

**PROJET D'IMPLANTATION D'UN CENTRE INTÉGRÉ DE  
GESTION DE MATIÈRES RÉSIDUELLES  
MRC ROUYN-NORANDA  
PHASE 1 – LIEU D'ENFOUISSEMENT SANITAIRE**

**ÉTUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT  
DÉPOSÉE AU MINISTRE DE L'ENVIRONNEMENT**

**ADDENDA NO. 3**

(N/D : 643-2419-152)

---

Présenté au :

CONSORTIUM MULTITECH-GSI ENVIRONNEMENT

Préparé par :

GSI ENVIRONNEMENT INC.  
1471, boul. Lionel-Boulet  
Bureau 20  
Varenes (Québec) J3X 1P7  
Tél. (514) 257-7644

NOVEMBRE 2001



**PROJET D'IMPLANTATION D'UN CENTRE INTÉGRÉ DE  
GESTION DE MATIÈRES RÉSIDUELLES  
MRC ROUYN-NORANDA  
PHASE 1 – LIEU D'ENFOUISSEMENT SANITAIRE**

**ÉTUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT  
DÉPOSÉE AU MINISTRE DE L'ENVIRONNEMENT**

**ADDENDA NO. 3**

(N/D : 643-2419-152)

Présenté au :

**CONSORTIUM MULTITECH-GSI ENVIRONNEMENT**

Préparé par :

**GSI ENVIRONNEMENT INC.  
1471, boul. Lionel-Boulet  
Bureau 20  
Varenes (Québec) J3X 1P7  
Tél. (514) 257-7644**

**NOVEMBRE 2001**

## TABLE DES MATIÈRES

1	INFORMATIONS SUPPLÉMENTAIRES FOURNIES PAR M. JEAN-LOUIS VERRETTE CONCERNANT SON RAPPORT D'EXPERTISE RÉALISÉ EN JUILLET 2001, SUR LA PROBLÉMATIQUE DE LA PLAINE INONDABLE DE LA RIVIÈRE KINOJÉVIS DANS LA ZONE D'ÉTUDE .....	1
2	INFORMATION SUPPLÉMENTAIRE CONCERNANT LA STABILITÉ DES SOLS (ARGILE VARVÉE) DU SITE PROJETÉ POUR L'IMPLANTATION DU LES.....	8
3	INFORMATION SUPPLÉMENTAIRE REQUISE CONCERNANT LE TRAITEMENT DES EAUX DE LIXIVIATION .....	22
3.1	DENSITÉ DES DÉCHETS EN PLACE.....	22
3.2	DURÉE DE L'EXPLOITATION DES CELLULES.....	22
3.3	ÉVALUATION DES QUANTITÉS DE LIXIVIAT.....	23
3.3.1	Facteurs affectant la quantité de lixiviat.....	24
3.3.2	Méthode de calcul .....	24
3.3.3	Production de lixiviat d'une cellule ouverte .....	25
3.3.4	Production de lixiviat d'une cellule fermée .....	27
3.3.5	Production totale de lixiviat.....	27
3.4	RECIRCULATION.....	27
3.5	BASSIN D'ÉGALISATION.....	32

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Description des profils étudiés .....	8
Tableau 2.2	Coefficients de sécurité .....	10
Tableau 2.3	Essais oedométriques .....	13
Tableau 2.4	Résultats des essais oedométriques.....	15
Tableau 2.5	Valeurs de Cc mesurées et calculées.....	15
Tableau 3.1	Volume annuel de lixiviat .....	26
Tableau 3.2	Évaluation annuelle de la production de lixiviat pour le scénario maximum .....	28
Tableau 3.3	Évaluation annuelle de la production de lixiviat pour le scénario minimum .....	30
Tableau 3.4	Charges en DBO <sub>5</sub> du lixiviat.....	38

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Bathymétrie et niveau d'eau en débit centennal.....	3
Figure 2.1	Localisation des talus étudiés .....	9
Figure 2.2	Amplitude des tassements.....	17
Figure 2.3	Pente du drain principal avant et après tassement.....	19

## ANNEXE

Annexe 1	Analyse de stabilité
----------	----------------------

## **1 INFORMATIONS SUPPLÉMENTAIRES FOURNIES PAR M. JEAN-LOUIS VERRETTE CONCERNANT SON RAPPORT D'EXPERTISE RÉALISÉ EN JUILLET 2001, SUR LA PROBLÉMATIQUE DE LA PLAINE INONDABLE DE LA RIVIÈRE KINOJÉVIS DANS LA ZONE D'ÉTUDE**

*La rivière Kinojévis n'a pas fait l'objet, par le passé, d'une cartographie des zones à risque d'inondation ni d'une évaluation des cotes de crue par le ministère de l'Environnement (MENV). Cette rivière ne fait pas non plus partie de la liste des rivières à être traitées dans le cadre du programme du MENV de détermination des cotes de crues de récurrences 20 ans et 100 ans. De fait, elle n'a pas été reconnue comme étant une zone à risque d'inondation devant être traitée dans le cadre de ce programme.*

*Comme nous ne possédons aucun donnée technique sur cette rivière, sauf celles de débits enregistrées à la station hydrométrique 043012 située à 0,2 km en amont du pont-route à Cléricy, nous considérons que le rapport de M. Jean-Louis Verrette, ci-dessus mentionné, est la seule étude portant sur l'évaluation de la zone inondable de cette rivière pour un débit de récurrence de 100 ans.*

*L'ensemble de la démarche de même que la valeur du débit utilisée dans cette étude apparaissent adéquates. Le résultat final qui en est tiré (la cote de crue centennale) est clairement identifié. Toutefois, afin d'être en mesure d'avoir une appréciation complète, certaines précisions relatives au calcul effectué s'avèrent nécessaires.*

Q-1.1

*Faire une description de la procédure utilisée pour les calculs de la cote de crue de 100 ans.*

R-1.1

Description de la procédure

Le ministère de l'Environnement possède une station hydrométrique (No : 043012) sur la rivière Kinojévis à 0,2 km en amont du pont-route à Cléricy. Le bassin versant est de 2 590 km<sup>2</sup> et la série de mesure porte sur une période de 25 ans.

Le site d'enfouissement qui fait l'objet de la présente étude est situé à environ 15 km en aval de la station du ministère. Le bassin résiduel entre les deux endroits est de 100 km<sup>2</sup>. Tous les

calculs effectués à partir des données à la station de Cléricy ont été transférés au site d'enfouissement en tenant compte de l'augmentation de bassin versant entre les deux endroits.

Le débit pour une période de retour de 100 ans a été calculé selon trois méthodes différentes reconnues soit, la loi de Gumbell (méthode des moments), la loi Log Pearson 3 (WRC) et la loi Log Pearson 3 (méthode des moments). Les valeurs obtenues ont été transposées au site d'enfouissement et la valeur moyenne de 491 m<sup>3</sup>/s a été retenue.

Le bathymétrie de la section au droit du site d'enfouissement (figure 1.1) et le niveau de l'eau ont été relevés en date du 28 juillet 2001 (PM). Le débit correspondant (12,2 m<sup>3</sup>/s) a été obtenu à partir de la station du ministère à Cléricy. D'autres sections ont permis d'évaluer la pente de la ligne d'eau à la hauteur du site d'enfouissement. L'équation de Manning a été utilisée pour décrire la nature de l'écoulement. Un coefficient de Manning de 0,06 a été obtenu par ajustement.

L'équation de Manning a été à nouveau utilisée pour évaluer le débit centennal de 491 m<sup>3</sup>/s. L'élévation correspondante de la surface de l'eau est de 278 m. La figure 1 du premier rapport adressé à la firme GSI Environnement donne le débit à la hauteur du site d'enfouissement en fonction de l'élévation.

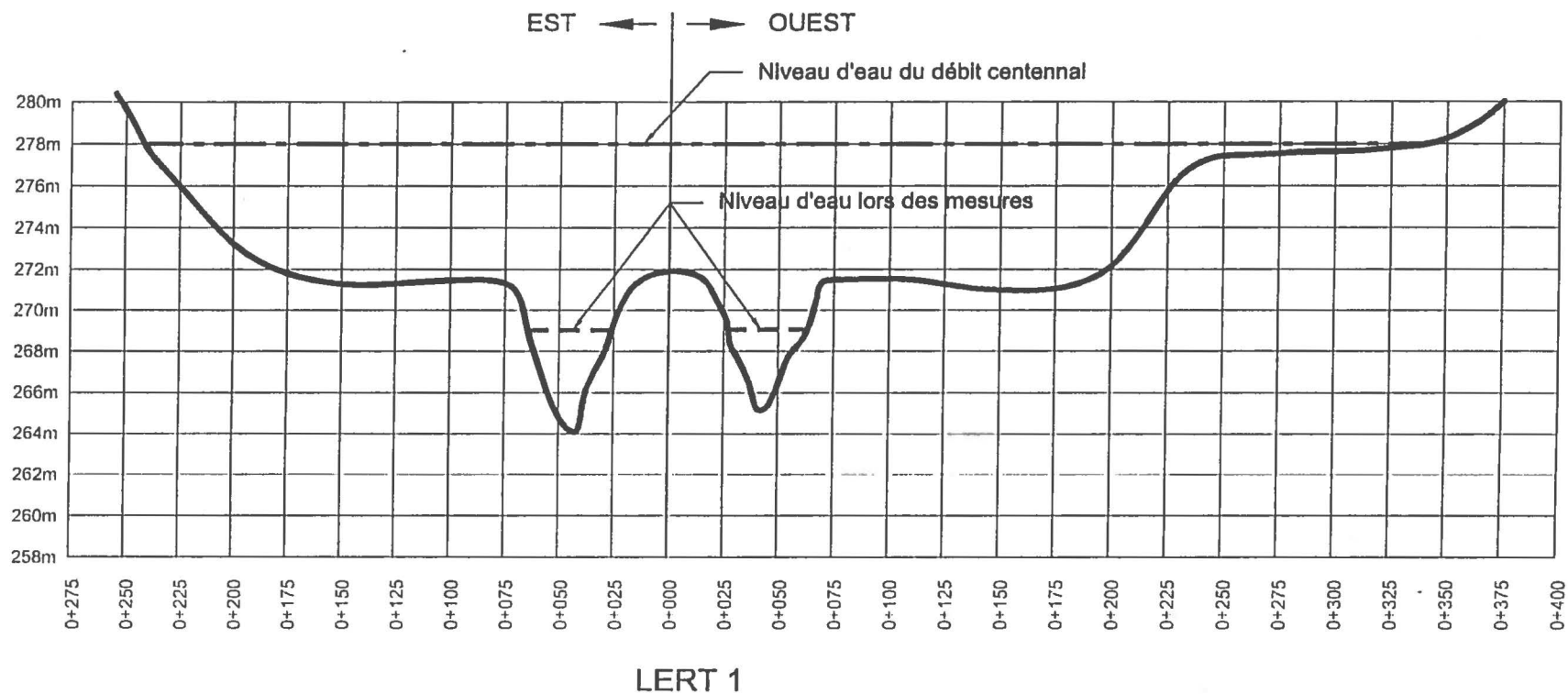
#### Q-1.2

*Est-ce que des mesures de niveau d'eau ont été effectuées ? Si oui, ont-elles été utilisées pour valider le calcul (particulièrement des mesures de haut niveau) ?*

#### R-1.2

Oui, des mesures du niveau d'eau ont été effectuées comme mentionné précédemment.

Fig. 1-1 - BATHYMÉTRIE ET NIVEAU D'EAU EN DÉBIT CENTENNAL



### Q-1.3

*Le type d'écoulement est-il fluvial ? Si oui, par quel moyen le niveau d'eau de départ à l'aval du tronçon a-t-il été évalué ?*

### R-1.3

Le type d'écoulement est fluvial. Le niveau d'eau aval du tronçon a été obtenu par arpentage et est exprimé par rapport au zéro des cartes.

### Q-1.3 (Bis)

*La question que je me posais concernait le niveau de départ aval dans une condition de crue 100 ans et non celui observé sur le terrain. En posant cette question, je faisais l'hypothèse que vous aviez calculé une courbe de remous. Or, vous m'avez expliqué que vous n'avez pas fait de calcul d'une courbe de remous et que vous aviez fait l'hypothèse d'une condition avec profondeur d'écoulement normale. Je comprends qu'il n'y aurait donc pas de section de contrôle en aval (seuil, rapides ou autres), qui puisse permettre d'initier le calcul d'une courbe de remous, ni de conditions particulières qui puissent influencer, à la hausse ou à la baisse, la cote pour la crue centennale dans la section située au droit du site d'enfouissement, par rapport à celle que vous avez obtenue en considérant la profondeur normale d'écoulement à cet endroit.*

*Pourriez-vous simplement me donner quelques commentaires sur ce sujet et mentionner les considérations qui vous ont amené à faire ainsi le calcul ?*

### R-1-3 (Bis)

Les relevés faits sur le terrain et l'analyse des cartes montrent qu'il n'y a pas de seuil, d'obstacle ou de rapides sur plusieurs kilomètres en aval du site d'enfouissement qui seraient susceptibles d'engendrer une courbe de remous qui aurait une influence significative au site d'enfouissement. Les calculs pour obtenir le débit centennial ont donc été effectués en supposant un écoulement uniforme.

Si une courbe de remous devait exister, elle serait du type « M-2 ». Dans une telle situation, le niveau du débit centennial serait plus bas (bien que très peu différent) que celui trouvé avec la méthode utilisée. Cette dernière est donc plus sécuritaire.

Q-1.4

*Décrire le choix des paramètres de rugosité utilisés en fonction des caractéristiques physiques du cours d'eau et de la plaine inondable.*

R-1.4

Voir le paragraphe R-1.1.

