonctionnement adéquat du système de collecte des lixiviats à long terme, il est nécessaire d'anticiper l'amplitude des tassements de l'argile afin de s'assurer qu'après tassement, la géométrie du fond du lieu continuera de permettre le captage efficace des lixiviats.

En l'absence d'exigences précises dans le règlement sur les matières dangereuses sur la géométrie du fond du lieu et du système de captage des lixiviats, nous avons retenu les critères suivants :

- la pente du fond des cellules vers les drains sera de 2 % ;
- la pente des drains de collecte sera de 0,5 % minimum.

Dans la présente note, nous allons donc analyser les résultats d'essais et faire les choix des paramètres à utiliser dans les calculs ainsi que les méthodes de calcul et de travail.

9.2 ANALYSE DES RÉSULTATS D'ESSAIS

Afin de déterminer les caractéristiques de compressibilité de l'argile en place, 5 essais de consolidation oedométrique ont été réalisés. Ces essais permettent de déterminer la relation entre l'indice des vides d'un échantillon d'argile et la contrainte appliquée.

9.3 MÉTHODE DE CALCUL DES TASSEMENTS

L'objectif des calculs de tassement est d'anticiper l'amplitude des tassements de façon à en tenir compte lors du profilage du fond des cellules.

La formule générale de calcul des tassements est la suivante :

$$\Delta H = H \frac{Cc}{1 + e_1} + \log \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$$

avec :

H	=	épaisseur de la couche d'argile (m)
ΔH	=	tassement total de la couche d'argile (m)
σ_1, σ_2	=	contraintes effectives au centre de la couche d'argile
e_1	=	indice des vides initial de la couche d'argile

9.4 TASSEMENTS ABSOLUS

En appliquant la méthode décrite précédemment, nous avons calculé les tassements pour trois emplacements stratégiques des futures cellules du dépôt définitif. Ces emplacements sont présentés à la figure 9.1 ci-jointe. Pour chacun de ces emplacements, les tassements minimum et maximum ont été calculés.

Les tableaux 9.1 et 9.2 ci-après résument les valeurs obtenues. Celles-ci sont fonction de la position du point considéré, de la surcharge appliquée et de la compressibilité de l'argile.

Pour des surcharges variant de 20 à 80 kPa, la plage extrême de variation des tassements absolus est de 0,07 à 2,87 m.

Afin de limiter l'amplitude des tassements à des valeurs raisonnables, nous sommes d'avis que la conception du dépôt définitif doit être faite de manière à limiter la surcharge appliquée sur l'argile à 20 kPa.

La figure 9.2 suivante présente d'ailleurs la relation entre la profondeur d'excavation et l'épaisseur des résidus pouvant être mis en place afin de limiter la surcharge à 20 kPa. Cette relation prend en compte une charge de 18 kPa pour le recouvrement final. On constate que, pour une excavation de 4 m d'argile, l'épaisseur de poussières pouvant être entassée est de 5,7 m et de 11,3 m dans le cas où l'excavation d'argile atteint 8 m afin de limiter la surcharge appliquée sur l'argile à 20 kPa.

Tableau 9.1 : Tassements minimum (m)

Surcharge (kPa)	Angle	Milieu	Centre
20	0,07	0,14	0,26
40	0,14	0,26	0,50
60	0,20	0,38	0,71
80	0,26	0,50	0,91

Tableau 9.2 : Tassements maximum (m)

Surcharge (kPa)	Angle	Milieu	Centre
20	0,22	0,43	0,83
40	0,43	0,83	1,58
60	0,63	1,21	2,25
80	0,83	1,58	2,87

9.5 TASSEMENTS DIFFÉRENTIELS

Les tassements absolus déterminés au chapitre précédent sont des tassements susceptibles de varier entre une valeur minimale et une valeur maximale. La combinaison de tassements minimum et maximum peut avoir pour effet de réduire ponctuellement la pente du fond de la cellule.