Q-1.5

*L'évaluation de la cote de crue de 100 ans comporte-t-elle une marge de sécurité quelconque ?*

R-1.5

La valeur relativement élevée du coefficient de Manning (0,06) décrit d'une façon sécuritaire un type de rivière comme la Kinojévis à la hauteur du site d'enfouissement. De plus, le niveau correspondant à la crue centennale est 9 m plus haut que le niveau de l'eau au moment des relevés du 28 juillet dernier. Les traces les plus hautes laissées sur le terrain (roc dégarni de son humus) par les crues antérieures ne dépassent guère 3 m le niveau de l'eau au moment des relevés.

Le niveau d'eau de la crue centennale a également été évalué à partir d'élévations obtenues à l'aide des cartes 1/20000<sup>e</sup> du ministère (Saint-Joseph-de-Cléricky : 32D07-200-0101 ; Mcwatters : 32D02-200-0201). En effet, on peut obtenir la pente moyenne de la rivière entre deux points pour lesquels le niveau de l'eau est connu soit : la ligne de niveau 270 m à environ 15 km à l'amont du site d'enfouissement et le niveau 269 m du lac Routhier (élargissement de la rivière Kinojévis) situé à environ 6 km à l'aval.

À l'aide de ces données, et par ajustement pour évaluer le coefficient de Manning, le niveau pour un débit centennal est évalué à 275 m ce qui donne une marge de sécurité très importante pour la cote retenue de 278 m.

Q-1.5 (Bis)

*Les commentaires que vous avez faits à la question Q-1.5 relativement à la marge de sécurité des calculs, qui, comme vous l'avez notée dans votre texte, pourrait être très importante. En effet, les estimations comparatives que vous mentionnez présentent des écarts importants à la*

*baisse par rapport au calcul initial du niveau centennal : 6 mètres plus bas dans le cas des traces laissées sur le terrain et 3 mètres plus bas dans le cas du calcul fait à partir d'élévations tirées sur des cartes à l'échelle 1:20 000.*

*Comment compareriez-vous toutefois la précision de ces estimations par rapport à celle de votre calcul initial ? Advenant qu'il faille apporter des précisions sur cet aspect, quelles seraient les démarches requises pour ce faire, selon vous, à partir des données et résultats que vous possédez ?*

#### R-1.5 (Bis)

Le site d'enfouissement est situé dans un endroit difficile d'accès où il y a beaucoup de végétation. Plusieurs kilomètres d'arpentage ont été effectués en terrain boisé pour se rendre sur le site et relever la bathymétrie et la surface de l'eau.

La dénivelée entre les trois sections (distantes d'environ 2 km) qui ont été utilisées pour mesurer la pente de la rivière n'est que de quelques centimètres. Il était donc difficile d'obtenir une bonne précision dans les conditions qui prévalent au site. Pour cette raison, les calculs ont été effectués avec sécurité et prudence.

À l'opposé, la pente mesurée à partir des niveaux lus sur les cartes (1 m de dénivelée pour 21 km de longueur) est probablement plus précise dans les circonstances. La valeur correspondante du niveau centennal est plus faible ce qui confirme la marge de sécurité et la prudence utilisée à partir des mesures faites sur le terrain.

Les traces d'érosion laissées sur le terrain par les crues antérieures ne correspondent pas à une cote centennale et ne peuvent pas être utilisées dans les calculs. Ces observations ne viennent que confirmer le fait que les crues peuvent atteindre des niveaux importants.

#### Q-1.6

*Produire le profil hydraulique obtenu sur le tronçon étudié (pour les conditions de niveau relevées, le cas échéant, et pour les conditions de conception (crue de 100 ans)).*

#### R-1.6

Voir la réponse précédente.

Q-1.7

*Produire le tracé en coupe des sections transversales relevées sur le terrain avec dessus, le tracé des niveaux d'eau calculés (crue de 100 ans) et, le cas échéant, relevés.*

R-1.7

La figure 1.1 (ci-jointe) montre la section transversale à la hauteur du site d'enfouissement de même que les niveaux de l'eau au moment des mesures et pour un débit centennal.

## 2 INFORMATION SUPPLÉMENTAIRE CONCERNANT LA STABILITÉ DES SOLS (ARGILE VARVÉE) DU SITE PROJETÉ POUR L'IMPLANTATION DU LES

### Q-2.1

*Les études de stabilité ont-elles été réalisées en tenant compte de l'inclinaison des couches d'argile telle que montrée à la figure 6.2 du rapport<sup>1</sup> ? L'inclinaison des couches d'un dépôt d'argile peut avoir des conséquences défavorables sur le facteur de sécurité d'un ouvrage en remblai. Nous désirons obtenir les figures montrant les résultats des études de stabilité du remblai de déchets.*

### R-2.1

Afin de tenir compte précisément des géométries les plus défavorables, nous avons calculé les stabilités pour les talus désignés par A, B et C sur la figure 2.1 ci-après. Le choix de ces coupes correspond aux caractéristiques suivantes :

**Tableau 2.1 Description des profils étudiés**

Coupes	Hauteur du talus	Pente du terrain <sup>(1)</sup>	Profil de résistance <sup>(2)</sup>
A	8 m	- 2 %	1
B	8 m + 7 m + berme de 20 m	- 8 %	2
C	15 m	+ 2,5 %	2

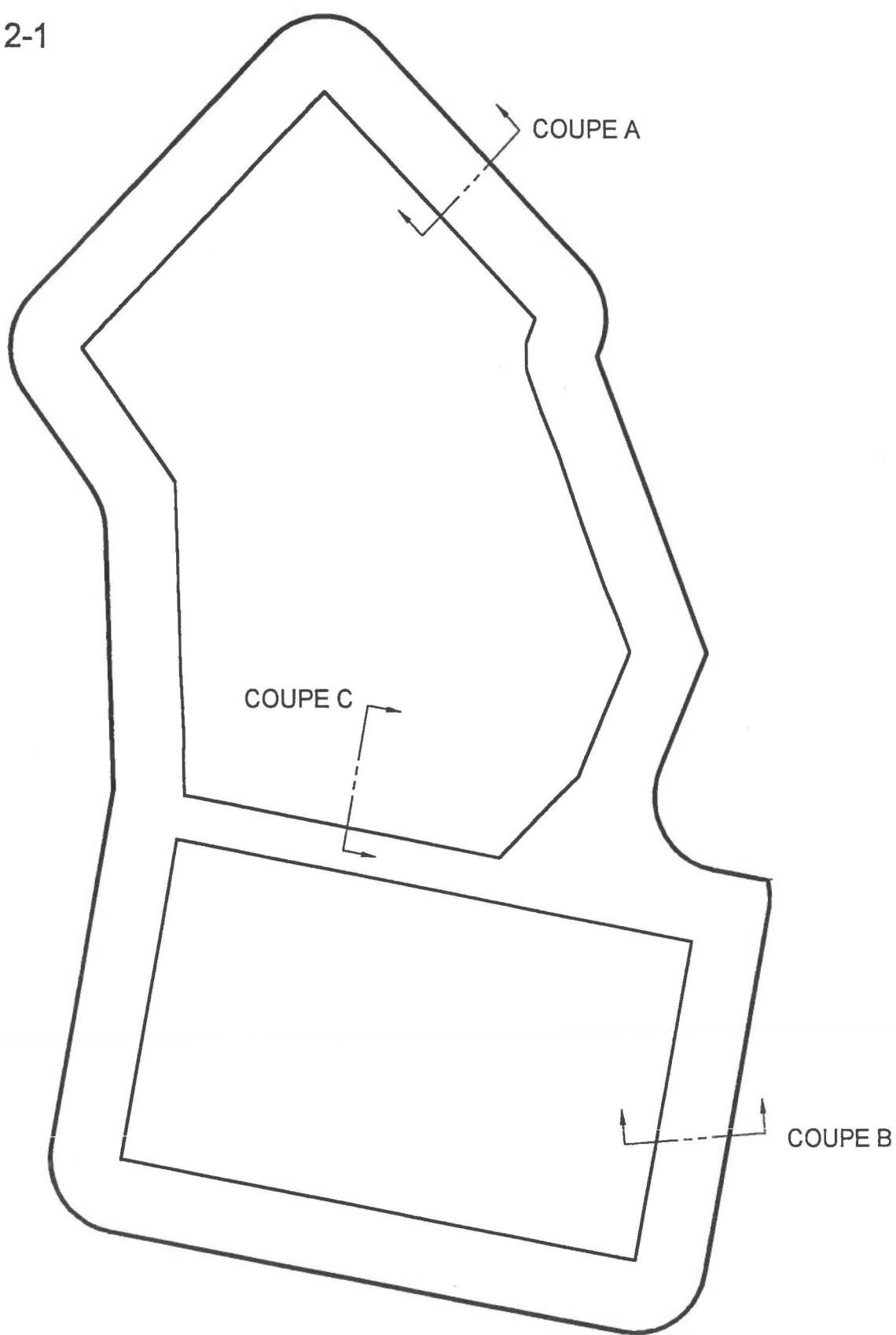
(1) Une pente négative correspond à une pente inclinée vers le bas en pieds de talus. C'est l'inverse pour les pentes positives.

(2) Voir « Étude géotechnique, Lots 55 à 58, 48-1 et 15 à 18 du canton de Rouyn », pages 22 et 23.

Les calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel Slide (v.3). Les calculs ont été conduits en rupture circulaire et composite. La rupture composite consiste à faire passer la ligne de glissement au sein de la couche présentant la plus faible résistance au cisaillement.

<sup>1</sup> CONSORTIUM MULTITECH-GSI ENVIRONNEMENT. *Projet d'implantation d'un centre intégré de gestion de matières résiduelles MRC Rouyn-Noranda, Étude géotechnique, lots 55 à 58, 48-1 et 15 à 18 du canton de Magog, préparé par GSI Environnement inc., août 2000, 27 pages 5 annexes.*

Fig. 2-1



LET DE ROUYN-NORANDA

LOCALISATION DES TALUS ETUDIÉS

12/11/2001

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

**Tableau 2.2 Coefficients de sécurité**

Talus	Coefficient de sécurité	
	Rupture circulaire	Rupture composite
A	1,70	1,48
B	1,76	1,35
C	1,63	1,48

Comme on peut le constater, le mode de rupture composite est celui qui présente les valeurs de coefficient de sécurité minimum. Cependant, les valeurs obtenues restent supérieures au minimum de 1,3 requis pour ce type d'ouvrage.

Il est important de noter que les caractéristiques mécaniques retenues ne prennent pas en compte la consolidation des argiles sous le poids des résidus. Ces coefficients de sécurité augmenteront donc avec le temps.

Nous joignons en annexe 1 les diagrammes de rupture correspondants aux différents talus.

#### Q-2.2

*Les études de stabilité de remblais du bassin de traitement des eaux de lixiviation ne semblent pas avoir utilisé les valeurs de résistance au cisaillement ( $C_u$ ) provenant du sondage N5 localisé à proximité du bassin. La valeur moyenne de  $C_u$  dans ce sondage s'établit à 13 kPa entre 2 et 10 mètres de profondeur et peut conduire à la rupture ( $FS=1.0$ ) des ouvrages de 4 mètres de hauteur totale.*

#### R-2.2.

Effectivement, l'étude initiale de stabilité des remblais du bassin de traitement des eaux de lixiviation n'a pas utilisé les valeurs de résistance provenant du sondage N5. Nous avons utilisé le profil de résistance 3 (tableau 7.4 de l'étude géotechnique) où la résistance minimale entre 1 m et 6 m est de 17 kPa. Ce choix a été maintenu pour la nouvelle localisation des bassins de traitement définie en avril 2001. Ceci en considérant que cette nouvelle localisation était proche du pied d'une butte localisée au Sud des bassins. Nous anticipons avoir une résistance plus élevée en pied de cette butte qu'en N5. Des essais au scissomètre Nilcon étaient d'ailleurs prévus pour valider l'emplacement exact des bassins.

Compte tenu du niveau des hautes eaux déterminé par M. Jean-Louis Verrette, les bassins devront être déplacés et installés à une élévation supérieure à 278 m. À une telle élévation, la résistance minimale de 17 kPa sera facilement rencontrée. Des essais complémentaires au scissomètre Nilcon permettront de s'en assurer lors de la conception finale.

#### Q-2.3

*L'étude géotechnique ne traite pas de problèmes de tassement de la fondation argileuse sous une charge de 15 mètres de déchets. D'après des calculs préliminaires effectués à partir des résultats des deux essais de consolidation réalisés dans l'étude, les tassements de la couche argileuse sous une telle charge seraient de l'ordre de 0,8 à 1,8 mètre. Une meilleure évaluation des tassements devrait être effectuée à partir d'un profil des contraintes effectives en place et d'essais de consolidation de l'argile. Les problèmes que nous anticipons concernent l'efficacité du système de captage et de drainage des eaux de lixiviation (inversion des pentes de drainage, rupture des conduites) et de l'intégrité du système de captage des biogaz ainsi que du système de membranes imperméables lorsque soumis à de tels tassements.*

#### R-2.3

L'étude géotechnique ne présente pas de calcul de tassement, cependant les caractéristiques des dépôts, en particulier leur compressibilité et leur épaisseur, ont été prises en compte lors de la conception des systèmes de captage de lixiviat des cellules. Nous présentons ci-après la méthode de calcul des tassements, les résultats obtenus et les aménagements qui en découlent.

#### **Méthode de calcul**

Le dépôt argileux sur lequel les deux cellules sont projetées présente les caractéristiques suivantes :

- l'épaisseur du dépôt argileux varie selon un axe Nord-Sud. Les épaisseurs les plus importantes (~ 9 m), sont localisées en partie Nord. Ces épaisseurs diminuent lorsque l'on s'éloigne en direction Sud. Cette diminution d'épaisseur est associée à une élévation d'altitude qui passe de 279 m au Nord à 299 m au Sud ;

- les caractéristiques mécaniques mesurées à l'aide d'un scissomètre de type Nilcon augmente avec l'élévation des couches d'argile. En pages 18 et 19 du rapport géotechnique intitulé « Étude géotechnique, Lots 55 à 58, 48-1 et 15 à 18 du Canton de Rouyn », GSI Environnement inc. – Août 2000, il est indiqué :

« La synthèse des données obtenues en 1992 a été faite en considérant pour les profondeurs de 2 m, 3 m, 4 m et 5 m la relation existant entre l'élévation de l'essai et la valeur de la cohésion  $C_u$ . Les graphiques correspondants sont présentés sur la figure 6.1. On constate que si l'on s'attarde aux valeurs minimales des courbes enveloppes, il existe une relation marquée entre la profondeur et la résistance au cisaillement. L'élévation 280 m apparaît dans tous les cas comme une frontière au-dessus de laquelle les résistances sont nettement plus élevées que celles mesurées en dessous de 280 m.

Ceci nous a conduit à bâtir un tableau synthèse (tableau 6.2) permettant de dresser le profil de résistance associé à une élévation du terrain naturel. Il permet de visualiser l'importance de l'élévation 280 m sur les changements de résistance.

**Tableau 6.2 Résistance au cisaillement ( $C_u$ ) en fonction de la profondeur et de l'élévation**

Élévation (m)	Résistance au cisaillement ( $C_u$ ) (kPa)									
285	--									
284	140	--								
283	140	140	--							
282	80	140	140	--						
281	30	80	140	140	--					
280	30	30	80	70	70	--				
279		30	20	20	70	70	--			
278			30	20	20	70	70	--		
277			80	20	20	20	70	50	--	
276				30	20	20	20	20	70	
275					20	20	20	17	35	
274						20	20	17	17	--
273						25	20	17	17	35
272						25	25	17	17	10
271						35	25	20	20	8
270						40	35	25	20	12
269							40	30	20	12
268									50	15

Élévation (m)	Résistance au cisaillement (Cu) (kPa)										
267											15
266											15
265											15
264											15

Légende : -- élévation du terrain naturel.

On constate également à la lecture de ce tableau que les résultats des essais N1 à N5 montrent qu'aux plus faibles élévations du terrain naturel 274 m, correspondent les résistances les plus faibles. En effet, celles-ci peuvent atteindre 8 à 10 kPa entre 2 et 3 m de profondeur (figure 6.2). »

Deux essais de consolidation oedométrique ont été réalisés et présentés dans l'étude géotechnique mentionnée plus haut.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

**Tableau 2.3 Essais oedométriques**

Forage	Profondeur (m)	Élévation (m)	$\sigma_p$ (kPa)	Cc (1/1)	eo (1/1)	Cu Nilcon (kPa)
F32-2	4,57 – 5,18	280,32 – 279,71	130	0,47	1,2	31 <sup>1</sup>
F35-3	4,57 – 5,18	275,14 – 274,53	65	2,23	2,28	20 <sup>2</sup>

1= D36 – D37

2 = N3

La formule classique de calcul de tassement d'une couche de sol est la suivante :

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_o} \log \left( \frac{\sigma'_f}{\sigma'_i} \right) \quad (1)$$

Formule dans laquelle :

$\Delta H$  = tassement en m

H = épaisseur de la couche de sol en m

$C_c$  = coefficient de consolidation  
 $e_o$  = indice des vides initial  
 $\sigma'_f, \sigma'_i$  = contraintes effectives initiale et finale en kPa au centre de la couche dont on calcule le tassement. Lorsque  $\sigma_i$  est inférieure à  $\sigma'_p$  (pression de préconsolidation), c'est cette dernière valeur qui est retenue.

L'épaisseur totale du dépôt argileux est subdivisée en autant de sous-couches qu'il y a de caractéristiques de compressibilité.

Dans notre cas, le choix des paramètres  $\sigma'_p$  et  $C_c$  pour les différentes couches rencontrées s'appuiera sur les résultats des essais de consolidation, des essais au scissomètre Nilcon et des teneurs en eau naturelles.

Différents auteurs (Lerouil, Lefebvre, Tavenas) ont réalisé des travaux de synthèse afin d'établir un catalogue des propriétés caractéristiques des argiles de l'Est du Canada et des corrélations existant entre certaines de ces propriétés.

En particulier d'après les travaux de Leroueil et al. 1983, la pression de préconsolidation peut se déduire de la relation :

$$\frac{C_u}{\sigma'_p} = 0,20 + 0,0024 I_p \quad (2)$$

où :

$C_u$  = cohésion non drainée mesurée au scissomètre Nilcon (kPa)  
 $\sigma'_p$  = pression de préconsolidation (kPa)  
 $I_p$  = indice de plasticité

Pour les échantillons testés à l'oedomètre, nous avons :

**Tableau 2.4 Résultats des essais oedométriques**

Échantillon	$\sigma'_p$ mesuré (kPa)	$C_u$ Nilcon (kPa)	$lp$	$\sigma'_p$ calculé (kPa)
F32-2	130	31	13	134
F35-3	65	20	41	67

On constate que la corrélation est très bonne pour les deux essais réalisés entre les valeurs mesurées et calculées.

Pour la suite des calculs, nous retiendrons donc une pression de préconsolidation de 65 kPa pour les couches ayant une cohésion non drainée inférieure à 30 kPa et de 130 kPa pour les couches ayant une cohésion non drainée supérieure à 30 kPa. Cette hypothèse, du côté de la sécurité, aura pour effet de conduire à des tassements maximums.

Dascal et Larocque (1973) ont établi une corrélation pour les argiles de la mer de Tyrell et du lac Barlow-Ojibway entre le coefficient de consolidation  $C_c$  et la teneur en eau de saturation :

$$C_c = (1 + e_o) (0,0096 W_o - 0,167) \quad (3)$$

où :

$e_o$  = indice des vides naturel

$W_o$  = teneur en eau

L'applicabilité de cette formule aux résultats des deux essais oedométriques précédents conduit aux valeurs mesurées et calculées pour  $C_c$  qui sont les suivantes :

**Tableau 2.5 Valeurs de  $C_c$  mesurées et calculées**

Échantillon	$C_c$	
	Mesuré	Calculé
F32-2	0,47	0,85
F35-3	2,23	1,75

La corrélation entre les valeurs mesurées et calculées n'est pas très bonne. Il faut noter que l'échantillon F32-2 a une teneur en eau de 58 %. Les teneurs en eau mesurées sur les

échantillons d'argile de consistance moyenne à raide sont dans l'ensemble nettement inférieures (30 à 40 %). De même, l'échantillon F35-3 a la teneur en eau de 75 % qui est la plus élevée des échantillons d'argile de consistance molle.

Pour se placer du côté de la sécurité, nous retiendrons pour les argiles de consistance moyenne à raide un  $C_c$  de 0,85 et un  $C_c$  de 2,23 pour les argiles de consistance molle.

Pour l'épaisseur des différentes couches d'argile à prendre en compte dans les calculs, nous sommes partis des profils d'essais scissométriques N1 à N4 et D1 à D37 qui montrent du haut vers le bas la succession suivante :

- croûte de surface (1,50 m en partie Nord à 3,0 m en partie Sud) ;
- argile molle (6,0 m en partie Nord à 1 m en partie Sud) ;
- argile moyenne à raide (dont l'épaisseur varie de 0 à 3 m).

Le tableau synthèse 6.2 de l'étude géotechnique a été utilisé pour cette détermination ainsi que l'ensemble des forages réalisés qui ont donné les épaisseurs totales d'argile.

### **Résultats**

La figure 2.2 ci-jointe présente les valeurs de tassement obtenues. Pour en simplifier la lecture, nous avons défini trois zones référencées « A », « B » et « C ».

La zone « A » correspond à la zone basse du site, là où l'argile à la plus forte épaisseur et où la couche compressible est la plus importante. C'est pour cette raison que l'épaisseur de déchets est restée à 8 m en périphérie avec une pente de 5 % vers le centre.

La zone « B » constitue avec la zone « A », la phase I d'aménagement des cellules. Cette zone « B » débute à l'élévation 283 m, pour atteindre 289 m. Les épaisseurs d'argile diminuent dans cette zone et leurs caractéristiques mécaniques augmentent.

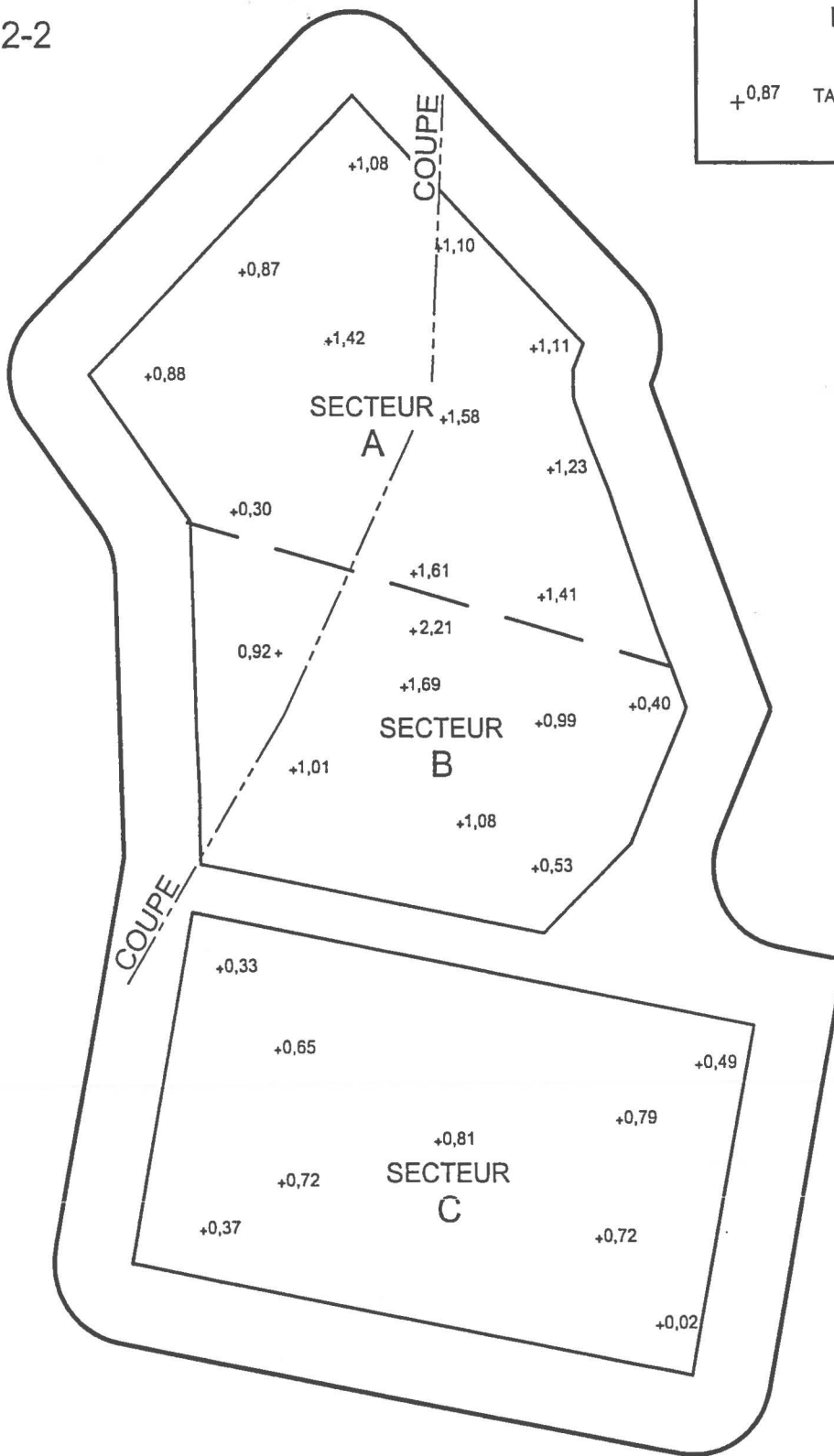
La zone « C » est la plus élevée (282 m à 292 m). C'est là que les épaisseurs d'argile sont les plus faibles et les caractéristiques mécaniques les plus fortes. Cette zone est d'ailleurs prévue avec un double niveau d'étanchéité.

Fig. 2-2



LÉGENDE

+0,87 TASSEMENT EN MÈTRES



LET DE ROUYN-NORANDA



AMPLITUDE DES TASSEMENTS

12/11/2001

La combinaison des charges de matières résiduelles, l'épaisseur des couches d'argile et leurs caractéristiques conduisent en zone « A », à un tassement qui tend à augmenter du bord de la cellule vers le centre du côté Sud. La zone « B » tend à un tassement maximum au centre du côté Nord et minimum en périphérie.

L'organisation du drainage du lixiviat a donc été conçue avec des drains collecteurs en « arête de poisson » (voir figure 2.3) avec un drain principal orienté Nord-Sud. Les tassements anticipés auront donc pour effet d'augmenter la pente des drains secondaires raccordés au drain principal. Le point important est de s'assurer que le drain principal, compte tenu des tassements anticipés ne subira pas de réduction de pente ou même de contre-pente. Le minimum visé est de 0,5 %.