Afin de limiter l'influence des tassements différentiels pouvant se produire, il est impératif d'installer le point bas de chacune des cellules et donc le système de pompage des lixiviats au centre de la zone regroupant les cellules du dépôt définitif. Dans ces conditions, comme ce point correspond au point où le tassement sera maximum, l'effet de réduction de la pente, en cas de tassements différentiels, sera beaucoup moindre. On peut évaluer cet effet en considérant qu'un tassement minimum se produirait au centre alors qu'aux 2 autres points, les tassements seraient maximum. Dans un tel cas, pour une surcharge de 20 kPa par exemple, on aurait un tassement de 0,26 m au centre et de 0,43 m au milieu. Sur une distance de drainage de 100 m, ceci représente une inversion de pente de l'ordre de 0,2 %. Afin d'assurer le maintien d'une pente de 2 % vers les drains en tout temps, la pente minimale du fond de cellule devra être de 3 %.

9.6 VITESSE DE CONSOLIDATION

La charge induite par le remblai de poussières d'aciérie aura pour conséquence de faire augmenter la pression de l'eau interstitielle contenue dans l'argile.

Le temps pris par l'eau interstitielle pour revenir aux conditions initiales sera le temps de consolidation. Le temps requis pour que le tassement soit complété sera fonction de plusieurs paramètres dont le coefficient de consolidation (C_v), l'épaisseur de la couche d'argile et les conditions de drainage (sur une ou deux faces).

La méthode la plus couramment utilisée pour estimer le temps de consolidation est celle élaborée par Terzaghi et Froelich.

Cette méthode peut se formuler comme suit :

$$U_t = f(T_v) \quad \text{avec} \quad T_v = \frac{C_v}{H^2} t$$

Formules où :

- U_t = degré de consolidation (%)
- T_v = facteur temps
- C_v = coefficient de consolidation (m^2/an)
- t = temps de consolidation considéré (an)
- H = demi-épaisseur de la couche d'argile en m (drainage sur les deux faces)
ou épaisseur de la couche d'argile en m (drainage sur une face)

Nous retiendrons pour notre estimé une valeur C_v de 10 m²/an pour la couche d'argile. En considérant un drainage de la couche d'argile sur les deux faces, 50 % du tassement sera réalisé au bout de 3 ans. Une douzaine d'années sera nécessaire pour compléter 90 % du tassement.

10. CONCLUSIONS

Les différentes études réalisées sur le secteur projeté pour l'implantation du dépôt définitif ont permis d'établir que :

- la stratigraphie est composée des unités suivantes :
 - une couche de terre végétale discontinue de 10 à 15 cm d'épaisseur;
 - une couche de sable d'environ 80 cm d'épaisseur;
 - un horizon d'argile silteuse d'une épaisseur de l'ordre de 30 m;
 - une couche de till de fond d'une épaisseur de 4 à 5 m;
 - le socle rocheux;
- on retrouve un aquifère dans la couche de sable en surface ainsi que dans le till.

L'existence de cette importante couche d'argile a amené la considération de plusieurs aspects géotechniques sur l'élaboration du projet. Tout d'abord, on a vérifié à quelle profondeur il était possible d'excaver dans le dépôt d'argile afin d'assurer la stabilité contre le soulèvement du fond sous l'effet des pressions d'eau transmises par la couche de till. L'amplitude des tassements de l'argile sous le poids des poussières d'aciérie a aussi été déterminée sous différentes surcharges de même que la stabilité des excavations et du talus des poussières. La présente étude permet de conclure que :

- La stabilité vis-à-vis du soulèvement du fond ne pose aucun problème;
- Les tassements induits par la surcharge des poussières et du recouvrement final atteignent 0,83 m au centre de la cellule pour une surcharge de 20 kPa. Les tassements augmentent avec la surcharge appliquée. Afin de limiter l'amplitude des tassements, nous recommandons de concevoir les cellules du dépôt définitif de manière à ne pas excéder une surcharge de 20 kPa. Aussi, afin de s'assurer de maintenir une pente d'au moins 2 % du fond de la cellule vers les drains malgré les tassements différentiels qui pourraient se produire, la conception du fond des cellules devra permettre d'avoir une pente de 3 % vers les drains;
- La stabilité des talus d'excavation (jusqu'à 8 m) et des talus du front poussières (jusqu'à 10 m) excède 1,5. La sécurité des cas de figures examinés est très confortable, compte tenu que les résistances au cisaillement utilisées dans les calculs sont les valeurs minimum obtenues.



Jean-Claude Marron, ing.



Yves Gagnon, ing.