En zone « A », la pente du drain principal est de 2,0 % avant tassement. La diminution de pente anticipable sera de l'ordre de 0,25 à 0,45 %. La pente moyenne après tassement sera de 1,5 % pour un minimum exigé de 0,5 %.

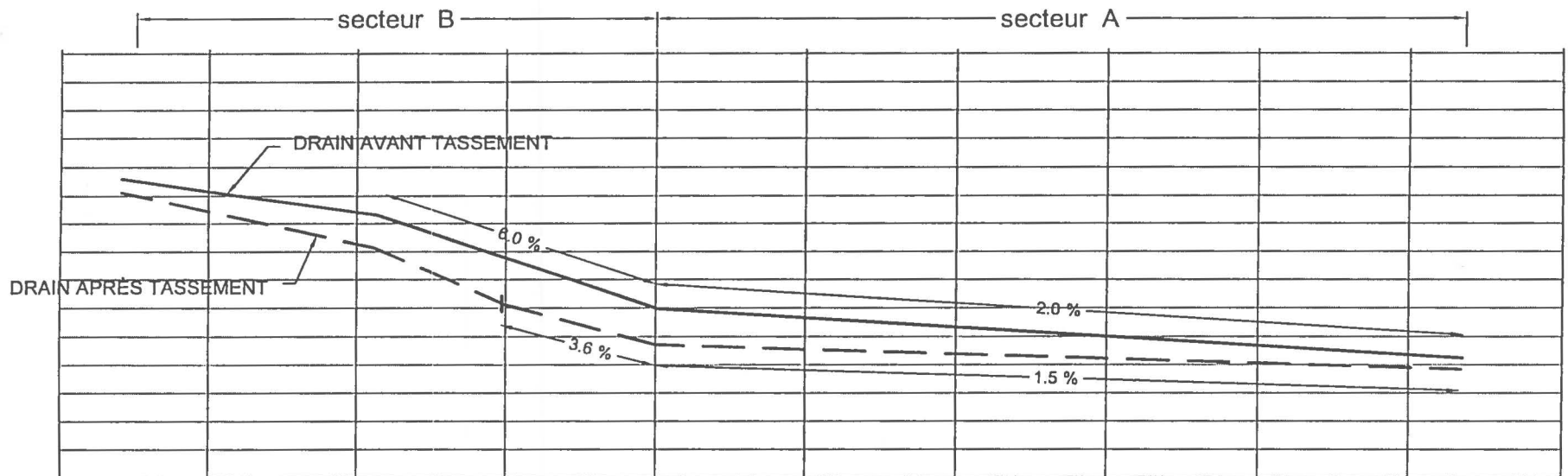
En zone « B », la pente du drain principal sera en partie Nord de l'ordre de 6 %. La réduction de pente produite par l'accroissement d'épaisseur de résidus sera de 2,4 %. La pente après tassement sera de l'ordre de 3,6 %.

En zone « C », l'amplitude des tassements pourra atteindre 0,80 m au centre de la cellule. La pente des drains, comme pour les zones « A » et « B » restera supérieure à 0,5 %.

### ***Contraintes d'aménagement***

Les tassements prévisibles sous les cellules nous ont conduit à prendre un certain nombre de dispositions pour maintenir l'efficacité du système de captage de drainage des eaux de lixiviation. En ce qui concerne l'inversion des pentes de drainage, le système retenu prend en compte les caractéristiques du massif argileux pour respecter les pentes minimales de drains (0,5 %) après tassement. Ceci, tel qu'expliqué précédemment.

Fig. 2-3



LET DE ROUYN-NORANDA

PENTE DU DRAIN PRINCIPAL AVANT ET APRÈS TASSEMENT

12/11/2001

Les conduites de drainage sont de type polyéthylène haute densité. Ce type de conduite est de type « souple » capable d'absorber des déformations importantes. Le rayon de courbure d'une telle conduite est de l'ordre de 30 fois le diamètre extérieur. Pour une conduite de 200 mm, ceci conduit à un rayon de courbure de 6 m, valeur extrêmement faible. Par ailleurs, pour limiter les contraintes d'élargation éventuelles des fourreaux seront installés dans les zones les plus susceptibles d'être soumises à des tassements différentiels. (Par exemple, la transition zone « A » à « B »).

En ce qui concerne l'intégrité du système de captage de biogaz et du couvert final, il faut bien considérer qu'ils seront principalement soumis aux tassements du massif de résidus qui va tasser sous son propre poids de 15 à 25 % de l'épaisseur initiale. Ceci donnera pour des épaisseurs de 10 m, 15 et 20 m de résidus des tassements moyens de 2,0 m, 3,0 m et 4,0 m du massif de résidus. Pour limiter les effets de ces tassements sur le couvert final et il est recommandé de bien compacter les résidus et de ne pas enfouir des encombrants ménagers (réfrigérateur par exemple) près de la surface qui en s'oxydant peuvent créer des affaissements localisés. Le système de captage de biogaz doit être conçu pour s'adapter à des tassements importants.

C'est pour ces raisons que l'entretien à long terme est consacré en partie au suivi et à l'entretien du couvert final et du système de captage de biogaz.

Le système d'étanchéité avec double niveaux n'est prévu que pour la partie « C ». Dans ce cas, il faut vérifier que les contraintes induites dans les membranes à cause des tassements différentiels entre deux points n'excéderont pas la contrainte admissible du matériau.

Lors de la conception finale des cellules, il sera utile de réaliser quelques essais au scissomètre Nilcon et essais de consolidation oedométrique afin de déterminer plus précisément l'amplitude des tassements pouvant se produire. Il faut bien noter qu'à cette étape la prévision des tassements a été faite de façon conservatrice de façon à déterminer la conception d'aménagement la mieux adaptée au terrain.

#### Q-2.4

*Nous avons observé un nombre élevé de sondages à la pelle excavatrice à l'intérieur du périmètre de la phase 1. Ces sondages sont souvent profonds (jusqu'à 5-6 mètres et plus) et ont remanié considérablement le dépôt argileux qui peut avoir perdu localement ses propriétés mécaniques et hydrauliques. Quels sont les impacts de ces travaux sur la perméabilité des sols*

*et la résistance au cisaillement de l'argile ? Est-ce qu'il y a des mesures compensatoires pour s'assurer que la perméabilité du dépôt soit préservée ?*

#### R-2.4

Les puits réalisés à la pelle excavatrice l'ont été avec une pelle munie d'un bras allongé qui a permis de réaliser des puits de 1 m x 3 m de surface et 5 à 6 m de profondeur.

Afin d'éliminer les impacts éventuels sur la perméabilité des sols remaniés ayant servi au comblement des puits, nous avons prévu de mettre en place, au droit de chaque puits, une couche de sol-bentonite de 2 m d'épaisseur et d'une surface de 6 m x 6 m. La perméabilité visée pour le mélange sera de  $10^{-8}$  cm/s. Cet aménagement sera de nature à pallier très nettement à une perméabilité éventuellement supérieure au minimum requis de  $10^{-6}$  cm/s sur 6 m.

La résistance des sols remaniés utilisés pour le remblai des puits sera sensiblement réduite par rapport à la résistance des mêmes sols intacts. Cependant, la faible dimension des puits par rapport à la longueur des lignes de rupture les plus défavorables qui sont assez longues (30 à 35 m) rend négligeable l'influence des puits.

### 3 INFORMATION SUPPLÉMENTAIRE REQUISE CONCERNANT LE TRAITEMENT DES EAUX DE LIXIVIATION

#### Partie 1 : Eaux de lixiviation à traiter

#### 3.1 DENSITÉ DES DÉCHETS EN PLACE

##### Q-3.1 Densité des boues en place

*L'initiateur présente une densité des déchets en place de 0,75 tonnes/m<sup>3</sup> (réf. 1, p.8) alors qu'il mentionne 0,65 à la page 21. Qu'est-ce qui justifie cette différence ?*

La densité considérée des déchets en place pour le scénario maximum est de 0,75 T/m<sup>3</sup>. Cependant, dans le cas du scénario minimum, nous avons considéré 0,65 T/m<sup>3</sup> en raison des équipements utilisés qui seraient moins puissants que dans le cas du scénario maximum.

#### 3.2 DURÉE DE L'EXPLOITATION DES CELLULES

##### Q-3.2 Durée de l'exploitation des cellules

*Les tableaux 4.3 et 5.14 présentent la durée de vie des cellules. La durée de vie de la cellule 23 devrait être de 0,3<sup>2</sup> an et non 0,5 (fév. 1, scénario maximum, p.8). La durée totale d'exploitation devrait être de 22,3 ans et non de 23 ans. Qu'en est-il vraiment ?*

Avec les chiffres considérés, la durée de vie de la cellule 23 serait bien de 0,3 an et non de 0,5 an tel que montré au tableau 4.3. La durée de vie totale de l'exploitation serait, pour le scénario maximum, d'environ 22,3 ans et non pas 23 ans comme indiqué au tableau 4.3. Il faut cependant comprendre que les tonnages annuels anticipés sont des projections qui pourront varier dans le temps. Aussi, la nature des déchets à éliminer de même que les méthodes d'enfouissement pourront également évoluer dans le temps et affecter la durée de vie réelle du lieu d'enfouissement.

L'évaluation de la durée de vie des cellules doit donc être considérée comme une approximation qui, dans le cas du scénario maximum, serait de l'ordre de 22 à 23 ans.

---

<sup>2</sup>19 500 t de déchets de capacité disponible dans la cellule ÷ 75 000 t/an = 0,26 an, soit ~ 0,3 an.

### 3.3 ÉVALUATION DES QUANTITÉS DE LIXIVIAT

#### Q-3.3 Tableau 5.10 (réf. 1)

*Le tableau 5.10 est un des tableaux les plus importants du document. C'est lui qui représente les eaux de lixiviation à traiter en fonction des années d'exploitation. Cependant, des neuf colonnes qu'il comporte, seules les deux premières sont adéquates, cinq sont erronées et deux doivent être justifiées (voir annexe 1, pour plus de détails). Ce tableau est à refaire.*

#### R-3.3

Dans les documents émis à ce jour, le projet et les quantités anticipées de lixiviat ont été présentés sur une base très sécuritaire (par exemple, prise en compte de 5 000 m<sup>3</sup>/ha.an dans le tableau 5.9 pour inclure de la recirculation) et de façon à montrer que les déchets en place avaient la capacité nécessaire pour absorber les quantités envisagées des eaux recirculées (tableau 5.10). Cependant, le mode de présentation de ce tableau qui se voulait explicatif est incorrect. En conséquence nous reprenons ci-dessous l'ensemble des hypothèses et calculs dans le paragraphe 3.3.1.

#### Q-3.4 Variation dans les scénarios maximums

*Le tableau 5.10 présente le maximum de volume total de lixiviat généré à la 21<sup>e</sup> année d'exploitation (33 140 m<sup>3</sup>), alors que le tableau 1.2 (réf. 5) atteint le maximum après 15 ans (28 940 m<sup>3</sup>). Est-ce que ce sont les taux par hectare des cellules fermées qui justifient cette différence ? Si non, qu'est-ce qui le justifie ?*

#### R-3.4

Le tableau 1.2 du document Annexes, d'août 2000, a été remplacé par le tableau 5.9 de l'addenda N°1 de mai 2001. Les valeurs du volume total de lixiviat généré du tableau 5.10 de l'addenda N°1 de mai 2001 correspondent à celles du tableau 5.9 du même document. Ce sont donc ces dernières valeurs de la version plus récente qu'il fallait considérer. Les différences dans les volumes totaux de lixiviat généré s'expliquent par une différence au niveau des surfaces ouvertes et du phasage de leur fermeture de même que par un ajustement des taux de production après fermeture entre les versions d'août 2000 et de mai 2001.

Tel qu'expliqué dans la réponse à la question 3, les valeurs ont été remplacées par les valeurs du tableau 2.

### 3.3.1 Facteurs affectant la quantité de lixiviat

La quantité de lixiviat produite par un lieu d'enfouissement technique est influencée par les paramètres suivants : les précipitations, l'infiltration des eaux souterraines et des eaux de surface, la composition des résidus et leur humidité, leur densité, le conditionnement des résidus (ballots ou déchetage), l'épaisseur des résidus, le climat, l'évaporation, l'évapotranspiration et le type de couvert final. La production continue de lixiviat débutera lorsque la capacité d'absorption des déchets sera excédée.

Les principaux paramètres qui affecteront la quantité de lixiviat seront :

- les précipitations : les précipitations représentent la plus grande contribution à la production du lixiviat ;
- les caractéristiques des résidus : ces caractéristiques comprennent la composition, la teneur en eau, l'épaisseur des déchets et leur densité ;
- le type de couvert final : la production de lixiviat sera considérablement réduite par la mise en place d'un couvert peu perméable.

### 3.3.2 Méthode de calcul

Le programme de simulation HELP (Hydrologic Evaluation of Landfill Performance) que nous avons utilisé est la version 3 qui a été élaborée par le U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station (WSE) en relation avec le U.S. Environmental Protection Agency (EPA).

Ce programme d'évaluation hydrologique d'un lieu d'enfouissement technique (HELP) est un modèle en deux dimensions du mouvement des eaux à l'intérieur et à l'extérieur d'un site. Le modèle prend en compte les données climatologiques, les sols, la conception des cellules et utilise une méthode de résolution qui tient compte de l'emmagasinement de surface, du ruissellement, de l'infiltration, de la percolation, de l'évapotranspiration, de l'humidité des sols et des déchets et du drainage latéral. Des systèmes d'enfouissement incluant différentes combinaisons de végétation, de sols de couverture, de cellules, de couches drainantes et de membranes d'étanchéité naturelles ou synthétiques peuvent être modélisées. Le programme

HELP a été développé pour permettre l'estimation des quantités d'eau de ruissellement, de drainage et les volumes de lixiviat qui peuvent résulter de l'opération d'une large variété de sites d'enfouissement. Le modèle peut être utilisé pour des sites ouverts, partiellement fermés et complètement fermés.

### 3.3.3 Production de lixiviat d'une cellule ouverte

Le volume de lixiviat produit dans un lieu d'enfouissement technique par une cellule ouverte résulte principalement de la percolation des précipitations au travers des résidus. La quantité de lixiviat générée peut s'écrire sous la forme simplifiée suivante :

$$L = P - E - A \quad (1)$$

où :

L	=	production de lixiviat cellule ouverte
P	=	précipitation
E	=	évaporation
A	=	eau absorbée par les résidus

Le calcul de production de lixiviat en cellule ouverte a été réalisé à l'aide de HELP en considérant les paramètres de calcul suivants :

- précipitation : les valeurs de précipitation totale annuelle ont été générées en considérant les valeurs moyennes mensuelles obtenues à la station de Mont-Brun. La valeur moyenne annuelle est de l'ordre de 1,0 m ;
- eau absorbée par les résidus.

Le stockage interne dans les résidus est possible puisque la teneur en eau de ces derniers, lors de la réception au site, est généralement inférieure à la capacité aux champs des déchets. La capacité aux champs des déchets correspond à la teneur en eau en-dessous de laquelle il n'y a plus de drainage gravitaire. Si l'on désigne cette capacité aux champs par  $\varnothing_A$  et la teneur en eau initiale des résidus par  $\varnothing$ , la capacité théorique d'absorption des résidus sera égale à :

$$(\varnothing_A - \varnothing)$$

Dans la littérature, la capacité aux champs des déchets solides varie suivant les auteurs :

- Géosyntec et Todd, 1995 : 46 % en moyenne (volume) ;
- Mc Bean et al., 1995 : 28 à 40 %, 33 % en moyenne (volume) ;
- Canziani and Cossu, 1989 : 29 à 39 %, 35 % en moyenne (volume).

Le modèle HELP utilise par défaut la valeur de 29 %.

La teneur en eau volumique des déchets à leur arrivée sur le site est prise égale à 18 %.

La capacité d'absorption théorique compte tenu des valeurs précédentes est de 11 %. Cependant, cette valeur ne tient pas compte de la difficulté que l'eau aura à se distribuer dans la masse de déchets et des circulations préférentielles dans la couche de couvert journalier.

Nous avons donc retenu dans nos calculs une capacité d'absorption correspondant à 40 % de la capacité théorique de 11 %.

Pour l'opération, nous avons considéré une épaisseur minimale mise en place annuellement de 8 m d'épaisseur avec une durée d'ouverture maximale pouvant varier de 3 à 4 ans.

Le tableau 3.1 résume les volumes annuels de lixiviat générés pour une cellule ouverte de 1 ha.

**Tableau 3.1 Volume annuel de lixiviat**

Année	Volume de lixiviat m <sup>3</sup> /ha.an
Mise en place	450
Années 2 à 4	3 700
Moyenne sur 4 ans	2 887

Nous retiendrons une valeur moyenne de 3 000 m<sup>3</sup>/ha.an en cellule ouverte.

### 3.3.4 Production de lixiviat d'une cellule fermée

La mise en place d'un couvert final peu perméable, réalisé avec une géomembrane va réduire considérablement l'infiltration de l'eau de pluie dans les déchets. Un couvert final de ce type conduira à une infiltration maximale en post-fermeture inférieure à 2,5 %. Avant d'atteindre cette valeur, il y aura une certaine quantité d'eau emmagasinée dans les déchets avant la fermeture qui sera relarguée après la mise en place du couvert.

En reportant des modélisations présentées dans l'addenda N°1, on constate que la réduction de production de lixiviat après fermeture est très rapide et se produit principalement en 3 ans pour ensuite se stabiliser à une valeur égale au taux de percolation au travers du couvert final.

### 3.3.5 Production totale de lixiviat

Le principe de calcul du volume total de lixiviat produit consiste donc, à partir des surfaces ouvertes et fermées chaque année, de faire une compilation des volumes produits.

Cet exercice a été réalisé pour le scénario maximum et le scénario minimum. Le résultat est présenté dans les tableaux 3.2 et 3.3.

## Partie 2 : Traitement du lixiviat

### 3.4 RECIRCULATION

Q-3.5 L'aspect de la recirculation doit être clarifié, soit :

- *recirculation pour les cellules ouvertes uniquement et fermées également ;*
- *débit en fonction des années ;*
- *efficacité d'enlèvement ;*
- *poste de pompage (endroit, nombre et capacité des pompes) ;*
- *remontée de la nappe de lixiviat au-dessus des drains de fond.*



Tableau 3.2 Évaluation annuelle de la production de lixiviat pour le scénario maximum

Année	Lixiviat généré cellule fermée												Total	Grand Total
	m3/an												Cellules fermées	Lixiviat généré
	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23		
1													0	3 300
2													0	5 400
3													0	8 400
4													0	12 000
5													6 500	13 700
6													10 240	16 540
7													6 090	18 690
8													3 910	16 510
9													3 055	15 655
10													2 195	16 895
11													9 650	17 150
12													6 305	15 905
13	3900,00												7 915	15 115
14	2400,00	0,00											5 795	14 795
15	1350,00	0,00	0,00										4 280	15 980
16	1050,00	0,00	0,00	3900,00									7 260	17 160
17	825,00	0,00	0,00	2400,00	0,00								5 380	17 380
18	525,00	0,00	0,00	1350,00	0,00	3120,00							6 995	20 195
19	450,00	0,00	0,00	1050,00	0,00	1920,00	0,00						5 420	18 620
20	375,00	0,00	0,00	825,00	0,00	1080,00	0,00	3900,00					8 180	20 180
21	375,00	0,00	0,00	525,00	0,00	840,00	0,00	2400,00	0,00				6 140	22 340
22	375,00	0,00	0,00	450,00	0,00	660,00	0,00	1350,00	0,00	9100,00			13 935	22 635
23	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	420,00	0,00	1050,00	0,00	5600,00	0,00		9 820	18 520
24	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	360,00	0,00	825,00	0,00	3150,00	0,00	7540,00	14 625	14 625
25	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	525,00	0,00	2450,00	0,00	4640,00	10 665	10 665
26	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	450,00	0,00	1925,00	0,00	2610,00	8 035	8 035
27	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	1225,00	0,00	2030,00	6 680	6 680
28	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	1050,00	0,00	1595,00	6 070	6 070
29	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	1015,00	5 315	5 315
30	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	870,00	5 170	5 170
31	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
32	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
33	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
34	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
35	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
36	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
37	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
38	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
39	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
40	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
41	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
42	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
43	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
44	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
45	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
46	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
47	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
48	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
49	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
50	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
51	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
52	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
53	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
54	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
55	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
56	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
57	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
58	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
59	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025
60	375,00	0,00	0,00	375,00	0,00	300,00	0,00	375,00	0,00	875,00	0,00	725,00	5 025	5 025

Tableau 3.3 Évaluation annuelle de la production de lixiviat pour le scénario minimum

Année	Superficie ouverte	Lixiviât gen. Cell. Ouv.(m3/ha*an)	Cellule fermée m3 / hectare	Surface fermée hectare	Lixiviât généré cellule fermée											
					m3/an											
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
	Hectares	3000	12m déchets													
1	0,9775	2932,5		0,0000												
2	1,5670	4701	2 600	0,0000	0,00											
3	1,2210	3663	1 600	0,7500	0,00	1950,00										
4	1,6250	4875	900	0,0000	0,00	1200,00	0,00									
5	1,4550	4365	700	0,4500	0,00	675,00	0,00	1170,00								
6	1,6705	5011,5	550	0,0000	0,00	525,00	0,00	720,00	0,00							
7	1,5555	4666,5	350	0,3400	0,00	412,50	0,00	405,00	0,00	884,00						
8	1,8155	5446,5	300	0,0000	0,00	262,50	0,00	315,00	0,00	544,00	0,00					
9	1,9600	5880	250	0,3000	0,00	225,00	0,00	247,50	0,00	306,00	0,00	780,00				
10	2,2625	6787,5	250	0,0000	0,00	187,50	0,00	157,50	0,00	238,00	0,00	480,00	0,00			
11	2,1160	6348	250	0,3750	0,00	187,50	0,00	135,00	0,00	187,00	0,00	270,00	0,00	975,00		
12	2,3195	6958,5	250	0,0000	0,00	187,50	0,00	112,50	0,00	119,00	0,00	210,00	0,00	600,00	0,00	
13	2,1205	6361,5	250	0,3650	0,00	187,50	0,00	112,50	0,00	102,00	0,00	165,00	0,00	337,50	0,00	
14	2,3335	7000,5	250	0,0000	0,00	187,50	0,00	112,50	0,00	85,00	0,00	105,00	0,00	262,50	0,00	
15	2,1465	6439,5	250	0,4000	0,00	187,50	0,00	112,50	0,00	85,00	0,00	90,00	0,00	206,25	0,00	
16	1,9565	5869,5	250	0,4100	0,00	187,50	0,00	112,50	0,00	85,00	0,00	75,00	0,00	131,25	0,00	
17	2,1765	6529,5	250	0,0000	0,00	187,50	0,00	112,50	0,00	85,00	0,00	75,00	0,00	112,50	0,00	
18	1,9965	5989,5	250	0,4000	0,00	187,50	0,00	112,50	0,00	85,00	0,00	75,00	0,00	93,75	0,00	
19	2,2165	6649,5	250	0,0000	0,00	187,50	0,00	112,50	0,00	85,00	0,00	75,00	0,00	93,75	0,00	
20	2,0365	6109,5	250	0,4000	0,00	187,50	0,00	112,50	0,00	85,00	0,00	75,00	0,00	93,75	0,00	

Tableau 3.3 Évaluation annuelle de la production de lixiviat pour le scénario minimum

Année	Lixiviat généré cellule fermée											Total	Grand Total	
	m3/an											Cellules fermées	Lixiviat généré	
	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23		
1													0	2 933
2													0	4 701
3													1 950	5 613
4													1 200	6 075
5													1 845	6 210
6													1 245	6 257
7													1 702	6 368
8													1 122	6 568
9													1 559	7 439
10													1 063	7 851
11													1 755	8 103
12													1 229	8 188
13	949,00												1 854	8 215
14	584,00	0,00											1 337	8 337
15	328,50	0,00	1040,00										2 050	8 489
16	255,50	0,00	640,00	1066,00									2 553	8 422
17	200,75	0,00	360,00	656,00	0,00								1 789	8 319
18	127,75	0,00	280,00	369,00	0,00	1040,00							2 371	8 360
19	109,50	0,00	220,00	287,00	0,00	640,00	0,00						1 810	8 460
20	91,25	0,00	140,00	225,50	0,00	360,00	0,00	1040,00					2 411	8 520

### R-3.5

La recirculation telle que nous l'envisageons à cette étape n'est pas de créer un bioréacteur mais plutôt de s'assurer d'un maintien d'une humidité minimale au sein des déchets pour favoriser leur biodégradation d'une part. D'autre part, cette recirculation contribuera au traitement d'une partie du lixiviat.

Ces techniques de recirculation existent depuis un certain nombre d'années mais les expérimentations élaborées sur des sites au Québec sont très rares.

Une expérimentation à grande échelle avec un programme de suivi très élaboré vient de débiter au site de Ste-Sophie.

Pour cet aspect nous prévoyons donc de faire de la recirculation en cellule ouverte et fermée. Les paramètres de ré-injection (fréquence, débits) et l'évaluation des volumes et de la qualité du lixiviat seront déterminés expérimentalement en cours d'exploitation.

La recirculation sera favorisée sur les surfaces fermées à partir du bassin d'accumulation. Les eaux recirculées seront reprises par pompe à partir du regard situé à l'entrée du bassin d'accumulation et envoyées vers des puits d'injection dans les déchets reliés à des drains de répartition.

## 3.5 BASSIN D'ÉGALISATION

### Q-3.6 Bassin d'égalisation

*L'initiateur associe une efficacité de 30 à 60 % d'enlèvement au bassin d'accumulation. L'initiateur propose 2 500 mg/L en DBO<sub>5</sub> pour le traitement conjoint (réf. 6, p.2) et 3 000 mg/l en DBO<sub>5</sub> pour le traitement indépendant (réf. 1, p.71 et réf. 5, tableau 1.5). Il est surprenant que les concentrations changent selon la destinée du lixiviat. L'initiateur devra justifier ces approches différentes ?*

**Note sur l'efficacité du bassin d'égalisation**

*Il est probable que la charge sera réduite dans le bassin d'égalisation, le problème est d'identifier jusqu'à quel point. Or, à moins d'une démonstration claire de la réduction dans un tel bassin pour un lixiviat jeune, il apparaît plus prudent d'associer un rendement nul à ce bassin. Il est bon de noter que les précipitations pourraient apporter une dilution dans ce bassin sans réduire la charge. De plus, selon le protocole analytique utilisé pour réaliser la DBO<sub>5</sub>, l'oxydation chimique du fer pourrait être incluse ou non dans la DBO<sub>5</sub>.*

## R-3.6

Le bassin d'accumulation prévu a un volume de 10 000 m<sup>3</sup>. Il permettra d'accumuler les lixiviats générés pendant tout l'hiver (de décembre à avril inclus). Il ne s'agit pas juste d'un bassin d'égalisation destiné à égaliser les pointes de volume générées à la fonte des neiges et durant les périodes de pluie intense. Les lixiviats entreront dans ce bassin à une extrémité et seront repris dans un puits à l'autre extrémité. Pour le scénario le plus probable, le temps de séjour moyen du lixiviat dans ce bassin variera de 705 jours pour le lixiviat de la première année d'exploitation du site à environ 340 jours au bout de 10 ans (voir tableau 3.4 présenté plus loin).

Il est bien évident qu'un tel bassin avec un temps de séjour aussi élevé ne peut pas ne pas avoir d'impact sur l'enlèvement de la DBO<sub>5</sub> et des autres paramètres tel que l'indique le MENV. Basé sur notre expérience de l'opération de systèmes de traitement des eaux de lixiviation, un enlèvement de la DBO<sub>5</sub> variant entre 60 % en été et 30 % en hiver est rencontré au Québec. Des résultats typiques pour trois LES du Québec sont d'ailleurs présentés plus loin. Dans le cadre du projet, afin de rester sécuritaire, nous avons considéré un enlèvement de 40 % de la DBO<sub>5</sub>.

Les principaux phénomènes intervenant pour la réduction de la charge organique et des autres paramètres dans ce bassin sont les suivants :

- dégradation aérobie d'une partie de la matière organique dans la partie supérieure ;
- dégradation anaérobie d'une partie de la matière organique dans la partie intermédiaire ;
- augmentation du pH (de 5,8 à 6,2 pour le lixiviat brut jusqu'à 7,0 à 8,0 dans le bassin d'accumulation) favorisant la co-précipitation des métaux, des sels (de calcium entre autres) et d'une partie de la matière organique (principalement les particules colloïdales et les grosses molécules carbonées) ;
- décantation des matières en suspension et des particules précipitées et co-précipitées ;

- dégradation anaérobie des boues accumulées dans le fond du bassin ;
- hydrolyse des grosses molécules difficilement biodégradables en molécules plus simples et plus faciles à traiter.

À titre d'exemple, le lecteur trouvera ci-dessous des résultats de rendements sur trois installations spécifiques de traitement d'eau de lixiviation au Québec.

	LES A <sup>(1)</sup>	LES B <sup>(2)</sup>	LES C <sup>(3)</sup>
Volume du bassin d'accumulation (m <sup>3</sup> )	12 000	10 500	13 800
Superficie du bassin (m <sup>2</sup> )	5 400	5 400	6 840
Débit annuel traité (m <sup>3</sup> /an)	27 300	52 900	39 500
Temps de séjour correspondant (jours)	160	72	127
Lixiviat brut			
• DBO <sub>5</sub> (mg/L)	780	367	2 175
• DCO (mg/L)	3 100	1 106	2 950
Sortie du bassin d'accumulation			
• DBO <sub>5</sub> (mg/L)	350	140	1 080
• DCO	805	472	1 630
• Enlèvement de la DBO <sub>5</sub> (%)	55,1	61,9	50,3
DBO <sub>5</sub> à la sortie en enlevant la dilution créée par les eaux de pluie dans le bassin (mg/L) <sup>(4)</sup>	388	148	1 182
Enlèvement de la DBO <sub>5</sub> ajusté (%)	51	61,8	45,7

Notes :

- (1) Valeurs de l'année 2000.
- (2) Valeurs moyennes de 2001.
- (3) Valeurs moyennes de 1998.
- (4) En considérant que les pluies moins 50 % d'évaporation sur le bassin ont dû diluer les eaux de lixiviation.

Les résultats ci-dessus montrent que pour ces trois LES du Québec, les bassins d'accumulation, ayant des temps de séjour inférieurs à ceux qui seront rencontrés dans le projet de Rouyn-Noranda, ont permis de réduire la DBO<sub>5</sub> de valeurs supérieures à 50 %.

Même en considérant une dilution sur la surface du bassin d'accumulation avec 50 % des eaux de pluie, le rendement d'enlèvement de la DBO<sub>5</sub> reste entre 45,7 et 61,8 %. Considérer un

enlèvement de 40 % dans le projet de Rouyn-Noranda nous semble donc une approche sécuritaire.

#### Q-3.7 Débits pour la conception

*L'étude présente deux périodes pour vérifier les variantes de traitement (conjoint ou indépendant). Dans le premier cas, l'horizon est de six ans avec un maximum d'environ 16 000 m<sup>3</sup>/an (réf. 1, p.14) alors que dans le cas du traitement indépendant, le débit est de 20 000 m<sup>3</sup>/an. Il est curieux de parler de débit d'eau de lixiviation à traiter de 20 000 m<sup>3</sup> par année en moyenne, alors que le débit peut atteindre plus de 28 000 m<sup>3</sup> à la 21<sup>e</sup> année (tableau 5.10). Il faut justifier cette différence de valeurs selon la variante de traitement retenue.*

#### R-3.7

Le 20 000 m<sup>3</sup>/an pour le cas du traitement indépendant correspond au lixiviat incluant un 4 000 m<sup>3</sup>/an pour la recirculation. Le volume de lixiviat à gérer se trouvait donc à être 20 000 m<sup>3</sup>/an – 4 000 m<sup>3</sup>/an = 16 000 m<sup>3</sup>/an qui était le volume maximum considéré comme volume à gérer (par traitement conjoint ou traitement sur place).

Tel que présenté et expliqué plus haut dans ce document, ces chiffres ont été réajustés depuis. Ce sont donc les quantités incluses dans ce présent document qui doivent être considérées.

#### **Note sur les charges de lixiviat à traiter**

*Une évaluation grossière, en tenant compte des nouvelles concentrations, donne des charges d'environ 600 kg/d en DBO<sub>5</sub> pour la 3<sup>e</sup> année d'opération et 800 kg/d en DBO<sub>5</sub> pour la 4<sup>e</sup> année d'opération (voir annexe 3, pour plus de détails). Ces charges sont bien supérieures aux 200 kg/d en DBO<sub>5</sub> anticipées par l'initiateur pour les six premières années.*

#### **Note sur la sensibilité du milieu récepteur**

*La rivière Kinojévis a des objectifs de rejets en concentration d'environ 8 à 800 fois moins restrictives que la rivière Osisko. La rivière Kinojévis apparaît un meilleur milieu récepteur pour l'effluent du traitement du lixiviat du LES de Rouyn-Noranda, du moins pour les paramètres conventionnels (voir annexe 4 pour plus d'information).*

**Note sur la meilleure variante de traitement**

*Il a été précisé à la note précédente que la rivière Kinojévis est le meilleur point de rejet. Comme le choix de la variante de traitement définit le point de rejet, c'est le traitement indépendant qui est préférable. Toutefois, certains éléments justifient un traitement conjoint à court terme (voir annexe 5).*

**Note sur les concentrations du lixiviat**

*L'initiateur utilise une concentration fixe de 5 000 mg/L en DBO<sub>5</sub> pour le lixiviat. Le MENV trouve cette concentration non appropriée pour le lixiviat des premières années d'exploitation du futur site de LES à Rouyn-Noranda (voir annexe 2, pour plus de détails).*

Concentrations du lixiviat brut en DBO<sub>5</sub>

La DBO<sub>5</sub> considérée pour le lixiviat brut pour la conception du système de traitement est de 5 000 mg/L. Elle a déjà été justifiée à la réponse à la question 39 (aux pages 64 et 65 de l'addenda N°1 de mai 2001). Le détail des valeurs rencontrées sur neuf LES du Québec est compilé au tableau 5.12 à la page 65 du même document.

Il s'agit donc de valeurs rencontrées sur des LES du Québec et dans les conditions météorologiques bien spécifiques du Québec.

D'autre part, les valeurs considérées dans les références citées par le MENV (réf. 2 : Qasim et Walter Chiang entre autres) sont des valeurs collectées à partir d'études réalisées pour des LES répartis sur le territoire des Etats-Unis et donc pour des conditions météorologiques (température et pluviométrie) souvent très différentes de celles du Québec. À titre d'exemple, un article de Chian et DeWate (1976) cité comme référence par Qasim révèle que les sites considérés sont situés en Californie, Georgie, Ohio, Illinois, Wisconsin et Pensylvanie pour des températures moyennes annuelles de l'air variant entre 7,2 et 16°C. En comparaison, à Rouyn-Noranda, la température moyenne de l'air est proche de 0°C. Il est certain que dans ces conditions, les LES situés aux Etats-Unis sont soumis à des conditions favorisant la biodégradation des déchets et des concentrations plus élevées des eaux de lixiviation.

D'autre part, la plupart des valeurs maximales de ce même article proviennent de projets avec recirculation ou d'essais de laboratoire dans des cylindres. Ces valeurs sont donc à considérer avec de grandes réserves.

Malgré cela, dans un souci de concevoir le projet sur des bases sécuritaires, nous avons considéré tout de même les valeurs suggérées par le MENV, à savoir :

Année	DBO <sub>5</sub> (mg/L)
1	13 000
2	11 500
3	10 000
4	7 500
5	5 000

#### Stratégie de gestion du lixiviat en surplus

Le bassin d'accumulation sera construit au tout début, en même temps que la première cellule d'enfouissement. Ceci permettra de pouvoir accumuler le lixiviat dès sa génération. Le tableau 3.2 résume, pour les 10 premières années, les volumes de lixiviat générés, la concentration considérée pour le lixiviat brut, la charge du lixiviat brut et la charge du lixiviat à la sortie du bassin d'accumulation pour les deux scénarios minimum et maximum. Les quantités les plus probables d'eau à gérer sont également présentées. Elles correspondent au scénario minimum qui est le scénario le plus probable. Les volumes probables accumulés incluent les eaux de précipitation sur le bassin d'accumulation (1 m de précipitation moins 0,5 m d'évaporation) et les eaux de consolidation provenant de l'argile. En effet, lors de la consolidation des argiles, une partie de l'eau provenant de l'argile sera en partie drainée par la couche de drainage de lixiviat. Ce volume s'ajoutera donc au volume de lixiviat provenant des déchets. Le tableau présente également le temps de rétention hydraulique (TRH) des eaux dans le bassin d'accumulation. Le volume probable des eaux à gérer après accumulation en considérant que la première année les eaux s'accumuleront dans le bassin de 10 000 m<sup>3</sup> est aussi présenté ainsi que la charge probable (en kg de DBO<sub>5</sub> par jour) qui sera à gérer. Comme le montre le tableau 3.2, il n'y aura pas de lixiviat à gérer la première année étant donné que celui-ci s'accumulera dans le bassin d'accumulation. Seul à la 2<sup>e</sup> année le lixiviat devra commencer à être géré.

Tableau 3.4 Quantités et charges probables à gérer

Année	SCÉNARIO MINIMUM				SCÉNARIO MAXIMUM				QUANTITÉS PROBABLES À GÉRER			
	Volume lixiviât ( m <sup>3</sup> /an)	Conc. DBO <sub>5</sub> ( mg/L)	Charge DBO <sub>5</sub> <sup>(1)</sup> ( Kg/j)	Charge DBO <sub>5</sub> après accumulation ( Kg/j)	Volume lixiviât ( m <sup>3</sup> /an)	Conc. DBO <sub>5</sub> ( mg/L)	Charge DBO <sub>5</sub> <sup>(1)</sup> ( Kg/j)	Charge DBO <sub>5</sub> après accumulation ( Kg/j)	Volume probable accumulé <sup>(2)</sup> ( m <sup>3</sup> /an)	T.R.H <sup>(3)</sup> dans bassin accumulation ( jours)	Volume probable à gérer après accumulation ( m <sup>3</sup> /an)	Charge probable à gérer en DBO <sub>5</sub> ( Kg/j)
1	2933	13000	190,6	114,4	3300	13000	214,5	128,7	5133	711	0	0
2	4701	11500	270,3	162,2	5400	11500	310,5	186,3	8401	434	3534	62,9
3	5613	10000	280,7	168,4	8400	10000	420,0	252,0	9313	392	9313	168,4
4	6075	7500	227,8	136,7	12000	7500	450,0	270,0	9775	373	9775	136,7
5	6210	5000	155,3	93,2	13700	5000	342,5	205,5	9910	368	9910	93,2
6	6257	5000	156,4	93,9	16540	5000	413,5	248,1	9957	367	9957	93,9
7	6368	5000	159,2	95,5	18690	5000	467,3	280,4	10068	363	10068	95,5
8	6568	5000	164,2	98,5	16510	5000	412,8	247,7	10268	355	10268	98,5
9	7439	5000	186,0	111,6	15655	5000	391,4	234,8	11139	328	11139	111,6
10	7851	5000	196,3	117,8	16895	5000	422,4	253,4	11551	316	11551	117,8

Notes:

(1) Les charges sont calculées sur 200 jours de gestion du lixiviat après accumulation.

(2) Le volume probable accumulé inclut les eaux de pluie accumulées dans le bassin d'accumulation,

soit par an = 4400 m<sup>2</sup> ( surface du bassin) x 0,5 m/m<sup>2</sup> ( 50% des précipitations pour tenir compte de l'évaporation) = 2200 m<sup>3</sup>/an.

Il inclut également les eaux de consolidation provenant de l'argile ( soit 0 m<sup>3</sup> la première année et 1500 m<sup>3</sup>/an les années suivantes).

Le volume probable considéré est le volume du scénario minimum qui est le plus probable.

(3) T.R.H. = temps de rétention hydraulique dans le bassin d'accumulation.

Pendant les années 2, 3, 4 et 5, le lixiviat généré sera envoyé par camions citernes aux étangs de la ville de Rouyn-Noranda pour un traitement conjoint. Il sera pompé à partir du regard situé à l'extrémité opposée à celle de l'entrée du lixiviat brut dans le bassin d'accumulation. Les étangs de Rouyn ont une capacité disponible de l'ordre de 600 kg DBO<sub>5</sub>/jour. Le traitement conjoint se fera de mai à novembre inclus sur environ 200 jours. Selon le tableau 3.2, les charges envoyées varieront en moyenne de 62,9 à 186,7 kg DBO<sub>5</sub>/jour. Cette forme de gestion est justifiée les premières années étant donné les faibles quantités de lixiviat générées ces années-là. De plus, cela permettra de vérifier les quantités (de déchets et de lixiviat) et la qualité du lixiviat généré et de pouvoir concevoir une installation de traitement plus adéquate et permettant de répondre au nouveau Règlement sur les déchets solides qui devrait alors être en force. Au bout de cinq ans, une évaluation de la solution de traitement conjoint à la Ville sera réalisée conjointement entre la ville de Rouyn-Noranda, le MENV, le comité de vigilance et le promoteur.

Au cas où la charge des eaux à gérer se trouvait à être plus élevée, il serait toujours possible, comme solution palliative, d'ajouter de l'aération dans le bassin d'accumulation afin d'augmenter la réduction aérobie de la charge organique et donc de réduire la charge en DBO<sub>5</sub> des eaux à gérer.

#### Q-3.8

*Sur une base temporaire, le traitement conjoint pourrait être acceptable. Toutefois, pour y parvenir, plusieurs éléments doivent être ajoutés au dossier, soit :*

- *Définir clairement la recirculation comme prétraitement (débit, remontée de la nappe de lixiviat, réduction de la charge, cellule ouverte et fermée).*

Déjà répondu au point R-3.4.

- *Transmettre l'entente entre le consortium Multitech-GSI Environnement et la Municipalité de Rouyn-Noranda sur la recevabilité des eaux de lixiviat. Cette démarche doit inclure :*
  - *réserve de 600 kg/d de DBO<sub>5</sub>;*
  - *confirmer la capacité des étangs à recevoir cette charge de lixiviat.*

La ville de Rouyn-Noranda a donné son accord à la réception du lixiviat provenant du futur LET et la convention est sur le point d'être finalisée.

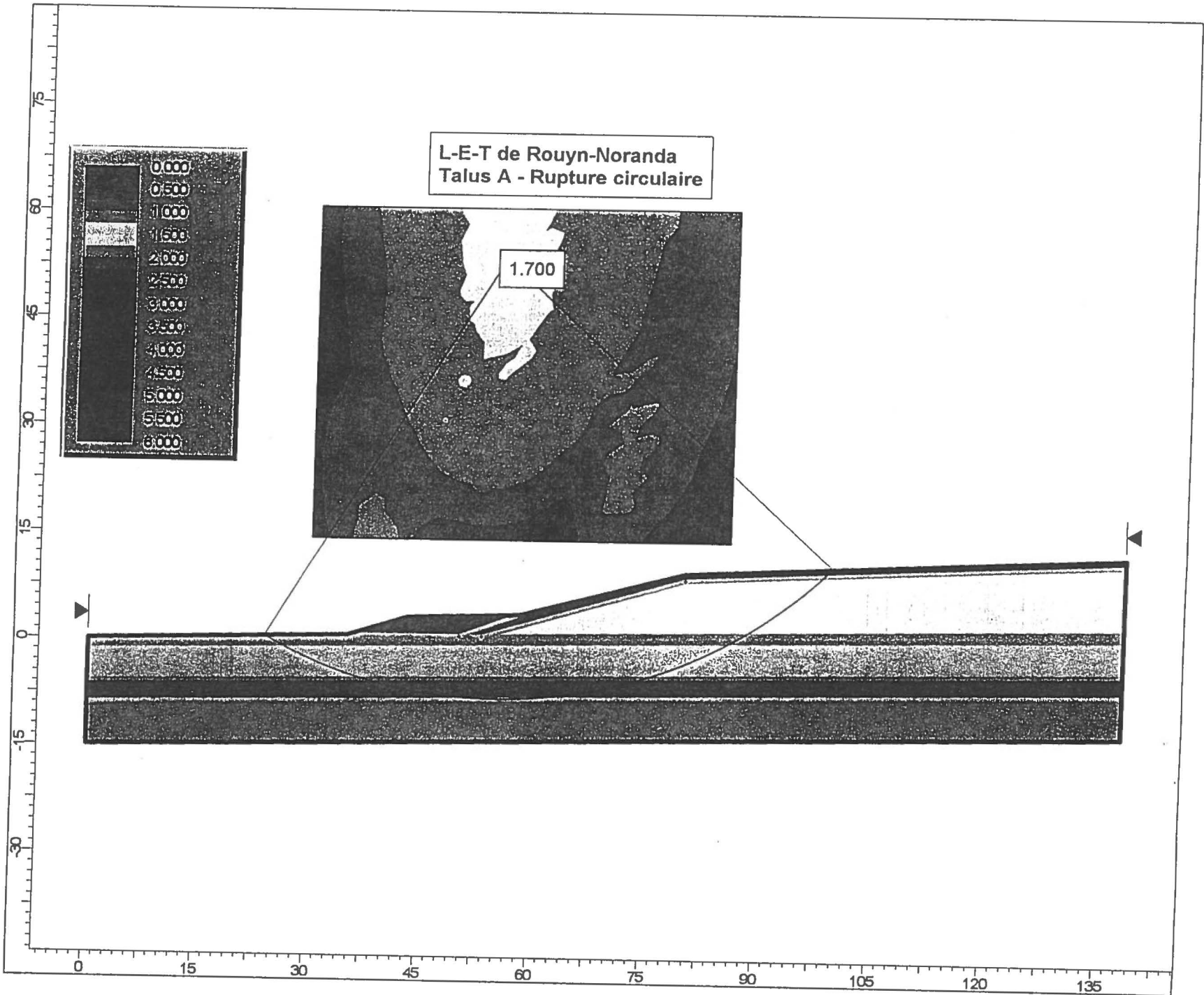
- *Engagement du Consortium Multitech-GSI Environnement à réaliser un traitement indépendant conforme à la réglementation en vigueur d'ici 3 ans.*

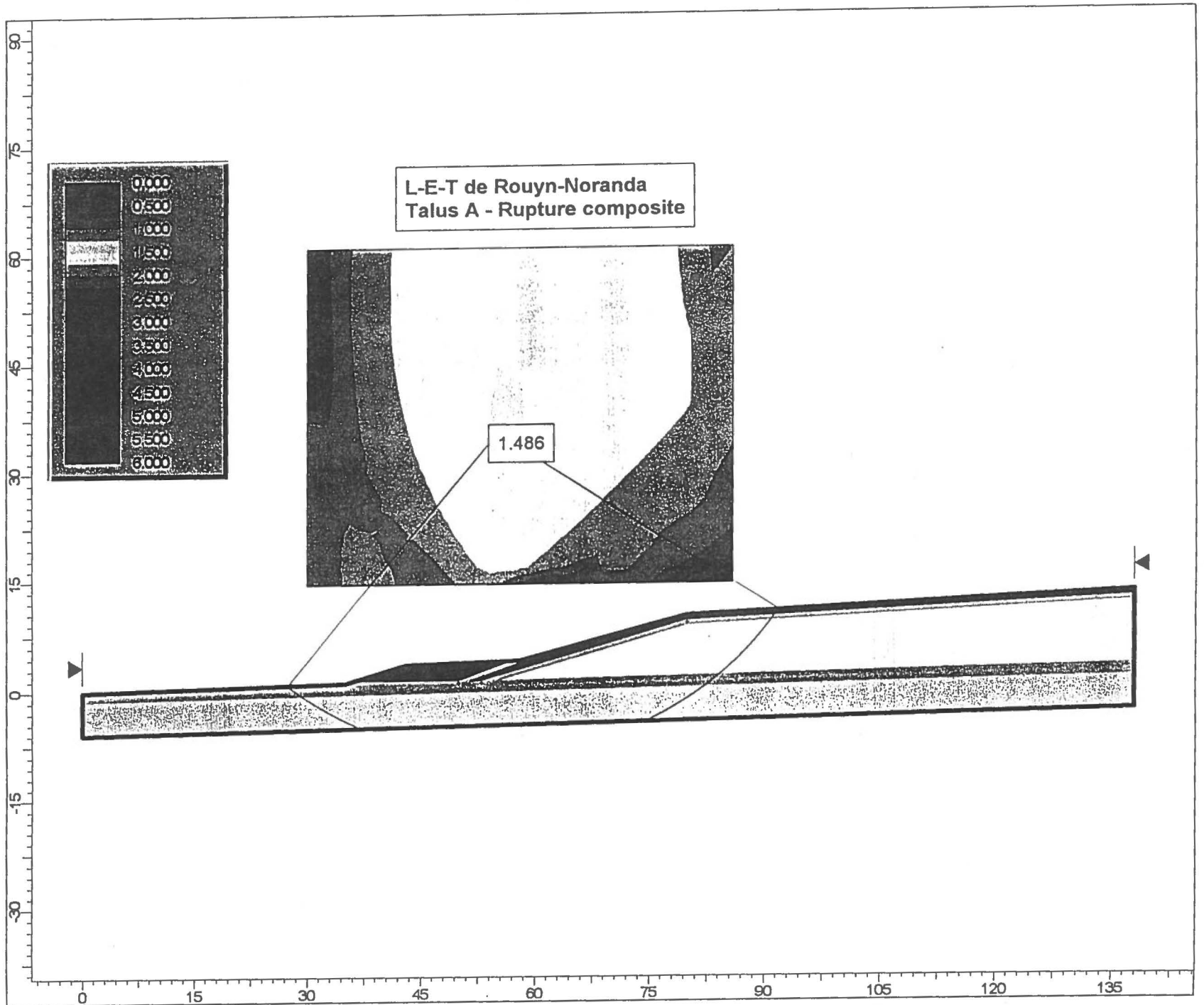
Le Consortium s'engage à réviser la situation de la question de la gestion du lixiviat d'ici 5 ans et à réaliser un traitement indépendant à cette période si nécessaire tel qu'indiqué au point R-3.7.

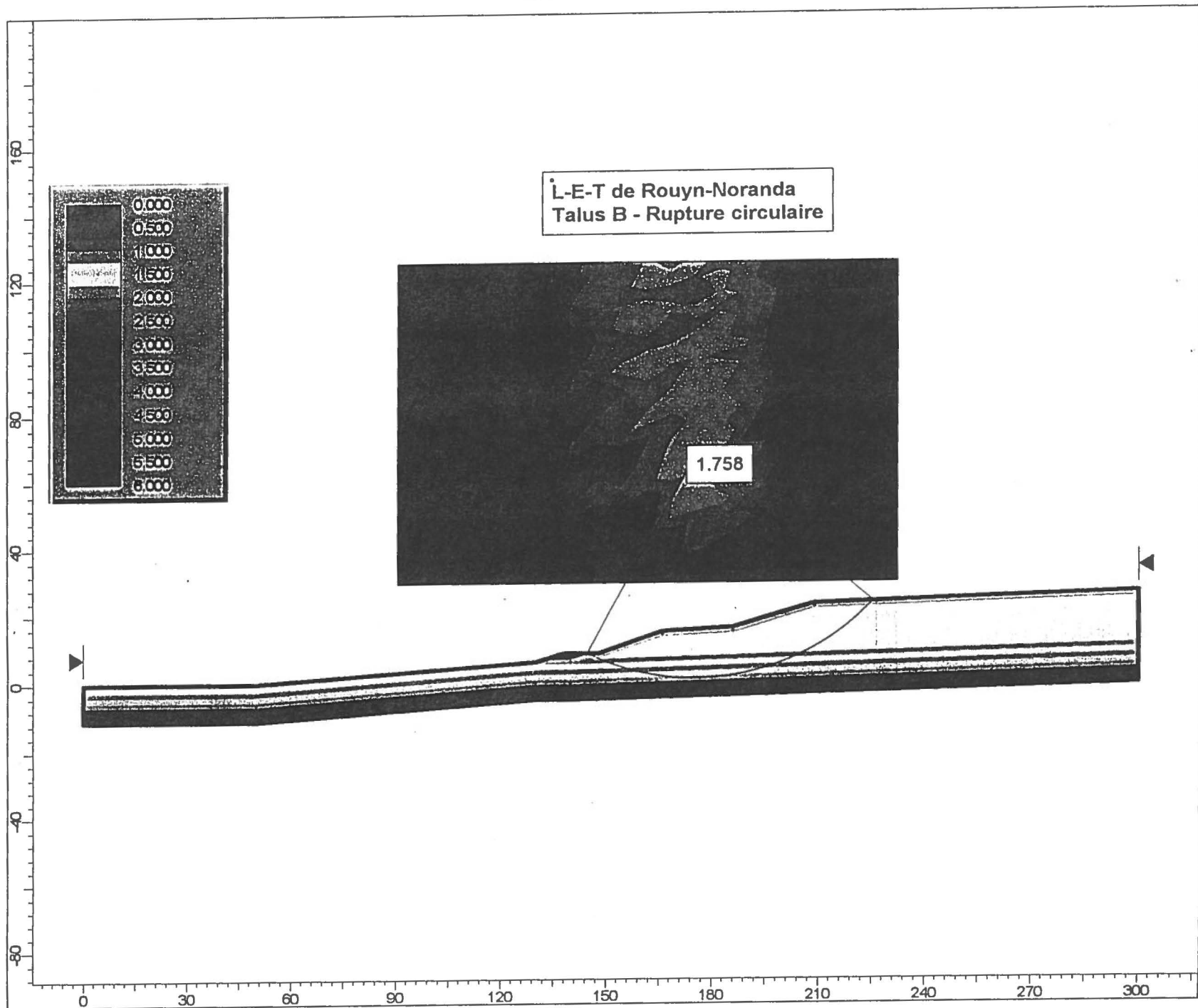
- *Il faudra sensibiliser la Municipalité de Rouyn-Noranda à accroître l'aération afin de réduire les rejets d'azote ammoniacal.*

**ANNEXE 1**

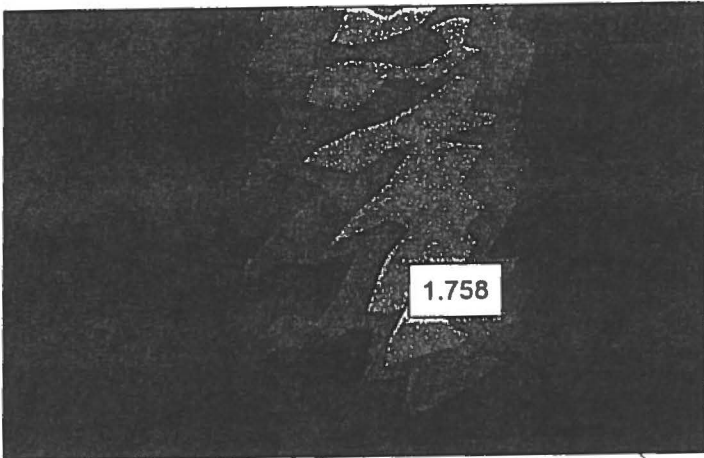
**ANALYSE DE STABILITÉ**



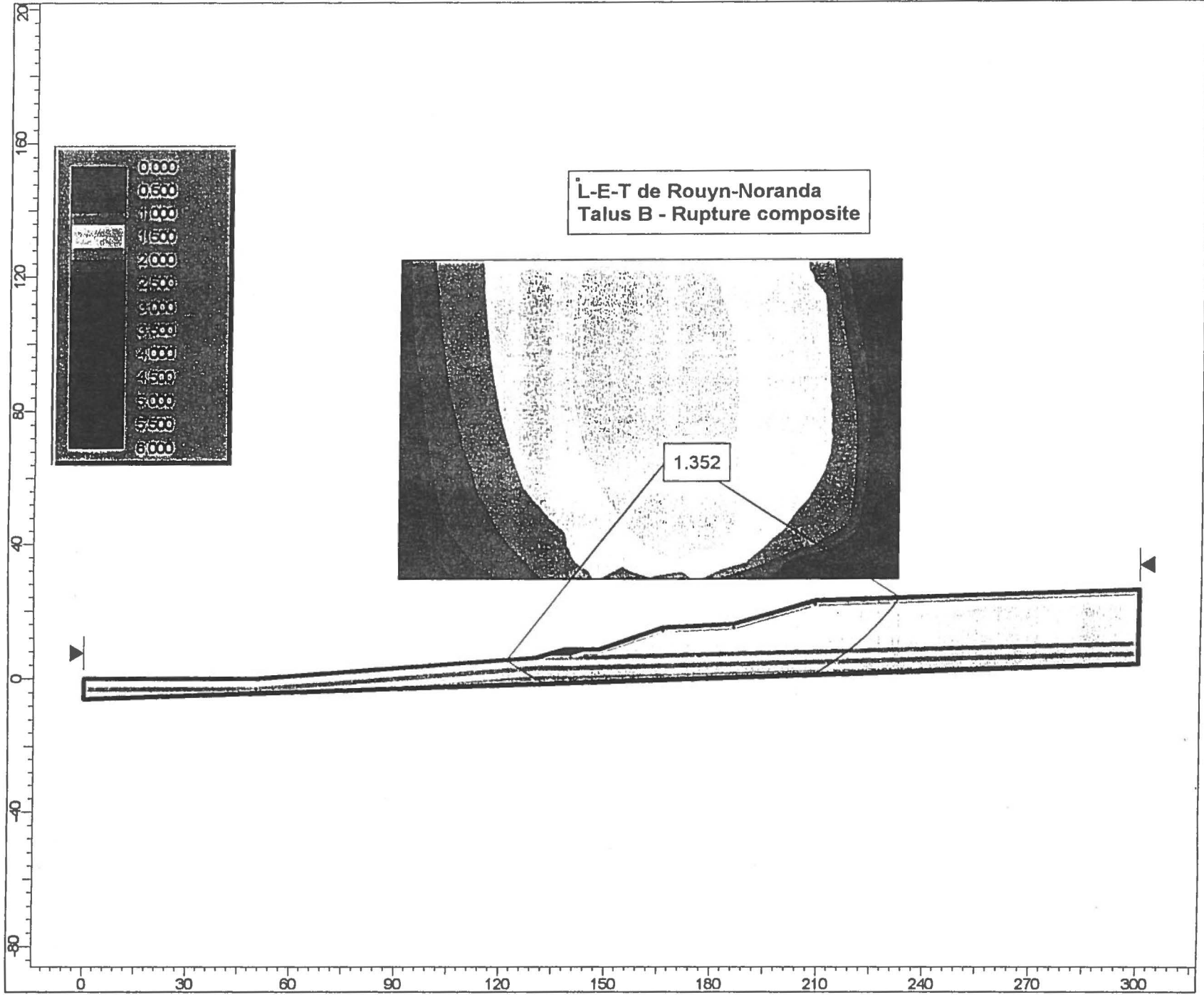


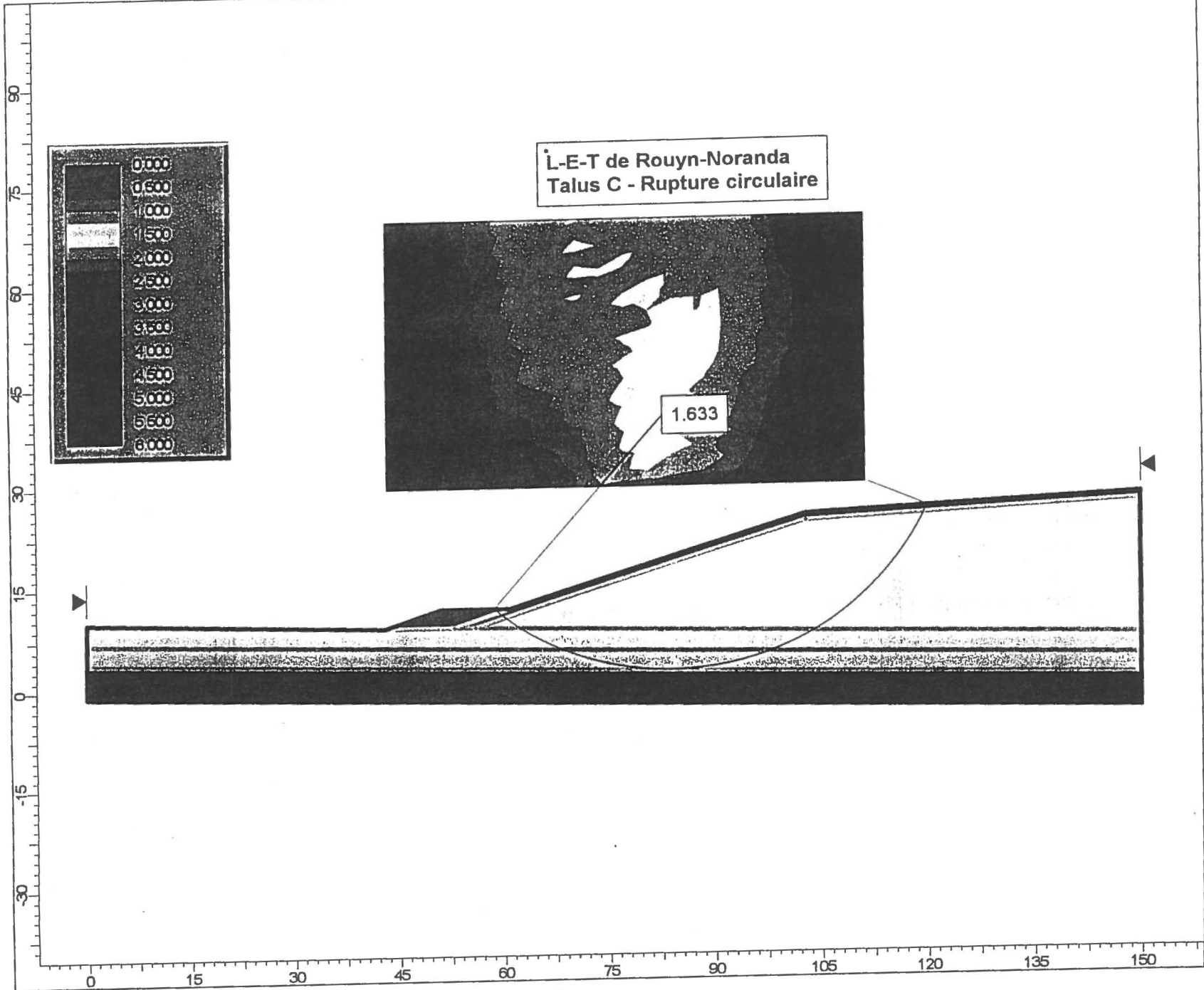


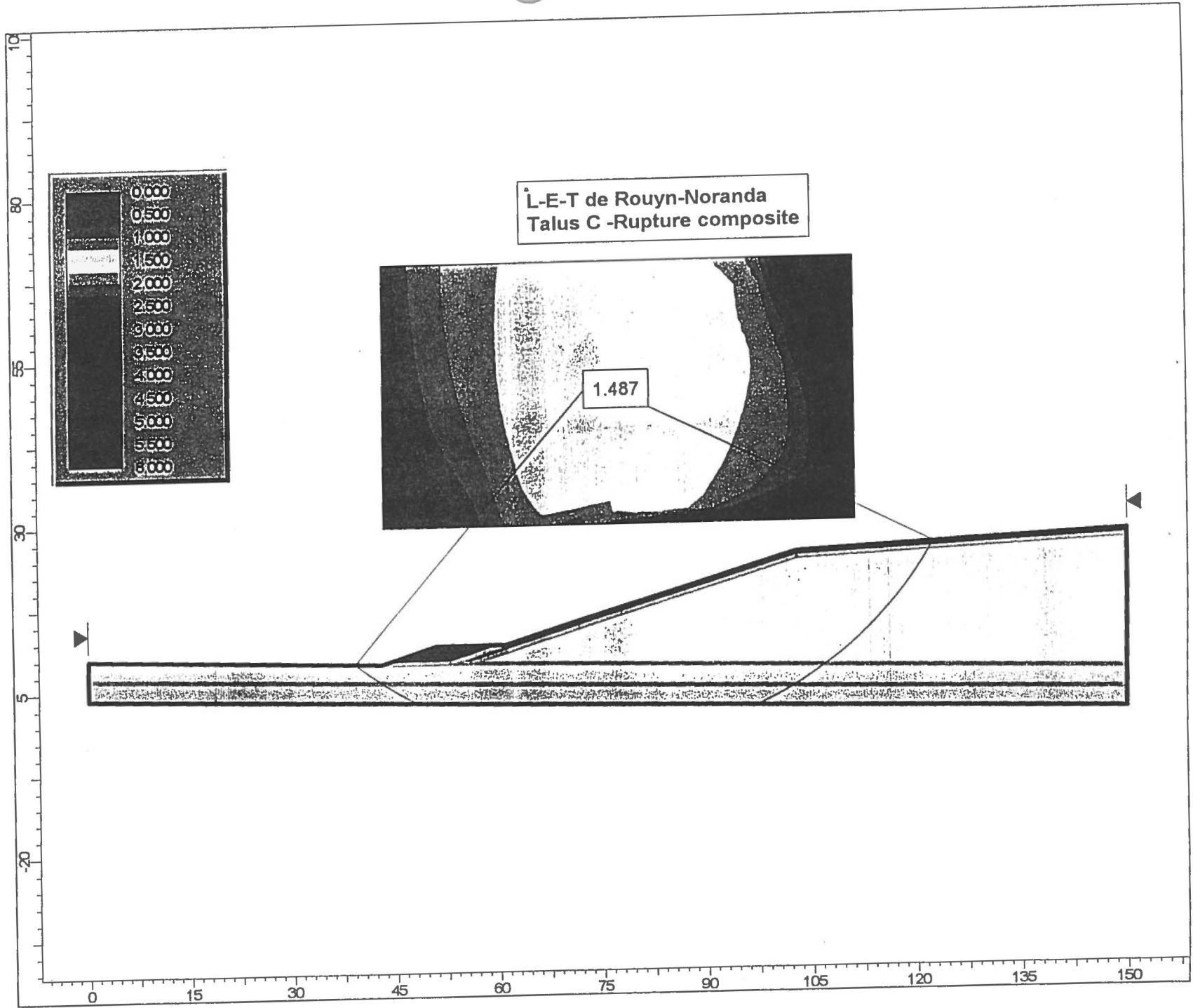
L-E-T de Rouyn-Noranda  
Talus B - Rupture circulaire



1.758









855, rue Pépin  
Sherbrooke (Québec) J1L 2P8  
Tél.: (819) 829-0101  
Télec.: (819) 829-2717  
Courriel: sherbrooke@gsienv.ca

5227, rue Notre-Dame Est, bur. 200  
Montréal (Québec) H1N 3P2  
Tél.: (514) 257-7644  
Télec.: (514) 257-7729  
Courriel: montreal@gsienv.ca

965, avenue Newton, suite 270  
Québec (Québec) G1P 4M4  
Tél.: (418) 872-4227  
Télec.: (418) 872-0149  
Courriel: quebec@gsienv.ca